

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

**ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDELLAH**

DÉPARTEMENT DES SPÉCIALITÉS

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME
D'INGÉNIEUR D'ÉTAT EN HYDRAULIQUE**

Spécialité : Conception des ouvrages hydrotechniques

THÈME :

**ÉTUDE D'AVANT PROJET DÉTAILLÉ DU BARRAGE ZAOUÏA
(DÉRIVATION PROVISOIRE ET TOUR DE PRISE)
(W.TIZI OUZOU)**

**Présenté par :
M^r OURARI FAYÇAL**

**Promoteur :
M^r NEHITI HAMID**

Devant le jury composé de :

Président : M^r M.HASSANE

Examineurs: M^r M.BACHIR CHERIF

M^r A.HEBBOUCHE

M^{me} A.ADDOU

M^{me} L.TAFAT

M^{elle} N.TARGUI

Octobre 2009



Remerciement

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

Mes remerciements vont plus particulièrement à :

*Mon enseignant **M.HASSANE** pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années, et aussi pour le stage en milieu professionnel dans le barrage de DOUERA.*

Sans oublier bien sûr tous les autres enseignants qui m'ont formé de la première année jusqu'à la cinquième année, et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je remercie aussi ma famille, mes amis pour leur soutien moral et matériel, et l'ensemble des ingénieurs et techniciens chargés du suivi de la réalisation du barrage DOUERA qui m'ont soutenu durant la période de stage.

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

OURARI FAYCAL



Dédicace

Je rends un grand hommage à travers se modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Mes parents pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Une spéciale dédicace pour :

Mes grands parant, mes oncles, tantes (FOUZIA & KARIMA), frères, cousins, voisins...

À mes amis de l'E.N.S.H et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

OURARI FAYCAL



-بسم الله الرحمن الرحيم -
"و جعلنا من الماء كل شيء حيا"
صدق الله العظيم

ملخص:

تعتبر السدود من اكبر خزانات المياه السطحية التي تستعمل في مختلف الميادين.الهدف من هذا العمل هو الدراسة الأولية التفصيلية للتحويل الاستثنائي و برج ما خذ الماء لسد الزاوية الواقع بواد "ستيتة" بولاية تيزي وزو من حيث الجيولوجيا الهيدرولوجيا.الدراسة الهيدروليكية و الهندسة المدنية للنموذج المختار في الدراسة التحقيقية.ثم قمنا بتصوير جسم السد و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (ماخذ الماء ومفرغ القعر وحوض تخفيض الطاقة).ثم انهينا هذا العمل بدراسة لتنظيم الورشة والحماية و الأمن من حوادث العمل.

Résumé :

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'eau de surface, qui sont de diverses utilisations. le but de ce travail est l'étude d'avant projet détailler de la dérivation provisoire et la tour de prise d'eau pour le barrage de ZAOUIA sur l'oued (Stita) dans la willaya de Tizi Ouzou de point de vue géologique, hydrologique, hydraulique et de génie civil de la variante retenue dans l'étude de faisabilité, après on a fait le dimensionnement de la digue et la conception des ouvrages annexes (prise d'eau, vidange de fond et le bassin d'amortissement). et on a terminer par une étude d'organisation de chantier et la protection et sécurité de travail.

Summary:

Dams are the big reserves of water, witch are used in divers fields. the purpose of this work is study first elaborate of transformation exception and tower of taking a water to a dam ZAOUIA on canyon (Stita) in reign of Tizi Ouzou on point view geology, hydrology, hydraulic and genie civil. Of the variant elected.

Next we understand a dam and understand state workmanship; we terminate by organization of road works and protection and safety of working.

SOMMAIRE :

Introduction général	(1)
-----------------------------------	------------

Chapitre I : Synthèse de la faisabilité

I-1-Situation géologique et accès topographique	(2)
• Nord de l'oued Sebaou	(3)
• Ouest de l'oued	(3)
• Sud et sud-ouest de l'oued Sebaou	(4)
I-2-Conditions géologies et géotechniques du site	(4)
I-2-1-Géologie du bassin versant	(4)
I-2-2-Géologie de la cuvette	(6)
1-2-2-1-Substratum ante quaternaire (Roche mère de la cuvette)	(7)
• Les schistes de la série du Djebel Aissa-Mimoun	(7)
• Le Néogène <<post-nappe>>	(7)
I-2-2-2-Couverture quaternaire et phénomènes superficiels	(7)
Alluvions et terrasses	(8)
Colluvions et dépôts de pentes	(8)
I-2-2-3-Etanchéité et stabilité de la cuvette	(9)
I-3-Travaux de reconnaissance	(11)
I-3-1-Axes de barrage proposée	(11)
I-3-2-Phase 1	(11)
I-3-2-1-Sondages carottés	(11)
I-3-2-2-Prospection géophysiques	(12)
I-3-2-3-Choix de l'axe	(12)
I-3-3-Phase 2	(13)
I-3-3-1-Sondages carottes	(13)
I-3-3-2-Tranchées	(13)
I-3-3-3-Prospection géophysique	(13)
I-3-4-Puits dans la zone d'emprunt	(13)

I-4-Condition morphologiques et géologiques du site du barrage	(14)
I-4-1-Conditions morphologiques	(14)
I-4-2-Géologie du site du barrage	(14)
I-4-2-1-Couverture quaternaire	(15)
I-4-2-1-1-Alluvions	(15)
I-4-2-1-2-Colluvions	(15)
I-4-2-1-3-Glissements et éboulis	(18)
I-4-2-2-Substratum antequaternaire	(18)
I-4-2-2-1-Lithologie	(18)
I-4-2-2-2-Géologie des couches, failles et fractures	(18)
I-5-Hydrogéologie	(18)
I-5-1-Description des nappes	(18)
I-5-1-1-Nappe des alluvions	(19)
I-5-1-2-Nappes des versants	(20)
I-5-2-Perméabilité des terrains	(21)
I-5-2-1-Alluvions	(21)
I-5-2-2-Colluvions	(22)
I-5-2-3-Substratum rocheux	(22)
I-6-Caractéristiques géotechniques des terrains de fondations	(24)
I-6-1-Caractéristiques des alluvions	(25)
I-6-2-Caractéristiques du substratum	(26)
I-7-Conditions géologiques et géotechniques de la galerie de dérivation et la tour de prise	(27)
I-8-Matériaux de construction	(28)
I-8-1-Définition des zones d'emprunt	(28)
I-8-2-Matériaux argileux	(29)
I-8-2-1-Zone A	(29)
I-8-2-2-Zone A1	(30)

- Essais de laboratoire	(31)
- Analyse granulométriques	(31)
I-8-3-Matériaux alluvionnaires	(32)
I-8-3-1-Zone B2	(32)
- Essais de laboratoire	(32)
- Analyse granulométrique	(33)
- Teneur en eau naturelle et limites d'Atterberg	(33)
- Essais de compactage	(34)
- Essais mécaniques	(34)
- Essais de perméabilité	(34)
I-8-3-2-Alluvions du Sebaou	(39)
I-8-4-Matériaux rocheux	(41)
I-8-4-1-Grés miocènes et numidiens	(41)
I-8-4-2-Calcaire cristallins (Cipolin)	(42)
I-9-Sismicité du la zone d'étude	(43)
I-9-1-Le séisme maximal possible (SMP = MCE).....	(43)
I-9-2-Le séisme maximal de dimensionnement (SMD = MDE)	(43)
I-9-3-Le séisme de base d'exploitation (SBE = D.B.E.)	(43)
Conclusion	(45)
I-10-Eléments issus de l'étude hydrologique	(51)
I-10-1-Morphologie de la région	(51)
I-10-2-Hydrologie	(51)
I-10-2-1-Bassin versant	(51)
I-10-2-1-Station pluviométriques dans la zone de projet	(55)
I-10-2-2-Précipitations moyennes	(56)
I-10-2-3-Evaporation (ETP)	(57)
I-10-2-4-Ecoulement moyen	(57)
I-10-2-5-Crues extrêmes	(59)
I-10-2-6-Le transport solide	(61)

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction	(63)
II-1-Caractéristiques morphologique du bassin versant	(64)
II-2-1-Paramètres géométriques	(67)
II-2-2-Paramètres de formes	(67)
a) Indice de compacité de Gravellius	(67)
b) Coefficient d'allongement	(67)
c) Rectangle équivalent	(68)
II-2-3-Paramètres du relief	(68)
II-2-3-1-Courbe hypsométrique	(69)
II-2-3-2-Altitude moyenne du bassin versant	(72)
• Graphiquement	(72)
• Analytiquement	(72)
II-2-3-3-Pente moyenne du bassin versant	(72)
II-2-3-4-Indice de pente	(73)
a) Indice de pente globale I_g	(73)
b) Indice de pente moyen I_{pm}	(73)
c) Indice de pente M.ROCHE I_p	(73)
II-2-3-5-Dénivelée spécifique	(74)
II-3-Caractéristiques hydrographique du bassin versant	(75)
II-3-1-Le chevelu hydrographique	(75)
II-3-2-Le profil en long de l'oued	(75)
II-3-3-Pente moyenne du cours d'eau principal (I_c)	(79)
II-3-4-La densité de drainage	(80)
II-3-5-Le coefficient de torrencialité C_t	(80)
II-3-6-Temps de concentration	(80)
• La formule de Giandoti (sud Italie 1937)	(81)
• Formule de Befani A.N.	(81)
• Formule de KIRPICH	(81)
• Formule de L'A.N.R.H.	(81)

II-3-7-Vitesse de ruissellement	(82)
II-4-Caractéristiques climatiques	(84)
II-4-1-La température	(84)
II-4-2-Vitesse du vent	(84)
II-4-3-La pluviométrie	(85)
II-4-3-1-Pluie moyenne annuelle	(85)
II-4-3-2-Pluie maximales journalières	(89)
➤ Ajustement des pluies maximales journalières	(89)
➤ Résultats de l'ajustement	(91)
A- Ajustement à la loi lognormale	(91)
➤ Résultats de l'ajustement	(91)
➤ Comparaison de caractéristiques de la loi et l'échantillon	(91)
B- Ajustement à la loi gumbel	(91)
II-4-3-3-Pluie de courte durée I.D.F (Courbe : Intensité Durée Fréquence)	(94)
II-5-Etude des apports	(99)
II-5-1-Apport liquides	(99)
II-5-1-1-Apport moyen interannuel (A0)	(99)
a) Formule de L'A.N.R.H.	(99)
b) Formule de MEDINGUER	(99)
c) Formule de TURC	(100)
d) Formule de SAMIE	(100)
e) Formule de CHAUMONT	(100)
II-5-1-2-Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen	(101)
II-5-1-3-Caractéristiques de l'écoulement	(102)
a) Module de l'écoulement	(102)
b) Module de l'écoulement relatif (spécifique)	(102)
c) Lamme d'eau écoulée	(102)
d) Coefficient de l'écoulement	(102)
II-5-2-Apports fréquentiels	(103)
a) Formule Algérienne de N.NPADOUM	(103)
b) Formule de SOKOLOVSKY	(103)
c) Formule de KRISTEKLY MENKEL	(103)
d) Formule ANTONOV	(104)

II-5-3-Transport solide	(106)
II-5-3-1-Le transport solide en suspension	(107)
II-5-3-2-Le transport solide par charriage	(107)
II-6-Etude des crues	(108)
II-6-1-Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques	(108)
a) formule de MALLET-GAUTHIER	(108)
b) formule de POSSENTI	(108)
c) Formule de TURRAZA	(109)
d) Formule de SOKOLOVSKY	(109)
II-6-2-Détermination des hydrogrammes des crues probables par la méthode de SOKOLOVSKI....	(111)
II-6-3-Choix de la crue de projet	(114)
II-6-4-Choix de la crue de chantier	(116)
II-7-Régularisation de l'écoulement	(117)
II-7-1-Courbes caractéristiques de la retenue	(117)
II-7-2-Détermination de la garantie de la restitution	(119)
II-7-3-Détermination des besoins	(119)
II-7-4-Calcul du volume utile	(119)
• 1er consigne d'exploitation	(120)
• 2ème Consigne d'exploitation	(120)
II-7-5-Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	(121)
II-7-6-Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	(121)
a) Perte par évaporation	(121)
b) Perte par infiltration	(121)
II-8-Laminage des crues	(125)
II-8-1-Méthode de KOTCHERINE	(126)
II-9-Etude d'optimisation	(129)
II-9-1-Calcul du coût approximatif de la digue	(129)
II-9-2-Calcul approximatif de l'évacuateur de crue	(130)

II-9-3-Calcul de la revanche	(131)
II-9-4-Calcul de tassement	(132)
II-9-5-La largeur en crête	(133)
Conclusion	(136)

Chapitre III : Conception hydraulique

Introduction	(137)
III-1-Les phases de batardages	(137)
III-1-1-Construction d'un canal en terre	(138)
III-1-2-Construction d'un prébatardeau	(142)
III-1-3-Construction de la tour de prise et le tunnel de dérivation	(142)
III-1-3-1-Le tunnel de dérivation	(142)
A- calcul des paramètres hydrauliques	(142)
B- Laminage de la crue de chantier	(143)
C- Calcul de ligne d'eau	(147)
III-1-3-2-Choix et calcul de l'ouvrage de dissipation	(151)
A- Conception du bassin	(151)
B- Calcul de la trajectoire du jet dans le bassin de dissipation	(152)
III-1-4-Construction du batardeau amont	(153)
A- Calcul de H_0	(154)
B- Calcul de la revanche	(154)
C- Estimation des tassements	(155)
D- La largeur en crête	(155)
III-2-La vidange de fond	(156)
II-2-1-Calcul du temps de vidange	(156)
A- Cas d'un fonctionnement normal	(156)
B- Cas exceptionnel	(157)
III-2-2-Calcul du temps de vidange réel	(158)
A- Cas d'un fonctionnement normal	(159)
B- Cas d'un fonctionnement exceptionnel	(159)

III-2-3-Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue	(159)
A- Cas d'un fonctionnement normal	(159)
B- Cas d'un fonctionnement exceptionnel	(159)
III-2-4-Calcul des paramètres hydrauliques	(159)
III-3-Dimensionnement de la prise d'eau	(160)
III-3-1-Critères de choix d'une prise d'eau	(160)
III-3-2-La variante retenue	(161)
III-3-3-Calcul du diamètre de la conduite de prise d'eau	(161)
Conclusion	(164)

Chapitre IV : Exigences et dispositions constructives

Introduction	(166)
IV-1-Les équipements hydromécaniques	(166)
IV-1-1-La vanne de garde	(166)
IV-1-2-Vanne de service	(166)
IV-1-3-Vanne papillon DN 700 de garde	(167)
IV-1-4-Vanne papillon DN700 de service	(167)
IV-1-5-Vanne papillon	(168)
IV-2-Engin de manutentions	(168)
IV-2-1-Pont roulant 5t	(168)
IV-2-2-Chariot de transbordement	(168)
VI-3-Ecran en béton	(169)
IV-4-Conduite de drainage	(169)
IV-5-Joint Water Stop	(169)

Chapitre V : Conception du génie civil

Introduction	(171)
V-1-Equation générale de la capacité portante du sol	(172)
V-2-Caractéristiques du substratum	(172)
V-3-Contrainte dû au poids du barrage	(173)

V-4-Contrainte développée par la fondation	(174)
V-5-Dimensionnement des semelles	(175)
V-5-1-La galerie de dérivation	(175)
V-5-2-La tour de prise	(176)

Chapitre VI : Organisation du chantier

Introduction	(178)
VI-1-Rôles et responsabilité des intervenants sur chantier	(178)
V-I-I-Le maitre de l'ouvrage	(178)
VI-1-2-Le maitre d'œuvre	(178)
VI-1-3-L'entrepreneur	(179)
VI-2-Installation du chantier	(179)
VI-2-1-Installation destinées au personnel	(179)
VI-2-2-Installation destinées au stockage des matériaux	(197)
VI-2-3-Installation destinées à la réparation des engins	(179)
VI-2-4-Installation pour la préfabrication	(180)
VI-3-Ordre d'exécution des travaux	(180)
VI-3-1-Terrassement au niveau des installations de chantier	(180)
a- Exécution des voies d'accès	(180)
b- exécution des plates formes	(180)
c- Détermination des engins nécessaires	(180)
VI-3-2-Dérivation provisoire	(181)
a) exécution du batardeau principal	(181)
b) Opération d'exécution du batardeau principal	(181)
c) Exécutions du massif du batardeau	(182)
d) Exécutions du remblai des massifs	(182)
e) Extraction des terres dans la carrière	(183)
f) Définition des engins nécessaires	(184)
VI-3-3-Exécutions de la digue	(185)
a) Exécutions du remblai de la digue	(185)
b) Exécutions des travaux de carrière des filtres et drain	(186)
c) Enrochement de protection des talus	(186)

VI-3-4-Exécutions des travaux de bétonnage	(186)
a) Généralités	(186)
b) L'extraction et la fabrication des granulats pour béton et filtre pour les remblais de la digue	(188)
c) Bétonnage de l'évacuateur de crue	(188)
VI-4-Planification	(189)
VI-4-1-Définition	(189)
VI-4-2-Technique de la planification	(189)
a) Méthode basées sur le réseau	(189)
a.1) Définition du réseau	(189)
a.2) Construction du réseau	(190)
a.3) Différentes méthodes basées sue le réseau	(190)
b) Méthodes basées sur le graphique	(191)
VI-4-3-Les étapes de planification	(191)
VI-4-4-Les plannings	(193)
a) Plan de travail au plus tôt	(193)
b) Plan de travail au plus tard (PTPP).....	(193)
c) Plan de travail intermédiaire	(193)
VI-4-5-Délai de construction et programme des travaux	(193)
VI-4-6-Symboles et durée des différentes opérations	(194)
VI-4-7-Succession des travaux	(195)
VI-4-8-Détermination des chemins critiques	(197)
VI-5-La gestion du chantier	(199)
VI-5-1-La gestion des hommes	(199)
VI-5-2-La gestion du matérielles	(199)

Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

Introduction	(201)
VI-1-Comite de sécurité	(202)
VII-2-Instruction structurelles sur la sécurité	(202)

VII-2-1-Instruction à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier	(202)
VII-2-2-Instruction à donner u chef d'équipe	(203)
VII-3-Contrôle et entretien du matériel	(203)
VII-4-Organisation du service de la sécurité d'ouvrage	(203)
VII-5-Principes fonctions du service de sécurité	(203)
a) Etudes	(203)
b) Exécution	(204)
c) Contrôle	(204)
d) Animation	(204)
e) Fonction humaines	(204)
f) Social	(204)
VII-6-Causes des accédants de travail	(204)
a) Causes humaines	(204)
b) Causes techniques	(204)
VII-6-1-Condition dangereuses dans le chantier	(205)
VII-6-2-Action dangereuses	(205)
VII-6-3-Mesures préventives	(205)
VII-7-Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation	(206)
Conclusion	(207)

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Liste des tableaux

Tableau I.01 Objectifs et paramètres à déterminer des essais géotechniques	(10)
Tableau I.02 Puits réalisés dans les zones d'emprunts	(14)
Tableau I.03 Sondages réalisés dans l'axe du barrage A-B	(16)
Tableau I.04 Niveau d'eau mesurée dans les alluvions	(19)
Tableau I.05 Variation saisonnière du niveau d'eau souterraine (ZS 1)	(19)
Tableau I.06 Niveau d'eau relevée dans les rives du barrage	(20)
Tableau I.07 Variation du niveau piézométrique dans les sondages (ZS 3)	(20)
Tableau I.08 Résultats des essais Lefranc sur les sondages ZS (1.2.7)	(21)
Tableau I.09 Récapitulatif des essais Lugeons	(23)
Tableau I.10 Variation de la perméabilité Lugeons en fonction de la profondeur	(24)
Tableau I.11 Résultats des essais S.P.T réalisés sur les sondages ZS (1.2.7)	(25)
Tableau I.12 Résultats des essais réalisés sur les blocs et roches	(26)
Tableau I.13 Echantillons prélevés des zones d'emprunts	(28)
Tableau I.14 Composition granulométrique de la zone d'emprunt A	(30)
Tableau I.15 Résultats des essais géotechniques réalisés dans la zone A	(30)
Tableau I.16 Composition granulométrique de la zone A1	(31)
Tableau I.17 Résultats des essais réalisés sur la zone A1	(31)
Tableau I.18 Composition granulométrique de la zone B2	(33)
Tableau I.19 Composition granulométriques des matériaux fins de la zone B2	(33)
Tableau I.20 Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire	(35)
Tableau I.21 Tableau récapitulatif – volume de matériaux et de travaux de reconnaissances	(36)
Tableau I.22 Tableau récapitulatif - Résultats des essais de laboratoire (valeurs moyennes)	(37)
Tableau I.23 Tableau récapitulatif des essais réalisés sur les blocs de roche	(41)
Tableau I.24 Station pluviométriques dans la zone d'étude	(55)
Tableau I.25 Précipitation moyennes aux stations pluviométriques de la zone de projet	(56)
Tableau I.26 Répartition mensuelle des précipitations pour la station 2.18.05 (Makouda)	(57)
Tableau I.27 ETP moyennes mensuelles et annuelles dans des zones Skikda et Alger	(57)
Tableau I.28 Localisation des stations hydrologiques de la zone de projet	(58)
Tableau I.29 Apports moyens mensuels et annuels au site du barrage de Zaouia	(59)
Tableau I.30 Débit moyens mensuels et annuels au site du barrage de Zaouia	(59)
Tableau I.31 Débits maximaux comparaison des résultats issus par divers méthodes	(59)
Tableau I.32 Débits maximaux pour différentes fréquences dans la section du barrage de Zaouia	(60)
Tableau I.33 Volume des dépôts solides estimée pour la retenue de Zaouia	(61)
Tableau I.34 Paramètres issus de l'étude hydrologique	(62)
Tableau II.01 Surfaces par tranche d'altitudes	(69)
Tableau II.02 La pente moyenne du bassin versant	(72)
Tableau II.03 Classification du relief	(73)
Tableau II.04 Répartition des surfaces en fonction des cotes	(74)
Tableau II.05 Classification O.R.S.T.O.M 5type de relief)	(74)
Tableau II.06 Profil en long du cours d'eau principal	(77)
Tableau II.07 Pente moyenne du cours d'eau principal	(79)
Tableau II.08 Récapitulatif du temps de concentration	(82)
Tableau II.09 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	(83)
Tableau II.10 Relevés des températures	(84)
Tableau II.11 Les vitesses moyenne mensuelle des vents	(84)
Tableau II.12 Coordonnées et code de la station Makouda	(85)
Tableau II.13 Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	(85)

Tableau II.14	Les caractéristiques pluviométriques de la région	(85)
Tableau II.15	Pluies mensuelles et moyennes annuelles	(86)
Tableau II.16	Pluies maximales journalières	(88)
Tableau II.17	Pluies de courte durée et intensité pour différentes fréquences	(96)
Tableau II.18	Récapitulatif des apports	(101)
Tableau II.19	Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen	(101)
Tableau II.20	Récapitulatif des Cv	(104)
Tableau II.21	Les apports d différentes fréquences	(104)
Tableau II.22	Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80 %	(105)
Tableau II.23	Récapitulatif des débits maxima de crue	(110)
Tableau II.24	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	(111)
Tableau II.25	Les hydrogrammes des crues	(112)
Tableau II.26	Caractéristiques topographiques de la retenue	(117)
Tableau II.27	Les besoins mensuels pour l'irrigation	(119)
Tableau II.28	Le volume utile de la retenue	(120)
Tableau II.29	Evaporation mensuelle	(121)
Tableau II.30	Coefficient δ en fonctions des conditions hydrologiques	(122)
Tableau II.31	Le volume des pertes dans la retenue	(122)
Tableau II.32	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	(123)
Tableau II.33	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	(124)
Tableau II.34	Données initiales pour le laminage des crues	(127)
Tableau II.35	Résultats de laminages obtenu par la méthode de KOTCHIRINE	(128)
Tableau II.36	Volume de la digue a différâtes hauteurs diversantes	(129)
Tableau II.37	Volume de l'évacuateur de crue a différentes hauteurs diversantes	(130)
Tableau II.38	Tableau récapitulatif des prix totaux	(130)
Tableau II.39	La largeur en crête à différentes hauteurs du barrage	(134)
Tableau II.40	Tableau récapitulatif de l'étude hydrologique	(135)
Tableau III.01	K_s selon différentes natures des parois	(139)
Tableau III.02	Coefficient de Manning selon différentes natures des parois	(139)
Tableau III.03	Méthodologie de calcul des dimensions du canal	(141)
Tableau III.04	Volume et débits déversant	(143)
Tableau III.05	Laminage de la crue de chantier	(145)
Tableau III.06	Calcul de la ligne d'eau par la méthode de PAVLOWSKI	(149)
Tableau III.07	La distances parcourue par le jet pour différentes valeurs de (θ)	(153)
Tableau III.08	Fruits des talus selon le type du barrage	(155)
Tableau III.09	Représentation des surfaces moyen suivant la hauteur du barrage	(158)
Tableau III.10	Coefficient de perte de charge singulière pour une sélection de vannes et raccords	(162)
Tableau III.11	Coefficient de rugosité pour les tuyaux neufs	(163)
Tableau V.01	Caractéristiques géotechniques du substratum du barrage Zaouia	(173)
Tableau V.02	Caractéristiques de la fondation d'assise du barrage	(174)
Tableau V.03	Valeurs estimés de la capacité portante admissible des sols	(175)
Tableau V.04	Compacité des sols pulvérulents selon l'indice N	(176)
Tableau VI.01	Changement du volume selon différentes natures et conditions du sol	(184)
Tableau VI.02	Symboles et durée des différentes opérations	(194)
Tableau VI.03	La succession des travaux	(195)
Tableau VI.04	Détermination des chemins critiques	(197)
Tableau VI.05	Diagramme de GANTT	(198)
Tableau VI.06	Rendements des engins en fonction du mode d'entretien et les conditions du travail.....	(199)

Liste des figures

Figure I.01 Localisation de zone d'étude	(2)
Figure I.02 Grande régions naturelles	(3)
Figure I.03 La carte géologique DELLYS-TIZI OUZOU	(5)
Figure I.04 La carte géologique de la cuvette	(6)
Figure I.05 Coupe dans la fondation de la digue	(17)
Figure I.06 Classification des zones d'emprunt	(38)
Figure I.07 Bassin hydrographique	(52)
Figure I.08 Réseau hydrographique dans la région du projet	(53)
Figure I.09 Plan du bassin versant de l'oued Stita	(54)
Figure I.10 Localisation des stations pluviométriques dans la zone de projet	(55)
Figure I.11 Courbe des précipitations annuels classés – station Makouda	(56)
Figure I.12 Hydrogramme de la crue de projet	(60)
Figure II.01 Le réseau hydrographique du bassin versant	(65)
Figure II.02 Localisation du barrage de Zaouia	(66)
Figure II.03 Plan alti métrique du bassin versant	(70)
Figure II.04 Courbe hypsométrique	(71)
Figure II.05 Classification du cours d'eau principal	(76)
Figure II.06 Profil en long du talweg principal	(78)
Figure II.07 Carte pluviométrique de l'Algérie	(87)
Figure II.08 Ajustement à la loi log-Normale	(93)
Figure II.09 Ajustement à la loi de Gumnel	(93)
Figure II.10 Comparaison entre les deux ajustements	(94)
Figure II.11 Pluies de courte durée	(97)
Figure II.12 Intensité-Durée-Fréquence	(98)
Figure II.13 Répartition mensuelle de l'apport moyen	(102)
Figure II.14 Répartition mensuelle de l'apport moyen de fréquence 80 %	(105)
Figure II.15 Schéma général du transport solide	(106)
Figure II.16 L'hydrogrammes des crues probables (par SOKOLOVKY)	(113)
Figure II.17 L'hydrogramme de la crue de projet	(115)
Figure II.18 Courbe Capacité –Surface-Hauteur	(118)
Figure II.19 Schéma générale pour la méthode de KOTCHERINE	(127)
Figure II.20 Courbe d'optimisation de la largeur de l'évacuateur	(131)
Figure II.21 Courbe de variation $b_{cr} = f(H_b)$	(135)
Figure III.01 Organigramme pour le calcul de la section économique	(138)
Figure III.02 Représentation graphique du calcul des dimensions du canal	(141)
Figure III.03 Dimensions du canal en terre	(141)
Figure III.04 Courbe des débits déversant	(144)
Figure III.05 Laminage de la crue de chantier	(146)
Figure III.06 La représentation graphique du canal hydraulique	(148)
Figure III.07 La représentation de ligne d'eau	(150)
Figure III.08 Représentation graphique des dimensions du batardeau	(155)
Figure V.01 Schéma de rupture sous une semelle chargée	(171)
Figure VI.01 Réseau à nœud	(196)

Liste des planches

Planche 01 Levé topographique et géologique du site du barrage Zaouia (W. Tizi Ouzou)

Planche 02 Coupe géologique sur l'axe de la galerie de dérivation et toure de prise

Planche 03 Vue en plan de l'aménagement du barrage Zaouia

Planche 04 Profil en long des ouvrages de dérivation provisoire du barrage Zaouia

Planche 05 Coupes en long et en travers de la toure de prise du barrage Zaouia

Planche 06 Profil en long et en travers de la galerie de dérivation du barrage Zaouia

Introduction général

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

Pour que l'agriculture évolue, il faut qu'il y ait de l'eau en quantité suffisante surtout le cas de l'Algérie où les modes d'irrigation sont traditionnelles qui consomment beaucoup d'eau ainsi que le développement industriel de notre pays, et d'une part l'homme ne peut pas vivre sans eau.

C'est dans ce cadre que le secteur de l'hydraulique s'est vu accorder une attention particulière de la part des instances politiques du pays, et un plan ambitieux de développements des infrastructures hydrauliques a été élaboré.

Ce plan concerne notamment l'édification de plusieurs barrages de retenues parmi lesquels figure le site du futur barrage **ZAOUIA** dans l'oued STITA.

Ce barrage est destiné pour l'irrigation.

L'objectif de mon travail est l'étude d'A.P.D. (avant projet détaillé) des ouvrages annexes (Dérivation provisoire, vidange de fond et tour de prise) de ce dernier.

La conception de ces ouvrages et une science de maîtrise des rivières, pour assurer le bon fonctionnement et la sécurité de la réserve, par conséquent, ils occupent une place importante dans l'aménagement hydraulique du fait que leurs coûts de réalisation peuvent atteindre la moitié du budget total de réalisation du barrage.

C'est pour cela qu'il faut lui accorder une attention particulière pendant la conception et la réalisation, afin de pouvoir adapter à chaque ouvrage, les conditions topographiques géologiques pour son implantation et son fonctionnement parfait.

CHAPITRE I

SYNTHESE DE LA FAISABILITE

I-1-Situation géographique et accès topographique

La région concernant le projet du barrage de Zaouia appartient à la zone du NO de la Grande Kabylie (voir figure I.01).

$x = 662,200 \text{ km.}$
 $y = 384,700 \text{ km.}$
 $Z = 65 \text{ m.}$

**Site du barrage de Zaouia
Sur l'Oued Stta
Wilaya de Tizi Ouzou**

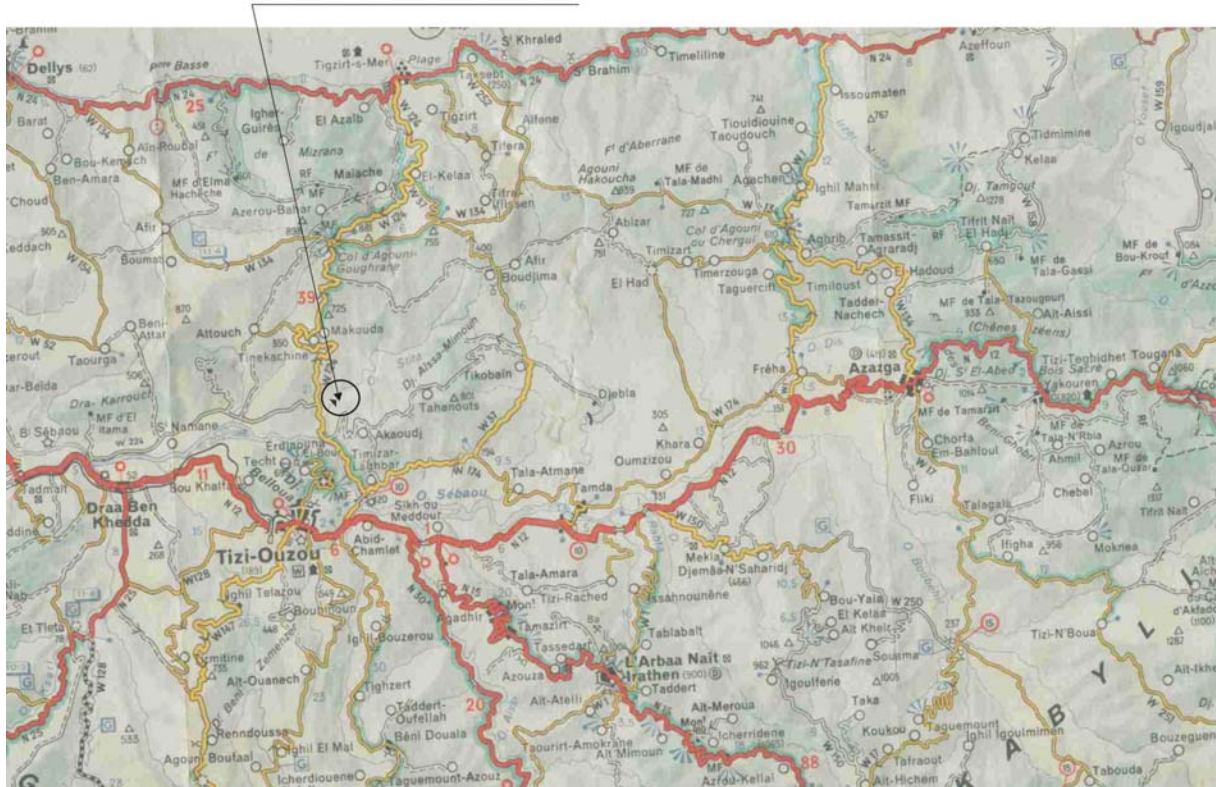


Figure I.01 Localisation de la zone d'étude

La Méditerranée borde au Nord la Grande Kabylie. L'arrière pays est constitué de molles collines dont l'altitude croit peu à peu d'Ouest en Est, drainées par l'Oued Sebaou, l'axe du principal bassin hydrographique de la région. Il coule sensiblement d'Est en Ouest jusqu'à Tademaït où il change la direction vers le Nord et rejoint la cote. Partant de son cours, on peut distinguer trois régions naturelles (Figure I.02).

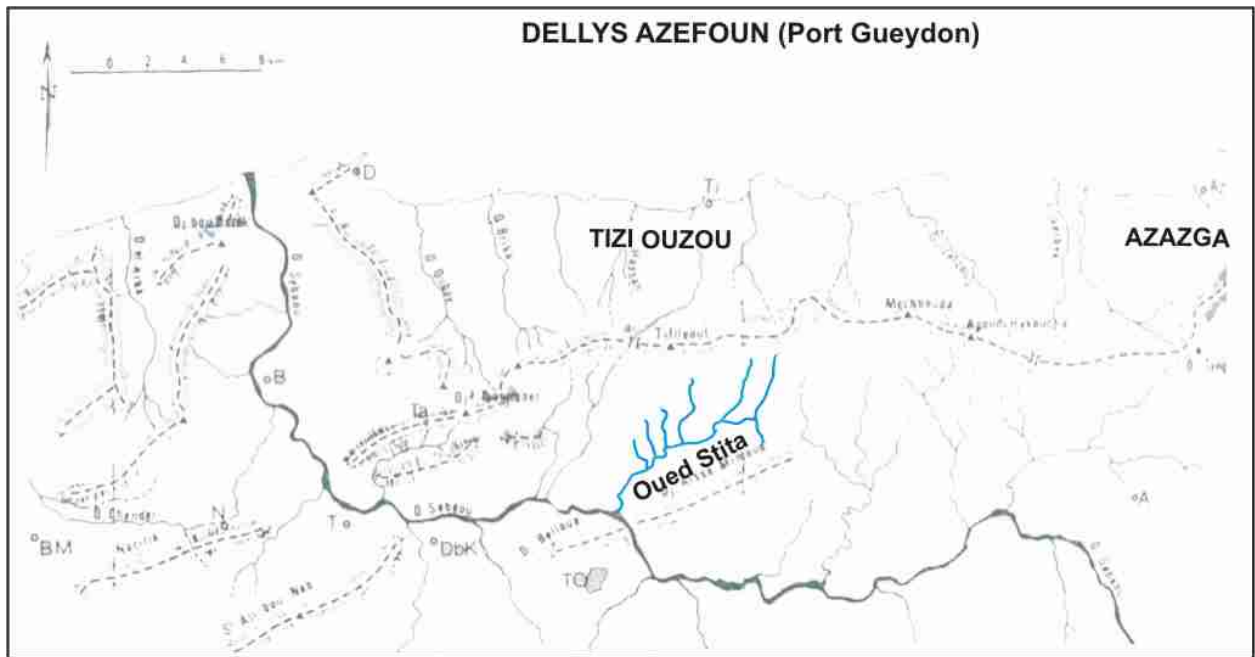


Figure I.02 Grandes régions naturelles

A : Azazga ; Az : Azeffoun ; B : Baghlia ; BM : Bordj Menaiel ; DbK : Drâ ben Khedda

D : Dellys ; N : Naciria ; T : Tadmaït ; Ti : Tigzirt ; TO : Tizi Ouzou ; Ta : Taourga

- Nord de l'Oued Sebaou

Le trait orographique principal de cette zone est une ligne de partage des eaux, orientée sensiblement Ouest Est. Partant de Taourga (400m), jalonnée par la Djemaa Tamerabeth (870m), le Tifileout (862m), le Mechbouda (881m), l'Agouni Hakoucha (941m), elle culmine au Djebel Tamgout (1278m). A partir de Dellys, un chaînon orienté N-S rejoint la ligne précédente aux environs de Taourga.

Les versants exposés au Nord sont drainés par de petits torrents se jetant directement en mer (O. Oubay, O. Brika, Ihrzer Hassan, I. Guizetzou, I. Ikerbeck). Les versants sud, plus abrupts et plus secs, alimentent de rares ruisseaux qui se déversent dans l'Oued Sebaou. Parmi eux se trouve l'Oued Stita sur lequel est situé le site qui nous intéresse

- Ouest de l'Oued

C'est une zone de reliefs confus, culminant au Djebel Bou Berak (595m) situé à la proximité du rivage et drainée par quelques affluents de l'Oued Sebaou et par l'Oued El Arba.

- Sud et Sud –Ouest de l'Oued Sebaou

A l'Ouest de Tamdait, cette région est isolée de la précédente par une dépression notable, la “ plaine” de l'Oued Chender, qu'empruntent la route et la voie ferrée d'Alger à Tizi Ouzou. Cette zone est accidentée de trois chaînons parallèles (Naciria, Sidi Ali bou Nab, Djebel Belloua- Aïssa Mimoun), orientés E.NE.-O.SO. A noter que l'Oued Sebaou traverse en cluse le massif du Belloua- Aïssa Mimoun.

La zone du projet est localisée sur l'Oued Stita, affluent de rive droite de l'Oued Sebaou.

Le site du barrage est situé à environ 1 Km en amont de son confluent avec l'Oued Sebaou et environ 5 Km au NNE de Tizi Ouzou.

L'accès dans la zone du projet est facile : de Tizi Ouzou prendre la RN 12 vers l'E sur 2 Km, puis prendre la RN 72 vers le N. Un autre accès est sur la CW N° 24, longeant la rive droite de l'Oued Sebaou, à partir du pont qui traverse l'Oued Sebaou à Dra Ben Kheda.

La zone proposée pour la réalisation du barrage est une zone de gorge, d'environ 500 m de longueur, avec des versants escarpés, boisés. En amont de la gorge, la vallée de l'Oued Stita s'ouvre rapidement, formant une cuvette large, avec une couche alluvionnaire importante et fréquents phénomènes d'érosion.

Dans le site du barrage, la cote au niveau du radier est de 65 m NGA. Les altitudes des collines qui dominent la cuvette de la retenue varient de 200 m à 700 m NGA.

I-2-Codions géologiques et géotechniques du site

I-2-1-Géologie du bassin versant

Les formations qui participent à la constitution de l'ensemble géologique de la zone du bassin versant de l'Oued Stita sont représentées par des schistes de la série du Djebel Aïssa Mimoun, appartenant au socle kabyle, des olistostromes provenant de l'unité d'Afir-Azzefoun (localement couvertes par des grès numidiens) et par les formations miocènes post-nappes, comme il suit :

- Les schistes de la série du Djebel Aïssa Mimoun
- Olistostromes (ou argiles à blocs)
- La formation numidienne
- Le Néogène « post-nappes »
 - Le Burdigalien terminal
 - Le Langhien-Serravallien

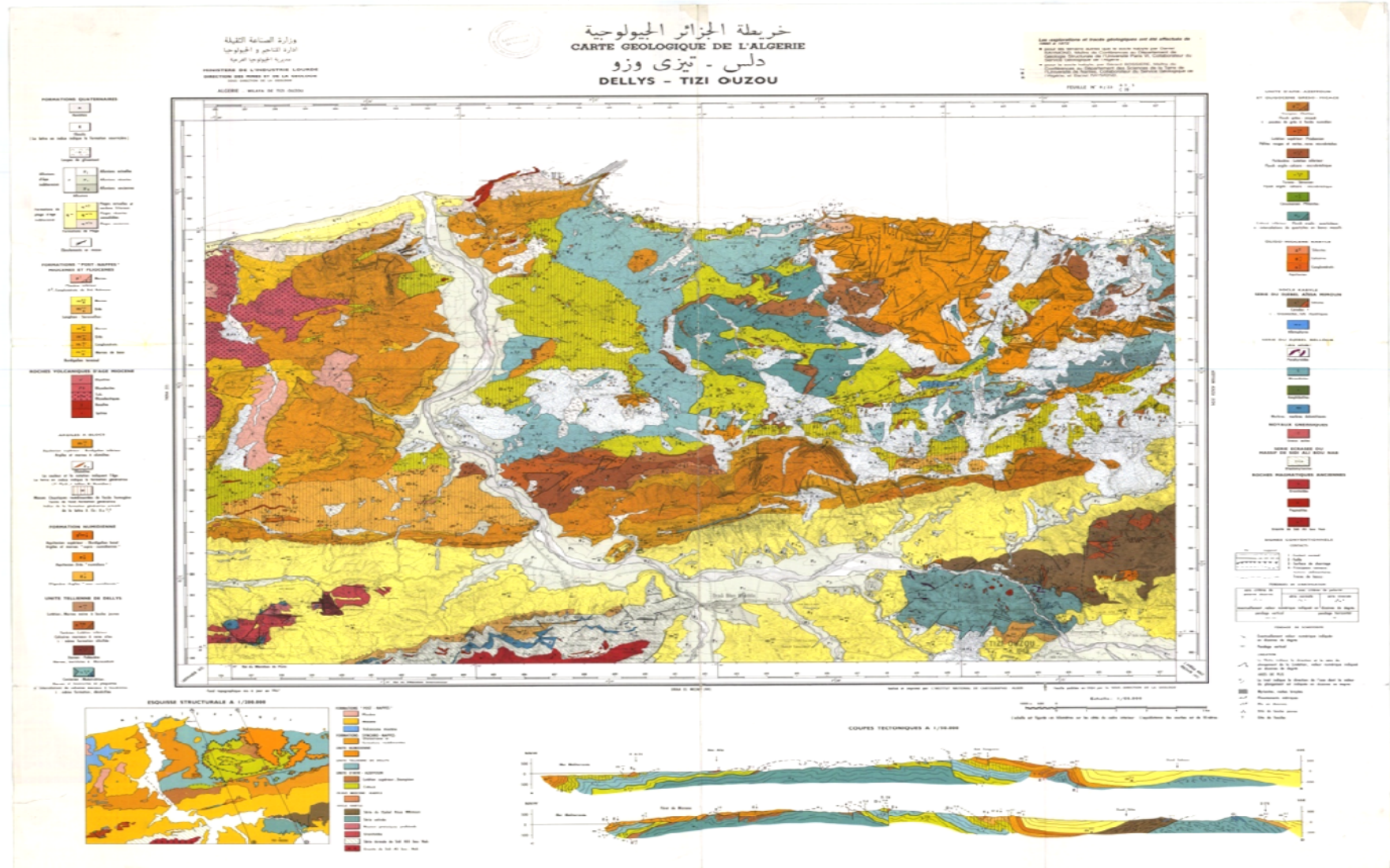


Figure I.03 La carte géologique DELLYS-TIZI OUZOU

I-2-2-Géologie de la cuvette

La cuvette de la future retenue s'étend vers le nord-est sur 5,5 Km environ au long de l'Oued Stita. La vallée principale de l'Oued Stita, orientée obliquement par rapport de l'axe du barrage, et ses affluents de rive droite, forment une cuvette de grande largeur de l'ordre de 1,5 Km à 2 Km dans sa partie aval.

La carte géologique de la cuvette a été établie sur la base d'un levé de terrain à l'échelle 1/5000, collationnement avec la carte géologique de la région Dellys – Tizi Ouzou, à l'échelle 1/50.000.

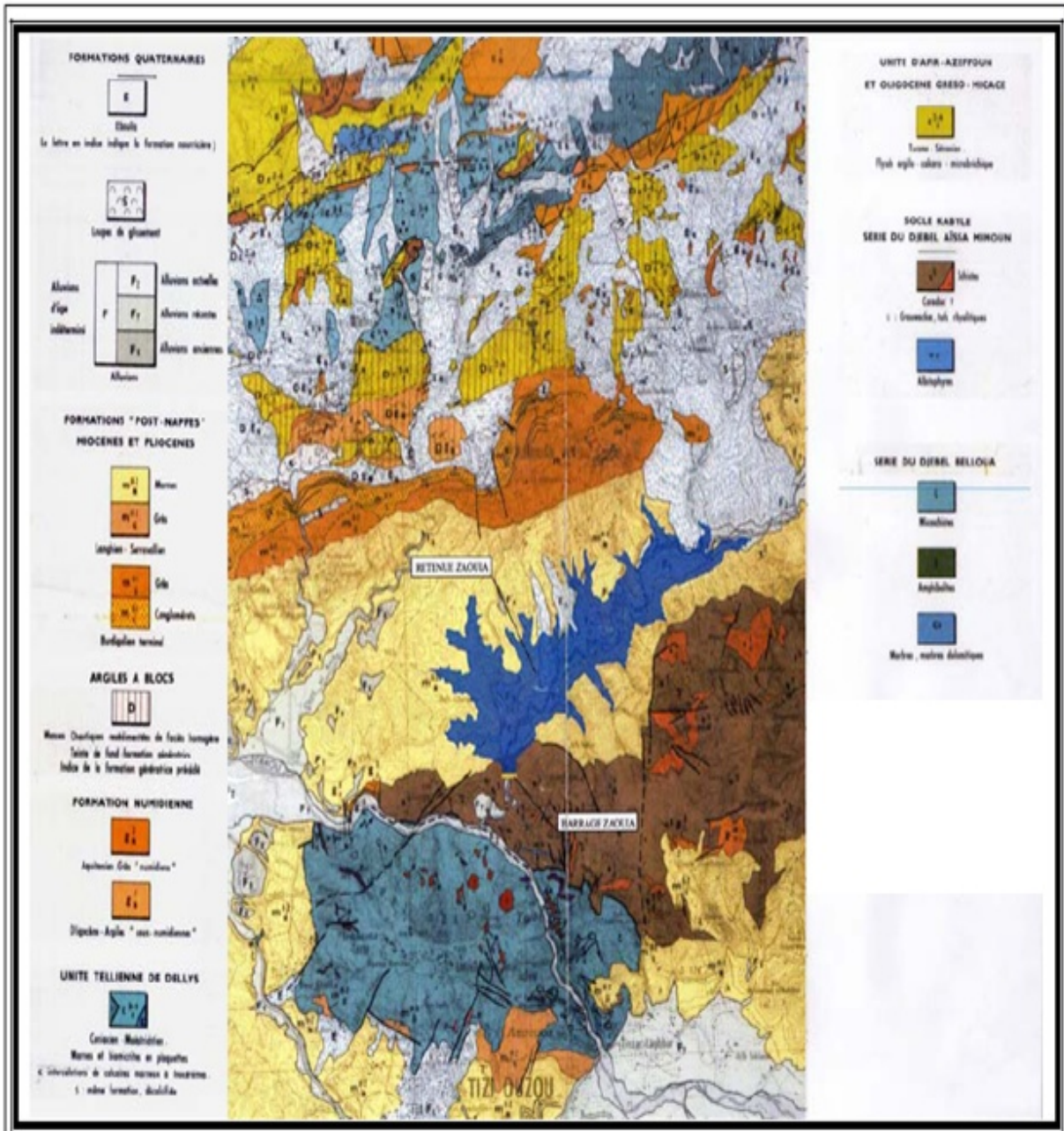


Figure I.04 La carte géologique de la cuvette

I-2-2-1-Substratum ante quaternaire (Roche mère de la cuvette)

La retenue du barrage de Zaouïa est située, presque entièrement, dans des terrains néogènes « post – nappes », représentés par les dépôts appartenant au Langhien – Serravallien, discordants sur la série d'Aïssa Mimoun.

- Les schistes de la série du Djebel Aïssa – Mimoun

La série métamorphique du Djebel Aïssa Mimoun est représentée principalement par des schistes brun – verdâtre friables, d'aspect silteux ou argileux. Dans la masse de schistes on trouve des tufs rhyolitiques remaniant des débris de roches métamorphiques. Par endroits, des passées des schistes fossilifères (d'âge Llanvirn probable) et des intercalations d'albitophyres ont été mises en évidence.

- Le Néogène « post – nappes »

Le Néogène «post – nappes» est représenté dans la cuvette de la retenue du barrage de Zaouïa par le cycle supérieur marneux du Miocène, appartenant au Langhien – Serravallien.

Cette série occupe la plupart du synclinal de l'oued Stita-Tadmit. Si dans le flanc N du synclinal cette série couvre les termes du Burdigalien terminal, par contre dans le flanc S, les marnes à Orbulines de cette série sont directement transgressives sur les schistes du versant nord du Djebel Aïssa Mimoun.

Le synclinal à cœur miocène de l'Oued Stita – Tadmit, sur lequel est greffée la vallée de l'Oued Stita, est une structure de direction N70° qui sépare l'anticlinal du Djebel Belloua – Aïssa Mimoun, situé au S, de l'anticlinal du Dra Karrouch, situé au N.

Le cycle supérieur marneux, qui occupe entièrement la cuvette de la retenue, a des niveaux à Globorotalia, Globoquadrina et des Orbulines, semblant se terminer par des niveaux où les benthos deviennent très abondants, ce qui indique une diminution de la profondeur du bassin.

Dans une étude préliminaire («*Recherches de sites de barrages en Grande Kabylie, Site Zaouïa*», 1965) les marnes du cycle supérieur sont définies comme « argilites calcaires du Miocène, grises et de faible résistance ».

I-2-2-2-Couverture quaternaire et phénomènes superficiels

Des terrains meubles de natures diverses recouvrent les formations du substratum ante quaternaire de la cuvette de la retenue.

Ils comprennent :

- des alluvions actuelles et récentes, réparties dans le fond des vallées, et anciennes en différents niveaux de terrasses ;
- des colluvions, éboulis et dépôts de pentes.

Alluvions et terrasses

Les alluvions du fond de la vallée, comprennent, d'une part et d'autre du chenal étroit de l'oued qui est rempli de graviers et de galets sableux (alluvions actuelles), une large terrasse de limon argileux brun qui couvre des niveaux irréguliers de sables, graviers et galets avec une quantité considérable de substance argileuse. Ces terrasses de bas niveau constituent les alluvions récentes de l'Oued Stita. Leur composition est hétérogène dans la mesure où une grande quantité de colluvions ou d'argile d'alternation entraînée par le ruissellement ou par petits affluents temporaires a été mélangée au contenu alluvionnaire proprement dit. Ceci s'observe principalement en rive droite, ainsi que dans le glacis géomorphologique compris entre les méridiens 596500 et 597000. Ce glacis correspond à une aire d'épandage vaguement trapézoïdale de plus de 20 ha, où les alluvions de l'Oued Stita ont été mélangées aux colluvions et alluvions descendues d'Ain Larbua. La structure de cette zone est d'ailleurs celle d'un cône de déjection particulièrement plat dont la pente est de l'ordre de 3% sur l'horizontale.

La granulométrie fine des sédiments qu'on y trouve justifie les cultures fruitières, maraîchères et cervelières développés sur l'entièreté de cette terrasse.

Les alluvions de l'Oued proprement dites, observées dans le chenal, présentent une multitude de galets dont la taille varie de 5 cm à 20 cm en moyenne, issus de toute une série de formations sédimentaires et sporadiquement métamorphiques.

Concernant la composition granulométrique de la terrasse alluviale du fond de la vallée, une coupe du talus de l'oued de 4 m de hauteur, à proximité du P16, montre la prédominance des matériaux fins (limon sableux et sable limoneux). Sur toute la hauteur du talus, deux intercalations de graviers, seulement, de 15 à 20 cm d'épaisseur ont été mises en évidence. La même composition a été confirmée par le puits P16, jusqu'à 3,80 m de profondeur.

Concernant l'épaisseur probable des alluvions du fond de la vallée, nous présentons les conclusions d'une étude de prospection géophysique dans la plaine alluviale de l'Oued Stita (élaborée par la société STROJEXPORT PRAGUE en 1974 dans le cadre du marché : Prospection géophysique des nappes alluviales en Grande Kabylie).

Le but des recherches géophysiques consistait dans la mise en valeur des alluvions de l'Oued Stita du point de vue hydrogéologique, de définir leur épaisseur et leur perméabilité, afin d'implanter de puits dans les zones favorables à receler l'eau souterraine.

Colluvions et dépôts de pentes

La nature des colluvions, ainsi que leur couleur, leur consistance, leur granulométrie sont directement liées au type de roche dont ils sont issus.

En règle générale, les colluvions sur schistes sont essentiellement argileuses, de granulométrie très fine à ultra fine. La couleur est très souvent rouge brique ou brun rouge, avec des décolorations allant du jaune ocre au brun jaunâtre, suivant le degré

de perte en fer. A certains endroits de la matière organique peut s'y mêler ; les colorations virent alors au brunâtre ou noirâtre.

Les colluvions contiennent des proportions variables de matériels rocheux de calibre très divers provenant des roches-mères et plus rarement des galets provenant des terrasses d'alluvions anciennes.

Le pente des versants de la zone aval de la cuvette, se trouvant sur des schistes, est généralement couvert d'une couche de colluvions de 2 à 3 mètres d'épaisseur, localement beaucoup plus épaisse en rive gauche du site.

I-2-2-3-Etanchéité et stabilité de la cuvette

La cuvette est situé presque entièrement dans des marnes ou argilites appartenant au Langhien – Serravallien de la formation miocène post-nappes. Généralement, ce sont des roches imperméables et de très faible perméabilité, même les éventuelles intercalations gréseuses.

Exceptant la partie aval de la cuvette, la plupart des roches métamorphiques sont enveloppées d'argilites et des marnes miocènes au-dessous du niveau des eaux de la retenue. Par endroits les roches métamorphiques affleurent plus bas à travers de la couverture miocène ; un petit affleurement isolé de grés cristallin presque métamorphosé en marbre se présente dans la rive gauche, à quelques 2 Km à l'amont de l'axe.

Concernant les intercalations des calcaires métamorphosés qui peuvent être affectées par des phénomènes de dissolution, il faut rappeler leur disposition et leur continuité irrégulière dans la masse de schistes, sous forme de lentilles occluses.

Il est peu probable que les fuites dans les argilites et dans les schistes de la retenue constituent un problème, sauf le cas que des bandes perméables seront identifiées dans le rebord étroit de la rive droite du site du barrage.

le tableau I.01 montre les différentes essais qui ont été réalisés sur le terrain et laboratoire, comme il nous montre aussi la nature et le but et paramètres à déterminer pour chaque essai :

Tableau I.01 Objectifs et paramètre à déterminer des essais géotechniques

	Nom de l'essai		Nature	Paramètres à déterminer	Objectif de l'essai
Essais sur laboratoire	Granulométrie		physique	Courbe granulométrique.	-Classification des sols. -Calcul des drains et filtre.
	œdométriques		mécanique	C_r, C_c, C_g E' (module œdométrique). P_c (pression de préconsolidation). K (perméabilité).	-calcul des tassements sur l'axe du barrage. -détermination de l'état de la fondation. -calcul des accroissements des contraintes.
	Limites D'atterberg		mécanique et physique	W_L (%), I_p (%).	-classification des sols des zones d'emprunts d'après le diagramme de Casagrande et Howard
	Teneur en eau		physique	W (%).	-la consistance. -masse volumique en place. -pour l'essai de compactage Proctor.
	Cisaillement		mécanique	C (cohésion). φ (angle de frottement interne).	-calcul de stabilité. -calcul de la capacité portante des sols
	Proctor (Normal et modifier)		mécanique	$\gamma_{d \max}$ pour W_{opt} D_c (degré de compacité) $\gamma_{d \max}$ pour une énergie de compactage donnée.	-vérification du compactage. -détermination du nombre de passes.
	essai brésilien		mécanique	T (Kg / cm^2).	-détermination de la contrainte à la traction.
Essais in situ	Les essais d'eau	Lefranc	Physique	K (perméabilité).	-calcul du débit d'infiltration pour les fondations.
		Lugeons	mécanique	$U.L$ (unité lugeons). P_{max} (pression maximale).	-détermination du débit d'injection pour une pression donnée. -l'état de fissuration de la roche.
	R.Q.D Rock quality designation		mécanique	R.Q.D (%).	-Degré de fissuration de la roche.
	S.P.T Standard penetration test		mécanique	N_0, N_1, N_2 . $N = N_1 + N_2$	-déterminer la compacité des couches des sols pulvérulents. -la consistance des sols pulvérulents. -conception des fondations. -capacité portante des sols pulvérulents. -calcul du tassement sous les radiers.
	Prospection géophysique	M. sismique	mécanique	V_1 à V_4 (vitesse de propagation des ondes).	-Evaluation générale du sol et du roc.
M. électrique		Physique	Courbe de la résistivité apparente ρ (ohm.m) en fonction de la profondeur du terrain.	-identifier le et épaisseur profil stratigraphique du sol. -détermination des niveaux d'eau souterraine.	

I-3-Travaux de reconnaissance

les travaux de reconnaissances ont été divisés en deux phases , phase 1 et phase 2.

I-3-1- Axes de barrage proposés

Phase 1

- Levé géologique de surface, échelle 1 :1000
- Investigations géophysiques (sismiques et électriques) sur les deux axes du barrage ;
- 2 (deux) sondages carottés de référence (un sondage sur chaque axe), dans le fond de la vallée ;
- 8 (huit) puits (4 sur chaque versant).

A l'issue de cette phase, un seul axe a été retenu pour être étudié dans la deuxième phase de la campagne de reconnaissance.

