

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à

Mon cher papa et ma chère mama pour leur

sacrifices et d'avoir cru en moi, à mes

adorables frères Yacine et walid

A mes sœurs Kenza, Zahia, Yasmína, Bouchra,

ma belle-sœur Sabrina, on neveu Houcine et ma

petite nièce Farah

A toute ma famille, tous mes oncles et mes

tantes, mes cousins et cousines

A tous mes amis qui ont toujours été à mes

côtés : Sousou, Asma, Nawel, Baya, Asma

M, Sounia, Hafida, Sara, Daaouia, Gano.

MERCI

Bouchennir

Nassima

Remerciement

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères et toute ma gratitude à mon encadreur
monsieur Mr KHALDI

Qui s'est toujours montré à l'écoute et très disponible
tout au long de la réalisation de ce travail

Je le remercie Pour ses orientations, son suivi, ses
remarques judicieuses et l'aide qui m'a apportée sans
lesquels ce travail n'aurait jamais vu le jour.

Que soient remerciés ici tous ceux qui ont été à mes
côtés durant la réalisation de ce travail Mr TOWAHRI
A. Mme CHOURGHAL N et Mr BENGHADOUQA B. et
qui m'ont soutenu dans les moments difficiles et
d'encouragement.

En fin je remercie tous ceux qui ont contribué, de près
ou de loin, à la réalisation de ce travail.

ملخص

Résumé

Abstract

ملخص :

في إطار الاستراتيجية الوطنية للحد من ظاهرة التصحر، وخلق موارد جديدة للمياه في المناطق السهلية، اقترحت الوكالة الوطنية للسدود انشاء عدة سدود وذلك نظرا لأهميتها الاجتماعية و الاقتصادية و تأثيرها الإيجابي في تحسين البيئة و التنمية الزراعية .

و في هذا الاطار أجرينا دراسة قابلية انشاء سد سيدي سوبلة بولاية المسيلة و التي تتضمن العديد من المحاور، الطبوغرافية، الجيولوجية والهيدرولوجية وصولا الى اختيار نوع السد و التأكد من ثباته.

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale de lutte contre la désertification, et afin de créer une nouvelle ressource hydraulique dans les régions du sud. L'ANBT s'est vu réaliser des barrages, vu leur impact important socio-économique sur l'amélioration de l'environnement contre l'extension du désert et le développement de l'agriculture.

L'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude de faisabilité d'un barrage dans la wilaya de M'Sila et principalement sur l'Oued de Soubella. Contenant les étapes géologique, topographique et hydrologique pour aboutir au choix de type de barrage et la vérification de sa stabilité.

Abstract:

As part of the national strategy of fight desertification, and to create new water resource, in the southern regions, the ANBT has proposed the construction of dams and small dams, because their socioeconomic impact on improving the environment against the spread of the desert and the development of agriculture. The study that we conducted in the DES is a feasibility of Soubella dam in the wilaya of M'Sila. Containing geological, topographical and hydrological steps to arrive at the choice of dam type and verification of its stability.

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Contenu

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	
I.1 Introduction	2
I.2 SITUATION ET ACCES.....	2
I.3 CONTEXTE GEOLOGIQUE REGIONAL.....	3
I.3.1 Lithologie et stratigraphie	4
I.3.2 Tectonique régionale	6
I.4 SEISMICITE	6
I.5 ETUDE GEOLOGIQUE DE LA ZONE DE RETENUE	7
I.5.1 Caractéristiques géomorphologiques	7
I.5.2 Géologie de la zone de retenue	8
I.5.3 Substratum rocheux.....	8
I.5.4 Structures géologiques.....	9
I.6 ETUDE GEOLOGIQUE DU SITE DU BARRAGE.....	10
I.6.1 Caractéristiques géomorphologiques	10
I.6.2 Géologie	11
I.6.3 Structures géologiques.....	14
I.6.4 Caractéristiques hydrogéologiques.....	14
I.6.5 Aspects géotechniques	15
I.6.6 Géologie des ouvrages annexes	22
I.7 CONCLUSIONS.....	23
CHAPITRE II ETUDE HYDROLOGIQUE	
II.1 Introduction :	25
II.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant :	25

II.2.1	Définition:.....	25
II.2.2	Paramètres géométriques du bassin versant :	26
II.2.3	Les paramètres relief :.....	28
II.2.4	Caractéristiques hydrographiques du bassin versant:.....	32
	Formules	33
	GIANDOTTI	33
	KIRPICH	33
II.3	Caracteristiques climatiques :	35
II.3.1	La température :	35
II.3.2	L'évaporation :	36
II.4	La pluviométrie :.....	37
II.4.1	Ajustement des pluies maximales journalières	39
II.5	Les apports :.....	46
II.5.1	Les apports liquides	46
II.5.2	Irrégularités des apports	49
II.5.3	Répartition mensuelle des apports :.....	52
II.6	Etude des crues :.....	53
II.6.1	Introduction	53
II.6.2	Calcul de débit maximal de crue fréquentiel :.....	54
II.7	Transports solides	61
II.8	Calcul du Volume mort :	62
II.9	Conclusion:.....	62

CHAPITRE III ETUDE DE REGULARISATION ET LAMINAGE DES CRUES46

III.1	Introduction :.....	63
III.2	Etude de La régularisation :.....	63
III.2.1	METHODOLOGIE.....	63
III.2.2	DONNEES DE BASE	66
III.2.3	PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT ET DE SIMULATION.....	70
III.2.4	RESULTATS DE L'ETUDE DE REGULARISATION.....	73

III.3 Laminage des crues :.....	78
III.3.1 Estimation de la crue du projet :.....	78
III.3.2 calcul du Laminage des crues :.....	78
III.3.3 Estimation du débit de crue laminée :.....	79
III.3.4 Estimation de la charge au-dessus du déversoir :.....	80
III.4 Conclusion	83

CHAPITRE IV ETUDE DES VARIANTES

IV.1 Introduction	84
IV.2 Le choix du site du barrage	84
IV.3 Le choix du type du barrage	84
IV.4 Variantes susceptibles à projeter sur le site.....	84
IV.5 Variante A : Barrage en remblai zoné à noyau argileux.....	85
IV.6 Calcul du coût approximatif de la digue	85
IV.7 Définition du profil général du barrage.....	86
IV.7.1 Hauteur du barrage	86
IV.7.2 La largeur en crête.....	88
IV.7.3 La pente des talus :	89
IV.7.4 Les bermes :.....	90
IV.7.5 classification de l'ouvrage :.....	90
IV.7.6 Le noyau central d'argile	91
IV.7.7 Protection des talus.....	94
IV.7.8 Section type du barrage	96
IV.8 Les Ouvrages annexes.....	97
IV.8.1 Dérivation provisoire	97
IV.8.2 Evacuateur de crues.....	97
IV.8.3 Vidange de fond.....	98
IV.8.4 Ouvrage de prise d'eau.....	98
IV.8.5 Le puits d'accès et de manœuvre.....	99
IV.8.6 Tunnel de DP et de vidange	99

IV.9 Variante B : Barrage en enrochements à masque amont	99
IV.9.1 Section type du Barrage en enrochements à masque amont	101
IV.10 Le choix définitif du type du barrage	101
IV.11 Evaluation du coût total de la digue des deux variantes	102
IV.12 Evaluation du coût total des Ouvrages annexes des deux variantes	103
IV.12.1 Comparaison des coûts.....	103
IV.13 CONCLUSION	105

CHAPITRE V ETUDE DE STABILITE

V.1 Introduction	106
V.2 Méthodologie suivie	106
V.3 Définition de la coupe-type étudiée	106
V.4 Tracé de la ligne de saturation.....	108
V.5 CALCULS STATIQUES	110
V.5.1 Méthodologie.....	110
V.5.2 Présentation de SLIDE	111
V.5.3 Définition des cas de charges.....	111
V.5.4 Définition des critères de dimensionnement.....	113
V.5.5 Caractéristiques des matériaux.....	113
V.5.6 Résultats obtenus.....	115
V.6 CONCLUSION.....	121
Conclusion générale.....	122

Liste des figures

<i>Figure I:1: Barrage de Soubella - Carte de situation</i>	3
<i>Figure I:2: Carte géologique régionale</i>	5
<i>Figure II:1 : Situation géographique du projet de Soubella</i>	26
<i>Figure II:2: Bassin versant – Courbe hypsométrique</i>	29
<i>Figure II :3: Bassin versant – Carte hypsométrique</i>	30
<i>Figure II:4: Le profil en long du thalweg principal</i>	31
<i>Figure II:5: Températures mensuelles moyennes</i>	36
<i>Figure II :6: Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle</i>	37
<i>Figure II :7: Pluviométrie – Répartition mensuelle</i>	38
<i>Figure II :8: Ajustement à la loi de Log-Normale (Maximum de vraisemblance)</i>	40
<i>Figure II :9: Ajustement à la loi de Gumbel</i>	42
<i>Figure II :10: Hydrogramme fréquentiels des différentes périodes de retour de Soubella</i>	60
<i>Figure III:1: Retenue – Bilan des entrées/sorties</i>	64
<i>Figure III:2 : Retenue – Lois Hauteur-Surface-Volume</i>	67
<i>Figure III:3: Apports – Chronique annuelle</i>	68
<i>Figure III:4: Précipitations – Chronique annuelle</i>	69
<i>Figure III:5: Evaporation nette corrigée – Chronique annuelle</i>	70
<i>Figure III:6: Série historique – RN à 780 m – Evolution du niveau d'eau</i>	74
<i>Figure III:7: Série historique – RN à 780 m – Volumes entrants</i>	75
<i>Figure III:8: Série historique – RN à 780 m – Volumes sortants</i>	75
<i>Figure III:9: Volume régularisé en fonction de la RN</i>	77
<i>Figure IV:1:Schéma de la retenue</i>	88
<i>Figure IV:2: Le profile général du barrage</i>	97
<i>Figure IV:3: Coût du la digue en fonction de La hauteur du barrage</i>	103
<i>Figure IV:4: Coût des ouvrages annexes en fonction de La hauteur du barrage</i>	104
<i>Figure V:1: Coupe-type étudiée (logiciel SLIDE)</i>	108
<i>Figure V:2: tracé de la ligne de saturation d'un barrage à noyau</i>	109

Liste des tableaux

<i>Tableau I:1: Résultats des essais de laboratoire sur les marnes du Crétacé inférieur avec intercalations de grès et de calcaires durs.....</i>	<i>17</i>
<i>Tableau I:2: Résultats des essais de laboratoire sur les calcaires du Miocène.....</i>	<i>19</i>
<i>Tableau II:1: La courbe hypsométrique.....</i>	<i>28</i>
<i>Tableau II:2: Temps de concentration.....</i>	<i>33</i>
<i>Tableau II:3: Tableau récapitulatif des caractéristiques morphométriques de bassin versant.....</i>	<i>34</i>
<i>Tableau II:4: Températures mensuelles moyennes.....</i>	<i>36</i>
<i>Tableau II:5: Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle.....</i>	<i>37</i>
<i>Tableau II:6: Caractéristiques de la station pluviométrique de sidi Ouadah.....</i>	<i>37</i>
<i>Tableau II:7: Pluviométrie – Répartition mensuelle.....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau II:8: Pluies maximales journalières fréquentielle estimée à l'aide de la fonction distribution Log-Normal.....</i>	<i>41</i>
<i>Tableau II:9: Pluie maximale journalière fréquentielle ajustée à la loi Gumbel.....</i>	<i>43</i>
<i>Tableau II:10: Pluie maximale journalière fréquentielle.....</i>	<i>44</i>
<i>Tableau II:11: Pluie de courte durée.....</i>	<i>45</i>
<i>Tableau II:12: Récapitulatif de calcul des apports moyen annuel.....</i>	<i>47</i>
<i>Tableau II:13: Récapitulatif de calcul des Cv.....</i>	<i>50</i>
<i>Tableau II:14: Apports fréquents.....</i>	<i>51</i>
<i>Tableau II:15: Répartition mensuelle des apports.....</i>	<i>52</i>
<i>Tableau II:16: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.....</i>	<i>54</i>
<i>Tableau II:17: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de GIANDOTTI) station Sidi Ouadah.....</i>	<i>55</i>
<i>Tableau II:18: valeur de γ en fonction de bassin versant.....</i>	<i>56</i>
<i>Tableau II:19: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY) station Sidi Ouadah.....</i>	<i>56</i>
<i>Tableau II:20: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.....</i>	<i>57</i>
<i>Tableau II:21: Volume maximal de l'apport.....</i>	<i>57</i>
<i>Tableau II:22: Tableau récapitulatif des temps de concentration, de montée et de décrue.....</i>	<i>59</i>

<i>Tableau II :23: Débit de crues pour différentes périodes de retour de Soubella.....</i>	<i>59</i>
<i>Tableau III:1: Retenue – Lois Hauteur-Surface-Volume</i>	<i>66</i>
<i>Tableau III:2: Modulation mensuelle de la demande en eau pour l'irrigation</i>	<i>72</i>
<i>Tableau III:3: Volume régularisé en fonction de la RN</i>	<i>76</i>
<i>Tableau IV:1: Résultat de calcul de la revanche</i>	<i>87</i>
<i>Tableau IV:2:Résultat de calcul de la hauteur du barrage.....</i>	<i>88</i>
<i>Tableau IV:3: Résultat de calcul de la largeur en crête</i>	<i>89</i>
<i>Tableau IV:4: Valeurs indicatives des pentes des talus.....</i>	<i>90</i>
<i>Tableau IV:5: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation</i>	<i>91</i>
<i>Tableau IV:6: le gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type De fondation.....</i>	<i>92</i>
<i>Tableau IV:7: Epaisseur de l'enrochement et d50 minimal des pierre en fonction de la hauteur de la vague.....</i>	<i>95</i>
<i>Tableau IV:8: coût de la digue.....</i>	<i>102</i>
<i>Tableau IV:9: Coût des ouvrages annexes en fonction de la hauteur du barrage... </i>	<i>104</i>
<i>Tableau V:1: Paramètres géométriques de la coupe-type étudiée.....</i>	<i>107</i>
<i>Tableau V:2: Coordonnées de la parabole de KOZENY.....</i>	<i>110</i>
<i>Tableau V:3: Coefficients de sécurité en fonction des cas de charge</i>	<i>113</i>
<i>Tableau V:4Caractéristiques de la fondation</i>	<i>114</i>
<i>Tableau V:5: Caractéristiques des matériaux du barrage</i>	<i>114</i>
<i>Tableau V:6: Résultats des calculs statiques.....</i>	<i>121</i>

Introduction générale

L'eau est l'essence de toute sorte de vie pour tout être humain, aussi nécessaire pour tout développement que ce soit agricole ou industriel.

Cependant, le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau, un facteur primordial dans la planification des budgets de l'état. Depuis la dernière décennie, L'édification des barrages présente une solution très largement utilisée pour combler les déficits en eau que plusieurs régions de l'Algérie souffre.

Dans cette optique la wilaya Msila a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui du barrage de «Soubella».

L'objectif primordial de l'Etude de faisabilité du Barrage de soubella est de créer une nouvelle ressource hydraulique qui servira au premier lieu pour l'AEP et, en second lieu pour l'irrigation dans le futur proche

Le contenu comprend cinq chapitres, Le premier chapitre est consacré à une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Dans le deuxième chapitre on définit les caractéristiques géomorphologiques, hydrographiques et climatiques du bassin versant, et on traite en détail les données pluviométriques en vue de calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide.

Ensuite, le troisième chapitre contient l'étude de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique et l'étude de laminage des crues afin de déterminer la côte maximale atteinte par le plan d'eau On consacre un chapitre pour le choix de la variante technico-économique. Une fois la variante choisie on effectue une étude détaillée pour sa conception et le calcul de stabilité.

CHAPITRE I

Etude géologique et géotechnique

I.1 Introduction

L'étude géologique et géotechnique est basée sur les travaux de reconnaissances au niveau de site de barrage, ainsi que les essais géotechniques au laboratoire qui ont pour objet de répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations des ouvrages.
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants.
- La localisation des zones instables et les zones de fuite d'eau potentielles lors de la mise à eau de la retenue.
- L'existence et les caractéristiques géotechniques des matériaux nécessaires à la construction de barrage.

I.2 SITUATION ET ACCES

Le site du barrage de Soubella est situé sur l'oued du même nom dans la commune de Magra (Wilaya de M'Sila), à environ 60 km à l'est de la ville de M'Sila et à 4 km au nord de la ville de Magra. Il est approximativement à la même distance au Sud de la ville de Sétif.

Le site du barrage est caractérisé par un verrou topographique très étroit à l'amont d'une zone habitée. Les rives calcaires sont particulièrement abruptes voire subverticales au droit du défilé. La route nationale RN28 qui relie Magra à Setif permet d'accéder facilement au site.

Le site du barrage de Soubella a pour coordonnées UTM :

$X = 694\ 499\ \text{m}$, $Y = 3\ 952\ 558\ \text{m}$, $Z = 725\ \text{m}$ (fond de vallée)

L'extrait de carte ci-dessous illustre la situation du site du barrage à l'échelle régionale.



Figure I:1: Barrage de Soubella - Carte de situation

I.3 CONTEXTE GEOLOGIQUE REGIONAL

La morphologie est conditionnée par une succession de plis orientés OSO - ENE se traduisant par une alternance de crêtes allongées suivant les rides anticlinales (djebels) et de cuvettes synclinales. Dans la région culminent Kef el Assa (1 745 m), Djebel bou Ich (1 702 m),

Djebel Soubella (1 543 m), Djebel Rekiba (1 304 m), Djebel El Menajel (1 140 m), Djebel Riba (1 159 m) et Kef el Masmar (1 014 m), entre lesquels les cours pérennes de l'Oued Soubella et de son affluent l'Oued el Hammam ont entaillé leurs lits.

A la base des talus d'éboulis, provenant des falaises calcaires, apparaissent des sources de très faible débit. Seules les sources liées à des failles offrent un débit plus important. Deux sources fournissent des eaux thermales: l'Aïn Skhouna et l'Aïn el Hammam. Proviennent des calcaires de la base du Miocène, affectés ici par une faille inverse ayant permis une remontée d'eaux tièdes et légèrement sulfureuses.

I.3.1 Lithologie et stratigraphie

L'extrusion des Monts du Hodna et du massif du Bou Taleb amena à l'affleurement l'ensemble des sédiments d'âge s'étalant depuis le Trias jusqu'au Tertiaire. Cette surrection fut accompagnée d'une forte érosion et de l'accumulation de dépôts détritiques continentaux pendant le Quaternaire.

Les argiles triasiques à gypse constituent l'unité lithologique la plus ancienne dans la zone étudiée.

Le Jurassique inférieur est d'origine marine. A la base il est représenté par des calcaires dolomitiques saccharoïdes et par des calcaires oolithiques sublithographiques surmontés par une série mince de marnes grises et rougeâtres.

Le Jurassique moyen débute par des bancs puissants de calcaires à silice, suivies par une alternance de marnes et de calcaires gris plus ou moins siliceux. Il se termine par des calcaires pseudo-bréchiques.

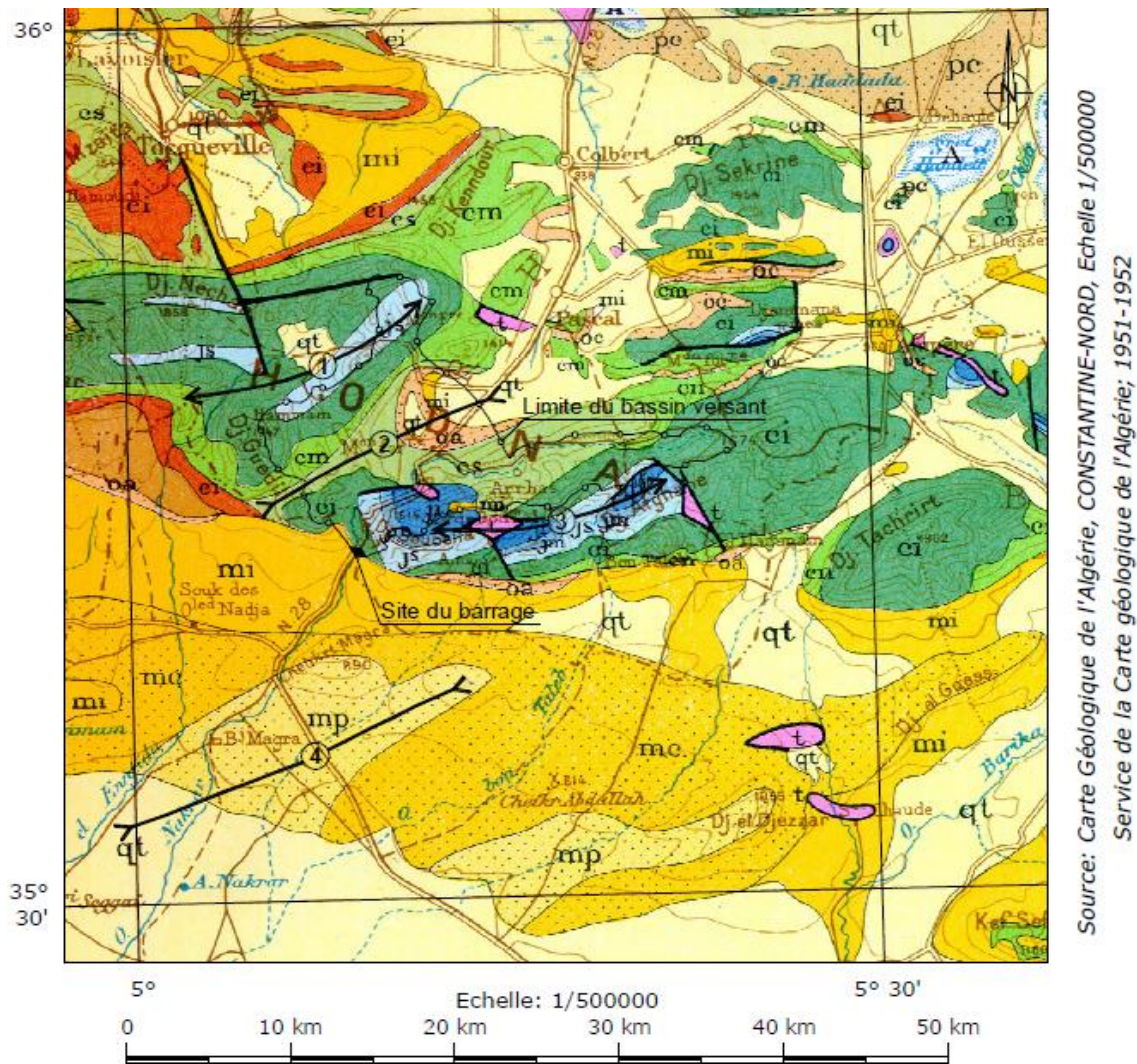


Figure I:2: Carte géologique régionale

Le Jurassique supérieur débute avec des calcaires et des calcaires marneux noduleux renfermant des ammonites, qui alternent vers le haut avec des marnes. Dans la partie médiane se situe une formation puissante de grès de teinte grisâtre à bleuâtre. Ces grès forment généralement le substratum des dépressions topographiques. Le Jurassique supérieur se termine par des calcaires lités, souvent pseudo-bréchiques, qui alternent avec des marnes grises.

La base du Crétacé inférieur comporte une alternance de marnes grises et de calcaires, une série puissante de marnes verdâtres et rougeâtres à lits de grès blanchâtres et une alternance de calcaires gréseux fossilifères, de couleur gris verdâtre, et de grès tendres. Le Crétacé inférieur se termine par des calcaires dolomitiques dans lesquels s'intercalent des marnes et des grès.

Le Crétacé moyen débute par des calcaires, surmontés par une alternance de marnes grises ou verdâtres et de calcaires détritiques. Ces assises à prédominance marneuse forment des dépressions. Au sommet se trouvent des calcaires dolomitiques.

Le Crétacé supérieur débute par une formation discordante détritique rougeâtre, composée de conglomérats, de grès et d'argiles, surmontée par des sédiments marins marneux, puis calcaires.

Des sédiments éocènes lagunaires ou marins et oligocènes continentaux constituent les couches basales du bassin formé dans le Tertiaire au sud des Monts du Hodna.

La transgression du Miocène inférieur débute par la sédimentation d'une série rouge détritique grossière, discordante sur le substratum: c'est le Premier cycle Miocène. La série du Deuxième cycle Miocène débute par des calcaires gréseux plus ou moins conglomératiques reposant sur le conglomérat basal. Des calcaires marno-sableux, puis une série marneuse puissante, avec des intercalations de grès, complètent ce deuxième cycle de sédimentation.

Le Miocène terminal marin et lagunaire est représenté par des marnes silteuses brunes à rougeâtres, finement litées, avec des lentilles de gypse. Vers le sommet, elles passent progressivement à une série puissante détritique du Pliocène et Villafranchien continental.

Le Quaternaire est représenté par des terrasses anciennes, des alluvions récentes, des cônes de déjection et des sédiments déposés dans les milieux lagunaires, marécageux et de sabkhas.

I.3.2 Tectonique régionale

Il est estimé que les failles orientées E-O à ONO-ESE, bien que relativement rares à l'affleurement, sont des accidents majeurs qui affectent probablement le substratum en profondeur.. Il convient aussi de signaler la faille inverse du foug de l'oued Soubella.

I.4 SEISMICITE

Le rapport sur l'étude de l'aléa sismique du site du barrage de Soubella, menée par le BRGM, Les conclusions de cette étude sont rappelées ci- dessous.

Pour le site du barrage de Soubella, le séisme de référence considéré est celui d'Ain Tagrout, du 4 septembre 1963, ramené en position la plus défavorable. Les séismes de dimensionnement correspondants ont les caractéristiques suivantes:

SBE : $M_w = 5.7$, à l'aplomb du site, et à une profondeur de 10 km,

SMD : $M_w = 6.2$, à l'aplomb du site, et à une profondeur de 10 km.

Les accélérations maximales horizontales recommandées pour le projet sont:

- SBE : 0.30 g

- SMD : 0.39 g

La durée efficace des sollicitations sismiques correspondant au SMD est de 7 secondes.

I.5 ETUDE GEOLOGIQUE DE LA ZONE DE RETENUE

I.5.1 Caractéristiques géomorphologiques

Le relief est en général peu marqué dans la cuvette de la retenue.

A l'amont du site du barrage, l'oued Soubella a entaillé son lit dans les sédiments marno - gréseux du Crétacé inférieur. Le profil transversal de la vallée est dissymétrique et variable, au gré des variations lithologiques et des structures géologiques.

A l'aval du site du barrage, le lit de l'oued Soubella s'élargit. Dans la partie basse, les versants ont des pentes douces. Le haut des versants est dominé par des falaises calcaires.

En bordure de la plaine de Magra (plateau Hodna), l'oued a façonné des gorges au droit de la frange de calcaires du Miocène inférieur.

L'oued Soubella est un cours pérenne, alors que ses affluents ne sont que temporairement actifs. Plus nombreux, les thalwegs de la rive gauche sont encaissés dans les terrains de couverture, en particulier des glacis – terrasses anciens, alors que le substratum rocheux n'est que faiblement entaillé.

I.5.2 Géologie de la zone de retenue

Terrains de couverture

Les terrains de couverture, d'âge Quaternaire, sont bien développés. Ils sont représentés par des éboulis et des sols argileux sur les versants, par des alluvions grossières actuelles dans le lit de l'oued et par une basse terrasse.

Dans le fond de vallée, le substratum est en général recouvert d'alluvions holocènes d'une épaisseur comprise entre 4 et 10 m. Deux types de matériaux sont reconnus: les alluvions du lit et les alluvions des basses terrasses. Il s'agit de cailloux et de galets de nature lithologique variée, emballés dans une matrice sableuse, par endroits argileuse. La partie basale de cet horizon comporte une couche de cailloux argileux. Les terrasses basses de même nature lithologique renfermant une couche superficielle d'argile limono-sableuse s'étalent sur les rives du lit. Elles sont en général destinées aux superficies agricoles.

Les pentes douces typiques du substratum marneux sont recouvertes d'une couche peu épaisse de dépôts de nature diluviale. L'éroulement des falaises calcaires alimente les éboulis de pente.

Localement, le long de la RN 28 Sétif – Magra, les terrains sont recouverts par des remblais constitués d'éboulis et de blocs compactés.

I.5.3 Substratum rocheux

Dans la zone de la cuvette, le substratum est rarement affleurant. Bien exposé au droit et à l'aval du site de barrage, le substratum est parfois visible localement dans les thalwegs ou sur les versants.

Les sédiments marins du Crétacé inférieur (Valanginien) sont prédominants. Ils sont représentés par des couches minces de marnes grises et rougeâtres avec des passées fréquentes de grès. On y trouve localement des bancs de grès blanchâtres et jaunâtres ainsi que des calcaires gréseux.

Les parties plus hautes du site du barrage et les terrains à l'aval sont constitués de calcaires et marnes attribués au Miocène inférieur (Deuxième cycle marin). Cette série sédimentaire est

discordante sur les assises plus anciennes. Elle débute par des calcaires conglomératiques reposant sur le conglomérat basal et se poursuit par des calcaires lités, de teinte grise et jaunâtre, à intercalations de calcaires marneux et pseudo-bréchiques. Une série de marnes finement litées, de couleur gris vert, avec intercalations de grès ferrugineux à la base et des calcaires jaunes vers le sommet complète la série.

I.5.4 Structures géologiques.

La direction principale des fractures, N – S, présente un pendage subvertical ($87^{\circ} - 90^{\circ}$), tantôt vers l'est, tantôt vers l'ouest.

Une deuxième famille de fracture est celle orientée NE–SO, soit $342/68^{\circ}$ (fort pendage NO) et $149/74^{\circ}$ (fort pendage SE).

Les fractures subverticales NNO-SSE, soit $252/85-88^{\circ}$ et $078/85-88^{\circ}$, sont moins bien représentées.

Les failles E-O à ENE-OSO sont rarement visibles à l'affleurement dans la cuvette de la retenue. Toutefois, l'interprétation photo-géologique suggère la présence d'une telle faille au milieu de la zone de retenue. A cette même famille de discontinuités appartient la zone de faille régionale qui traverse la retenue tout près de son extrémité amont et la faille inverse identifiée au sud du barrage à laquelle on associe la source d'eau thermale d'Ain el Hammam.

. La retenue est traversée par cette zone de faille dans sa partie la plus reculée, à environ 1,5 km à l'amont du barrage. A cet endroit, la retenue est étroite, alors que la vallée de l'oued est toujours assez profonde et large, de sorte qu'il n'y a aucun risque de fuites de la retenue. Ci et là, des glissements pourraient mobiliser les terrains superficiels, davantage fragilisés et dégradés le long de la zone de faille, mais de tels phénomènes n'empièteraient pas sur l'aménagement. Dans ces conditions, il n'y a pas lieu d'envisager des investigations supplémentaires.

I.6 ETUDE GEOLOGIQUE DU SITE DU BARRAGE

I.6.1 Caractéristiques géomorphologiques

Avant de déboucher dans la plaine de Magra, l'oued Soubella coule dans les gorges étroites qu'il a entaillées dans les calcaires du Miocène inférieur sur environ 300 m de longueur, suivant une direction NNE-SSO. Le choix du site s'imposait tout naturellement au droit de ce rétrécissement.

Tout au long de ce tronçon, le fond de la vallée, large de 40 à 70 m, est recouvert d'alluvions dont l'épaisseur varie entre 4 et 9 m. Des éboulis de pente de faible épaisseur se sont accumulés au pied des talus et des blocs détachés des falaises calcaires se retrouvent jusque dans le lit de l'oued.

Le profil transversal présente des talus à pendage variable selon la résistance des terrains. Des falaises dominent les parties hautes des deux rives, où affleurent les calcaires miocènes, tandis que les talus inférieurs, constitués de marnes du Crétacé et des terrains de couverture présentent des pentes nettement plus douces. On note également la dissymétrie du profil, avec une rive gauche plus raide, en raison des éboulis de pente accumulés en rive droite et des excavations réalisées en rive gauche pour le passage de la RN28.

Dans l'axe du barrage, les caractéristiques morphologiques sont les suivantes:

- Le lit de l'oued est à la cote 726,
- La dissymétrie des rives : une pente moyenne d'environ 60° en rive gauche, en gradins avec quelques falaises, comprenant les déblais qui longent la RN 28; en rive droite, la pente est d'environ 25° dans la partie centrale et de 45° dans la partie supérieure en gradins, semblable à celle en rive gauche,
- Le lit majeur est limité par des remblais côté rive gauche et par des éboulis de pente sur la rive droite,
- La largeur du fond plat alluvial est de 20 m,
- La largeur de la vallée au droit de l'axe, à la cote 776, est d'environ 180 m.

Le seul cours d'eau permanent est l'oued Soubella. Quelques cours d'eau temporaires débouchent dans le lit de l'oued en dehors de la zone des ouvrages. En amont du site du barrage, en rive gauche, un étroit talweg recoupe les basses terrasses alluviales et son propre cône de déjection. A 200 m à l'aval de l'axe du barrage, deux ravines, l'une sur la rive gauche et l'autre sur la rive droite, ont entaillé leurs thalwegs dans les calcaires miocènes en suivant l'orientation d'une faille inverse. C'est à cette faille que l'on peut associer la source d'eau thermale sulfureuse (Ain el Hammam) située à l'aval du pont.

A l'amont du site du barrage, l'oued Soubella dessine un méandre qui sape les berges de l'oued en menaçant ainsi la stabilité des formations superficielles de la rive droite où on observe quelques loupes de glissements affectant les terrains de couverture. Compte tenu du caractère superficiel et des faibles volumes potentiellement impliqués, l'impact sur l'aménagement est considéré négligeable.

I.6.2 Géologie

Terrains de couverture

Les terrains de couverture, d'âge Quaternaire, sont représentés par des éboulis de pente (*ep*), des alluvions du lit (*a i a'*) et des terrasses basses (*t₁*). Accessoirement des éboulements (*e*) et des cônes d'injection de faible étendue (*c*) recouvrent localement le substratum.

Les versants dont le substratum rocheux est constitué par des marnes du Crétacé inférieur sont presque entièrement recouverts par une couche d'éboulis de pente, formée d'argiles sableuses à gravillons. Les intercalations de grès et de calcaires gréseux, plus résistants, affleurent à travers ces éboulis. Les produits issus de la désagrégation du rocher, intégrant fréquemment des blocs effondrés des falaises de calcaires, occupent les piémonts des versants. Dans la zone du barrage, l'épaisseur des éboulis de pente est comprise entre 1 et 5 m environ.

Dans le lit de l'oued, les alluvions holocènes constituent des dépôts dont l'épaisseur atteint 3,4 m jusqu'à 7,5 m. Elles sont représentées par des graviers et galets sableux, qui deviennent plus argileux et plus grossiers en profondeur. Sur la carte géologique du site du barrage sont distinguées les alluvions du lit mineur (*a*) des alluvions des hautes eaux (*a'*) limono - argileuses en surface. Dans la rives, depuis le lit jusqu'au bas des pentes, s'étalent les terrasses fluviales

basses (t_1) formées de dépôts durs et consolidés de gros cailloux et galets qui débutent à la base par un horizon notablement argileux. Vers le haut, ces dépôts sont plus ou moins sablo-limoneux. En rive droite, la terrasse basse est presque entièrement recouverte par des éboulis de pente.

En dehors de la zone de l'aménagement, en rive gauche, le cône de déjection (c) a recouvert en partie la terrasse basse. A l'extrémité de la ravine, son épaisseur est voisine de 5 m et elle est représentée par des cailloux marneux, gréseux et calcaires emballés dans une matrice limono-argileuse.

Localement au pied des falaises calcaires, des amas de blocs (e) couvrent le substratum rocheux.

La série de terrains de couverture dans la zone du site du barrage est complétée par des remblais (r) constitués de cailloux et de blocs compactés pendant la construction de la route régionale 28 Setif – Magra. Ces remblais se situent au pied de la rive gauche sur toute la longueur du site du barrage. Leur épaisseur, variable, est en moyenne estimée à 7 m.

Substratum rocheux

Sur le site du barrage, le substratum rocheux est constitué par des sédiments marins du Crétacé inférieur dans le fond de la vallée et au pied des versants, alors que les parties hautes des deux rives sont formées de sédiments du Miocène inférieur (deuxième cycle marin) qui sont transgressifs et discordants sur le substratum sous-jacent.

Les rares affleurements des sédiments du Crétacé inférieur se trouvent en général le long des déblais de la route régionale 28 en rive gauche et, très localement, au bord de l'oued en rive droite.

A partir des reconnaissances de terrain et des connaissances actuelles, deux unités sont distinguées au niveau du Crétacé inférieur, séparées par un niveau fossile à « Polypiers». Reconnu à l'affleurement.

En-dessous de cet horizon-repère, les sédiments sont attribués au Valanginien et sont représentés par des minces couches de grès fins, gris-vert et rougeâtre, et par quelques bancs calcaires sableux et marneux de teinte verdâtre et blanchâtre, intercalés dans les marnes grises et rougeâtres à aspect laminaire qui prédominent vers la base de l'unité.

Au-dessus de l'horizon-repère, on retrouve les sédiments attribués à l'Hauterivien, au Barrémien et à l'Aptien inf. Ils débutent par une zone large de 25 à 30 m comprenant des marnes à aspect laminaire de couleur grise, verte et brun rougeâtre avec quelques lits de grès gris brun et de calcaires sableux verdâtres. Cette partie basale est surmontée par une série d'une puissance de 7 m de grès finement lités (5 – 6 cm) de teinte jaunâtre, verdâtre et brune, puis des bancs calcaires sableux grossiers de couleur gris ocre et verdâtre. Vers le haut, la séquence continue avec une série de marnes laminaires de teinte gris verdâtre et gris foncé, contenant des intercalations plus ou moins fréquentes de grès fins gris et, par endroits, de calcaires marneux gris foncé. La série est recouverte de manière discordante par des calcaires miocènes.

Parfois, la séquence marneuse est caractérisée par la présence d'interlits de grès et/ou calcaires. Le plus souvent, il s'agit d'intercalations éparées, d'épaisseur centimétrique. Rarement, les grès ou les calcaires deviennent prédominants dans les alternances. C'est notamment le cas dans les intervalles suivants :

- grès et calcaires prédominants entre 45 et 60 m.
- grès prédominants entre 20 et 30 m
- grès et calcaires prédominants entre 60 et 72 m.

Les sédiments calcaires du Miocène inférieur forment les falaises caractéristiques des parties hautes des appuis et que l'on retrouve dans le lit de l'oued à l'aval de l'axe du barrage, jusqu'au-delà du pont. A l'exception du talus amont de la route, le contact transgressif à la base des calcaires miocènes est en général masqué par les terrains de couverture. Sur l'affleurement cité, ainsi que dans les sondages, on y remarque un horizon basal de conglomérats et de calcaires conglomératiques (m^{2a1}) de couleur ocre, dont l'épaisseur est d'environ 5 m. Vers le haut, par un passage progressif, on retrouve les bancs calcaires (m^{2a}) gris bleuâtre et gris jaunâtre, ainsi que plusieurs niveaux de calcaires marneux pseudo- bréchiques, finement lités. La série calcaire du Miocène inférieur toute entière montre des traces de karstification. Celles-ci sont localement visibles en surface.

En Rive Gauche au droit de l'axe du barrage, l'épaisseur de la série calcaire est relativement constante. En Rive Droite, la profondeur est de 80 mètres, n'a pas rencontré le contact Miocène/Crétacé.

I.6.3 Structures géologiques

Sur le site du barrage, les structures s'inscrivent en général dans le cadre régional déjà décrit.

Fractures

La famille de fractures prédominante, plus particulièrement dans le calcaires miocènes de la rive gauche, est orientée N-S et présente un pendage presque vertical (096/86°-88° à 275/86-88°). En rive droite, l'orientation dominante est 252/84°. Les calcaires miocènes sont débités en blocs suivant ces discontinuités, les mêmes qui limitent l'extension des formations miocènes vers l'amont.

A ces deux familles se rajoutent les deux failles inverses mentionnées ci-dessus, orientées ENE-OSO à E-O et chevauchantes vers le nord.

Une de ces failles peut être suivie sur plus de 300 m à l'aval de l'axe du barrage. Bien visible en section transversale dans le talus de la route, cette faille est d'avantage marquée par le fléchissement des couches calcaires que par une discontinuité majeure.

La seconde faille est observée sur la rive droite à l'amont du barrage, longeant le lit de l'oued, dans les sédiments du Crétacé

I.6.4 Caractéristiques hydrogéologiques

Analyse des niveaux piézométriques

Notons d'abord que le niveau de l'oued au droit de l'axe est proche de la cote 726. Dans l'emprise de la retenue, le gradient du lit de l'oued est d'environ 2%.

Le complexe rocheux du site du barrage peut être considéré globalement comme un aquifère faible. Les circulations souterraines se font le long des fractures où les traces d'écoulement sont visibles (limonite sur les parois des fractures) et de karstification. La

karstification, matérialisée par des cavités de dissolution développées le long des diaclases majeures, se manifeste dans l'ensemble de la série calcaire du Miocène inférieur et, en profondeur, dans les couches calcaires du Crétacé inférieur.

La position globalement très basse de la nappe est révélatrice d'un massif plus perméable que ne le laisse supposer les résultats des essais d'eau. Les fractures ainsi que la karstification des calcaires ont tendance à rabaisser ce niveau et à drainer le massif vers l'aval.

On note également, une forte diminution de l'absorption avec la profondeur. Au-delà d'une quarantaine de mètres, celle-ci descend généralement en dessous de 2 l/min/m.

Compte tenu des résultats des essais d'eau, il est impératif de projeter un voile d'injection qui permette d'assurer une fermeture hydraulique au large.

I.6.5 Aspects géotechniques

Les unités géotechniques suivantes peuvent être distinguées dans la fondation du barrage:

- Des terrains de couverture quaternaires en grande partie meubles représentés par des alluvions en fond de vallée et des colluvions sur les pentes.
- Des roches détritiques relativement tendres représentées par une série de marnes, avec des intercalations de grès et de calcaires durs. Ces formations sont sous-jacentes aux précédentes et forment la majeure partie des appuis du barrage, ainsi que la fondation de la prise d'eau et de la galerie de dérivation et de vidange de fond.
- Des roches carbonatées dures représentées par les calcaires miocènes, qui forment principalement les parties hautes des appuis du barrage et la fondation de l'évacuateur de crues.

Les deux faciès du substratum rocheux ont des caractéristiques globalement adéquates pour la construction d'un barrage souple. Localement, des zones de faiblesse de la fondation nécessiteront un traitement spécifique pour obtenir une fondation homogène.

Séquence d'altération

La diversité des formations qui constituent le substratum rocheux à l'emplacement du barrage se traduit dans la profondeur et le degré d'altération météorique.

Au-dessus des marnes relativement tendres avec des intercalations de grès et de calcaires durs du Crétacé inférieur se retrouve en surface un horizon d'altération composé de cailloux et de blocs emballés dans une matrice sablo-argileuse. L'épaisseur de ces terrains de couverture ne dépasse pas dans la zone des gorges 1 à 3 m, alors qu'elle atteint environ 5 m dans la partie amont. Ces terrains superficiels surmontent une frange de rocher, parfois très friable vers la partie supérieure, caractérisé par le degré d'altération très variable. Ce rocher affleure localement dans les talus qui bordent la route au fond de l'oued. En profondeur, cette frange de fondation rocheuse a été mise en évidence tant par les sondages de reconnaissance que par les vitesses sismiques relativement faibles indiquées par la sismique réfraction. Son épaisseur atteint maximum 10 à 15 m en rive droite et jusqu'à 25 à 35 m dans le lit de l'oued et au pied de la rive gauche. Il convient de signaler que les séquences intégrant des intercalations de grès et de bancs de calcaires montrent une dégradation plus faible et moins profonde.

La qualité de la fondation s'améliore progressivement en profondeur, où l'altération est limitée aux épontes des failles et des fractures.

Le substratum dur composé de calcaires miocènes est souvent affleurant. Dans l'horizon superficiel fracturé et altéré, le réseau de fractures débite les calcaires en une série de blocs de taille décimétrique à métrique, bien emboîtés. Sous l'effet de l'altération météorique, le rocher est décoloré en surface et le long des discontinuités, les fissures et les plans de stratification montrant aussi des traces de dissolution karstique. Notons que la karstification affecte toute la séquence calcaire, elle s'étend en profondeur jusqu'à la base de cette formation, dans le conglomérat basal, et ce dans les deux rives. Il faudra en tenir compte de voile d'injection, qui devra s'ancrer dans la formation marneuse que surmontent les calcaires.

Analyse des résultats des essais de laboratoire

Les résultats des essais de laboratoire et des analyses sur échantillons de substratum rocheux prélevés des carottes des sondages sont récapitulés dans les Tableau I:1 et I:2.