Phase 2

Les travaux de reconnaissance à exécuter sur l'axe le plus favorable :

- investigations géophysiques (sismiques et électriques) sur les axes du batardeau amont, de la dérivation provisoire et de l'évacuateur des crues.
- 4 (quatre) sondages carottés (verticaux) de 50 m de profondeur, dans l'axe du barrage sur les deux appuis, avec des essais spécifiques (S.P.T., Lefranc et Lugeons).
- 1 (un) sondage carotté (vertical) de 30 m de profondeur au pied aval (si l'axe aval sera choisi) ou dans l'axe du batardeau amont (si l'axe amont sera choisi).
- 4 (quatre) tranchées (deux sur chaque appui, suivant la direction de l'axe de barrage)
- prélèvement d'échantillons remaniés et intacts.
- essais géotechniques de laboratoire.

I-3-2- Phase 1

Pendant la première phase, conformément au programme de reconnaissance, chacun des deux axes potentiels a été étudié par un sondage carotté de 50 m de profondeur (Z.S1 sur l'axe amont C – D et Z.S2 sur l'axe aval A – B), implanté dans le fond de vallée, et par des prospections géophysiques (sismiques et électriques) suivant la direction de l'axe.

I-3-2-1- Sondages carottés

Dans la première phase de la campagne de reconnaissance 4 (quatre) sondages carottés ont été réalisés, totalisant 147 m de longueur.

La cadence exécution des sondages de la première phase est présentée ci-après :

- Le sondage Z.S1 de 27 m de longueur.
- Le sondage Z.S2 de 50 m de longueur.

- Le sondage Z.S1bis de 50 m de longueur (27 m en destructif et 23 m carottés)
- Le sondage Z.S6 de 20 m de longueur.

Dans les trois sondages carottés 5 essais SPT, 6 essais Lefranc et 9 essais Lugeon ont été réalisés.

I-3-2-2- Prospections géophysiques

Conformément au programme de reconnaissance, sur chaque axe proposé, un profil de sismique réfraction au marteau et 6 sondages électriques ont été prévus, afin de déterminer épaisseur de la couverture d'alluvions et de colluvions, ainsi que les profondeurs de la limite de la zone détendue du substratum rocheux.

Pour le site de Zaouia, les prospections géophysiques de la première phase ont été réalisées Comme suit :

- Prospection électrique .
- Prospection sismique
- 2 (deux) profils de sondages électriques ont été réalisés. La distance entre sondages était comprise entre 45 et 70 mètres Le nombre de sondages électriques en ligne AB = 200 mètres était de 12, à raison de 6 sondages par profil. Par conséquent, la profondeur d'investigation sera comprise entre 35 et 50 mètres
- La prospection sismique a été effectuée par la méthode sismique réfraction, à l'aide de bases sismiques dont la longueur était de 86 mètres Par conséquent, la profondeur d'investigation sera comprise entre 35 et 40 mètres La distance entre bases sismiques était comprise entre 45 et 70 mètres, à raison d'avoir 6 bases par profil, dans les mêmes places que les sondages électriques :

I-3-2-3- Choix de l'axe

Suite à l'analyse des données disponibles à la fin de la première phase de la campagne de reconnaissance, l'axe I (A – B) aval a été considéré plus compétitif par rapport de l'axe II (C – D), situé en amont.

Du au fait que les conditions géologiques sont semblables, les conditions morphologiques ont été déterminantes :

- Les pentes des versants sont plus uniformes ;
- Sur l'axe A – B on peut s'inscrire un barrage avec une large emprise (dans le cas d'un barrage en terre homogène avec des parements à pente faible).

De plus, axe I (A – B) est mieux caractérisé du point de vue géophysique, le profil P1 passant à proximité immédiate de celui. Le profil P2, qui aurait du suivre l'axe II (C – D), a été réalisé beaucoup à l'aval de celui, de l'ordre de 25 à 40 mètres.

I-3-3- Phase 2

I-3-3-1-Sondages carottes

Les sondages carottés de la deuxième phase de la campagne de reconnaissance ont été implantés sur l'axe I (A – B) .

- Z.S3 et Z.S4, de 50 m de longueur, en rive gauche ;
- Z.S5 et Z.S6bis, de 50 m de longueur, en rive droite ;
- Z.S7, de 30 m de longueur, dans la vallée au pied de la rive gauche.

La notation d'un sondage avec « bis » (Z.S6bis) a été utilisée pour garder la numération donnée dans le programme de reconnaissance, du fait que un sondage Z.S6 a été réalisé dans la phase 1.

Dans les 5 sondages de la phase 2, 9 essais Lefranc et 29 essais Lugeon ont été réalisés.

I-3-3-2- Tranchées

Les 4 tranchées programmées être réalisées dans l'axe du barrage choisi, n'ont pas été exécutées jusqu'à l'achèvement des sondages carottés à cause des difficultés accès sur les versants boisés, à forte pente, avec une pelle mécanique.

La réalisation de ces tranchées au niveau de étude d'APD sera impérieusement nécessaire, afin de bien observer les caractéristiques de la couverture colluviale et de la roche altérée, insuffisamment évidenciées par des sondages carottés.

I-3-3-3-Prospections géophysiques

Les profils sismiques de réfraction et les sondages électriques programmés dans la phase 2, au long des axes des ouvrages, n'ont pas été réalisés à cause de la faible fiabilité de ces méthodes dans des formations assez altérées et tectonisées.

L'utilisation des méthodes électromagnétiques du type V.L.F., l'imagerie électrique et des traînes électriques, plus performantes, auraient retardé beaucoup l'achèvement de étude. Ces méthodes seront recommandées au niveau de étude d'A.P.D.

I-3-4-Puits dans les zones d'emprunt

Dans les zones d'emprunt, situées dans la cuvette de la retenue, 11 puits à la pelle mécanique ont été creusés, de 2,50 m à 4,00 m de profondeur, totalisant 40 m environ.

Dans ces puits, 21 échantillons remaniés ont été prélevés pour des essais au laboratoire. La situation des travaux de reconnaissance réalisés sur les zones d'emprunt est présentée ci-après :

Tableau I.02 Puits réalisés dans les zones d'emprunts

Zone d'emprunt	Puits	Profondeur (m)	Profondeur de l'échantillon (m)
Zone A (argile)	P 9	3,90	1,50 ; 3,50
	P 10	2,60	1,50
	P 11	4,20	3,50
	P 12	4,00	2,30 ; 3,70
Zone A1 (argile)	P 22	4,00	1,50 ; 3,00
	P 23	4,00	1,00 ; 3,80
	P 24	3,80	1,00 ; 2,00
Zone B2 (alluvions)	P 16	4,00	1,00 ; 3,00
	P 16 bis	2,50	2,00 ; 2,50
	P 17	4,00	1,00 ; 2,00 ; 4,00
	P 18	3,80	1,90 ; 3,80

I-4-Conditions morphologiques et géologiques du site du barrage

I-4-1-Conditions morphologiques

Le site du barrage se présente dans d'excellentes conditions morphologiques, au droit d'une gorge relativement étroite en aval d'une large vallée

Dans la zone de l'emprise du barrage (axe I A – B), la largeur de la vallée de l'Oued Stita, au niveau du radier, est de 60 m environ dans l'axe du batardeau amont a 90 m environ dans l'axe du barrage et au pied aval. Le lit actuel de l'Oued, de 15 m à 30 m de largeur, est plus proche à la rive gauche de la vallée

Au droit de l'axe du barrage, les versants de la vallée s'élèvent selon une pente moyenne de 25° en rive gauche et 30° en rive droite. Des arbres et une végétation dense de sous-bois couvrent les deux versants à l'emplacement du site du barrage.

La RN 72 passe au long de la rive droite, interceptant l'axe du barrage a la cote 75 m NGA.

La largeur de la vallée, au niveau de la crête du barrage (100 m NGA) est de 225 m environ.

I-4-2- Géologie du site du barrage

La structure géologique du site du barrage a été établie sur la base des informations bibliographiques concernant l'encadrement dans l'architecture de la région du bassin versant et par l'interprétation des résultats des travaux de reconnaissance réalisés.

I-4-2-1- Couverture quaternaire

La couverture quaternaire est représentée par les alluvions récentes et actuelles de la vallée de l'Oued Stita et par les colluvions des versants, localement véritables éboulis, par endroits affectés de glissement de terrain.

I-4-2-1-1-Alluvions

Les alluvions actuelles et récentes de l'Oued Stita, dans la zone du site du barrage ont été traversées par les sondages réalisés sur des épaisseurs allant de 12,4 m (Z.S1) à 21 m (Z.S7).

Ces épaisseurs enregistrées sont à discuter, du au fait que dans le remplissage alluvionnaire de la vallée, nous avons englobé les grés se trouvant à la limite avec les schistes métamorphiques.

L'origine de ces grés devra faire l'objet d'une analyse plus détaillée, qui dépasse le cadre d'une étude de faisabilité, sauf l'hypothèse que sont des blocs de grés de la base du dépôt alluvial, l'hypothèse qu'ils appartiennent à la série du Djebel Aissa Mimoun sera à discuter. L'hypothèse que ces grés appartiennent à la formation molassique du Burdigalien terminal devra être éliminée du au fait que les deux versants sont entièrement taillés dans des schistes métamorphiques, modelés par érosion après la sédimentation du Miocène post-nappes. L'hypothèse que ces grés sont des tufs rhyolitiques serait probable, ces derniers étant cités parmi les composants de la série du Djebel Aissa Mimoun.

La zone de « grés », située à la base du dépôt alluvial, a été intercepté à des profondeurs de 11,20 m à 12,40 m (Z.S1), de 13 m à 14 m (Z.S2) et de 16 m à 21 m (Z.S7).

Les alluvions du fond du lit de l'oued se composent de graviers et de galets subanguleux, constitués principalement de schistes et de grés, qui sont mélangés au sable. Ce matériau granuleux pourrait former une couche de 1 à 2 m épaisseur au dessus de dépôts plus imperméables, ce qui favorise la stagnation d'eau au fond du chenal. Le dépôt plus imperméable se trouvant sous le matériau granuleux du lit de l'oued est représenté par des limons sableux argileux, légèrement graveleux.

Le sondage Z.S2, implanté dans le lit de l'oued, a traversé une couche de graviers et galets sableux de 1 m épaisseur et la couche plus imperméable (limons sableux argileux) de 4,5 m épaisseur Jusqu'à la zone de « grés », située à la base du dépôt alluvial, le sondage a intercepté une couche de galets, graviers et sables de 7,5 m épaisseur.

Généralement, les éléments des alluvions granuleuses sont subanguleux de taille moyenne, rarement dépassant 10 cm de diamètre.

I-4-2-1-2-Colluvions

Dans l'emprise du barrage, les appuis rocheux sont généralement couverts d'une couche de colluvions, de 2 à 3 m épaisseurs en moyenne, formée de blocs de schistes argileux dans une matrice silteuse, brune. Localement, la couverture de

colluvions peut atteindre des épaisseurs importantes, dans des zones d'accumulation sur des ravines, ou par glissement.

Concernant ces épaisseurs il faut remarquer qu'elles sont relatives, le contact avec substratum totalement altéré ou décomposé étant difficile être établi par des sondages carottés.

Les sondages réalisés dans l'axe du barrage choisi (A – B) ont traversé la couverture de colluvions (y compris, par endroits, une partie de la roche décomposée) sur les épaisseurs suivantes :

Tableau I.03 Sondages réalisés dans l'axe du barrage A-B

Sondage	Appui	Cote (m NGA)	Epaisseur des colluvions (m)	Observations
Z.S3	RG	109,37	18	éboulis
Z.S4	RG	77,35	5	
Z.S5	RD	79,26	3	
Z.S6 bis	RD	94,51	3	
Z.S6	RD	98,80	3	

Les colluvions contiennent des proportions variables de matériel rocheux de calibres très divers provenant des roches-mères et plus rarement de galets et graviers, coulés probablement dans une terrasse d'alluvions anciennes. Les plus grands éléments rocheux, dans l'ensemble des colluvions, en provenance du substratum schisteux, sont représentés par des blocs de quartz et parfois par des fragments de schistes non « digérés » par altération. Les couleurs des colluvions oscillent du jaune ocre au brun.

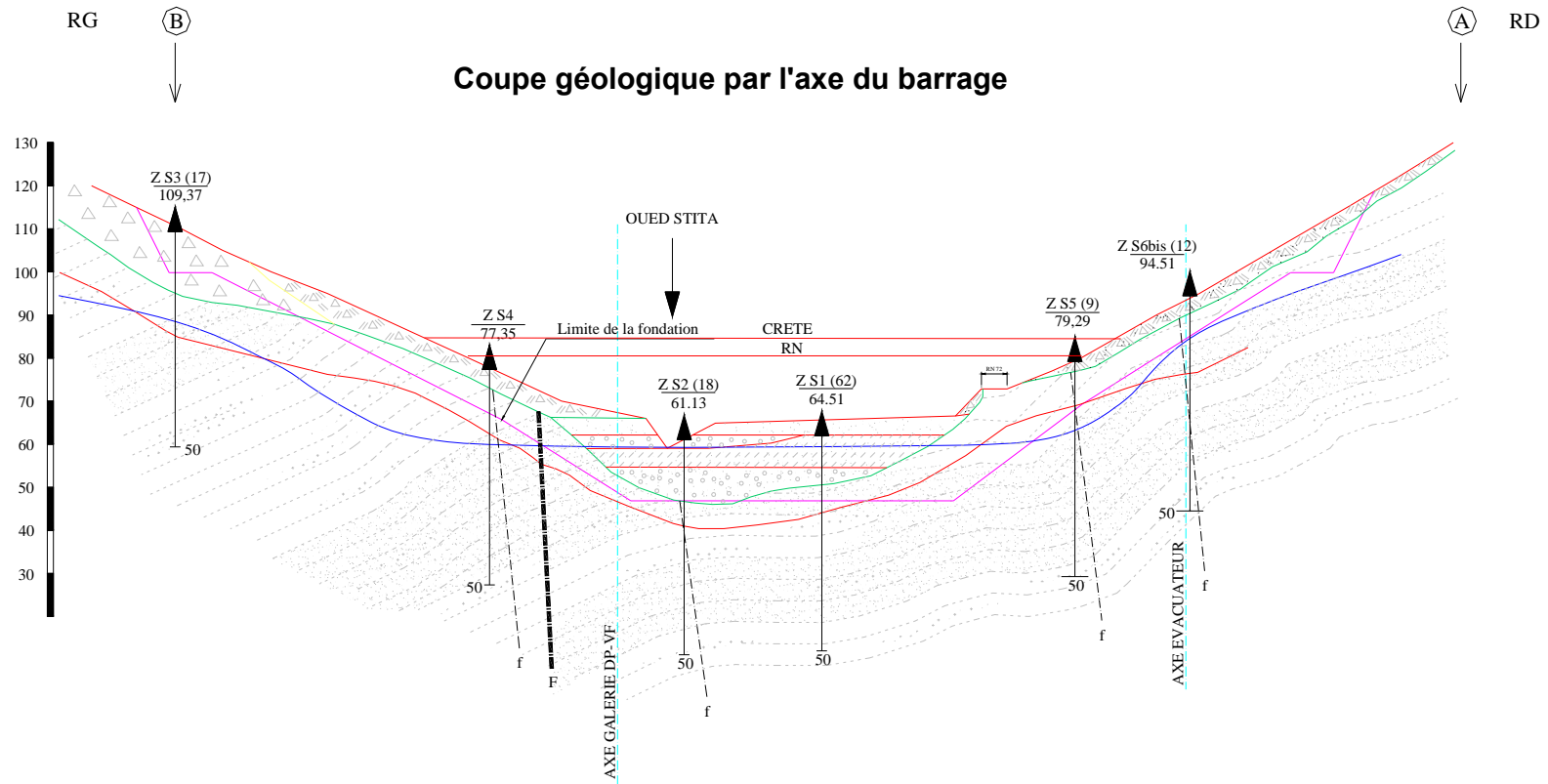


Figure I.05 Coupe dans la fondation de la digue

I-4-2-1-3-Glissements et éboulis

Les zones d'accumulation de colluvions, dont épaisseur est importante, peuvent être le siège ou la conséquence de glissement et d'éboulement. Ainsi, en rive gauche, dans la zone du sondage Z.S3, épaisseur de la masse colluviale interceptée nous oblige à penser qu'il s'agit d'un éboulis en provenance d'en haut du versant.

Toutefois, en aval de l'emprise du barrage, dans la rive gauche, le sol qui suit une pente de 10° en moyenne semble être formé de limon argileux brun-orange à brun-rouge contenant des fragments anguleux de roche faisant jusqu'à 50 cm. Ce matériau qui semble faire au moins 8 à 10 m épaisseur, a été raviné en surface par plusieurs petits cours d'eau. Il pourrait s'agir d'un glissement de terrain affectant la couverture colluviale et partiellement la zone de la roche fortement altérée ou décomposée.

I-4-2-2- Substratum antequaternaire

I-4-2-2-1-Lithologie

Dans le site du barrage le substratum rocheux antequaternaire est représenté par des schistes métamorphiques appartenant à la série du Djebel Aissa Mimoun, qui recouvre tectoniquement la série de schistes satinés.

Selon G. Bossiere et D. Raymond (1972), la série du Djebel Aissa Mimoun est représentée par des schistes brun verdâtre, friables, d'aspect silteux ou argileux, à schistosité de fracture souvent d'aspect silteux ou argileux, à schistosité de fracture souvent très importante, oblique sur la stratification, avec des intercalations de tufs rhyolitiques et albitophyres.

I-4-2-2-2- Géométrie des couches, failles et fractures

Le substratum schisteux est intensément plissé et fracturé, aucune direction préférentielle des plans de stratification ou de foliation n'a pu être mise en évidence par les mesures faites sur les affleurements. La dispersion des mesures est aisément visible sur le planche N°01, où les orientations des plans de foliation ont été figurées sur les affleurements situés au long de la RN 72.

I-5-Hydrogéologie

I-5-1-Description des nappes

Le site du barrage est caractérisé par deux types de nappes aquifères : la nappe des alluvions dont le sommet oscille périodiquement sous le lit majeure de l'oued et les nappes des versants qui se présentent principalement en nappes de fissures et dans les zones perméables, altérées des terrains imperméables

Les descriptions des nappes sont basées sur les observations de niveaux d'eau faites en cours de forages ou juste après leur exécution et sur les relevés piézométriques effectués dans les sondages Z.S1 et Z.S3 équipés en piézomètres.

I-5-1-1- Nappe des alluvions

Les niveaux d'eau dans les alluvions, mesures au cours exécution des sondages au fond de vallée, sont repris dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.04 Niveau d'eau mesurée dans les alluvions

Sondage	Date de forage	Cote de terrain	Profondeur niveau d'eau (m)	Cote niveau d'eau
Z.S1	05.2003	64,51	0,7 *	63,81
	11 – 12.2003		3,2 **	61,31
Z.S2	08 – 09.2003	61,13	0,5 a 0,7	60,63 a 60,43
Z.S7	08 – 09.2004	65,73	9,00	56,73

* -- niveau d'eau pendant l'essais Lefranc 05.2003

** -- niveau d'eau pendant les essais Lugeon 11 – 12.2003.

Le niveau d'eau oscillait lors des forages (executés aux dates beaucoup espacées) entre les cotes 56,73 et 63,81 m.

Selon ces données, il est difficile de faire des corrélations qui pourraient définir le sommet de la nappe des alluvions.

De plus, le niveau mesuré dans le sondage Z.S7 est beaucoup differente, se situant à quelques mètres sous le fond du chenal. Si cette mesure est correcte il faut penser qu'il existe une grande variabilité de matériaux dans l'ensemble de la masse d'alluvions, en plan vertical qu'en plan horizontal, montrant qu'il n'existe pas une nappe unique dans le fond de la vallée.

Afin de vérifier la variation saisonnière du niveau d'eau souterraine, le sondage Z.S1 a été équipé en piézomètre. La variation du niveau d'eau pendant l'existence du chantier (conformément au relevé envoyé par l'ANB) est présentée ci-après :

Tableau I.05 Variation saisonnière du niveau d'eau souterraine (ZS1)

Date	du 14.01.2004 au 10.03.2004	du 17.03.2004 au 24.03.2004	du 31.03.2004 au 07.04.2004	du 14.04.2004 au 26.05.2004	Du 02.06.2004 Au 15.09.2004
Profondeur d'eau (m)	2	2,5	3	4	4,5
Cote niveau d'eau	62,51	62,01	61,51	60,51	60,01

L'analyse des relevés systématiques de piézomètres, implantés à diverses profondeurs, devrait permettre d'apprécier la sensibilité de la nappe aux fluctuations de niveau de l'oued et l'effet des saisons et de mettre en évidence les zones avec de l'eau en charge. Une telle analyse étendue sur un cycle pluviométrique sera nécessaire au niveau de l'étude d'A.P.D.

I-5-1-2- Nappes des versants

Suite à l'absence de relevés piézométriques systématiques, nous ne possédons que peu de renseignements sur les nappes des versants. Les niveaux d'eau relevés lors des forages sont donnés au tableau suivant en regard de la date d'exécution du sondage.

Tableau I.06 Niveau d'eau relevée dans les rives du barrage

Localisation	Sondage	Date de forage	Cote terrain	Profondeur niveau d'eau (m)	Cote niveau d'eau
Rive gauche	Z.S3	07.2004	109,37	21	88,37
	Z.S4	05-06.2004	77,35	17	60,35
Rive droite	Z.S5	01-04.2004	79,26	17,3	61,96
	Z.S6 bis	02-05.2004	94,51	7,2	87,31
	Z.S6	01.2004	98,80	7,1	91,70

Le report de ces niveaux sur la coupe hydrogéologique (plan ZA – G – M3 – 03) permet de constater que le niveau des nappes des versants est très irrégulier, conséquence à l'inexactitude ou inexistence de mesures de niveaux stabilisés.

Les niveaux indiqués, au tableau et sur les coupes, ayant été mesurés pendant ou juste après exécution des sondages, à des dates beaucoup différentes, ceux-ci doivent être considérés avec réserve.

Concernant l'ordre de grandeur de la variation du niveau des nappes de versants, qui se présentent principalement en nappes de fissures, nous présentons à titre informatif le relevé du niveau piézométrique du sondage Z.S3, du 21.07.2004 au 15.09.2004 :

Tableau I.07 variation du niveau piézométrique dans le sondage (ZS3).

Date	04.08.2004	11.08.2004	18.08.2004	25.08.2004	01.09.2004	08.09.2004	15.09.2004
Profondeur d'eau (m)	19	20	21	24	24,5	24,5	25
Cote niveau d'eau	90,37	89,37	88,37	85,37	84,87	84,87	84,37

On constate un abaissement de 16 m dans une période de quelque un mois et demie d'une saison sèche.

Pour connaître l'oscillation du niveau des nappes de versants il faut faire des observations pendant un cycle pluviométrique complet.

I-5-2- Perméabilité des terrains**I-5-2-1- Alluvions**

La perméabilité des alluvions a été déterminée par des essais type Lefranc, réalisés dans les sondages Z.S1, Z.S2 et Z.S7. Les résultats sont représentés dans le tableau repris ci-après :

Tableau I.08 résultats des essais Lefranc réalisées sur les sondages ZS(1.2.7)

Sondage	Tranche d'essai	Perméabilité (m/s)	Méthode d'essai	Observation
Z.S1	3,0 m a 3,5 m	$3,3 \times 10^{-6}$	Charge variable	Sable moy graveleux
	6,0 m a 6,5 m	$5,9 \times 10^{-8}$	Charge variable	Limon argileux graveleux
	9,0 m a 9,5 m	$6,6 \times 10^{-8}$	Charge variable	
Z.S2	3,0 m a 3,5 m	$2,9 \times 10^{-8}$	Charge constante	Limon sableux argileux
	6,0 m a 6,5 m	$3,2 \times 10^{-5}$	Charge constante	Galets, graviers et sables
	9,0 m a 10,0 m	$2,8 \times 10^{-5}$	Charge variable	
Z.S7	3,5 m a 4,0 m	$7,98 \times 10^{-7}/2,13 \times 10^{-6}$	Ch. Const./ch. Variable	Ag. Sableuse
	5,5 m a 6,0 m	$5,77 \times 10^{-7}/2,13 \times 10^{-6}$	Ch. Const./ch. Variable	Ag. Marneuse
	7,5 m a 8,0 m	$1,38 \times 10^{-7}/6,39 \times 10^{-7}$	Ch. Const./ch. variable	Ag. Sableuse
	9,5 m a 10,0 m	$1,32 \times 10^{-5}/1,49 \times 10^{-5}$	Ch. Const./ch. Variable	Sable + graviers
	11,5 m a 12,0 m	$5,50 \times 10^{-8}/3,19 \times 10^{-8}$	Ch. Const./ch. Variable	Ag. Marneuse
	13,5 m a 14,0 m	$6,11 \times 10^{-8}/8,37 \times 10^{-8}$	Ch. Const./ch. variable	Ag. Marneuse
	15,5 m a 16,0 m	$5,90 \times 10^{-8}/6,70 \times 10^{-8}$	Ch. Const./ch. Variable	Ag. Marneuse
	17,5 m a 18,0 m	$7,36 \times 10^{-6}/6,70 \times 10^{-5}$	Ch. Const./ch. Variable	Galets et blocs de grés
	19,5 m a 20,0 m	$5,16 \times 10^{-6}/4,19 \times 10^{-5}$	Ch. Const./ch. variable	

On constate la prédominance des alluvions fines, peu perméables (de $2,9 \times 10^{-8}$ m/s à $2,13 \times 10^{-6}$ m/s) avec des intercalations plus grossières, perméables (de $3,3 \times 10^{-6}$ m/s à $6,7 \times 10^{-5}$ m/s). Les perméabilités moyennes sont de l'ordre $4,6 \times 10^{-7}$ m/s pour les alluvions fines, peu prenables, et de $2,3 \times 10^{-5}$ m/s pour les alluvions plus grossières, perméables.

I-5-2-2- Colluvions

La perméabilité des colluvions, qui seront enlevées dans la fondation du barrage, n'a pas été déterminé par des essais. Selon la nature et la granulométrie de ces colluvions on peut apprécier une perméabilité de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-6} m/s.

I-5-2-3- Substratum rocheux

La perméabilité du substratum a été déterminée par des essais type Lugeon, généralement réalisés par tranches de 5 m de longueur.

Les résultats mentionnés sur les logs des sondages (annexes IV.02) sont repris dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.09 Tableau récapitulatif des essais lugeons.

Sondages	Phase	Localisation	Tranche d'essai	Pression max. (bars)	Perméabilité UL (10 bars)
Z.S1	1	Valée	15.00-20.00	5	1,86
			20.00-25.00	10	1,07
			25.00-30.00	10	0,99
			30.00-35.00	10	0,90
			35.00-40.00	10	1,11
			40.00-45.00	10	0,97
			45.00-50.00	10	0,85
Z.S3	2	Rive gauche	5.00-10.00	5	2,14
			10.00-15.00	5	1,38
			15.00-20.00	5	2,16
			20.00-25.00	6	2,93
			25.00-30.00	6	3,33
			30.00-35.00	10	1,99
			35.00-40.00	10	2,56
			40.00-45.00	10	1,58
Z.S4	2	Rive gauche	10.00-15.00	3	11,44
			15.00-20.00	5	4,62
			20.00-25.00	10	3,04
			25.00-30.00	10	3,01
			30.00-35.00	10	2,59
			35.00-39.00	10	1,87
			39.00-44.00	10	2,52
			45.00-50.00	10	2,62
Z.S5	2	Rive droite	20.00-25.00	6	5,66
			25.00-30.00	6	7,09
			30.00-35.00	6	6,25
			35.00-40.00	6	3,45
			40.00-45.00	6	5,86
			45.00-50.00	6	4,27
Z.S6	2	Rive droite	10.00-15.00	5	1,78
			15.00-20.00	5	2,34
Z.S6 bis	2	Rive droite	20.00-25.00	6	1,56
			25.00-30.00	6	4,38
			31.00-36.00	6	7,78
			36.00-41.00	10	6,82
			41.00-45.00	10	4,58
			45.00-50.00	10	3,62

Les valeurs de la perméabilité mesurée vont de 0,85 à 11,44 UL. La variation des valeurs moyennes de la perméabilité, par tranches de 10 m de profondeur et par toute la longueur investiguée, pour chaque appui et pour la zone de la vallée, est présentée ci-après :

Tableau I.10 Variation de la perméabilité lugeons en fonction de la profondeur.

Profondeur	Perméabilité (UL)		
	Rive gauche	Vallée	Rive droite
0-10	2,14	--	--
10-20	4,90	1,86	2,06
20-30	3,08	1,03	4,67
30-40	2,25	1,00	6,07
40-50	1,93	0,91	4,58
0-50	2,98	1,11	4,67
		3,26	

On remarque que les plus faibles perméabilités ont été enregistrées dans la zone de la vallée. Entre les deux rives, sans avoir la possibilité de comparer la tranche supérieure, on constate que la rive droite (à l'exception de la tranche 10-20 m) est plus perméable que la rive gauche.

Ces constatations doivent être acceptées à titre d'information qualitative, à cause de plusieurs imperfections constatées au cours des essais. Dans les zones où des contournements et des résurgences ont été enregistrés, les perméabilités pourraient être plus élevées que les valeurs calculées à des pressions inférieures à 10 bars.

A partir de ces informations, il est indispensable de prévoir une étanchéité de la fondation du barrage par un voile unifilaire. Dans les zones de forte perméabilité, associées aux accidents tectoniques, un traitement localisé sera réalisé au moyen d'un voile bifilaire ou trifilaire.

La profondeur du voile à prendre en considération sera de l'ordre de 20 m à 45 m sous le toit des schistes.

I-6-Caractéristiques géotechniques des terrains de fondations

Les caractéristiques géotechniques des terrains de fondations, nécessaires au niveau de l'étude de faisabilité, ont été appréciés sur la base des observations faites sur les carottes récupérées par les sondages réalisés, en corrélation avec les résultats de la prospection géophysique et des essais in situ (S.P.T.) et de laboratoire.

I-6-1-Caractéristiques des alluvions

Les alluvions de l'Oued ont été testées in situ par quelques essais S.P.T., dont les résultats sont présentés ci-après :

Tableau I.11 résultats des essais S.P.T réalisé sur les sondages ZS (1.2.7).

Sondage	Profondeur d'essai (m)	Nombre de coups				Description du sol
		Anchorage No	Essai		N	
			N1	N2		
Z.S1	2	6	9	11	20	Limon sableux-argileux
	4	5	6	10	16	Sable moyen
	6	7	10	13	23	Sable limoneux
	9	4	8	11	19	Limon argileux
Z.S2	3	3	3	3	6	Argile limoneuse
Z.S7	2,5	8	12	15	27	Argile sableuse

Selon les classifications de Terzaghi et Peck, les sols cohérents (argile et limon) soumis aux essais S.P.T. sont généralement de consistance très raide (N = 15 à 30) et partiellement de consistance moyenne (N = 4 à 8). Les sables testés sont de compacité moyennement compacte (N = 10 à 30).

La reconnaissance sismique a permis d'individualiser deux niveaux dans les alluvions : le premier ayant des vitesses de 900 à 1200 m/s ; le second, à des vitesses de 1400 à 1600 m/s est vraisemblablement situé sous nappe.

Les mesures électriques individualisent également deux couches : la première est caractérisée par une plâge de variation des résistivités de 30 à 100 ohm.m ; la seconde, présente des résistivités variant entre 120 et 180 ohm.m.

Les observations sur les divers types de matériaux composants du remplissage alluvionnaire récupérés par les sondages réalisés, en corrélation avec les résultats des essais S.P.T., montrent que les alluvions ne sont pas susceptibles de se liquéfier. En effet, le risque de liquéfaction existe pour des produits à granulométrie uniforme ($C_u < 10$) et principalement formés de sables fins ou des silts ayant un $D_{50} < 2$ mm.

Si les alluvions seront partiellement conservées sous les recharges d'un éventuel barrage en terre, leur partie supérieure, représentée par des limons sableux argileux de 3 à 5 m d'épaisseur, sera enlevée.

I-6-2- Caractéristiques du substratum

Les schistes paléozoïques du substratum sont des roches tectonisées (plissées et fracturées) très difficiles à carotter.

Le RQD, souvent proche de 0%, dépasse rarement 20%, mais après quelques jours les plus longues carottes se divisent par exfoliation. Très fréquent, sur plusieurs mètres, dans les schistes friables, la récupération consiste essentiellement en sédiments de forège. Ceci, est partiellement due à la foliation des roches, mais également au caractère très fortement tectonisé des roches.

Les récupérations en carottes de forêges étant quasi nulles, des essais de laboratoire n'ont pas été faits.

Quelques échantillons de schistes prélevés dans la zone d'affleurement de la rive droite ont été envoyés au laboratoire. Les résultats des essais programmés sont présentés ci-après :

Tableau I.12 Résultats des essais réalisés sur les blocs et roches.

Blocs no.	RC sec (bar)	Poids spécifique (t/m ³)	Poids volumique (t/m ³)
S1	108,6	2,64	2,26
S2	104	-	2,28
S3	412,6	2,59	2,22

Les trois échantillons prélevés dans les zones plus résistantes de l'affleurement ont donné des résistances à la compression simple, à l'état sec, de 104 à 412,6 bars, avec des poids spécifiques de 2,59 à 2,64 t/m³ et poids volumiques de 2,22 à 2,28 t/m³.

A partir de ces résultats orientatifs, on peut apprécier que la résistance moyenne du massif est beaucoup inférieure à 100 bars, du fait que dans la plupart de celui-ci la roche est friable et tectonisée.

Sauf les résultats présentés en dessus, quelques caractéristiques géotechniques des schistes du substratum ont été appréciées à partir des résultats de la prospection sismique réalisée sur le site du barrage de Zaouia et des résultats des essais in situ et de laboratoire réalisés sur des schistes semblables se trouvant dans le site du barrage Taksebt.

Afin de cerner l'extension et la qualité du substratum, une carte de vitesses a été établie uniquement pour le substratum schisteux à une profondeur d'environ 30-35 m.

Le substratum est relativement de qualité moyenne dans la partie sud-est du site avec une vitesse supérieure à 2250 m/s et de moindre qualité dans ses parties centrale et ouest avec une vitesse de l'ordre de 1900÷2300 m/s, correspondant probablement à divers degrés d'altération et de fissuration.

Rappelons enfin qu'un schiste de bonne qualité devrait avoir une vitesse de l'ordre de 3000 à 4500 m/s.

Dans le but de compléter les informations fournies par la carte de vitesses et afin d'avoir une idée sur la densité du substratum, une carte de la densité a été établie sur la base de la formule de Gardner :

$$D = 0,31.v^{0,25} \text{ ou } \quad \begin{array}{l} \ll d \gg \text{ est la densité en g/cm}^3 \\ \ll v \gg \text{ est la vitesse en m/s} \end{array}$$

Les densités calculées varient de 1,9 à 2,2 g/cm³. Les densités plus élevées correspondent à la partie est du site, mais restent quand même faibles par rapport à la moyenne des densités des schistes compacts qui sont comprises entre 2,4 et 2,8 g/cm³.

A titre informatif nous présentons quelques résultats des essais in situ et de laboratoire réalisés sur les schistes du site du barrage Taksebt, au niveau étude d'A.P.D. :

Module pressiometrique :

- E moy = 3708 bars
- E min = 41 bars (pour des zones très altérées)
- Résistance à la compression simple :
- Rc = 36 kg/cm² (à teneur en eau nat.)
- Rc = 11 kg/cm² (après immersion – 48h)
- Essai brésilien : T = 5,6 kg/cm²
- Cisaillement rectiligne (CU) sur échantillons broyés (sédiments de schistes) reconstitués et consolidés sur 10 bars, pour une teneur en eau de 15% :
- φ moy = 37°
- C moy = 0,39 Kg/cm²

I-7-Conditions géologiques et géotechniques de la Galerie de dérivation provisoire et de la tour de prise

Le trajet de la galerie de dérivation provisoire et de vidange de fond, variante à l'air libre, suit le pied du versant rive gauche, entre les cotes 66,50 et 65 m du terrain naturel.

Par rapport de cotes du radier de l'ouvrage, de 65 m à l'entrée de 63,5 m à la sortie et de 58 m au niveau du bassin d'amortissement, on constate que la plupart de l'ouvrage sera fondé sur des alluvions. Selon les données obtenues par les sondages carottés, l'épaisseur des alluvions varie de 12,4 m (Z.S1) à 21 m (Z.S7). Les prospections géophysiques ont mis en évidence des épaisseurs de même ordre de grandeur.

La fondation de la chambre de vanne sera réalisée dans des schistes tectonisés et altérés se trouvant sous une couverture colluviale de 4 à 5 m épaisseur (04).

Concernant la fondation et le dimensionnement de la galerie, il faut prendre en considération les faibles caractéristiques géotechniques de la partie supérieure des alluvions, où les matériaux limoneux-sableux sont prédominants.

Le bassin d'amortissement et la risberme seront réalisés de même sur des alluvions, à la proximité du glissement se trouvant dans la rive gauche à l'aval de l'emprise. Dans cette situation l'enlèvement partiel de la masse glissée et des mesures de protection et consolidation seront prises en considération.

I-8- MATERIAUX DE CONSTRUCTION**I-8-1-Définition des zones d'emprunt**

Dans cette campagne de reconnaissance les études ont été menées afin de vérifier le potentiel de la zone de la future retenue, concernant les matériaux nécessaires pour la réalisation d'une digue en terre, homogène ou zonée, ainsi que pour la production de granulats et d'enrochement de protection (rip – rap).

Au niveau de cette étude de faisabilité les suivantes zones d'emprunt ont été définies et partiellement investiguées (voir annexes I.01).

***Matériaux argileux :**

Zone A, située dans la cuvette de la retenue, sur la rive droite de l'Oued Stita, d'un coté et d'autre de la RN 72, à quelque 1,2 Km de l'axe du barrage.

- Zone A1, située sur la même rive, à quelque 500 m amont de la zone A.

***Matériaux alluvionnaires**

- Zone B1, située dans le fond de la vallée, sur la rive droite de l'Oued, à quelque 2,5 Km de l'axe du barrage.
- Zone B2, occupe la plaine de l'oued, juste en bas de zones d'emprunt argileux A et A1, de 0,6 Km à 1,6 Km environ à l'amont de l'axe du barrage.
- Zone B3, située près de la queue de la cuvette, dans une terrasse alluviale de la rive gauche de l'oued, à 1 Km environ à l'amont de la zone B1.

Les zones A, A1 et B2 ont été étudiés sommairement par 11 puits à la pelle mécanique de 2,5 à 4 m de profondeur. Dans chaque puits des échantillons ont été prélevés (de 1 à 3 échantillons) pour la réalisation des essais au laboratoire. La situation des travaux de reconnaissance réalisés est reprise ci – après :

Tableau I.13 Échantillons prélevés des zones d'emprunt.

Zone d'emprunt	Puits	Profondeur(m)	Profondeur del'échantillon(m)
Zone A (argile)	P 9	3,90	1,50 ; 3,50
	P 10	2,60	1,50
	P 11	4,20	3,50
	P 12	4,00	2,30 ; 3,70
Zone A1 (argile)	P 22	4,00	1,50 ; 3,00
	P 23	4,00	1,00 ; 3,80
	P 24	3,80	1,00 ; 2,00
Zone B2 (alluvions)	P 16	4,00	1,00 ; 3,00
	P 16 bis	2,50	2,00 ; 2,50
	P 17	4,00	1,00 ; 2,00 ; 4,00
	P 18	3,80	1,90 ; 3,80
Zone B1	P 13	*	
	P 14	*	
	P 15	*	
Zone B3	P 25	*	
	P 26	*	
	P 27	*	

* = puits non réalisés

Les puits programmés dans les zones B1 et B3 n'ont pas été réalisés à cause de difficultés d'accès pour la pelle mécanique.

Les observations faites dans la zone de la retenue ont indiqué l'absence d'un emprunt rocheux à la proximité immédiate du réservoir. L'exploitation des schistes s'avère être inadéquate, leur friabilité étant montrée au cours de la campagne de reconnaissance sur le site du barrage.

Dans ce cas il faut prendre en considération les grès miocènes qui affleurent à 5 Km environ au nord de la retenue, ou des sources utilisées à la construction du barrage de Taksebt.

Les emplacements des zones d'emprunt sont représentés dans l'annexe I.01

I-8-2- Matériaux argileux

I-8-2-1- Zone A

Cette zone a été investiguée par 4 puits de 2,6 à 4 m de profondeur (voir annexe I.01) espacés de 150 à 180 m l'un de l'autre.

Sous une couverture de terre végétale de 0,6 à 1 m d'épaisseur les puits ont intercepté un dépôt de matériaux fins, de couleur jaune à grise, de nature prépondérante limoneuse, avec inclusions de graviers, galets et blocs arrondis. Par endroits les gros galets et blocs sont concentrés en couches de 0,2 à 0,3 m d'épaisseur, avec venues d'eau (P9 de 3,2m à 3,5m et P12 de 2,7m à 2,9m).

Selon cette composition on suppose qu'il s'agit d'un dépôt d'ancienne terrasse.

Afin de déterminer les caractéristiques géotechniques de ce type de matériaux, dans chaque puits un ou deux échantillons remaniés ont été prélevés.

Tous les échantillons prélevés au niveau des puits 9, 10, 11 et 12 n'ont pas englobé des gros blocs et galets, intéressant la granulométrie et les caractéristiques de la matrice limoneuse – argileuse, afin de déterminer l'aptitude de ces matériaux à être utilisés à la construction d'un noyau imperméable.

Essais de laboratoire

Sur les 6 (six) échantillons prélevés, des analyses granulométriques, mesures de la teneur en eau naturelle et limites d'Atterberg ont été réalisées. Sur 3 (trois) échantillons, des essais de compactage (Proctor normal) et de perméabilité ont été effectués. Des essais mécaniques (oedométriques et cisaillement à la boîte) ont été réalisés sur 3 (trois) échantillons et des analyses chimiques sur 2 (deux) échantillons.

- Analyse granulométrique

Les échantillons testés présentent une granulométrie qui s'étale de l'argile jusqu'au gravier et cailloux, la teneur des derniers étant moins significative (0 à 10%). Le pourcentage de fin ($< 80 \mu$) qui est supérieur à 50% (51,67 à 95,64%) caractérise le matériau selon la classification L.C.P.C. dans la catégorie des sols fins. L'analyse sédimentométrique montre que le pourcentage d'argile ($< 2 \mu$) est comprise entre 23 % et 58 %.

La composition granulométrique exprimée par les valeurs extrêmes et moyennes est présentée ci-après :

Tableau I.14 Composition granulométrique de la zone d'emprunt A.

Valeurs	Graviers et cailloux	Gros sable	Sable fin	Limon	Argile	Fin
	$> 2 \text{ mm}$	$2 - 0,2 \text{ mm}$	$0,2 - 0,02 \text{ mm}$	$0,02 - 0,002 \text{ mm}$	$< 0,002 \text{ mm (} 2 \mu \text{)}$	$< 0,08 \text{ mm (} 80 \mu \text{)}$
Min %	0	2	8	14	23	51,67
Max %	10	44	33	45	58	95,64
Moy %	3,3	14,7	21,5	29,5	31	75,59

toutes les résultats des essais géotechniques de la zone A sont représentés dans le tableau I.15

Tableau I.15 Résultats des essais géotechniques réalisés dans la zone A.

Valeurs	W_{nat} (%)	W_L (%)	I_p (%)	Proctor normal		Cisaillement				Oedométrie			Perméabilité (cm/s)	Analyses Chimiques	
				Y_d^{max} (t/m^3)	W_{opt} (%)	UU		CU		P_c (bar)	C_c (%)	C_g (%)		Matières organiques (%)	Ca CO_3 (%)
						ϕ_u (degrés)	C_u (bar)	ϕ_c (degrés)	C_c (bar)						
Min	14,18	43,42	19,09	1,66	14	18,99	0,98	17,33	0,40	1,94	9	1,83	$3,01 \times 10^{-9}$	0,21	Traces
Max	24,61	70,30	36,46	1,77	17,8	28,13	1,53	28,23	0,66	3,61	20	6,95	$1,58 \times 10^{-8}$	0,37	23,22
Moy	20,16	55,07	26,99	1,70	16,3	24,28	1,31	22,78	0,53	2,82	15,66	4,82	$7,13 \times 10^{-9}$	0,29	11,61

I-8-2-2- Zone A1

La zone A1 a été investiguée par 3 (trois) puits de 3,8 à 4 m de, espacés de 180 à 230 m l'un de l'autre.

Sous une couverture de terre végétale de 0,30 à 0,60 m épaisseur, les puits ont intercepté des matériaux fins, de couleur rougeâtre, de nature limoneuse – argileuse ou sableuse avec inclusions de graviers. Le puits P22., situé dans la partie base de la zone, a intercepté de 1,70 à 3,40 m de profondeur une couche de blocs, cailloux et graviers subanguleux, emballés dans une masse argileuse – limoneuse, avec venues d'eau à partir de 2,00m de profondeur.

Concernant l'origine de ce matériau nous supposons qu'il appartient à une masse éboulis, fréquemment présentés dans la région de la retenue.

L'épaisseur du dépôt de matériaux fins qui nous intéresse varie de 1,10 à 3,60 m, au dessus du substratum marneux.

Dans chaque puits 2 (deux) échantillons remaniés ont été prélevés pour des essais au laboratoire.

- Essais de laboratoire

Sur tous échantillons prélevés (6 échantillons), des analyses granulométriques et mesures de teneur en eau naturelle ont été réalisés. Les limites d'Atterberg ont été déterminées sur tous les échantillons de matériaux fins (5 échantillons). Des essais de compactage (Proctor normal) et de cisaillement ont été réalisés respectivement sur 3 et 4 échantillons. Sur l'échantillon P22/3 m, prélevé dans la couche de matériau grossier, les caractéristiques de compactage (Proctor modifié) et de perméabilité ont été déterminées. Pour chaque puits une analyse chimique a été effectuée

- Analyse granulométriques

Les échantillons testés au niveau des puits 22, 23 et 24, à l'exception de l'échantillon P22/3m, présentent une teneur réduite en éléments supérieurs à 2 mm (0 à 9%). Le pourcentage de fin (<80µ) qui est supérieur à 50% (58,40 à 93,63%), caractérise les matériaux, selon la classification L.C.P.C. dans la catégorie des sols fins. L'analyse sédimentométrique montre que la participation de l'argile (<2µ) est comprise entre 19% et 30%, étant subordonnée au pourcentage du limon qui varie de 22% à 50%.

La composition granulométrique exprimée par les valeurs extrêmes et moyennes est présentée ci-après :

Tableau I.16 Composition granulométrique de la zone A₁

Valeurs	Graviers et cailloux	Gros sable	Sable fin	Limon	Argile	Fin
	> 2 mm	2 – 0,2 mm	0,02 – 0,002 mm	< 0,002 mm	< 0,002 mm (2µ)	< 0,008 mm (80µ)
Min (%)	0	3	20	22	19	58,40
Max (%)	9	29	31	50	30	93,63
Moy (%)	3,2	14,4	23,2	34,4	24,8	73,40

En revanche la courbe granulométrique de échantillon P22/3 m montre un pourcentage élevé des graviers et cailloux (48%) avec un faible pourcentage des passants à 80µ (28,67%)

Tous les résultats des essais au laboratoire sont mentionnés dans le tableau I.17.

Tableau I.17 Résultats des essais réalisés sur la zone A₁.

Valeurs	W _{nat}	W _l	I _p	Proctor normal		CISAILLEMENT				Analyses chimiques		
				Y _{d max} (t/m ²)	W _{optm} (%)	UU		CU		Matières organiques (%)	CaCO ₃ (%)	Chlorures
						φ (degrés)	C (bar)	φ (degrés)	C (bar)			
Min	17,95	50,80	26,79	1,77	14,4	21,38	1,06	10,38	0,14	0,16	Traces	Traces
Max	24,98	60,00	33,41	1,78	14,9	35,81	1,96	10,38	0,14	0,42	Traces	Traces
Moy	22,05	56,36	30,69	1,78	14,6	26,88	1,42	10,38	0,14	0,24	Traces	Traces

I-8-3- Matériaux alluvionnaires

I-8-3-1- Zone B2

La zone B2 est la plus proche du site du barrage, de 0,6 Km à 1,6 Km environ amont de l'axe. Cette zone a été étudiée par 4 puits de 2,5 m à 4 m de profondeur

La couverture de terre végétale, traversée par les puits P16, P17 et P18 réalisés dans la plaine alluviale (espaces à quelque 325 m l'un de l'autre), est de 0,4 m à 0,6 m épaisseur

Sous la couverture de terre végétale les puits ont intercepté des matériaux généralement fins, représentés par des sables limoneux et limons sableux – argileux, par endroits légèrement graveleux. L'épaisseur de ces matériaux est variable de 0,7 m dans P18 situé en partie amont de la zone à 2,80 m dans P17 situé au milieu et 3,80 m dans P16 situé dans la partie aval.

Concernant l'existence des alluvions grossières jusqu'à la profondeur investiguée, elles ont été interceptées seulement dans les puits P17 (de 2,8 m à 4 m de profondeur), P18 (de 1,1 à 3,1 m de profondeur) réalisés dans la plaine et P16 bis (de 0 m à 2,5 m de profondeur) creusé dans le lit de l'oued. Ces sont constituées d'un mélange de galets et graviers dans une matrice sableuse-limoneuse.

Le puits P16bis a intercepté la nappe à 0,4m de profondeur. Dans les puits P17 et P18, des venues d'eau ont été enregistrées dans la masse d'alluvions grossières.

Suite à ces observations on constate la prédominance des matériaux fins jusqu'à la profondeur investiguée, les alluvions grossières qui nous intéressent étant subordonnées.

Dans chaque puits au moins deux échantillons ont été prélevés pour des essais au laboratoire.

- Essais de laboratoire

Sur tous les échantillons prélevés (9 échantillons) des analyses granulométriques et mesures de teneur en eau naturelle ont été effectuées. Les limites d'Atterberg ont été déterminées sur les échantillons de matériaux fins (6 échantillons).

Des essais de compactage ont été réalisés sur 2 échantillons de matériaux fins (Proctor normal) et 2 échantillons d'alluvions grossières (Proctor modifié).

Sur un seul échantillon de matériaux fins (P16/3 m) des essais mécaniques (cisaillement UU et oedométrie) et perméabilité ont été effectués. Enfin, deux essais de perméabilité ont été réalisés sur des échantillons prélevés dans des alluvions grossières.

- Analyse granulométrique

Les 3 (trois) analyses granulométriques effectuées sur les échantillons d'alluvions grossières font ressortir un matériaux caractérisé par les valeurs extrêmes et moyennes présentées ci-après:

Tableau I.18 composition granulométrique la zone **B₂**

Valeurs	> 100 mm	> 50 mm	50 – 20 mm	20 – 2 mm	2 – 0,2 mm	< 0,2 mm	< 0,08 mm
Min (%)	0	3	15	12	13	8	5,38
Max (%)	12	23	22	42	25	33	26,13
Moy (%)	5	15,7	19,3	26,7	17	21,3	17,31

On remarque la prédominance du composant caillouteux (35%) dont les supérieurs à 100 mm dépassent 5% en moyenne.

Malgré que la distribution granulométrique des composants utilisables, est équilibrée, ces alluvions sont difficilement traitables pour la production de granulats à cause de la présence des composants fins en quantité importante (17,31% en moyenne).

Les matériaux fins ont été échantillonnés et testés afin de vérifier leur aptitude être utilisé à la confection d'un noyau imperméable

Les échantillons testés présentent une teneur en éléments supérieurs à 5 mm pratiquement nulle (de 0 a 8% avec une moyenne de 2,3%). On constate que le sable fin et le limon sont prédominants, leur ensemble faisant 64% environ. L'analyse sedimentometrique montre que le pourcentage de fin (< 80 μ), qui est supérieur a 50% (39,80 a 85,47%), caractérise les matériaux, selon la classification L.C.P.C. dans la catégorie des sols fins.

La composition granulométrique exprimée par les valeurs extrêmes et moyennes est présentée ci-après :

Tableau I.19 composition granulométrique des matériaux fins de la zone **B₂**

Valeurs	> 5 mm	> 0,2 mm	0,2 – 0,002 mm	0,02 – 0,002 mm	< 0,002 mm	< 80 μ
Min (%)	0	12	23	14	9	39,8
Max (%)	8	38	54	48	22	85,47
Moy (%)	2,3	21	35,8	28,5	14,7	66,27

- Teneur en eau naturelle et limites d'Atterberg

L'ensemble des échantillons d'alluvions grossières a donné un teneur en eau oscillant entre 11,09% et 23,92%, tandis que pour les matériaux fins oscille entre 15,61% et 29,03%.

Sur la base des résultats des limites d'Atterberg déterminées sur les matériaux fins, on remarque que la limite de liquidité (W_L) varie de 35,01% à 49,80% avec des indices de plasticité (I_p) qui varient de 16,17% à 25,85%. La représentation de ces valeurs sur le diagramme de Casagrande montre clairement que les matériaux testes se classent dans la catégorie des argiles minérales de moyenne plasticité (CL).

- Essais de compactage

Pour chaque type de matériaux 2 (deux) essais de compactage ont été réalisés.

Les essais Proctor modifiés ont indiqué pour le matrice des alluvions grossières (< 20 mm) des valeurs presque identiques : $\gamma_{d \max} = 2,00$ et $2,01 \text{ t/m}^3$; $W_{\text{opm}} = 10\%$ et $10,4\%$.

Pour les matériaux fins les deux essais Proctor normal, de même, ont donné des résultats pratiquement identiques :

$$\gamma_{d \max} = 1,82 \text{ et } 1,83 \text{ t/m}^3 ; W_{\text{opm}} = 14 ; 2\% \text{ et } 14,3\%.$$

- Essais mécaniques

A titre informatif, un essai de cisaillement UU et un essai oedométrique ont été réalisés sur les matériaux fins.

L'échantillon testé (P16/3 m) a donné les résultats suivants :

- $\varphi_u = 33,82^\circ$
- $c_u = 0,73 \text{ bars}$
- $p_c = 1,33 \text{ bars}$
- $c_c = 8,33\%$
- $c_g = 2,59\%$

Selon les caractéristiques oedométriques il s'agit d'un sol peu compressible et peu gonflant.

Malheureusement, la comparaison avec les matériaux argileux des zones A et A1 n'est pas concluante du fait que cette échantillon est prédominant sableux (71%).

- Essais de perméabilité

L'échantillon de matériaux fins P16/3 m a donné une perméabilité de $1,99 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$, montrant un sol peu perméable.

Les deux essais sur la matrice des alluvions grossières ont donné une perméabilité de $2,76 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ et $3 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$, ce qui traduit la présence des sols peu perméables.

Les résultats des essais de laboratoire sur les matériaux de la zone B2 sont présentés dans le tableau récapitulatif de l'annexe M4.

Les résultats des travaux de reconnaissances viennent de confirmer la pauvreté de la cuvette en alluvions facilement traitables pour la production de granulats. Même leur exploitation pour les recharges d'un barrage zone serait non économique, nécessitant un décapage des matériaux fins de l'ordre à 3 m en moyenne.