Marnes avec intercalations de grès et de calcaires durs

Les deux tableaux ci-dessous récapitulent les résultats des différents essais sur les marnes:

- La densité sèche (γ_d) des sédiments marneux varie entre 2.19 et 2.54 pour une moyenne de 2.33
- Le poids spécifique est compris entre 2.53 t/m³ et 2.62 t/m³ pour une moyenne de 2.58 t/m³
- La porosité moyenne est relativement forte
- La résistance à la traction est très faible (moyenne = 3.71 bars)

Tableau I :1: Résultats des essais de laboratoire sur les marnes du Crétacé inférieur avec intercalations de grès et de calcaires durs

Sondage	Profondeur	Rc Nat	Rc Sat	Rt Nat	Rt Sat	Densités	
						γ_d	γ_h
N°	M	bars	bars	bars	Bars	t/m ³	t/m ³
S102	13.14 - 13.40	-				2.4	2.5
	16.67 - 16.99	-		25			
	27.00 - 27.24	21.5				2.34	2.47
	39.00 - 39.34			0.8	0.7		
S103	9.14 - 9.68	53.7				2.37	2.43
	18.40 - 18.66	-				2.3	2.45
	26.80 - 27.00	17.6				2.19	2.25
	27.10 - 27.33	-		1.4			
	45.30 - 45.69	31.2				2.42	2.52
	45.60 - 46.78	-		0.8			
S104	12.60 - 12.80	15				2.3	2.44
	17.60 - 17.80	-				2.32	2.44

S105	9.10 - 9.44	-				2.32	2.47
	13.50 - 13.86	-				2.31	2.45
	14.08 - 14.55	22.1	2.1			2.31	2.45
	16.15 - 16.50	-		0.9			
	19.50 - 20.50	21.5	3.6			2.22	2.39
	26.59 - 26.87	-				2.39	2.6
	32.50 - 32.82	-				2.28	2.45
	36.00 - 36.34	21.3	5.2			2.29	2.44
	39.72 - 40.10			1.6	0.4		
	42.58 - 42.78	51.2				2.27	2.46
S106	6.70 - 7.05	11.2				2.22	2.4
	11.00 - 11.45	-		0.7			
	17.53 - 18.00	-				2.51	2.64
	21.30 - 21.80	75.2				2.38	2.45
	23.30 - 23.95	86				2.29	2.49
	26.00 - 26.40			1.4			
S107	12.42 - 12.63	73.5				2.54	2.63
	15.55 - 15.07	-				2.33	2.44
	27.55 - 27.73	-				2.36	2.63
	32.32 - 32.64	-		0.8			
Minimum		11.2	2.1	0.7	0.4	2.19	2.25
Moyenne		38.5	3.7	3.7	0.6	2.33	2.47
Maximum		86	5.2	25	0.7	2.54	2.64
Ecart type		26.1	1.5	8	0.2	0.08	0.09

Calcaires du Miocène

Le Tableau I :2 reprend tous les essais effectués sur des échantillons de calcaires du Miocène.

On constate que:

- Le poids spécifique et la densité naturelle sont élevés, avec des valeurs moyennes respectives de 2.68 et 2.61 t/m³,

– La résistance à la compression simple de ces calcaires est en moyenne relativement élevée ($R_c = 501$ bars). Elle varie entre les valeurs extrêmes de 208 et 752 bars,

La résistance à la traction est en moyenne de 41 bars avec des valeurs extrêmes de 26 et 60 bars.

Tableau I : 2: Résultats des essais de laboratoire sur les calcaires du Miocène

Sondage	Profondeur	Rc Nat	Rt Nat	Densités	
				γ_s	γ_h
N°	m	bars	bars	-	t/m3
S201	9.17 - 9.68	481.4	-	-	2.68
	22.64 - 23.00	587.6	-	-	2.61
	42.26 - 48.84	608.2	-	-	2.62
S202	10.70 - 11.20	429.1	-	-	2.69
	27.40 - 27.75	349.8	-	-	2.62
	45.20 - 45.45				2.34
S203	4.84 - 4.96	604	-	-	2.67
	15.00 - 19.80	208.2	-	-	2.63
	28.43 - 38.78	752.3	-	-	2.64
	38.48 - 38.78	442.5	-	-	2.61
	49.23 - 49.54		-	-	2.44
S204	20.56 - 21.00	404.3	-	-	2.62
	31.25 - 31.52	745.8	-	-	2.6
	41.39 - 51.68				2.37
S301	1.50 - 1.87	498.4		2.67	2.63
	10.00 - 10.50	-	-	-	-
	16.00 - 16.34	498.6	36.6	2.66	2.48
	27.00 - 27.39	330.4	40	2.7	2.43
	30.00 - 30.30	-	-	-	-
S203	3.31 - 3.95	-	-		-
	6.90 - 7.21	676.8	43.1	2.68	2.63
	11.45 - 11.74	-	-	-	-
	13.78 - 14.09	349	60.2	2.68	2.64
	21.55 - 21.93	554.1	26.6	2.71	2.68
	24.78 - 25.09	-	-	-	-

<i>Minimum</i>	208.2	26.6	2.66	2.43
<i>Moyenne</i>	501.2	41.3	2.68	2.61
<i>Maximum</i>	752.3	60.2	2.71	2.69
<i>Ecart type</i>	151.2	12.2	0.02	0.08

Zonage géotechnique

Compte tenu des considérations précédentes, des observations de terrain et des résultats des investigations, on peut individualiser plusieurs unités géotechniques, caractérisées ci- dessous.

Terrains de couverture

Il convient de distinguer entre les colluvions, d'une part, et les alluvions, d'autre part.

Colluvions et marnes complètement altérées

Ces matériaux sont présents au-dessus du substratum marneux. L'épaisseur moyenne est de l'ordre de 2 m mais peut atteindre localement 5 m dans la partie amont. Peu consolidés et érodables, avec une déformabilité globalement élevée et irrégulière, ils devront être décapés sous l'emprise du barrage.

Alluvions

Les alluvions récentes, seules présentes dans la zone du barrage, forment dans le lit de l'oued un dépôt continu dont l'épaisseur moyenne est de 5 m. Ces matériaux sont davantage présents sous la recharge amont de barrage. Dans les limites de sollicitation attendues, ils sont relativement peu déformables. En revanche, la perméabilité est variable, les valeurs mesurées ou estimées à partir de la granulométrie étant comprises entre 10^{-4} et 10^{-8} m/s.

Substratum rocheux

Une première distinction est de nature lithologique et stratigraphique, entre les assises à prédominance marneuse du Crétacé, d'un côté, et les calcaires miocènes, de l'autre. Comme il a été déjà dit, les formations crétacées marneuses comportent localement des intercalations de grès

et de calcaires. A l'échelle de l'emprise du barrage, ce sont les marnes qui gouvernent les caractéristiques d'ensemble.

Chacune des deux unités litho stratigraphiques présente un zonage géotechnique vertical, dépendant du degré d'altération et de fracturation.

Marnes très altérées à modérément altérées et décomprimées

Il s'agit de l'horizon supérieur du substratum marneux. Son épaisseur est estimée en moyenne entre 5 et 7 m, atteignant localement 10 à 12 m. La décompression proche de la surface oblitère la fracturation du rocher, c'est pourquoi le premier terme semble mieux définir cet horizon. Ces matériaux ont des caractéristiques mécaniques médiocres.

La perméabilité est variable, localement élevée. Ces terrains seront excavés avec des moyens mécaniques, pour la plupart sans difficulté.

Marnes saines ou peu altérées et fracturées

Le toit de cet horizon se situe à des profondeurs très variables, comprises entre 10 et 35 m. Déterminée par des essais de laboratoire, la résistance en compression est très variable. Pour la matrice intacte, une valeur moyenne de 5 MPa peut être retenue. La perméabilité est globalement faible. Calcaires fracturés, peu altérés.

C'est la frange superficielle des calcaires, dont l'épaisseur est comprise généralement entre 3 et 10 m. Comme le montre la dénomination, l'altération est faible car, même à l'affleurement, l'altération météorique est généralement limitée le long des fissures.

Calcaires sains ou peu fracturés et altérés

Ce type de massif rocheux sera rencontré en particulier dans les fouilles de l'évacuateur de crues et dans la partie aval de la galerie de dérivation. Ce sont également les matériaux qui seront exploités en carrière. Les caractéristiques mécaniques sont très bonnes, de sorte que l'emploi d'explosifs est obligatoire. En revanche, ils sont caractérisés par un écoulement souterrain typique des massifs karstifiés.

I.6.6 Géologie des ouvrages annexes

Il convient de noter que le choix de l'emplacement des ouvrages n'est pas dicté par les conditions géologiques, sensiblement similaires dans les deux rives.

Evacuateur de crues

L'emplacement de l'évacuateur de crue est prévu en Rive Gauche. Il sera entièrement fondé dans les calcaires miocènes.

Plusieurs sondages carottés ont été forés le long du tracé ou à proximité: S6, S9, S203, S301 et S302. Il n'y a pratiquement pas de terrain de couverture, l'altération météorique est limitée aux fractures, certaines karstifiées. Le degré de fracturation est généralement modéré à faible. Dans la partie haute, du fait du desserrement au voisinage de la falaise, la fracturation est légèrement plus marquée.

Galerie de dérivation provisoire et vidange de fond

Cette galerie sera excavée en Rive Droite. Après un premier tronçon amont incurvé pour rentrer dans le massif, elle suivra une direction subméridienne. La couverture est toujours inférieure à 100 m.

Plusieurs sondages carottés ont reconnu le tracé du tunnel: S101, S401, S202, S5, S7 et S108. La galerie rencontrera essentiellement des marnes du Crétacé, sauf pour la partie aval, où l'on peut anticiper environ 50 mètres de calcaires.

La série marneuse est étanche en grand. Il n'y a pas d'élément permettant d'anticiper des difficultés majeures liées aux eaux souterraines. Le contact entre les calcaires miocènes et les marnes crétacées pourrait canaliser des arrivées d'eau, temporairement et localement significatives à la suite d'évènements pluvieux intenses.

Prise d'eau

Cet ouvrage est situé en Rive Droite. Il sera entièrement fondé dans le massif marneux.

Le sondage S401 a été foré dans la zone de l'emplacement prévu. Il a rencontré sur les 20 premiers mètres des terrains de qualité médiocre, représentés par des argiles et des marnes complètement altérées. La qualité du massif rocheux s'améliore nettement en profondeur. Il est composé majoritairement de marnes grises à noirâtres, très indurées.

Notons que la partie superficielle, ayant de faibles caractéristiques mécaniques, sera de toutes les façons excavée, l'encastrement de l'ouvrage se faisant dans le bon rocher.

I.7 CONCLUSIONS

La zone d'étude appartient au bassin du Hodna, où elle occupe la périphérie ouest de l'anticlinal de Boutaleb. La zone est caractérisée par les extrusions typiques de la tectonique salifère. Les sédiments jurassiques et crétacés, à prédominance marneuse, plissés, ont été recouverts par des calcaires lors de la transgression du Miocène inférieur.

Les principales directions des fractures sont NO–SE et E-O.

Les conditions géologiques se révèlent favorables à la création d'une retenue. L'étanchéité des terrains dans la zone de retenue sera assurée à la fois par les terrains de couverture, principalement argileux, et par les sédiments marneux sous-jacents.

Du point de vue de la géologie, le site du barrage de Soubella ne présente pas de difficultés insurmontables. L'analyse des caractéristiques géologiques et géotechniques a montré que les terrains sont stables et favorables à la réalisation d'un barrage.

Les reconnaissances effectuées révèlent, tant d'un point de vue topographique que géologique et géotechnique, un site sur lequel pourra être projeté sans difficultés majeures un ouvrage souple du type barrage en terre avec noyau étanche. L'évacuateur de crues sera projeté en rive gauche dans les calcaires miocènes sans difficultés particulières. La dérivation provisoire sera excavée en tunnel sous la rive droite.

Des fouilles d'ampleur modeste seront nécessaires pour atteindre un niveau de fondation avec des caractéristiques mécaniques convenables pour un remblai.

Les matériaux de construction de qualité satisfaisante et en quantité largement suffisante sont disponibles à proximité du barrage pour couvrir les besoins d'un ouvrage souple avec l'ensemble de ses ouvrages annexes.

CHAPITRE II

Etude hydrologique

II.1 Introduction :

L'étude hydrologique a pour objectif d'estimer les différentes caractéristiques morphométriques, hydrographiques et climatologiques du bassin versant, d'étudier statistiquement les précipitations maximales journalières afin d'estimer le débit maximaux probable de projet et de chantier et les précipitations total annuel afin d'estimer les écoulements moyen interannuel, les écoulements fréquentiel interannuel et l'écoulement solide ainsi leur répartitions temporaires.

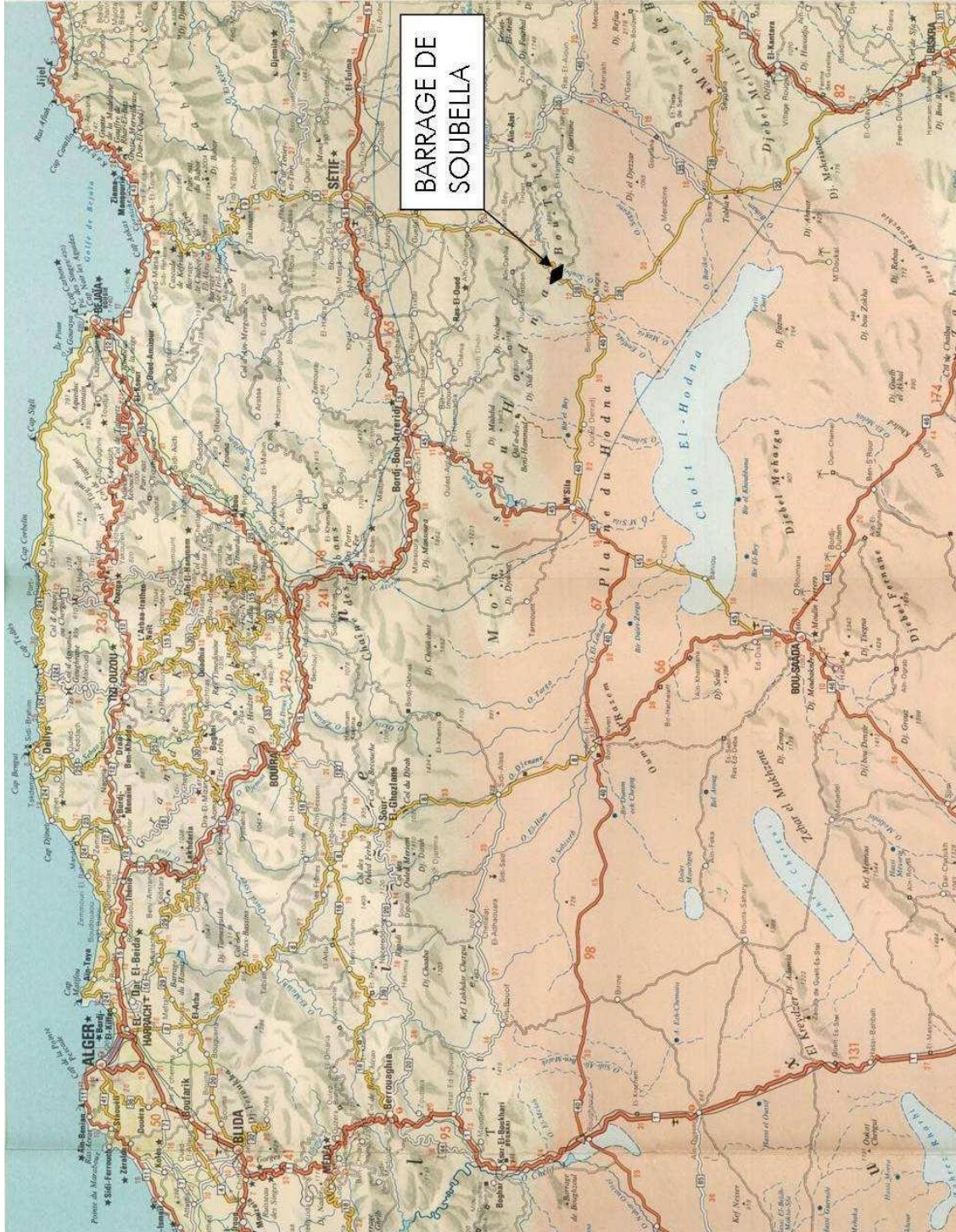
II.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

II.2.1 Définition:

Le bassin versant est défini par une section d'une rivière drainée par le cours d'eau, et ces effluents amonts ; les tracées de sa limite se fait en commençant par l'embouchure et en suivant les points les plus élevés jusqu'à la fermeture complète de circuit.

Le bassin versant de l'oued Soubella se situe à environ 100 km de la Méditerranée à la limite de la zone semi-aride (voir Figure II :1) du sud de l'Algérie. Il draine une partie méridionale des Monts du Hodna, s'écoule vers le Sud et se dissipe dans la plaine de Magra et la dépression du Chott Hodna (B.V. 05, sous-bassin 05-11 – nomenclature A.N.R.H).

Figure II.1 : Situation géographique du projet de Soubella



II.2.2 Paramètres géométriques du bassin versant :

A) Superficie :

$$S = 177\text{km}^2$$

B) Périmètre :

$$P = 89 \text{ km}$$

C) Indice de compacité de Gravelius :

Permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de forme.

$$K_G = 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Où : K_G : Indice de compacité de Gravelius.

S : surface du bassin versant [km^2].

P : périmètre du bassin [km].

A.N : $K_G = 1,87$

$K_G > 1$ donc c'est un bassin versant de forme allongée

D) Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante :

$$K_P = \frac{P^2}{S}$$

A.N : $K_P = 44.75$

E) Rectangle équivalent

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

Où : L : longueur du rectangle équivalent en Km.

l : largeur du rectangle équivalent en Km.

AN : $L=226\text{m}, l=25\text{m}$

II.2.3 Les paramètres relief :

Le relief est défini comme étant la variation des altitudes ; ces variations influent ; sur des facteurs comme l'écoulement, précipitation, végétation etc...

Il est caractérisé par (8) :

- La courbe hypsométrique.
- L'indice de pente globale.
- L'indice de pente moyenne.

II.2.3.1 La courbe hypsométrique :

Elle représente la répartition des altitudes en fonction des surfaces cumulées en pourcentage de la surface totale du bassin versant.

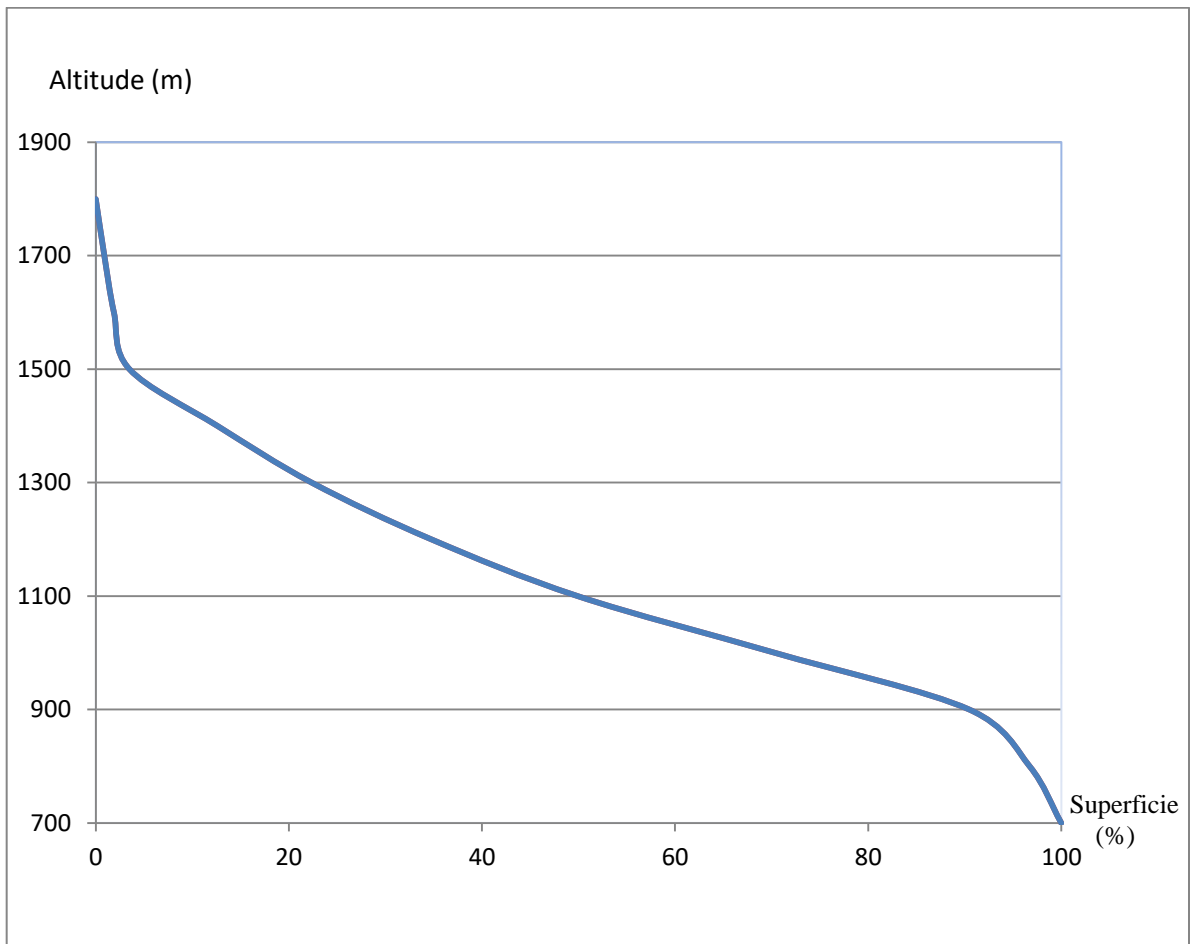
Tableau II :1: La courbe hypsométrique

Hmoy (m)	Tranche Altitude(m)	Superficie partielle (Km ²)	Superficie partielle (%)	Superficie cumulée (Km ²)	Superficie cumulée (%)
1843	1800-1886	0	0	0	0
1750	1700-1800	1.73	0.97	1.73	0.98
1650	1600-1700	3.37	1.9	5.1	2.88
1550	1500-1600	8.16	4.63	13.26	7.49
1450	1400-1500	17.89	10.11	31.26	17.6
1350	1300-1400	17.29	9.77	31.15	27.37
1250	1200-1300	25.74	14.54	48.44	41.76
1150	1100-1200	28.32	16	74.18	57.91
1050	1000-1100	45.01	25.43	102.5	83.34
950	900-1000	19.7	11.13	147.51	94.47
850	800-900	7.52	4.25	167.21	98.72
763	725-800	2.27	1.28	177	100
		177			

A partir de la courbe hypsométrique, on détermine les altitudes suivantes :

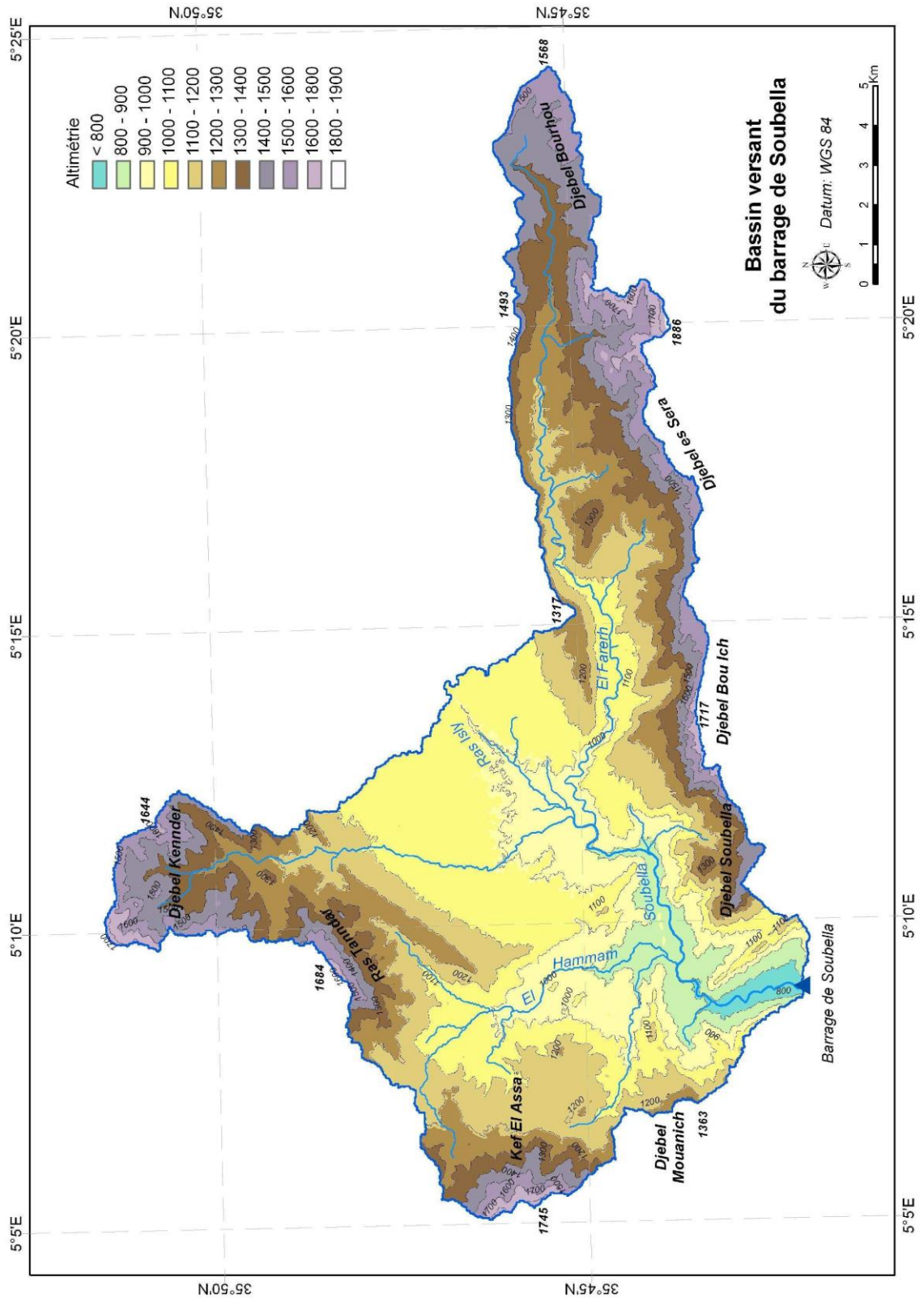
- F)** Altitude maximale $H_{\max} = 1886$ m.
- G)** Altitude minimale $H_{\min} = 725$ m.
- H)** Altitude médiane $H_{\text{med}} = H_{50\%} = 1050$
- I)** Altitude à 95% $H_{95\%} = 850$ m
- J)** Altitude à 5% $H_{5\%} = 1550$ m
- K)** Altitude moyenne $H_{\text{moy}} = \sum \frac{\bar{H}_i \cdot S_i}{S} = 1150$ m

Figure II:2: Bassin versant – Courbe hypsométrique



Le bassin versant de l'oued Soubella est constitué d'un massif montagneux et d'un plateau situé au-dessus de 1 000 m (Figure II :3). Il appartient au versant Sud des Monts du Hodna.