Tableau I.20 Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire

Matériaux	Zone d'emprunt	Puits N°	Profondeur d'échantillon (m)	Teneur en eau naturelle (%)	Limites d'Atterberg			Essai PROCTOR		Essai de cisaillement				Essai oedométrique			Analyses chimiques		Perméabilité (cm/s)	
					W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)	Y _{d max} (t/m ³)	W _{OPM} (%)	φ (degrés)		c (bar)		P _c (bar)	Cc (%)	Cg (%)	Mat.org. (%)	CaCO ₃ (%)		
										CU	UU	CU	UU							
Matériaux argileux	A	09	1,5	18,45	66	32,95	33,05	1,68	17,2	28,23	25,74	0,66	0,98	1,94	18	5,69	0,37	23,22	3,01x10 ⁻⁹	
		09	3,5	19,10	45,38	23,55	21,83													
		10	1,5	14,18	43,42	24,33	19,09													
		11	3,5	20,91	46,38	23,19	23,19	1,77	14		28,13		1,42	3,61	9	1,83			2,58x10 ⁻⁹	
		12	2,3	24,61	70,30	33,84	36,46	1,66	17,8	17,33	18,99	0,4	1,53	2,93	20	6,95	0,21	traces		
		12	3,7	23,73	59	30,68	28,32													1,58x10 ⁻⁹
	A ₁	22	1,5	23,61	50,80	24,01	26,79	1,78	14,7		35,81		1,25				0,42	traces		
		22	3,0	26,96				2*	10,5*											9,40x10 ⁻⁷
		23	1,0	24,98	60	26,59	33,41			10,38		0,14								
		23	3,8	22,57	59	26,42	32,58	1,77	14,9		23,45		1,96				0,16	traces		
		24	1,0	21,17	57	26,25	30,75													
		24	2,0	17,95	55	25,05	29,95	1,78	14,4		21,38		1,06				0,16	traces		
Matériaux alluvionnaires	B ₂	16	1	15,61	35,01	18,84	16,17													
		16	3	16,98	38,40	21,98	16,42	1,83	14,3		33,82		0,73	1,33	8,33	2,59			1,99x10 ⁻⁸	
		16 bis	2,5	29,03	39,6	20,86	18,74													
		17	1	20,7	49,10	24,09	25,01													
		17	2	23,57	49,80	23,95	25,85	1,82	14,2											
		17	4	23,92				2*	10*											2,76x10 ⁻⁷
		18	3	21,35	42,44	21,86	20,58													
18	1,9	21,08					2,01*	10,4*											3x10 ⁻⁷	

*-Proctor modifié

Tableau I.21 Tableau récapitulatif – Volumes de matériaux et de travaux de reconnaissances (in situ et de laboratoire)

Type matériau	Zone d'emprunt	Surface	Décapage		Matériaux					Travaux de reconnaissance		Essais de laboratoire												
			Epaisseur	Volume	Au dessus de la nappe		Au dessous de la nappe		Total			Analyses granulom.	W _{nat}	W _L	I _p	Proctor Normal	Proctor Modifié	Oedometrie	Perméabilité	Cisail.		Analyses chimiques		
					Epais.	Volume	Epais.	Volume		Puits	Echant.									UU	CU	Mat. Org.	CaCO ₃	
			Ha	m	10 ³ m	m	10 ³ m ³	m	10 ³ m	10 ³ m ³	nb	ml	nb	nb	nb	nb	nb	nb	nb	nb	nb	nb	nb	nb
Matériaux fins	Zone A	5,0	0,7	35	2,0	100	-	-	100	4	14,7	6	6	6	6	6	3	-	3	3	3	2	2	2
	Zone A ₁	5,0	0,5	25	3,0	150	-	-	150	3	11,80	6	6	6	5	5	3	1	-	1	3	1	3	3
	Total A	10	-	60	-	250	-	-	250	7	26,5	12	12	12	11	11	6	1	3	4	6	3	5	5
	Zone B ₂	12,0	0,5	60	2,5	300	-	-	300	4	14,3	6	6	6	6	6	2	-	1	1	1	-	-	-
	Zone (B ₁ +B ₃) [*]	18,0	0,5	90	2,0	360	-	-	360	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Total B	30	-	150	-	660	-	-	660	4	14,3	6	6	6	6	6	2	-	1	1	1	-	-	-
	Total I	40	-	210	-	910	-	-	910	11	40,8	18	18	18	17	17	8	1	4	5	7	3	5	5
Matériaux alluvionnaires	Zone B ₂	12	3,0 (0,5+2,5)	360	2,0	240	-	-	240	-	-	3	3	3	-	-	-	2	-	2	-	-	-	-
	Zone (B ₁ +B ₃) [*]	18	2,5 (0,5+2,0)	450	1,5	270	-	-	270	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Total II	30	-	810	-	510	-	-	510	-	-	3	3	3	-	-	-	2	-	2	-	-	-	-
Total general	40	-	-	-	1420	-	-	1420	11	40,8	21	21	21	17	17	8	3	4	7	7	3	5	5	

Tableau I.22 Tableau récapitulatif – Résultats des essais de laboratoire (valeurs moyennes)

Types de matériaux	Zone d'emprunt	Teneur en eau mat et limites d'Atterberg			PROCTOR NORMAL		Oédometrie			Pérmeab.	Cisaillement à la boîte				Analyses chimiques	
		Wnat	WL	Ip	WOPM	Yd max	Pc	Cc	Cg	K	UU		CU		Matières organiques	Carbonates
											φ	c	φ`	c`		
		%	%	%	%	g/cm3	bar	%	%	cm/s	(o)	bar	(o)	bar	%	%
Matériaux argileux	Zone A	20,16	55,07	26,99	16,3	1,70	2,82	15,66	4,82	7,13x10-9	24,28	1,31	22,78	0,53	0,29	11,61
	Zone A1	22,05	56,36	30,69	14,6	1,78	-	-	-	-	26,88	1,42	10,38	0,14	0,24	traces
	Zone B2	21,2	42,39	20,46	14,25	1,82	1,33	8,33	2,59	1,99x10-8	33,82	0,73	-	-	-	-
Alluvions grossières	Zone B2	18,7	-	-	10,2*	2,01*	-	-	-	2,88x10-7	-	-	-	-	-	-

* Proctor Modifié

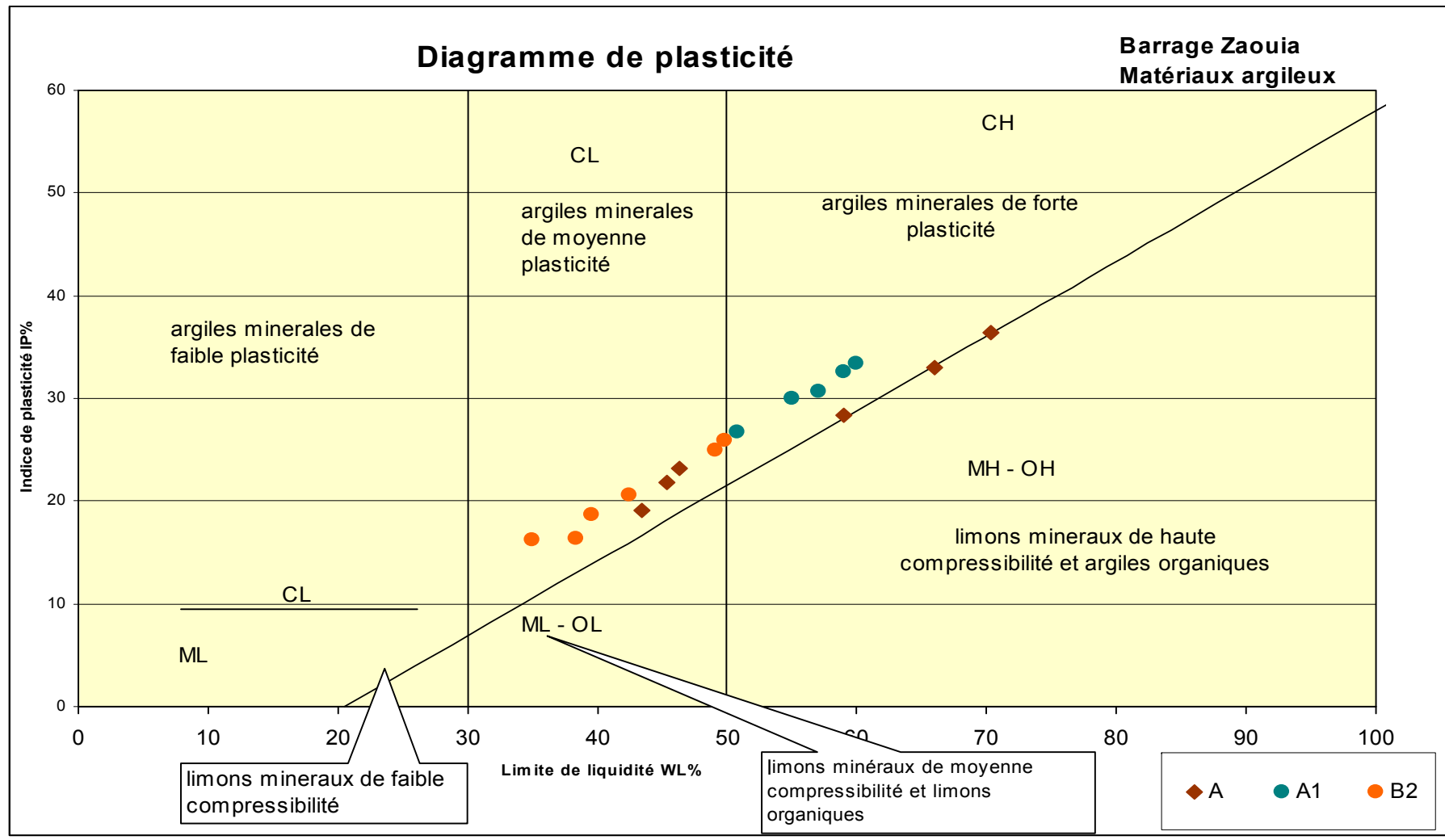


Figure I.06 Classification des zones d'emprunt

I-8-3-2- Alluvions du Sebaou

Suite à la constatation que les alluvions grossières de la cuvette de la retenue, moins épaisses et enrobées dans des matériaux fins, sont difficilement exploitables et traitables, il faut prendre en considération les ressources de l'Oued Sebaou.

Plusieurs ballastières extraient des agrégats de long de l'Oued Sebaou, principalement en amont de sa confluence avec l'Oued Aissi.

Le volume total de graves est très important mais les terrasses de l'Oued Sebaou sont actuellement en voie d'urbanisation et de mise en valeur industrielle.

Entre la confluence de l'Oued Aissi et Azazga, sur 12 Km, plusieurs balastières sont actuellement actives, à savoir de l'amont vers l'aval :

- la zone de Tizi Rached ;
- la ballastière Amraoua ;
- la sablière EPBTP ;
- les balastières ERSTO et ETTO ;
- la sablière Ben Brahim ;
- la sablière ERHTO ;

La Wilaya de Tizi Ouzou possède un document donnant la localisation des zones d'emprunt à échelle du 1/10.000 et ceci est la seule autorité habilitée à délivrer les permis d'exploitation et à préciser les volumes et surfaces susceptibles être utilisées.

L'examen pétrographique des produits constituant les différentes classes granulométriques donnent les compositions suivantes (en %) :

Examen pétrographique des produits constituant les différentes classes granulométrique.

	15/63	12/25	5/15	Sable
Gneiss/mica schistes	20	15	15	
Granit	15	10	10	
Quartzite/Quartz	10	15	25	40
Grès dur	15	10	10	5
Calcaires	15	10	15	15
Calcaires argileux ou marnes dures	5	20	15	10
Grès tendre	10	5	10	
Schistes	10	15	15	30

Les classes 15/63 et 12/25, quoique contenant une quantité non négligeable de produits en plaquettes (schistes) ou en baguettes (calcaire argileux) ont des éléments qui en général présentent une forme satisfaisante.

La classe 5/15 et surtout les sables contiennent beaucoup de petites plaquettes de schistes et de ce fait ont un coefficient de forme médiocre.

Moyennant lavâge systématique classique, les produits sont pauvres en argiles et produits silteux.

La résistance des éléments est généralement bonne, adaptée aux caractéristiques exigées d'un béton de qualité courante.

Les fractions correspondant aux grés tendres et dans une moindre mesure aux calcaires argileux présentent parfois de résistances à l'écrasement relativement faibles.

Concernant l'exploitation des alluvions de l'Oued Sebaou en vue de leur utilisation pour les recharges d'un barrage zoné, on peut affirmer qu'elles se trouvent en quantité importante à l'aval de sa confluence avec l'Oued Stita, dans la zone de Litama à Sidi Namane.

De même, leur exploitation nécessitera l'autorisation de la Wilaya de Tizi Ouzou concernant les volumes et surfaces susceptibles être utilisées.

I-8-4- Matériaux rocheux

L'absence d'un emprunt rocheux dans la zone de schistes à la proximité immédiate du site impose de prendre en considération des zones plus éloignées.

I-8-4-1- Grès miocènes et numidiens

Les grès miocènes (Burdigalien terminal), affleurant au Nord de la retenue, pourraient constituer une source de matériaux rocheux, si leurs caractéristiques seront compatibles aux exigences demandées pour la production d'enrochements de protection (rip – rap).

Dans la zone de Makouda, à quelque 7 Km de l'axe du barrage suivant la RN 72, un affleurement de grès miocènes se développe à coté de la route. C'est un affleurement de quelque 100 m de longueur et 10 m de hauteur, constitué des grès disposés en bancs de 0,5 à 1,5 m d'épaisseur séparés par des bandes d'argilites de 0,2 à 0,5 m épaisseur. Ce sont des grès fins à moyens par endroits micro conglomératiques, de couleur grise à crème. En surface, les bancs de grès sont fragmentés en blocs par des fissures généralement perpendiculaires sur les plans de stratification.

Afin de déterminer leur caractéristiques 5 (cinq) blocs ont été prélevés de l'affleurement pour des essais au laboratoire. Les résultats des essais programmés, sont présentes ci-après:

Tableau I.23 tableau récapitulatif des essais réalisés sur les blocs de roche

Blocs no.	RC sec (bar)	Poids spécifique (t/m ³)	Poids volumique (t/m ³)
G1	252	2,55	2,18
G2	219,3	-	2,20
G3	170	2,49	2,21
G4	251	-	2,20
G5	243,3	2,42	2,23

Les résistances a la compression simple varient de 170 à 252 bars, leur moyenne étant de 227 bars. Les poids spécifiques varient de 2,42 à 2,55 t/m³, tandis que les poids volumiques vont de 2,18 à 2,23 t/m³, montrant une porosité de 9,3% à 12,5%.

Afin d'établir leur aptitude pour la production de rip-rap, au niveau de l'étude APD, il faut déterminer la résistance après une immersion de longue durée.

A titre informatif, les grès miocènes de la zone du barrage de Taksebt ont donné des résistances à la compression simple de 20 à 320 bars, leur moyenne étant 85 bars. Après immersion (48 h) on constate une importante dégradation des échantillons, leur résistance moyenne descendant à 56 bars.

Si les caractéristiques des grès miocènes ne seront pas compatibles aux exigences demandées pour la production de rip – rap, les grès numidiens pourraient être pris en considération.

A la limite nordique du bassin versant, à l'est du méridien de Makouda la formation numidienne est représentée par le terme médian (grés numidiens S.S).

Les grés numidiens, disposés en alignements discontinus, se présentent sous forme de « lames » à pendage fort, d'une puissance de 30 à 40 m maximum. La série débute par des niveaux de grés quartzeux et se poursuit par des grés en bancs métriques séparés par des minces lits pelitiques.

L'accès dans la zone citée se fait par la RN 72 puis la RN 71 (20 à 25 Km environ).

I-8-4-2- Calcaires cristallins (cipolin)

Il existe, dans la région, plusieurs affleurements de calcaires cristallins blanchâtre, légèrement micacés (muscovite) très compacts et résistants dans lesquels se présentent localement des cristaux millimétriques de pyrite.

De part sa composition, cette roche présente très peu de risque de réactivité aux alcalis du ciment en cas d'utilisation comme granulats pour béton

De plus, bien que le substratum paléozoïque affleure dans plusieurs endroits de la région, seul ces calcaires présentent une résistance suffisante comme des enrochements.

Le principal affleurement de cipolin est situé au nord de l'Arbaa Nait Irathen où trois carrières importantes ont été ouvertes entre Tamazirt et Tablabalt. L'altitude de ces carrières est avoisine 1000 m. L'accès au site peut se faire par la RN 72 et RN 12 puis la W₁....(40 Km environ).

I-9-la sismicité du la zone d'étude

I-9-1- Le Séisme Maximal Possible (SMP \equiv MCE)

c'est le plus grand tremblement de terre qu'on peut concevoir, de façon raisonnable, et qui paraît possible le long d'une faille reconnue ou dans une région tectonique, géographiquement définie, dans le système tectonique connu actuellement ou présumé. On définit généralement le SMP comme une limite supérieure de la magnitude prévue ou comme une limite supérieure de l'intensité sismique prévue.

Pour l'évaluation du Séisme Maximal Possible (MCE), il est possible d'appliquer la méthode déterministe ou la méthode probabiliste. Si la méthode déterministe est utilisée, on ne tient pratiquement pas compte de la période de retour d'un tel événement, car son occurrence dépend du milieu géologique considéré. Un des aspects tectoniques pris en considération sera de vérifier le niveau maximal du mouvement sismique susceptible de se produire sur le site du barrage.

Durant les mouvements sismiques, même si des dégâts peuvent se produire, les systèmes et les composantes principales de sécurité du barrage doivent fonctionner pendant et après le tremblement de terre MCE.

I-9-2-Le Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD \equiv MDE)

produira le niveau maximal de secousses du sol, pour lequel le barrage doit être projeté et calculé. Pour les barrages dont la rupture constitue un grand danger social, le SMD sera normalement caractérisé par un niveau de secousses égal à celui qui est prévu au site du barrage, avec l'occurrence du SMP évalué de façon déterministe (comme défini auparavant) ou par le séisme défini par une méthode probabiliste (probabilité de 50 %, ou plus, de ne pas être dépassé au cours d'un grand nombre d'années). L'exigence minimale sera que le barrage soumis à cette charge sismique conserve sa capacité de stockage.

I-9-3- Le séisme de Base d'Exploitation (SBE \equiv D.B.E.)

représente le niveau maximal de secousses du sol au site du barrage, pour lequel seulement des dégâts mineurs sont acceptables. Du fait de sa définition, le SBE est mieux déterminé en utilisant la méthode probabiliste (de type $\log N = f(N)$), par exemple en spécifiant la probabilité de 50 % de ne pas être dépassé en 100 ans. En tout cas, ce niveau est sensiblement inférieur à celui correspondant au SMD. Le barrage, les ouvrages annexes et le matériel d'équipement devront rester en état de fonctionner et les dégâts seront faciles à réparer, quand l'occurrence des secousses sismiques ne dépasse pas celle correspondant au SBE.

Pour l'estimation des valeurs de calcul des accélérations maximales horizontales et verticales et des déplacements du terrain, pour trois niveaux de séisme OBE (SBE), MDE (SMD) et MCE (SMP) on a utilisé les lois d'atténuation établies par divers auteurs

En conclusion nous avons considéré les valeurs de calcul des accélérations maximales horizontales (a_H) et verticales (a_V) les valeurs moyennes (Tableau No.5) qui sont obtenues avec les six lois d'atténuation.

1. Séisme de Base d'Exploitation (SBE \equiv D.B.E.)

1.1. Magnitude : $M_s = 5.7$ (Richter)

1.2. Intensité au site du barrage (I_B):

$$I_B = 6,5 \text{ (MM)}$$

1.3. Accélération maximale (a_H ; a_V):

- accélération horizontale: $a_H = 78 \text{ cm/s}^2$ (0,08 g);

- accélération verticale: $a_V = 39\text{-}52 \text{ cm/s}^2$ (0,04-0.05 g).

1.4. Déplacement maximum (d_H ; d_V):

- déplacement horizontal: $d_H = 5.1 \text{ cm}$;

- déplacement vertical: $d_V = 2.7 \text{ cm}$.

2. Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD \equiv MDE)

2.1 Magnitude : $M = 6.1$ (Richter)

2.2 Intensité au site du barrage (I_B):

$$I_{S_{\max}}^{\text{Pos}} = 7.5 \text{ (MM)}$$

2.3 Accélération maximum (a_H ; a_V):

- accélération horizontale: $a_H = 151 \text{ cm/s}^2$ (0,15 g);

- accélération verticale: $a_V = 82\text{-}101 \text{ cm/s}^2$ (0,08 – 0.10 g).

2.4 Déplacement (d_H ; d_V):

- déplacement horizontal: $d_H = 7.9 \text{ cm}$;

- déplacement vertical: $d_V = 4.7 \text{ cm}$.

3. Séisme Maximal Possible (SMP \equiv MCE)

3.1 Magnitude : $M = 7.5$ (Richter)

3.2 Intensité au site du barrage (I_B):

$$I_{B_{\max}}^{\text{Pos}} = 8.0 \text{ (MM)}$$

3.3 Accélération maximum (a_H ; a_V):

- accélération horizontale: $a_H = 216 \text{ cm/s}^2$ (0,22 g);

- accélération verticale: $a_V = 119\text{-}144 \text{ cm/s}^2$ (0,12-0.15 g).

3.4 Déplacement (d_H ; d_V):

- déplacement horizontal: $d_H = 9.8 \text{ cm}$;

- déplacement vertical: $d_V = 6.2 \text{ cm}$.

Il faut noter que, l'accélération maximale verticale (a_V) représente entre 1/2 et 2/3 de l'accélération maximale horizontale.

Conclusion

L'édifice structural de la région Dellys – Tizi Ouzou est représenté, allant de l'unité la plus profonde à la plus élevée, par : le socle Kabyle, l'Oligo – Miocène Kabyle, les unités à faciès flysch d'Afir – Azeffoun, l'unité tellienne de Dellys, la formation numidienne, les olistostromes et Klippes sédimentaires et le Néogène post nappes.

Les formations qui participent à la constitution de l'ensemble géologique de la zone du bassin versant de l'oued Stita sont représentées par des schistes de la série du Djebel Aissa Mimoun appartenant au socle Kabyle, des olistostromes provenant de unité d'Afir – Azeffoun (localement couvertes par des grés numidiens) et par les formations miocènes post – nappes.

La retenue du barrage de Zaouia est située presque entièrement dans des terrains néogènes « post – nappes », représentés par les dépôts du cycle supérieur marneux du Miocène (Langhien – Serravallien), discordants sur la série d'Aissa Mimoun. Dans sa partie aval, la cuvette occupe sur quelque centaines de mètres le domaine oùaffleure les schistes de la série du Djebel Aissa Mimoun.

La série métamorphique du Djebel Aissa Mimoun, dont la limite nordique traverse l'oued Stita à quelque 300 m amont de l'axe du barrage, est représentée principalement par des schistes brun – verdâtre friables, d'aspect silteux ou argileux, avec des intercalations de tufs rhyolitiques et d'albitophyres.

La série est affectée des plis hectométriques d'axe sensiblement E – W et de fractures d'orientations N70°, N140° et N – S.

Le cycle supérieur marneux du Langhien – Serravallien occupe la plupart du synclinal de l'Oued Stita – Tadmaït de direction N70°, qui sépare l'anticlinal du Djebel Belloua – Aissa Mimoun, situé au S, de l'anticlinal du Dra Karrouch, situé au N.

Des terrains meubles de natures diverses recouvrent les formations du substratum antequaternaire. Ils comprennent : des alluvions actuelles et récentes réparties dans le fond des vallées et anciennes en différents niveaux de terrasses ; des colluvions, éboulis et dépôts de pentes.

Les alluvions du fond de la vallée comprennent, de part et d'autre du chenal étroit de l'oued qui est rempli de graviers et de galets sableux (alluvions actuelles), une large terrasse de limon argileux brun qui couvre de niveaux irrégulières de sables, graviers et galets avec une quantité considérable de substance argileuse. Le remplissage alluvial de la vallée est important dépassant 10 m épaisseur

Certaines pentes, et en particulier celles de la rive droite, sont recouvertes par endroits de dépôts d'anciennes terrasses alluviales, situées principalement entre 100 et 120 m NGA.

La nature des colluvions est directement liée au type de roche dont elles sont issues. Les colluvions sur schistes sont essentiellement argileux de couleur rouge brique ou brun rouge, contenant des proportions variables de matériels rocheux de calibre très divers provenant des roches – mères et plus rarement des galets provenant des

terrasses d'alluvions anciennes. La pente des versants de la zone se trouvant sur des schistes est généralement couverte d'une couche de colluvions de 2 à 5 m d'épaisseur, localement beaucoup plus épaisse en rive gauche du site.

Sur les marnes (ou argilites) miocènes qui occupent la plupart de la cuvette, les colluvions ou les argiles d'altération sont beaucoup plus claires, par endroits emballant des galets de terrasses anciennes.

Sur la rive droite de la cuvette et dans la zone de la queue du lac quelques masses d'éboulis sont présentes, dont les formations nourricières sont le complexe grésoconglomératique du Burdigalien terminal et la série numidienne.

Concernant l'étanchéité de la cuvette rappelons que, exceptant la partie aval de la cuvette, la plupart des roches métamorphiques sont enveloppées d'argilites et de marnes imperméables et de très faible perméabilité, même les éventuelles intercalations gréseuses. Il est peu probable que les fuites dans les schistes constituent un problème, sauf le cas que des bandes perméables seront identifiées dans le rebord étroit de la rive droite du site du barrage.

Aucun problème majeur de stabilité des pentes susceptible d'affecter la retenue après la mise en eau n'a été identifié. On observe par endroits des glissements peu profonds dans la couche superficielle d'argile altérée ainsi que le ravinement des surfaces. Le problème d'envasement de la retenue sera important due à l'origine sédimentaire des terrains du bassin versant.

Dans l'étude de site et des axes potentiels, deux axes de barrage ont été proposés : axe I (A – B) – aval ; axe II (C – D) – amont. A l'issue de la phase 1 de la campagne de reconnaissance l'axe I (A – B) – aval a été retenu pour être étudié pendant la phase 2, par 4 sondages carottés de 50 m de profondeur.

- **Conditions morphologiques du site :**
 - largeur de la vallée au niveau du radier – 90 m environ
 - largeur de la vallée au niveau de la crête – 225 m environ
 - pente RG – 25°
 - pente RD – 30°

- **Conditions géologiques du site :**
 - Couverture quaternaire :
 - alluvions actuelles et récentes de la vallée de 12,4 m à 21 m épaisseur :
 - colluvions de 2 à 5 m épaisseur en moyenne, localement plus épaisses.
 - Glissements et éboulis : glissement de terrain en RG aval de l'emprise et éboulis en haut de la RG.
 - Substratum antequatrenaire
 - schistes métamorphiques friables, intensément plissés et fracturés, appartenant à la série du Djebel Aissa Mimoun.

- **Conditions hydrogéologiques du site :**
 - nappe des alluvions : avec le niveau d'eau de 0,5 m à 3,2 m de profondeur (dans l'axe du barrage)

- nappes des versants :
 - R.G. – avec le niveau d'eau de 17 à 21 m de profondeur
 - R.D. – avec le niveau d'eau de 7,1 à 17,3 m de profondeur
- perméabilité moyenne :
 - alluvions fines : $4,6 \times 10^{-7}$ m/s
 - alluvions grossières : $2,3 \times 10^{-5}$ m/s
 - substratum : 3,26 UL
 - RG : 2,98 UL
 - Vallée : 1,11 UL
 - RD : 4,67 UL

- Caractéristiques géotechniques de terrains de fondation :

- Alluvions

Les sols cohérents (argile et limon) soumis aux essais SPT sont généralement de consistance très raide (N=15 à 30) et partiellement de consistance moyenne (N=4 à 8).

Les sables testes sont moyennement compacts (N=10 à 30).

La reconnaissance géophysique a permis d'individualiser deux niveaux dans les alluvions : le premier ayant des vitesses de 900 à 1200 m/s et des résistivités de 30 à 100 ohm x m ; le second a des vitesses de 1400 à 1600 m/s et des résistivités de 120 à 180 ohm x m si des alluvions seront partiellement conservées sous les recharges d'un éventuel barrage en terre, leur partie supérieure, représentée par des limons sableux – argileux de 3 à 5 m épaisseur, sera enlevée.

- Substratum

Les schistes paléozoïques du substratum sont des roches intensément plissées et fracturées très difficiles à carotter. Ces sont des roches friables et très fréquent sur plusieurs mètres la récupération consiste essentiellement en sédiment de forage (cuttings).

Afin de cerner l'extension et la qualité du substratum, la carte de vitesses établie montre que le substratum est de qualité moyenne dans la partie sud – est du site avec une vitesse supérieure à 2250 m/s, et de moindre qualité dans ses parties centrale et ouest avec une vitesse de l'ordre de 1900 à 2200 m/s, correspondant probablement à divers degrés altération et de fissuration.

Des essais sur des schistes similaires (site du barrage Taksebt) ont donné :

- Module pressiométrique : $E_{moy} = 3708$ bars
 $E_{min} = 41$ bars (schiste très altéré)
- Résistance à la compression : $R_c = 36$ kg/cm² (à teneur en eau naturelle)
 $R_c = 11$ kg/cm² (après immersion 48h)
- Essai brésilien : $T = 5,6$ kg/cm²
- Cisaillement CU (sédiment de schistes): $\varphi_{moy} = 37^\circ$
 $C_{moy} = 0,39$ kg/cm²

Concernant la réalisation des ouvrages rappelons :

L'enlèvement des alluvions exige la réalisation d'une coupure étanche tant à l'amont qu'à l'aval et l'assèchement des fouilles.

L'enlèvement des colluvions sous toute l'emprise de la digue, dans toutes les variantes de barrages.

Dans le substratum les fouilles seront réalisées dans des schistes moyennement altérés, dépassant la zone dégradée, intensément altérée et fragmentée.

La consolidation de la fondation par injections de peau, au moins pour la variante du barrage en BCR.

L'étanchéité de la fondation du barrage, en profondeur, par un voile unifilaire, localement bifilaire ou trifilaire, de l'ordre de 20 m à 45 m de profondeur.

La plupart de la galerie de dérivation provisoire et de vidange de fond, variante à l'air libre au pied du versant rive gauche, étant fondée sur des alluvions, le dimensionnement de l'ouvrage va prendre en considération les faibles caractéristiques des matériaux limoneux – sableux de la partie supérieure du remplissage alluvial.

Morphologiquement, le versant rive droite s'avère être plus favorable pour l'implantation d'un évacuateur de crues, en variante à l'air libre avec déversoir latéral.

Du au fait que la roche de fondation est tectonisée et altérée, l'ancrage de la dalle et des injections de consolidation doivent être prises en considération

Rappelons que la réalisation des bassins d'amortissement et des risbermes de l'évacuateur de crues et de la galerie de dérivation et vidange de fond impose l'enlèvement partiel de la masse du glissement et mesures de protection des ouvrages

Si les conditions exécution de évacuateur dans la rive droite seront considérées très difficiles, une variante évacuateur en tulipe dans le lit de l'oued doit être envisagée, les problèmes liés de l'existence du glissement restant toujours à prendre en considération

Les reconnaissances effectuées, afin de vérifier le potentiel en matériaux de la cuvette de la retenue, ont confirmé la pauvreté en alluvions grossières de la vallée du l'oued Stita, nécessaires pour les recharges d'un barrage en terre zoné et pour la production de granulats. Les puits réalisés dans la zone B2 montrent qu'il s'agit de minces couches d'alluvions, emballées et colmatées par des matériaux fins, difficilement exploitables et traitables.

Dans la zone étudiée (B2) le volume d'alluvions grossières est de l'ordre de 240.000 m³, nécessitant un décapage de l'ordre de 360.000 m³. Le volume des recharges d'un barrage zoné, de l'ordre de 600.000 m³ nécessitera pratiquement l'exploitation totalement non économique d'une superficie de l'ordre de 30 ha (le volume du fin décapé dépassant 900.000 m³).

L'utilisation des alluvions de la vallée du Stita dans leur globalité sera faisable dans le cas d'un barrage en terre de type homogène.

Dans le cas d'un barrage zoné, la réalisation des recharges avec perméabilité imposée nécessitera l'exploitation des alluvions du Sebaou, la zone plus proche, étant à Sidi Namane, à 10 Km environ à l'ouest de site.

Concernant les volumes de granulats, filtres et drains nécessaires, les produits de ballastière active se trouvant sur l'oued Sebaou, entre la confluence de l'oued Aissi et Azazga, seront prises en considération. De même, les produits de la sablière se trouvant sur l'oued Stita, à l'aval de site, peuvent être prises en considération.

Des reconnaissances effectuées il ressort qu'il existe à proximité immédiate du site des matériaux fins, se trouvant sur les pentes des versants et dans les terrasses alluviales de l'oued, en quantités suffisantes. Il s'agit de matériaux limoneux – sableux.

Les zones A et A1 situées sur les pentes de la rive droite contiennent des matériaux plus fins (73 à 75% < 80 μ et 60% limon et argile) que les matériaux de la terrasse alluviale de l'oued (66% < 80 μ et 43% limon et argile).

Selon les résultats des essais de perméabilité les matériaux sont caractérisés comme de sols pratiquement imperméables ($K = 1,58 \times 10^{-8}$ cm/s à $3,01 \times 10^{-9}$ cm/s).

Les volumes disponibles dans les zones strictement investiguées de l'ordre de 250.000 m³ (A et A1) à 300.000 m³ (B2) sont largement supérieurs au volume du noyau (175.000 m³ environ).

Si les matériaux des zones A et A1 sont d'une qualité supérieure aux matériaux de terrasse alluviale, leur exploitation sera plus difficile due à leur épaisseur réduite et à l'existence de gros blocs inclus qui devront être éliminés. Leur exploitation pour les recharges d'un barrage en terre homogène sera de loin plus économique.

La teneur en eau naturelle de ces matériaux étant supérieure à la teneur en eau optimale de 4% à 8% en moyenne ces matériaux devront être mis en stock pour se sécher, avant la mise en remblai.

L'absence d'un emprunt rocheux dans la zone de schistes à la proximité immédiate du site impose de prendre en considération des zones plus éloignées.

Il existe dans la région plusieurs affleurements de calcaires cristallins (cipolin). Le principal affleurement est situé au nord de l'Arba Nait Irathen, où trois carrières importantes ont été ouvertes entre Tamazirt et Tablabalt à 40 Km environ au sud – est du site. Cette roche présente très peu risque de réactivité aux alcalis du ciment en cas d'utilisation comme granulats pour béton. La zone plus proche du site de 15 à 20 Km, avec d'affleurement de cipolins de dimensions réduites se trouve entre Akaoudj et Tinzar Laghbar.

Les grès miocènes, affleurant au nord de la retenue dans la zone de Makouda, de 7 à 10 Km par rapport de site, pourraient constituer une source de matériaux rocheux,

si leur caractéristiques seront compatibles aux exigences demandées pour la production d'enrochements de protection (rip – rap).

Si les caractéristiques des grés miocènes ne seront pas compatibles pour la production de rip – rap, les grés numidiens pourraient être pris en considération. Les plus proches affleurements de grés numidiens se trouvent à la limite nordique du bassin versant à l'est du méridien de Makouda. L'accès dans la zone se fait par la RN72, puis la RN71 (20 à 25 Km amont de site).

Concernant le type de barrage le plus adapté aux conditions géologiques du site, on constate qu'un barrage en terre sera préférable en compétition avec un barrage en BCR. Suite aux constatations concernant la qualité et les volumes des matériaux se trouvant dans la cuvette de la retenue, on constate que le type de barrage en terre homogène est de loin plus économique qu'un barrage zoné. Dans toutes les variantes les granulats et les enrochements de protection seront prélevés dans des zones plus éloignées, situées en dehors de la retenue.

I-10- Eléments issus de l'étude hydrologique

Données primaires, utilisées dans cette étude :

-Plan de situation avec l'emplacement des stations pluviométriques ;
Courbes de corrélation des précipitations aux stations pluviométriques ;
Relation $Pm.a. = f(H)$ aux stations hydrométriques ;
Courbes de fréquence des précipitations moyennes annuelles ;
Courbe de fréquence des précipitations maximales journalières aux stations pluviométriques ;
Courbe des apports annuels classes à la station Belloua;
Corrélation entre les stocks annuels à la station Belloua et Baghlia ;
Station Belloua (Code 2-18-03). Débits moyens journaliers pendant 36 années.
Hydrographes de crues pour les débits maximaux de fréquence 0,1% et 0,01%.

I-10-1- Morphologie de la région

La région concernant le projet du barrage de Zaouïa appartient à la zone du NO de la Grande Kabylie.

La Méditerranée borde au Nord la Grande Kabylie. L'arrière pays est constitué de molles collines dont l'altitude croit peu à peu d'Ouest en Est, drainées par l'Oued Sebaou, l'axe du principal bassin hydrographique de la région. Il coule sensiblement d'Est en Ouest jusqu'à Tademaït où il change la direction vers le Nord et rejoint la cote. Partant de son cours, on peut distinguer trois régions naturelles.

Le site du barrage se présente dans d'excellentes conditions morphologiques, au droit d'une gorge relativement étroite en aval d'une large vallée

Dans la zone de l'emprise du barrage (axe I A – B), la largeur de la vallée de l'Oued Stita, au niveau du radier, est de 60 m environ dans l'axe du batardeau amont a 90 m environ dans l'axe du barrage et au pied aval. Le lit actuel de l'Oued, de 15 m à 30 m de largeur, est plus proche à la rive gauche de la vallée

Au droit de l'axe du barrage, les versants de la vallée s'élèvent selon une pente moyenne de 25° en rive gauche et 30° en rive droite. Des arbres et une végétation dense de sous-bois couvrent les deux versants à l'emplacement du site du barrage.

La RN 72 passe au long de la rive droite, interceptant l'axe du barrage a la cote 75 m NGA.

La largeur de la vallée, au niveau de la crête du barrage (100 m NGA) est de 225 m environ.

I-10-2- Hydrologie

I-10-2-1- Bassin versant

La zone proposée pour la réalisation du barrage est une zone de gorge, d'environ 500 m de la longueur, avec des versants escarpés, boisés. En amont de la gorge, la

vallée de l'Oued Stita s'ouvre rapidement, formant une cuvette large, avec une couche alluvionnaire importante et fréquents phénomènes d'érosion

Le bassin hydrographique comprend quatre grands bassins (Figure I.07) :

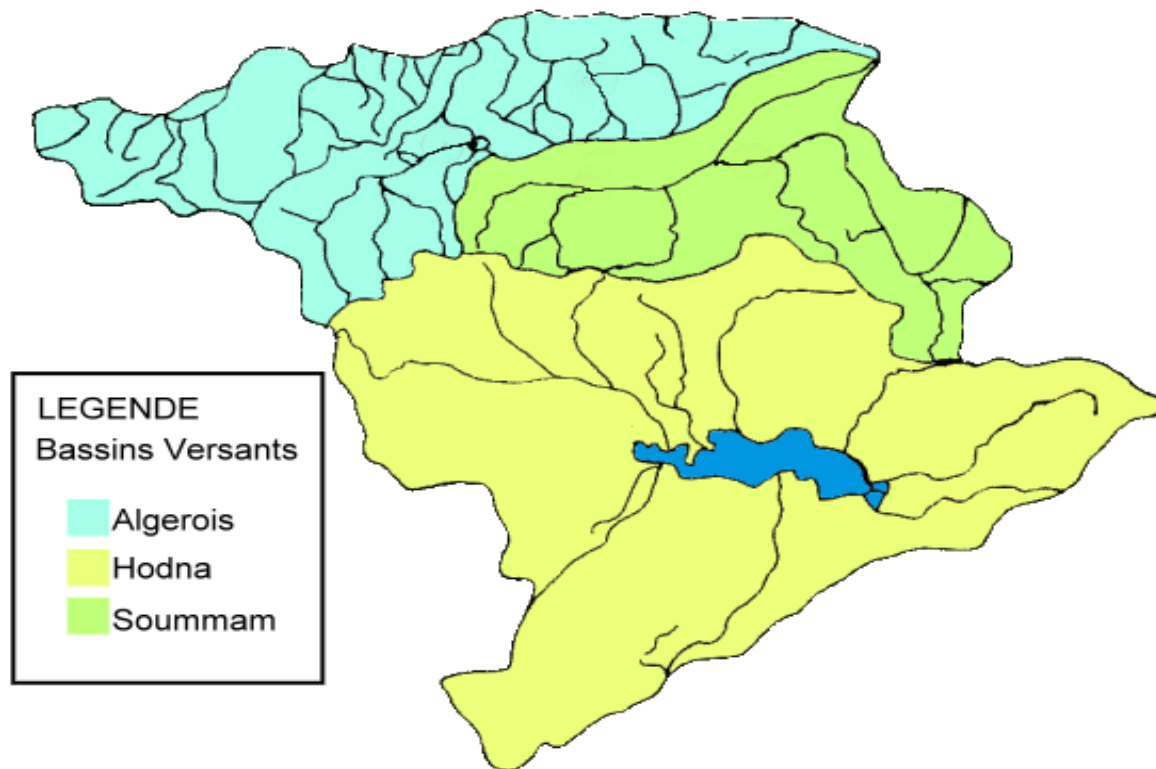


Figure I.07 Bassin hydrographique.

- ⌘ Algérois (Côtier-Sebaou + ⌘ Isser)
- ⌘ Hodna
- ⌘ Soummam

L'apport pluviométrique dans le bassin hydrographique est évalué à 21 milliards de m³ par an.

Potentialités en eau:

- ⌘ Eaux superficielles: 4.300 Hm³
- ⌘ Eaux souterraines: 745 Hm³

Ouvrage de mobilisation:

- ⌘ Barrage en exploitation : 10 pcs. 655 Hm³
- ⌘ Barrage en construction : 03 pcs. 887 Hm³
- ⌘ Barrages mis en exploitation (Taksebt): 01 175 Hm³
- ⌘ Retenues collinaires: 261 retenues 37 Hm³

Réseau hydrographique:

La longueur du réseau hydrographique à travers les bassins est de l'ordre de **2450 Km**.

Les principaux oueds de la région (Algérois, Hodna et Soummam), sont :

Sébaou	97 Km
Isser	114 Km
Mazafran	96 Km
El Harrach	59 Km
Bouroumi	72 Km
M'sila	96 Km
K'sob	84 Km
El Ham	110 Km
Soubella	61 Km
Barika	102 Km
Bitam	100 Km
Boussada	52 Km
M'eif	104 Km
Soummam	68 Km
Bousellam	159 Km
Sohel	42 Km
Eddous	74 Km
Ziene	54 Km

Stations pluviométriques: 111

Stations hydrométriques : 58

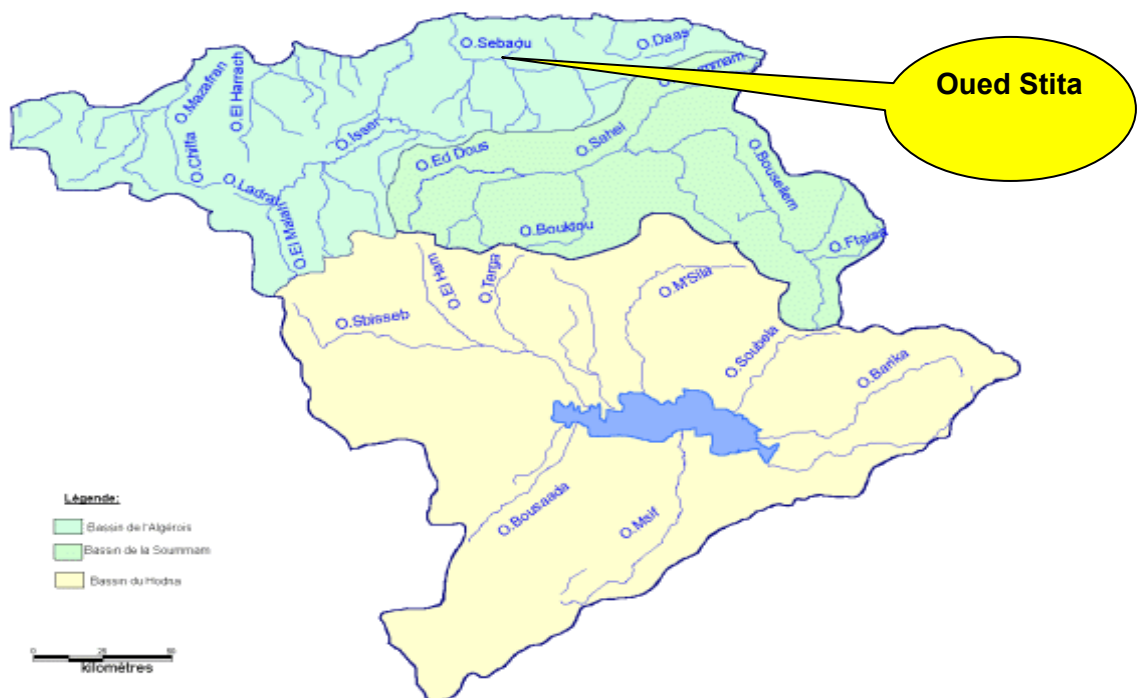


Figure I.08 Réseau Hydrographique dans la région de projet

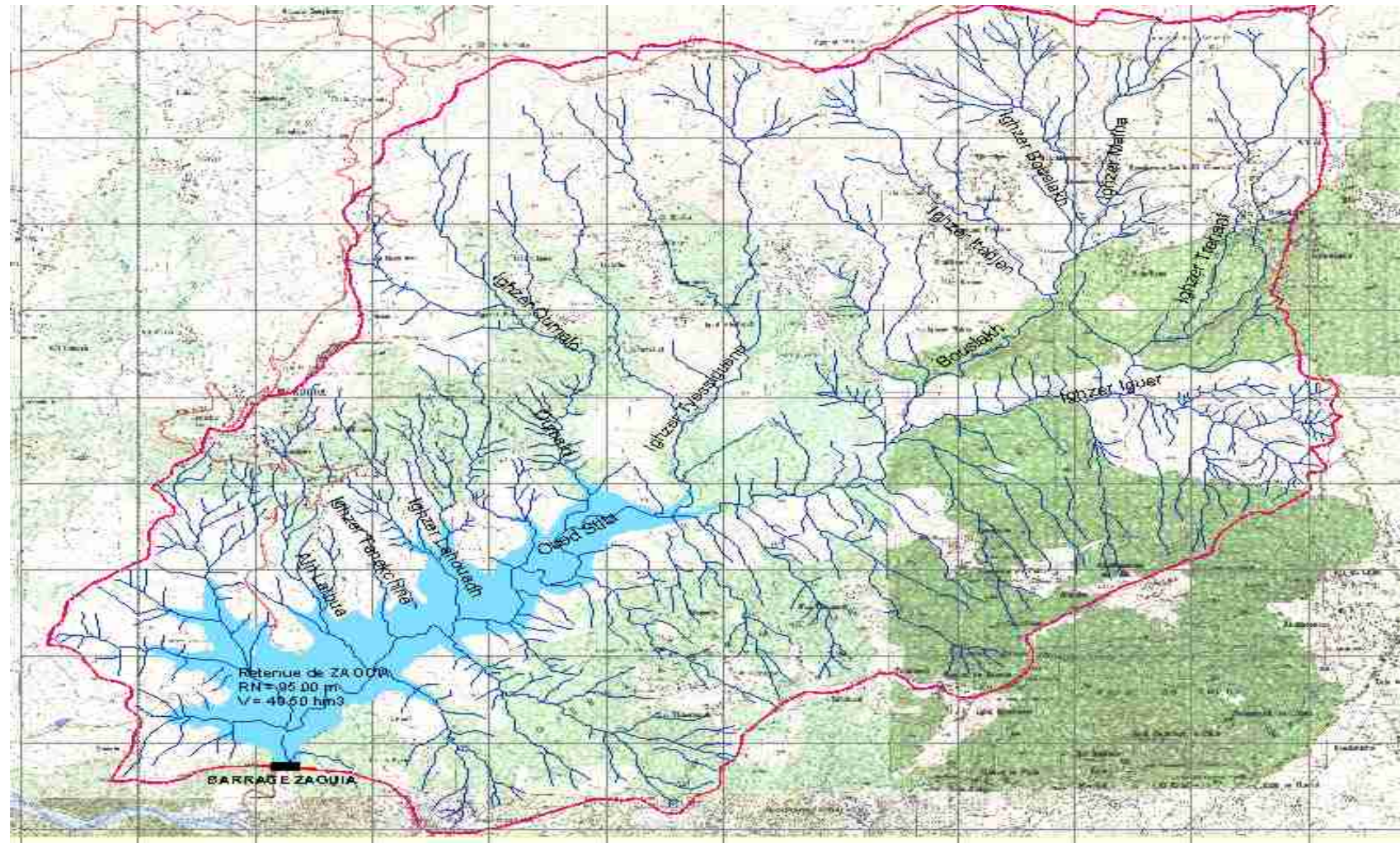


Figure I.09 Plan du bassin versant de l'oued stita.

I-10-2-1- Stations pluviométriques dans la zone de projet

En vue de déterminer les précipitations dans la zone du bassin hydrographique de l'Oued Stita, le BE ROEL a acquis et a traité les données des plusieurs stations pluviométriques situées dans la zone du projet. Leur localisation se trouve dans le plan annexe ci-joint.

Tableau I.24 stations pluviométriques dans la zone d'étude

Code des stations	Dénomination	Période d'observations	Altitude (m)
2 16 01	Aghrib	1923-1997	620
2 16 07	Souk El Had	1965-1996	320
2 18 01	Bouacem	1939-1997	660
2 18 04	DBK	1968-1997	55
2 18 05	Makouda	1954-1997	470
2 18 10	Tizi Ouzou Ville	1984-1996	220

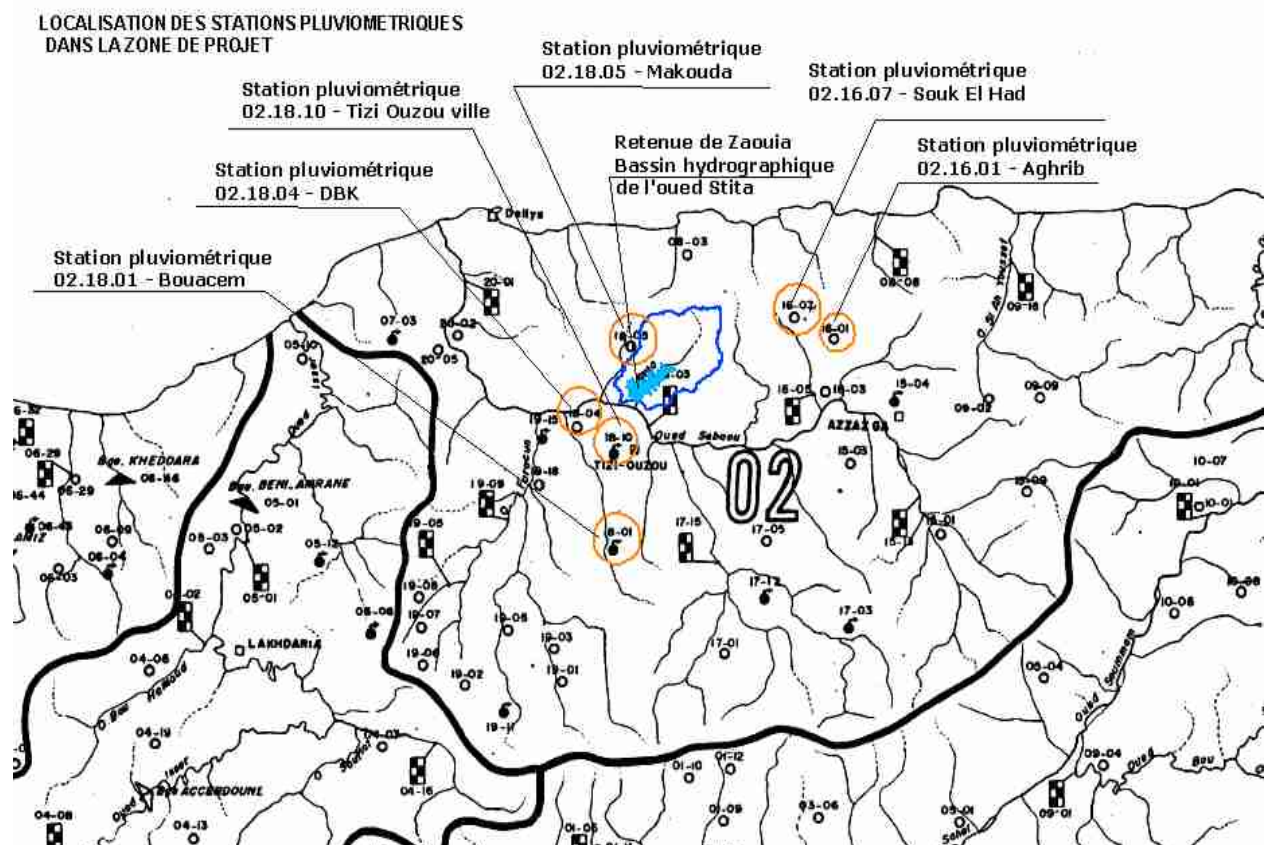


Figure I.10 Localisation des stations pluviométriques dans la zone de projet

I-10-2-2-Précipitations moyennes

Tableau I.25 Précipitations moyennes annuelles aux stations pluviométriques de la zone de projet (mm/an)

Année	2 16 01 Aghrib	2 16 07 Souk El Had	2 18 01 Bouacem	2 18 04 DBK	2 18 05 Makouda	2 18 10 Tizi Ouzou Ville
Moyenne (mm)	993	981	819	716	803	707

Pour la station pluviométrique **P 2.18.05 (Makouda)**, il est à évidente la courbe de fréquence des précipitations moyennes annuelles pour toute la période avec des enregistrements et des valeurs obtenues par corrélations avec autres stations pluviométriques (1968-1996).

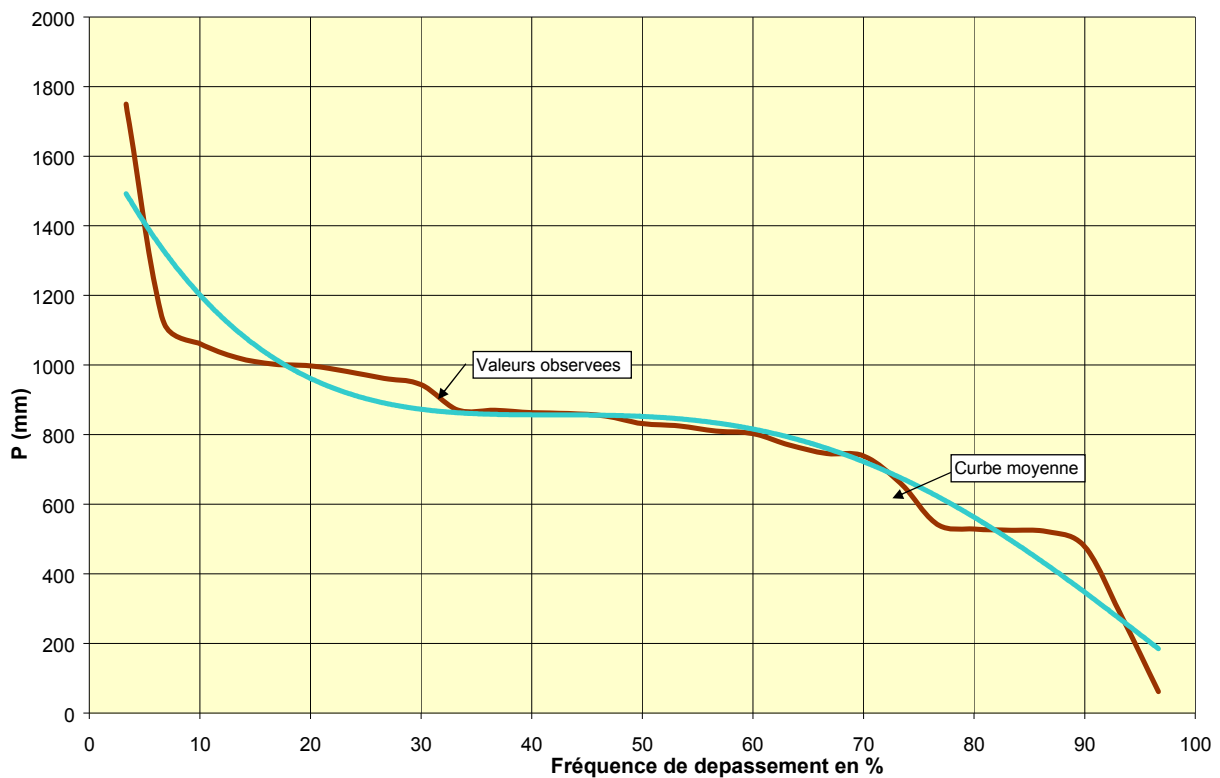


Figure I.11 Courbe des précipitations annuels classés – Station Makouda ~ site Zaoiua

Dans le tableau 4 en bas, il est représenté la répartition mensuelle des précipitations pour toute la période d’observations directes et celle obtenue par corrélation avec d’autres stations pluviométriques.

Tableau I.26 Répartition mensuelle des précipitations pour la station
2.18.05 (Makouda)
(1968÷1997)

Mois	s	o	n	d	i	f	m	a	m	i	i	a	P _{an} (mm)
Pluies mensuelles [mm]	48.6	67.6	101.7	144.8	109.7	115.4	83.6	61.6	40.4	17.5	4.46	7.52	802.90
Répartition des précipitations p %	6,0	8,4	12,7	18,0	13,7	14,4	10,4	7,7	5,0	2,2	0,6	0,9	100

Conclusion → Précipitation moyenne annuelle pour Zaouia = 803 mm
I-10-2-3- Evaporation (ETP)

L'étude hydrologique recommande de prendre en considération les valeurs de l'ETP enregistrées à Alger.

Tableau I.27 ETP moyennes mensuelles et annuelles dans des zones Skikda et Alger

Station	s	o	n	d	i	f	m	a	m	i	i	a	an
Alger	112	74	42	30	31	46	80	100	129	144	162	158	1108

Conclusion → ETP moyenne annuelle pour Zaouia = 1108 mm

I-10-2-4- Ecoulement moyen

Dans le bassin de l'oued Stita, il n'y a pas aucune station hydrométrique qui fait des mesurages ou détient des enregistrements pour les débits ou les niveaux d'eau.

En conséquence, on a appelé aux 4 stations existantes dans le bassin de l'oued de Sebaou ; considérées comme représentatives: Baghlia (Code 02.20.01), Belloua (02.18.03), RN₁₂ (02.17.06), RN₃₀ (02.17.15).

Ces stations sont décrites dans en bas :

Tableau I.29 Apports moyens mensuels et annuels au site de barrage de Zaouia (hm³) pendant 1949÷1993

Année	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Jul.	Aout	Apport annuel
Moyenne	0,037	0,426	0,925	2,831	3,201	3,219	3,090	2,572	1,073	0,851	0,056	0,222	18,50

Tableau I.30 Débits moyens mensuels et annuels au site de barrage de Zaouia (m³/s) pendant 1949÷1993

Année	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Jul.	Aout	Debit moyen annuel
Moyenne	0,014	0,159	0,357	1,057	1,195	1,331	1,153	0,992	0,401	0,328	0,021	0,083	0,59

I-10-2-5- Crues extrêmes

Tableau I.31 Débits maximaux. Comparaison des résultats issus par diverses méthodes

Méthode	Q10% (m ³ /s)	Q1% (m ³ /s)	Q0.1% (m ³ /s)	Q0.01% (m ³ /s)
Courbe Chaumont	220	510	760	-
Courba Energo-Projekt	-	-	781	-
Mallet-Gautier	348	523	653	-
Méthodes statistique	278	632	918	-
Valeurs recommandées	275	630	920	1300

Du au fait que les valeurs de débits issues par les méthodes en haut ne peuvent pas être vérifiées avec des données enregistrées, le BE a décidé de prendre en considération pour les calculs des évacuateurs, **les plus grandes valeurs de débits**. Ce choix a été fait pour dimensionner les évacuateurs, en **maximisant la sûreté** en service du barrage.

Pour le débit maximal de vérification des évacuateurs de crues, de fréquence de **0,01%** l'étude a pris en considération la valeur de **1300 m³/s** qui a été obtenue par analogie avec la valeur de 3200 m³/s calculés par la méthode Gradex au barrage Taksebt sur l'Oued Aissi (affluent de l'Oued Sebaou).

Nous mentionnons que la surface du bassin de réception dans la section Taksebt est de 448 km².

Tableau I.32 Débits maximaux pour différentes fréquences dans la section du barrage de Zaouia

Fréquence (années)	Débits maximaux au barrage de Zaouia (m ³ /s)
10	275
20	429
50	533
100	630
1000	920
10000	1300

HYDROGRAF DE CRUE DE PROJET - $Q_{0,01\%} = 1300 \text{ m}^3/\text{s}$; Cote de la RN - 95,0 m NGA

T (h)	Qentrant (m ³ /s)	T (h)	Qentrant (m ³ /s)	T (h)	Qentrant (m ³ /s)	T (h)	Qentrant (m ³ /s)
0,00	0,00	3,00	1252,00	6,00	907,90	9,00	374,50
0,25	31,80	3,25	1282,00	6,25	858,40	9,25	333,80
0,50	80,00	3,50	1299,30	6,50	809,00	9,50	293,20
0,75	130,70	3,75	1284,50	6,75	764,80	9,75	252,60
1,00	197,80	4,00	1265,10	7,00	720,70	10,00	212,00
1,25	295,00	4,25	1236,60	7,25	671,20	10,25	171,30
1,50	401,00	4,50	1208,20	7,50	621,70	10,50	130,70
1,75	577,60	4,75	1164,00	7,75	581,10	10,75	91,80
2,00	763,00	5,00	1119,80	8,00	540,50	11,00	56,00
2,25	929,10	5,25	1066,80	8,25	494,60	11,25	30,70
2,50	1075,00	5,50	1013,90	8,50	448,60	11,50	7,10
2,75	1179,90	5,75	960,90	8,75	411,50		

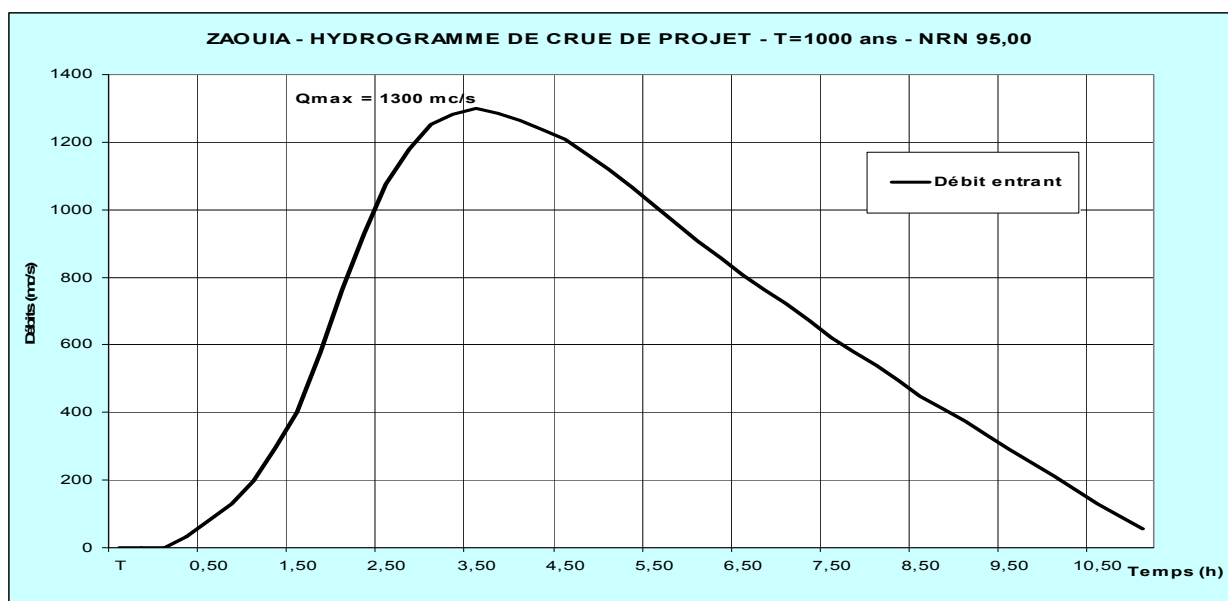


Figure I.12 Hydrographe de la crue de projet

I-10-2-6-Le transport solide

Pour un apport liquide de **18,5÷19 Hm³/an**, correspondant à un bassin de réception de **71 km²**, il résulte un apport solide de **75 000÷80 000 m³/an** et pour une concentration de **5 g/l** et une densité de **1,2 g/m³**.

Dans le tableau en bas, on présente les dépôts estimés à réaliser dans la retenue de Zaouïa en fonction du temps.

Tableau I.33 Volume des dépôts solides estimés pour la retenue de Zaouia

T (années)	V dépôts solides (hm ³)
10	0.8
20	1.6
30	2.4
40	3.2
50	4.5
75	6.0
100	8.0
150	12.0
200	16.0
250	20.0

Conclusion pour Zaouia : → L'apport solide estimé = **80.000 m³/an**.

Pour une durée de vie économique du barrage de 50 ans, le volume mort estimé est de **4,5 hm³**. Ceci correspond à une cote de **75,10 m NGA**.

Conclusion

Tous les paramètres issus de l'étude hydrologique sont mentionnés dans le tableau I.34 donnée ci-dessous :

Tableau I.34 Paramètres issus de l'étude hydrologique

Caractéristiques géométriques :	Valeurs
Superficie du bassin	71 km ²
Périmètre	105 km
Longueur du thalweg principal	38,5 km
Longueur maximum du bassin	13,1 km
Longueur rectangle équivalent	11,865 km
Largeur rectangle équivalent	5,887 km
Altitude moyenne	393 m
Altitude maximum	723 m (Koudiet bou Gouane)
Indices de forme :	
Indice de compacité Gravelius	$Kc = \frac{38445}{29619} = 1,2978$
L'indice de conformation	$Kc = \frac{71}{13.1} = 0,41$
Pente moyenne	4,99 %
Caractéristiques hydrauliques	
Apport moyen annuel	18,5 hm ³
Débit moyen pluriannuel	0,59 m ³ /s
Débit spécifique moyen	$\frac{18,5 \times 10^9 l}{365 j \times 24 h \times 3600 s \times 71 km^2} = 8,26 l / s / km^2$
Pluie moyenne (station Makouda)	803 mm
Evaporation moyenne - station Alger	1108 mm
Volume solide (dépôts) annuel	80.000 m ³ /an
Crue de travaux (T=20 ans)	429 m ³ /s
Crue de projet (T=1000 ans)	920 m ³ /s
Crue déca millénaire (T=10000 ans)	1300 m ³ /s

CHAPITRE II

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'objectif d'un barrage de retenue est de stocker un certain volume d'eau destiné à divers utilisations. Il est donc nécessaire de se préoccuper, d'une part, des conditions de remplissage de cette réserve et d'autre part, de faire en sorte que le barrage ne soit pas un obstacle au passage des crues qui risqueraient de le submerger. Il y a donc lieu d'étudier les crues du cours d'eau pour déterminer les caractéristiques de l'ouvrage.

En principe une étude régionale des apports ou, mieux, une conformation entre ressource et besoins en eau, aura déjà été effectuée avant que le choix du site ou soit arrêté. Les capacités hydrologiques d'un aménagement sont en effet des critères de choix qui doivent être pris en compte au même titre que ceux relatifs à la topographie, la géologie, etc...le choix étant plus ou moins arrêté, il faut affiner la connaissances du remplissage de la retenue de manière à confirmer le choix du site, à préciser certains paramètres comme le volume maximal et à esquisser éventuellement la future règle de gestion de la réserve, ces caractéristiques étant à peu près fixées et les ouvrages afférents dimensionnés en conséquence (hauteur de la digue , etc....) , il faudra estimer la crue que ces ouvrages devront laisser passer, et ceci conduit à dimensionner les ouvrages d'évacuation (déversoir, galerie de dérivation ...)ou de protection (dissipateur, murs, digues, etc....).

Les principales caractéristiques essentielles à déterminées dans cette étude sont :

- les caractéristiques physiques et hydrographiques du B.V
- les caractéristiques climatologiques
- les précipitations
- les apports liquides
- les apports solides
- les crues fréquentielles
- l'étude de régularisation des débits

II-1- Caractéristiques morphologiques du bassin versant

L'utilisation des différents types de paramètres morpho-métriques ont pour but la qualification des facteurs caractéristiques du milieu physique d'un bassin versant.

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

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

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

Le bassin versant est caractérisé par un contour quelconque, il est déterminé sur la carte topographique à l'échelle 1/25 000, en suivant la ligne conventionnelle de partage des eaux. La Figure II.01 présente la délimitation du bassin versant. Il se caractérise par un relief relativement accidenté dans sa partie Sud avec un dense réseau hydrographique. Les pentes du versant et du thalweg principal sont assez importantes ce qui entraîne des vitesses de ruissellement relativement élevées.

Le plan altimétrique du bassin est donnée sur la Figure II.03.

La couverture végétale sous forme de forêt d'oliviers et de forêt domaniales occupent un pourcentage non négligeable de la superficie totale du bassin. Ainsi que d'autres cultures céréalières saisonnières ce qui est un avantage pour la stabilité des versant du bassin ainsi que la diminution du charriage des matériaux dans la cuvette de la future retenue.

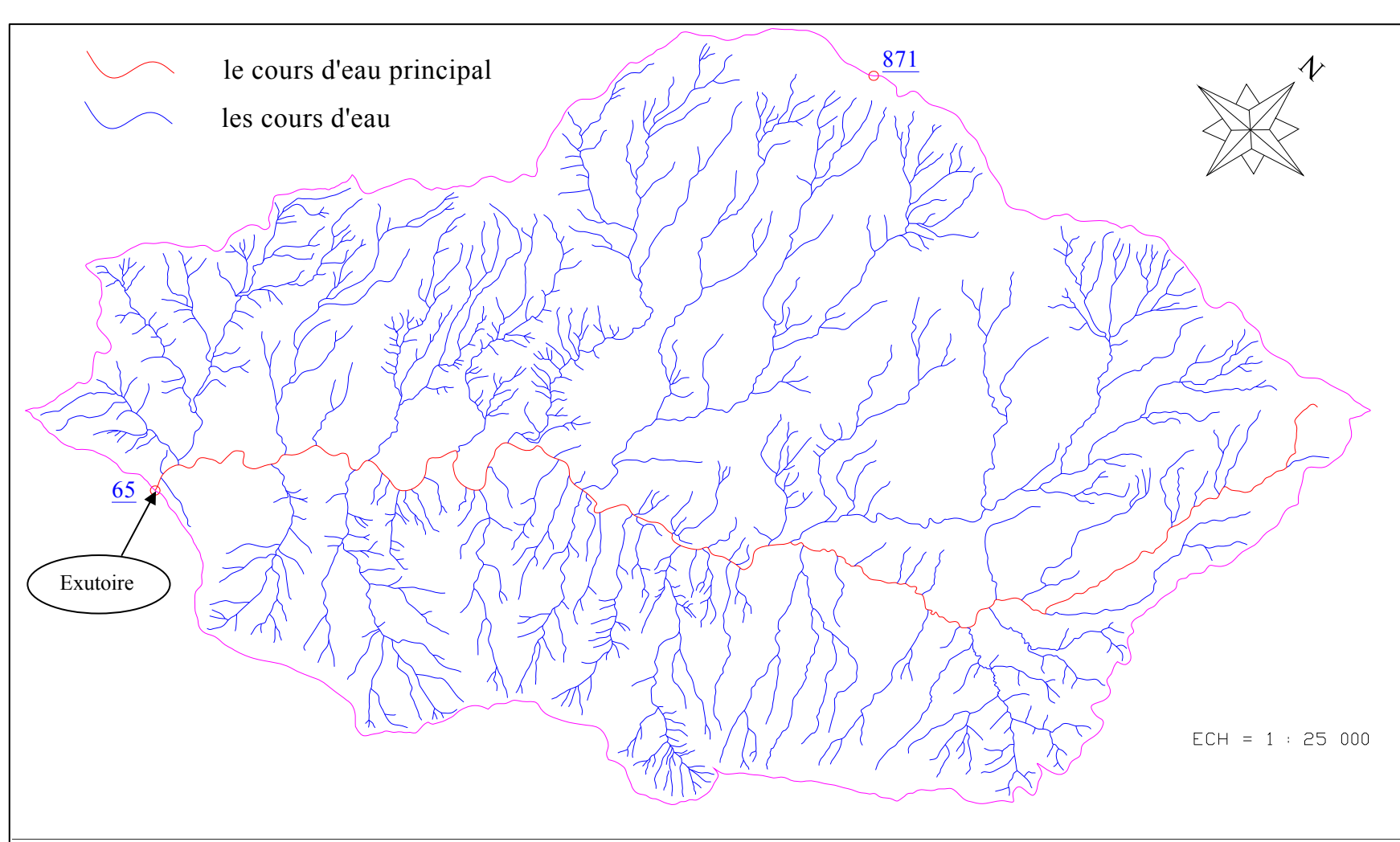


Figure II.01 Le réseau hydrographique du bassin versant.

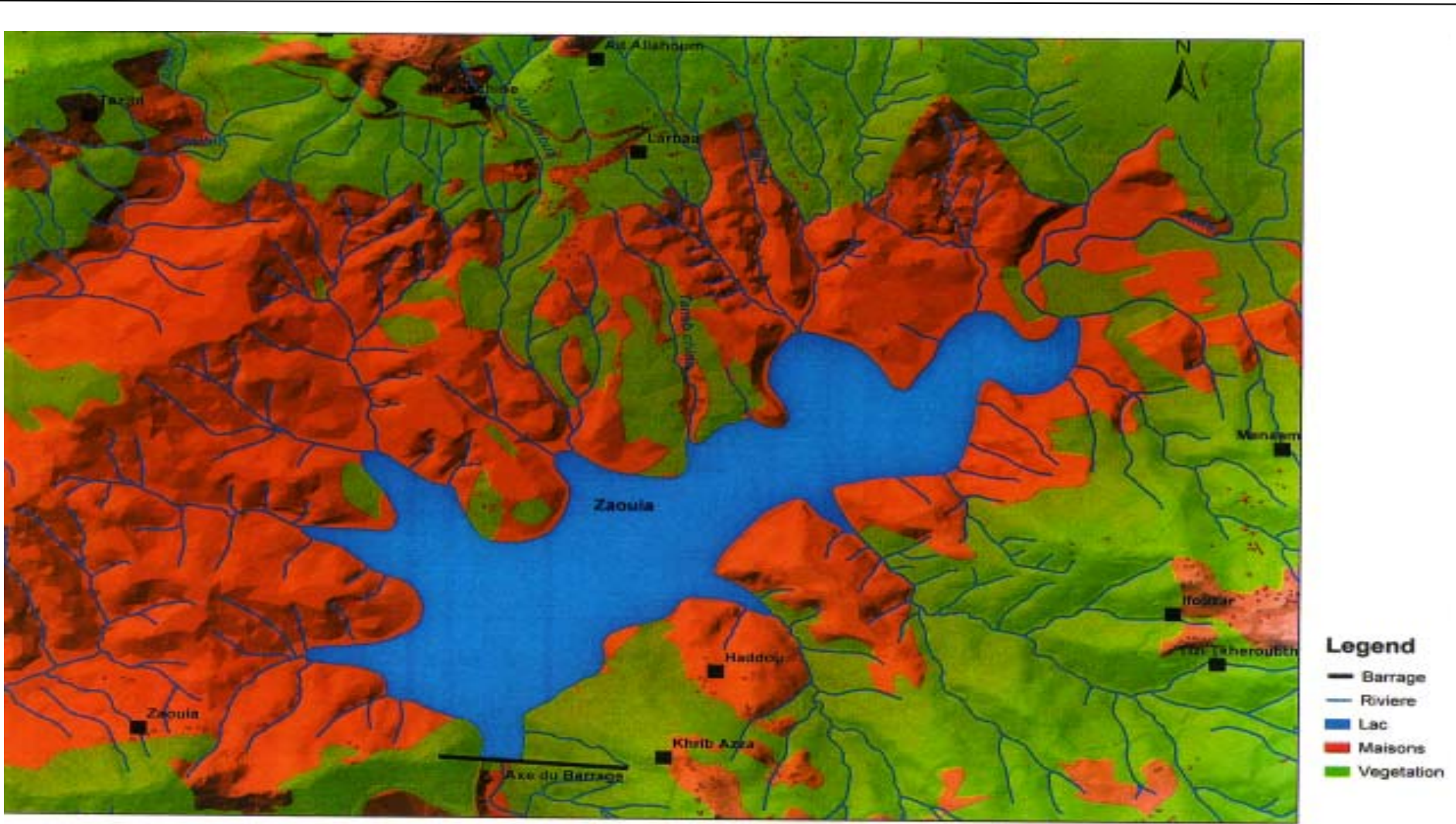


Figure II.02 localisation du barrage de zaouia

II-2-1-Paramètres géométriques

a) Superficie du bassin versant:

Après avoir délimité le contour du bassin versant, sur les cartes topographique de :
 Azazga N°1-2, Azazga N°5-6, Tizi Ouzou N°3-4 et Tizi Ouzou N°7-8 Projection U.T.M,
 sur carte d'Algérie (type 1960) au 1/25 000, la surface est mesurée par planimétrie et elle est
 égale à : **S = 69,95 Km²**

b) Périmètre du bassin versant:

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement à l'aide d'un curvimètre sur la
 même carte et même échelle : **P = 39,26 Km.**

II-2-2- Paramètres de forme (indice de compacité)

a) Indice de compacité de Gravellius "Kc» :

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

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

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

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

- si Kc = 1 bassin parfaitement circularisé
- si Kc = 1.128 bassin de forme carrée
- si 1.128 < Kc > bassin très allongé

On a: **A=π.R²** ⇒ **R = √(S/π)** ;

S: Superficie [Km²]

R: Rayon (Km) **P'=2πR**

Donc : **P'=2π √(S/π) = 2 √Sπ**

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

A.N : Kc=1,314 Kc > 1 Notre bassin est alors « **allongé** »

b) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : **Ca = L² / S** (II.2)

L : la longueur du talweg principal **L = 16,69 Km**

S : la superficie du bassin versant. **S = 69,95 Km²**

AN : Ca =3,98.

II-2-3-1 Courbe hypsométrique

Elles sont d'une grande importance dans l'étude de relief d'un bassin versant. Sur un graphique, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface souvent exprimée en % les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le tableau II.01. la courbe hypsométrique est aussi donnée par la figure II.04.

Tableau II.01 Surfaces par tranche d'altitudes.

Altitudes [m]	Surfaces Partielles [Km ²]	Surfaces Partielles [%]	Surfaces cumulées [%]
871-850	0,041	0,06	0,06
850-800	0,359	0,51	0,57
800-750	0,928	1,33	1,90
750-700	2,005	2,87	4,76
700-650	2,989	4,27	9,04
650-600	3,383	4,84	13,87
600-550	3,966	5,67	19,54
550-500	4,043	5,78	25,32
500-450	4,169	5,96	31,28
450-400	4,865	6,96	38,24
400-350	4,865	6,95	45,20
350-300	5,620	8,03	53,23
300-250	5,758	8,23	61,46
250-200	6,750	9,65	71,11
200-150	7,079	10,12	81,23
150-100	9,458	13,52	94,75
100-065	3,669	5,24	100,00

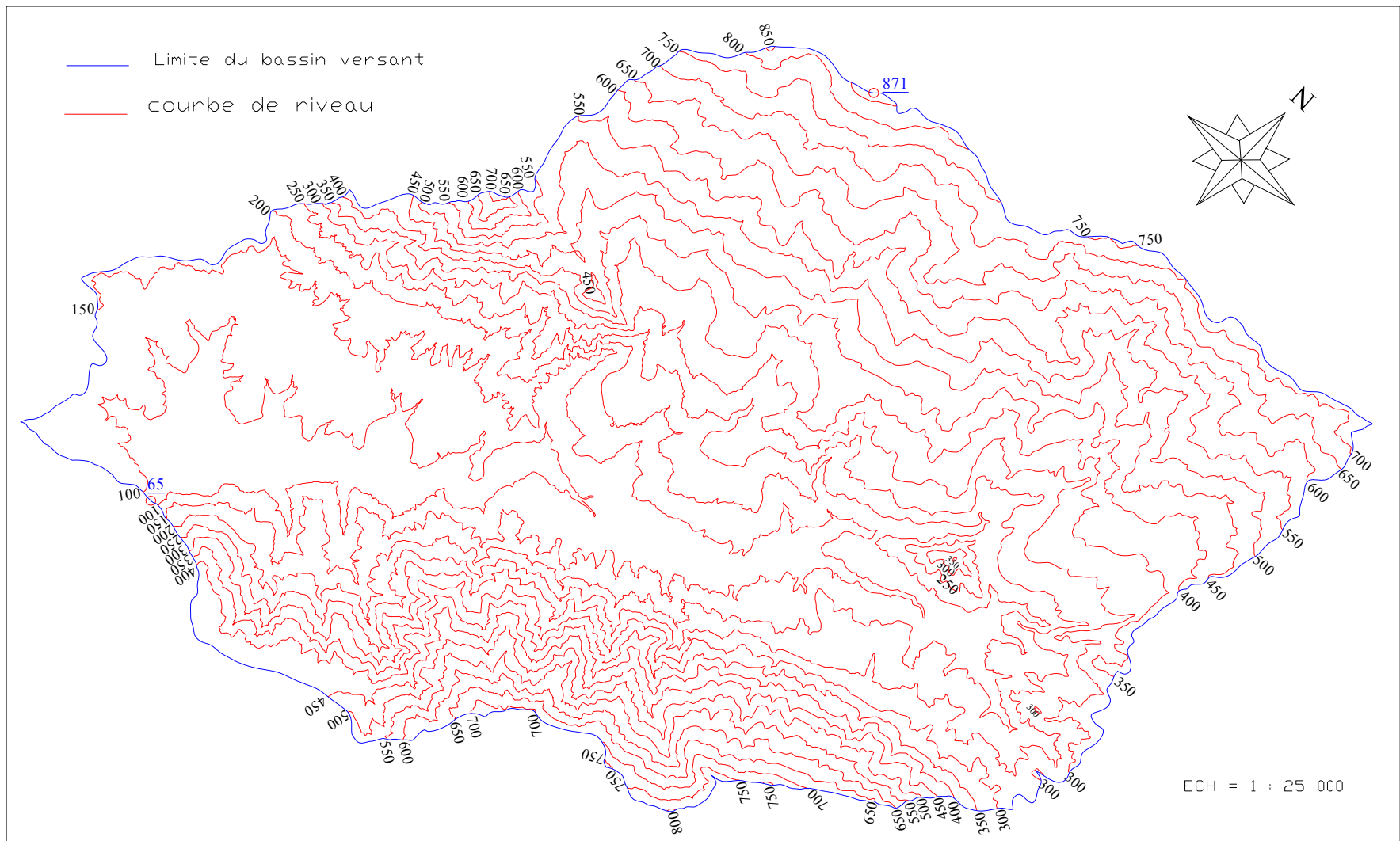


Figure. II.03 Plan altimétrique du bassin versant

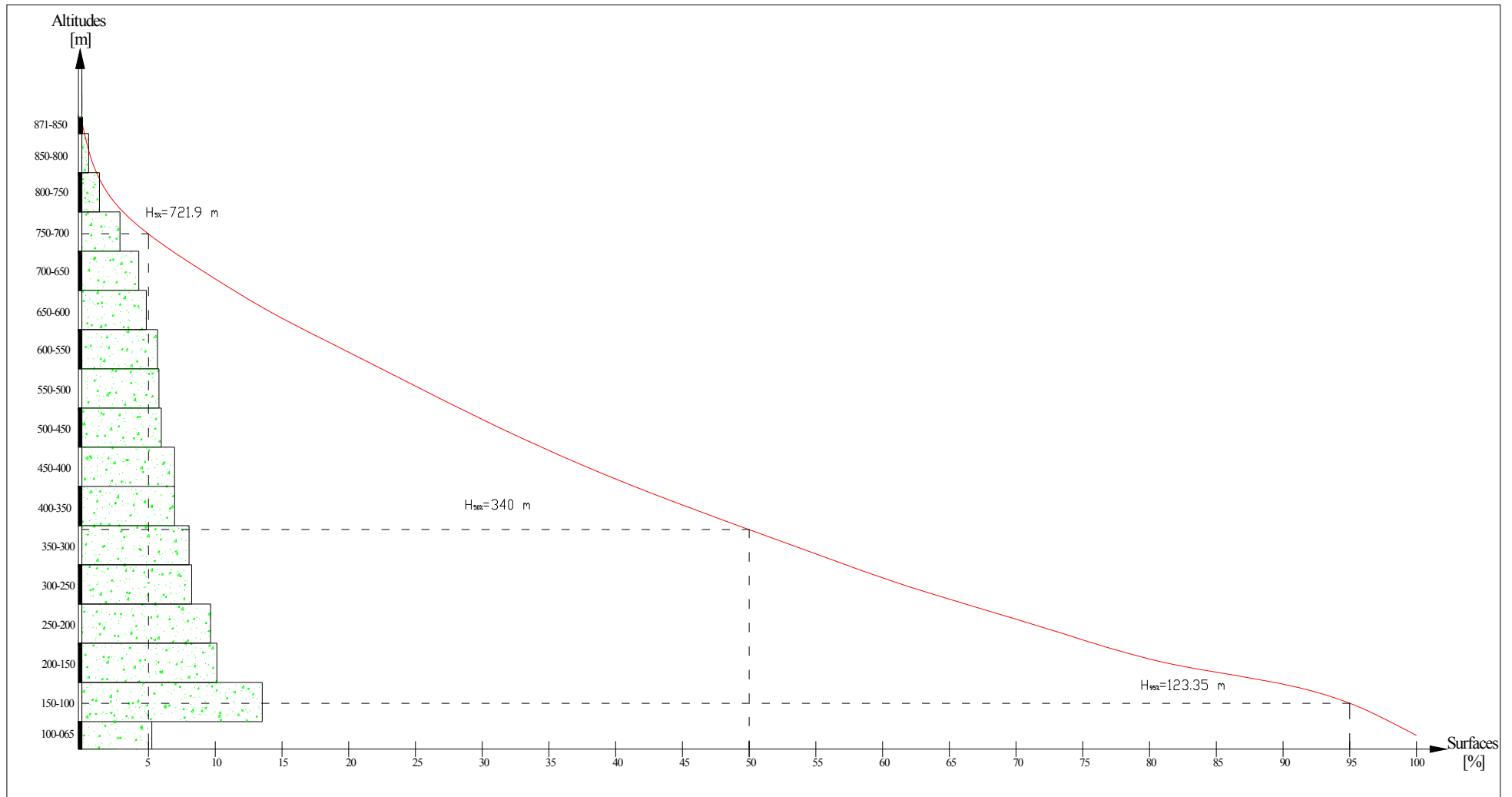


Figure II.04 Courbe hypsométrique

II-2-3-2 Altitude moyenne du bassin versant

Celle-ci est donnée par deux procédés :

▪ **Graphiquement :**

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane. $H_{50\%} = 340,00 \text{ m.}$

▪ **Analytiquement :**

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

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

AN : $H_{\text{moy}} = 351,17 \text{ m.}$

II-2-3-3- Pente moyenne du bassin versant

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

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

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

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

Tableau II.02 La pente moyenne du bassin versant

Altitudes [m]	ΔH [m]	Longueur [m]
850	50	707,487
800	50	3181,031
750	50	6434,637
700	50	14818,829
650	50	19883,347
600	50	23302,747
550	50	26702,745
500	50	28745,771
450	50	30199,469
400	50	32881,281
350	50	36642,925
300	50	43485,935
250	50	43166,641
200	50	41961,715
150	50	41370,502
100	50	26305,055

A.N : La pente moyenne de bassin est : $I_m = 290,41 \text{ m/km}$

II-2-3-4 Indices de pente

a- Indice de pente globale I_g :

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

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{Avec : } L : \text{ longueur du rectangle équivalent}$$

$$\left. \begin{array}{l} H_{5\%} = 721,9 \text{ m} \\ H_{95\%} = 123.35 \text{ m} \\ L = 14,74 \text{ km} \end{array} \right\} \Rightarrow I_g = 4,06 \%$$

Tableau II.03 Classification du relief ^[1]

R1	Relief tres faible	$I_g < 0.002$
R2	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
R3	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
R4	Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
R5	Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
R6	Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
R7	Relief tres fort	$0.05 < I_g$

[1] : manuel pratique d'hydrologie – Bénina Touabia –mars 2004

D'après cette classification on constat que notre bassin possède un relief assez fort

b- Indice de pente moyenne I_{pm} :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent. $I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$ Avec : L : longueur du rectangle équivalent

$$\left. \begin{array}{l} H_{\max} = 871 \text{ m (Icheraouene)} \\ H_{\min} = 65 \text{ m (L'exutoire)} \end{array} \right\} \Rightarrow I_{pm} = 5,47 \%$$

c- Indice de pente M.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

$$\text{formule suivante : } I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (II.7)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau II.04 Répartition des surfaces en fonction des cotes

Altitudes [m]	Hi - Hi-1 [m]	S [Km ²]	S[%]	S(Hi - Hi-1)	√S(Hi - Hi-1)
871-850	21	0,041	0,06	1,237	1,112
850-800	50	0,359	0,51	25,630	5,063
800-750	50	0,928	1,33	66,358	8,146
750-700	50	2,005	2,87	143,309	11,971
700-650	50	2,989	4,27	213,687	14,618
650-600	50	3,383	4,84	241,799	15,550
600-550	50	3,966	5,67	283,485	16,837
550-500	50	4,043	5,78	289,023	17,001
500-450	50	4,169	5,96	298,009	17,263
450-400	50	4,865	6,96	347,772	18,649
400-350	50	4,865	6,95	347,743	18,648
350-300	50	5,620	8,03	401,710	20,043
300-250	50	5,758	8,23	411,557	20,287
250-200	50	6,750	9,65	482,503	21,966
200-150	50	7,079	10,12	505,976	22,494
150-100	50	9,458	13,52	676,066	26,001
100-065	35	3,669	5,24	183,575	13,549
Somme		69,95	100,00		269,197

A.N : $I_p = 2,22$.

II-2-3-5- Dénivelée spécifique

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d’après la deuxième classification de l’O.R.S.T.O.M appliquée à tout bassin quelle que soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Ds = Ig \sqrt{S}$$

A.N : $Ds=339,56$ m

Tableau II.05 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

On déduit d’après le tableau précédant que notre relief est fort.

II-3- Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

II-3-1- Le chevelu hydrographique

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

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM et nous avons 02 types du réseau : subdentritic et dentritic.

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

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

Le réseau hydrographique avec la classification des différents cours d'eau est représenté dans la Figure II.05

II-3-2 Le profil en long de l'oued

L'oued Stita présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques ruptures en pente en amont et régulier en avale, ce que l'on peut expliquer par des captures ou par des seuils rocheux particulièrement résistant à l'érosion.

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

Le profil est représenté dans la Figure II.06

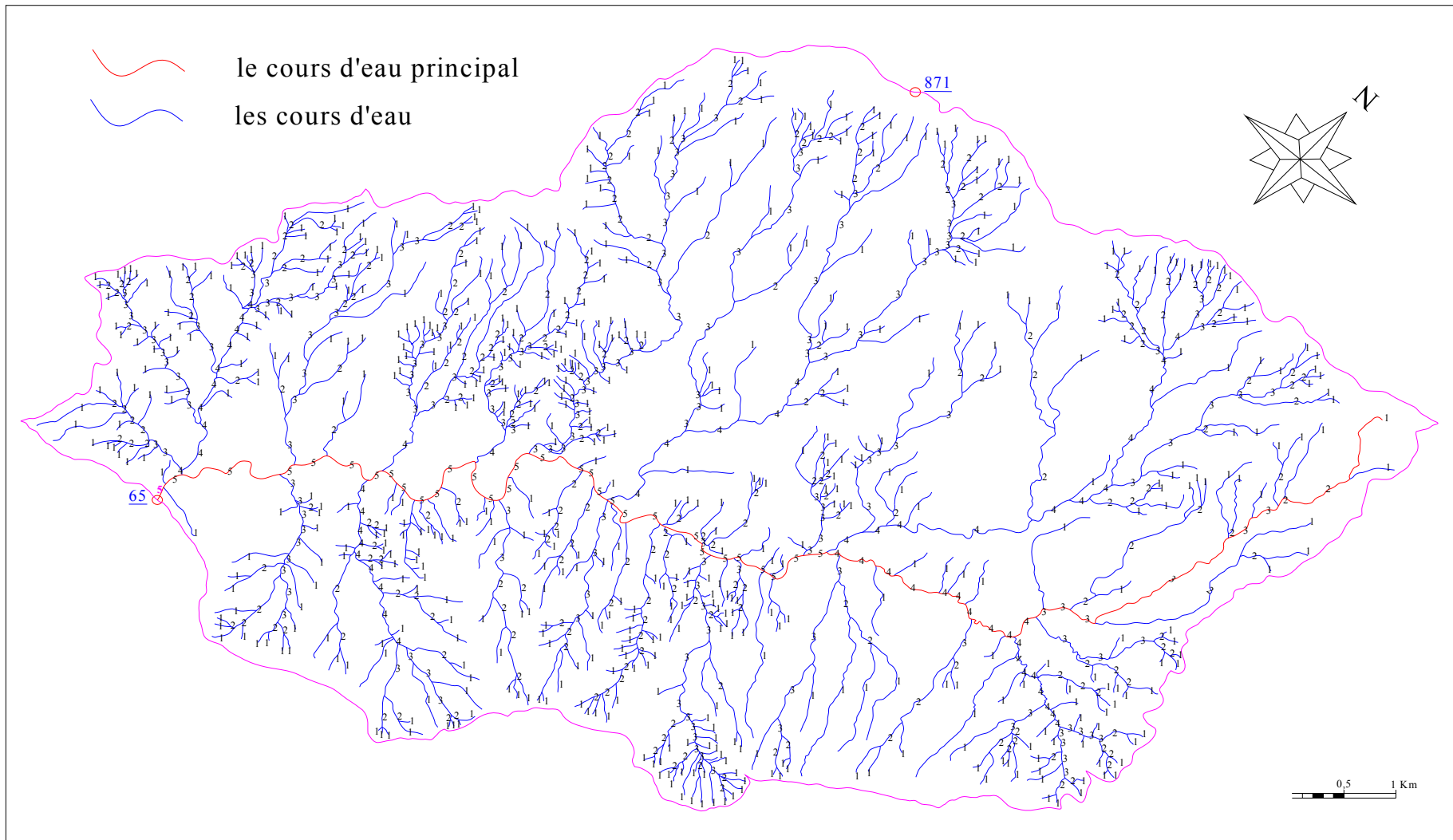


Figure II.05 Classification du cours d'eau principal

Tableau II.06 Profil en long du cours d'eau principal

Altitudes [m]	Distances [km]	Distances cumulées [km]
665		
	0,07	0,07
650		
	0,32	0,39
600		
	0,44	0,83
550		
	0,33	1,16
500		
	0,35	1,51
450		
	0,48	1,99
400		
	0,77	2,77
350		
	0,50	3,27
300		
	0,59	3,85
250		
	0,19	4,05
200		
	1,64	5,69
150		
	4,36	10,05
100		
	6,64	16,69
65		

Le profil en long du cours d'eau principal est donnée dans la Figure II.06

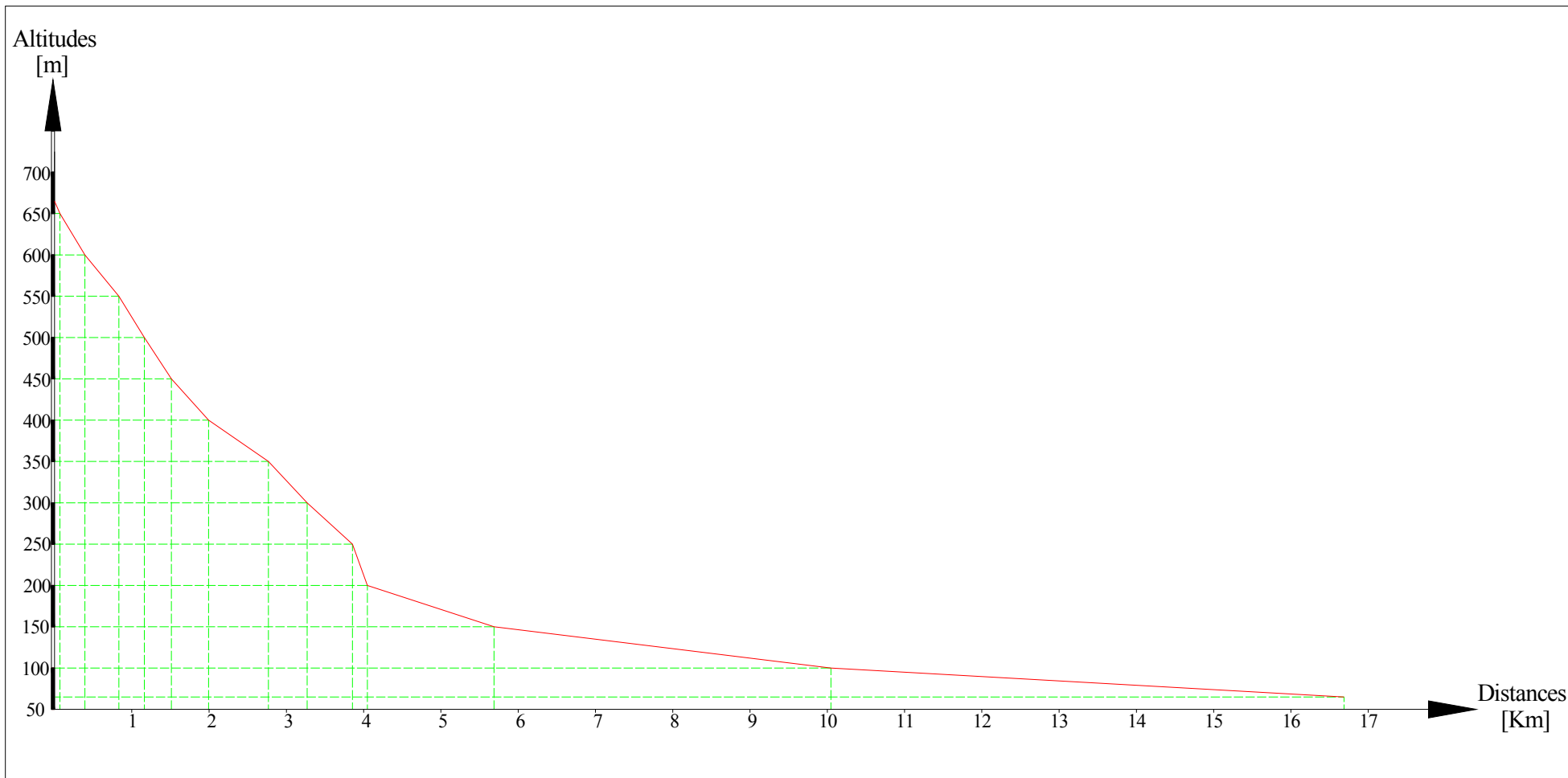


Figure II.06 Profil en long du talweg principal

II-3-3-Pente moyenne du cours d'eau principal (Ic)

La pente moyenne est exprimée par la relation suivante:

$$I_c = \frac{H'}{L_{c.e}} \text{ ‰} \dots\dots\dots (II.8)$$

Avec:

Ic : pente moyenne du thalweg principal, en ‰.

L_{c.e} : longueur du thalweg principal, en m.

$$H' = \frac{\sum \Delta s_i}{L_{c.e}} \quad H' : \text{ hauteur du triangle équivalent, en m.}$$

Tableau II.07 Pente moyenne du cours d'eau principal.

Altitudes [m]	Hi - H _{min} [m]	Distances [m]	D*(Hi - H _{min})
665			
650	600	69,900	41940,00
600	585	323,261	189107,51
550	535	440,006	235403,26
500	485	328,798	159467,18
450	435	350,184	152329,87
400	385	480,692	185066,38
350	335	774,804	259559,44
300	285	501,578	142949,67
250	235	585,555	137605,52
200	185	193,906	35872,63
150	135	1638,127	221147,20
100	85	4360,577	370649,02
65	35	6640,204	232407,13
Somme			2363504,81

Dans notre cas, la pente moyenne est égale à 55,64 ‰.

II-3-4-La densité de drainage

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

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S}$$

$\sum_{i=1}^n Li$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km)
S : surface du bassin versant (Km²).

$$\sum_{i=1}^n Li = 317,012 \text{ Km.}$$

AN: **$D_d = 4,53 \text{ Km/Km}^2$**

II-3-5-Le coefficient de torrentialité Ct

$$Ct = Dd \cdot F = Dd \cdot N/S$$

Avec:

Dd : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. **N = 625.**

S : Surface du bassin versant.

AN: **$Ct = 40,47$**

II-3-6-Temps de concentration

Le temps de concentration est une caractéristique importante dans la formation de la crue pluviale et son débit de pointe. Il intègre l'influence complexe des processus hydrauliques et hydrologiques sur les versants et dans le lit de l'oued. Pour les crues, cette variable caractérise la vitesse de propagation de la phase maximale. Les méthodes et les formules utilisées reflètent un caractère régional, traduit par des paramètres propres à la région dans laquelle sont développées ces formules. Normalement on donne la priorité à celles élaborées dans les conditions physico-géographiques analogues à celles de la partie Nord de l'Algérie.

Le temps de concentration de la phase hydrologique maximale de la crue est la durée que met la portion constituant le noyau maximum central de la pluie pour se transformer en ruissellement maximum et participer à la formation du débit maximum de la crue qui traverse une section donnée. La majorité des anciennes formules sont élaborées dans des conditions physico-géographiques qui ne sont pas identiques à celles du Nord de l'Algérie. Nous examinons des formules qui nous semblent applicables:

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

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (II.9)$$

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

S : La superficie du bassin versant (Km²)

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

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

AN : Tc = 4,32 Heures

- **Formule de Befani A. N.**

Le temps de concentration est exprimé par :

$$t_c = L / v_c \dots\dots\dots (II.10)$$

L : la longueur du cours d'eau principal exprimée en Km.

v_c : la vitesse de concentration de la phase maximale de la crue, en Km/h.

La vitesse de concentration, par Befani A.N., pour les petits bassins versants, est exprimée comme suit :

$$v_c = 0.75 S^{1/5} I^{1/3}$$

S : la superficie du bassin versant, en Km².

I_c : la pente moyenne du talweg principal, en ‰.

AN : Vc = 6,70 Km/h

AN : Tc = 2,49 Heures

- **La formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0.6615(L_p)^{0.77} I_g^{0.385} \dots\dots\dots (II.11)$$

I_g : indice de pente globale.

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

AN : Tc =3,37 Heures.

- **Formule de L'A.N.R.H. (Sogreah 1986/89) :**

Une formule a été développée par Sogreah sur demande de l'ANRH, elle est vérifiée et recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie, s'écrit :

$$t_c = 3 \left(\frac{S I_{c,e}}{(10.i)^{3/2}} \right)^{1/4} \dots\dots\dots (II.12)$$

t_c : Temps de concentration, en h,

S : Superficie du bassin versant, en Km²,
 L_{c.e} : Longueur du talweg principal, en Km,
 I_c pente du talweg principal, en %.

AN: **Tc = 3,88 Heures.**

Tableau II.08 Récapitulatif du temps de concentration

Formules	Temps de concentration [heure]
Formule de Giandotti	4,32
Formule de Befani A. N	2,49
Formule de KIRPICH	3,37
Formule de L’A.N.R.H	3,88

Commentaire:

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d’adopter la valeur **Tc = 4,32 heures**, trouvée par la formule de **Giandotti (sud Italie 1937)**, car elle englobe plusieurs paramètres liée à la nature du bassin versant, notamment: la surface, longueur du cours d’eau principal, les altitudes minimale et moyenne.

II-3-7- Vitesse de ruissellement

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \text{ [Km/h].} \dots\dots\dots (II.13)$$

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

T_c : Temps de concentration (h).

AN: **Vr = 3,86 Km/h.**

Tableau II.09 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DÉSIGNATION		SYMBOLE	UNITÉS	VALEUR
Superficie		S	Km ²	69,95
Périmètre		P	Km	39,26
Longueur du thalweg principal		L	Km	16,69
Pente du thalweg principal		I	%	5,56
Indice de compacité		K _C	-	1,314
Coefficient d'allongement		Ca	-	3,98
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	14,74
	largeur	l _r	Km	4,75
Altitudes	maximale	H _{max}	m	871
	moyenne	H _{moy}	m	351,17
	médiane	H _{med}	m	340
	minimale	H _{min}	m	65
Pente moyenne de B.V		I _m	m/Km	290,41
Indice de pente globale		I _g	%	4,06
Indice de pente moyenne		I _m	%	5,47
Indice de pente de M Roche		I _p	%	2,22
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	4,53
Coefficient de torrentialité		C _t	-	40,47
Temps de concentration		T _c	h	4,32
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	3,86

II-4-Caractéristiques climatiques

Pour la zone étudiée, la plus représentative station qui dispose des enregistrements est la station de Tizi Ouzou (code.21810).

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

II-4-1-La température

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

Tableau II.10 Relevés des températures en ° C

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juill.	Août	Moyenne Annuelle
Minimale	18	11,9	7,6	7,6	8	8,8	11,3	13,1	18,8	23,1	22,8	22,5	14,5
Maximale	22	18,3	14,5	14,5	13,2	14,6	16,1	21,4	24,8	29,7	30,9	30,2	20,5
Moyenne	20	15	11	11	11	12	14	18	23	27	27	25	18

Source: ONM

II-4-2- Vitesse du vent

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

Tableau II.11 les vitesses moyenne mensuelle des vents

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

Source: ONM

II-4-3-La pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles P_a représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

On dispose une série d’observations pluviométriques de la station Makouda (Voir Tableau II.15 et 14.Source ANRH), situé à proximité du bassin versant objet de la présente étude. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 36 années allant de 1970 à 2006.

Tableau II.12 Coordonnées et code de la station Makouda

Code	Station	X [Km]	Y [Km]	Z [m]	période	nombres
2-18-05	Makouda	622,65	390,15	470	[1970-2006]	37

Source : A.N.R.H

II-4-3-1-Pluie moyenne annuelle :

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau II.13:

Tableau II.13 Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juill.	Août	Annuelle
P_m [mm]	40,5	65,5	96,3	153,3	123,5	109,6	87,8	72,3	39,6	7,5	4,1	7,1	807
P_m [%]	5,02	8,12	11,94	19	15,3	13,58	10,89	8,96	4,9	0,93	0,51	0,88	100

Source : A.N.R.H

Les caractéristiques des pluies de courte durée qui sont nécessaires pour l’estimation des caractéristiques pluviométriques pour différentes durées et différentes fréquences sont tirées de l’étude généralisée des données de L’ANRH (Tableau II.14).

Tableau II.14 Les caractéristiques pluviographiques de la région.

Pluie moyenne annuelle	Pluie moyenne max. journalière [mm]	Exposant climatique b
807 mm	72,0	0,59

Source : A.N.R.H

Tableau II.15 Pluies mensuelles et moyennes annuelles

Année	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Annuelle
1970	0	311,1	111,7	401,7	47	5	7,2	0,3	0	0	1,2	0,4	885,6
1971	326,3	81,3	78,9	35,1	78,5	62	51	154,4	145,9	23,6	5,3	19,3	1061,6
1972	101,4	22,6	4,5	334,7	254,1	274,4	87,3	29,1	0	18,6	0	2,2	1128,9
1973	66,6	35,3	36	202,1	10,5	268,5	226,8	18,6	0	5,6	0,7	0	870,7
1974	10,8	82,9	82,6	10,9	98	131	169,7	28,5	55,3	36,2	0	32,6	738,5
1975	34,9	38	246,2	76,1	75,3	249,2	81,4	48,8	80,5	14,5	52,8	0	997,7
1976	17,5	67,4	129,6	138,4	105,5	9,5	3,9	44,1	18,9	2,6	0,5	4,6	542,5
1977	3,2	4	17,8	6	55,1	16,9	87,9	81,3	0	5,4	0	0	277,6
1978	8	126	100,8	43,5	83,8	235,4	116,7	70,5	10,6	0	0	7,7	803
1979	67	125,7	214,1	62,7	127	75,2	171,1	181,1	13,4	0	0	0	1037,3
1980	0	62,1	102,9	410,1	74	87,8	85,3	90	37,4	0	0	31,4	981
1981	3,5	59,9	49,8	147,6	223,2	164,6	62,5	17	32	4,5	0	4,9	769,5
1982	90,5	76,5	274	213,2	8,7	66,9	66,9	29,2	16,5	0	0	18,5	860,9
1983	11,3	36,6	96,1	104,8	181,8	190,9	64,4	44,5	120,4	12,2	0	0	863
1984	25,6	124,8	31,7	199,6	107,1	73,7	339,4	14,9	85	0	0,6	0	1002,4
1985	73,1	62,4	175,8	83,3	106,7	81,4	223,7	43,8	1,3	12,8	5,1	0,3	869,7
1986	22,6	70,3	127,6	268	162,6	218,5	54,9	14,1	7,3	11,9	0	4	961,8
1987	39,5	26,2	92,3	46,2	41,3	56	91	60,3	20,5	26,7	21,1	0	521,1
1988	37,9	6	93,8	268,2	70	33,1	41,3	82,5	1	13,2	0,5	13,3	660,8
1989	42,4	25,2	48,5	75,5	96,2	0	45	74,4	84,5	4	29,4	0	525,1
1990	1,2	50,3	45,9	267,9	125,4	171	97,4	46,2	10	1,8	0	14,8	831,9
1991	3,7	159,6	41,4	17,4	191,2	98,1	91,1	163,9	58,2	24,4	4,3	0	853,3
1992	6,2	82,9	101,1	269,6	53,5	104,7	27,4	120,4	37,4	0	0	7,1	810,3
1993	54,2	34,4	49,9	113,2	126,6	70,4	0	68	5	0	0	7,2	528,9
1994	79	70,1	24,1	129,5	353,5	69,6	136,2	32,9	3	16,4	0	29,3	943,6
1995	15,9	20,3	20,8	61	157,2	261,8	62,4	144,8	46,6	20,6	6	7,8	825,2
1996	34,2	89,1	58,7	65,7	64,9	17,2	20,7	93,3	17,1	4,1	1,7	10,9	477,6
1997	61,9	135,1	129,9	112,5	60,3	149,2	83,9	83,8	202	1	0	1,8	1021,4
1998	38,4	51,8	147,8	121,1	132,4	136,6	64,6	20,7	31,4	0	0	0	744,8
1999	22,7	21,5	172,8	263,4	27,5	3,8	7,1	37,5	43,8	5,2	0,4	1,1	606,8
2000	16,6	31,2	73,6	39,8	308,8	76,1	21,1	39,9	34,4	0	0	23,5	665
2001	26,1	1,1	90,9	88,1	92,4	48,4	53,2	44,8	19,1	0,3	16,1	11,6	492,1
2002	25	56	202,5	260,1	325,8	73,3	54,9	238,5	29,9	0	0	0	1266
2003	35	65,3	54,2	145,9	177,4	35,4	59,7	115,2	108,5	2,8	0	2,6	802
2004	33,3	27,8	153,8	273,2	183,7	171,9	78,7	62,4	6,1	0	0	0,8	991,7
2005	30,9	49,8	77,7	142,4	168,5	221,1	29,5	20,7	62,9	1,8	2,7	2,2	810,2
2006	32,5	32,6	4,5	175,2	12,8	45,4	285,1	213,9	18,5	8,9	4,2	1,4	835
Moyenne	40,5	65,5	96,3	153,3	123,5	109,6	87,8	72,3	39,6	7,5	4,1	7,1	807

Source : A.N.R.H

On peut estimer les pluies moyennes annuelles à l'aide de la carte pluviométrique de l'Algérie établie pour la période [1922-1960] et [1969-1989]. voir la figure II.07. D'après cette carte on constat que la pluie moyenne annuelle est égale à **900m**.

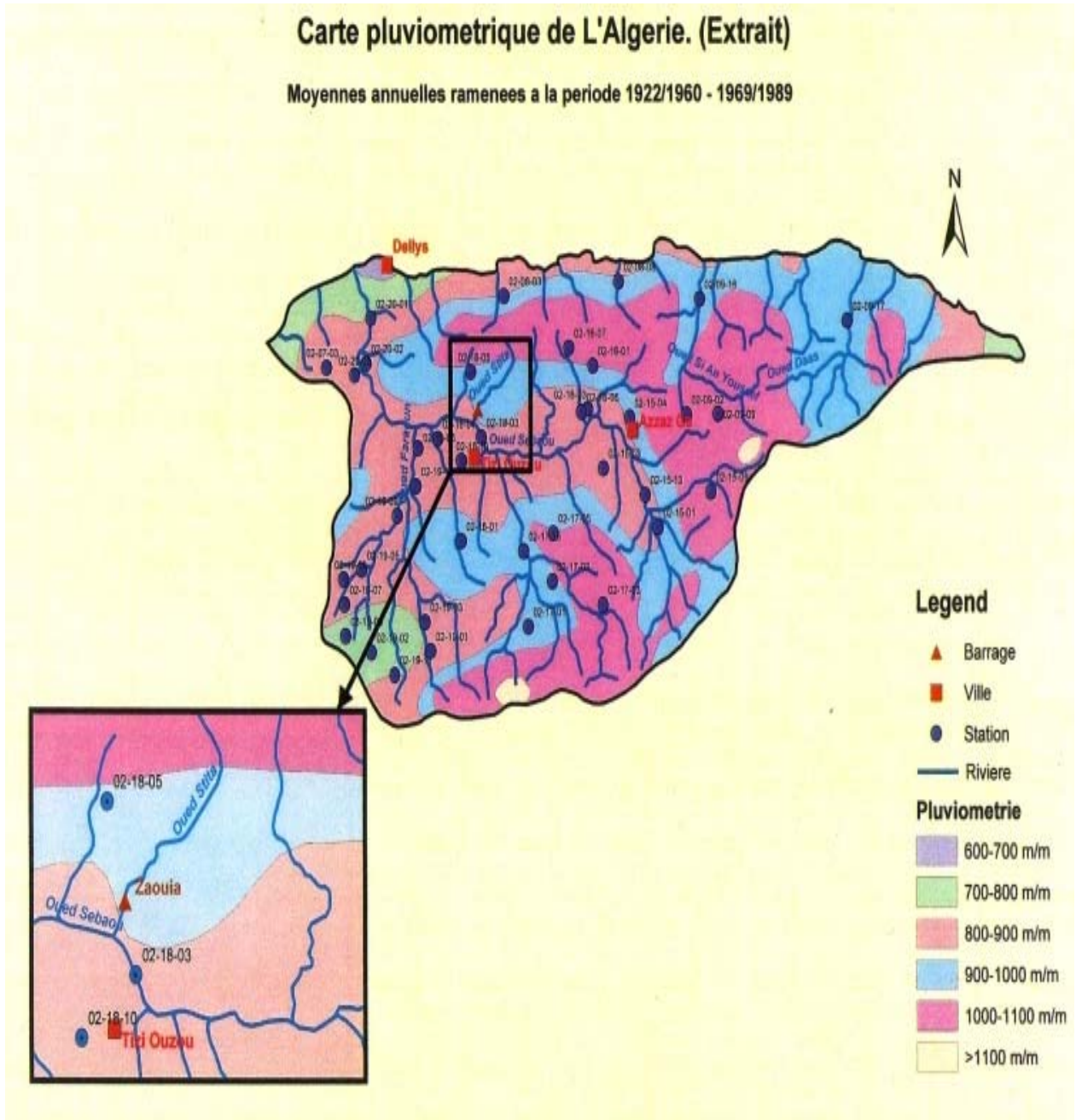


Figure II.07 Carte pluviométrique de l'algérie

Tableau II.16 Pluies maximales journalières.

Années	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Max
1970	0	25	31,3	47,5	7	3	0,8	0,3	0	0	0,5	0,4	47,5
1971	53	42,9	12	21,1	11,8	9	11	30,2	54,3	10,2	5,3	19	54,3
1972	37,5	9,5	3,5	89,7	71,3	54,8	17,4	27,3	0	8,3	0	1,5	89,7
1973	58	25,8	10,4	56	2,9	43,8	93,8	4,8	0	2,8	0,7	0	93,8
1974	9,2	15,1	36,5	5,5	40,5	49,8	88,4	15,2	11,2	20,3	0	19,5	88,4
1975	11,3	10	45,7	26,1	32	57	23,2	10,4	22,3	12	32,8	0	57
1976	6,9	14	21,6	61,4	31	3,5	3,9	19,6	11,3	2,6	0,3	2,2	61,4
1977	1,9	4	5,9	1,7	13,2	4,4	27,5	21,4	0	4,7	0	0	27,5
1978	5,6	43,9	29,5	16,2	21	70,3	24,6	17,8	5,2	0	0	7,7	70,3
1979	24,5	44,8	36,7	38,4	31	34,4	99,6	45,8	6,8	0	0	0	99,6
1980	0	12,2	36,5	106,9	29,9	20,7	23,5	18,8	14,4	0	0	30,5	106,9
1981	3,5	36,3	26,7	59	48,5	39,8	14,2	11	12,4	4,5	0	3,6	59
1982	67,1	33,4	60,6	51	8,7	21,3	21,4	13,8	11,5	0	0	18,5	67,1
1983	8,5	20,1	26,8	35,8	71,5	41,9	24,8	12,4	30	12,2	0	0	71,5
1984	13	28,6	13,8	44,2	28	52,7	69,8	8,4	26,4	0	0,6	0	69,8
1985	23	34,5	77,3	22,5	30,7	28,8	128,6	11,1	0,9	12,2	3,8	0,3	128,6
1986	10,8	22,1	31,6	99,5	31	45,5	27,8	7,2	1,8	9,7	0	2,9	99,5
1987	27,8	16,2	28,8	22,3	15,7	22,1	34,1	27,4	7,3	12,3	13,1	0	34,1
1988	19	3,3	40,3	57	17,8	7,6	21,2	16,9	0,6	6,9	0,5	13,3	57
1989	20,9	12,1	15,5	45,3	25,2	0	10,4	33,8	30,3	2,7	21,8	0	45,3
1990	1,2	20,8	20	56,2	41,7	61	45,1	17,9	8,5	1,8	0	12,1	61
1991	2,4	52,6	20,6	7,9	64,8	62,9	22,9	73,4	30,1	15,6	4,3	0	73,4
1992	4,1	36,7	39,5	113	39,4	28,2	17,1	23,7	17,7	0	0	7,1	113
1993	23,2	12,2	13,2	32	52,4	29,5	0	20,6	3,6	0	0	7	52,4
1994	28,2	20,9	11,7	38,6	68,4	30,3	33,8	15,7	2,4	10,6	0	21,5	68,4
1995	6,3	9,2	8,7	22,5	51,6	107,9	16,3	51,6	17,7	5,9	5,2	4,7	107,9
1996	16,5	31,9	10,6	19,9	9,8	13,9	8,3	29,5	7,4	2,2	1,7	6,1	31,9
1997	42,3	59,6	30,5	37,5	26,5	97,7	37,6	62	52,2	0,8	0	1,2	97,7
1998	20,4	22,5	22,9	30,2	23,9	36,8	18,8	6,3	16,5	0	0	0	36,8
1999	12,6	14	57,6	70,3	8,8	2,1	3,8	20,6	18,8	2,6	0,4	1,1	70,3
2000	6,6	6	36,2	13,8	80,8	14,6	21,1	15,5	13,4	0	0	23,5	80,8
2001	11,6	0,6	36,2	43,7	29,8	24,2	27,6	11,5	6,5	0,3	14	3,5	43,7
2002	10,2	26,6	68,1	102,8	74,6	16,2	34	67,3	15,2	0	0	0	102,8
2003	10,9	29,1	18	37	69,6	9,2	15,5	41,2	45,6	1,9	0	2,6	69,6
2004	11,7	13,9	51,8	28,7	32,6	21,2	8,2		4,3	0	1,1	0,3	51,8
2005	10,9	23,6	14,7	54,3	35,8	60,1	15,4	8,9	37,4	1,8	2,7	2,2	60,1
2006	11,4	17,4	3,4	41,3	7,5	9,8	96,1	43,6	10	7,5	4,2	1,4	96,1

II-4-3-2-Pluies maximales journalières

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

➤ **Ajustement des pluies maximales journalières :**

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

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel et Galton en utilisant le logiciel Hyfran, avec une comparaison des deux graphiques des droites de régression obtenues par les deux ajustements.

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton (Voire Figure II.10).

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

- **Test d'adéquation:** Test du Khi Carré.

- Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Lognormale

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

- Résultats: si $p(X)^2 > 5\%$, l'ajustement est considéré.

si $p(X)^2 < 1\%$, l'ajustement est à rejeter (la loi n'est pas adéquate).

Résultats de la statistique : $P(X^2) = 8,62\% > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant.

p-value $p = 0,1251$ $\delta = K-1-m$

δ : Degrés de liberté : 5.

K : Nombre de classes 08.

m : nombre de paramètres de la loi =2.

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

- **Test de discordance** (Grubbs & Beck) sur la plus grande valeur 128 mm

- Hypothèses

H_0 : Toutes les observations proviennent de la même population

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

- Résultats

Valeur de la statistique $T = 1,72$

p-value $p < 0,999$

- Conclusion

Pas de conclusion dans ce cas.

Test de discordance (Grubbs & Beck) sur la plus petite valeur. 27.0 mm

- Hypothèses

H0 : Toutes les observations proviennent de la même population

H1 : La plus petite observation ne provient pas de la même population que les autres

- Résultats

Valeur de la statistique $T = 2,37$

p-value $p < 0,260$

- Conclusion

Pas de conclusion dans ce cas.

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

- Hypothèses

H0 Les observations sont indépendantes

H1 Les observations sont dépendantes (autocorrélation d'ordre 1)

- Résultats

Valeur de la statistique $|U| = 0,00346$

p-value $p = 0,997$

-Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

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

- Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Lognormale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Lognormale

- Résultats

p-value $SW = 0,96$

Degrés de liberté : $p = 0,9360$

- Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

- **Paramètres du logiciel :**

T : Période de retour.

q : Fréquence.