Figure II:3: Bassin versant – Carte hypsométrique

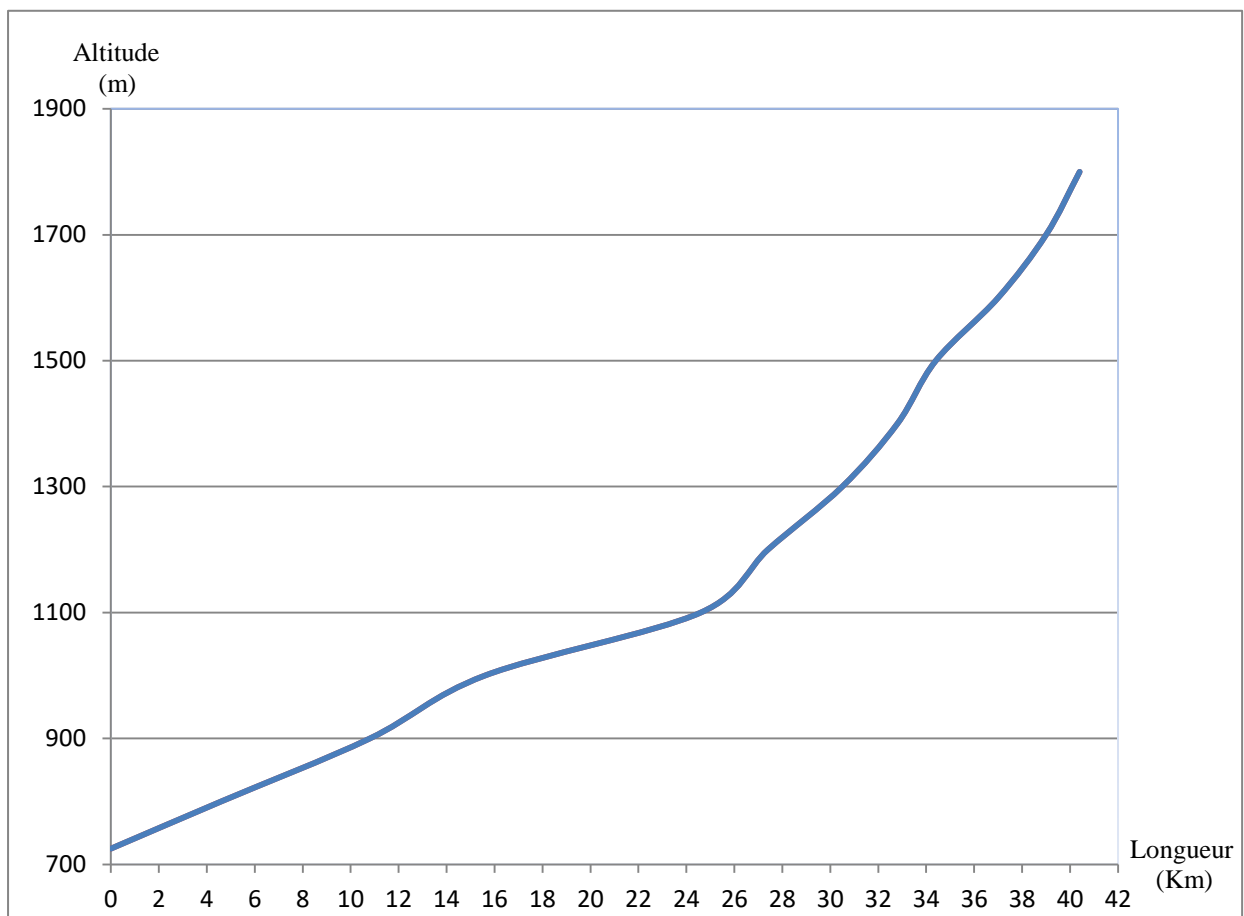


II.2.3.2 Le profil en long du cours d'eau

On a l'habitude de représenter graphiquement la variation altimétrique du fond du cours d'eau en fonction de la distance à l'émissaire. Le profil en long d'un cours d'eau permet de définir sa pente moyenne.

Le profil en long du thalweg principal (Figure II :4) présente une pente assez marquée et homogène (de l'ordre de 2 à 3%).

Figure II:4: Le profil en long du thalweg principal



II.2.3.3 Pente moyenne du bassin versant

$$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + \dots + 0.5L_n)}{S}$$

AH : équidistance entre deux courbes de niveau consécutives.

S : surface du bassin versant ($S = 177\text{Km}^2$).

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre i .

$$I_{\text{moy}} = 11.7\%$$

II.2.3.1 Indice de pente global :

$$I_{0g} = \frac{\Delta H}{L_T}$$

$$\Delta H = H_{5\%} - H_{95\%}$$

L_T : longueur du talweg principal ; $L_T = 35.5 \text{ Km}$

$I_g = 19.7 \text{ m/Km}$

II.2.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant:

II.2.4.1 Temps de concentration :

Le temps de concentration d'un bassin versant est l'une des caractéristiques qui nous informe sur le type de l'écoulement, il est défini comme le temps qui met une goutte d'eau de pluie pour parcourir la distance qui le sépare de l'exutoire. Il est donné par les formules suivantes (4):

Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_T}{0,8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad (\text{Heures})$$

S : surface du bassin versant de l'oued Soubella; $S = 177\text{Km}^2$

L_T : longueur du talweg principal ; $L_T = 35.5 \text{ Km}$

H_{moy} : altitude moyenne de bassin versant ; $H_{\text{moy}} = 1150 \text{ m}$

H_{min} : altitude minimale du bassin versant ; $H_{\text{min}} = 725 \text{ m}$

Tc=6.45 heures

Formule KIRPICH :

$$T_c = 0,6651(L_T)^{0,77} (I_g)^{-0,385}$$

L_T : longueur du talweg principal $L_T = 35.5\text{Km}$

I_g : indice de pente globale $I_g = 19.7\%$

D'où $T_c = 3.29$ heures

Formule Anonyme :

$$T_c = \left[\frac{\sqrt{SL}}{\sqrt{I_g}} \right]^{0,75} \quad T_c = 8.68 \text{ heures}$$

Tableau II:2: Temps de concentration

Formules	Tc (heures)
GIANDOTTI	6.45
KIRPICH	3.29
Anonyme	8.68
Moyenne	6.14

Sur la base de ces résultats, $T_c = 6.45$

II.2.4.2 Vitesse de ruissellement « V_R » :

Elle est déterminée par la formule suivante (4) :

$$V_R = \frac{L_T}{T_c} \quad [\text{Km/h}]$$

où :

L_T : longueur du talweg principal ; $L_T = 35.5 \text{ Km}$

T_c : temps de concentration ; $T_c=6.45$

D'où $V_R=5.5$ Km/h

II.2.4.3 Densité de drainage :

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur des canaux d'écoulement et la superficie du bassin (4) :

$$D_d = \frac{\sum l_i}{S} ; \sum l_i = 317.7 \text{ Km}$$

Avec : l_i : longueurs des cours d'eau déterminées au curvimètre

S : surface du bassin

$$D_d = 1.79 \text{ Km/Km}^2$$

II.2.4.4 Caractéristiques morpho métriques et hydrographiques du bassin versant

Les caractéristiques morpho métriques et hydrographiques du bassin versant de Soueblla sont récapitulées dans le tableau (II:3).

Tableau II:3: Tableau récapitulatif des caractéristiques morphométriques de bassin versant

Paramètres	Symbole	Unités	Valeurs
Superficie	S	km ²	177
Périmètre	P	Km	89
Longueur de cours d'eau principale (talweg)	L_T	Km	35.5
Altitude maximale	H_{max}	M	1886
Altitude moyenne	H_{moy}	M	1150
Altitude minimale	H_{min}	M	725
Altitude H 5%	H 5%	M	1550

Altitude H 95%	H 95%	M	850
Longueur du rectangle equivalent	L	m	226
Largeur du rectangle equivalent	l	m	25
Indice de compacité	K _G	/	1.87
Indice de pente global	I _g	m/k m	19.7
Indice de pente moyenne	I _{moy}	m/k m	11.7

II.3 Caracteristiques climatiques :

L'étude climatologique a pour objectif de fournir des données concernant la température de l'air, l'évaporation du plan d'eau, la vitesse du vent et la répartition de la pluie mensuelle dans le site d'étude. Ces données sont nécessaires pour effectuer une étude hydrologique fiable (7).

II.3.1 La température :

Les températures moyennes mensuelles au voisinage du projet d'aménagement sont données dans la Tableau II:4 et illustrées sur la Figure II:5.

Les mois de juin à septembre sont les mois les plus chauds avec un pic de chaleur en juillet/août (26°C). Les mois de décembre, janvier et février sont les plus froids de l'année avec une température moyenne inférieure à 7 °C.

Figure II:5: Températures mensuelles moyennes

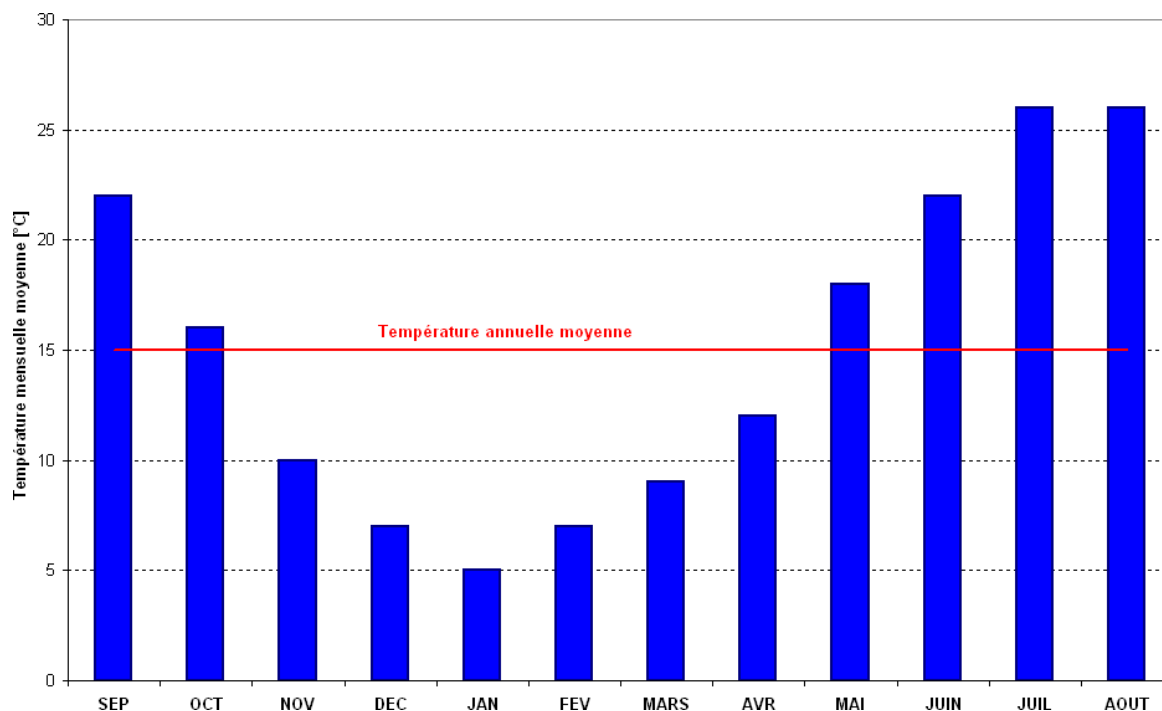


Tableau II:4: Températures mensuelles moyennes

(en °C)	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Température moyenne	22	16	10	7	5	7	9	12	18	22	26	26	15

II.3.2 L'évaporation :

L'évaporation moyenne annuelle au site de Soubella est estimée à 1 650 mm, sur la base de la carte de l'évapotranspiration potentielle de l'ANRH et des mesures réalisées au bac Colorado dans la région de l'étude.

La Table II:5 et la Figure II:6 présentes la répartition des valeurs mensuelles moyennes d'évaporation sur le plan d'eau du réservoir de Soubella.

Figure II :6: Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle

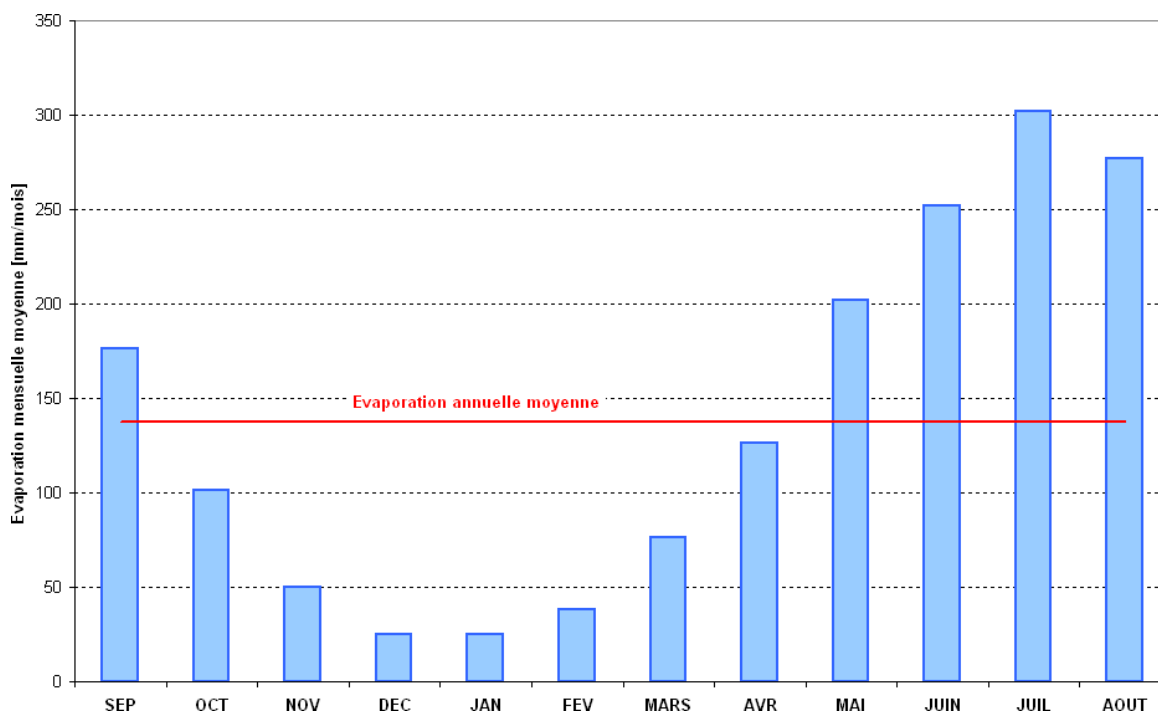


Tableau II :5 : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle

(en mm)	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Evaporation moyenne	176	101	50	25	25	38	76	126	202	252	302	277	1650

II.4 La pluviométrie :

Les données sur la pluviométrie moyenne sont tirées des valeurs observées à la station de Sidi Ouadah sur la période 1973-1999.

Tableau II:6: Caractéristiques de la station pluviométrique de sidi Ouadah.

Poste pluviométrique	Code Station	Altitude [m NGA]	Période d'observation
Sidi Ouadah	05.11.11	720	1974 – 1999

La pluviométrie moyenne annuelle au site du barrage de Soubella est estimée à 289 mm. La répartition mensuelle est présentée dans la Table II :7 et illustrée en Figure II :7.

La répartition mensuelle des précipitations est caractéristique d'un régime bimodal, avec de fortes pluies en automne-hiver et au printemps. Les mois de juillet et août sont les mois les plus secs.

La variabilité des précipitations au pas de temps annuel et mensuel est très élevée.

Figure II :7: Pluviométrie – Répartition mensuelle

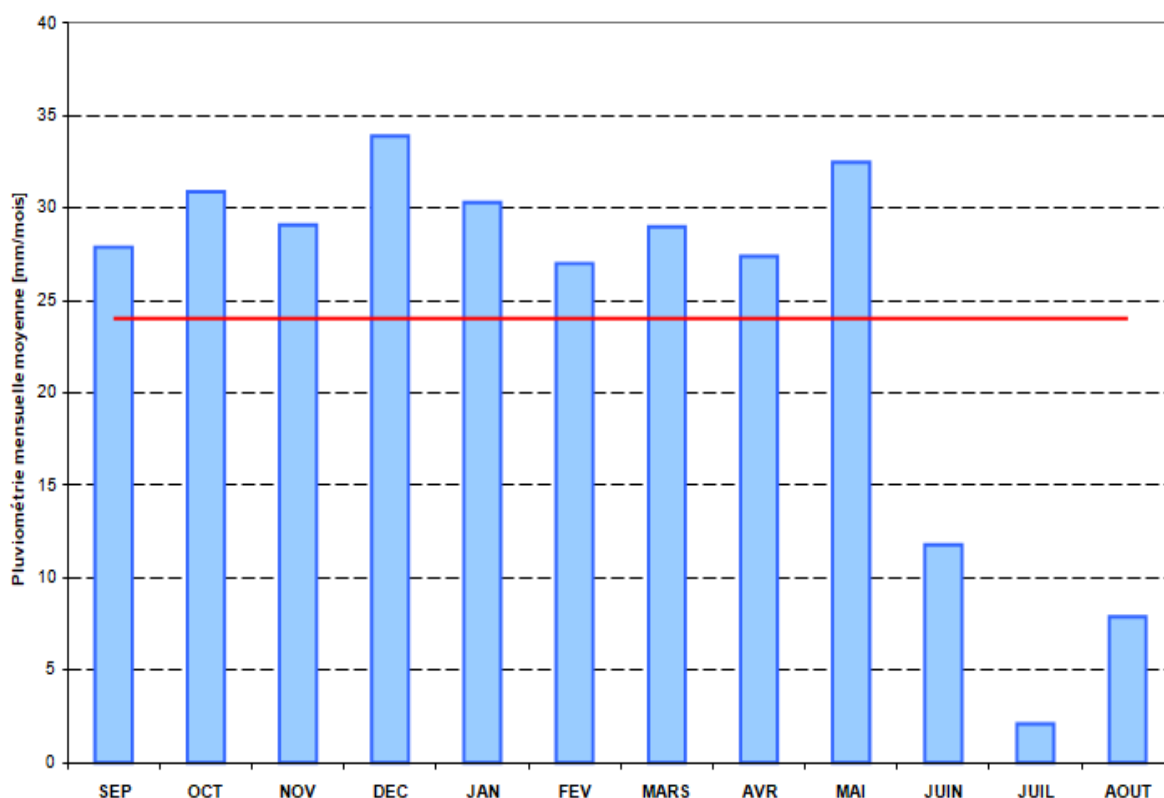


Tableau II:7: Pluviométrie – Répartition mensuelle

(en mm)	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Pluviométrie moyenne	27.9	30.9	29.1	33.9	30.3	27.0	29.0	27.4	32.5	11.8	2.1	7.9	289

II.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement de la série des pluies maximales journalières est effectué à l'aide du logiciel HYFRAN, les résultats de l'ajustement sont les suivants (7) :

II.4.1.1 Ajustement à la loi log- normal

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

Elle résulte de la loi normale mais rendus dissymétrique par le changement de variables, sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante :

$$F(x) = \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\mu^2}{2}} .d\mu$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b(x-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2b^2}(\ln(x-c)-a)^2}$$

Où :

a : Paramètre de position = μy

b : paramètre de forme = σy $y = \ln(x-c)$

c : borne inférieure de la distribution on prend $c = 0$.

L'équation de la droite d'ajustement reportée sur le papier Gosso -logarithmique est

donnée par :

$$x = \exp(a + b^\mu)$$

Où :

μ : variable normale centrée réduite de la table GAUSS.

A) Test d'adéquation : Test de Pearson III ou du C^2

A.1) Hypothèses

- L'échantillon provient d'une loi log-normal.
- L'échantillon ne provient pas d'une loi log-normal.