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

Les droites de Gumbel et Galton sont représentées par les Figures II.08 et II.09)

A - Ajustement à la loi Lognormale (Maximum de vraisemblance)

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

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

$$\text{Log}P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%} \quad : \text{L'équation de la droite d'ajustement.}$$

Avec : $U_{P\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences.

➤ **Résultats de l'ajustement**

Nombre d'observations: n = 37

Paramètres : Mu : 4,19737 Sigma : 0,380362

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non-dépassement) T = 1/(1-q) (période de retour)

T	q	X _T	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	274	48.7	178	369
2000.0	0.9995	233	37.3	159	306
1000.0	0.9990	215	32.8	151	280
200.0	0.9950	177	23.3	132	223
100.0	0.9900	161	19.6	123	200
50.0	0.9800	145	16.2	114	177
20.0	0.9500	124	12.0	101	148
10.0	0.9000	108	9.20	90.3	126
5.0	0.8000	91.6	6.69	78.5	105
3.0	0.6667	78.3	5.13	68.3	88.4
2.0	0.5000	66.5	4.16	58.4	74.7

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	27.0
Maximum	Aucun	128
Moyenne	71.1	70.1
Ecart-type	28.2	25.1
Médiane	66.5	69.0
Coefficient de variation (Cv)	0.395	0.353
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.25	0.275
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.88	2.17

B - Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)

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

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

$$F(x_i) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}}$$

F(x) : Fréquence au non dépassement.

α, x_0 : des coefficients d'ajustement,

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

Avec Y : variable réduite de Gumbel

La loi de Gumbel s'écrira alors : $F(X_i) = e^{-e^{-Y}}$

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

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

➤ **Résultats de l'ajustement :**

Nombre d'observations: n = 37

Paramètres: u: 58.8223 α : 22.2856

Quantiles :

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

T	q	X _T	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	264	28.3	209	320
2000.0	0.9995	228	23.6	182	275
1000.0	0.9990	213	21.6	170	255
200.0	0.9950	177	17.0	143	210
100.0	0.9900	161	15.0	132	191
50.0	0.9800	146	13.1	120	171
20.0	0.9500	125	10.5	104	146
10.0	0.9000	109	8.55	92.2	126
5.0	0.8000	92.2	6.64	79.2	105
3.0	0.6667	78.9	5.27	68.6	89.3
2.0	0.5000	67.0	4.29	58.6	75.4

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	27.0
Maximum	Aucun	128
Moyenne	71.7	70.1
Ecart-type	28.6	25.1
Médiane	67	69.0
Coefficient de variation (Cv)	0.399	0.353
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.275
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	2.17

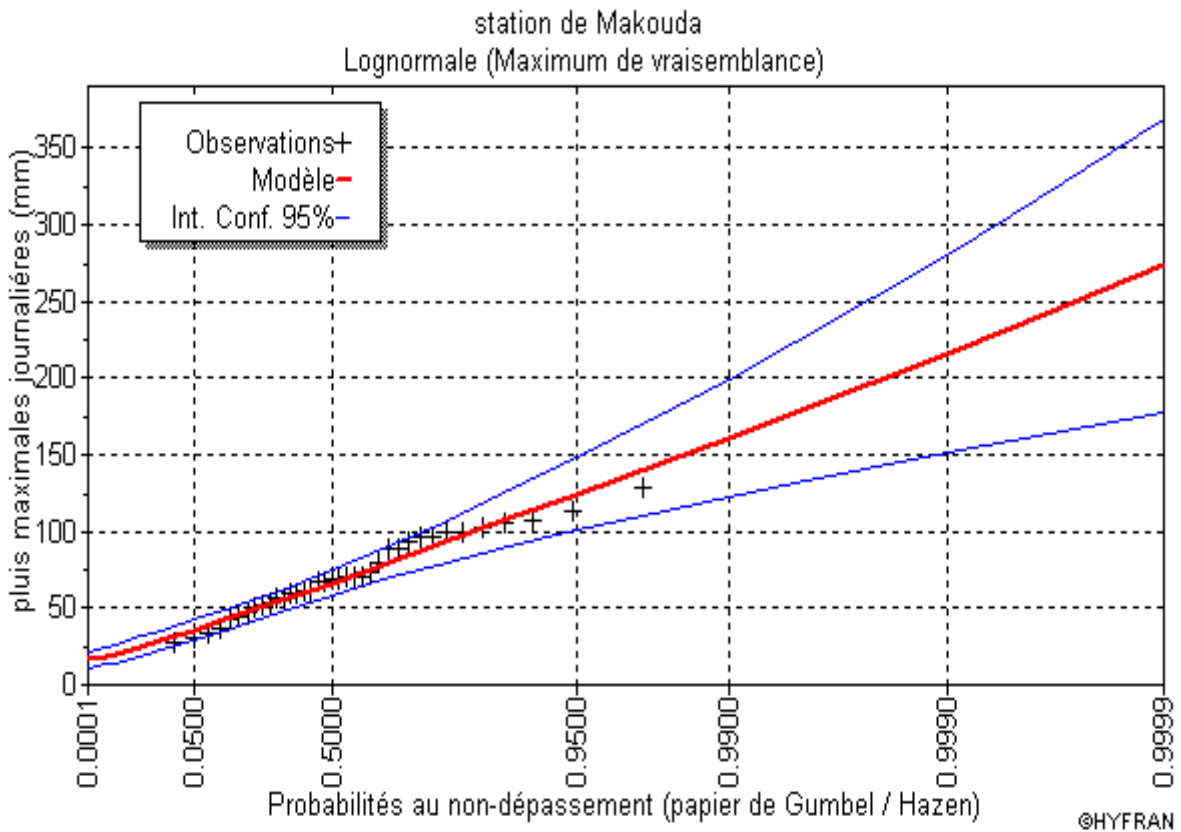


Figure II.08 Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance)

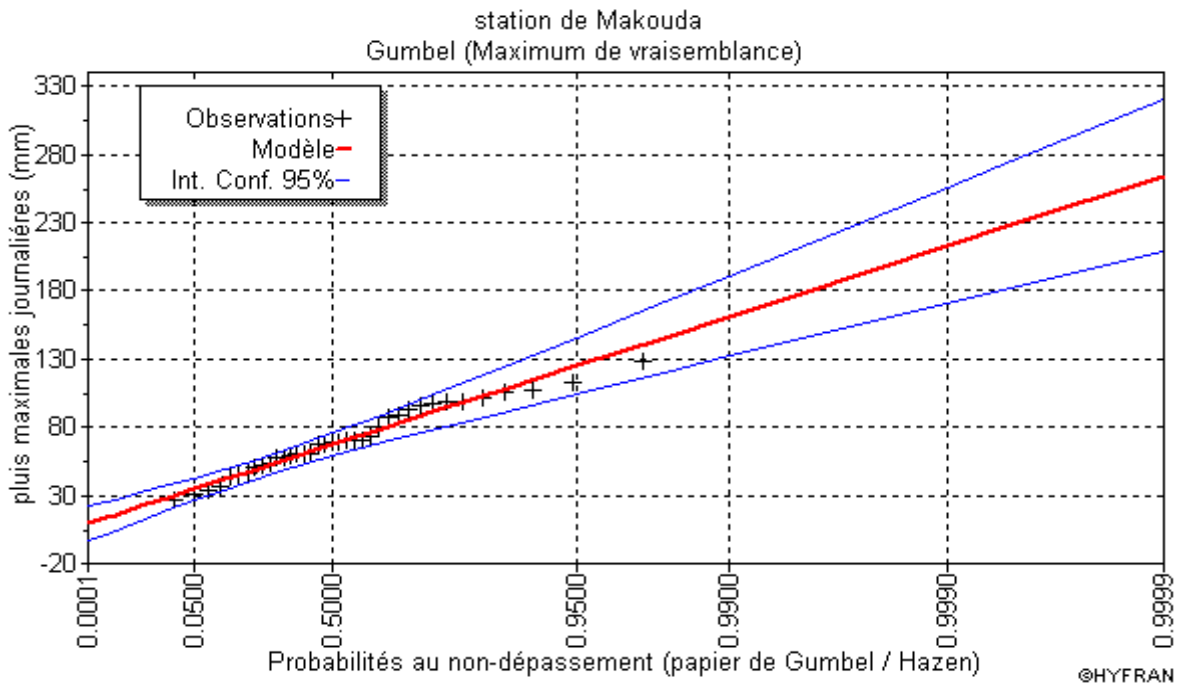


Figure II.09 Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)

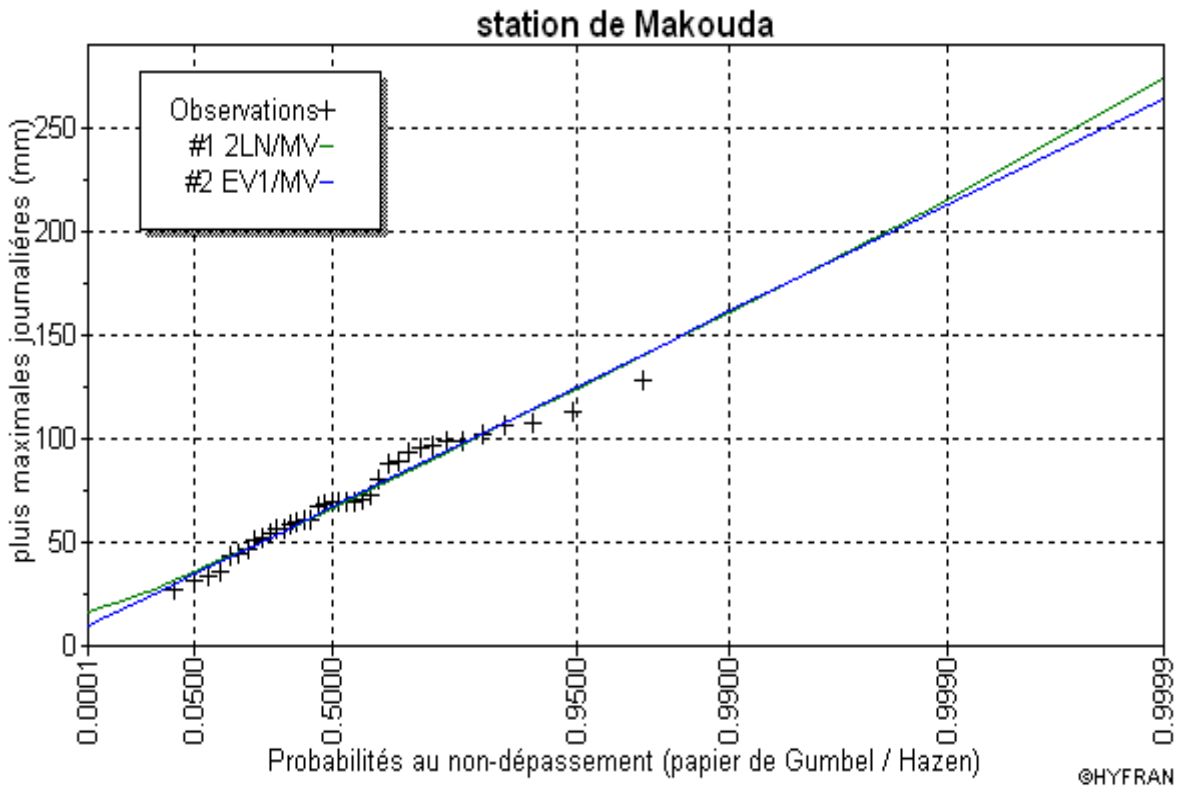


Figure II.10 Comparaison entre les deux ajustements.

Commentaire :

Les critères de choix d'une loi d'ajustement sont les suivants :

- a qualité égale, la loi qui a moins de paramètres est à retenir.
 - a qualité égale et nombres de paramètres égal, il faut comparer les estimations des 2 lois. Si ces deux estimations sont voisines, il faut retenir la plus simple ; si elles sont nettement différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire.
- D'après ces critères on constate que les deux lois donnent presque le même résultat, et celle de Galton est à retenir

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

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

$$P_{(t)} \% = P_j \% \left(\frac{t}{24}\right)^b ; \dots\dots\dots (II.14)$$

- Pt : Pluie d'une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).
- Pj : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).
- t : durée de la pluie (heures).
- b : Exposant climatique (donnée)

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

On prend pour notre site : $b = 0,59$

$$\text{D'où : } P_{(t)} \% = P_J \% \left(\frac{t}{24} \right)^{0.59}$$

L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante : **$I = P_t / t$**

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

fréquence (%)	période de retour (années)	Pmax (mm)	temps (heures)	1	2	4	4.32	6	8	10	12	14	16	20	24
10	10	108	Pt	16.56	24.93	37.52	39.27	47.67	56.48	64.43	71.75	78.58	85.02	96.99	108.00
			It	16.56	12.46	9.38	9.09	7.94	7.06	6.44	5.98	5.91	5.31	4.85	4.50
5	20	124	Pt	19.02	28.62	43.08	45.09	54.73	64.85	73.98	82.38	90.22	97.62	111.35	124.00
			It	19.02	14.31	10.77	10.44	9.12	8.11	7.40	6.86	6.44	6.10	5.57	5.17
2	50	145	Pt	22.24	33.47	50.38	52.72	64.00	75.83	86.51	96.33	105.50	114.15	130.31	145.00
			It	22.24	16.73	12.60	12.20	10.67	9.48	8.65	8.03	7.54	7.13	6.51	6.04
1	100	161	Pt	24.69	37.16	55.94	58.54	71.06	84.20	96.05	106.96	117.14	126.75	144.58	161.00
			It	24.69	18.59	13.98	13.55	11.84	10.53	9.61	8.91	8.37	7.92	7.23	6.71
0.1	1000	215	Pt	32.97	49.63	74.70	78.17	94.89	112.44	128.27	142.83	156.43	169.26	193.07	215.00
			It	32.97	24.81	18.68	18.10	15.82	14.06	12.83	11.90	11.17	10.58	9.65	8.96

Tableau II.17 Pluie de courte durées et intensité pour différentes fréquences

Figure II.11 Pluies de courte durée

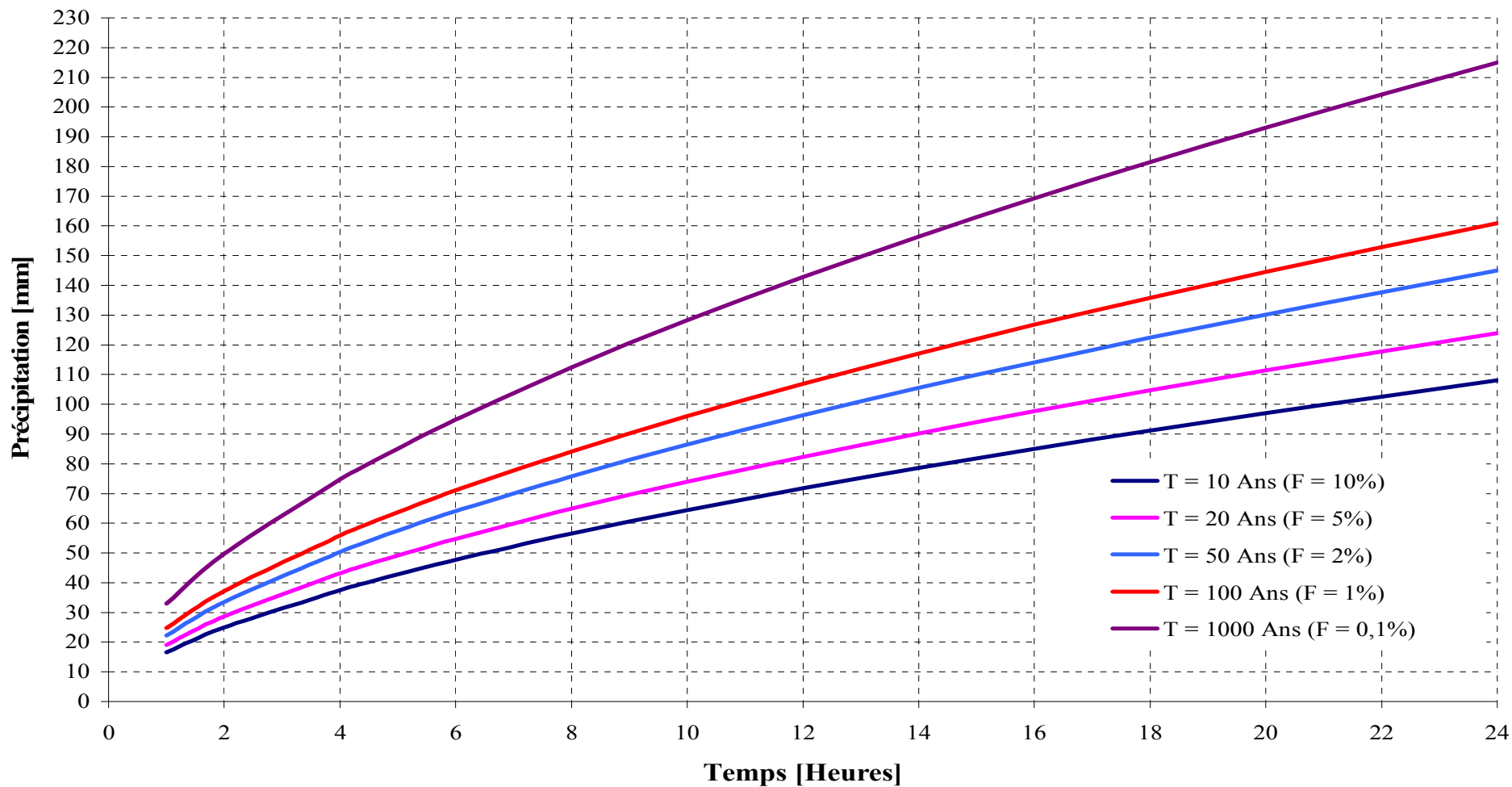
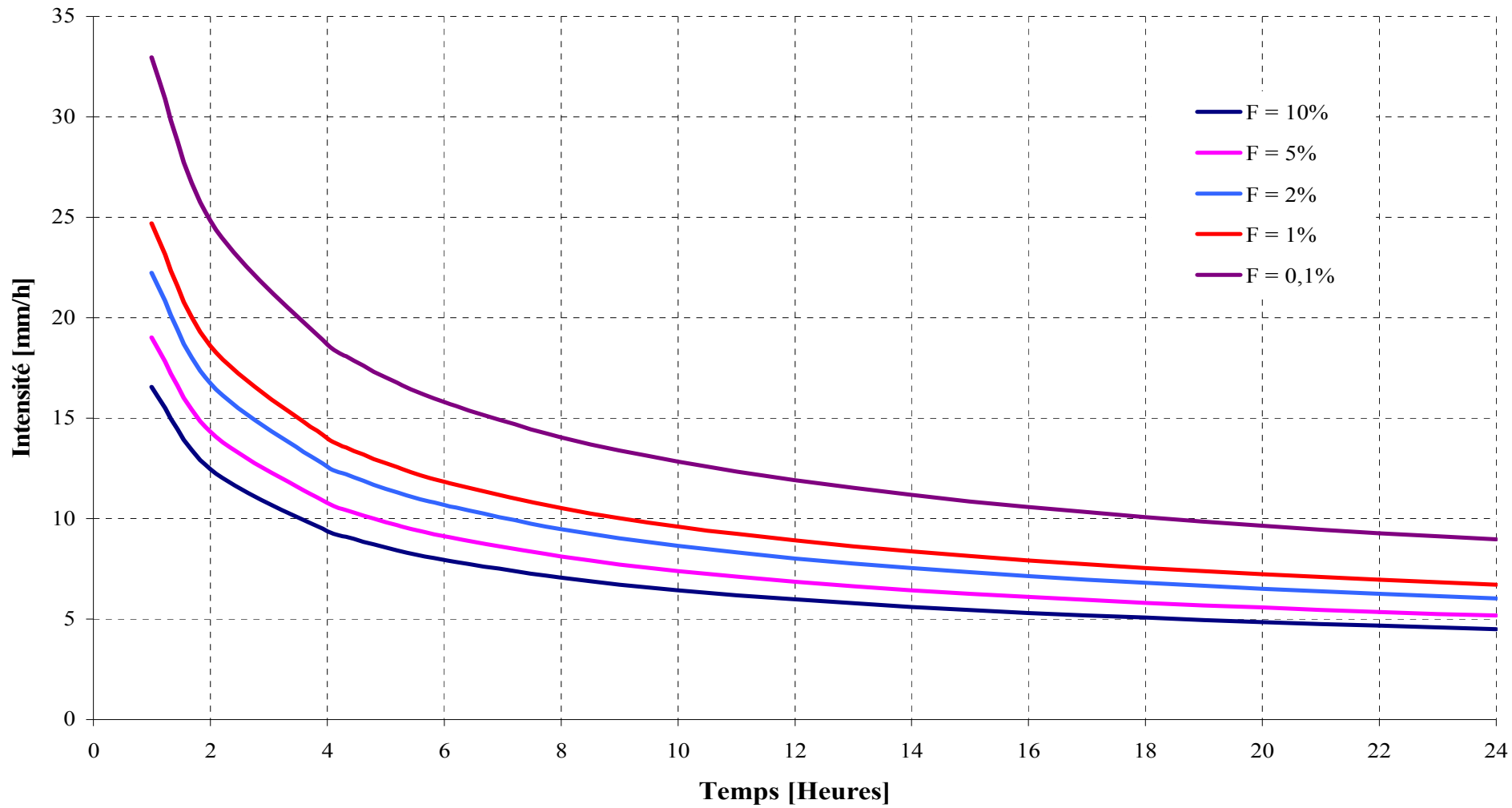


Figure II.12 Intensité-Durée-Fréquence



II-5-Etudes des apports

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

$$Q=F(P-D)$$

Avec :

Q : débit annuel d'écoulement (apport).

P : précipitation moyenne annuelle.

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

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

II-5-1-Apport liquides

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

II-5-1-1-Apport moyen interannuel (A₀)

L'insuffisance des données observées sur la station de Makouda .Pour ces raisons nous sommes obligés d'utiliser les formules empiriques pour estimer l'apport moyen.

a) Formule de l'ANRH :

$$\text{On a : } A_0 = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II.15)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$$\text{AN : } A_0 = 18,40 \text{ Mm}^3$$

b) Formule de MEDINGUER :

$$\text{On a : } Le = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (II.16)$$

Le : Lamme d'eau écoulée (mm).

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

$$\text{AN : } Le = 306,39 \text{ mm}$$

On a encore :

$$A_0 = Le * S$$

$$\text{AN : } A_0 = 21,43 \text{ Mm}^3$$

c) Formule de TURC :

$$A_0 = L_e * S$$

$$L_e = P_{moy} - D$$

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

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L} \right)^2} \right] \text{ (mm)} \dots\dots\dots (II.17)$$

$$L = 300 + 25 T_{moy} + 0.05 (T_{moy})^3.$$

L : Variable théorique

T_{moy} : Température moyenne annuel de l'air ; $T=18^\circ\text{c}$

$AN : L = 1041,60 \quad ; \quad D = 537,90 \text{ mm.} \quad L_e = 269,10 \text{ mm}$

$$A_0 = 18,82 \text{ Mm}^3.$$

d) Formule de SAMIE :

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (II.18)$$

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

S : Surface du bassin versant en [km^2] ;

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

$A.N : L_e = 178,83 \text{ mm}$

$$A_0 = 12,51 \text{ Mm}^3$$

e) Formule de CHAUMONT:

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

$$A = L_e \cdot S$$

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (II.19)$$

Où :

P : précipitation moyenne (m).

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

$A.N : C_e = 0,25 \quad L_e = 201,99 \text{ mm} \quad A_0 = 14,13 \text{ Mm}^3$

Tableau II.18 Récapitulatif des apports

La formule	L'apport moyen annuel (Mm ³)
Formule de l'ANRH	18,40
Formule de MEDINGUER	21,43
Formule de TURC	18,82
Formule de SAMIE	12,51
Formule de ChHUMONT	14,13

Commentaire

Après avoir calculer l'apport moyen annuelle par plusieurs methods , on remarque que celui-ci varie dans la fourchette [12.51 - 21.43 Mm³]avec une moyenne de 17.06 Mm³. Donc on voit que cette moyenne est plus proche de la valeur obtenue par la formule de L'A .N. R .H. qui vaut **A₀ = 18.40 Mm³**.

et d'autre part cette formule est la plus adaptée a notre pays.

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

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

pour calculer la répartition des apports mensuelles on applique la règle de trois donnée comme suit:

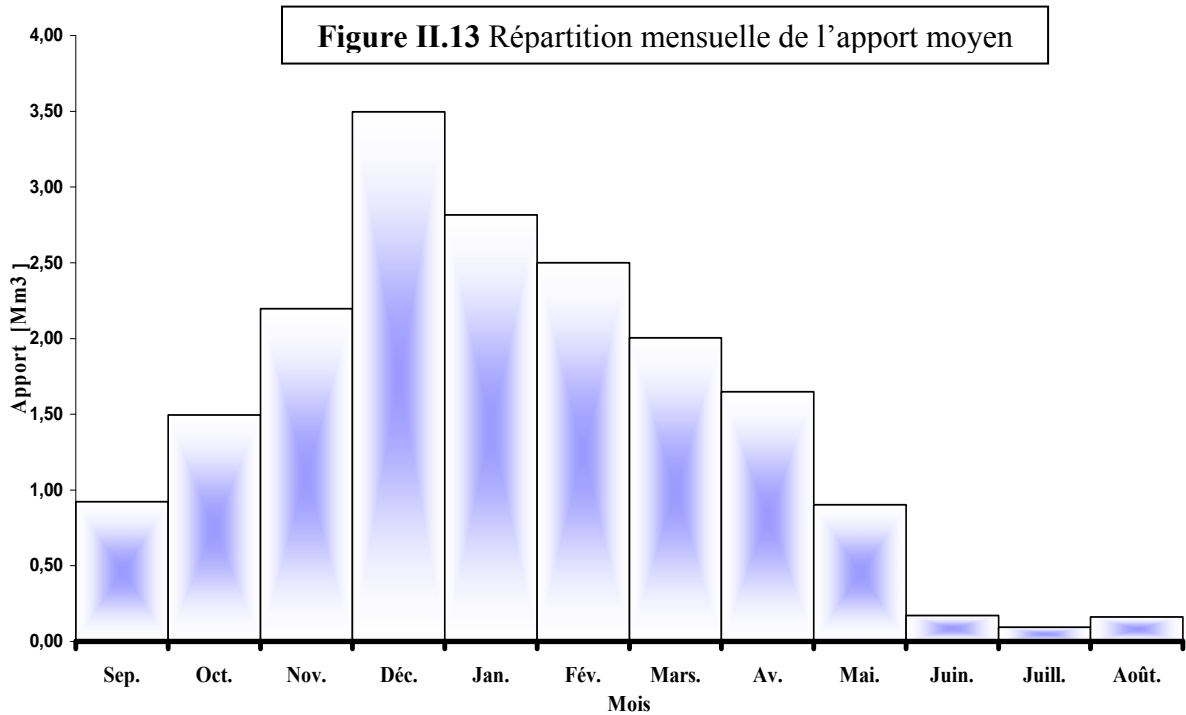
$$P_{\text{moy.annuelle}} = 807 \text{ mm} \longrightarrow A_{\text{moy.annuelle}} = 18.40 \text{ Mm}^3$$

$$P_{\text{moy.mensuelle}} (\text{mm}) \longrightarrow X_{\text{moy.mensuelle}} \text{ Mm}^3$$

Tableau II.19 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Année
Apport [%]	5,02	8,12	11,94	19,00	15,30	13,58	10,89	8,96	4,90	0,93	0,51	0,88	100
Apport [Mm ³]	0,92	1,49	2,20	3,50	2,82	2,50	2,00	1,65	0,90	0,17	0,09	0,16	18,40

Cette répartition est donnée dans l'hydrogramme ci-après :



II-5-1-3- Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_{moy} / T$

A_{moy} : Apport moyen annuel.

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

A.N : $Me = 583,46$ l/ s

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

On a : $M_0 = Me / S_{bv}$.

M_0 : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

A.N : $M_0 = 8,34$ l/s/ Km^2 .

cette valeur nous donne une idée sur la quantité d'eau apportée au bassin versant.

c) lame d'eau écoulee :

$Le = A_{moy} / S_{BV}$.

A.N : $Le = 263,05$ mm .

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$

-si $C_e < 1$ on a une pluie brute

-si $C_e > 1$ il y'a une source (nappe souterraine).

AN : $Ce = 0.33$.

II-5-2-Apports fréquentiels

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels parait nécessaire. Pour cela, il faut tout d’abord calculer le coefficient de variation.

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

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots (II.20)$$

Avec : A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel (Hm³).

C_v : Coefficient de variation.

Pour la détermination du coefficient de variation C_v des apports annuels au barrage Zaouïa, on a utilisé le coefficient de variation de la série des apports relevés au niveau de la station de Makouda.

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

a) Formule Algérienne de N.N PADOUM :

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

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (II.21)$$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0.65

M₀ : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

$$C_v = 0.37$$

b) Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (II.22)$$

M₀ : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

S : Surface du bassin versant (Km²).

$$C_v = 0.40$$

c) Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (II.23)$$

M₀ : module de l’écoulement relatif **C_v = 0.36**

d) Formule de ANTONOV :

$$Cv = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (II.24)$$

$$Cv = 0,36$$

Tableau II.20 Récapitulatif des Cv

Formule	Le coefficient de variation Cv
Algérienne de N.N. PADOUM	0,37
SOKOLOVSKI	0,40
KRISTEKLY MENKEL	0,36
ANTONOV	0,36

On opte pour la formule Algérienne de N.N. PADOUM, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que Cv = 0,37

L'apport fréquentiel est alors : $A_{\%} = 17,26 e^{0,36\mu}$

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le Tableau II.21.

Tableau II.21 Les apports de différentes fréquences.

Période de retour	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954
Apport (Mm³)	12,75	27,39	31,18	36,11	39,89	53,83

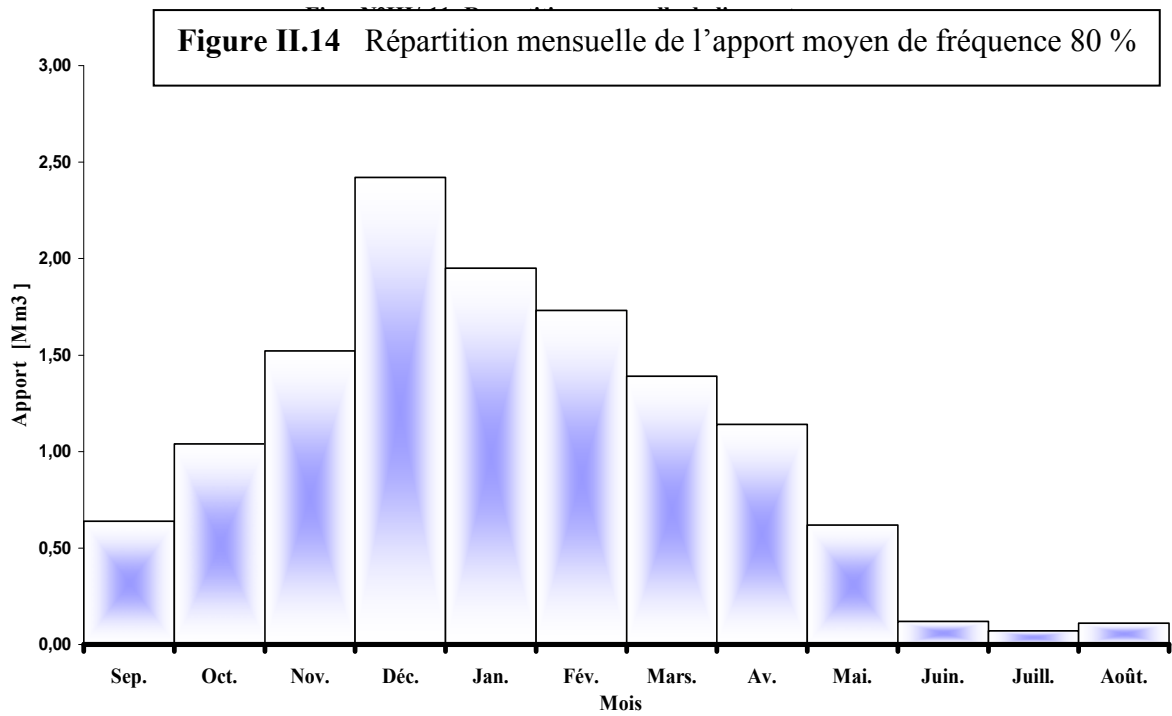
Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 12,75 \text{ Mm}^3$

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

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

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Année.
Apport [%]	5,02	8,12	11,94	19	15,3	13,58	10,89	8,96	4,9	0,93	0,51	0,88	100
Apport 80% [Mm ³]	0,64	1,04	1,52	2,42	1,95	1,73	1,39	1,14	0,62	0,12	0,07	0,11	12,75



II-5-3-Transport solide

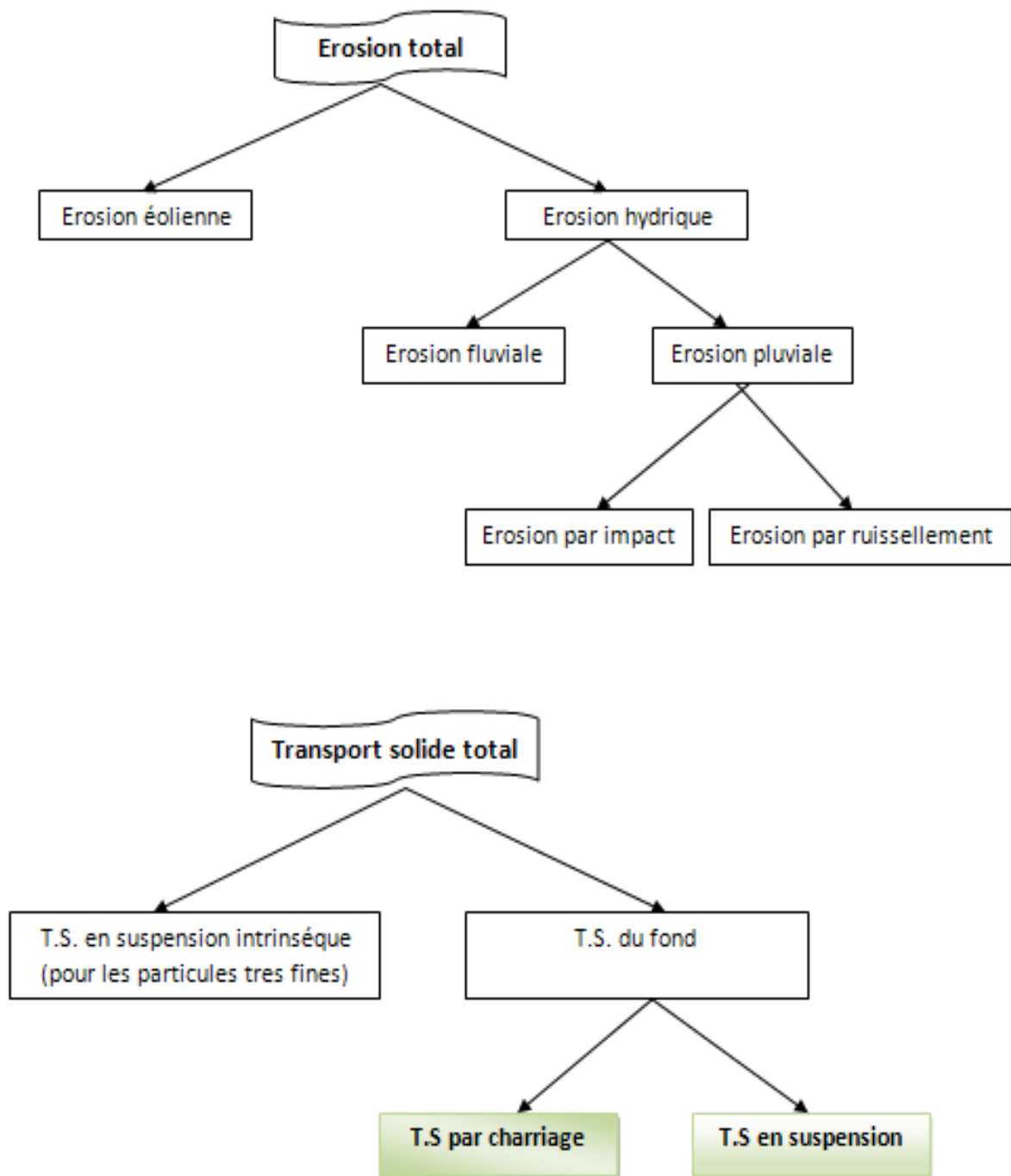


Figure II.15 Schéma general du transport solide

la bonne estimation du transport solide dans les études des barrages à un intérêt très important dans la disposition et les niveaux de prises et de vidanges de fond, car une sur-estimation conduit à une capacité de stockage assez petite, par contre une sous-estimation conduit à des problèmes dans la phase d'exploitation comme :

(qualité d'eau, colmatage des conduits...)

la quantification du transport solide est un compromis entre la capacité totale de la retenue (hauteur du barrage) et son délai de service.

dans notre étude on va s'intéresser uniquement à la détermination du transport solide en suspension et par charriage.

II-5-3-1-Le transport solide en suspension

dans la détermination du transport solide en suspension on va utiliser la formule de TIXERONT, car elle nous donne des approches qui reflètent la réalité puisque elle englobe dans ces paramètres, la nature du sol qui constitue le bassin versant, le débit solide et le délai de service.

la formule de TIXERONT est donnée par $V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{T Q_s}{\delta_s}$

tel que :

Q_s : débit solide en Tonne/an.

δ_s : poids spécifique ou volumique de la vase en Tonne/m³ (1.2 T/m³)

T : délai de service en an (50 ans).

$Q_s = (S_1 T_1 + S_2 T_2 + S_3 T_3) \cdot S$

S_1, S_2, S_3 : surface correspondantes aux différentes perméabilités du bassin versant en Km².

à partir de la carte géologique j'ai remarqué que mon bassin versant est constitué de :

-90 % de Shiste + Marne

-10 % Remblis + Eboulis

$T_1 = 0.75 \text{ lr } 0.15$

$T_3 = 350 \text{ lr } 0.15$

puisque $lr = 263.05 \text{ mm}$ (lame d'eau ruissellée), alors :

$Q_s = [0.1 * (0.75 * (263.05) 0.15) + 0.9 * (350 * (263.05) 0.15)] * 69.95 \Leftrightarrow Q_s = 50840.08 \text{ T/an}$

Donc T.S en suspension = $V_m = 2.22 \text{ Mm}^3$

II-5-3-2-Le transport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé à 30 % du transport solide en suspension, donc :

T.S par charriage = 30% T.S en suspension

Donc T.S par charriage = 0.666 Mm^3

Le volume mort total est estimé alors $V_m = 2.66 + 0.666$

$$\mathbf{V_m = 2.886 \text{ Mm}^3}$$

II-6-Etude des crues

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

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

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

Les paramètres définissant une crue est :

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

II-6-1-Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques

a) Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a :
$$Q_{\max, p\%} = 2.K . \log(1 + 20 P_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}$$

$Q_{\max P\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

P_0 : Pluie moyenne interannuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

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

$1 < K < 3$ On prend $K = 3$

T : Période de retour (an).

Débits maxima des crues de différentes périodes de retours:

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%}$ [m ³ /s]	225.72	264.69	309.11	339.11	423.42	493.53

b) Formule de POSSENTI :

On a :
$$Q_{p\%} = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p}$$

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

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

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

Débits maxima des crues de différentes périodes de retour :

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%}$ [m ³ /s]	339,48	392,92	458,93	509,22	682,11	870,71

c) Formule de TURRAZA :

On a :
$$Q_{\max P\%} = \frac{C \cdot I_{tc}}{3.6} S$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

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

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

Débits maxima des crues de différentes périodes de retour :

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1	0,01
C	0.6	0.64	0.68	0.7	0.80	0,9
I _{tc}	9.09	10.44	12.2	13.55	18.1	23.06
$Q_{\max P\%}$ [m ³ /s]	105.97	129.83	161.20	184.30	281.35	403.26

d) Formule de SOKOLOVSKY :

On a :
$$Q_{\max P\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0) \alpha F S}{T_m}$$

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

T_m = T_c: temps de concentration.

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

H₀ : C’est la perte d’eau initiale. H₀ = 5 mm.

pour obtenir la valeur reel de H₀ on fait le bilan d’eau entre la lame d’eau précipitée et la lame d’eau ruissellée dans le meme endroit .

H₀ est obtenue on faisons le billan d’eau entre la precipitation et la lame d’eau ruissellée

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

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

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

On prend : $\gamma = 2,1$. D’où : **F = 1.17**

S : Superficie du bassin (Km²).

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

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H0}}$$

Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour [an]	10	20	50	100	1000	10000
Pct [mm]	39.27	45.09	52.72	58.54	78.17	99.65
α	0.47	0.50	0.53	0.55	0.60	0.63
$Q_{maxp\%}$ [m ³ /s]	86.17	106.41	133.93	155.55	231.44	318.31

Tableau II.23 Récapitulatif des débits maxima de crue

Méthodes	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
Formule de MALLET-GAUTHIER	225.19	264.69	309.26	339.11	423.42	493.53
Formule de POSSENTI	339,48	392,92	458,93	509,22	682,11	870,71
Formule de TURRAZA	105.97	129.83	161.20	184.30	281.35	403.26
Formule de SOKOLOVSKY	86.17	106.41	133.93	155.55	231.44	318.31
Moyenne	189.20	223.46	265.83	297.05	404.58	521.45

Commentaire

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées dans ce travail sont celle de Sokolovsky: car du fait que cette méthode est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisants le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue) et c'est pour cette raison qu'on a adopté la méthode de Sokolovski.

II-6-2-Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de

Sokolovsky

La Méthode de Sokolovski assimile l’hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l’une pour la montée et l’autre pour la décrue.

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

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

Avec :

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

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

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

t_d : temps de la décrue en heures ;

Q_{\max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ;

x, y : Puissance des courbes ;

$x= 2$ pour la montée de la crue.

$Y= 3$ pour la décrue.

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

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

➤ $t_d = \delta t_m$;

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

($\delta =3$; voir le Tableau N°III-23) ;

$t_d = 3. 4,32 = 12,96$ heures ;

Tableau II.24 Coefficient de forme de l’hydrogramme de crue δ

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

Les hydrogrammes de crues pour différentes période de retour sont données par le tableau II.25 et la Figure II.16

Tableau II.25 Les hydrogrammes de crues.

temps (h)	periode de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	1.15	1.43	1.79	2.08	3.10	4.26
1	4.62	5.70	7.18	8.33	12.40	17.06
1.5	10.39	12.83	16.15	18.75	27.90	38.38
2	18.47	22.81	28.71	33.34	49.61	68.22
2.5	28.86	35.64	44.85	52.09	77.51	106.60
3	41.56	51.32	64.59	75.01	111.61	153.51
3.5	56.56	69.85	87.91	102.10	151.92	208.94
4	73.88	91.23	114.82	133.36	198.42	272.90
4.32	86.17	106.41	133.93	155.55	231.44	318.31
4.5	82.63	102.04	128.43	149.16	221.93	305.33
5	73.31	90.52	113.94	132.33	196.89	270.87
5.5	64.71	79.91	100.58	116.81	173.80	239.12
6	56.82	70.16	88.31	102.56	152.60	209.94
6.5	49.59	61.24	77.08	89.52	133.19	183.24
7	43.01	53.11	66.84	77.63	115.51	158.91
7.5	37.03	45.73	57.55	66.85	99.46	136.83
8	31.64	39.07	49.17	57.11	84.97	116.90
8.5	26.79	33.09	41.64	48.37	71.96	99.00
9	22.47	27.75	34.93	40.56	60.36	83.04
9.5	18.64	23.02	28.97	33.65	50.07	68.88
10	15.27	18.86	23.74	27.57	41.02	56.44
10.5	12.34	15.24	19.18	22.27	33.14	45.59
11	9.80	12.11	15.24	17.70	26.33	36.23
11.5	7.64	9.44	11.88	13.80	20.53	28.25
12	5.83	7.20	9.06	10.52	15.65	21.53
12.5	4.32	5.34	6.72	7.80	11.61	15.98
13	3.10	3.83	4.82	5.60	8.34	11.47
13.5	2.14	2.64	3.32	3.86	5.74	7.90
14	1.40	1.72	2.17	2.52	3.75	5.16
14.5	0.85	1.05	1.32	1.54	2.28	3.14
15	0.47	0.58	0.73	0.85	1.26	1.73
15.5	0.22	0.28	0.35	0.40	0.60	0.82
16	0.08	0.10	0.13	0.15	0.22	0.31
16.5	0.02	0.02	0.03	0.03	0.05	0.07
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

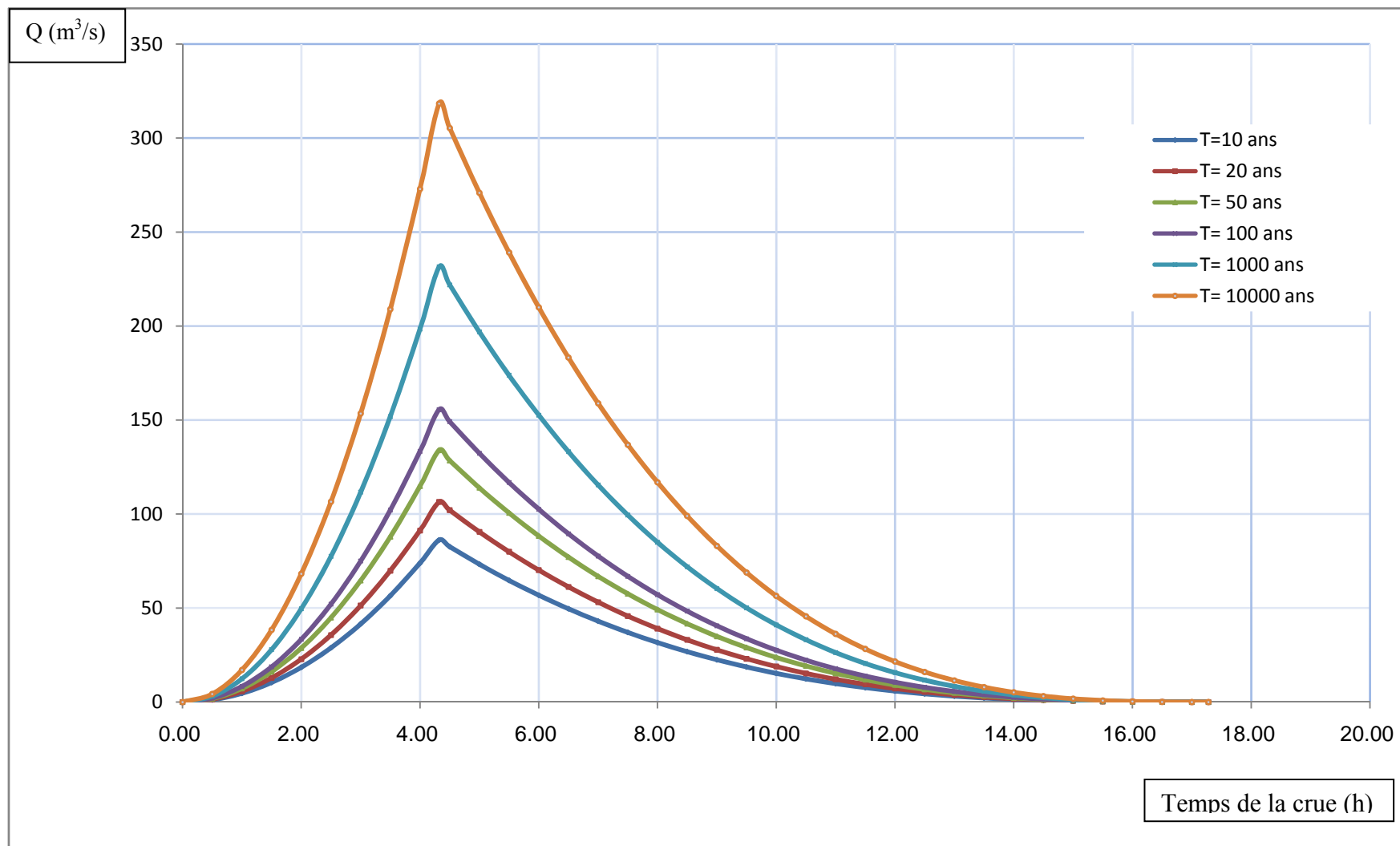


Figure II.16 L'hydrogramme des crues probables (par SOKOLOVSKY)

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

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

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

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

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

- l'approche déterministe qui est basée sur l'observation et l'historique.
- l'approche probabiliste qui est basée sur la statistique.

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

- 1-la qualité et la quantité des données.
- 2-la précision
- 3-la bonne estimation.

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

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

Crue de projet recommandée

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

d'après les levés et les observations qui ont été faites sur le terrain pendant la phase de reconnaissance, on constate que les dégâts engendrés en cas de rupture du barrage sont importantes vu l'existence des habitants au pied du barrage et les dégâts matériels causés par la submersion des maisons et terres agricoles. Donc il faut prendre une fréquence de telle sorte que tous ces paramètres doivent être pris en considération.

Donc j'ai opté pour une fréquence 1/10 000, pour un débit qui vaut

$Q_{0.01\%} = 318.31 \text{ m}^3/\text{s}$
--

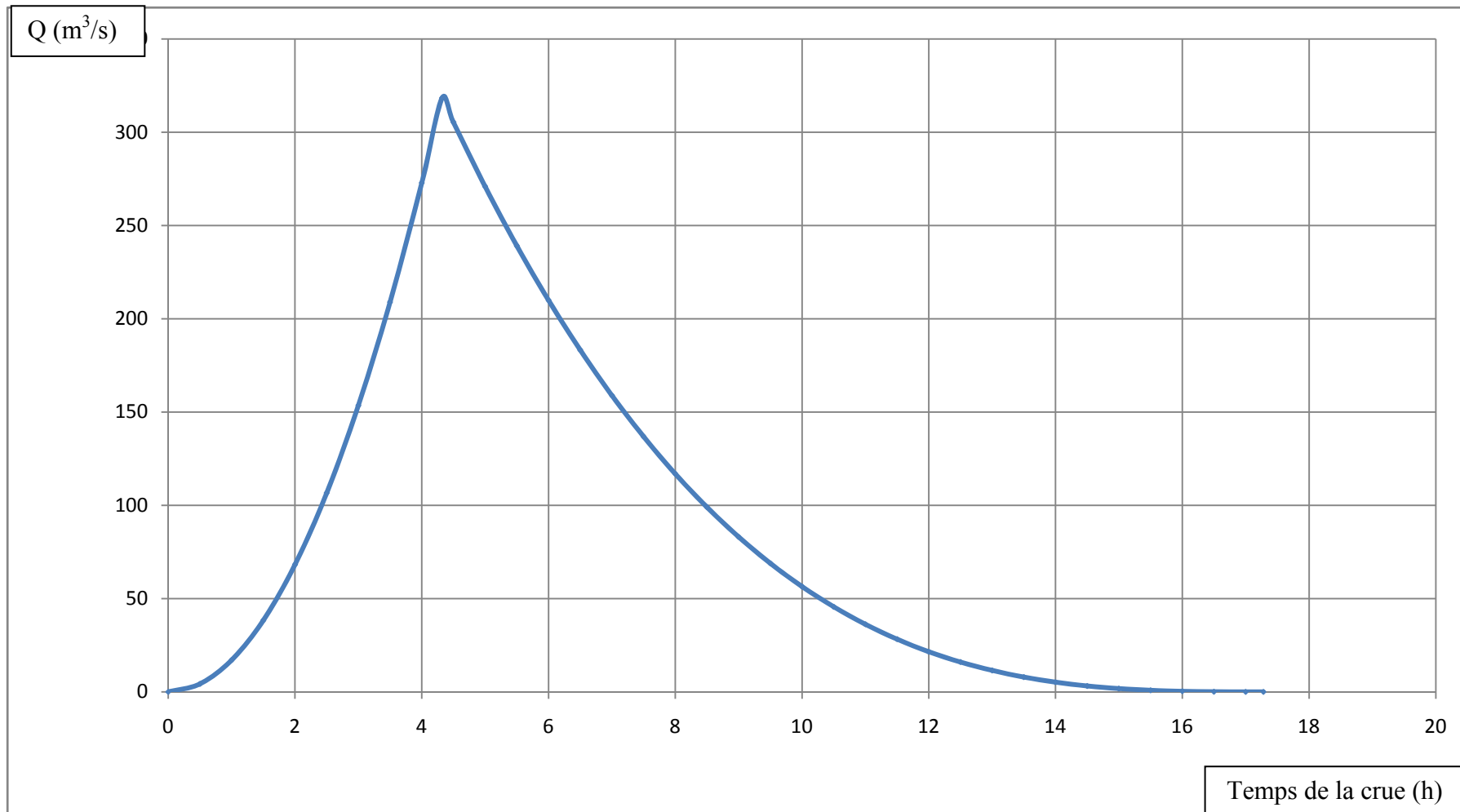


Figure II.17 L'hydrogramme de la crue de projet

II-6-4-choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eau élevés, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses. Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

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

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

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

Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue centennale (50 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{2\%} = 133.93 \text{ m}^3/\text{s}$$

II-7-Régularisation de l'écoulement

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

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

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

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

II-7-1-Courbes caractéristiques de la retenue

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 65 m et une côte maximale de 105m.

L'approximation des volumes a été fait selon l'expression :
$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$$

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 N°III/-27 donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

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

Tableau II.26 Caractéristiques topographiques de la retenue.

Cotes [mNGA]	Hauteur [m]	ΔH [m]	S [Km ²]	ΔV [Mm ³]	V [Mm ³]
65	0	0	0,00	0,00	0,00
70	5	5	0,35	1,14	1,14
75	10	5	0,842	2,98	4,12
80	15	5	1,520	5,91	10,02
85	20	5	2,281	9,50	19,52
90	25	5	2,973	13,14	32,66
95	30	5	3,862	17,09	49,75
100	35	5	4,857	21,80	71,54
105	40	5	6,439	28,24	99,78

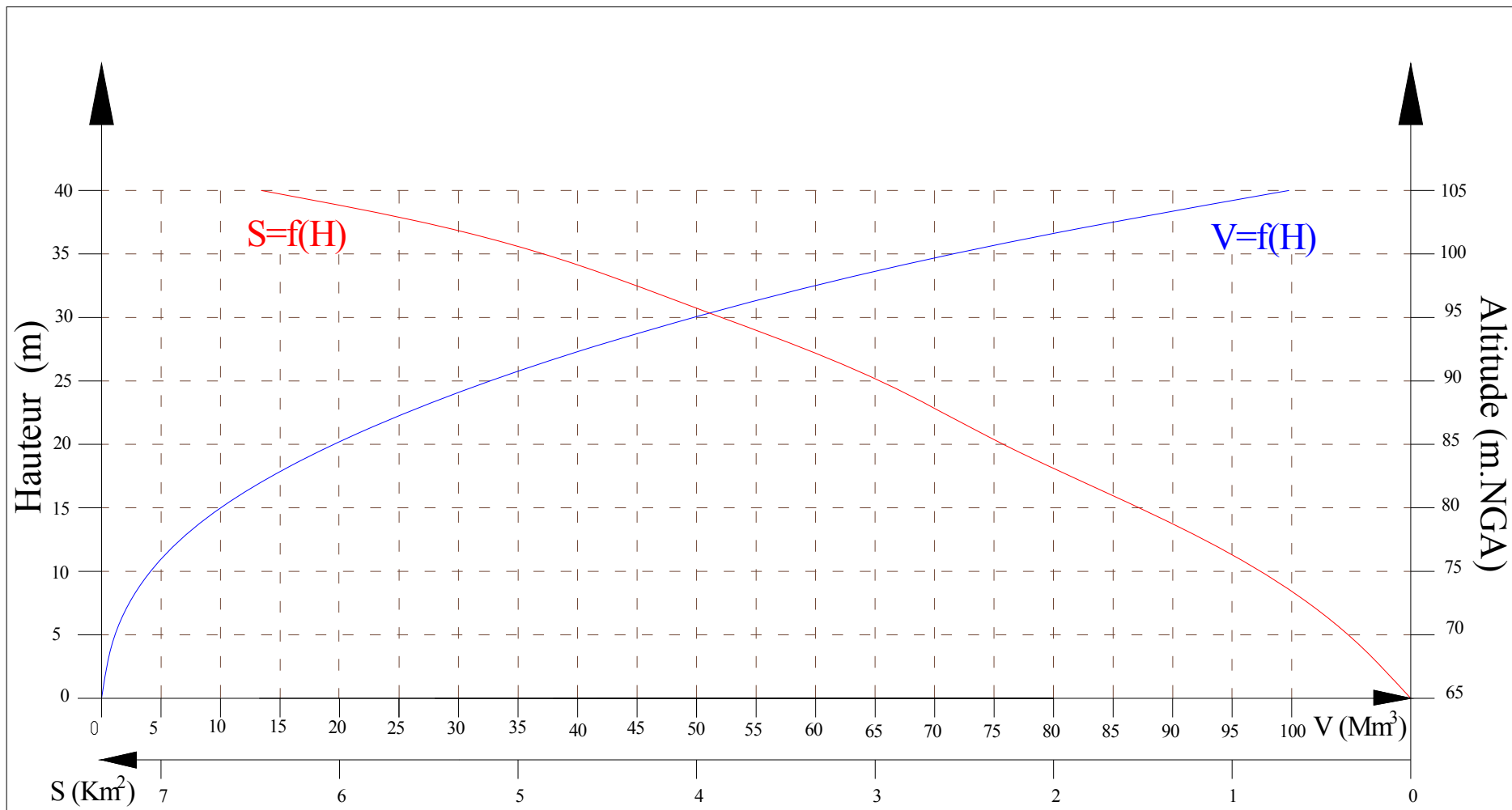


Figure II.18 Courbes Capacité-Surface-Hauteur

II-7-2-Détermination de la garantie de la restitution

En algérie 80% des barrages sont destinées pour l’irrigation dont la garantie de restitution est généralement prise égale à $P = 80\%$ qui répond à une marge des risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influent directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture. Dans notre cas la retenue zaouïa aura comme but la réalisation d’un stock d’eau pour l’irrigation des localités en amont a savoir les communes : makouda ; boujima ; ouagnoune ; et fréha.

II-7-3-Détermination des besoins

La restitution est la quantité d’eau qu’on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d’un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s’agit des besoins en eau pour l’irrigation. La question posée consiste de déterminer la quantité d’eau mise à la disposition de l’irriguant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l’évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet, août et septembre, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l’irrigation. Les restitutions mensuelles exprimées en m^3 pour une surface irriguée de 900 ha, voire le tableau II.27.

Tableau II.27 Les besoins mensuels pour l’irrigation

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Année
m3/ha	0	0	0	0	0	133,33	744,44	1377,78	2733,33	3300	2466,67	2133,30	12888,85
Mm3	0	0	0	0	0	0,12	0,67	1,24	2,46	2,97	2,22	1,92	11,6

Source : D.H.W TIZI OUZOU

II-7-4-Calcul du volume utile

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

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

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

- Procédé de calcul:

- 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.
- détermination du volume à évacuer.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d’octobre jusqu’au le mois d’avril.
 Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau...

Tableau II.28 Le volume utile de la retenue.