A.2) Résultats

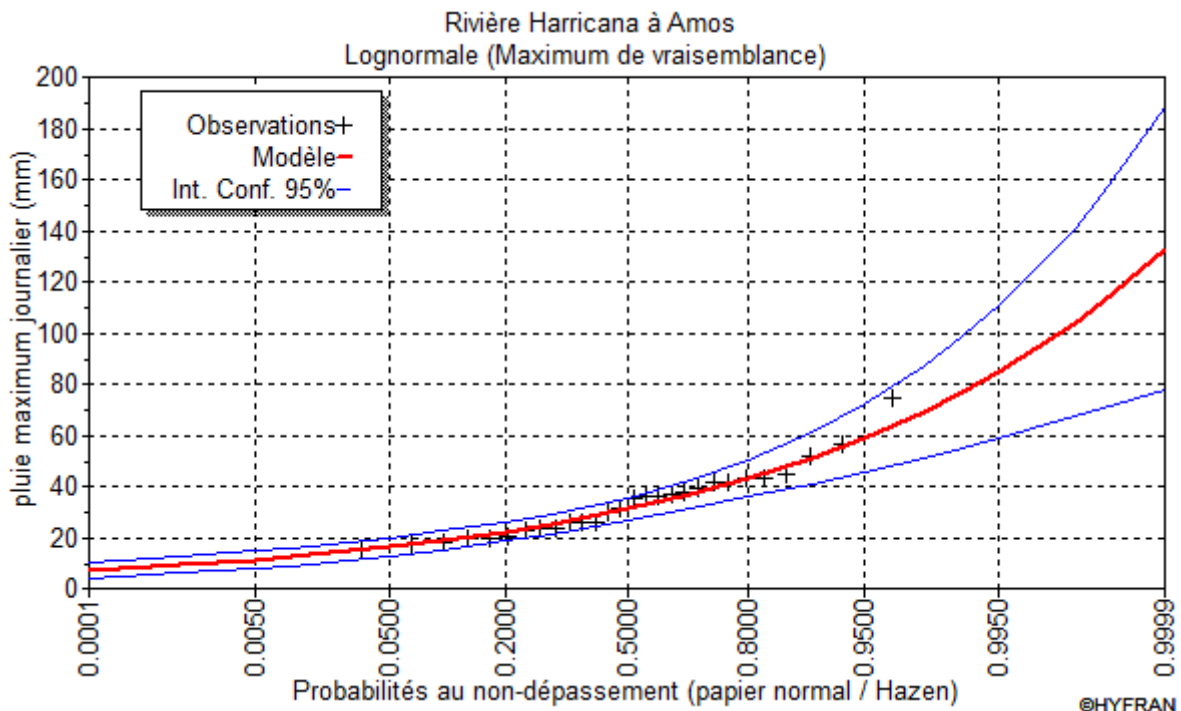
Résultats de la statistique : $C^2 (4.00) < C^2_{\alpha 5 \%}(9.488)$, donc l'ajustement est satisfaisant.

- Degrés de liberté : 4.
- Nombre de classes : 7.

Nous pouvons accepter au niveau de signification $\alpha = 5 \%$.

L'ajustement à la loi Log-Normal de la série des pluies maximales journalières est illustré sur la figure ci-dessous.

Figure II :8: Ajustement à la loi de Log-Normale (Maximum de vraisemblance).



B) Résultats de l'ajustement

- Nombre d'observations : N = 28.
- Paramètres : u 3.434458; alpha 0.39123.
- Quantiles : P = F(X) (probabilité au non dépassement).
- T = 1 (1-P) (période de retour).

Les pluies maximales journalières fréquentielle estimée à l'aide de la fonction distribution Log-Normal sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II :8: Pluies maximales journalières fréquentielle estimée à l'aide de la fonction distribution Log-Normal

Périodes de retour T(ans)	Probabilité (p)	Pjmax(mm)	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	133	77.8-188
2000	0.9995	112	70.5-154
1000	0.999	104	67.2-141
200	0.995	85	59-111
100	0.99	77.1	55.3-98.9
50	0.98	69.3	51.3-87.2
20	0.95	59	45.8-72.3
10	0.9	51.2	41.1-61.3
5	0.8	43.1	35.8-50.4
3	0.6667	36.7	31.1-42.3
2	0.5	31	26.5-35.5

II.4.1.2 Ajustement à la loi Gumbel

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

La fonction de répartition de la loi Gumbel pour des fréquences au dépassement est la

suivante:

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}}$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b} e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} e^{-\frac{x-a}{b}}$$

Où :

b : paramètre d'échelle (gradex).

a : le paramètre de position.

L'équation de la droite de Gumbel représentée sur papier Gumbel est donnée par :

$$x = \frac{1}{b} \mu_g + a$$

Où : variable réduite de Gumbel :

$$\mu_g = -[\ln(-\ln(F(x)))]$$

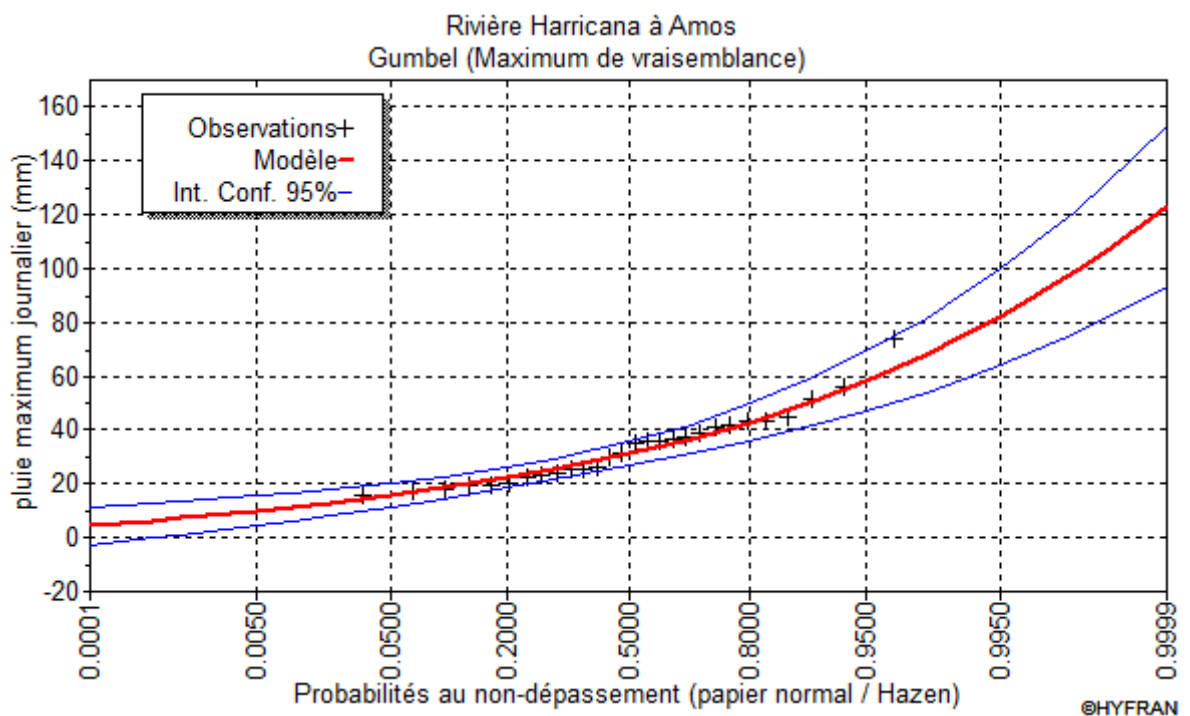
A) Test d'adéquation : Test de Pearson III ou du : $\mathbf{C^2}$

A.1) Hypothèses

- H_0 : L'échantillon provient d'une loi de Gumbel.
- H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi de Gumbel.

L'ajustement à la loi Gumbel de la série des pluies maximales journalières est illustré sur la figure ci-dessous.

Figure II :9: Ajustement à la loi de Gumbel.



A.2) Résultats

Résultats de la statistique : $\chi^2 (4.0) < \chi^2 5 \%(9.488)$, donc l'ajustement est satisfaisant.

- Degrés de liberté : 4.
- Nombre de classes : 7.

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

B) Résultats de l'ajustement

- Nombre d'observations : $N = 28$
- Paramètres : $u = 27.265409$; $\alpha = 10.379018$
- Quantiles : $P = F(X)$ (probabilité au non dépassement).
- $T = 1 / (1 - P)$ (période de retour).

Les pluies maximales journalières fréquentielle estimée à l'aide de la fonction distribution Gumbel sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II:9: Pluie maximale journalière fréquentielle ajustée à la loi Gumbel

Périodes de retour T(ans)	Probabilité (p)	Pjmax(mm)	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	123	93-153
2000	0.9995	106	81.2-131
1000	0.999	99	76.1-122
200	0.995	82.2	64.3-100
100	0.99	75	59.1-90.9
50	0.98	67.8	54-81.6
20	0.95	58.1	47-69.1
10	0.9	50.6	41.6-59.6
5	0.8	42.8	35.8-49.8
3	0.6667	36.6	31.1-42.1
2	0.5	31	26.5-35.5

En utilisant les deux lois Gumbel et Log normal, on constate que les droites d'ajustement sont bien ajustées par rapport aux nuages de points expérimentaux afin d'opter pour l'utilisation d'une loi on a fait une corrélation entre les valeurs expérimentaux et théoriques de chaque loi ; on a trouvé :

Loi de Gumbel $r = 0.988$

Loi de log normal $r = 0.94$

Donc on opte pour la loi de Gumbel.

La loi la plus adéquate pour l'ajustement de la série pluviométrique des pluies maximales journalières de Sidi Ouadah est celle de Gumbel.

Tableau II:10: Pluie maximale journalière fréquentielle

Période de retour T(année)	P _{j,max} %(mm)
10000	123
2000	106
1000	99
200	82.2
100	75
50	67.8
20	58.1
10	50.6

Pluie de courte durée et leurs intensités a différentes fréquences :

Pour une période donnée, la quantité de pluie tombée dans un temps donné « t » est donnée par la formule de Body (4):

$$P_{tc} = P_{jmax\ p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

P_{tc} : Pluie de courte durée (mm).

$P_{jmax\ p\%}$: Pluie maximale journalière pour différentes fréquences (mm).

t : Durée en heures.

b : exposant climatique régional (pour la région magra b=0.20)

L'intensité de pluie « It » ;
$$I_t = \frac{P_{tP\%}}{t}$$

Les résultats de calcul sont exposée dans le tableau suivant

Tableau II :11: Pluie de courte durée

Fréquence (%) \ T(h)	0.01	0.1	1	5	10
1	69.91	52.43	39.72	30.77	26.80
2	80.3	60.23	45.63	35.35	30.78
3	87.09	65.32	49.48	38.33	33.38
4	92.25	69.18	52.41	40.60	35.36
5	96.46	72.34	54.80	42.45	36.97
6	100.04	75.03	56.84	44.03	38.35
6.45	101.49	76.12	57.67	44.67	38.91
8	105.96	79.47	60.21	46.64	40.62
10	110.8	83.10	62.95	48.77	42.47
12	114.91	86.18	65.29	50.58	44.05
14	118.5	88.88	67.34	52.16	45.43
16	121.72	91.29	69.16	53.57	46.66
18	127.6	93.46	70.81	54.85	47.77
20	127.27	95.46	72.31	56.02	48.79
22	129.72	97.29	73.71	57.10	49.73
24	132	99	75	58.1	50.6

II.5 Les apports :

II.5.1 Les apports liquides

II.5.1.1 Calcul de l'apport moyen annuel de série d'observation :

On dispose d'une série d'observation (voir annexe A) des apports repartis sur la période 1973-1999 dans la moyenne annuel est de l'ordre 3.99 hm³.

II.5.1.2 Calcul de l'apport moyen annuel par les biais des formules empiriques :

Des nombreuses estimations des apports, existent en Algérie, quelques-unes unes entre elles sont employées pour approcher au mieux la valeur de l'apport moyen annuel (7).

a- formule de COUTAGNE :

$$Le = (0,16 - 0,00145\sqrt{S})\bar{P}$$

Où :

S : surface du bassin versant ; S=177Km²

\bar{P} : Pluie moyenne annuelle ; $\bar{P}=289\text{mm}$

D'où Le = 40.66 m

L'apport moyen annuel est donné par :

$$\bar{A} = Le.S.10^{-3} [Hm^3]$$

$$\bar{A} = 7.2Hm^3$$

b- Formule de DERY :

$$\bar{A} = 0,915(\bar{P})^{2,684} (S)^{0,842} (HM^3) \text{ (p en m)}$$

S : surface du bassin versant ; S=177Km²

\bar{P} : Pluie moyenne annuelle ; $\bar{P}=289\text{mm}$

$$\bar{A} = 2.55Hm^3$$

c- Formule de SAMIE :

$$Le = \bar{P}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \quad Le=22.03\text{mm}$$

S : surface du bassin versant ; S=177Km²

\bar{P} : pluie moyenne annuelle ; $\bar{P}=289\text{mm}$

$$\bar{A} = Le.S.10^{-3} [Hm^3] \quad \bar{A} = 3.9Hm^3$$

d) Formule de CHAUMONT (MALLET GAUTIER) :

Cette formule donne le coefficient d'écoulement Ce.

$$Ce = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \quad (P \text{ en m})$$

$$Ce=0.14$$

$$Le=P. Ce \quad \text{soit } Le=11.59\text{mm}$$

$$\bar{A} = Le.S.10^{-3} [Hm^3]$$

$$\bar{A} = 2.05Hm^3$$

Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel sur l'oued Soubella:

Tableau II :12: Récapitulatif de calcul des apports moyen annuel

Formules empiriques	Apport moyen $\bar{A} (hm^3 / an)$
Formule de CoUtagne	7.2
Formule de Dery	2.55
Formule de Samie	3.9
Formule de Chaumont	2.05

Sur la base de ces résultats sera retenue la valeur pour l'apport moyen de 4 hm³

II.5.1.3 Caractéristiques de l'écoulement :

La lame d'eau est donnée par (8) :

$$Le = \frac{\bar{A}}{S_{B,V}}$$

où : $\bar{A} = 4 \text{ hm}^3$

$S_{B,V} = 177 \text{ Km}^2$

$$Le = 23 \text{ mm}$$

a) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $C_e = \frac{Le}{\bar{P}}$

$Le = 23 \text{ mm}$

$\bar{P} = 289 \text{ mm}$

$C_e = 0,08$

b) Module spécifique :

Il est donné par : $Mo = \frac{\bar{A}}{T.S_{BV}}$

Avec : $\bar{A} = 4 \text{ hm}^3$

$T = 365 \times 24 \times 3600 \text{ (s)}$

D'où : $Mo = 0.72 \text{ l/s.km}^2$

c) Module d'écoulement :

Il est donné par : $Me = \frac{\bar{A}}{T}$

$$\bar{A} = 4 \text{ hm}^3, T = 365 \times 24 \times 3600 \text{ s}$$

$$\text{D'où : } Me = 0,13 \text{ m}^3/\text{s}$$

II.5.2 Irrégularités des apports

Le dimensionnement de la cuvette et la digue de l'ouvrage, nécessite la connaissance, des apports fréquentiels où de période de retour donnée.

Même problème qui se pose pour le calcul de coefficient de variation C_v qui caractérise la variabilité de l'apport annuel ; à cause d'un manque d'information hydrométrique nous a conduit à utilisés les formules empiriques (3).

A) Formule de SOKOLOVSKY : CHEVELEV.

Cette formule étant destinée pour les régions arides et semi-arides donne le coefficient de variation C_v à l'aide de l'expression :

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log Mo - 0,063 \log (S+1)$$

Où :

S : Superficie du bassin en $\text{Km}^2 = 177 \text{ Km}^2$.

Mo : Débit spécifique en $\text{l/s/Km}^2 = 0.72 \text{ l/s/Km}^2$.

On trouve un coefficient de variation $C_v = 0,47$.

B) Formule Algérienne de N.N PADOUN

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du CV de plus elle est établi à partir d'une analyse statistique de 42 oueds du nord de l'Algérie elle est donnée par :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23}$$

Où :

K : coefficient de réduction K= [0.25-1.00] on prend K=0.55.

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

A.N : $C_v = 0.66$

C) Formule de KRISTEKLY MENKEL

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

Où :

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

S : Surface du bassin versant (Km²).

A.N: $C_v = 0.55$

Tableau II :13: Récapitulatif de calcul des C_v

Formule	Le coefficient de variation C _v
SOKOLOVSKY : CHEVELEV	0.47
KRISTEKLY MENKEL	0.55
Algérienne de N.N. PADOUM	0.66
La valeur Moyenne	0.56

Le coefficient de variation C_v=0.56.

La distribution des apports fréquents dans le bassin versant de l'oued Soueblla sera donc régie par la relation (1):

$$A_{\%} = \frac{A}{(Cv^2 + 1)^{\frac{1}{2}}} e^{u[\log(Cv+1)]^{\frac{1}{2}}}$$

$A_{\%}$: apport de fréquence donnée.

U : variable réduite de GAUSS.

$$A = 3.20e^{1.24u}$$

Le calcul des apports fréquents a conduit au tableau des résultats suivant :

Apports fréquents :

Tableau II :14: Apports fréquents

Période de retour T (ans)	Fréquence (%)	Variable de GAUSS u	Apport A (%) (Hm ³)	Hydrolicité A(%) / A	Le (mm)
5	80,0	0,9428	10.30	2.575	58.19
10	90,0	1,2580	15.23	3.81	86.05
25	96,0	1,7530	28.13	7.03	158.93
50	98,0	2,0571	41.02	10.255	231.75
100	99,0	2,3280	57.39	14.35	324.24
10000	99,9	3,100	149.48	37.37	844.52

II.5.3 Répartition mensuelle des apports :

Dans le bassin de l'oued Soubella, la pluviométrie étant la principale génératrice des apports dans l'Oued, la distribution de ses apports mensuels en pourcentage de l'apport moyen interannuel a été établie à l'aide de l'équation (1) :

$$A_{\text{mens}} = C_e \cdot S \cdot P_{\text{mens}}$$

A_{mens} : est l'apport liquide mensuel.

C_e : coefficient d'écoulement définit par

$$C_e = \frac{L_e}{P}$$

Où :

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P_{mens} : pluviométrie mensuelle (mm).

\bar{P} : Pluviométrie moyenne (mm).

$P = 289 \text{ mm}$

$C_e = 0,08$

La répartition mensuelle des apports ainsi obtenus s'établissent comme suit :

Répartition mensuelle des apports :

Tableau II:15: Répartition mensuelle des apports

Mois	$A_{\text{mens}} \text{ (Hm}^3\text{)}$	$A_{\text{mens}} \text{ (\%)}$
Janvier	0.43	10.49
Février	0.38	9.27
Mars	0.41	10
Avril	0.39	9.51
Mai	0.46	11.22

Juin	0.17	4.15
Juillet	0.03	0.73
Août	0.11	2.68
Septembre	0.4	9.75
Octobre	0.44	10.73
Novembre	0.41	10
Décembre	0.48	11.71

II.6 Etude des crues :

II.6.1 Introduction

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

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

Les paramètres définissant une crue sont :

1. Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
2. Le volume de la crue.
3. Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul, par manque d'observation (5).

II.6.2 Calcul de débit maximal de crue fréquentiel :

II.6.2.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue :

A) Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$Q_{\max P\%} = 2K \log(1 + A\bar{P}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}$$

$Q_{\max P\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s) ; P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m) ; 0.3 m.

S : Superficie du bassin versant (Km^2) ; L : Longueur du talweg principal (Km) ;

A et K : paramètres constants variants avec la taille du bassin versant. $K=2$ et $A=25$

T : Période de retour (an).

Tableau II :16: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour

(Formule de MALLET-GAUTHIER) station Sidi Ouadah

Période de retour (an)	10	20	100	1000	10000
Fréquence (%)	10	5	1	0.1	0.01
Q_{\max} (m^3/s)	183.21	219.67	286.98	362.14	424.19

B) formule de GIANDOTTI :

$$Q_{\max P\%} = \frac{170s \sqrt{(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})}}{4\sqrt{S} + 1,5L} P_{tc}$$

Où :

$Q_{maxP\%}$: Débit maximum de crue en (m³/s) de même fréquence que celle de la pluie de courte durée Ptc.

S : surface du bassin versant en Km² (177).

L : longueur du talweg principal en Km (35.5).

Ptc : pluie fréquentielle de courte durée en m, correspondant au temps de concentration.

Hmoy : altitude moyenne en m (1150 m).

Hmin : altitude minimale en m (725 m).

Tableau II :17: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de GIANDOTTI) station Sidi Ouadah

Période de retour (an)	10	20	100	1000	10000
Fréquence (%)	10	5	1	0.1	0.01
pluies Ptc ou lame d'eau Le	38.91	44.67	57.67	76.12	101.49
Q_{max} % (m³/s)	173.36	199.03	256.9	339.15	452.19

C) Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{max_{P\%}} = \frac{0.28.Ptc\%.\alpha.S}{T_c}.f$$

α : coefficient de ruissellement du bassin versant pour la crue considérée de fréquence donnée.

($0.6 < \alpha < 0.8$) on prend $\alpha=0.7$.

f : Coefficient de forme de la crue.

S : Superficie du bassin (Km²)

Ptc : pluie fréquentielle de courte durée en m, correspondant au temps de concentration.

Tc : Temps de concentration en heures.

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$$

On prend : $\gamma = 3.5$ D'où : $f = 0.8276$

Tableau II :18: valeur de γ en fonction de bassin versant

Condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4$
Pour les grands bassins	$4 \leq \gamma \leq 7$

Tableau II :19: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY) station Sidi Ouadah

Période de retour (an)	10	20	100	1000	10000
Fréquence (%)	10	5	1	0.1	0.01
pluies Ptc ou lame d'eau Le	38.91	44.67	57.67	76.12	101.49
Qmax % (m³/s)	173.2	198.84	256.71	338.84	451.77

Sur la base de tous ces résultats, les valeurs adoptent, pour les débits maximums probables sont celles trouvées par la **Formule de SOKOLOVSKY**:

Tableau II:20: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.

Période de retour T(ans)	10	20	100	1000	10000
Fréquence(%)	10	5	1	0.1	0.01
Valeurs adoptées Q_{\max} (m ³ /s)	173.2	198.84	256.71	338.84	451.77

II.6.2.2 Volume maximal de l'apport :

Les volumes des crues à différentes fréquences se calculent avec la relation (5) :

$$V_{\max} = \frac{Q_{\max(\%)} T_c}{f}$$

Ou :

f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (f=0.8276).

T_c : Temps de concentration ; T_c=6.45 heures.

$$V_{\max} = 28057 \cdot Q_{\max(\%)} (10^6 \text{ m}^3)$$

Les volumes des crues fréquentielles sont exposés sur le tableau suivant :

Tableau II:21: Volume maximal de l'apport

Période de retour T(ans)	10	20	100	1000	10000
Q_{\max} (m ³ /s)	173.2	198.84	256.71	338.84	451.77
V_{\max} (hm ³)	4.86	5.58	7.2	9.51	10.5

II.6.2.3 Hydrogramme de crue:

C'est une courbe représente l'évolution des débits en fonction du temps pendant la crue, elle permet d'estimer quelques caractéristiques relatives à la crue telle que, la forme, le volume, le temps de montée et temps de base ; pour le tracé de l'hydrogramme, on utilise la méthode de SOKOLOVSKY (4).

II.6.2.4 Construction des hydro grammes des crues (SOKOLOVSKY)

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

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

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovsky qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue (4).

a) Pour le temps de montée:

$$Q_{montée} = Q_{\max} \% \left(\frac{T}{T_m} \right)^m$$

$T_m = T_c$: Temps de montée (h)

b) Pour la décrue:

$$Q_{décrue} = Q_{\max} \% \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^n$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovsky)

Q_{\max} (%): débit maximum de fréquence donnée; Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue (h).

m, n : puissances des paraboles pour l'Algérie $m=2$ et $n=3$.

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est pris en général compris entre (2 ÷ 4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin. On prend $\delta=3$.

Tableau II:22: Tableau récapitulatif des temps de concentration, de montée et de décrue

Bassin	Tc=Tm	Td
Soubella	6.45	19.35

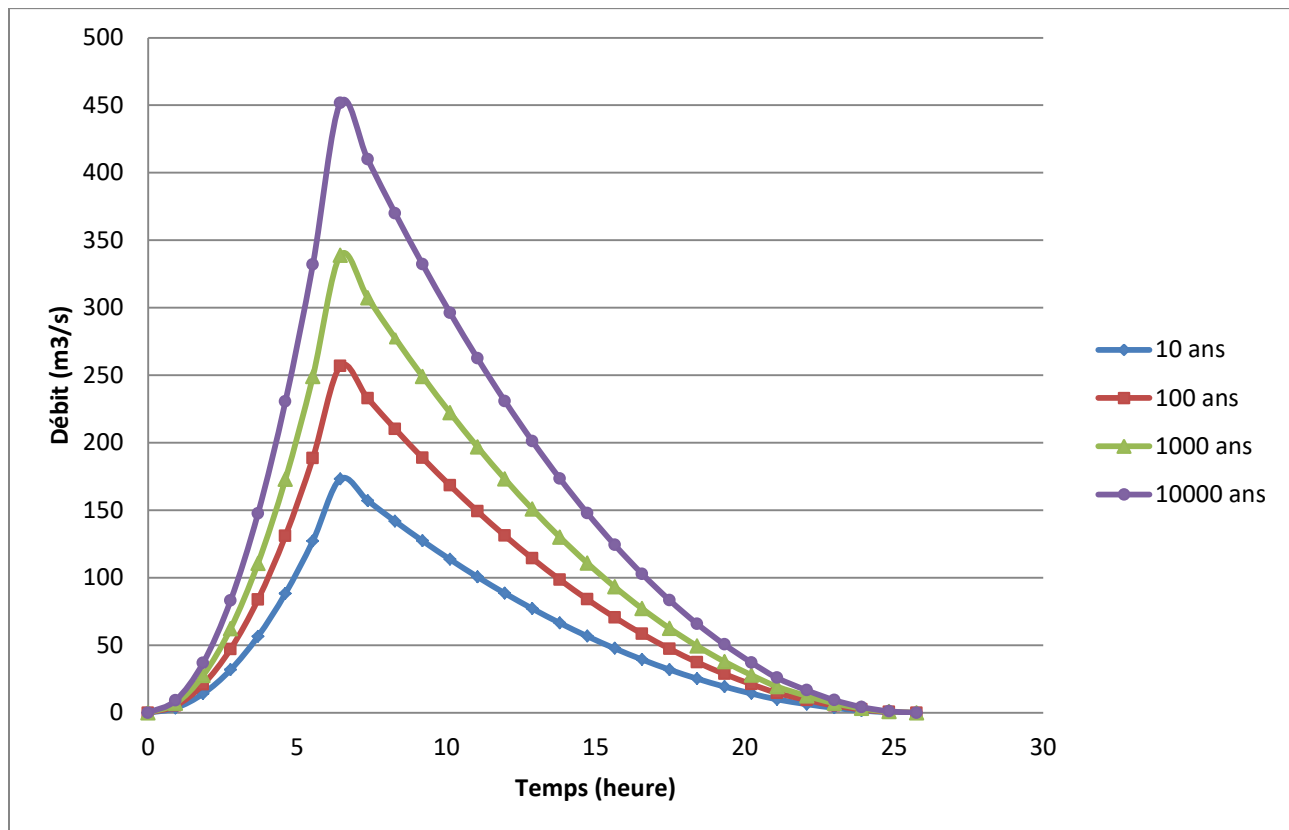
Pour construire les hydrogrammes des crues des sous bassins de l'oued Soubella, nous avons utilisé les valeurs des débits de crues pour différentes périodes de retour, les résultats obtenus sont exposés dans le tableau suivant.

Tableau II :23: Débit de crues pour différentes périodes de retour de Soubella.

T(h) /Année	10	20	100	1000	10000
0	0	0	0	0	0
0.92	3.53	4.08	5.24	6.92	9.23
1.84	14.14	16.23	20.96	27.66	36.88
2.76	31.81	36.52	47.15	62.24	82.98
3.68	56.56	64.93	83.82	110.64	147.52
4.6	88.37	101.45	130.97	172.88	230.49
5.52	127.25	146.09	188.6	248.94	331.91
6.44	173.2	198.84	256.71	338.84	451.77
7.36	157.12	149.65	232.88	307.39	409.83
8.28	141.83	128.34	210.21	277.46	369.94
9.2	127.31	109.16	188.7	249.07	332.08
10.12	113.59	91.98	168.35	222.21	296.27
11.04	100.64	76.72	149.16	196.89	262.51
11.96	88.48	63.24	131.14	173.09	230.78
12.88	77.1	51.44	114.27	150.83	201.1
13.8	66.5	41.21	98.56	130.1	173.46
14.72	56.69	32.43	84.02	110.9	147.86
15.64	47.66	25	70.63	93.23	124.3
16.56	39.41	18.8	58.41	77.1	102.79
17.48	31.94	13.72	47.35	62.49	83.32
18.4	25.26	9.65	37.44	49.42	65.89
19.32	19.36	6.47	28.7	37.88	50.51
20.224	14.25	4.09	21.12	27.88	37.17
21.08	9.92	2.37	14.7	19.4	25.87

22.08	6.37	1.22	9.44	12.46	16.61
23	3.6	0.52	5.34	7.04	9.39
23.92	1.62	0.16	2.4	3.16	4.23
24.84	0.42	0.02	0.62	0.82	1.09
25.76	0	0	0	0	0

Figure II :10: Hydrogramme fréquentiels des différentes périodes de retour de Soubella.



L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter. Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul, par manque d'observation.

Suite au calcul du débit des crues du bassin versant de l'oued Soubella, on retient un débit de projet $Q(10000)$ de 451.77 m³/s (4).

II.7 Transports solides

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour un dimensionnement convenable de l'ouvrage et une bonne estimation de sa durée de vie.

Les apports solides sont importants en Algérie et sont soumis à des précipitations mal réparties dans l'année. De plus, l'érosion est intensive.

L'absence de mesures du transport solide sur Oued Soubella nous contraint à avoir recours aux méthodes empiriques (1).

Formule de TIXERONT :

Celle-ci a été établie sur la base de corrélations faites entre l'apport moyen liquide annuel et la perméabilité grâce à des données d'observations sur des oueds Algériens et Tunisiens (1).

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en $t/ km^2/An$.

Elle est exprimée par :

$$Es = \alpha . Le^{0.15}$$

Ou : Es : Apport solide moyen annuel en suspension en $t/ km^2/An$.

Le : Lamme d'eau écoulée en mm.

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du Bassin versant $\alpha = 350$

Pour une Lamme d'eau écoulée de 15.34 mm, on obtient une valeur de 527.16 $t/ km^2/An$ pour les transports solides en suspension.

$$As = Es.S$$

S : superficie du Bassin versant en km^2 .

$$As = 26880 tonnes/ A$$

$$Ac = 0.25.As$$

Ac : Quantité des solides transportés par charriage

$$Ac = 6720 \text{ tonnes/ An}$$

La quantité totale des solides transporté :

$$AsT = As + Ac$$

$$AsT = 33600 \text{ tonnes/ An}$$

II.8 Calcul du Volume mort :

Le volume des solides est égal à (1):

$$Vs = AsT / \gamma_s$$

$$\gamma_s = 1.4 \text{ t} / \text{m}^3$$

$$Vs = 24000 \text{ m}^3 / \text{An}$$

$$T = 50 \text{ ans}$$

T : durée de vie de l'ouvrage.

Le volume mort est égal à :

$$Vm = T.Vs$$

$$Vm = 1.20 \text{ hm}^3$$

II.9 Conclusion:

D'après l'étude hydrologique et l'analyse des résultats obtenus, on constate que :

- Les apports mensuelles reflètent les particularités du régime des apports et son irrégularité, ce qui est confirmé par le coefficient de variation = 0,56.
- l'apport moyen annuel est 4 hm^3
- le débit de projet Q(10000) est de $451.77 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Le volume mort est de 1.2 hm^3 .

CHAPITRE III

Etude de régularisation et laminage des crues

III.1 Introduction :

La régularisation de l'écoulement a pour objectif la détermination de la capacité optimum de la retenue ainsi que le niveau correspondant qui permettent de rendre réguliers les débits de l'oued de Soubella, afin de satisfaire les besoins d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible, Par contre l'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale du barrage.

III.2 Etude de La régularisation :

Dans cette partie on va déterminer le volume régularisable par le réservoir de Soubella en fonction de la cote de la retenue normale (3).

Cette étude se compose des parties suivantes :

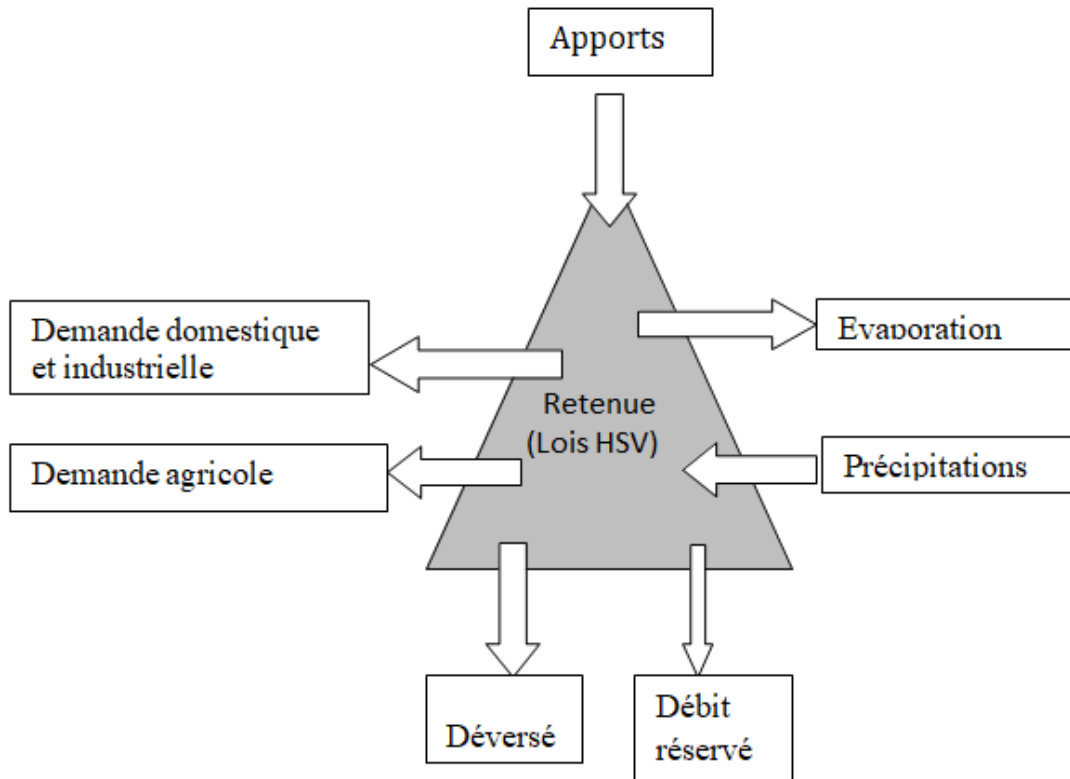
- Méthodologie.
- Données de base.
- Paramètres de dimensionnement et de simulation.
- Résultats des simulations.

III.2.1 METHODOLOGIE

III.2.1.1 Présentation du modèle

La gestion de l'aménagement est modélisée à l'aide du logiciel Mike Basin développé par le Danish Hydraulic Institute. Le modèle réalise un bilan volumique des entrées et des sorties (Figure III:1) au pas de temps mensuel, sur un horizon de simulation donné, en prenant en compte les critères de satisfaction de la demande définis par l'utilisateur (10).

Figure III:1: Retenue – Bilan des entrées/sorties



Mike Basin permet l'édition et l'analyse des diverses grandeurs utiles à l'étude (cote de la retenue, volumes déversés, volumes évaporés, déficit...).

Le modèle de gestion du réservoir nécessite en particulier la définition des caractéristiques et paramètres suivants (1):

Paramètres généraux:

- Période de simulation
- Pas de temps

Retenue :

- Lois Hauteur-Surface-Volume (lois HSV)

- Cote de la retenue normale (RN)
- Niveau Minimum d'Exploitation (NME), correspondant au volume mort
- Débit réservé
- Evaporation
- Précipitations
- Apports

Demandes en eau

- Demande AEP
- Demande agricole (irrigation)

Le modèle autorise des variations de niveau d'eau entre la cote de la Retenue Normale (RN), au-dessus de laquelle les excès d'eau sont déversés, et le Niveau Minimum d'Exploitation (NME) en dessous duquel l'eau ne peut plus être prélevée (situation de déficit).

III.2.1.2 Critères de satisfaction

Le modèle ainsi défini permet de simuler la gestion du réservoir sur une période donnée et de vérifier la satisfaction de la demande. La satisfaction de la demande est quantifiée sur une base mensuelle ou annuelle à l'aide de tout ou partie des critères suivants :

- la fréquence mensuelle de déficit.
- la fréquence annuelle de déficit.

La demande est dite satisfaite si les critères précédents (déterminés sur l'ensemble de la période de simulation) sont inférieurs ou égaux aux limites prédéfinies par l'utilisateur (1).

III.2.2 DONNEES DE BASE

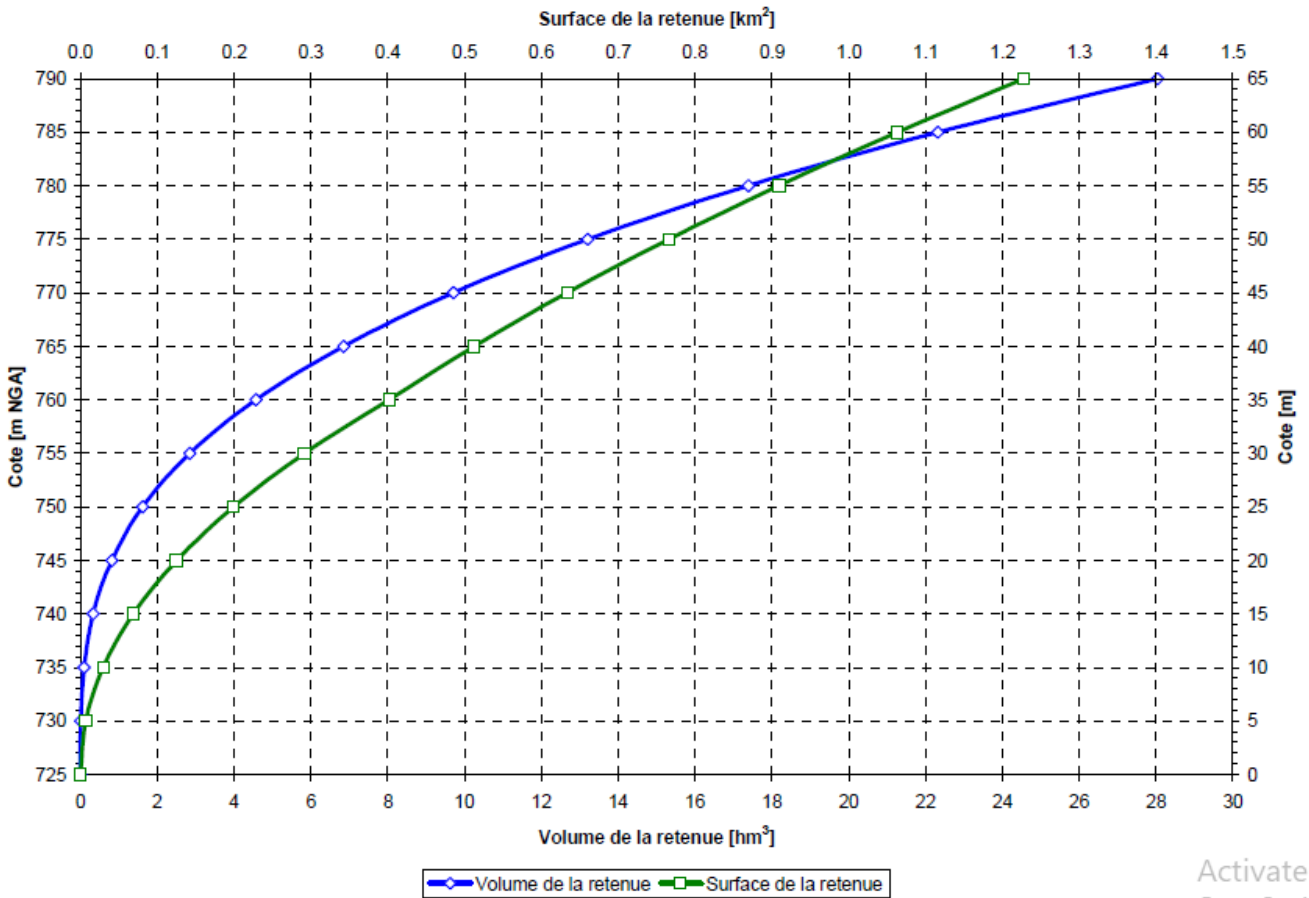
III.2.2.1 Lois Hauteur-Surface-Volume

Les lois Hauteur-Surface-Volume (Figure III:2 et Tableau III:1) découlent du levé topographique au 1/5 000 réalisé sur la zone de la future retenue.

Tableau III:1: Retenue – Lois Hauteur-Surface-Volume

Hauteur H	Surface S	Volume V
[m NGA]	[km ²]	[hm ³]
725	0	0
730	0.01	0.01
735	0.03	0.1
740	0.07	0.34
745	0.13	0.82
750	0.2	1.63
755	0.29	2.85
760	0.4	4.57
765	0.51	6.86
770	0.63	9.72
775	0.77	13.21
780	0.91	17.39
785	1.06	22.32
790	1.23	28.05

Figure III:2 : Retenue – Lois Hauteur-Surface-Volume



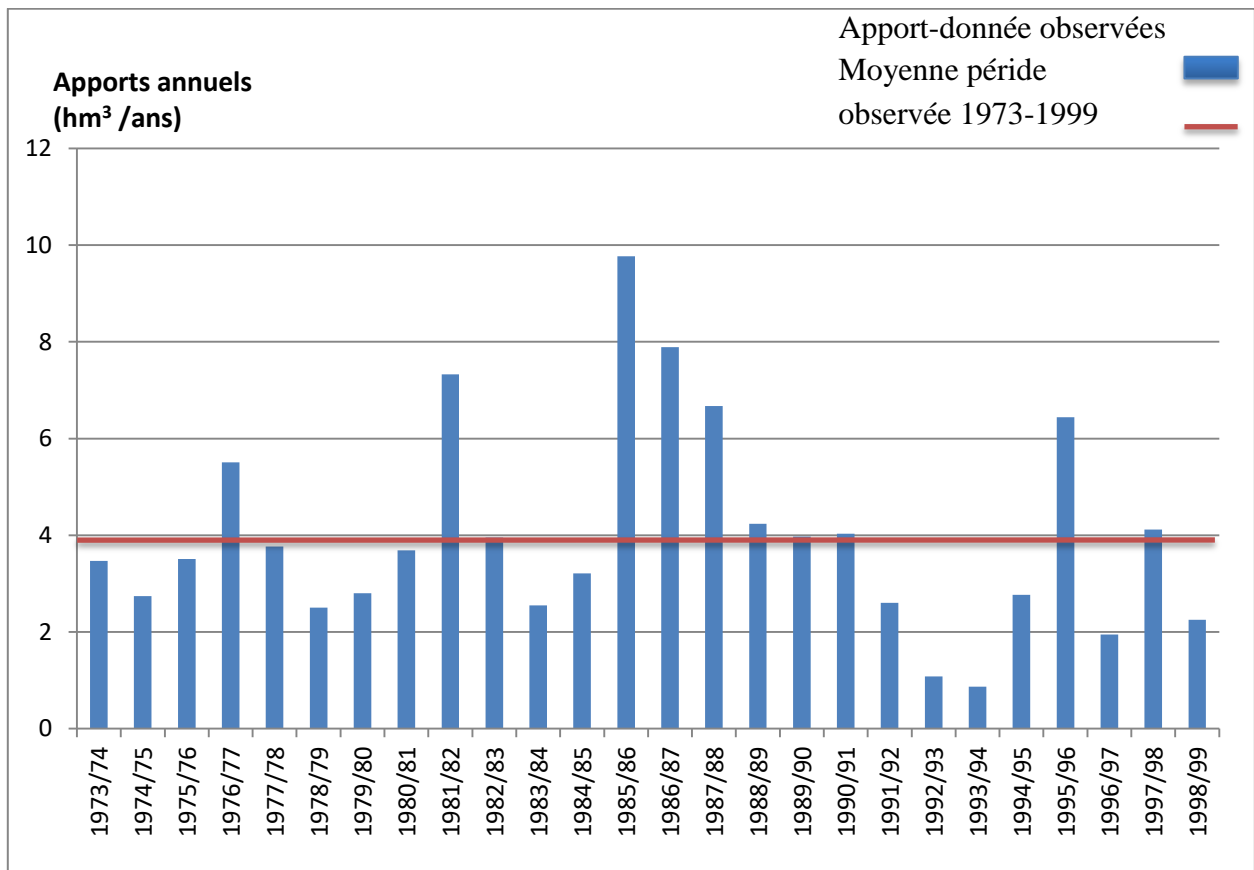
III.2.2.2 Apports

Les apports liquides mensuels sont issus de l'étude hydrologique.

La Figure III:3 présente les apports annuels de 1973 à 1999. Le Tableau III:2 détaille les apports mensuels.

La série dite « historique » correspond aux données observées à la station de Sidi Ouadah du 1^{er} septembre 1973 au 1^{er} septembre 1999.