Mois	W80% [Mm3]	U80% [Mm3]	W-U [Mm3]	V [Mm3]
Octobre	1,04	0,00	1,04	10,40
Novembre	1,52	0,00	1,52	
Décembre	2,42	0,00	2,42	
Janvier	1,95	0,00	1,95	
Février	1,73	0,00	1,73	
Mars	1,39	0,12	1,27	
Avril	1,14	0,67	0,47	
Mai	0,62	1,24	-0,62	9,25
Juin	0,12	2,46	-2,34	
Juillet.	0,07	2,97	-2,90	
Août	0,11	2,22	-2,11	
Septembre	0,64	1,92	-1,28	

$V_s = 10,40 \text{ Mm}^3$.

$V_d = 9,25 \text{ Mm}^3$. Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ **D’ou :** $V_u = V_d$ **Alors :** **$V_u = 9,25 \text{ Mm}^3$** .

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

D’où : $V_{NNR} = 12.14 \text{ Mm}^3$

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d’exploitation c’est-à-dire la 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 se fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l’en doit pas dépasser.

- **2^{ème} Consigne d’exploitation :**

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

II-7-5-Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Le niveau du volume mort NVM correspond à $V_m = 2,89 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue NNR correspond à $V_{NNR} = 12.14 \text{ Mm}^3$.

$$V_{rf} = V_{ri} + (A-U)$$

Avec :

V_{rf} = Volume de remplissage final.

V_{ri} = Volume de remplissage initial.

S = Volume excédentaire à évacuer.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau II.32.

II-7-6- Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a- Pertes par évaporation :

ETP moyenne annuelle pour Zaouïa = 1108 mm

Tableau II.29 Evaporation mensuelle.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Année
Evaporation [mm]	112	74	42	30	31	46	80	100	129	144	162	158	1108

Source : ANRH

On a: $V_{ép} = E_v \cdot S_{moy}$

Avec: E_v : Evaporation mensuelle (mm)

S : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen.

" S_{moy} " : Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

b- Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

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

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

Tableau II.30 Coefficient δ en fonctions des conditions hydrologiques ^[2]

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

[2]: les retenues –polycope de cours de regularisation des debits – B.Touabia – janvier 2001

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour $\delta=0,75$. Le calcul des pertes est représenté dans le tableau II.31 suivant :

Tableau II.31 Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	V_{mov} [Mm ³]	S_{mov} [km ²]	Es [mm]	V_{ep} [m ³]	V_{inf} [Mm ³]	Pertes [Mm ³]
Octobre	1,82	0,8694	74	64,3356	0,0182	0,0183
Novembre	1,28	0,7943	42	33,3606	0,0128	0,0128
Décembre	1,97	0,8896	30	26,688	0,0197	0,0197
Janvier	2,185	0,9182	31	28,4642	0,0219	0,0219
Février	1,84	0,8721	46	40,1166	0,0184	0,0184
Mars	1,56	0,8337	80	66,696	0,0156	0,0157
Avril	1,265	0,7922	100	79,22	0,0127	0,0127
Mai	0,88	0,7364	129	94,9956	0,0088	0,0089
Juin	0,37	0,6591	144	94,9104	0,0037	0,0038
Juillet.	0,095	0,6156	162	99,7272	0,0010	0,0010
Août	0,09	0,6148	158	97,1384	0,0009	0,0010
Septembre	0,375	0,6599	112	73,9088	0,0038	0,0038

D'après le Tableau II.31 on a :

$V's = 10,28 \text{ Mm}^3$ $V'd = 9,27 \text{ Mm}^3$.

D'ou : $V'u = V'd$ **Alors :** $V_u' = 9,27 \text{ Mm}^3$

Le volume de la retenue normale sera : $V'_{NNR} = 12.16 \text{ m}^3$

Estimation de l'erreur :

On a : $\zeta = \frac{V'u - Vu}{V'u} \cdot 100$ $\zeta < 1\%$

Donc on admet le volume utile : $V_u = 9,27 \text{ Mm}^3$

- Le volume normal de la retenue est : $V_{NNR} = 12.16 \text{ Mm}^3$
- La cote au niveau normal de la retenue est $NNR = 81.10 \text{ m NGA}$

Tableau II.32 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A80%	U80%	A-U	1ère Consigne			2ème Consigne		
				Vri	Vrf	S	Vri	Vrf	S
Octobre	1,04	0	1,04	2,5	2,5		2,5	2,5	
Novembre	1,52	0	1,52	3,54	3,63	0	1,46	2,5	1,04
				5,06	5,15	0	2,39	2,5	0,11
Décembre	2,42	0	2,42	7,48	7,57	0	3,91	3,91	0
Janvier	1,95	0	1,95	9,43	9,52	0	6,33	6,33	0
				11,16	11,25	0	8,28	8,28	0
Février	1,73	0	1,73	12,43	11,75	0,68	10,01	10,01	0
				12,22	11,75	0,47	11,28	11,28	0
Mars	1,39	0,12	1,27	11,13	11,12	0	11,75	11,75	0
Avril	1,14	0,67	0,47	8,79	8,78	0	11,13	11,13	0
				5,89	5,88	0	8,78	8,78	0
Mai	0,62	1,24	-0,62	3,78	3,77	0	5,89	5,89	0
				2,5	2,5	0	3,78	3,78	0
Jun	0,12	2,463	-2,34						
Juillet	0,07	2,968	-2,90	8,79	8,78	0	11,13	11,13	0
				5,89	5,88	0	8,78	8,78	0
Août	0,11	2,216	-2,11	3,78	3,77	0	5,89	5,89	0
				2,5	2,5	0	3,78	3,78	0
Septembre	0,64	1,92	-1,28						
Total	12,75	11,6	1,15			1,15	2,5		1,15



Tableau II.33 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Mois	A80%	U80%	Pertes	A-(U+P)	1ère Consigne d'exploitation			2ème Consigne d'exploitation		
					Vri	Vrf	S	Vri	Vrf	S
Octobre	1,04	0	0,0183	1,02	2,5	2,5		2,5	2,5	
Novembre	1,52	0	0,0128	1,51	3,52	3,52	0	1,49	2,5	1,01
					5,03	5,03	0	2,51	2,51	0
Décembre	2,42	0	0,0197	2,40	7,43	7,43	0	4,01	4,01	0
					9,36	9,36	0	6,41	6,41	0
Janvier	1,95	0	0,0219	1,93	11,07	11,07	0	8,34	8,34	0
					12,32	11,76	0,56	10,05	10,05	0
Février	1,73	0	0,0184	1,71	12,22	11,76	0,45	11,31	11,31	0
					11,13	11,13	0	11,77	11,77	0
Mars	1,39	0,12	0,0154	1,25	8,78	8,78	0	11,14	11,14	0
					5,89	5,89	0	8,79	8,79	0
Avril	1,14	0,67	0,0127	0,46	3,78	3,78	0	5,89	5,89	0
					2,5	2,5	0	3,78	3,78	0
Mai	0,62	1,24	0,0089	-0,63						
Juin	0,12	2,463	0,0038	-2,35						
Juillet	0,07	2,968	0,0010	-2,90						
Août	0,11	2,216	0,0010	-2,11						
Septembre	0,64	1,92	0,0038	-1,28						
Total	12,75	11,6	0,1381							
							1,01	2,5		1,01

II-8-Laminage des crues

Les débits des crues des bassins versant sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines du temps de concentration, les volumes d'eau qu'ils roulent restent faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve soit grande. La tranche comprise entre le seuil du déversoir et la cote des plus haute eau sera faible.

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

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

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

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

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

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes purement dite hydraulique, basées sur la formule de déversoir telles que : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Step by Step et d'autre méthodes nous retenons trois méthodes celles de :

1. Méthode de Kotcherine.

Et en fin, les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur obtenue par le laminage ainsi que la lame d'eau qui sera déversées doivent être justifiée par une étude d'optimisation ; vue que le coût de l'évacuateur de crue est d'environ la moitié de celui du barrage.

➤ **Principe de calcul :**

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

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH$$

Avec : $Q(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;

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

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

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

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

II-8-1-Méthode de KOTCHERINE

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho-analytique, qui 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 relation suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (II-58)$$

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

b: largeur du déversoir (en m).

H_0 : charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots \dots \dots (II-59)$$

H:charge d'eau sur le déversoir.

V_0 :vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec: } S = b.H.$$

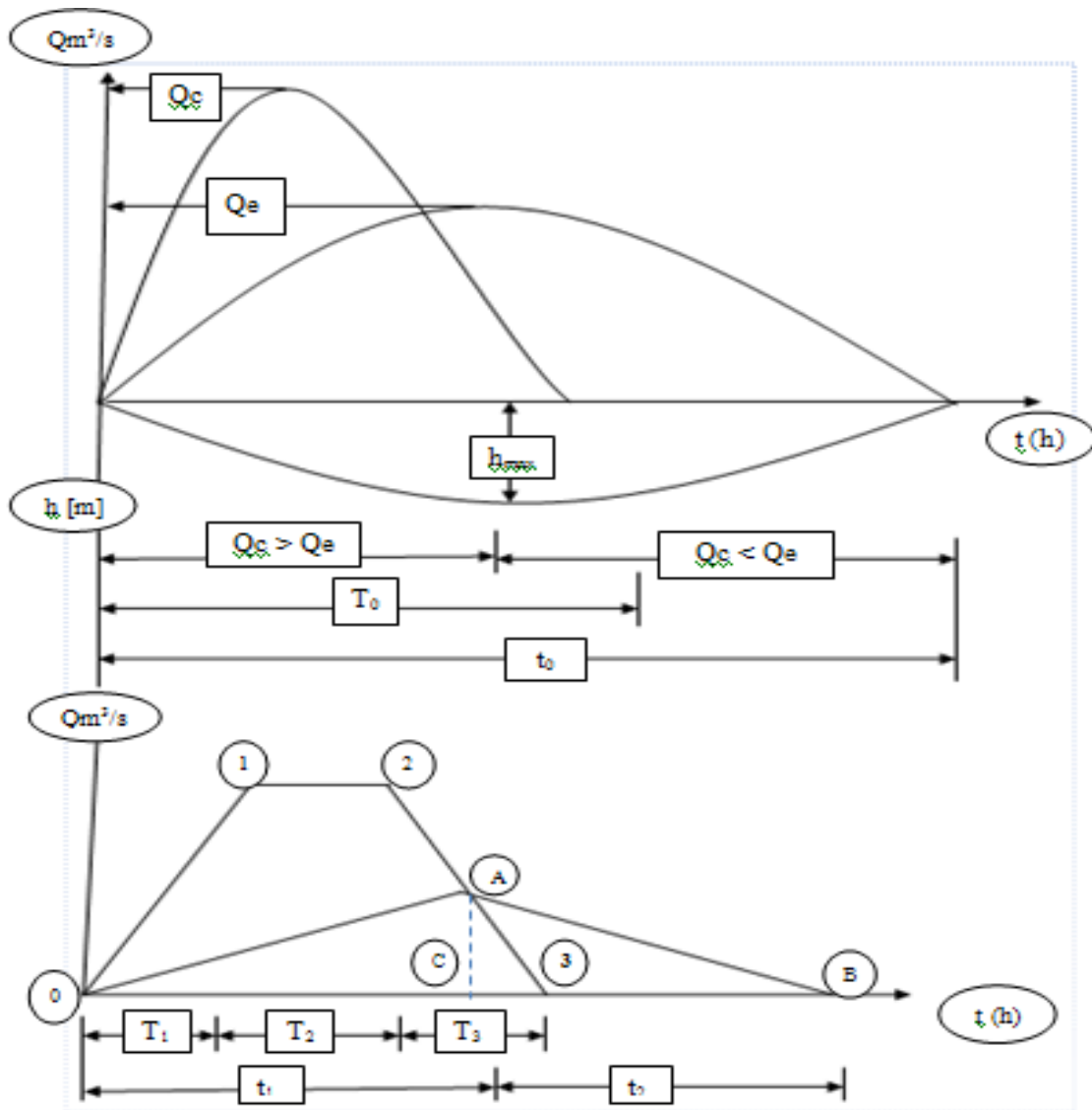


Figure II.19 Schéma générale pour la méthode de KOTCHERINE

Tableau II.34 Données initiales pour le laminage des crues

Les données de bases	
Qc	318.31 m ³ /s
μ	0.49
T ₀	12.96 h
T ₁	4.31 h
T ₂	2.67 h
T ₃	10.29 h

$$T_0 = T + T + T + T = \text{durée de crue}$$

$$t_0 = t + t$$

$$S = \text{surface}$$

$$S_{1.2.3} = S_{0AB}$$

$$\Sigma(Qc dt) = T_0 + T_0 \frac{Qc \max}{2}$$

$$S_{0123} = \Sigma(Qc dt) = T_0 + T_0 \frac{Qc \max}{2}$$

$$\text{Entrant} = S(0.1.2.A.C.0)$$

$$\text{Evacuee} = S(0.A.C.O)$$

$$V_{\text{stocké}} = S(0.1.2.A.C.O) - S(0.A.C.O) = S(0.1.2.A.O)$$

$$Qe \max = 2 \left(\Sigma Qc dt - V \right) \frac{1}{T_0}$$

$$Vf = \left(S_{\text{NNR}} - S_{\text{PHE}} \right) \frac{h \max}{2}$$

$$\Sigma(Qc dt) = \frac{2}{T_0} \left[(T_0 + T_2) \frac{Qc \max}{2} - \left(S_{\text{NNR}} - S_{\text{PHE}} \right) \frac{h \max}{2} \right]$$

Les resultants de calculs sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau II.35 Résultats de laminage obtenu par la methode de KOTCHIRINE

NNR	H dév [m]	S _{NNR} [M ³]	S _{PHE} [m ³]	Vf [m ³]	Qc dt	Q max	b = $\frac{Qmax}{\mu \sqrt{2gh^{3/2}}}$
82.00	0.90	1694000.00	1830000.00	1585800.00	8955333.54	315.91	170.47
82.10	1.00	1694000.00	1840000.00	1767000.00	8955333.54	308.14	141.97
82.20	1.10	1694000.00	1855000.00	1951950.00	8955333.54	300.21	119.89
82.30	1.20	1694000.00	1870000.00	2138400.00	8955333.54	292.22	102.42
82.40	1.30	1694000.00	1844000.00	2299700.00	8955333.54	285.31	88.69
82.50	1.40	1694000.00	1899000.00	2515100.00	8955333.54	276.07	76.79
82.60	1.50	1694000.00	1914000.00	2706000.00	8955333.54	267.89	67.19
82.70	1.60	1694000.00	1928000.00	2897600.00	8955333.54	259.68	59.12
82.80	1.70	1694000.00	1941000.00	3089750.00	8955333.54	251.44	52.27
82.90	1.80	1694000.00	1957000.00	3285900.00	8955333.54	243.03	46.37
83.00	1.90	1694000.00	1972000.00	3482700.00	8955333.54	234.60	41.27
83.10	2.00	1694000.00	1986000.00	3680000.00	8955333.54	226.14	36.84

II-9-Etude d'optimisation

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

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

II-9-1 -Calcul du coût approximatif de la digue

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

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i$$

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

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

L i : Distance entre deux coupes voisines.

$$\text{On a : } W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i$$

B i : Largeur de base donnée par : **B_i = (m₁+ m₂) H_i + b_{cr}**.

m₁, m₂ : Les fruits des talus.

b_{cr} : Largeur en crête (m).

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

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

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

Tableau II.36 Volume de la digue a differantes hauteurs diversantes

NNR [m]	H _{dév} [m]	V [m ³]	prix unitaire DA/[m ³]	cout total [MDA]
82.00	0.90	100857.14	350.00	35.30
82.10	1.00	100857.14	350.00	35.30
82.20	1.10	105428.57	350.00	36.90
82.30	1.20	106000.00	350.00	37.10
82.40	1.30	107714.29	350.00	37.70
82.50	1.40	109428.57	350.00	38.30
82.60	1.50	111142.86	350.00	38.90
82.70	1.60	112857.14	350.00	39.50
82.80	1.70	114571.43	350.00	40.10
82.90	1.80	116285.71	350.00	40.70
83.00	1.90	118000.00	350.00	41.30
83.10	2.00	118857.14	350.00	41.60

II-9-2-Le calcul approximatif de l'évacuateur de crue

Pour déterminer le coût de l'évacuateur de crue il faut calculer le coût des différentes ouvrages qui le constituent comme:

- le canal d'approche
- le diversoir
- le coursier
- le bassin d'amortissement

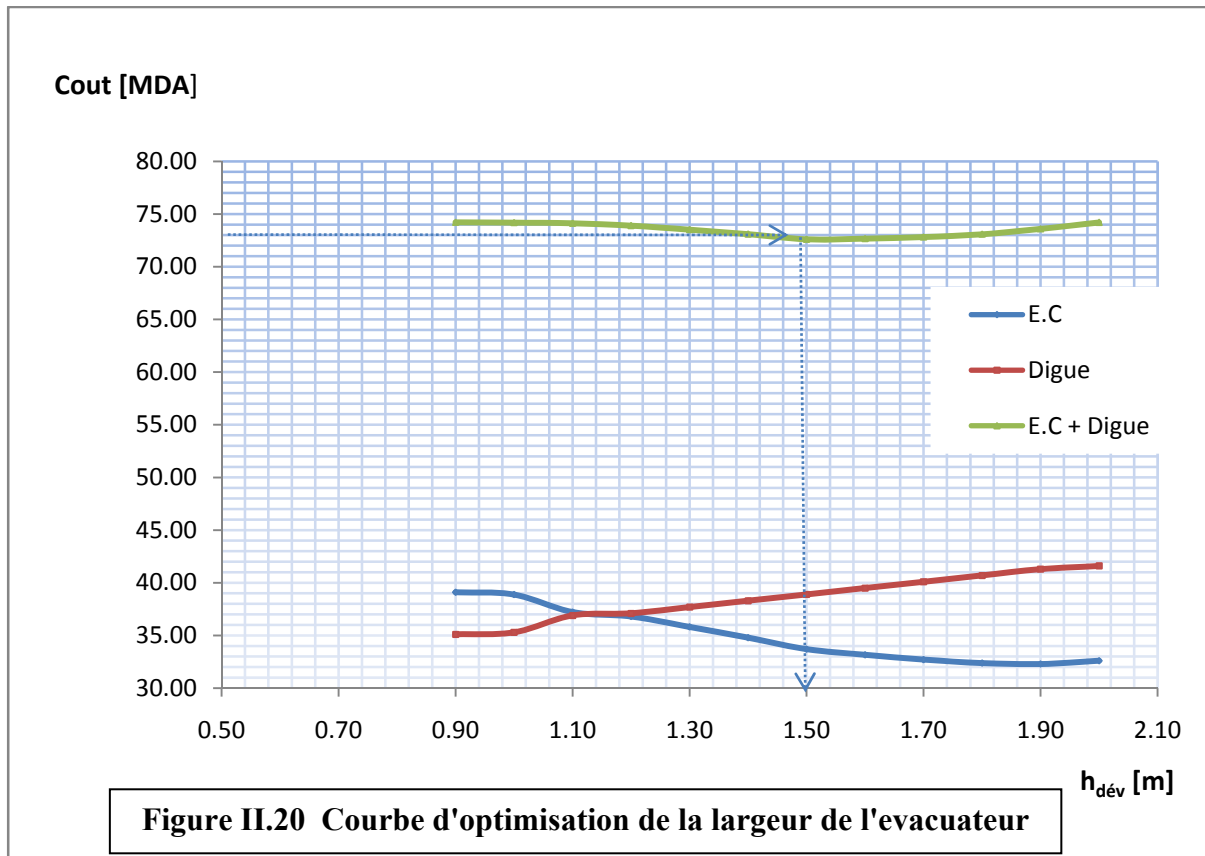
les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau II.37 Volume de l'évacuateur de crue à différentes hauteurs diversantes

NNR [m]	H _{dév} [m]	V [m ³]	prix unitaire DA /[m ³]	coût total [MDA]
82.00	0.90	1852.86	21000.00	38.91
82.10	1.00	1851.43	21000.00	38.88
82.20	1.10	1772.38	21000.00	37.22
82.30	1.20	1752.38	21000.00	36.80
82.40	1.30	1705.24	21000.00	35.81
82.50	1.40	1656.67	21000.00	34.79
82.60	1.50	1604.76	21000.00	33.70
82.70	1.60	1579.05	21000.00	33.16
82.80	1.70	1557.62	21000.00	32.71
82.90	1.80	1541.90	21000.00	32.38
83.00	1.90	1537.62	21000.00	32.29
83.10	2.00	1552.38	21000.00	32.60

Tableau II.38 Tableau récapitulatif des prix totaux

NNR [m]	h [m]	b [m]	Coût [MDA]		
			Evacuateur de crue	La digue	Coût total
82.00	0.90	170.47	39.10	35.11	74.21
82.10	1.00	141.97	38.88	35.30	74.18
82.20	1.10	119.89	37.22	36.90	74.12
82.30	1.20	102.42	36.80	37.10	73.90
82.40	1.30	88.69	35.81	37.70	73.51
82.50	1.40	76.79	34.79	38.30	73.09
82.60	1.50	67.19	33.70	38.90	72.60
82.70	1.60	59.12	33.16	39.50	72.66
82.80	1.70	52.27	32.71	40.10	72.81
82.90	1.80	46.37	32.38	40.70	73.08
83.00	1.90	41.27	32.29	41.30	73.59
83.10	2.00	36.84	32.60	41.60	74.20



D'après la courbe d'optimisation on voit que la hauteur diversante qui correspond au coût minimale de l'évacuateur de crue et la digue est :

$$h_{dév} = 1.50 \text{ m}$$

$H_0 = h_{dév} + \frac{v^2}{2g}$, v: étant la vitesse d'approche

$$V = \frac{Q}{S} \Leftrightarrow V = \frac{267.89}{(1.5 \times 67.19)} \Leftrightarrow V = 2.66 \text{ m/s}$$

$$\text{donc } H_0 = 1.5 + \frac{2.66^2}{19.62} \Leftrightarrow H_0 = 1.86 \text{ m}$$

afin de déterminer H_0 on peut déterminer le niveau des plus hautes eaux
 $NPHE = NNR + H_0$, puisque $NNR = 81.10$ [NGA] alors :

$$NPHE = 82.96 \text{ [NGA]}$$

II-9-3-Calcul de la revanche

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

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

• **Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$R = h + \frac{V^2}{2.g} + S, \quad \text{avec : } h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \quad \text{et} \quad V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}.h$$

F : fetch en Km, **f=3,16 km**

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

S : marge de sécurité on prend S=0,5m

A.N : h=1,09m ; V=2,23 m/s ; $\frac{V^2}{2.g}=0,25m$

D'où : **R=1,84m**

• **Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2.g} \quad \text{Avec: } H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad (F < 18 \text{ Km}).$$

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

On a : F = 3,16 Km.

A.N : H=1,01m ; V=3,52m/s ; $\frac{V^2}{2.g}=0,63m$

La revanche sera donc : **R = 1,39 m.**

• **Formule Simplifiée :**

•

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F}$$

On a : f=3,16km **Donc :** **R=1,53m**

NB:

On remarque que la formule de Mallet et Pacquant tien compte de plusieurs paramètres et pour des mesures de sécurité, on prend la valeur de la revanche : **R =2,0 m.**

II-9-4-Calcul de tassement

On sait que : Cote crête = cote PHE + R +Σ tassement

et d'une autre part : le tassement total = tassement du remblai + tassement de la foundation le tassement des foundations meubles due au poids du remblai est évalué a l'aide des essais 'de compressibilité , en general il ne doit pas dépasser les 5% de l'aipaisseur total.

-pour les petit barrages le tassement est égal ou inférieur à 1% de la hauteur de la digue .

et pour les barrages à grande hauteur : $\xi = 0.1 \sqrt{Hb}$ tel que:

ξ : en %

Hb : la hauteur total de l'ouvrage

$\xi = \alpha * (\log t2 - \log t1)$, avec:

α : pente de la courbe de tassement

t1 , t2 : s'exprime en jour

dans notre cas la hauteur du barrage sans tassement $H_b = 19.96$ m, se qui donne alors :

$$\xi = 0.446 \text{ m}$$

-la hauteur finale de notre ouvrage sera

$$H_b = 20.41 \text{ m}$$

II-9-5-la largeur en crête

tout d'abord on sait que la largeur en crête ne doit être j'amaï inférieure a 3m (accée au moins d'une véhecule).et pour la determiner il existe plusieurs formulas comme:

$$\text{-T.KNAPPEN} \quad b_{cr} = 1.65 \sqrt{H} \quad (\text{m})$$

$$\text{-E.F. PREECE} \quad b_{cr} = 1.10 \sqrt{H} + 1 \quad (\text{m})$$

$$\text{-formule anonyme} \quad b_{cr} = 3.60 \sqrt[3]{Hb} - 3 \quad (\text{m})$$

$$\text{-formule pratique} \quad b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{Hb} \quad (\text{m})$$

Mais le problème est que chaque formule donne une valeur différentes des autres toute on augmentons la hauteur du barrage, pour cela je vais faire sortir une nouvelle formule qui s'atisfait tout les autres formules.

les etapes à suivre sont :

- calculer la largeur en crête par différentes méthodes on fait varier la hauteur du barrage.
- calculer la moyenne des largeurs en crêtes pour la même hauteur du barrage
- tracer la courbe $b_{cr} \text{ moy} = f(H_b)$.
- chercher une courbe de tendance qui s'adapte bien avec la courbe obtenue et faire sortir l'équation qui régit cette courbe.

Tableau II.39 La largeur en crête à différent hauteurs du barrage

Hauteur du barrage (m)	bcr (m)				
	T.KNAPPEN	E.F.PRECE	ANONYME	PRATIQUE	GENERALE
5.00	3.690	3.460	3.156	3.727	3.538
8.00	4.667	4.111	4.200	4.714	4.427
11.00	5.472	4.648	5.006	5.528	5.154
14.00	6.174	5.116	5.677	6.236	5.782
17.00	6.803	5.535	6.257	6.872	6.343
20.00	7.379	5.919	6.772	7.454	6.854
20.41	7.454	5.969	6.838	7.529	6.921
23.00	7.913	6.275	7.238	7.993	7.327
26.00	8.413	6.609	7.665	8.498	7.768
29.00	8.886	6.924	8.060	8.975	8.183
32.00	9.334	7.223	8.429	9.428	8.577
35.00	9.762	7.508	8.776	9.860	8.951
38.00	10.171	7.781	9.103	10.274	9.310
41.00	10.565	8.043	9.414	10.672	9.653
42.00	10.693	8.129	9.514	10.801	9.765
45.00	11.069	8.379	9.805	11.180	10.091
48.00	11.432	8.621	10.083	11.547	10.407
51.00	11.783	8.856	10.350	11.902	10.712
54.00	12.125	9.083	10.607	12.247	11.008
57.00	12.457	9.305	10.855	12.583	11.296
60.00	12.781	9.521	11.094	12.910	11.576
63.00	13.096	9.731	11.325	13.229	11.848
66.00	13.405	9.936	11.548	13.540	12.114
69.00	13.706	10.137	11.766	13.844	12.374
72.00	14.001	10.334	11.977	14.142	12.628
75.00	14.289	10.526	12.182	14.434	12.876
78.00	14.572	10.715	12.382	14.720	13.119

D'apres ce tableau l'equation obtenue est $b_{cr} = 1.642 H_b^{0.477}$ (m)

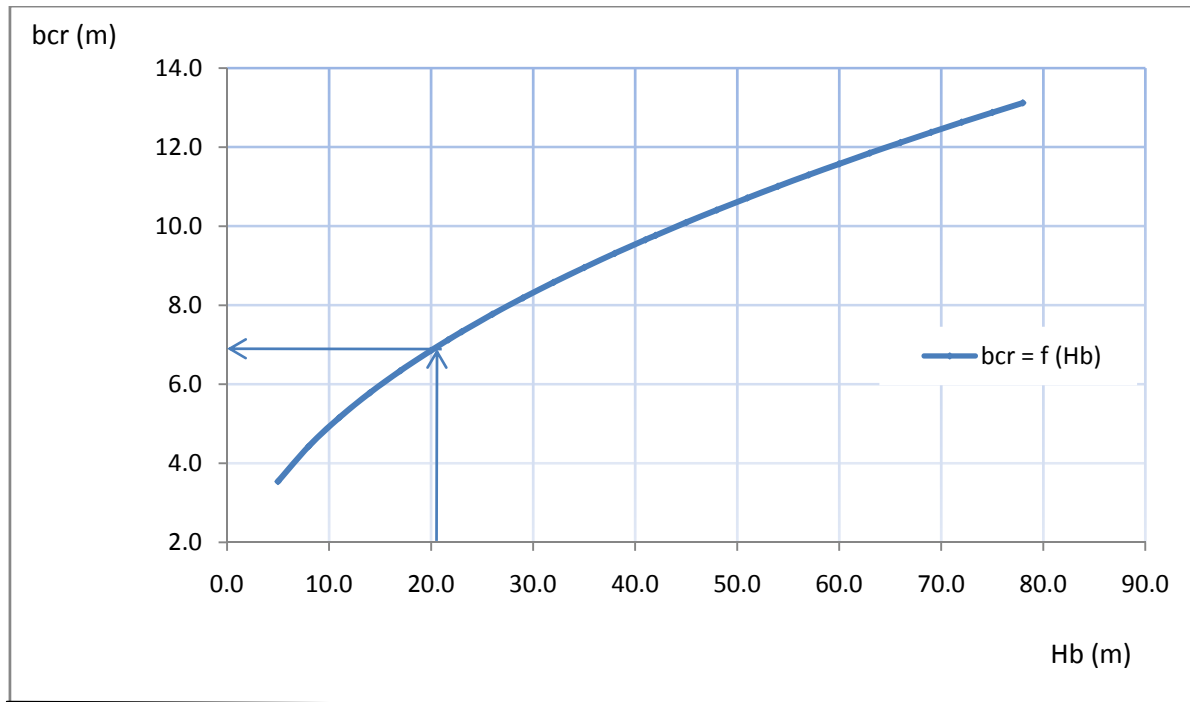


Figure II.21 Courbe de variation $b_{cr} = f(H_b)$

-donc pour une hauteur de barrage qui vaut $H_b = 21.67$ m $b_{cr} = 6.92$ m

Résumer

Après avoir entamé et terminer l'étude hydrologique j'ai pu tirer les différents caractéristiques hydrologiques et hydrauliques du barrage de zaouia qui vont me servir dans les calculs par la suite

Toutes les résultats sont englobés dans le tableau ci-après:

Tableau II.40 Tableau récapitulatif de l'étude hydrologique

Dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	Mm³	2.886
Volume utile	Mm³	9.27
Volume au NNR	Mm³	12.16
Cote de fond	m NGA	65
Cote NVM	m NGA	73.41
Cote NNR	m NGA	81.10
Cote PHE	m NGA	82.96
Cote en crête	m NGA	85.41
Largeur en crête	m	6.92
Largeur diversante	m	67.19
Q _{2%} = crue de chantier	m³/s	133.93
Q _{0.01%} = crue de projet	m³/s	318.93

Conclusion

À la fin de ce chapitre j'ai pu déterminer toutes les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage et ouvrages annexes (dérivation provisoire et tour de prise). Mais en voit clairement les divergences entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité, cette différence est à cause de plusieurs facteurs qui se rapportent : aux méthodes de calcul, l'avis du concepteur et les erreurs qui ont été faites dans l'étude de faisabilité.

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

- la différence entre les méthodes et formules utilisés dans les deux études.
- la sur estimation qui a lieu dans l'étude de faisabilité pour des raisons de sécurité.
- l'étendue de série pluviométrique.
- les erreurs constatées dans l'évaluation du périmètre et la surface du bassin versant.
- le mode de régularisation utilisée. Car dans l'étude de faisabilité ils ont choisi la régularisation interannuelle par contre moi je préfère la régularisation saisonnière pour la simple raison que notre barrage est destiné pour l'irrigation c.-à-d. On accumule un certain stock d'eau pendant les périodes pluviales et on le distribue pendant les périodes de sécheresse, ce mode de régularisation nous permet de faire des réparations et des travaux de maintenances facilement.

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

CHAPITRE III

CONCEPTION HYDRAULIQUE

Introduction

Les ouvrages de métrises de rivière doivent s'inscrire dans un projet d'ensemble on effet :

- Ils doivent tenir compte des caractéristiques hydrologiques ; topographiques : géologiques du site
- Ils peuvent dépendre du programme initial d'exploitation, cas de mise en eau partiel
- Ils peuvent conditionner le projet du barrage (emplacement, type, disposition des ouvrages annexes)
- Ils posent essentiellement des problèmes de réalisation (délai d'exécution) et cout de l'ouvrage définitif
- Les contraintes liées à l'environnement doivent être prise en considération
- enfin les ouvrages de dérivations peuvent être utilisés comme des ouvrages permanent.

III-1-1 es phases de batardage

En général les méthodes peuvent être classées en trois catégories :

- 1- batardage et construction en une seule phase
- 2- batardage et construction en plusieurs phases
- 3- construction en deux phases avec une seule phase de batardage ou construction a terre.

Vu les exigences de notre site, il faut chercher la séquence des travaux la plus adapter et la plus économique, pour ce la je vais suivre les étapes suivantes :

- *1^{er} étape : construction d'un canal en terre de section trapézoïdale (avec la section la plus économique)
- *2^{ème} étape : construction d'un pré batardeau pour acheminer les eaux de l'oued vers le canal construit dans la première étape
- *3^{ème} étape : commencement des travaux de construction de la tour et le tunnel de dérivation
- *4^{ème} étape : construction du batardeau amont pour protéger le chantier et acheminer les eaux de l'oued vers le tunnel
- *5^{ème} étape enlèvement du pré batardeau construit dans la deuxième étape et la mise en eau

III-1-1 construction d'un canal en terre

Pour mener les travaux d'excavation du tunnel de dérivation dans des meilleurs conditions, il est nécessaire de dévier les eaux de l'oued en première étape par un canal en terre à proximité du lit de l'oued la ou les conditions de terrassement sont favorables, ce canal doit avoir des dimensions bien définies a fin de permettre l'évacuation de la crue de chantier tout en conservent la pente de l'oued naturel.

La construction d'un tel canal nous ramène a chercher la solution la plus économique dont :

- la section la plus économique.
- le chemin le plus court que possible.

Rappelons que la section la plus avantageuse est celle qui véhicule un débit donnée avec les dimensions minimales c.-à-d. un cout de réalisation minimal

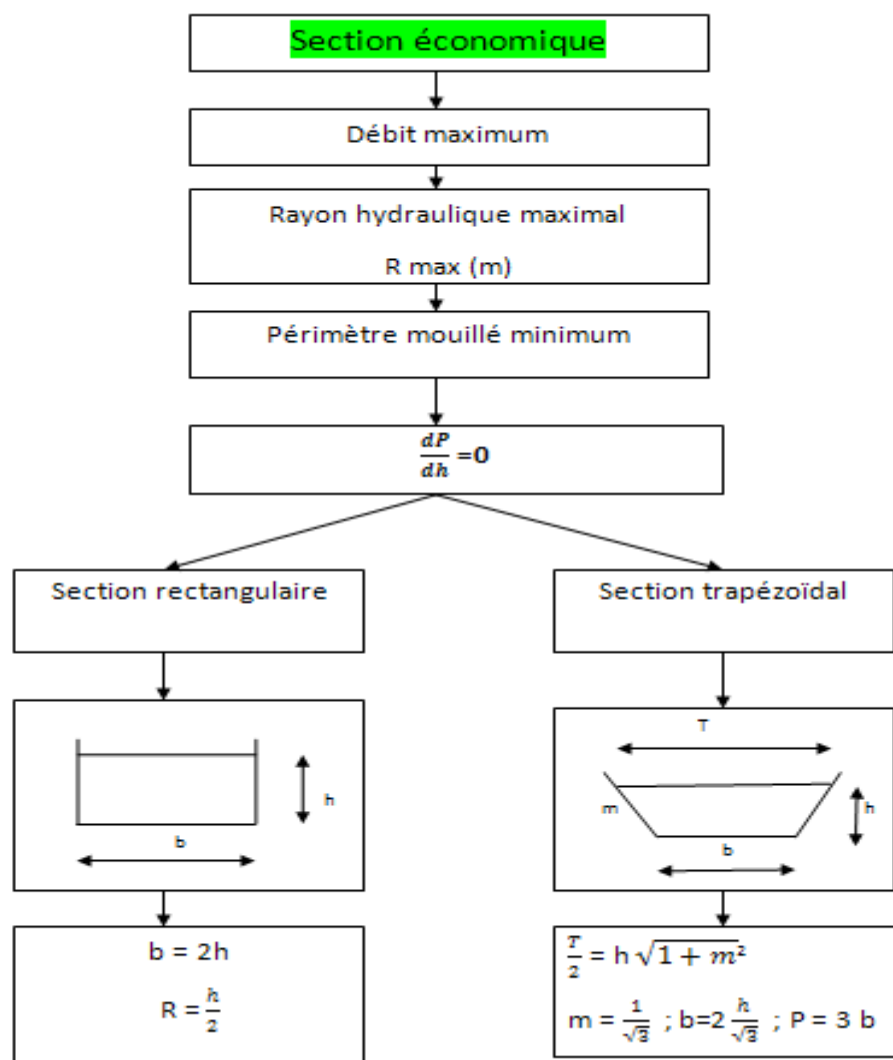


Figure III.01 : Organigramme pour le calcul de la section économique

Données de bases :

Puisque l'écoulement sera a surface libre l'équation qui régit le mouvement et celle de MANING-STRECLER dont l'expression est :

$$Q = K_S R^{2/3} S I^{1/2} \text{ avec :(III.01)}$$

Q : le débit en m³/s

K_S : coefficient de STRECLER pour des parois en terre 50 <K_S< 60 on prend K_S =55 m^{1/3}/s (n=0.018) (voir le tableau III.01 et tableau III-02 donnée ci-dessous)

n : coefficient de MANNING s/m^{1/3}, R : rayon hydraulique, S : section mouillée

I : pente du terrain naturel m/m

Tableau III.01 K_S selon différentes nature des parois ^[1]

Nature des parois	K _S [m ^{1/3} /s]
Béton lisse	75-90
Canal en terre non enherbé	60
Canal en terre enherbé	50
Rivière de plaine sans végétation herbative	35-40
Ré de plaine long végétation peu dance	30
Ré à berger très étroite très végétative	10-15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en forêt	<10

[1] : cours d'hydraulique général et appliquée (troisième année)

Tableau III.02 Coefficient de Manning selon différentes nature des parois ^[2]

Description	Coefficient de Manning
Parois très lisse : mortier de ciment et sable très lisse, Planche rabotées, tôles métalliques sans soudures saillantes. mortier lissé	0.010 à 0.0111 0.0119
Parois lisses : Planches avec des joints mal soignées, enduits ordinaire, grés Béton lisse, canaux en béton avec des joints nombreux Maçonnerie ordinaire, terre exceptionnellement régulière	0.0125 0.0134 0.0142
Parois rugueuses : Terre irrégulière, béton rugueux ou vieux, maçonnerie vieille ou mal soignée	0.0167
Parois très rugueuse : Terre très irrégulière avec des herbes, rivières régulière en lit rocheux Terre en mauvais état, rivière en lit de cailloux Terre complètement à l'abandon, torrents transportant de gros blocs	0.020 0.025 0.05 à 0.066

[2] : cours des écoulements à surface libre (chapitre 4)

D'après le levé topographique donnée dans la planche N° 01, $I = \frac{66.18-65.85}{300} = 0.0011$ m/m

Puisque $b = \frac{2h}{\sqrt{3}}$ et $P = 3b$; on a :

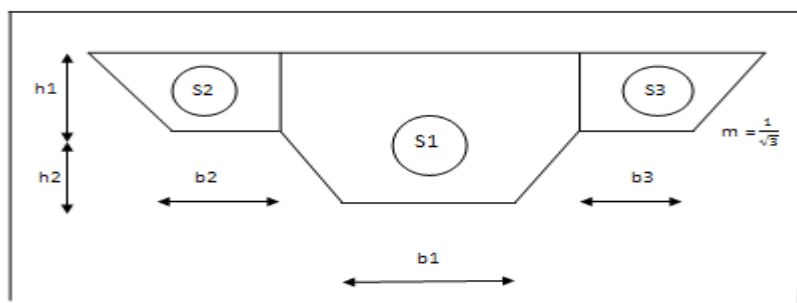
$$Q = \frac{1}{n} \cdot \frac{S^{2/3}}{P^{2/3}} \cdot S \cdot I^{1/2} \Leftrightarrow Q = \frac{1}{n} \cdot \frac{S^{5/3}}{P^{2/3}} \cdot I^{1/2} ,$$

$$\left. \begin{array}{l} S = \frac{3}{\sqrt{3}} h^2 \\ P = 6 \frac{h}{\sqrt{3}} \\ m = \frac{1}{\sqrt{3}} \end{array} \right\} \Leftrightarrow R = \frac{h}{2}$$

$Q = 1.99036 \cdot h^{8/3}$ pour $Q = 133.93 \text{ m}^3/\text{s}$ alors :

$$h = 4.84 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 5.60 \text{ m}$$

Mais si en regarde bien c'est dimensions (h = 4.84 m?) dans un sol alluvionnaire il va y'avoir certainement le risque d'instabilité des talus, c.-à-d. le risque d'effondrement des deux talus du canal, pour ce la je vais opter à un canal en terre toujours capable de véhiculer la crue de chantier ($Q_{2\%} = 133.93 \text{ m}^3/\text{s}$) mais de section composée voir schéma ci-dessous :



Pour des raisons constructives je vais prendre : $b_1 = b_2 = b_3$, et $h_1 = h_2$, $m_1 = m_2 = \frac{1}{\sqrt{3}}$

Le calcul va se faire par une méthode itérative jusqu'à l'obtention la valeur du débit donné

$$Q_T = Q_1 + Q_2 + Q_3 ; \text{ mais } Q_2 = Q_3 \text{ alors } Q_T = Q_1 + 2Q_2 = 133.93 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S_1 = (b + mh) h + (b + 2mh) h \quad ; \quad S_2 = S_3 = (b + mh + b) \frac{h}{2}$$

$$P_1 = b + 2 \sqrt{1 + m^2} h \quad ; \quad P_2 = P_3 = b + \sqrt{1 + m^2} h$$

pour $b = 3\text{m}$ (accès d'un engin) et $m = \frac{1}{\sqrt{3}}$ on aura les équation suivantes :

$$S_1 = 1.732 h^2 + 6 h \quad ; \quad S_2 = S_3 = 0.288 h^2 + 3 h$$

$$P_1 = 2.309 h + 3 \quad ; \quad P_2 = P_3 = 1.154 h + 3$$

La méthodologie de calcul est représentée dans le tableau III.03 ainsi que dans la figure III.02

Tableau III.03 Méthodologie de calcul des dimensions du canal

H (m)	S_1 (m ²)	P_1 (m)	R_1 (m)	Q_1 (m ³ /s)	$S_2=S_3$ (m ²)	$P_2=P_3$ (m)	$R_2=R_3$ (m)	$Q_2=Q_3$ (m ³ /s)	Q_T (m ³ /s)
0.000	0.000	3.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000	0.000	0.000
0.500	3.433	4.155	0.826	5.514	1.572	3.577	0.439	1.658	8.830
1.000	7.732	5.309	1.456	18.122	3.288	4.154	0.792	5.132	28.386
1.500	12.897	6.464	1.995	37.287	5.148	4.731	1.088	9.935	57.157
2.000	18.928	7.618	2.485	63.339	7.152	5.308	1.347	15.915	95.170
2.414	24.577	8.574	2.866	90.467	8.920	5.786	1.542	21.716	133.899
3.000	33.588	9.927	3.383	138.087	11.592	6.462	1.794	31.218	200.524
3.500	42.217	11.082	3.810	187.848	14.028	7.039	1.993	40.524	268.895
4.000	51.712	12.236	4.226	246.576	16.608	7.616	2.181	50.945	348.467

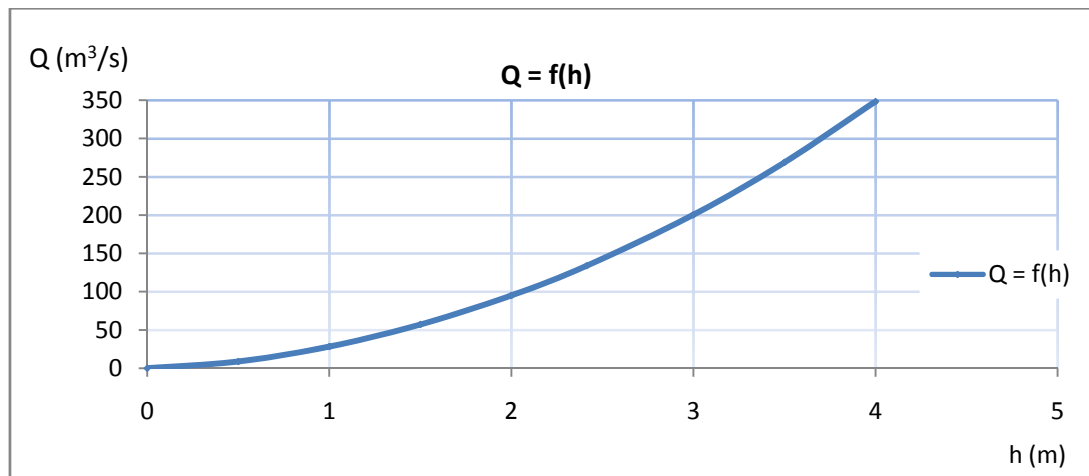


Figure III.02 Représentation graphique du calcul des dimensions du canal

Toutes les dimensions du canal sont représentées dans la figure III.03 donnée ci-dessous

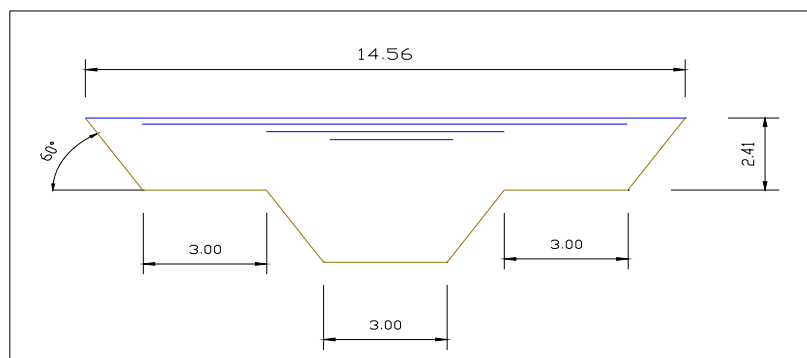


Figure III.03 Dimension du canal en terre

III-1-2 -Construction d'un pré batardeau

Pour acheminer les eaux de l'oued vers le canal et éviter toute submersion exceptionnelle on va construire un pré batardeau à l'entrée du canal afin de permettre la construction des ouvrages de dérivation et prise à sec et en toute sécurité

Ce pré batardeau a les dimensions suivantes :

$$H = 2 \text{ m ; } b_{cr} = 3 \text{ m : les fruits des talus } m1 \text{ et } m2 = 2$$

III-1-3-Construction de la tour de prise et le tunnel de dérivation**III-1-3-1-le tunnel de dérivation****A- Calcul des paramètres hydrauliques**

D'après l'étude de faisabilité je me suis conditionner par la variante d'un tunnel au lit de l'oued avec une section combinée entre deux sections l'une rectangulaire (partie inférieure) est l'autre demi circulaire (partie supérieure).

La partie inférieure (rectangulaire) est divisée en deux pertuis de section égales qui permettent l'évacuation de la crue de chantier laminée et celle qui est au dessus (demi circulaire) Permet l'accès des mains d'œuvre de l'aval vers la tour de prise pour la manœuvre des vannes, comme aussi elle contient la conduite de prise d'eau et d'aération.

Pour ce la il faut encore chercher la section la plus économique que possible

Rappelons que pour une section rectangulaire :

$$Q = K_s R^{2/3} S I^{1/2}, \text{ pour une section économique :}$$

$$b = 2h, \text{ et } R = \frac{h}{2}$$

Les parois interne du tunnel sont construites avec du béton lisse c.-à-d. $75 < K_s < 90$ (voir tableau III.01), On prend $K_s = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Comme on admette une Pente du radier de l'Ordre de 0.0093 ($I = \frac{65-63.5}{160} = 0.0093$) alors :

$$Q = K_s \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot 2h^2 \cdot I^{1/2} \Rightarrow Q = 9,72 \cdot h^{8/3} \quad (*)$$

A l'aide de l'équation (*) on va faire le laminage de la crue de chantier

Les résultats de laminage sont donnés dans le tableau III.04 donné ci-dessous :

B – Laminage de la crue de chantier

Tableau III.04 Volume et débit déversant

Cote (m)	H _d (m)	q m ³ /s	$\frac{1}{2}q \cdot \Delta t$	V (m ³)	V+ $\frac{1}{2}q \cdot \Delta t$ (m ³)
65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
65.10	0.10	0.02	18.85	11400.00	11418.85
65.20	0.20	0.13	119.67	22800.00	22919.67
65.30	0.30	0.39	352.83	34200.00	34552.83
65.40	0.40	0.84	759.86	45600.00	46359.86
65.50	0.50	1.53	1377.72	54150.00	55527.72
65.60	0.60	2.49	2240.33	68400.00	70640.33
65.70	0.70	3.75	3379.38	79800.00	83179.38
65.80	0.80	5.36	4824.83	91200.00	96024.83
65.90	0.90	7.34	6605.24	102600.00	109205.24
65.95	0.95	8.48	7629.66	108300.00	115929.66
66.00	1.00	9.72	8748.00	114000.00	122748.00
66.10	1.10	12.53	11279.48	129500.00	140779.48
66.20	1.20	15.81	14225.21	145000.00	159225.21
66.30	1.30	19.57	17609.93	160500.00	178109.93
66.40	1.40	23.84	21457.72	176000.00	197457.72
66.50	1.50	28.66	25792.03	191500.00	217292.03
66.60	1.60	34.04	30635.76	207000.00	237635.76
66.70	1.70	40.01	36011.34	222500.00	258511.34
66.80	1.80	46.60	41940.68	238000.00	279940.68
66.90	1.90	53.83	48445.31	253500.00	301945.31
67.00	2.00	61.72	55546.34	269000.00	324546.34
67.10	2.10	70.29	63264.52	289700.00	352964.52

67.20	2.20	79.58	71620.26	310400.00	382020.26
67.30	2.30	89.59	80633.65	331100.00	411733.65
67.40	2.40	100.36	90324.47	351800.00	442124.47
67.50	2.50	111.90	100712.21	372500.00	473212.21
67.60	2.60	124.24	111816.11	393200.00	505016.11
67.70	2.70	137.39	123655.13	413900.00	537555.13
67.80	21.80	36048.20	32443379.80	434600.00	32877979.80
67.90	2.90	166.24	149613.27	455300.00	604913.27
68.00	3.00	181.97	163769.16	476000.00	639769.16

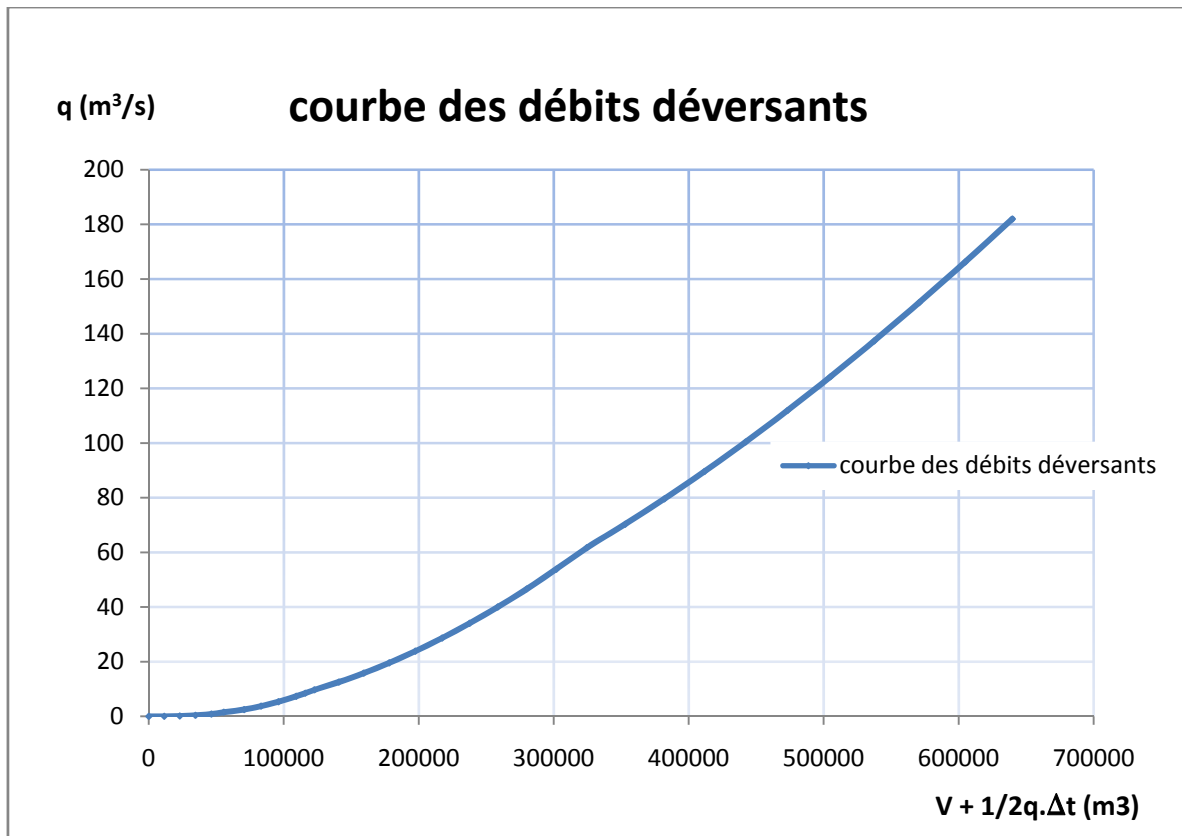


Figure III.04 courbe des débits déversant

Tableau III.05 Laminage de la crue de chantier

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	Q _{moy} -q (m ³ /s)	(Q _{moy} -q).Δt (m ³)	v+1/2q.Δt (m ³)	.q (m ³ /s)
0.000	0.000	0.765	0.765	1377.000	0.000	0.000
0.500	1.530	3.820	3.784	6811.200	1377.000	0.036
1.000	6.110	9.925	9.713	17483.400	8188.200	0.212
1.500	13.740	19.085	18.414	33145.200	25671.600	0.671
2.000	24.430	31.295	29.764	53575.200	58816.800	1.531
2.500	38.160	46.560	38.090	68562.000	112392.000	8.470
3.000	54.960	64.880	43.180	77724.000	180954.000	21.700
3.500	74.800	86.250	46.240	83232.000	258678.000	40.010
4.000	97.700	103.490	35.350	63630.000	341910.000	68.140
4.500	109.280	103.115	18.535	33363.000	405540.000	84.580
5.000	96.950	91.265	-3.715	-6687.000	438903.000	94.980
5.500	85.580	80.360	-14.600	-26280.000	432216.000	94.960
6.000	75.140	70.360	-14.230	-25614.000	405936.000	84.590
6.500	65.580	61.225	-18.345	-33021.000	380322.000	79.570
7.000	56.870	52.920	-15.240	-27432.000	347301.000	68.160
7.500	48.970	45.405	-12.360	-22248.000	319869.000	57.765
8.000	41.840	38.635	-11.585	-20853.000	297621.000	50.220
8.500	35.430	32.575	-14.015	-25227.000	276768.000	46.590
9.000	29.720	27.185	-12.815	-23067.000	251541.000	40.000
9.500	24.650	22.425	-8.915	-16047.000	228474.000	31.340
10.000	20.200	18.260	-10.390	-18702.000	212427.000	28.650
10.500	16.320	14.645	-9.195	-16551.000	193725.000	23.840
11.000	12.970	11.540	-8.020	-14436.000	177174.000	19.560
11.500	10.110	8.910	-8.770	-15786.000	162738.000	17.680
12.000	7.710	6.715	-5.815	-10467.000	146952.000	12.530
12.500	5.720	4.910	-6.215	-11187.000	136485.000	11.125
13.000	4.100	3.465	-6.255	-11259.000	125298.000	9.720
13.500	2.830	2.340	-6.120	-11016.000	114039.000	8.460
14.000	1.850	1.485	-5.845	-10521.000	103023.000	7.330
14.500	1.120	0.870	-4.490	-8082.000	92502.000	5.360
15.000	0.620	0.460	-3.300	-5940.000	84420.000	3.760
15.500	0.300	0.205	-2.905	-5229.000	78480.000	3.110
16.000	0.110	0.065	-2.435	-4383.000	73251.000	2.500
16.500	0.020	0.010	-2.230	-4014.000	68868.000	2.240
17.000	0.000	0.000	-2.100	-3780.000	64854.000	2.100
17.500	0.000	0.000	-2.000	-3600.000	61074.000	2.000
18.000	0.000	0.000	-1.540	-2772.000	57474.000	1.540
18.500	0.000	0.000	-1.530	-2754.000	54702.000	1.530
19.000	0.000	0.000	-1.180	-2124.000	51948.000	1.180
19.500	0.000	0.000	-0.860	-1548.000	49824.000	0.860
20.000	0.000	0.000	-0.850	-1530.000	48276.000	0.850
20.500	0.000	0.000	-0.844	-1519.200	46746.000	0.844
21.000	0.000	0.000	-0.820	-1476.000	45226.800	0.820

21.500	0.000	0.000	-0.800	-1440.000	43750.800	0.800
22.000	0.000	0.000	-0.780	-1404.000	42310.800	0.780
22.500	0.000	0.000	-0.610	-1098.000	40906.800	0.610
23.000	0.000	0.000	-0.480	-864.000	39808.800	0.480
23.500	0.000	0.000	-0.470	-846.000	38944.800	0.470
24.000	0.000	0.000	-0.460	-828.000	38098.800	0.460
24.500	0.000	0.000	-0.450	-810.000	37270.800	0.450
25.000	0.000	0.000	-0.420	-756.000	36460.800	0.420
25.500	0.000	0.000	-0.400	-720.000	35704.800	0.400
26.000	0.000	0.000	-0.400	-720.000	34984.800	0.400
26.500	0.000	0.000	-0.390	-702.000	34264.800	0.390
27.000	0.000	0.000	-0.360	-648.000	33562.800	0.360
27.500	0.000	0.000	-0.320	-576.000	32914.800	0.320
28.000	0.000	0.000	-0.300	-540.000	32338.800	0.300
28.500	0.000	0.000	-0.200	-360.000	31798.800	0.200
29.000	0.000	0.000	-0.180	-324.000	31438.800	0.180
30.000	0.000	0.000	-0.160	-288.000	31114.800	0.160
30.500	0.000	0.000	-0.150	-270.000	30826.800	0.150
31.000	0.000	0.000	-0.140	-252.000	30556.800	0.140
31.500	0.000	0.000	-0.135	-243.000	30304.800	0.135
32.000	0.000	0.000	-0.132	-237.600	30061.800	0.132
32.500	0.000	0.000	-0.131	-235.800	29824.200	0.131
33.000	0.000	0.000	-0.130	-234.000	29588.400	0.130
33.500	0.000	0.000	-0.080	-144.000	25361.490	0.080
34.000	0.000	0.000	-0.057	-102.600	21134.580	0.057
34.500	0.000	0.000	-0.039	-69.300	16907.670	0.039
35.000	0.000	0.000	-0.025	-45.000	12680.760	0.025
35.500	0.000	0.000	-0.017	-30.600	8453.850	0.017
36.000	0.000	0.000	-0.011	-19.800	4226.910	0.011
36.500	0.000	0.000	-0.009	-16.200	469.650	0.009
37.000	0.000					

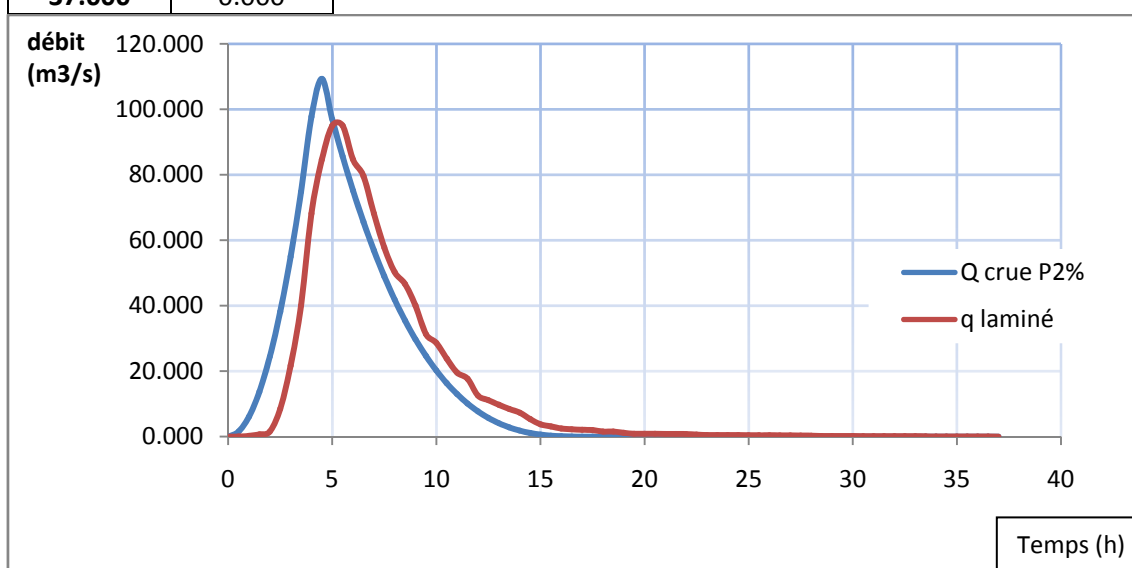


Figure III.05 laminage de la crue de chantier

D'après les résultats de laminage on remarque que le débit max a évacué et de l'ordre de

$$Q_{\text{laminé}} = 94.98 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour des raisons de stabilité en va essayer d'évacuer ce débit a travers deux pertuis de sections égal c.-à-d. que chaque pertuis va véhiculer un débit de l'ordre de $Q_{1\text{pertuis}} = 47.50 \text{ (m}^3/\text{s)}$, les dimensions de la section rectangulaire la plus économique qui correspond à ce débit sont :

$$h_n = 1.81 \text{ (m)} , b = 2h = 3.62 \text{ (m)}$$

Et pour s'assurer que l'écoulement soit toujours à surface libre dans le tunnel on va augmenter légèrement la hauteur de la dalle.

$$\text{Donc } h_{\text{dalle}} = 1.2 h_n \Leftrightarrow h_{\text{dalle}} = 2.17 \text{ m}$$

C – calcul de la ligne d'eau

Pour tirer toutes les paramètres hydrauliques à l'aval du tunnel on doit tracer la ligne d'eau à travers un seul pertuis.