Figure III:3: Apports – Chronique annuelle



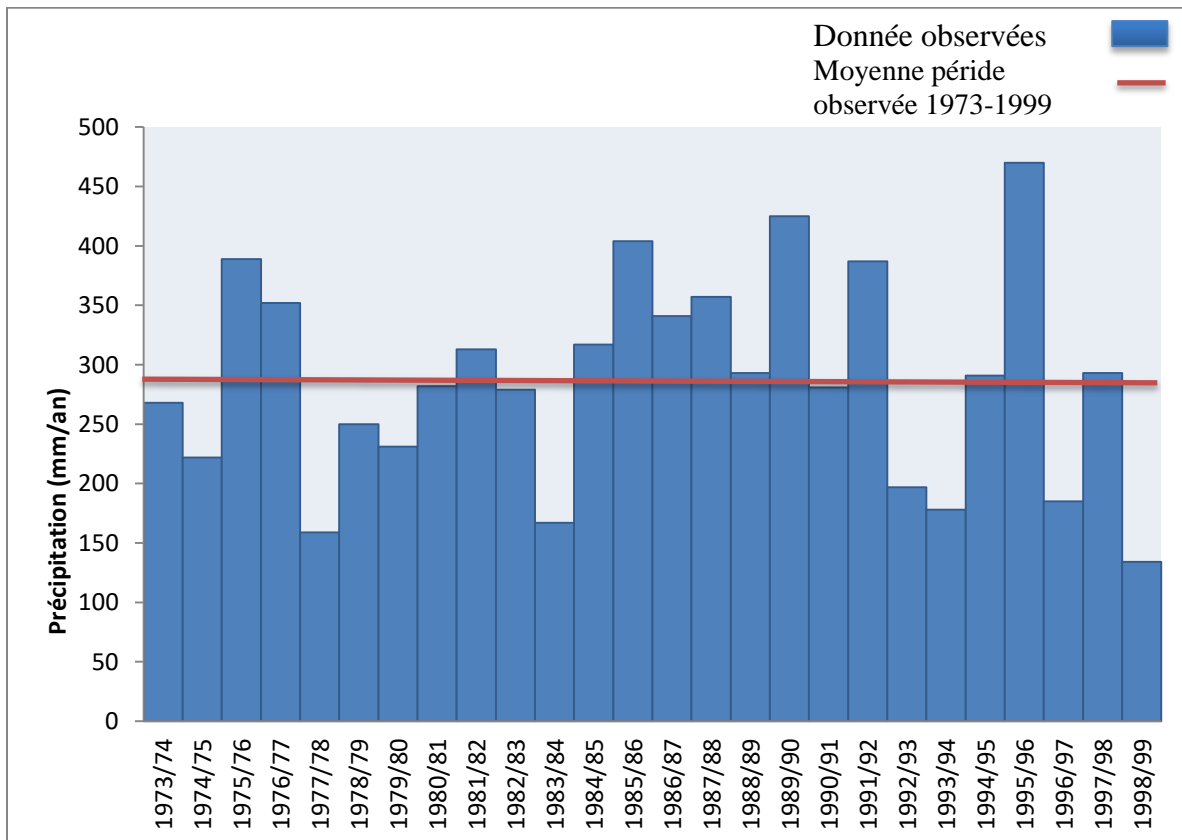
III.2.2.3 Evaporation

Les données d'évaporation sur plan d'eau sont issues de l'étude hydrologique.

III.2.2.4 Précipitations

Les données pluviométriques sont issues de l'étude hydrologique.

Figure III:4: Précipitations – Chronique annuelle



III.2.2.5 Evaporation nette corrigée

Les apports et les pertes liés à la pluviométrie et à l'évaporation sur la retenue sont traités dans le modèle Mike Basin à travers une évaporation nette corrigée (E_{nc}). Cette dernière prend en compte de manière globale ces deux facteurs météorologiques, ainsi que l'amélioration « artificielle » du ruissellement sur la surface du réservoir, rendu possible grâce à la création du plan d'eau.

Elle est déterminée par la formule suivante:

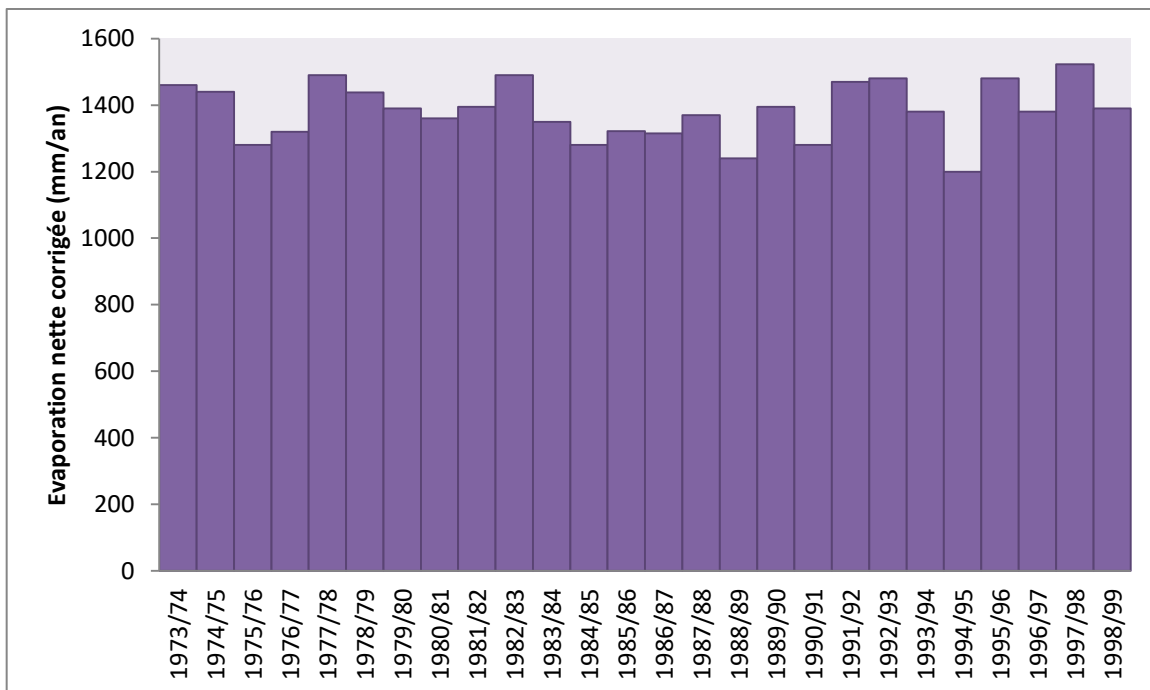
$$E_{nc} = E - (1 - \alpha).P$$

Avec:

- E l'évaporation estimée du plan d'eau,
- P la pluviométrie,
- α le coefficient de ruissellement.

Le coefficient α est pris égal à 0.07. Cette valeur a été déterminée à l'aide de corrélations entre la lame d'eau E (correspondant aux apports du bassin) et la pluie, au pas de temps annuel.

Figure III:5: Evaporation nette corrigée – Chronique annuelle



III.2.3 PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT ET DE SIMULATION

III.2.3.1 Volume mort

Le volume mort correspond au volume des apports solides qui seront piégés dans la retenue. Ce volume est estimé à environ 1.2 hm^3 pour une durée de vie de 50 ans.

III.2.3.2 Cote minimum de la prise d'eau

A partir de la valeur du volume mort et de la loi HSV, on détermine la cote minimum de prise d'eau pour la simulation, c'est-à-dire la cote en dessous de laquelle se trouve le volume mort. Cette cote est prise égale à 748 m NGA.

III.2.3.3 Débit réservé

Le débit réservé est pris en compte de manière indirecte dans le modèle. Il est considéré comme une demande écologique qui est intégrée à la demande totale (3).

III.2.3.4 Périodes de simulation

Les simulations ont été réalisées sur la chronique d'apport mensuel suivante :

- Période historique (du 1^{er} septembre 1973 au 1^{er} septembre 1999).

III.2.3.5 Hauteur initiale

La chronique utilisée pour effectuer une simulation de gestion de réservoir, se pose la question de l'état initial du système étudié. L'état du système correspond ici à la hauteur d'eau initiale dans le réservoir.

Ce paramètre est particulièrement influant lorsque qu'une des conditions suivantes est remplie :

- la chronique est courte,
- le ratio capacité utile sur les apports est grand,
- la chronique d'apports commence par une période déficitaire,
- il n'y a pas de déversés durant la simulation (ou alors tardivement).

La méthode retenue dans la présente étude consiste à prendre une hauteur initiale égale à la hauteur finale (1).

III.2.3.6 Demande en eau

Les besoins en eau potable de la région à fournir à partir du barrage de Soubella pour l'horizon 2030 sont estimés à 1.76 hm³/an.

L'ANBT a demandé de dimensionner la cote de retenue normale du barrage de Soubella de telle manière à assurer en plus l'irrigation pour les volumes restants et en considérant la répartition mensuelle suivante pour la demande en eau pour l'irrigation. (Source ANBT).

Tableau III:2: Modulation mensuelle de la demande en eau pour l'irrigation

(en %)	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Modulation mensuelle	11	32	0	0	0	0	0	3.2	11	20.1	27.1	24.4	100

C'est pourquoi, l'étude de régularisation prend en compte deux demandes en eau :

- une demande en eau potable de 1.76 hm³/an, supposée constante sur l'ensemble de l'année.
- une demande en eau pour l'irrigation dont la modulation est fonction du mois de l'année (voir Tableau III:2). L'intensité de la demande pouvant être satisfaite est fonction de la cote de retenue normale du barrage.

III.2.3.7 Critères de satisfaction

Pour la demande en eau potable, le critère retenu est un critère de satisfaction de 95% en fréquence mensuelle. Cela signifie que la demande en eau potable est satisfaite sans aucun déficit 95% des mois de la chronique considérée (3).

Pour la demande en eau pour l'irrigation, le critère retenu est un critère de satisfaction de 80% en fréquence annuelle. Cela signifie que la demande en eau pour l'irrigation est satisfaite sans aucun déficit 80% des années de la chronique considérée (3).

III.2.4 RESULTATS DE L'ETUDE DE REGULARISATION

III.2.4.1 Présentation

Les résultats sont présentés pour une chronique d'apports afin d'étudier la sensibilité des résultats par rapport à la période de simulation sélectionnée.

Cette chronique d'apports correspond à la période historique. Elle comporte 26 années comprises entre les années hydrologiques 1973-1974 et 1998-1999 et présentes un apport moyen de 4.0 hm³.

La section 4.2 présente les résultats de l'étude de régularisation pour une cote de retenue normale de 780 m NGA.

Remarque :

La cote de retenue normale de 780 m NGA a été choisie pour présenter les résultats car, comme le montre la Figure III:9 de la section 4.3, elle permet de s'assurer de la maximisation du volume régularisé pour la série historique avec une marge de sécurité. Cette cote correspond à une capacité utile de 16.2 hm³ soit 4 fois les apports annuels moyens de l'oued Soubella, ce qui est une valeur haute.

III.2.4.2 Résultats pour la série historique

La Figure III:6 présente la variation du niveau d'eau en fonction du temps pour une cote de retenue normale de 780 m NGA et la série historique des apports (1973-1999).

Une retenue normale à 780 m NGA permet, pour la série historique, de régulariser 3.4 hm³ soit 85% de l'apport annuel moyen de l'oued Soubella qui est de 4.0 hm³ sur la période 1973-1999.

La Figure III:7 et la Figure III:8 permettent de visualiser respectivement les volumes entrants (apports et précipitations) et les volumes sortants (prélèvements, évaporation, déversés) du réservoir.

Figure III:6: Série historique – RN à 780 m – Evolution du niveau d'eau

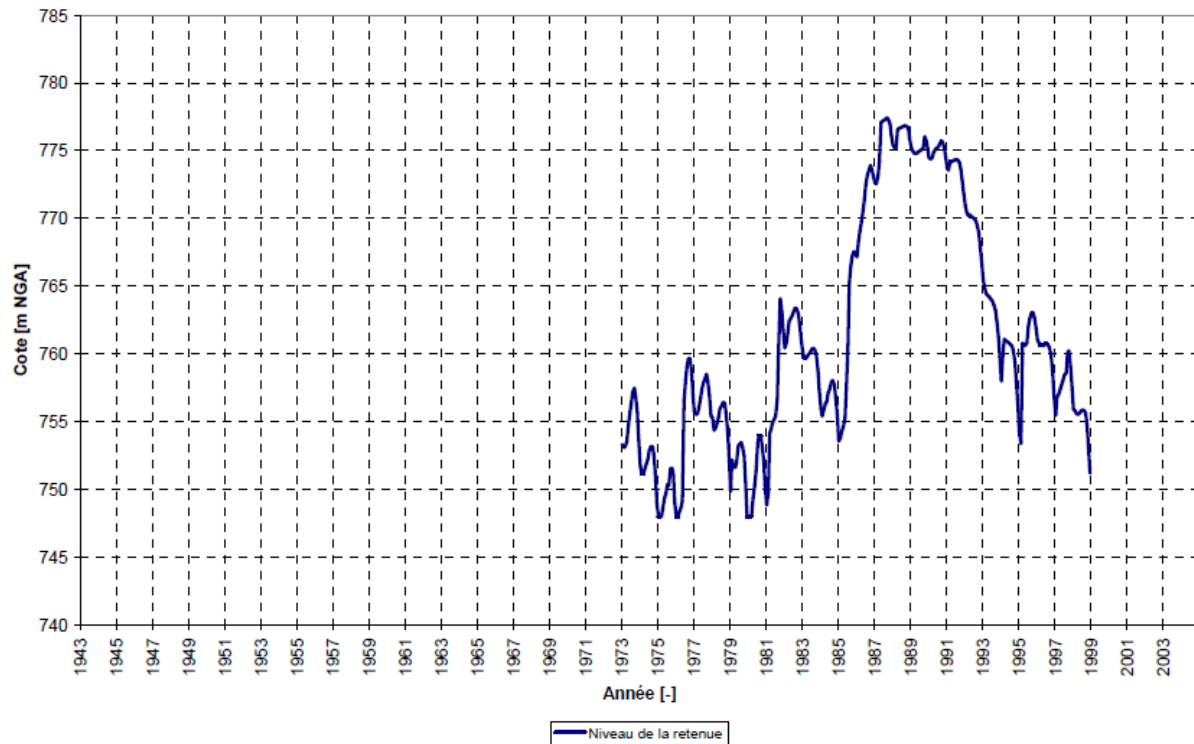


Figure III:7: Série historique – RN à 780 m – Volumes entrants

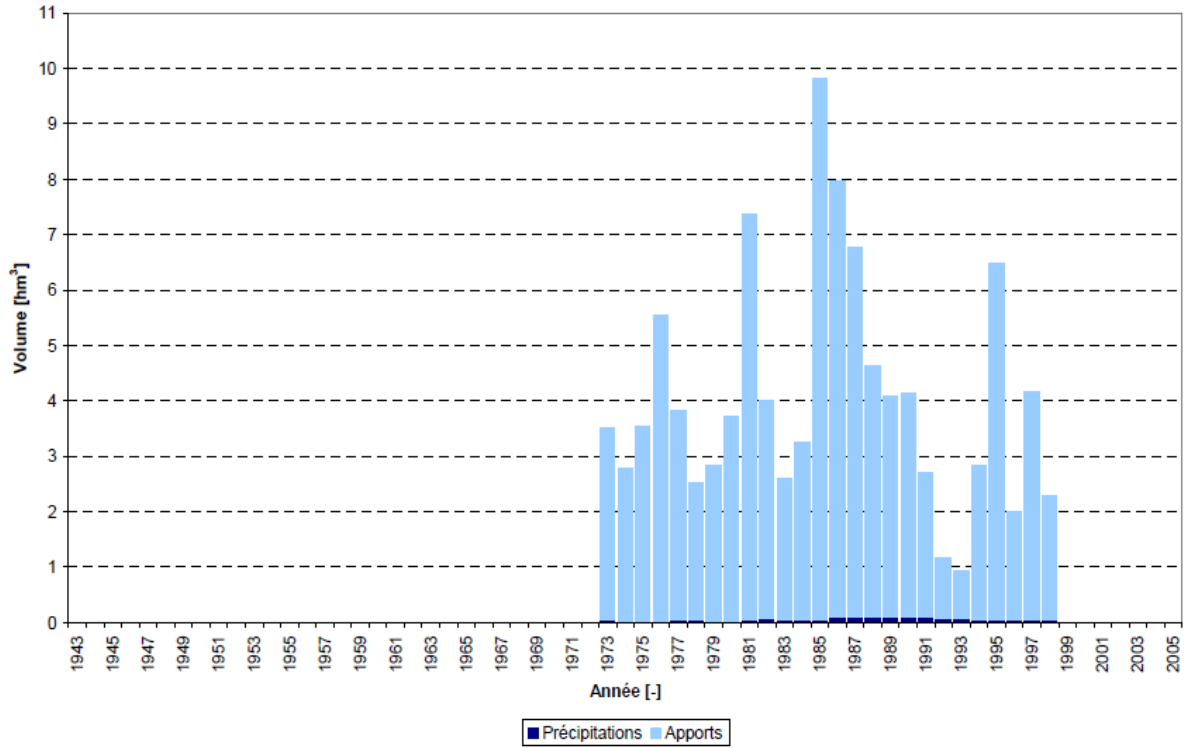
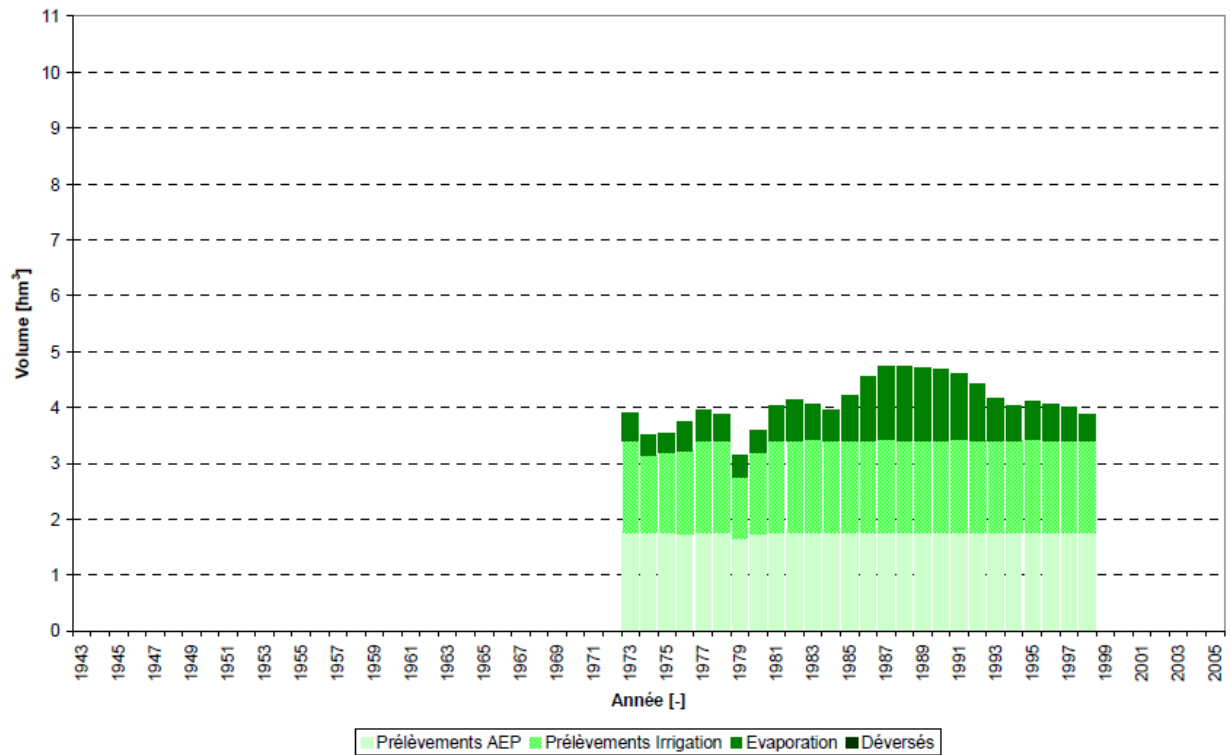


Figure III:8: Série historique – RN à 780 m – Volumes sortants



III.2.4.3 Volume régularisé en fonction de la RN

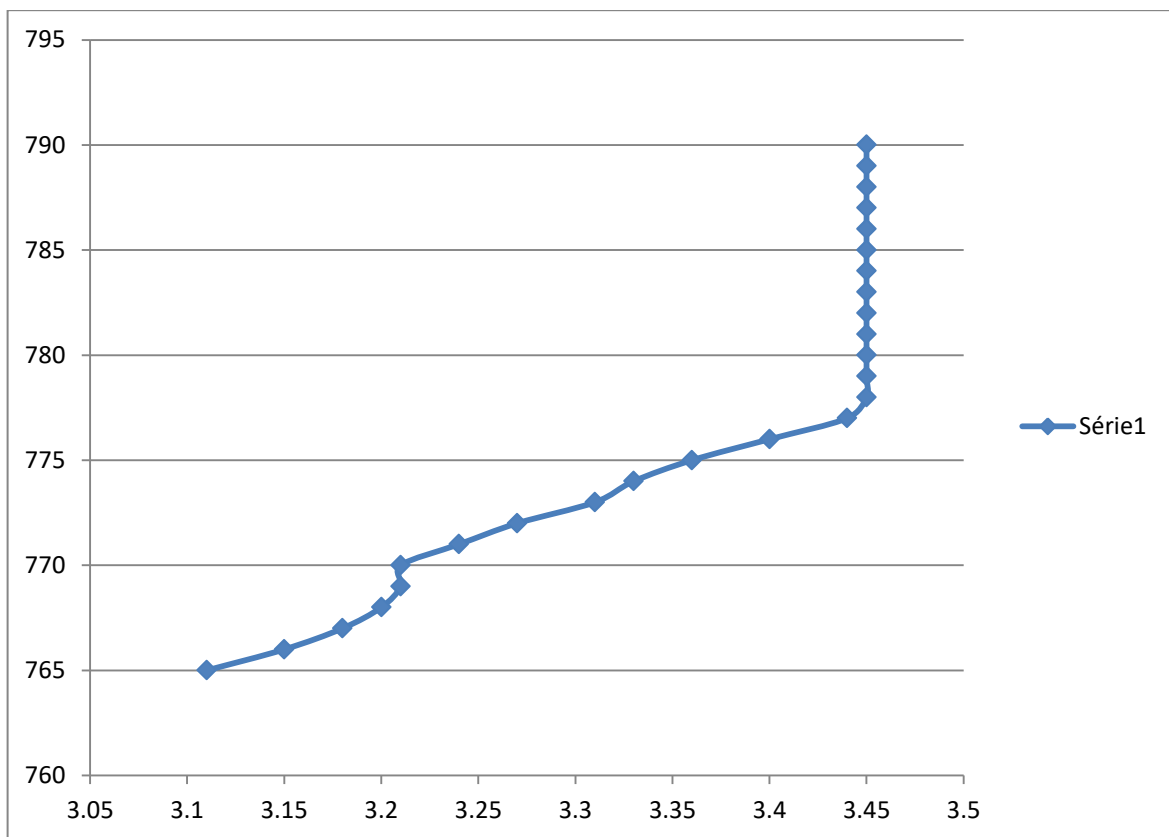
L'analyse systématique du volume régularisable en fonction de la cote de retenue normale a permis d'établir la Figure III:9 Elle présente l'évolution du volume annuel régularisé total (somme des demandes annuelles en eau potable et en eau d'irrigation) en fonction de la cote de la retenue. Les résultats obtenus pour la période de simulation historique sont représentés (3).