La méthode utilisée est celle de PAVLOWSKI avec $(x=2)$

Le calcul va ce faire de l'amont vers l'aval, et pour fixé la hauteur aval il faut satisfaire la relation suivante

$$: \sum \Delta l = L = 160 \text{ m}$$

La question qui se pose maintenant ; quelle est le type de cette courbe de remous ?

Données de bases :

Q (m ³ /s)	h _n (m)	l (m/m)	F _r (m)	V (m/s)	P (m)	S (m ²)	R (m)
47.50	1.810	0.00937	1.72	7.24	7.240	6.55	0.905

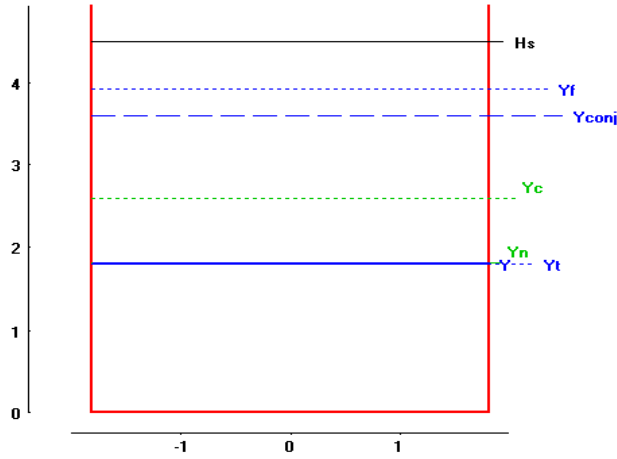
Q (m ³ /s)	h _c (m)	l _c (m/m)	C _C (m ^{0.5} /s)	V _c (m/s)	P _C (m)	S _C (m ²)	R _C (m)
47.50	2.599	0.00365	80.868	5.04	8.818	9.408	1.066

On remarque que : $l > 0$, $l > l_c$, $h_n < h_c$, $F_r > 0$.

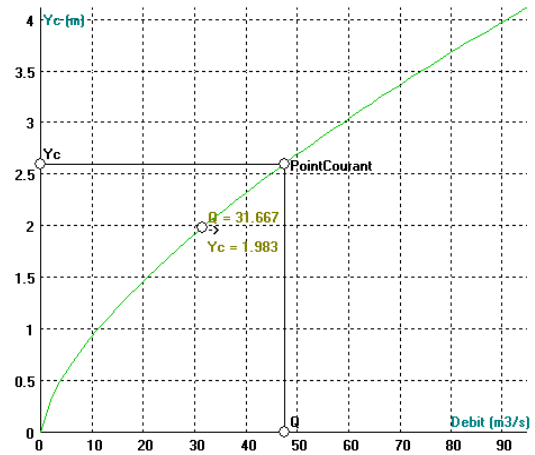
D'après ces conditions notre courbe de remous est de type **(S2)**. (Voir annexe III.01)

La représentation graphique du calcul des paramètres hydrauliques est donnée dans la figure III.06, ainsi que la ligne d'eau est donnée dans la figure III.07.

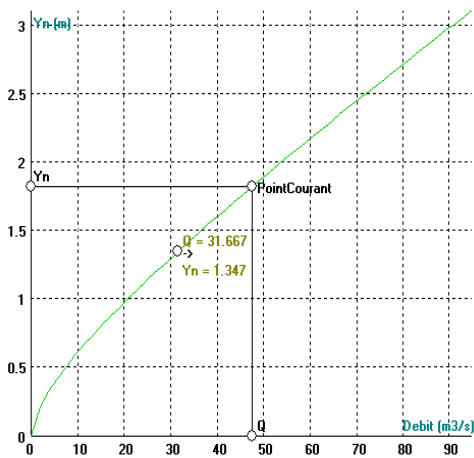
Débit = 47.5 m³/s Pente = 0.009 m Y = 1.810 m



El. Rectangle : Y_c en fonction de Q
Largeur = 3.62 m



El. Rectangle : Y_n en fonction de Q
Largeur = 3.62 m Strickler = 80 Pente = 0.009 m/m



El. Rectangle : H_s en fonction de Q à Y fixé
Largeur = 3.62 m Tirant d'eau = 1.810 m

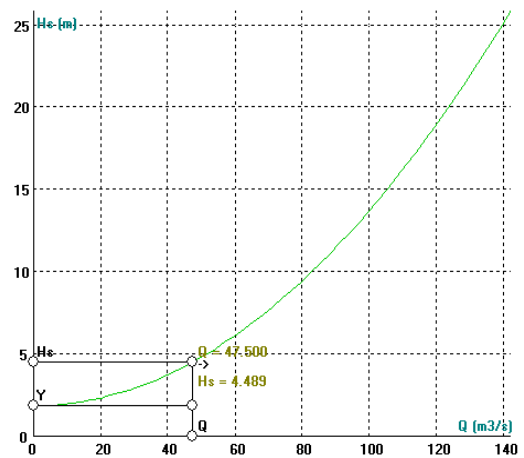


Figure III.06 La représentation graphique du calcul hydraulique

Section N°	h (m)	S (m ²)	P (m)	B (m)	C (m ^{0.5} /s)	R (m)	Q' (m ³ /s)	Fr ²	$Z = \sqrt[3]{\left(\frac{Q'}{C}\right)^2}$	$\phi(z)$ Annexe III.2	Fr ² moy	$\Delta Z = z_2 - z_1$	$\Delta\phi(z) = \phi(z_2) - \phi(z_1)$	1-[12]	[14]*[15]	[13]-[16]	$a = \frac{h_2 - h_1}{z_2 - z_1}$	$\Delta L = \frac{a}{i} * [17]$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17		18
1	2.580	9.35	8.79	3.625	80.84	1.06	76.02	2.610	1.6007	0.7330	2.615	-0.0250	0.0180	-1.615	-0.029	0.004	1.201	0.527
2	2.550	9.24	8.73	3.625	80.77	1.059	74.83	2.620	1.5757	0.7510	2.643	-0.1240	0.0941	-1.643	-0.155	0.031	1.209	3.976
3	2.400	8.70	8.43	3.625	80.43	1.033	68.94	2.667	1.4517	0.8451	2.683	-0.0818	0.0829	-1.683	-0.140	0.058	1.222	7.587
4	2.300	8.34	8.23	3.625	80.18	1.014	65.06	2.698	1.3699	0.9280	2.714	-0.0810	0.1070	-1.714	-0.183	0.102	1.234	13.578
5	2.200	7.98	8.03	3.625	79.92	0.994	61.21	2.729	1.2888	1.0350	2.744	-0.0802	0.1645	-1.744	-0.287	0.207	1.247	27.716
6	2.100	7.61	7.83	3.625	79.63	0.973	57.40	2.760	1.2086	1.1995	2.774	-0.0793	0.2034	-1.774	-0.361	0.282	1.261	38.177
7	2.000	7.25	7.63	3.625	79.33	0.951	53.63	2.789	1.1293	1.4029	2.801	-0.0659	0.3413	-1.801	-0.615	0.549	1.275	75.255
8	1.916	6.95	7.46	3.625	79.06	0.931	50.50	2.813	1.0634	1.7442	2.815	-0.0125	0.1026	-1.815	-0.186	0.174	1.284	23.973
9	1.900	6.89	7.43	3.625	79.00	0.928	49.91	2.817	1.0510	1.8468								

Tableau III.06 Calcul de la ligne d'eau par la méthode de PAVLOWSKI

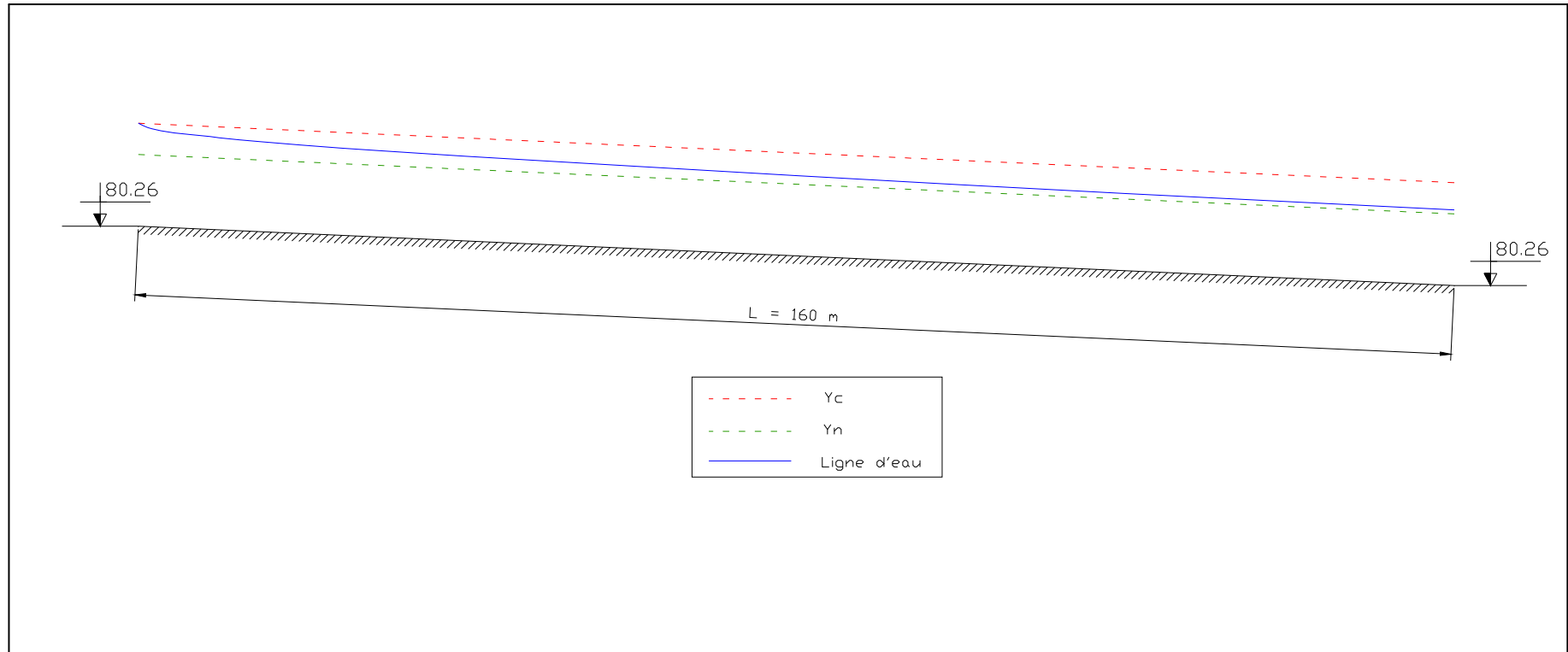


Figure III.07 La représentation de la ligne d'eau

III-1-3-2 choix et calcul de l'ouvrage de dissipation

L'ouvrage de restitution (amortissement) sera implanté à la sortie du tunnel afin qu'il dissipe l'énergie cinétique de l'eau, le choix d'un tel type d'ouvrage dépend de trois paramètres essentielles qui sont :

- les conditions géologiques
- la vitesse de l'eau à la sortie
- le facteur économique

D'après notre rapport géologique, le sol à l'aval du barrage est de nature alluvionnaire, et comme le tunnel fonctionne à surface libre, ce la implique que l'eau sort avec une énergie moins importante, pour cela je vais opter pour la solution d'un bassin de plongée.

La chute d'une nappe déversant dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est excellent moyen pour absorber l'énergie

Mais sous l'effet de la chute, Le fond de la cuvette à évidemment tendance à s'affouiller. Plutôt que de mettre de coûteuses surépaisseur de béton, donc il est préférable d'avoir un mâtât d'eau de profondeur suffisante pour que de toutes façon il n'y ait pas d'affouillement.

La profondeur de la fosse qui se forme dans le fond d'un bassin de réception naturel sous l'effet d'une nappe d'eau tombant à peu près verticalement dépend :

- *la hauteur de chute
- *le niveau aval
- *le dédit à évacuer

A – Conception du bassin

Tout d'abord je vais fixer une largeur du bassin $L = 2b + e$

e : c'est l'épaisseur du murs s'éparant les deux pertuis ($e = 0.50$ m), alors :

$$L = (2 \times 3.62) + 0.5 \quad \Leftrightarrow \quad L = 7.74 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{94.98}{7.74} \quad \Leftrightarrow \quad q = 12.27 \text{ m}^2/\text{s/m}$$

je vais prendre de même $H = 4$ m

$$\frac{q^2}{gH^3} = 0.239, \text{ d'après l'abaque donnée dans l'annexe III.03 on à :}$$

$$\frac{Y_c}{H} = 0.60 \Rightarrow Y_c = 0.6 H \quad \Leftrightarrow \quad Y_c = 2.40 \text{ m}$$

$$B = 0.8 Yc \quad \Leftrightarrow \quad B = 1.92 \text{ m}$$

$$\text{Et encore } \frac{Y2}{H} = 1.15 \Rightarrow Y2 = 1.15 \times H \quad \Leftrightarrow \quad Y2 = 4.60 \text{ m}$$

$h = H + Y1 + Y2$ avec ($Y1$: hauteur d'eau a la sortie du tunnel $Y1 = 1.916 \text{ m}$) alors :

$$h = 4 + 1.916 + 4.60 \quad \Leftrightarrow \quad h = 1.316 \text{ m}$$

$\frac{Y1}{h} = 1.46$ toujours de l'abaque donnée dans l'annexe III.03, on à :

$$\frac{L}{H} = 1.85 \Rightarrow L = 1.85 \times H \quad \Leftrightarrow \quad L = 7.40 \text{ m}$$

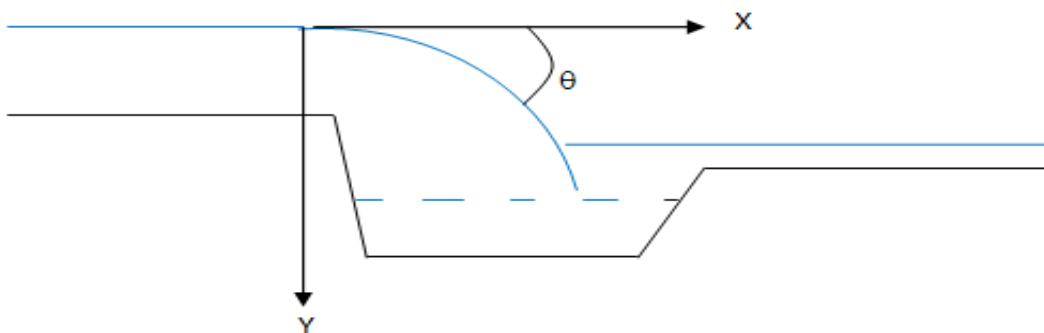
$h = H + Y1 - B - 0.06 Lp - Yn$ avec (Yn : hauteur d'eau aval pour un débit $Q = 94.98 \text{ m}^3/\text{s}$)

$Yn = 0.85$ voir la courbe de tarage donnée dans l'annexe III.04

$$Lp = \frac{H-h-B-Yn+Y1}{0.06} \Rightarrow Lp = \frac{4-1.316-1.92-0.85+1.916}{0.06} \Leftrightarrow Lp = 30.50 \text{ m}$$

B – Calcul de la trajectoire du jet dans le bassin de dissipation

Soit un point d'eau sortant avec une vitesse (V_0) et d'un angle (θ) avec l'horizontal, voir le schéma ci-après :



Donc sa trajectoire peut être décrite comme suit :

Suivant OX :

$$x = V_0 \cos \theta \cdot t \dots\dots\dots (III.02)$$

$$y = -\frac{1}{2} g t^2 + V_0 \sin \theta \cdot t \dots\dots\dots (III.03)$$

de (II.02) $t = \frac{x}{V_0 \cos \theta}$ dans (II.03) on aura ;

$$Y = \frac{-g}{2V_0^2} (1 + \text{tg}^2 \theta) x^2 + \text{tg} \theta \cdot x \dots\dots\dots (III.04)$$

La distance maximal parcourue par un jet est donnée par :

$$x = \frac{V_0^2 \sin 2\theta}{g} \dots\dots\dots (III.05)$$

Pour un angle optimale du jet (x) sera max $\Rightarrow \sin 2\theta = 1 \Rightarrow 2\theta = 90^\circ, \theta = 45^\circ$

Pour $V_0 = 7.27 \text{ m/s}$ on aura $Y = 4.958 \text{ m}$ (cas ou le bassin est vide)

de (3) $4.958 = -0.0928 (1 + \text{tg}^2\theta) x^2 + \text{tg } \theta \cdot x$

$-0.0928 (1 + \text{tg}^2\theta) x^2 + \text{tg } \theta \cdot x - 4.958 = 0$, les résultats sont donnée dans le tableau III.07 pour différentes valeurs de θ .

Tableau III.07 la distance parcourue par le jet pour différentes valeurs de (θ)

N°	θ°	équation	X (m)
1	10	$-0.0956 x^2 + 0.176 x - 4.958$	0.92
2	30	$-0.1237 x^2 + 0.577 x - 4.958$	2.33
3	45	$-0.1856 x^2 + 1.000 x - 4.958$	2.70
4	60	$-0.3712 x^2 + 1.732 x - 4.958$	2.33
2	80	$-3.0770 x^2 + 5.671 x - 4.958$	0.92

D’après ces valeurs on remarque que l’angle optimale est $\theta = 45^\circ$ qui correspond a une distance ($x = 2.70 \text{ m}$) $< L$ (L : étant la longueur du bassin).

la distance maximal est : $X_{\max} = \frac{V_0 \sin 2\theta}{g}$, pour $\theta = 45^\circ$

$X_{\max} = 5.38 \text{ m} < L$

En conclusion on constat que les dimensions du bassin on été bien choisi puisque le jet d’eau est bien englobé dans le bassin, et pour plus de bonne fonctionnement on va disposé un canal de restitution juste après le bassin d’amortissement pour a la fois éliminer l’érosion au pied du bassin et tranquilisé l’écoulement d’eau jusqu’à sont parcoure naturel (oued), ce canal est construit avec de la roche dure avec une longueur qui vaut **$L_p = 30.50 \text{ m}$**

III-1-4-construction du batardeau amont

Pour acheminer les eaux de l’oued vers la galerie de dérivation et éliminer toute submersion exceptionnelle du chantier on va disposer un petit batardeau à l’amont du barrage, ce dernier qui va être conçu avec les mêmes matériaux que celui du barrage puisque il est intégré dans le corps de la digue pour des raisons purement économiques

La méthodologie de dimensionnement ce celui-ci est comme suit :

D’après les résultats de laminage on remarque que le débit maximum laminé à évacuer vaut

$Q_{\max} = 94.98 \text{ m}^3/\text{s}$ qui correspond a une hauteur déversant $h_d = 2.35 \text{ m}$ (voir tableau III.04)

Par définition $H_{\text{batardeau}} = H_0 + R + \sum$ des tassements avec :

A- calcul de H_0

$$H_0 = h_{\text{dév}} + \frac{V^2}{2g}$$

V : est la vitesse d'écoulement dans l'oued , d'après la coupe transverselle sur l'axe du batardeau et pour une hauteur $h_d = 2.35$ m on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} S = 65.92 \text{ m}^2 \\ p = 130.98 \text{ m} \Rightarrow V = c \sqrt{RI}, V = 0.93 \text{ m/s} \text{ donc :} \\ R = 0.506 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$H_0 = 2.35 + \frac{0.93^2}{2g} \quad \Rightarrow \quad H_0 = 2.40 \text{ m}$$

B- calcul de la revanche

1- formule de STEVENSON :

$$R = 0.75 H_v + \frac{V^2}{2g}, H_v = 0.75 + 0.34 \sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F}$$

Pour $F = 1.00$ km, $H_v = 0.83$ m , $V = 1.5 + 2 H_v$, $V = 3.16$ m/s , alors

$$\mathbf{R = 1.13 \text{ m}}$$

2- formule de MALLET-PAQUANT :

$$R = hv + \frac{V^2}{2g} + S \text{ avec :}$$

$$hv : \text{ hauteur des vagues } hv = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} \quad \Rightarrow \quad hv = 0.83 \text{ m}$$

$$v : \text{ est la vitesse de propagation des vagues } V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h \Rightarrow v = 2.056 \text{ m/s}$$

S : étant une marge de sécurité on tenant compte des tassements qui vaut 0.5 m ; donc

$$\mathbf{R = 1.55 \text{ m}}$$

3- formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{F}, \quad \mathbf{R = 1.30 \text{ m}}$$

En conclusion, vu les résultats obtenues par les différentes méthodes on remarque que la valeur de (R) oscille entre : $1.13 < R < 1.55$

Alors on prend la valeur moyenne

$$\mathbf{R = 1.32 \text{ m}}$$

C- estimation des tassements :

Pour des digues dont $H < 5$ m le tassement est inférieur ou égal à 1% de la hauteur total, donc $\xi = 1 \% H_{bat}$ on prend $\xi = 0.05$ m

*afin de calculer tout ces paramètres (H. R.ξ) la hauteur finale du batardeau est

$$H_{bat} = 3.77 \text{ m}$$

D- la largeur en crête :

$$b_{cr} = 1.642 H_{ba}^{0.477} \Rightarrow b_{cr} = 3.10 \text{ m}$$

Les pentes des talus pour un batardeau de type zoné est $m1 = m2 = 2$ (voir tableau III.08)

Tableau III.08 Fruits des talus selon le type du barrage ^[3]

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruits des talus	
		Amont	Aval
H < 5	-Homogène	2.50	2
	-A zones	2	2
5 ≤ H ≤ 10	-Homogène, Granularité étendue	2	2
	-Homogène à forte pourcentage d'argile	2.5	2.5
	-A zoné	2	2.5
10 ≤ H ≤ 20	-Homogène, granulométrie étendue	2.5	2.5
	-Homogène à forte pourcentage d'argile	3	2.5
	-A zoné	2	3

[3] ; cours d'ouvrage hydrotechniques quatrième année -M.K.MIHOUBI- année universitaire 2007/2008

Les dimensions du batardeau sont données dans la figure III.08

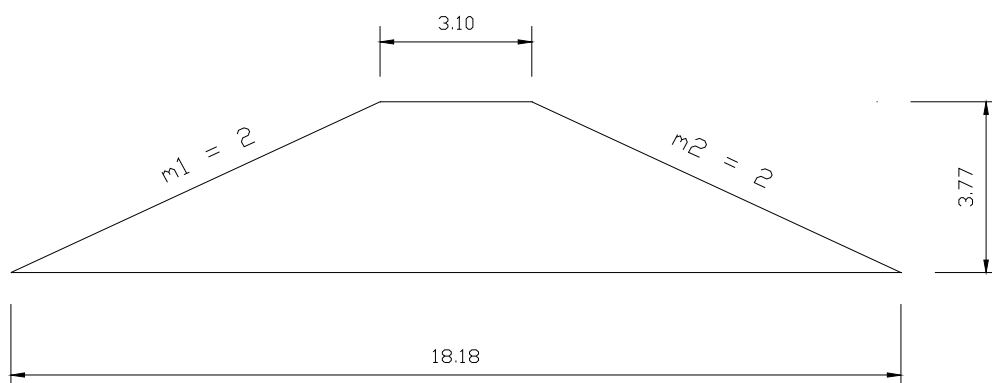


Figure III.08 Représentation graphique des dimensions du batardeau

III-2-La vidange de fond

C'est un ouvrage très important pour un barrage, il a pour objectif :

- l'évacuation des dépôts de sédiments pour éviter l'envasement du barrage et le colmatage de la prise d'eau
- assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie graves constatée sur les ouvrages
- le rehaussement du plan d'eau à un niveau voulu.
- laisser passer le débit courant ou la crue pendant la construction du barrage
- évacuer une partie des eaux pendant les crues exceptionnelles
- vider tout ou une partie de la retenue afin d'assurer les opérations de surveillance et d'entretien
- faire des lâches d'eau de temps en temps pour préserver le niveau de la nappe en aval.
- laisser passer à débit bien déterminé pour protéger la faune et la flore en aval

La vidange de fond est un ouvrage absolument indispensable pour toutes les réserves représentant un investissement notable, la vidange est contrôlée par des vannes.

III-2-1-calcul du temps de vidange**A- cas d'un fonctionnement normal**

Pour la détermination du temps de la vidange j'ai considéré que la variation du niveau d'eau amont est relativement lente, d'où les intervalles de temps infiniment petites.

Le volume d'eau à évacuer contient le volume utile de la retenue plus le volume entrant de l'oued pendant la période de vidange.

$$Q_{V.F} = \frac{V_u}{T} + Q_0 \text{ avec :}$$

$Q_{V.F}$: débit de vidange de fond.

V_u : le volume utile, $V_u = 12.16 \text{ Mm}^3$.

T : le temps de vidange, $T = 20$ jours.

Q_0 : débit moyen entrant de l'oued, $Q_0 = 0.59 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q_{V.F} = \left(\frac{12.16}{(20 \times 24 \times 3600)} \times 10^6 \right) + 0.59 \quad \Rightarrow \quad Q_{V.F} = 7.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc chaque pertuis va évacuer $Q_{1.p} = 3.80 \text{ m}^3/\text{s}$

B- Cas exceptionnel

Parfois au cours d'exploitation on est obligé de vider le barrage le plus vite que possible si on constate des problèmes d'instabilités de l'ouvrage.

C'est problèmes d'instabilités sont d'origine de :

- passage d'une forte crue.
- un fort séisme.
- un tassement exceptionnel de la fondation.
- instabilité des rives.

Pour ce la on va chercher le débit maximum que la galerie peu véhiculer.

Rappelons que la section de notre pertuis $S_{1,P} = (3.62 \times 1.81) \Rightarrow S_{1,P} = 6.55 \text{ m}^2$.

$$Q_{1,P} = \mu S_{1,P} \sqrt{2gH} \dots\dots\dots (III.06)$$

Avec :

μ : coefficient de débit en tenant compte des pertes singulier $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_s}}$

H : hauteur entre le niveau NNR et la vanne, H = 14.29 m

$$\sum \xi_s = \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{grille}} + \xi_{\text{vanne de garde}} + \xi_{\text{vanne de service}} + \xi_{\text{sortie}}$$

$\xi_{\text{entrée}} = 0.5$

$\xi_{\text{grille}} = B \left(\frac{s}{b}\right)^{4/3} \sin \alpha$ avec :

B : coefficient, pour des barres de forme circulaires B = 1.79

s : diamètre des barreaux, s = 0.03 m

b : espacement entre les barreaux, b= 0.30 m

α : angle varie entre 4 ÷ 5, alors :

$\xi_{\text{grille}} = 0.0065$

$\xi_{\text{vanne de garde}} = 0.1$

$\xi_{\text{vanne de service}} = 0.18$

$\xi_{\text{sortie}} = 1$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.7865}} \Rightarrow \mu = 0.60$$

$$Q'_{1,P} = 0.60 \times 6.55 \sqrt{2g \times 14.29} \Rightarrow Q'_{1,P} = 65.80 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q'_T = 2 Q_{1,P} \Rightarrow Q'_T = 131.61 \text{ m}^3/\text{s}$$

Par définition $Q'_V = \frac{Vu}{T} + Q_0$ donc :

$$T_{V.\text{rapide}} = \frac{Vu}{(Q'v-Q_0)} \Rightarrow T_{V.\text{rapide}} = 92810.25 \text{ s} \Rightarrow T_{V.\text{rapide}} = 1\text{j } 4\text{h } 27' 5''$$

III.-2-2-calcul du temps de vidange réel

le calcul du temps de vidange se fait pas à pas on a :

$$Q = v \cdot s, \text{ et } Q = \mu S \sqrt{2gH}, \text{ d'autre part}$$

$$dv = Q \cdot dt \text{ et } dv = -s \cdot dh \text{ ou :}$$

$$dv : \text{ le volume d'eau à évacué, } dv = -s \cdot dh = \mu s \sqrt{2g h} \cdot dt$$

dh : la tranche d'eau évacué

s : surface du plan d'eau

$$dt = -\frac{dh}{\sqrt{2gh}} \cdot \frac{s}{\mu s} \Rightarrow -\frac{s}{\mu s \sqrt{2g}} \cdot \frac{dh}{h}$$

$$\int_{t_1}^{t_2} dt \int \frac{-s}{\mu s \sqrt{2gh}} dh$$

$$\int_{t_1}^{t_2} dt = \frac{-s}{\mu s \sqrt{2g}} \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{\sqrt{h}}$$

$$t_2 - t_1 = T_v = \frac{2s}{\mu s \sqrt{2g}} (\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2}) + \frac{2s}{\mu s \sqrt{2g}} (\sqrt{h_2} - \sqrt{h_3}) + \dots + \frac{2s}{\mu s \sqrt{2g}} (\sqrt{h_i} - \sqrt{h_{i+1}})$$

Tableau III.09 Représentation des surfaces moyen suivant la hauteur du barrage

N°	Cote [N.G.A]	Hauteur [m]	Surface [km ²]	S moy[km ²]
1	81.10	15.195	1.673	1.5965
2	80.00	14.095	1.52	
3	75.00	9.095	0.840	1.180
4	70.00	4.095	0.35	0.595
5	65.905	0.905	0.0656	0.2078

A- Cas d'un fonctionnement normal

i : nombre d'intervalle = 5

On a : $Q_{v,f} = 7.30 \text{ m}^3/\text{s}$ donc $Q_{1,p} = 3.80 \text{ m}^3/\text{s}$

par définition $Q_{1,p} = \mu S_{1,p} \sqrt{2gH} \Rightarrow S_{1,p} = \frac{Q_{1,p}}{\mu \sqrt{2gH}}$, pour $\mu = 0.60$ et $H = 14.29 \text{ m}$, $S_{1,p} = \mathbf{0.37 \text{ m}^2}$

$T_{v1,p} = 1.9895 [(0.2294) + (0.8714) + (0.5903) + 0.2228] \cdot 10^6 = 3807704.05 \text{ s}$

$T_{v2,p} = \frac{1}{2} T_{v1,p} = 1903852.025 \text{ s} \Rightarrow \mathbf{T_{v2,p} = 22j 50' 52''}$

B- Cas d'un fonctionnement exceptionnel

On sait que $Q'_{1,p} = 65.80 \text{ m}^3/\text{s} = \mu S'_{1,p} \sqrt{2gH} \Rightarrow \mathbf{S'_{1,p} = 6.55 \text{ m}^2}$

$T'_{v1,p} = 0.1114 [(0.2294) + (0.8714) + (0.5903) + 0.2228] \cdot 10^6 = 219890.86 \text{ s}$

$\mathbf{T'_{v2,p} = 1j 6h}$

III-2-3-calcul des vitesses d'abaissement dans la retenue**A- Cas d'un fonctionnement normal**

$V = \frac{H}{T_{v,r}}$, avec V : vitesse d'abaissement en m/j

$T_{v,r}$: temps du vidange réel = 22j 50' 52''

$\mathbf{V = 0.64 \text{ m/s}}$

on remarque que cette vitesse est acceptable

B- Cas d'un fonctionnement exceptionnel

$V = \frac{H}{T'_{v,r}}$, $T'_{v,r}$ = temps de vidange réel en cas d'une vidange rapide = 1j 6h

$\mathbf{V = 11.43 \text{ m/j}}$

Cette vitesse d'abaissement est très grande (instabilité de l'ouvrage, les pressions interstitielles dans le corps de la digue vont s'inversées qui engendre un glissement du talus amont).

III-2-4-calcul des paramètres hydrauliques

Les calculs vont se faire pour un seul pertuis et dans le cas d'un fonctionnement normal

$$\text{Pour } Q_{1,p} = 3.80 \text{ m}^3/\text{s}, h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \Rightarrow h_c = 0.48 \text{ m}$$

$$h_n = 0.323 \text{ m}, l_c = \frac{g S_c}{\alpha C_c^2 B_c R_c} \text{ avec :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_c = 1.737 \text{ m}^2 \\ P_c = 4.58 \text{ m} \\ R_c = 0.379 \text{ m} \\ C_c = 68.06 \text{ m}^{1/2} / \text{s} \end{array} \right.$$

On remarque que :

$$\left. \begin{array}{l} h_n < h_c \\ l > l_c \\ Fr = 1.82 < 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{écoulement torrentielle}$$

La dissipation de cette énergie est assurée à l'aide du mals d'eau dimensionnée précédemment pour éviter toute érosion au pied de l'ouvrage

III-3-dimensionnement de la prise d'eau

Est un ouvrage dimensionné pour assurer la demande en eau maximale à l'aval, et permet aussi le prélèvement d'eau a une cote bien définie c.-à-d. même qualité d'eau et même caractéristiques physique et chimique de l'eau.

Il faut souligner que le type et la disposition de la prise d'eau à une relation directe avec la destination de l'ouvrage lui-même.

III-3-1-Critères de choix d'une prise d'eau

Pour choisir une telle variante de prise d'eau il faut faire face aux différents critères et contraintes suivantes :

- 1- le risque d'apport solide
- 2- la qualité d'eau a prélevé
- 3- l'intensité du débit a prélevé
- 4- la recherche d'un dispositif le plus économique que possible
- 5- un dispositif qui représente le maximum de garanti de fonctionnement

III-3-2-la variante retenue

puisque le barrage de Zaouia est destiner pour l'irrigation la contrainte de niveau et qualité d'eau est à éliminer, pour ce la je vais choisir la solution d'une prise d'eau a un seul niveau (NVM) avec une conduite en charge intégrée dans une tour de prise immergée, cette solution bien sur possède des avantages et des inconvénients que je vais les cité a la fin de ce chapitre.

III-3-3-calcul du diamètre de la conduite de prise d'eau

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fixé selon la demande maximale a l'aval, et aussi la charge minimale dans la retenue.

D'après le tableau II.27 des besoins en eau, on remarque que la demande maximale correspond au mois de juillet avec un volume de 2.97Mm³

d'où $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ avec T : temps de prise (T = 31 jours à raison de 20h/jours) alors :

$$Q_{\max} = 1.33 \text{ m}^3/\text{s}$$

par définition $Q = \mu s \sqrt{2g H_{\min}}$, avec :

μ : coefficient de débit ($\mu = 0.60$)

S : section de conduite

H : charge d'eau minimale (H = 6.74 m)

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2g H}} \Rightarrow S = 0.192 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \Rightarrow D = 0.495 \text{ m, on prend } D = 0.5 \text{ m.}$$

Correction de la valeur de μ ;

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + \frac{\lambda L}{D}}}, \text{ avec :}$$

$\sum \xi = \xi_{\text{grilles}} + \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{convergeant}} + \xi_{\text{vanne de garde}} + \xi_{\text{vanne de service}} + 2 \xi_{\text{coude}} + \xi_{\text{Té}} + \xi_{\text{sortie}}$, avec :

$\xi_{\text{Grilles}} = 0.012$ pour $s=0.02\text{m}$; $d=0.13 \text{ m}$; $B = 1.79$.

$\xi_{\text{Entrée}} = 0.5$.

$\xi_{\text{Convergeant}} = K \left(\frac{1}{\xi} - 1 \right)^2$, avec $\xi = 0.57 + \frac{0.043}{1.1 - \frac{S2}{S1}} = 0.44$, pour $\alpha = 5.72 \Rightarrow k = 0.5$.

$\xi_{\text{convergeant}} = 0.80$.

$\xi_{\text{vanne de garde}} = 0.25 = \xi_{\text{vanne de service}}$ (vanne complètement ouverte).

$\xi_{\text{sortie}} = 1.$

$\xi_{\text{Té}} = 1,8.$

$\xi_{\text{coude}} = 1,2.$

Tableau III.10 Coefficient de perte de charge singulière pour une sélection de vannes et raccords^[4]

<i>ACCESOIRE</i>	<i>COEFF.PERTE SINGULIERE</i>
Vanne à boule, entièrement ouverte	10,0
Vanne à angle, entièrement ouverte	5,0
Clapet anti-retour à battant, entièrement ouvert	2,5
Vanne, entièrement ouverte	0,2
Coude de petit rayon	0,9
Coude de rayon moyen	0,8
Coude de grand rayon	0,6
Coude de 45 degrés	0,4
Coude de 180 degrés	2,2
Té Standard – flux droit	0,6
Té Standard – flux dévié	1,8
Entrée brusque	0,5
Sortie brusque	1,0

[4] : Manuel de l'utilisateur pour EPANET 2.0 -01/09/2003

$$\sum \xi_{\text{singulières}} = 7.012$$

$$\sum \xi_{\text{Lin}} = \frac{\lambda L}{D}, \text{ avec :}$$

λ : Coefficient de résistance de la conduite, $\lambda = f(R_e, \frac{\varepsilon}{D})$.

$\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative

ε : Rugosité absolue pour des conduites en acier qui représente (h) moyen des aspérités, $\varepsilon = 0.03 \text{ mm}$ (voir tableau III.11).

Re : nombre de RAYNOLDS, $Re = \frac{V.D}{\gamma} = 3.385.10^6$

V : vitesse m/s.

γ : viscosité cinématique, $\gamma = 10^{-6}$

Tableau III.11 Coefficient de rugosité pour les tuyaux neufs [5]

Matériau	Coeff. Hazen-Williams (universel)	ϵ de Darcy-Weisbach (mm)	n de Manning (universel)
Fonte revêtue	130 – 140	0,25	0,012 – 0,015
Béton ou Revêt. de Béton	120 – 140	0,3 – 3,0	0,012 – 0,017
Fer Galvanisé	120	0,15	0,015 – 0,017
Plastic	140 – 150	0,0015	0,011 – 0,015
Acier	140 – 150	0,03	0,015 – 0,017
Céramique	110	0,3	0,013 – 0,015

[5] : Manuel de l'utilisateur pour EPANET 2.0 -01/09/2003

Les calculs vont se faire par une méthode itératif jusqu'a l'obtention de la valeur $\lambda_{i+1} = \lambda_i$

λ initial sera calculer a l'aide de la formule de NIKURADSE, qui est donnée comme suit :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{ Log} \left(\frac{\epsilon}{3.71 D} \right) \dots\dots\dots (III.07)$$

De l'équation (III.07) $\lambda_i = 0.01089$.

Pour continuer les itérations je vais utiliser la formule générale de CALBROOK.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_{i+1}}} = -2 \text{ Log} \left[\frac{\epsilon}{3.7 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda_i}} \right] \dots\dots\dots (III.08)$$

Les résultats obtenus sont représentées dans le tableau suivant :

N°	1	2	3	4	5
λ	0.01089	0.01650	0.011620	0.011629	0.011629

On remarque que $\lambda_5 - \lambda_4 = 0$, donc la valeur de $\lambda = \mathbf{0.011629}$.

Remarque :

pour le calcul de λ il existe une autre méthode on utilisant le diagramme de MOODY qui est en fonction de (Re et $\frac{\epsilon}{D}$),(voir annexe III-04).

$$\xi_{Lin} = \frac{\lambda L}{D} = \mathbf{3.02}.$$

$$\mu_{corrigé} = \frac{1}{\sqrt{1+7.012+3.02}} \Rightarrow \mu_{corrigé} = \mathbf{0.301}.$$

$$\text{de même } S = \frac{Q}{\mu_{corrigé} \sqrt{2gH}} \Rightarrow \mathbf{S = 0.384 m^2}.$$

$$D = 0.699 \text{ m, on prend } \mathbf{D = 0.7 m}.$$

$$\text{La vitesse d'écoulement dans la conduite est, } \mathbf{V = \frac{Q}{S} = 3.45 \text{ m/s.}}$$

Conclusion

Après avoir entamé la partie hydraulique des différents éléments qui constituent la dérivation provisoire et prise d'eau du futur barrage zaouia, j'ai aboutie aux résultats suivants :

- 1-un canal en terre provisoire pour dévier la crue de chantier $Q_{9\%} = 133.93 \text{ m}^3/\text{s}$.
- 2- un pré batardeau pour acheminer les eaux vers le canal en terre.
- 3 – une tour de prise immergée en tête de tunnel qui contient les organes de commandes.
- 4 – une galerie de section composée.

4-1-la partie inférieure :

La partie inférieure possède deux pertuis rectangulaires de section égale (3.62 x 2.17) pour assurer les fonctions suivantes :

- *faire passer la crue de chantier laminée pour permettre la construction a sec.
- *vider le barrage dans la nécessité absolue.
- *permettre l'accès pour faire les différentes opérations de réparation et de curage.

4-2-la partie supérieure :

La partie supérieure de la galerie est destinée pour :

- *installer la conduite de prise d'eau.
- *installer la conduite d'aération.
- *installer les railles du chariot roulon.
- *installer les dispositifs d'éclairage.
- *comme elle permet l'accès de l'aval jusqu'à la tour de prise.

5 – un bassin de dissipation de type plongé.

6 – un canal de restitution conçue avec des gros galets et blocs afin de tranquilliser l'écoulement d'eau dans son parcours naturel.

* Le choix d'une variante de vidange et prise d'eau séparer possède des avantages et des inconvénients dont on va les cités :

A- Avantage :

- la séparation des deux fonctions vidange et prise.
- dispositif généralement le plus fiable.
- regroupement des accessoires de commandes et réglage dans la tour.

B- Inconvénients :

- solution très couteuse.
- comme il faut tenir en compte des dispositions constructives suivantes :

*assurer la stabilité de la tour.

*prévoir des écrans en béton armé pour assurer le bon raccordement de la digue et la galerie et éliminer tout phénomène de charriage des particules fines (phénomène de renard).

*prévoir des conduites poreuses en béton des deux cotés de tunnel pour drainer les eaux infiltré dans le corps de la digue.

CHAPITRE IV

EXIGENCES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Introduction

Pour un fonctionnement sûr et économique des différents ouvrages et accessoires constituent le barrage de **Zaouia** on citera les exigences et dispositions constructives suivantes :

- 1 - Équipements hydromécanique.
- 2 - Engin de manutentions.
- 3 - Écrans en béton.
- 4 - Conduite de drainage.
- 5 - Le joint water stop.

IV-1-Les équipements hydromécaniques

Pour choisir, et assurer le bon fonctionnement des vannes, il faut prendre en considération les exigences suivantes :

- une vitesse suffisante de manœuvre.
- il faut que les joints soit étanches.
- fonctionnement efficace des ouvrages avec commodité d'entretien, d'exploitation et doivent avoir une puissance minimale de mécanismes et facilité de montage.
- la vanne de secours ou de garde doivent être rapide à manœuvrer et qu'elles soient prête instantanément.

*pour le barrage de zaouia on commande :

IV-1-1-la vanne de garde :

Type	vanne wagon à galet
Nombre	2 pièces (une pour chaque pertuis)
Niveau de la plate forme de manœuvre	68.07 N.G.A

IV-1-2-vanne de service

Type	vanne wagon à galet
Nombres	2 pièces (une sur chaque pertuis)
Niveau de la plate forme de manœuvre	68.07 N.G.A.

IV-1-3-Vanne papillon DN 700 de garde

Type	vanne papillon à axe vertical.
Nombre	1 pièce.
Diamètre nominale	700 mm.
Puissance nominale	6 bar.
Angle / à l'horizontale	90°.
Cote de l'axe	73.41 N.G.A.
Débit	1.33 m ³ /s.
Mise en mouvement	par moteur électrique.
Temps de manœuvre :	
-ouverture et fermeture normale	3 min.
-fermeture en débit gueulebée	1 min.

IV-1-4-Vanne papillon DN 700 de service

Type	vanne papillon à axe vertical.
Nombre	1 pièce.
Diamètre nominale	700 mm.
Puissance nominale	10 bar.
Angle / à l'horizontale	90°.
Cote de l'axe	73.41 N.G.A.
Débit	1.33 m ³ /s.
Mise en mouvement	par moteur électrique.
Temps de manœuvre :	
-ouverture et fermeture normale	3 min.
-fermeture en débit gueulebée	1 min.

IV-1-5-Vanne papillon

Parfois en phase d’exploitation on est obligé de vider la conduite de prise (cas des travaux de réparation et de maintenance), donc il faut disposer une vanne papillon simple manœuvrée manuellement qui nous permet de vider le stock d’eau emprisonné dans la conduite dans le bassin d’amortissement (voir planche N° 06).

IV-2-Engins de manutentions

IV-2-1-Pont roulant 5t

Capacité de levage nominale	5t.
Largeur de la voie de roulement	6 m.
Longueur de la voie de roulement	10 m.
Hauteur de levage maximale	9.25 m.
vitesse de manœuvre :	
-levage	
Grande vitesse	10 m / min.
Petite vitesse	1.25 m / min.
-translation	
Grande vitesse	4 m / min.
Petite vitesse	0.5 m / min.
Tension d’alimentation	380 v 50Hz.
Tension de commande	2 x 24 v.
Puissance totale installée	10 kW.
Type de rail roulement	acier I 36.

IV-2-2-Chariot de transbordement

C’est un chariot mobil tracté sur des railles montes sur 4 roues en acier, sa capacité utile est compatible avec le poids de l’élément le plus lourd à transporter, ce chariot permet le transport des équipements hydromécaniques de l’aval vers la tour de prise et le contraire c.-à-d. de la tour de prise vers l’aval en cas des réparations.

IV-3-Ecrans en béton

Pour les barrages en terre, lorsque les ouvrages annexes s'intègrent dans la digue il est très difficile d'assurer la bonne liaison de ces ouvrages avec le remblai surtout si ces ouvrages sont conçues avec du béton, et d'une autre part, dans la phase d'exploitation (retenue pleine), les eaux qui s'infiltrent vont chercher le chemin le plus favorable pour se déplacer, et le bon parcours pour cela c'est la surface de contact béton-remblai.

Cette eau une fois infiltrée va provoquer le phénomène de migration des particules fines (Phénomène de renard), avec le temps la porosité augmente en augmentant avec elles le débit d'infiltration, et par la suite il va y'avoir des problèmes d'instabilité de la digue.

Pour cela il est préférable de disposer des écrans en béton sous forme d'une ceinture sur toute le périmètre extérieur de la galerie et le radier, ces écrans sont espacés de 7.50 m l'un de l'autre avec une épaisseur de 0.50 m pour chacun.

Donc ces écrans vont jouer un double rôle :

- assurer la bonne liaison remblai-galerie.
- augmenter le contour déployé.

IV-4-Conduites de drainage

Pour des raisons de stabilité on opte toujours à éliminer les pressions interstitielles dans le corps de la digue, pour cela, soit on les élimine à l'intérieur de la galerie, soit à l'extérieur.

Mais la meilleure façon de drainer ces eaux est de le faire à l'extérieur de la galerie, à l'aide des conduites poreux en béton de diamètre \varnothing 500 disposés sur le radier le long de la galerie.

Donc ces conduites vont diminuer la pression interstitielle et acheminer les eaux de drainage vers l'aval du barrage afin de permettre leurs jaugeages.

IV-5-joint water stop

Les ouvrages conçus en béton et en béton armé sont des ouvrages durs qui n'admettent pas les déplacements dû soit au tassement ou au gonflement de la fondation, car ces déplacements peuvent favoriser l'instabilité de l'ouvrage lui-même, et il faut souligner aussi que ces déplacements peuvent créer des macro fissures dans le béton, alors il est plus raisonnable de diviser l'ouvrage en plusieurs parties égales (plots) de même dimensions, et si il va y'avoir des déplacements chaque partie va réagir seul sans influencer sur les autres parties voisines.

Comme aussi il faut faire attention a ce que ces déplacements ne sortent pas d'un certain intervalle admissible.

L'étanchéité entre les plots est assurée par un joint de type **WATER STOP**, ce joint doit être protéger contre toute dommage par une couche composée du (polyester et du mastique)

CHAPITRE V

CONCEPTION DU GENIE CIVIL

Introduction

Dans la plupart des projets de construction, que se soit en structure, en hydraulique ou en génie civil municipal, on utilise le sol soit comme matériau, soit comme assise porteuse, les spécialistes des divers secteurs d'activité du génie civil utilisent donc des théories et des techniques développées en géotechnique.

L'une des étapes les plus importantes de la conception des fondations consiste à assurer qu'elles ne causeront pas la rupture du sol porteur, le facteur de sécurité permet de vérifier si la contrainte réellement appliquée au sol par les fondations est en deçà de la contrainte ultime qui entraînerait la rupture par cisaillement. La forme d'un plan de rupture par cisaillement sous une semelle chargée est représentée schématiquement à la **figure IV.01**.

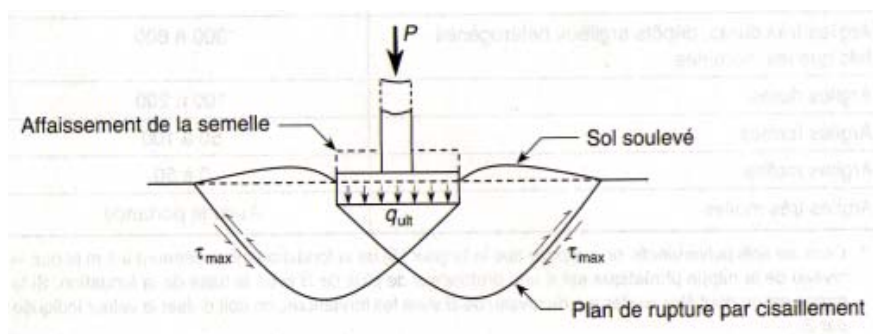


Figure V.01 Schéma de rupture sous une semelle chargée

Puisque la résistance développée par le sol au moment de la rupture porte également le nom de **capacité portante à la rupture** (q_{ult}). Voici comment représente l'expression de la contrainte maximale qu'une semelle individuelle, par exemple, peut appliquer au sol porteur :

$$q_{app} \leq \frac{q_{ult}}{F_s}$$

Cette contrainte maximale représente donc la contrainte limite qu'une fondation peut appliquer sans risque de rupture du sol, à l'intérieur de la marge de sécurité offerte par le facteur de sécurité, cette contrainte limite devient ainsi la capacité portante admissible (q_a) du sol d'infrastructure :

$$q_a = \frac{q_{ult}}{F_s}$$

Donc dans ce chapitre on va essayer de dimensionner les semelles de la galerie et la tour de prise en fonction de la capacité portante du sol.

V-1-équation générale de la capacité portante du sol

Puisque la capacité portante d'un sol, et éventuellement sa rupture, dépendent de sa résistance au cisaillement. il paraît logique et intéressant d'associer la capacité portante aux paramètres de résistance interne du sol c' , φ . Cette association prend la forme de **l'équation générale de la capacité portante** proposée dans le manuel canadien d'ingénierie des fondations. Cette équation exprime la capacité portante admissible du sol de fondation sous une semelle de largeur B . elle représente la contrainte limite (réduite par un facteur de sécurité) au-delà de laquelle survient la rupture par cisaillement du sol de fondation, elle se présente ainsi :

$$q_a = \frac{1}{F_S} [c' N_C s_C i_c + \sigma'_{v0} N_q s_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma]^{[1]} \dots\dots\dots (V.01)$$

[1] : Vincent ROBITAILLE, Denis TREMBLAY-Mécanique des sols (théorie et pratique)-canada, 1997

Où

q_a = capacité portante admissible [KPa].

F_S = facteur de sécurité (habituellement égal à 3).

c' = cohésion effective du sol sous la semelle [KPa].

N_c, N_q, N_γ = coefficient de capacité portante dépendant de l'angle de frottement interne (**voir annexe V.01**)

s_c, s_q, s_γ = coefficients de géométrie des semelle.

i_c, i_q, i_γ = coefficients d'inclinaison de la charge.

σ'_{v0} = contrainte effective actuelle due au poids du sol au niveaux de la fondation [KPa].

γ = poids volumique du sol situé sous la semelle [KN/m³].

B = largeur de la semelle (m).

V-2-Caractéristiques du substratum

D'après le rapport géotechnique la substratum du barrage zaouia se compose par des schistes dont la profondeur varié de 12.5 m (sondage ZS1) à 21 m (sondage ZS7).

Toutes les caractéristiques géotechniques sont récapitulées dans le tableau V.01 donnée ci-après :

Tableau V.01 Caractéristiques géotechniques du substratum du barrage zaouia

Désignation	Unité	Valeur
Type	-	Schiste
Profondeur (D)	m	15
Cohésion	KPa	39
Angle de frottement	degré	37°
N_c	-	55.6
N_q	-	42.9
N_y	-	47.45
γ_d	KN/m ³	26
w_n	%	15
γ_h	KN/m ³	29.9
σ_{v0}	KPa	448.5
Emprise du barrage (B)	m	122
Largeur (L)	m	164
Essai brésilien (T)	Kg/cm ²	5.6

$$S_c = S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right), \text{ et aussi } S_y = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) \dots\dots\dots (V.02)$$

Donc : $S_c = S_q = 1.57, S_y = 0.7$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90^\circ}\right)^2, \text{ et aussi } i_y = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi'}\right)^2 \dots\dots\dots (V.03)$$

Tel que :

δ = angle d'inclinaison de la charge par rapport a la vertical (°), ($\delta = 0$, charge vertical).

φ' = angle de frottement interne.

Donc : $i_c = i_q = i_y = 1$

$$q_a = \frac{1}{3} [3404.38 + 30207.80 + 60580.8] \Rightarrow \mathbf{q_a = 31397.67 \text{ KPa}}$$

V-3-Contrainte dû au poids du barrage

$$q = \gamma_h H, \dots\dots\dots (V.04)$$

H : hauteur total du remblai = $H_{\text{barrage}} + H_{\text{encrage}} \Rightarrow H = 22.91 \text{ m}$.

$$\gamma_h: \text{ densité humide du remblai, } \gamma_h = \gamma_d (1 + w_n) \dots\dots\dots (V.05)$$

Pour l'argile $\gamma_d = 17.4 \text{ KN/m}^3, w_n = 15.45 \%$. Donc $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$.

$$\mathbf{q = 458.20 \text{ KPa}}$$

V-4-Contrainte développée par la fondation

Le barrage de zaouia va se reposer sur une fondation alluvionnaire d'une profondeur varié de 0 à 15 m, donc dans cette étape on va fixer une profondeur d'encrage, et par la suite on va vérifier si cette bande de fondation est capable de porter l'ouvrage sans aucun risque de déformation du sol.

Pour des raisons économiques on va choisir une profondeur de 2.5 m.

Les caractéristiques géotechniques de cette bande choisie sont résumées dans le tableau V.02.

Tableau V.02 Caractéristique de la fondation d'assise du barrage

Désignation	Unité	Valeur
Type	-	Galet, gravier et sable limoneux
Profondeur d'encrage (D)	m	2.50
Cohésion	KPa	73
Angle de frottement	degré	33.82
N_c	-	41.35
N_q	-	28.60
N_y	-	27.75
γ_d	KN/m ³	18.25
W_n	%	14.25
γ_h	KN/m ³	20.85
σ_{v0}	KPa	52.12
Emprise du barrage (B)	m	122
S_c	-	1.51
S_q	-	1.51
S_y	-	0.70
$i_c = i_q = i_y$	-	1.00

$$q_a = \frac{1}{3} [4558.01 + 2250.85 + 24705.68] \Rightarrow \quad \mathbf{q_a = 10504.85 \text{ KPa}}$$

On remarque que $q < q_a$ (ouvrage stable).

Remarque

-L'étanchéité au dessous du barrage est assuré par une clé d'étanchéité en argile d'une profondeur de 5 m muni d'un rideau de palplanche jusqu'à atteindre le substratum dur.

-Comme aussi il faut souligner que les injections au niveau du substratum sont de nécessité.

V -5-Dimensionnement des semelles

V-5-1-La galerie de dérivation

Connaissons la capacité portante du sol on peut fixer les dimensions adéquat d’une semelle de tel façon à assurer la stabilité de ouvrage, pour cela on va chercher les dimensions de la semelle portante de la galerie de dérivation.

Données de bases :

D’après les sondages (ZS1, ZS2, ZS3) données dans **l’annexe V-02**, la galerie est fondue sur un terrain de nature alluvionnaire (limon sableux, sableux argileux).

La profondeur des fouilles D = 2 m.

Pour des raisons de stabilité la galerie doit être réalisée par partie dont chaque partie est indépendante de l’autre, et pour assure l’étanchéité, ces plots sont raccorder entre eux avec un joint de type **water stop**.

-la fondation de chaque partie à une forme carrée c.-à-d. (B = l).

Les plots vont être dimensionnés selon la charge maximale **Q** qui se trouve sur l’axe de la digue : $Q = 36192.39 \text{ KN}$, on sait que $B \times L \geq \frac{Q}{q_a}$, puisque $B = L \Rightarrow B^2 \geq \frac{Q}{q_a}$ (V.06)

D’après le tableau V.03 $q_a < 100 \text{ KPa}$, on prend $q_a = 80 \text{ KPa}$.

Tableau V.03 Valeurs estimées de la capacité portante admissible des sols ^[2]

Type et état du sol	Capacité portante admissible q_a (KPa)
Sable denses à granulométrie étalée, gravier denses, sable graveleux denses	400 à 600
Sable compacts à granulométrie étalée, gravier compacts, sable graveleux compacts	200 à 400
Sable lâche à granulométrie étalée, gravier lâches, sable graveleux lâches	100 à 200
Sables denses uniformes	300 à 400
Sable compacts uniformes	100 à 300
Sables lâches uniformes	< 100
Sables très lâches uniformes, silts	Danger de liquéfaction, à éviter
Argiles très dures, dépôts argileux hétérogènes tels que les moraines	300 à 600
Argiles dures	100 à 200
Argiles fermes	50 à 100
Argiles molles	0 à 50
Argiles très molles	Aucune portance

[2] : d’après le supplément du code du bâtiment du canada

$$B^2 \geq \frac{36192.39}{80} \Rightarrow B = 21.26 \text{ m.}$$

À l'aide de la valeur de B on doit corriger la valeur de la contrainte admissible du sol.

Pour $B < 1.2 \text{ m}$, $q_a = 8 N_1 K_d \left(\frac{B+0.3}{B} \right)$ (V.07)

Tel que :

K_d : coefficient de profondeur, pour $D < B$, $K_d = 1 + \frac{D}{3B} \Rightarrow K_d = 1.03$.

$N_1 = C_N \cdot N$; N : indice de pénétration standard ($N = 6$).

$C_N = 0.77 \log \left(\frac{1915}{\sigma_{v0}} \right)$, pour $\sigma_{v0} = 44.30 \text{ KPa}$ $C_N = 1.26$ se qui donne $N_1 = 8$.

La valeur corrigée de $q_a = 68 \text{ KPa}$.

$B^2 \geq \frac{36192.39}{68} \Rightarrow B = 23 \text{ m}$, on prend **$B = 24 \text{ m}$**

V-5-2-La tour de prise

Le calcul va se faire en deux étapes :

- 1- retenue vide (cas de construction).
- 2- retenue pleine (mise en eau).

1^{er} cas : retenue vide

La tour de prise est fondue dans un sol de nature alluvionnaire (limon sableux argileux, et sable moyen). La contrainte admissible qui correspond a cette nature du sol est comprise entre

$100 < q_a < 300$, on prend $q_a = 150 \text{ KPa}$.

L'indice de pénétration standard N déterminé lors des essais S.P.T est compris entre : $16 < N < 20$, on prend $N = 17$.

Pour $N= 17$ il s'agit d'un sol de compacité moyenne ou compacte (voir tableau V.04).

Tableau V.04 Compacité des sols pulvérulents selon l'indice N [3]

Indice N (chocs/300 mm)	Compacité des sols
< 4	Très lâche
4 à 10	Lâche
10 à 30	Moyenne ou compacte
30 à 50	Dense
> 50	Très dense

[3] Vincent ROBITAILLE, Denis TREMBLAY-Mécanique des sols (théorie et pratique)-canada, 1997

Dans ce cas le sol est soumis à une seule force verticale qui est le poids propre de la tour P_p .

$$P_p = 32760.17 \text{ KN}$$

La semelle à une forme carrée c.-à-d $B = L$.

$$\text{par définition } B \times L = B^2 \geq \frac{Q = P_p}{q_a} \Rightarrow B^2 \geq \frac{32760.17}{150} \Rightarrow B \geq 14.78 \text{ m.}$$

$$\text{Pour } B > 1.2 \text{ m, } q_a = 8 N_1 K_d \left(\frac{B+0.3}{B} \right)$$

K_d : coefficient de profondeur, pour $D < B$ $K_d = 1.06$.

$$N_1 = C_N \cdot N.$$

N : indice de pénétration standard $N = 17$

$$C_N = 0.77 \log \left(\frac{1915}{\sigma_{v0}} \right), \text{ pour } \sigma_{v0} = 66.50 \text{ KPa } C_N = 1.12 \text{ se qui donne } N_1 = 19.$$

La valeur corrigée de $q_a = 167.73 \text{ KPa}$.

$$B^2 \geq \frac{32760.17}{167.73} \Rightarrow B = 13.97 \text{ m.}$$

2^{eme} cas : retenue pleine

Dans ce cas la tour de prise est soumise à trois forces principales qui sont :

-Le poids propre, $P_p = 32760.17 \text{ KN}$.

-La poussée hydrostatique verticale, $P_h = 6786.34 \text{ KN}$.

-la poussée d'Archimède, $P_A = 15205.45 \text{ KN}$.

A l'équilibre :

$$\sum \vec{F} = \vec{0}, \text{ selon la projection vertical :}$$

$P_p + P_h - P_A = 0$ on aura la force résultante :

$$Q_R = 24341.06 \text{ KN.}$$

$$B \times L = B^2 \geq \frac{Q_R}{q_a} \Rightarrow B^2 \geq \frac{24341.06}{150} \Rightarrow B \geq 12.73 \text{ m.}$$

Pour cette valeur de B q_a corrigé = $171.67 \text{ KPa} \Rightarrow B \geq 11.90 \text{ m}$.

Pour des raisons de sécurités on prend la valeur de B finale :

$$B = 15.74 \text{ m}$$

CHAPITRE VI

ORGANISATION DU CHANTIER

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 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.

Il est préférable de réaliser le batardeau pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on prévu un ouvrage de dérivation.

Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la galerie de dérivation provisoire.

VI-1-Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous parait indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VI-1-1-Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire, dans notre cas le maître de l'ouvrage est l'A.N.B.T

VI-1-2-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 osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VI-1-3- L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VI-2-Installation du chantier :

Elles sont destinées aux :

- ✓ au personnel
- ✓ au stockage des matériaux
- ✓ à la réparation des engins
- ✓ à la préfabrication

VI-2-1-Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier. Locaux administratif

VI-2-2-Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos métallique, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton. Et qu'il soit aussi loin de la poussière proviens du chantier.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits lions de la forte humidité (baraquements, hangars...).

VI-2-3-Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI-2-4-Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VI-3-Ordre d'exécution des travaux :

- ✓ Installation du chantier;
- ✓ Implantation des axes des différents ouvrages;
- ✓ Coupure et dérivation de l'oued
- ✓ Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues.
- ✓ Coupure finale et mise en eau.

VI-3-1-Terrassement au niveau des installations de chantier :**a) Exécution des voies d'accès :**

Pour le barrage de zaouia on doit réalisé deux routes principales l'une dans la rive gauche et l'autre dans la rive droite. et une route secondaire en aval du barrage qui mène jusqu'à la chambre d'accès du tunnel.

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 gauche la plus élevé.

Il faut noter que les engins de terrassement des voix d'accès et des plates formes seront les mêmes, et ceci, pour des raisons économiques.

c) Détermination des engins nécessaires :

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de disposer un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité du godet.

Kr : coefficient de remplissage de godet.

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Kf : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin d'un camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité de la benne du camion.

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rendement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité de la lame.

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voix d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Comme le délai d'exécution étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

VI-3-2-Dérivation provisoire :

a) Exécution du batardeau principal :

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des fouilles les plus voisines pour la construction des éléments de l'aménagement. Pour cela il est plus rationnel de concorder l'excavation de l'évacuateur de crues avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en colluvions, tandis que le masque amont (dispositifs d'étanchéité) sera en argile limoneuse disponible dans les zones A et A1.

b) Opération d'exécution du batardeau principale :

Les matériaux servant à la construction des massifs collationneuses proviennent des excavations de l'évacuateur de crues, tandis que l'écran d'étanchéité nécessite la préparation d'une carrière réservée à cet effet, les opérations d'exécution s'effectueront dans l'ordre suivant :

- ✓ Décapage de la couche superficielle.
- ✓ Aménagement des fosses de ceinture.

- ✓ Construction des routes d'accès et des rampes.
- ✓ Creusage et déplacement de terre utile.

Ces opérations seront suivies de la mise en places des terres s dans le corps du batardeau, et qui à son tour s'effectuera dans l'ordre suivant :

- ✓ Déchargement des terres dans la zone considérée.
- ✓ Réglage des terres déchargées.
- ✓ Humectage des terres jusqu'à la teneur en eau optimale.
- ✓ Compactage des terres par couches successives.

N.B. : les couches de remblayage doivent se succéder dans l'ordre suivant :

- Massif aval
- Ecran d'étanchéité
- Massif amont

c) Exécution du massif du batardeau :

Etant donné que les matériaux extraits des déblais de l'évacuateur de crue sont très suffisants pour la construction des massifs du batardeau.

On utilise dans ce cas pour le chargement un chargeur et pour le transport des camions à benne.

d) Exécution du remblai des massifs :

- Un bulldozer et une niveleuse sont capables de procéder au réglage des terres.
- Un camion citerne :

Un camion citerne de 10m³ muni d'une pompe pour le remplissage et un arroseur pour l'humectation est nécessaire pour accomplir cette tâche.

Le volume d'eau nécessaire pour l'humectation d'un mètre cube de terre est déterminé d'après la formule suivante :

$$q = \frac{W_0 - W_n + W_p}{100} \cdot \frac{\gamma_n}{\gamma_0}$$

Ou : W_0 : Humidité optimale demandée.

W_n : Humidité naturelle de sol.

W_p : Perte d'humidité au cours de transport.

γ_0 : Densité humide de sol.

γ_n : Densité d'eau utilisée pour l'humectage.

Le volume total d'humectage : $Q = q \cdot V_m$

Avec V_m : volume total des massifs.

➤ Un compacteur (rouleau vibrant) :

Pour le compactage ces matériaux on a besoin d'un compacteur dont le rendement est :

$$R = \frac{V \cdot (B - c) \cdot h_c}{N} \cdot K_t \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : V : Vitesse du compacteur en service.

B : Largeur du compacteur.

C : Epaisseur de la couche à scarifier

h_c : Epaisseur de la couche à compacter.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

N : Nombre de passage du rouleau sur une bande.

e) Extraction des terres dans la carrière :

Le choix de l'excavation dépend essentiellement de l'importance du volume à extraire et de l'état dans lequel se trouvent les matériaux.

Dans notre cas on opte pour une pelle butte dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m³. Un godet de 1m³ est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = g \cdot n \cdot K_r \cdot K_t \cdot \frac{1}{K_f} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : g : capacité du godet de l'excavation.

n : Nombre de cycle pendant une heure de travail, $n = 3600/T$

Avec : T durée d'un cycle égale à 30secondes.

K_r : coefficient de remplissage du godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

K_f : coefficient de foisonnement des terres.

Mais il faut souligner que le sol une fois enlever change de volume car à son état naturelle il est compacté, mais l'orque il est déplacé la porosité augmente est par la suite change de volume, cette augmentation de volume dépend d'un sol à un autre, voici un tableau qui nous donne le changement du volume du sol une fois déplacer :

Tableau VI.01 Changement du volume selon différentes natures et conditions du sol ^[1]

Nature du sol	Condition initial du terrain	Condition de la terre à déplacer		
		naturel	En vrac	Compacté
sable	A (état naturelle)	1.00	1.11	0.95
	B (en vrac)	0.90	1.00	0.86
	C (compacté)	1.05	1.17	1.00
Argile sableuse	A	1.00	1.25	0.9
	B	0.80	1.00	0.72
	C	1.10	1.39	1.00
Argile	A	1.00	1.25	0.90
	B	0.70	1.00	0.68
	C	1.11	1.59	1.00
Sol graveleux	A	1.00	1.18	1.08
	B	0.85	1.00	0.91
	C	0.93	1.09	1.00
Gravier	A	1.00	1.13	1.03
	B	0.88	1.00	0.91
	C	0.97	1.10	1.00
Gravier dure	A	1.00	1.42	1.29
	B	0.70	1.00	0.91
	C	0.77	1.10	1.00
Calcaire, grés, et autre roches casses	A	1.00	0.61	1.22
	B	0.61	1.00	0.74
	C	0.82	1.35	1.00
Granite, basalte, et autre roches dures casses	A	1.00	1.70	1.31
	B	0.52	1.00	0.77
	C	0.76	1.30	1.00
Roches très dure casses	A	1.00	1.75	1.40
	B	0.57	1.00	0.80
	C	0.71	1.25	1.00
Roches volumineuses brisés par explosifs	A	1.00	1.80	1.30
	B	0.56	1.00	0.72
	C	0.77	1.38	1.00

[1] : cours pédagogique 5^{ème} année –géologie des barrages- 2008/2009

f) Définitions des engins nécessaires :

- ✓ Excavateur (pelle hydraulique à chenille).
- ✓ Un camion benne.

VI-3-3-Exécution de la digue :

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables. Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété,...etc.

Pour l'excavation des matériaux en pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

a) Exécution du remblai de la digue :

Avant de commencer le terrassement du remblai, une planche d'essai sera prévue. La planche d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes de rouleaux et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

Mise en place des terres dans le corps de la digue :

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet. Avant de la mise de la couche suivante on prévoit la scarification de la surface exécutée.

Technologie d'exécution des différentes opérations :

✓ Déchargement :

Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalaage.

✓ Régalaage des terres :

Le régalaage sera assuré par un bulldozer et une niveleuse.

✓ Humectage des terres :

L'humectage se fera au moyen d'un camion citerne.

✓ Compactage :

Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

b) Exécution des travaux de carrière des filtres et drains :

La zone B2 représente une zone d'emprunt adéquate pour l'extraction des matériaux de transition. L'extraction des matériaux se fera à l'aide d'une pelle rétro hydraulique, et qui assurera leur chargement dans un camion benne qui a son tour assurera leur transport jusqu'à la centrale de concassage pour la fabrication des différents matériaux dont la granulométrie est exigée par le projet d'étude.

Matériel nécessaire :

- bulldozer
- pelle hydraulique.
- camion benne.

Mise en place des filtres et drains :

Elle est également identique au massifs du la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux qui favorise l'augmentation des fines et par conséquent elle influe sur la fonction du filtre.

c) Enrochement de protection des talus:

Les matériaux pour l'enrochement de protection des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'aire libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant à 7 à 10km au nord du barrage, et dont la granulométrie sera conforme aux limites indiquées dans le projet.

Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalez ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai .

VI-3-4-Exécution des travaux de bétonnage :**a) Généralités :**

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur. Il faut rappeler que seules quelques gâchées d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux effectivement utilisées.

Pour le choix de la centrale à béton, il faut d'abord déterminer l'intensité des travaux de bétonnages, qui est calculé par la formule suivante :

$$R = \frac{V_t \cdot K}{T}$$

Avec :

K : Coefficient de proportionnalité de la mise en place du béton ;

V_t : Volume total du béton en [m³];

T : Durée de la construction des ouvrages en béton ;

$$T = n \cdot t \cdot n_p \cdot t'$$

Où :

n : Durée des travaux de bétonnage est égale à dix sept mois c'est-à-dire (n=1,42ans) ;

t : Nombre d'heures de travail par poste (8h);

n_p : Nombre de poste par jour (1poste) ;

t' : Nombre de jours de travail par année (313j) ;

$$R = \frac{V_t \cdot K}{n \cdot n_p \cdot t \cdot t'}$$

Mise en place du matériel :

- ✓ central à béton
- ✓ équipement d'alimentation en ciment
- ✓ silos à ciment de 200 t
- ✓ chargeur à pneus
- ✓ camions citernes à ciment.

La centrale à béton sera installée en combinaison avec la centrale de concassage à une distance d'environ de 1,5km à partir de l'axe du barrage en amont. Le béton frais mélangé à la centrale sera transporté jusqu'aux pieds d'œuvre le plus éloigné en moins de 20 minutes de temps qui, se traduit par la capacité de transport de X m³/h au plus.

Le nombre de camions malaxeur sera :

$$N = \frac{X}{Y \cdot 3} \text{ Camions malaxeur.}$$

Ou :

Y : représente la capacité du camion malaxeur.

3 : représente le nombre de voyage par heure.

b) L'extraction et la fabrication des granulats pour béton et filtres pour les remblais de la digue :

La centrale de concassage qui fabrique les agrégats et les filtres sera installée sur l'emplacement se situant à une distance de 2km de l'axe du barrage. Les matériaux en provenance du lit de l'oued seront concassés classifiés et stockés suivant leur granulométrie pour qu'ils ne soient pas épuisés pendant les travaux de bétonnage et de remblayage.

Mise en place du matériel :

- ✓ centrale de concassage
- ✓ une centrale S.T.M. (station de traitement des matériaux).
- ✓ pelle hydraulique
- ✓ un chargeur.
- ✓ camions benne

c) Bétonnage de l'évacuateur de crue :

C'est un ouvrage indépendant du barrage qui fonctionne à surface libre conçue avec du béton armé. Pour des raisons de stabilité l'évacuateur de crue est implanté en rive droite.

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 (3x5m) sont montés avant le bétonnage. Les coffrages pour les pertuis arrondies ou tout autres éléments spéciales seront préparés à l'avance à l'atelier de coffrage. Pendant le montage, il faut vérifier la position verticale et longitudinale d'après les repères topographiques afin de garantir un bétonnage répondant aux exigences du projet.

Mise en place du matériel :

- 1- jeux de coffrage glissant.
- 2- Camion grue.
- 3- Pompe à béton.
- 4- Camion malaxeur.
- 5- Pervibrateur.

Mise en place du personnel :

- 1- Equipe de coffrage.
- 2- Equipe de ferrailage.
- 3- Equipe de bétonnage.

VI-4-Planification :**VI-4-1-Définition :**

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- ✓ Installation des postes de travail ;
- ✓ Observations instantanées ;
- ✓ Analyse des tâches ;
- ✓ Le chronométrage ;
- ✓ Définition des objectifs et des attributions ;
- ✓ Simplification des méthodes ;
- ✓ Stabilisation des postes de travail.

VI-4-2-Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ✓ Méthodes basées sur le réseau ;
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

a) Méthodes basées sur le réseau**a.1) Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

✓ Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

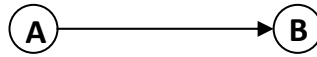


L'opération **A** précède l'opération **B**

✓ **Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.

L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.

**a.2) Construction du réseau :**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes

- Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels :
- Regroupement des graphes partiels :
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :
- Construction du réseau.

a.3) Différentes méthodes basées sur le réseau :

- **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

- **Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) :**

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

➤ **Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- ✓ Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- ✓ Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- ✓ Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

b) Méthodes basées sur le graphique :

➤ **Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

➤ **Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VI-4-3- Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

- Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

- Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

- Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

➤ **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

➤ **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour trouver le chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

➤ **Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- ✓ Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

- ✓ En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante :

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

VI-4-4-Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

a) Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b) Plan de travail au plus tard (PTPP) :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

c) Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VI-4-5-Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action de l'entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- ✓ le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- ✓ Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- ✓ Faire le travail avec le moindre c t.

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 assuré par un 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-4-6-Symboles et durée des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.02 Symboles et durée des différentes opérations

Opérations	Symbole	Durée	
		En Mois	En Jours
Travaux routier	A	2	60
Installation de chantier	B	3	90
Décapage de la terre végétal	C	0.5	15
Piquetage et implantation des axes principaux	D	0.5	15
Construction de l'évacuateur de crue	E	6	180
Réalisation du canal en terre	F	2	60
Réalisation du pré batardeau	G	1	30
Clé d'étanchéité	H	1	30
Réalisation de la tour de prise	I	6	180
Réalisation du tunnel de dérivation	J	14	420
Réalisation du bassin d'amortissement	K	3	90
Installation des équipements hydromécaniques de la tourde prise	L	3	90
Réalisation du batardeau amont	M	1.5	45
Installation de la conduite de prise, et d'aération, vannes...	N	5	150
Réalisation de la digue	O	7	210
Travaux de finitions	P	2	60

VI-4-7-Succession des travaux

Pour construire le réseau à nœud, il faut déterminer la succession des travaux.

C.-à-d. définir pour chaque opération les opérations qui lui précède et qui lui succède.

Tableau VI.03 La succession des travaux

Opération	précède	Succède
A	B	-
B	C	A
C	D	C
D	E-F	C
E	P	D
F	G	D
G	I-H	F
H	J	G
I	L-J	G
J	N-K	I-H
K	M	J
L	P	I
M	O	K
N	P	J
O	P	M
P	-	E-L-N-O

Le réseau à nœud est donné dans la figure VI.01

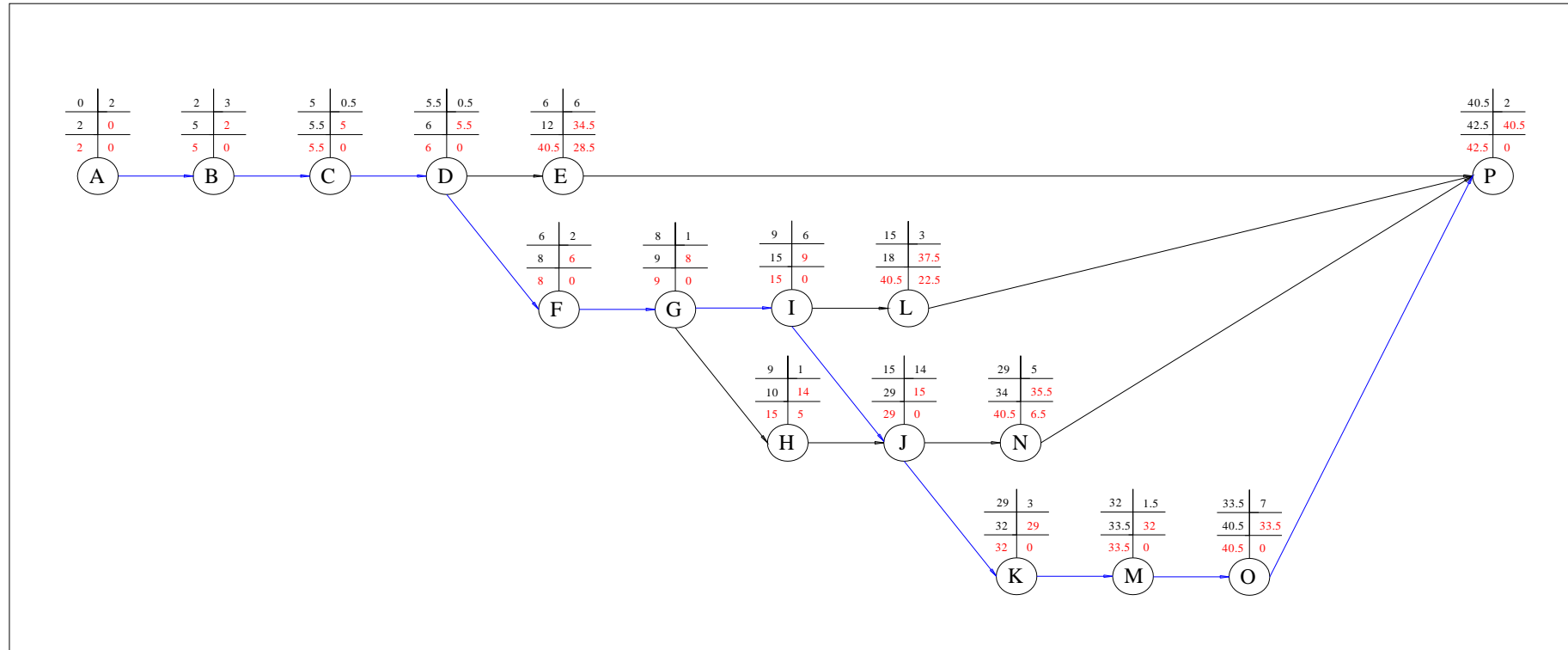


Figure VI.01 Réseau a nœuds

VI-4-8-Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI .04 Détermination des chemins critiques

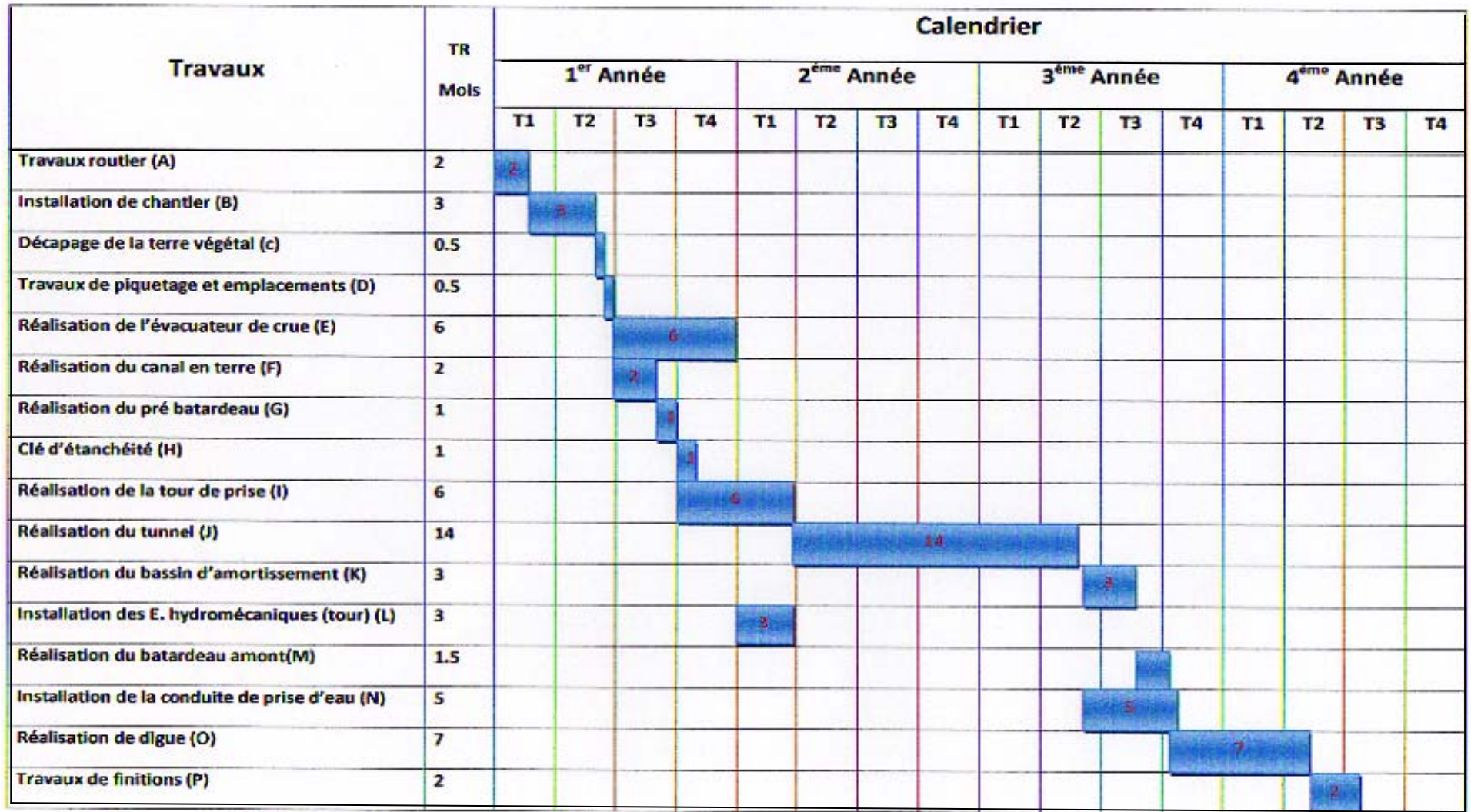
Opération	TR (Mois)	D.P		D.P.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	3	2	5	2	5	0
C	0.5	5	5.5	5	5.5	0
D	0.5	5.5	6	5.5	6	0
E	6	6	12	34.5	40.5	28.5
F	2	6	8	6	8	0
G	1	8	9	8	9	0
I	6	9	15	9	15	0
H	1	9	10	14	15	5
J	14	15	29	15	29	0
N	5	29	34	35.5	40.5	6.5
K	3	29	32	29	32	0
M	1.5	32	33.5	32	33.5	0
O	7	33.5	40.5	33.5	40.5	0
L	3	15	18	37.5	40.5	22.5
P	2	40.5	42.5	40.5	42.5	0

D'après le tableau IV.02, le temps de réalisation est égal :

$$DTR = \sum TR = 2+3+0.5+0.5+2+1+6+14+3+1.5+7+2 = \mathbf{42.5 \text{ mois}}$$

Le délai de construction du barrage de Oued BENI HAMID en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé à environ **3.5 ans et 15 jours** au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier.

Tableau VI.05 Diagramme de GANTT



VI-5-La gestion du chantier

Pour exécuter les travaux de réalisations avec la bonne manière et à temps, il faut bien gérer le chantier, et qui dit chantier dit tout un ensemble des ressources humains et matérielles.

Gréer, c'est s'occuper du quotidien de l'avancement du travail, des problèmes techniques, de la disponibilité du personnel et matériaux, des plannings et des coûts.

C'est aussi s'occuper des embouchures, des départs, des absences, des congés, et des conflits.

On conclut la gestion du chantier se divise en deux grandes parties :

- 1- la gestion des hommes.
- 2- la gestion des matérielles.

VI-5-1-La gestion des hommes

C'est savoir mettre l'homme qu'il faut à la place qu'il faut, c.-à-d. s'avoir la compétence de chacun, de les recruter non pas en fonction du besoin immédiat mais surtout en fonction de leurs personnalités et de leurs capacités à travailler en équipe.

VI-5-2-La gestion des matérielles

C'est savoir l'état actuel de chaque engin, les pannes, et définir le type d'engin nécessaire pour chaque opération sans oublier les conditions du travail dont on va les mettre.

Et aussi s'assurer la disponibilité des pièces de recharges, la maintenance quotidienne de chaque engin afin d'éviter toute retard exceptionnelle et obtenir des meilleurs rendements des engins.

Le tableau VI.06 Nous donne le rendement des engins en fonction des conditions du travail et la nature d'entretien de l'engin.

Tableau VI.06 Rendement des engins en fonction du mode d'entretien et les conditions du travail ^[2]

Conditions de travail	Entretien de l'engin				
	Excellent	Bon	Normal	Médiocre	Mauvais
Excellentes	0.83	0.81	0.76	0.70	0.63
Bonnes	0.78	0.75	0.71	0.65	0.60
Normales	0.72	0.69	0.65	0.60	0.54
Médiocres	0.63	0.61	0.57	0.52	0.45
Mauvaises	0.52	0.50	0.47	0.42	0.32

[2] : cours pédagogique 5^{ème} année –géologie des barrages- 2008/2009

Et éviter l'encombrement des engins sur chantier. Donc pour mieux gérer le chantier il faut tracer des fiches et des pièces d'identité de chaque engin et tâche à réaliser.

Voici quelques exemples :

Ressources humains	Catégorie socioprofessionnel

Ressources matériels	Marque et année	Puissance	Rendement théorique (m ³ /h)
Exemple : -Angledozer -Grader	Kamasu 1990 Caterpillars	180 120	100 40

Désignation	Quantité réalisé par mois	Unité	Les ressources humaines	Les ressources matérielles	Quantité moyenne réalisé / jour

N°	Désignation		Quantité du mois		Montant		Ecart (argent)	
	Ouvrage	Natures des travaux	Prévue	Réalisée	Prévu	réalisé	+	-

N°	Désignation		Quantité	Moyens		Période		Ratio
	Ouvrages	Natures des travaux		Humaines	Matériels	De	Au	

CHAPITRE VII

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction

On a beaucoup écrit sur ce que coûte l'économie des accidents de travail, mais on a rarement cherché à évaluer ce coût avec précision.

Est-il vraiment possible de chiffrer et dans l'affirmatif qu'il est l'intérêt du calcul pour la prévention ?

-quelle est le prix d'une vie humaine ?

Du point de vue économique le lien entre l'accident et la prévention est évident.

Chacun sait que les accidents, par les dommages ou les lésions qu'il cause coûte de l'argent et que la prévention en coûte aussi.

Si le coût des accidents apparaît dans le bilan, alors l'employeur est responsable en dernier ressort, fera volontiers une place à la prévention dans les plans généraux de l'entreprise.

Ainsi le Royaume-Uni on a avancé le chiffre de 264 millions d'esterlings et de 220 millions pour 2006

La commission d'enquête sur la sécurité et d'hygiène du travail institué en 1966 cité dans son rapport des estimations allant de 200 à 900 millions d'esterling / an.

Selon le rapport 1966 le coût global des accidents de travail et des maladies professionnelles est de 0.87% du produit national brut.

Au U.S.A d'après les statistiques disponibles les accidents du travail ont coûtés en 1980 **11** milliards de dollars sans compter les dégâts matériels. On a vu aussi que le conseil national de la sécurité estime **51** milliards de dollars, d'après les estimations résumées publiées dans certains pays industriels le coût global moyen des accidents du travail et des maladies professionnelles est qui vaut à 4 % du produit national brut.

Il convient de préciser de ce qu'on l'entend par coût global des accidents du travail car si nombreux éléments de ce coût chiffré d'autres sont beaucoup moins facile à mesurer, certains auteurs distinguent, est les coûts directs et les coûts indirects, ou le coût subjectif (préjudice subi par la victime et sa famille considéré généralement à la valeur importante de la vie humaine et de la santé et le coût pour l'économie, (perte de production, dégâts matériels, argent administratif en raison même de la multiplicité des éléments, qui entre en jeu,

Examinons ensemble une liste de coût indirect analysé par des spécialistes de la sécurité du travail.

- 1- coût de temps perdu par la victime.
- 2- coût de temps perdue par les autres salariés ont quittent leur travail soit :
 - Par curiosité.
 - Par amitié pour la victime.
 - Pour porter secours à la victime.

- 3- coût du temps perdue par les agents de maîtrise et les chefs de service et autres cadres :
 - Pour venir en aide à la victime.
 - Pour rechercher les causes de l'accident.
 - Pour faire reprendre le travail de la victime par un autre salarié.
 - Pour trouver un autre salarié pour remplacer la victime, le former ou le mettre à jour.
 - Pour établir le rapport d'accident ou répondre aux convocations des agents de l'autorité publique.
- 4- coût de temps des secouristes et le personnel des services hospitalier lorsque le coût n'est pas pris en charge par une agence d'assurance.
- 5- dommages subi par les machines, l'outillage ou d'autres biens.
- 6- perte de matières ou de fournitures.
- 7- coût supporté par l'employeur au titre des régimes de prestation.
- 8- coût de la base de productivité de la victime à son retour au poste de travail relativement au salaire.
- 9- manque à gagner sur la productivité de la victime et de l'équipement même bien utilisé.
- 10- coût due à l'agitation causé par l'accident ou à l'abatement qui peut succéder.
- 11- coût des frais généraux (chauffage, éclairage, ventilation...) continu à courir alors que la victime n'est plus productive.

Donc, accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

VII-1- Comité de sécurité

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VII-2-Instructions structurelles sur la sécurité

VII-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.

VII-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.

VII-3-Contrôle et entretien du matériel

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordage, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectué et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les 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.

VII-4-Organisation du service de la sécurité d'ouvrage

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

VII-5-Principes fonctions du service de sécurité

a) Etudes :

- ✓ Participation au Comité d'hygiène et 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.
- ✓ Contrôles éventuels des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

- ✓ Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- ✓ Equipes de secours.
- ✓ Formation spéciale concernant certaines professions.

e) Fonction humaines :

- ✓ Etude physiologique du travail.
- ✓ Affectation et mouvement de la main-d'œuvre suivant l'avis du médecin du travail et en collaboration avec le service du personnel

f) Social :

-Renseignement, conseils

VII-6-Cause des accidents de travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant aux autres pour provoquer et aggraver l'accident

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

- ✓ La négligence des travailleurs.
- ✓ La fatigue.
- ✓ La distraction.
- ✓ Les gestes néfastes.
- ✓ Inaptitude mentale ou physique.
- ✓ Adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques :

- ✓ Les mauvaises conditions de travail.
- ✓ Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.

- ✓ Le manque d'éclairage.

VII-6-1-Conditions dangereuses dans le chantier

- ✓ Installation non protégée ou mal protégée.
- ✓ Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- ✓ Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- ✓ Protection individuelle inexistante.
- ✓ Défauts dans la construction.
- ✓ Eclairage défectueux.
- ✓ Facteur d'ambiance impropre.
- ✓ Conditions climatiques défavorables.
- ✓ Mauvaise disposition des lieux

VII-6-2-Actions dangereuses

- ✓ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- ✓ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✓ Imprudence durant le travail.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✓ Adopter une position non sûre
- ✓ Travailler dans une altitude inappropriée
- ✓ Mauvaise utilisation d'un outillage

VII-6-3-Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- ✓ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- ✓ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- ✓ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors de tout danger.
- ✓ Les abris doivent être aérés et chauffés.

VII-7-Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation**Ordonnance 66-183 :**

Art.85- Dans les galeries souterraines en cours de percement ou il est fait usage d'explosifs, la ventilation doit être réalisée dans les conditions ci-après :

1°. Il doit être introduit au front de taille, au moyen d'une installation de ventilation artificielle, 200 litres au moins d'air par seconde et par mètre carré de la plus grande section de la galerie ventilée ; l'air introduit doit être prélevé loin de toute source de viciation.

2°. Après chaque tir, une aspiration doit être effectuée le plus près possible du front de taille, afin d'éliminer au maximum les poussières en suspension.

3°. Eventuellement, une ventilation auxiliaire doit permettre d'accélérer l'absorption au bouchon de tir.

Le débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation est déterminé par la formule la méthode dynamique :

$$S = \frac{Q}{V} \text{ (m}^2\text{)}, \text{ tel que :}$$

Q : débit d'air (m³/s).

V : vitesse de circulation d'air.

$$Q = \text{débit d'alimentation minimum} = A_m \cdot N \text{ (m}^3\text{/h)} \dots \dots \dots \text{(VII.01)}$$

$$A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h /personne.}$$

N = nombres de personnes = 120 personnes, alors :

$$Q = 3600 \text{ m}^3\text{/h} = 1 \text{ m}^3\text{/s.}$$

par définition $Q = V \cdot S \Rightarrow S = \frac{Q}{V} = 0.5 \text{ m}^2$, et encore :

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

D = 0.79 m, on prend

$$D = \mathbf{0.80 \text{ m.}}$$

Conclusion

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise pour exécuter les travaux dans l'ordre et dans le temps calculer.

Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlements dits « de sécurité » leur utilité est incontestable.

Donc 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'objectif à atteindre d'une construction pareille.

Conclusion générale

Maintenant cette étude d'A.P.D ; peut être réalisé grâce au travail fourni, et aux données collectées et aux calculs élaborés.

Cette étude à été faite de tel sorte que l'ensemble fonctionne comme il faut avec le maximum de garantie possible, sans mettre à l'écart le facteur économique, et exécuter les travaux de réalisation, à temps prévue et dans les normes de construction techniques et de sécurité.

En résumer la dérivation provisoire du futur barrage ZAOUIA est un ensemble des éléments suivants :

- un canal en terre de section composée.
- un prébatardeau.
- une tour de prise immergée.
- un tunnel de section combinée de deux section l'une rectangulaire et l'autre demi circulaire.
- un batardeau amont qui va être intégré dans le corps de la digue par la suite.
- un bassin de dissipation d'énergie de type plongée.

Il faut souligner qu'à la fin de ce travail on a remarqué la différence entre les résultats obtenus par l'étude de faisabilité et celles obtenues par l'étude d'A.P.D, les causes de cette différence sont cités a la fin de chapitre II (étude hydrologique)

Donc le barrage de zaouia va être une source de développement notamment pour les communes limitrophes, pour leurs développement agricole, et industriel.

Références bibliographique

* Livres :

- Vincent ROBITAILLE Et Denis TREMBLAY - Mécanique Des Sols (Théorie Et Pratique)-
MODULO- CANADA-1997
- E.BELOKONEV – Ouvrages annexe des barrages en matériaux locaux – Institut
D’hydrotechnique Et De Bonification - TIPAZA – 1982.
- E.BELOKONEV – Barrages En Matériaux Locaux - Institut D’hydrotechnique Et De
Bonification - TIPAZA – 1981.
- M.DUNGLAS – Cours D’ouvrages D’art (Les Barrages) – 3^{ème} partie – E.N.I.T.R.T.S.
- M.DUNGLAS – Cours D’ouvrages D’art (les Barrages) – 1^{er} Et 2^{ème} partie – E.N.I.T.R.T.S.
- V.AMBARTSOUMIAN – Recommandations Méthodologiques (Protection Du Travail)
Mémoire De Fin D’étude -2^{ème} Edition –SOUMAA – E.N.S.H – BLIDA – 11/1994.
- A.BENAISSA – Cours De Prospection Electrique (Méthode De Résistivité) – Ben Aknoun –
ALGER – 1995.
- Bénina .TOUAIBIA – Manuel Pratique D’hydrologie – E.N.S.H – BP.31 – BLIDA – Mars 2004.
- Bénina .TOUAIBIA –Les Retenues (Régularisation Des Débits) – E.N.S.H – BLIDA – Janvier
2001.

* Cours Pédagogiques :

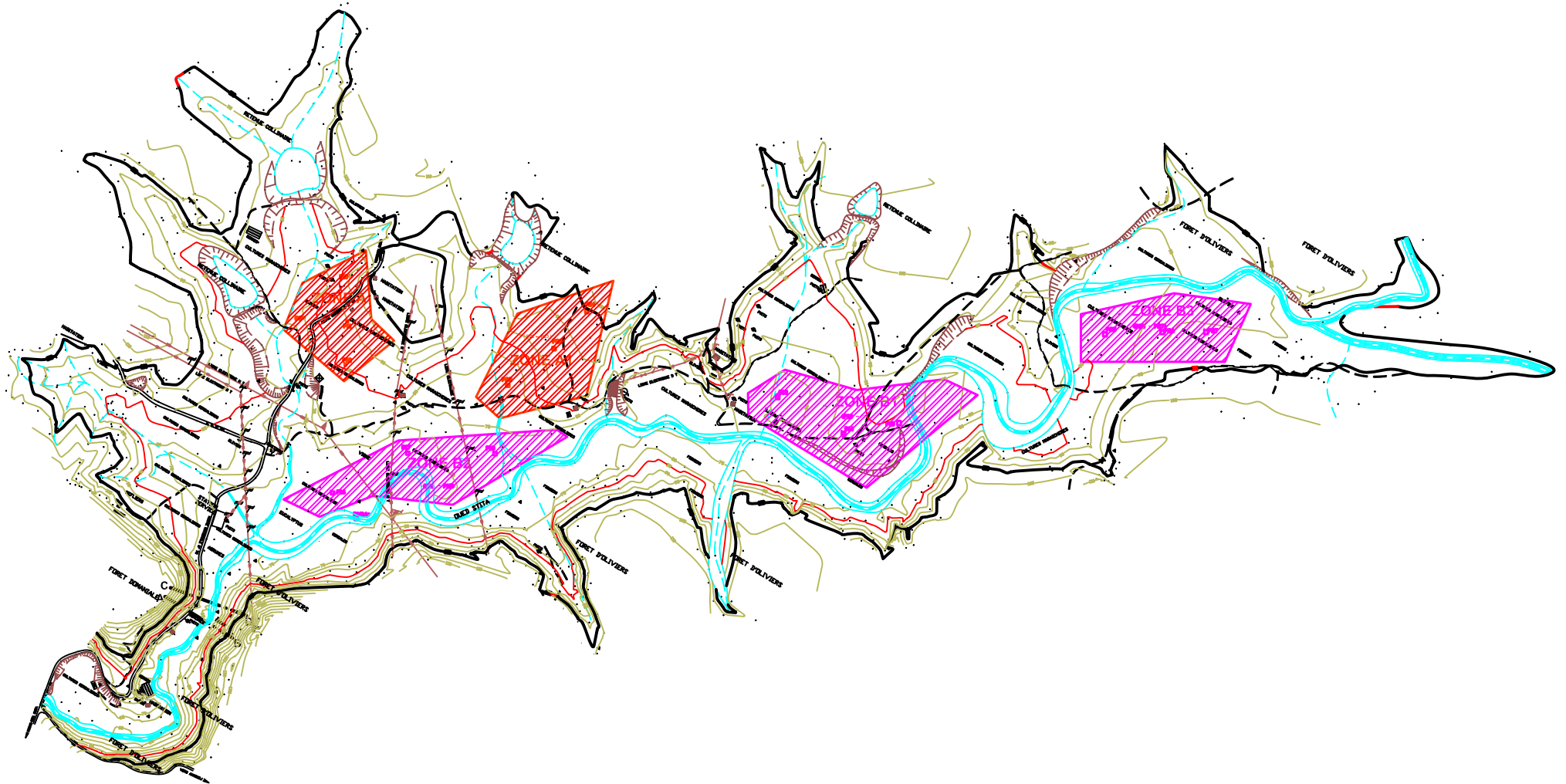
- M.HASSANE – Tunnels Hydrotechniques (Caractéristiques Générales & Calculs De
Revêtement – E.N.S.H – BLIDA – 2004.
- M.K.MIHOUBI - Cours Des Ouvrages Hydrotechniques – E.N.S.H- BLIDA – Année
Universitaire 2007/2008.
- B.BENLAOUKLI – Géologie Des Barrages – E.N.S.H – BLIDA – Année Universitaire 2008/2009.
- AMARI – Hydraulique Générale Et Appliquée – E.N.S.H – BLIDA – Année Universitaire
2006/2007.

*Mémoires De Fin D’étude :

- Cheikh NOUREDDINE – Etude Et Conception Des Ouvrages Annexes (Dérivation Provisoire,
Vidange De Fond et Ouvrage De Prise D’eau) – E.N.S.H – BLIDA – Promotion 1994.
- Hamid. NEHITI – Etude Hydraulique Et Génie Civil De La Prise D’eau Du Barrage TILES-DIT –
U.S.T.H.B – ALGER – Promotion 1993.

ANNEXES

emplacement des zones d'emprunt



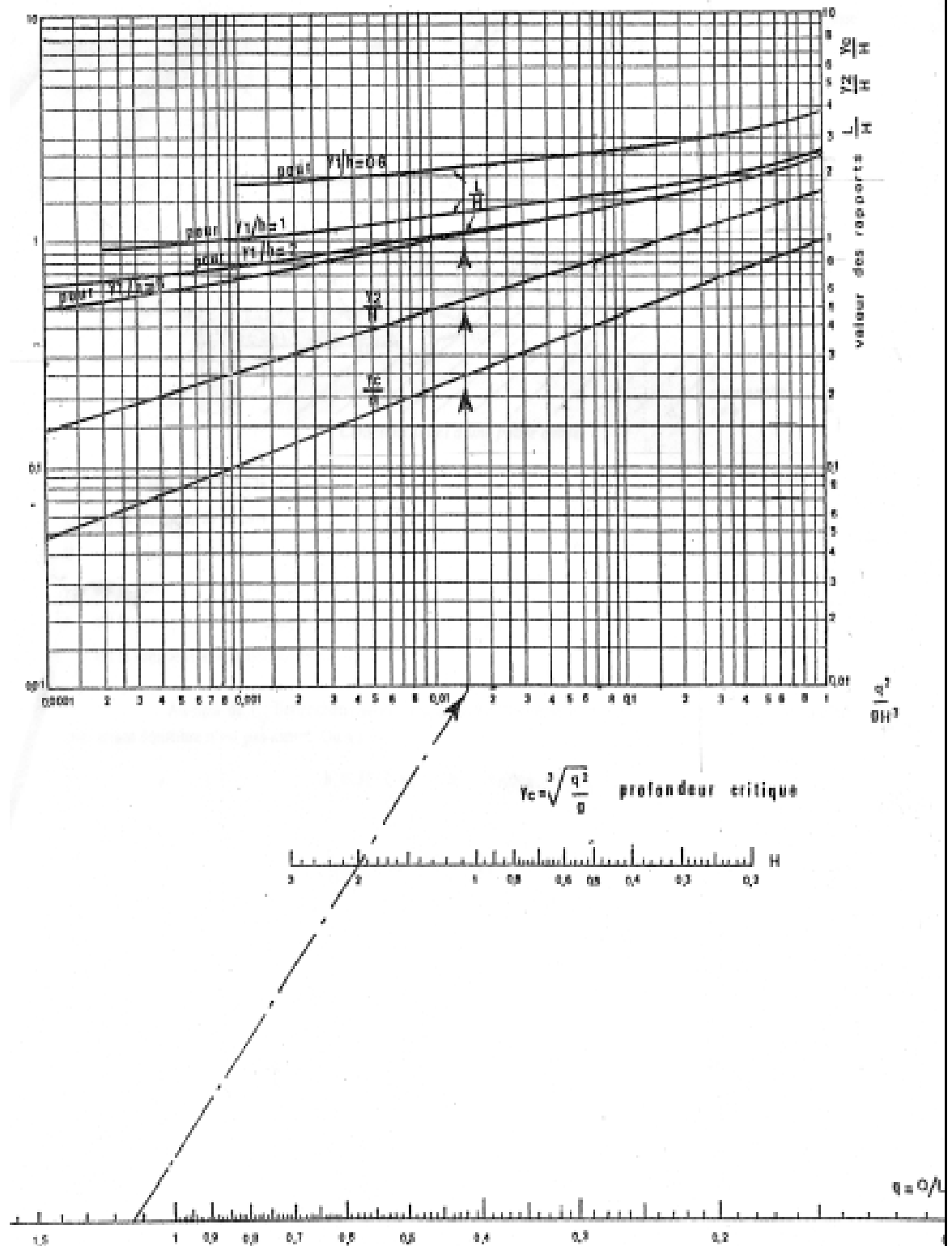
Surface d'eau de l'écoulement graduellement varié dans un canal à pente
(courbes de remous)

Conditions $\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{S_c^3}{B_c}$	h_n/h	Signe Num.	Fr	Signe Dén.	Signe dh/dl	Variation de profondeur	Nom de courbe	Figures Echelle verticale exagérée
$\frac{h_n}{h_c} > 1$	<1 <1 >1 >1	+ + - -	<1 >1 <1 >1	+ - + -	+ - - +	croît impossible décroît	M ₁ M ₂ M ₃	
$\frac{h_n}{h_c} < 1$	<1 <1 >1	+ + -	<1 >1 >1	+ - -	+ - +	croît décroît croît	S ₁ S ₂ S ₃	
$\frac{h_n}{h_c} = 1$	<1 >1	+ -	<1 >1	+ -	+ +	croît croît	C ₁ C ₃	

VALEURS DE $\Phi(z) = \int \frac{dz}{1-z^2} + \text{const.}$
 CAS DE PENTE DESCENDANTE ($\alpha > 0$)

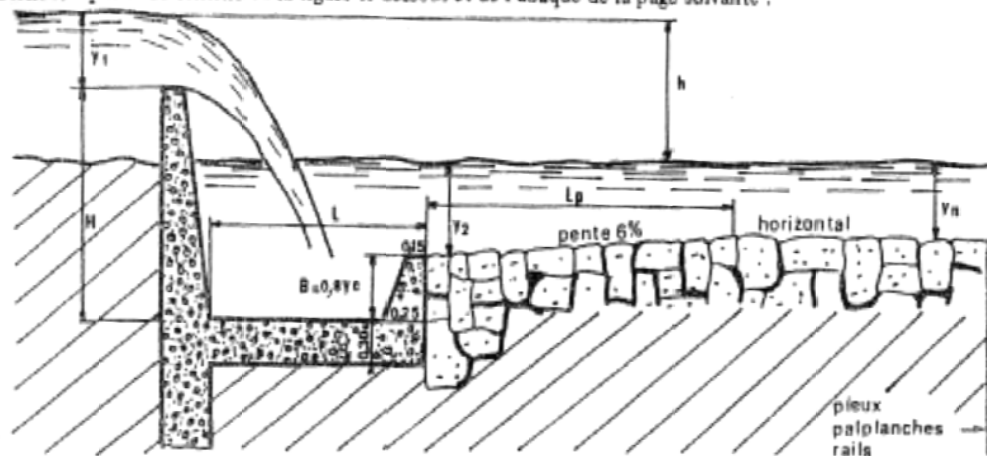
Table A-VI.1

Z=η	Φ(z)									
	X=2	X=2,5	X=3	X=3,25	X=3,5	X=3,75	X=4	X=4,25	X=5	X=5,5
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
0.20	0.202	0.201	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
0.30	0.309	0.304	0.302	0.301	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
0.40	0.423	0.411	0.407	0.404	0.403	0.403	0.403	0.402	0.401	0.400
0.50	0.549	0.527	0.517	0.513	0.510	0.508	0.507	0.504	0.502	0.501
0.60	0.693	0.657	0.637	0.630	0.624	0.621	0.617	0.610	0.607	0.605
0.62	0.725	0.685	0.663	0.654	0.648	0.644	0.640	0.632	0.628	0.626
0.64	0.758	0.714	0.689	0.680	0.673	0.668	0.664	0.656	0.652	0.649
0.66	0.792	0.744	0.717	0.707	0.699	0.694	0.688	0.680	0.674	0.670
0.68	0.829	0.778	0.746	0.734	0.725	0.720	0.713	0.704	0.698	0.692
0.70	0.867	0.809	0.776	0.763	0.753	0.746	0.739	0.728	0.722	0.716
0.72	0.907	0.843	0.807	0.793	0.781	0.774	0.766	0.754	0.747	0.740
0.74	0.950	0.880	0.840	0.823	0.811	0.802	0.794	0.780	0.773	0.764
0.76	0.996	0.919	0.874	0.855	0.843	0.832	0.823	0.808	0.799	0.788
0.78	1.045	0.960	0.911	0.890	0.877	0.865	0.854	0.837	0.826	0.814
0.80	1.098	1.006	0.950	0.927	0.913	0.900	0.887	0.867	0.854	0.842
0.82	1.158	1.058	0.993	0.968	0.951	0.937	0.922	0.898	0.884	0.872
0.84	1.221	1.110	1.040	1.013	0.992	0.975	0.959	0.933	0.917	0.904
0.86	1.293	1.170	1.092	1.062	1.039	1.019	1.002	0.972	0.953	0.938
0.88	1.375	1.238	1.151	1.116	1.092	1.069	1.049	1.015	0.992	0.975
0.90	1.472	1.316	1.218	1.179	1.152	1.127	1.103	1.065	1.038	1.017
0.91	1.527	1.361	1.257	1.216	1.186	1.159	1.132	1.093	1.063	1.040
0.92	1.589	1.411	1.300	1.257	1.223	1.194	1.165	1.124	1.091	1.066
0.93	1.658	1.469	1.348	1.302	1.265	1.235	1.204	1.159	1.122	1.095
0.94	1.738	1.535	1.403	1.352	1.312	1.280	1.247	1.198	1.157	1.128
0.95	1.831	1.610	1.467	1.411	1.367	1.332	1.297	1.241	1.197	1.165
0.96	1.945	1.701	1.545	1.483	1.435	1.395	1.356	1.292	1.246	1.209
0.97	2.092	1.820	1.644	1.575	1.521	1.475	1.431	1.362	1.308	1.265
0.98	2.297	1.985	1.783	1.703	1.640	1.587	1.537	1.460	1.394	1.344
0.99	2.646	2.264	2.018	1.921	1.844	1.777	1.714	1.614	1.538	1.474
1.00	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
1.01	2.652	2.863	1.419	1.285	1.139	1.001	0.836	0.790	0.680	0.598
1.02	2.307	1.591	1.193	1.053	0.940	0.847	0.766	0.641	0.546	0.474
1.03	2.107	1.432	1.061	0.931	0.827	0.742	0.668	0.555	0.468	0.402
1.04	1.966	1.320	0.987	0.845	0.747	0.668	0.600	0.494	0.415	0.353
1.05	1.857	1.234	0.896	0.779	0.687	0.612	0.548	0.447	0.375	0.317
1.07	1.693	1.105	0.792	0.692	0.600	0.529	0.471	0.381	0.310	0.260
1.09	1.573	1.009	0.713	0.612	0.534	0.469	0.415	0.332	0.271	0.226
1.11	1.477	0.933	0.652	0.557	0.482	0.422	0.372	0.293	0.237	0.196
1.13	1.398	0.872	0.602	0.512	0.442	0.384	0.337	0.263	0.211	0.172
1.15	1.331	0.821	0.561	0.475	0.407	0.353	0.309	0.238	0.190	0.153
1.17	1.275	0.775	0.525	0.442	0.377	0.326	0.283	0.217	0.173	0.137
1.19	1.222	0.736	0.495	0.413	0.352	0.302	0.262	0.200	0.158	0.124
1.21	1.177	0.701	0.467	0.388	0.330	0.282	0.243	0.184	0.144	0.113
1.23	1.138	0.670	0.442	0.366	0.310	0.263	0.227	0.170	0.132	0.103
1.25	1.098	0.643	0.420	0.346	0.292	0.247	0.212	0.158	0.121	0.094
1.27	1.065	0.618	0.400	0.328	0.276	0.233	0.199	0.147	0.111	0.086
1.29	1.033	0.594	0.382	0.312	0.261	0.220	0.187	0.137	0.103	0.079



- Calcul des caractéristiques d'une petite chute (voir aussi page suivante)

Dans le cas des petites hauteurs, les caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage peuvent être obtenues à partir du schéma de la figure ci-dessous et de l'abaque de la page suivante :



- h est la hauteur nette de la chute
- L est la longueur de la cuvette
- H est la hauteur de chute par rapport au fond de la cuvette
- y_n est la profondeur normale dans le lit aval
- B est la profondeur de la cuvette par rapport à la zone protégée du lit aval
- L_p est la longueur aval protégée de pente 6 %

Au-delà de L_p l'enrochement est poursuivi sur quelques mètres et buté par un rideau de palplanches si son équilibre n'est pas assuré. On a :

$$h = H + y_1 - B - 0,06 L_p - y_n$$

Coefficient de capacité portante (d'après Brinch-Hansen et vesic).

ϕ' (°)	N_c	N_q	N_γ
0	5,1	1,0	0,0
20	14,8	6,4	2,9
21	15,8	7,1	3,5
22	16,9	7,8	4,1
23	18,0	8,7	4,9
24	19,3	9,6	5,7
25	20,7	10,7	6,8
26	22,3	11,9	7,9
27	23,9	13,2	9,3
28	25,8	14,7	10,9
29	2,9	16,4	12,8
30	30,1	18,4	15,1
31	32,7	20,6	17,7
32	35,5	23,2	20,8
33	38,6	26,1	24,4
34	42,2	29,4	28,8
35	46,1	33,3	33,9
36	50,6	37,8	40,1
37	55,6	42,9	47,4
38	61,4	48,9	56,2
39	67,9	56,0	66,8
40	75,3	64,2	79,5
41	83,9	73,9	95,1
42	93,3	85,4	114,0
43	105,1	99,0	137,1
44	118,4	115,3	165,6
45	133,9	134,9	200,8