Tableau III:3: Volume régularisé en fonction de la RN

Retenue Normale [m NGA]	Capacité utile (hm^3)	Volume régularisé série historique 1973-1999 (hm^3)
765	5.66	3.11
766	6.23	3.15
767	6.8	3.18
768	7.37	3.2
769	7.94	3.21
770	8.52	3.21
771	9.21	3.24
772	9.91	3.27
773	10.61	3.31
774	11.31	3.33
775	12.01	3.36
776	12.85	3.4
777	13.68	3.44
778	14.52	3.45
779	15.36	3.45
780	16.19	3.45
781	17.18	3.45
782	18.16	3.45
783	19.15	3.45
784	20.13	3.45
785	21.12	3.45

786	22.27	3.45
787	23.41	3.45
788	24.56	3.45
789	25.7	3.45
790	26.85	3.45

Figure III:9: Volume régularisé en fonction de la RN



* Le volume régularisé est égal à la somme de la demande annuelle en eau potable (1.76 hm³/an) et de la demande en eau d'irrigation (volume variable en fonction de la RN) permettant de garantir les critères de satisfaction.

Ainsi, pour une RN de 780 m NGA et en considérant la série historique, le volume régularisé est de 3.45 hm³/an et se répartit comme suit : 1.76 hm³/an pour l'AEP et le complément (1.69 hm³/an) pour l'irrigation.

III.3 Laminage des crues :

L'amortissement d'une crue qui dépasse le N.N.R dans la retenue nécessite un étalement dans le temps de l'hydrogramme de crue ; par laminage, qui est une réduction du débit de pointe.

Le calcul de laminage, permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement (7).

III.3.1 Estimation de la crue du projet :

La crue de projet étant la crue maximale que l'ouvrage ; doit évacuer sans dégâts, en général l'estimation de cette crue est faite selon le risque à l'aval et l'analyse économique.

L'inexistence des recommandations par le service concerné, nous a conduit à donner la valeur d'une crue décamilléal (5).

Selon le corps des ingénieurs de l'armée des Etats Unis

$$Q_{P1\%} = 451 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.3.2 calcul du Laminage des crues :

Le calcul du laminage de crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentané de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit (8):

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

D'où :

Q : le débit entrant de la crue ;

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (lamine) ;

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

Le débit cumulé à l' instant t est :

$$Q - q = +S \cdot dh/dt$$

D'où :

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

Il existe plusieurs procédés de laminage (SORENSEN, BLACKMORE, KOTCHERIN, PATAPOV et d'autres méthodes graphiques), nous retenons la méthode de KOTCHERIN car l'information qu'elle utilise est facilement accessible,

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

1. L'hydrogramme de crue est considéré 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 (HRN).
4. Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Ces suppositions simplifient énormément les calculs de laminage sans pour autant réduire leurs précisions.

III.3.3 Estimation du débit de crue laminée :

Le volume en charge pour la crue est exprimé selon la relation (8):

$$V_{ch} = V_{cr} \cdot (1 - q_{lam}/Q\%)$$

D'où :

V_{ch} -le volume d'eau en charge

V_{cr} et $Q\%$ -le volume et débit de la crue

qlam-le débit lamine(cru de projet, déverse)

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q \cdot (1 - V_{ch}/V_{cr})$$

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

III.3.4 Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'ont définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation (8) :

$$q = m \cdot (2g)^{0.5} \cdot L \cdot H^{1.5}$$

D'où :

- m : le coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H, et de la forme de la crête du déversoir, ici il est constant est égal à 0,38.

- g : l'accélération = 9,81m/s².

- L : la longueur déversante.

- H : la charge sur le déversoir (ici on fait varier de 1.5 à 4 m).

Connaissant ce débit et parce qu ' aussi :

$$q = S \cdot V_{moy} \quad \text{et} \quad S = L \cdot H$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne(Vmoy) :

$$V_{moy} = q / (L \cdot H)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la longueur déversant (40>L>90)

$$Ql = m \cdot (2g)^{0.5} \cdot L \cdot H_o^{1.5}$$

$$H_o = H + a V_{moy}^2 / 2g$$

Où :

- H_o est la charge globale :

- $V_{moy}/2g$ étant la charge dynamique liée a la vitesse d'écoulement.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de qlam ; ce sont ces points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance a la longueur optimale, le débit laminé est calculé pour différentes charges ($1,5 > H > 4$ m) et différentes longueurs déversantes ($40 > L > 90$ m) de l'évacuateur de crues,

Les itérations sont effectuées à l'aide du **tableur excele programme KOTHERIB.XLS**.

Laminage des crues par la methode de Kotcherine

donnees		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Wd
g	9.81	40	1.5	123.69	60	2.061478	500 000.00
α	1	50	2	238.04	100	2.38039	600 000.00
2*g	19.62	60	2.5	399.2	150	2.661357	700 000.00
2.g^{0,5}	4.429446918	70	3	612.23	210	2.91537	800 000.00
Q_{1%}	451.7	80	3.5	881.71	280	3.14896	900 000.00
W_{1%}	12600000	90	4	1211.9	360	3.36638	1 000 000.00
m=	0.38						

hauteur	vitesse	hauteur tot	debit m3/s					
			40	50	60	70	80	90
m	m/s	m	40	50	60	70	80	90
1.5	2.06147811	1.7166	151.4247	189.28	227.13707	264.9932	302.8494208	340.706
2	2.380389884	2.2888	233.1336	291.42	349.70039	407.9838	466.2671857	524.551
2.5	2.661356797	2.861	325.8141	407.27	488.72115	570.1747	651.6282018	733.082
3	2.915370302	3.4332	428.2938	535.37	642.44064	749.5141	856.5875165	963.661
3.5	3.148959828	4.0054	539.7118	674.64	809.56773	944.4957	1079.423641	1214.35
4	3.366379658	4.5776	659.4014	824.25	989.10207	1153.952	1318.802755	1483.65

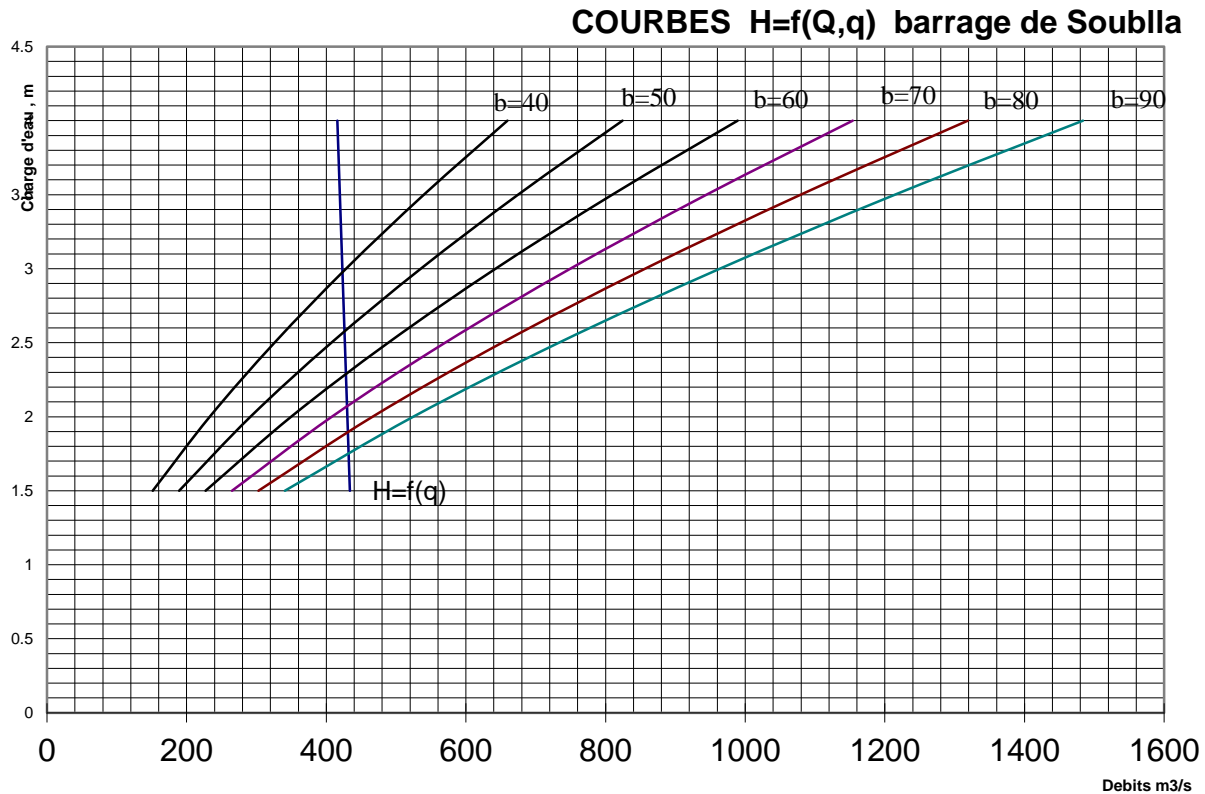
Les résultats de l'étude du laminage des crues centennales de l'oued Soubella sont résumés dans le tableau suivant :

N_{nr}=780

Largeur m	Hauteur m	Debit lam ,m ³ /s	COTE PHE,m
40	3	428	783
50	2.6	430	782.6
60	2.3	434	782.3
70	2.1	436	782.1
80	1.9	439	781.9
90	1.65	442	781.65

Largeur m	Hauteur m	Debit lam ,m ³ /s	COTE PHE,m
40	3	428	783

Pour des raisons de sécurité et d'économie on adopte la variante avec un évacuateur de crues d'une largeur de 40 m, avec H=3m, soit une cote PHE=783, et un débit laminé égal à 428 m³/s.



III.4 Conclusion

Finalement on recommande à choisir les paramètres suivants :

- La capacité totale du barrage : $V_{NNR} = 3.45 \text{ hm}^3$
- La cote au niveau normale de la retenue est $NNR = 780 \text{ m .NGA}$
- La cote au niveau du volume mort : $NVM = 747 \text{ m .NGA}$
- La cote des plus hautes eaux : $NPHE = 783 \text{ m .NGA}$

CHAPITRE IV

Etude des variantes

IV.1 Introduction

En tenant compte des conditions morphologiques et géologiques, il est possible de réaliser différents types de barrages. Les premières reconnaissances géologiques ont permis d'identifier sur place différents matériaux pouvant être utilisés pour la construction du barrage, mais à ce stade de l'étude, il est impossible de faire un choix définitif.

Sur la base des informations disponibles, le type de barrage sera choisi après calcul des coûts, pour prendre comme solution la variante La plus technico-économique.

IV.2 Le choix du site du barrage

L'axe du site est perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau avec une longueur acceptable. L'axe choisi vérifie en premier lieu la possibilité de remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant .En second lieu la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes (1)

IV.3 Le choix du type du barrage

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. D'où pour le choix du type d'ouvrage le mieux adapté plusieurs critères sont mis en valeur.

- Les conditions géologiques et géotechniques :

La fondation du site d'implantation du barrage Soubella est rocheuse se prêtent à l'édification de tous les types des barrages (1).

IV.4 Variantes susceptibles à projeter sur le site

Comme définition des variantes, compte tenu des caractéristiques naturelles du site de Soubella, il n'est pas envisageable de réaliser un barrage de type rigide, que ce soit en Béton Compacté au Rouleau (BCR), barrage poids en béton classique, ou même barrage à contrefort (1).

En effet, les formations calcaire et marneuse présentent des caractéristiques mécaniques trop contrastées, qui engendreraient des déformations différentielles inacceptables dans le cas d'un ouvrage rigide (1).

Par ailleurs, les caractéristiques mécaniques de la fondation grés-argilitique présente en fond de vallée apparaissent faibles pour envisager la réalisation d'un barrage en béton (1).

Les variantes envisagées pour le barrage de Soubella sont donc :

Variante A Barrage en remblai zoné à noyau argileux.

Variante B Barrage en enrochements à masque amont (en béton armé ou en béton bitumineux)

IV.5 Variante A : Barrage en remblai zoné à noyau argileux.

Cette variante correspond au type classique de barrage « souple ». Sa coupe type est conditionnée par la nature et les quantités de matériaux disponibles dans les zones d'emprunt à proximité du site.

Dans le cas de l'aménagement de Soubella, les recharges seront majoritairement réalisées en alluvions grossières (matériau 0-300 mm), matériau présent en quantité suffisante dans les terrasses amont situées dans l'emprise du futur réservoir. Les déblais provenant des fouilles rocheuses pourront également être incorporés dans les recharges

L'étanchéité du barrage est assurée par un noyau argileux. Les matériaux à mettre en œuvre dans le noyau proviendront prioritairement des terrasses alluviales amont. Si nécessaire, le complément sera exploité à partir des zones d'emprunt aval (2).

IV.6 Calcul du coût approximatif de la digue

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût. Le volume de la digue est donné par (2) :

$$V_b = \sum V_i \quad \text{avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i ;

L_i : Distance entre deux coupes voisines ;

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i ;

$$\left[Si = \frac{b + Bi}{2} . Hi \right]$$

Bi : Largeur de base ;

$$[Bi = (m_1 + m_2) . Hi + b]$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus ;

b : Largeur en crête (m);

Hi : Hauteur de la tranche au point i.

IV.7 Définition du profil général du barrage

IV.7.1 Hauteur du barrage

IV.7.1.1 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 (8).

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

A) Formule de MALLET et PAQUANT

$$F \leq 18Km$$

$$R = H + \frac{V^2}{2g}$$

avec
$$H = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F}$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} H$$

H=1.08, V=2.22, R=1.33m.

Où :

R : La revanche ;

F : fetch en Km, $f= 1 \text{ km}$;

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s) ;

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

B) Formule de STEVENSON GAILLARD:

$$R = 0.75.H + \frac{V^2}{2g}$$

Avec : $H = 0.34\sqrt{F}$ et $V = 1.5 + 2H$

$H=0.71$, $V=2.92$, $R=1.15\text{m}$.

C) Formule Simplifié

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$$

$R=1.52 \text{ m}$.

Tableau IV:1: Résultat de calcul de la revanche

Formule	R (m)
MALLET et PAQUANT	1.33
STEVENSON GAILLARD	1.15
Formule Simplifié	1.52
La moyenne	1.33

Comme la valeur donnée par MALLET et PAQUANT est égale à la moyenne on choisira une revanche $R = 1.33 \text{ m}$.

IV.7.1.2 La hauteur du barrage :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_d + R + t$$

Ou : NNR : niveau normal de la retenue $\text{NNR} = 780\text{m}$;

C_f : cote du fond $C_f = 718 \text{ m}$;

ha : la hauteur déversée ;

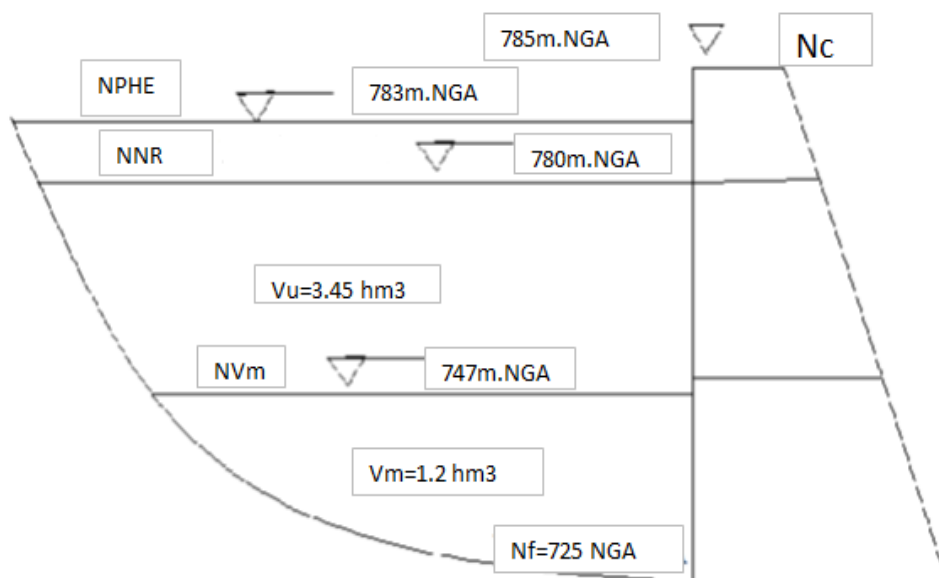
R : Revanche en (m) ;

t : Tassement en (m) pour $H > 20m$ $t = [0.5, 1.5\%]H_b$. $t=1\%=0.67m$

Tableau IV:2:Résultat de calcul de la hauteur du barrage

Largeur m	Hauteur Hd m	Debit lam ,m ³ /s	Hb m	COTE PHE,m
40	3	418	67	783
50	2.6	425	66.6	782.6
60	2.3	428	66.3	782.3
70	2.1	433	66.16	782.1
80	1.9	435	65.9	781.9
90	1.65	438	65.75	781.65

Figure IV:1:Schéma de la retenue



IV.7.2 La largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête (7) :

Formule de KNAPPEN:

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b}$$

Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1.1\sqrt{H_b}) + 1$$

Formule Anonyme (simplifiée):

$$b_{cr} = 3.60\sqrt[3]{H_b} - 3$$

Formule pratique:

$$b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b}$$

H_b : Hauteur du barrage [m].

Tableau IV:3: Résultat de calcul de la largeur en crête

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	13.5
EF PREECE	10
PRATIQUE	13.6
SIMPLIFIEE	11.6

On opte pour la largeur en crête calculée par la formule d'E- F-PREECE qui est de

$b_{cr} = 10$ m.

IV.7.3 La pente des talus :

Dans le but d'effectuer une conception préliminaire de la digue, on peut utiliser les valeurs d'orientation qui sont données dans le tableau suivant; elles doivent être vérifiées avec un calcul de stabilité postérieur (2).

Tableau IV:4: Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus amont	Fruit des talus aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- zoné	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- zoné	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- zoné	3	3
H 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- zoné	3	3

On a opté pour les pentes des talus suivantes 3 et 3 pour les parements amont et aval (resp).

IV.7.4 Les bermes :

Talus aval :

Les bermes au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, il y deux berme au talus aval à la cote 733 m NGA avec une largeur de 11m et à la cote 755 m NGA avec une largeur de 5m .

Talus amont :

Il y deux berme au talus amont à la cote 755 m NGA avec une largeur de 13m et à la cote 745 m NGA avec une largeur de 27m.

IV.7.5 classification de l'ouvrage :

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation, en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage.et pour connaitre la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant (1) :

Tableau IV:5: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le tableau notre barrage appartient à la classe III.

IV.7.6 Le noyau central d'argile

La largeur de la partie supérieure du noyau d'un barrage est déterminée en tenant compte les conditions de construction de l'ouvrage et 5m.

IV.7.6.1 L'épaisseur du noyau

Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suivant :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm}$$

Où :

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la différence de charge d'eau.

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible (1).

Tableau IV:6: le gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type De fondation

Type de sol	Classe de l'ouvrage.			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.60	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Dans notre cas $I_{adm} = 1.8$.

A.N : $b_{moy} = 22$ m.

IV.7.6.2 La hauteur du noyau

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suit (1) :

$$H_n = H_b - 1$$

Où :

H_b : hauteur du barrage.

H_n : hauteur du noyau.

A.N : $H_n = 66$ m.

IV.7.6.3 Largeur en base du noyau :

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{c,n}$$

Où :

L_b : La largeur de la base;

b_{moy} : largeur moyenne du noyau ;

$L_{c,n}$: La largeur en crête du noyau .

A.N: $L_b = 34$ m.

IV.7.6.4 Détermination des fruits des talus

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{c,n}$$

Où :

L_b : La largeur de la base;

m : fruit de talus ;

H_n : Hauteur du noyau ;

$L_{c,n}$: La largeur en crête du noyau .

A.N: $m = 0.25$.

La profondeur d'ancrage dans le terrain de fondation varie en fonction de la profondeur de la couche perméable qui doit être traversée. On recommande une profondeur > 1.5 m; la base de la clé d'ancrage doit avoir une largeur de 3.0 à 4.0 m pour permettre le travail de compactage (1).

IV.7.6.5 La clé d'étanchéité

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d'années de dépôt. Il faut toutefois noter que localement des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches. Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai. La profondeur de la clé d'étanchéité est exécutée jusqu'à 7 m, avec des talus $m_1 = m_2 = 1$ (2).

IV.7.7 Protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, et aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage. En ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus (2).

IV.7.7.1 Le talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 50cm pour plus de sécurité (2).

IV.7.7.2 Le talus amont

Le talus amont est protégé par un rip-rap d'enrochement. La couche de rip-rap doit être conçue afin que :

Les blocs d'enrochement ne soit pas déplacés sous l'effet des forces hydrodynamique des vagues.

Les matériaux du filtre situé sous le rip-rap ne soient pas entraînés à travers les vides de celui-ci.

Le filtre assure bonne protection des matériaux du remblai sous-jacent contre l'érosion. Le rip-rap doit faire face aux forces des vagues produites par le vent (2).

IV.7.7.3 L'épaisseur de la couche de protection en rip-rap

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues (1).

Tableau IV:7: Epaisseur de l'enrochement et d50 minimal des pierre en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues h(m)	Epaisseur e (m)	D ₅₀ des blocs (m)
0-0,30	0,30	0,20
0,30-0,6	0,40	0,25
0,6-1,2	0,45	0,30
0,2-1,8	0,55	0,40
1,8-2,4	0,70	0,45
2,4-3,0	0,80	0,55

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

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 1m.

IV.7.7.4 La crête

Pour assurer une bonne stabilité de la crête, on doit réaliser un bon revêtement pour permettre la bonne circulation des engins et cela en utilisant une seule couche de pavage irrégulier au-dessus d'une couche de sable grossier entre $d = 15$ et 20 cm, et un filtre inversé. Avec une légère pente ver les deux parements de 3%. Et des barrières parapet de maçonnerie de pierres de 1 m de hauteur et 0.8 m de profondeur tous les 10 m tout en long de la crête (1).

IV.7.8 Section type du barrage

Les caractéristiques géométriques de la section type sont les suivantes :

- cote de la crête 780 m NGA
- cote de la fondation du noyau 725 m NGA
- longueur en crête 265 m
- largeur en crête 10.00 m
- hauteur maximale 67 m

-Le parement amont :

- pente du talus 3 H/1V

-Le parement aval :

- pente du talus 3 H/1V

- Les bermes :

Aval :

11 m en largeur à la cote 733 m NGA

5 m en largeur à la cote 755 m NGA

Amont :

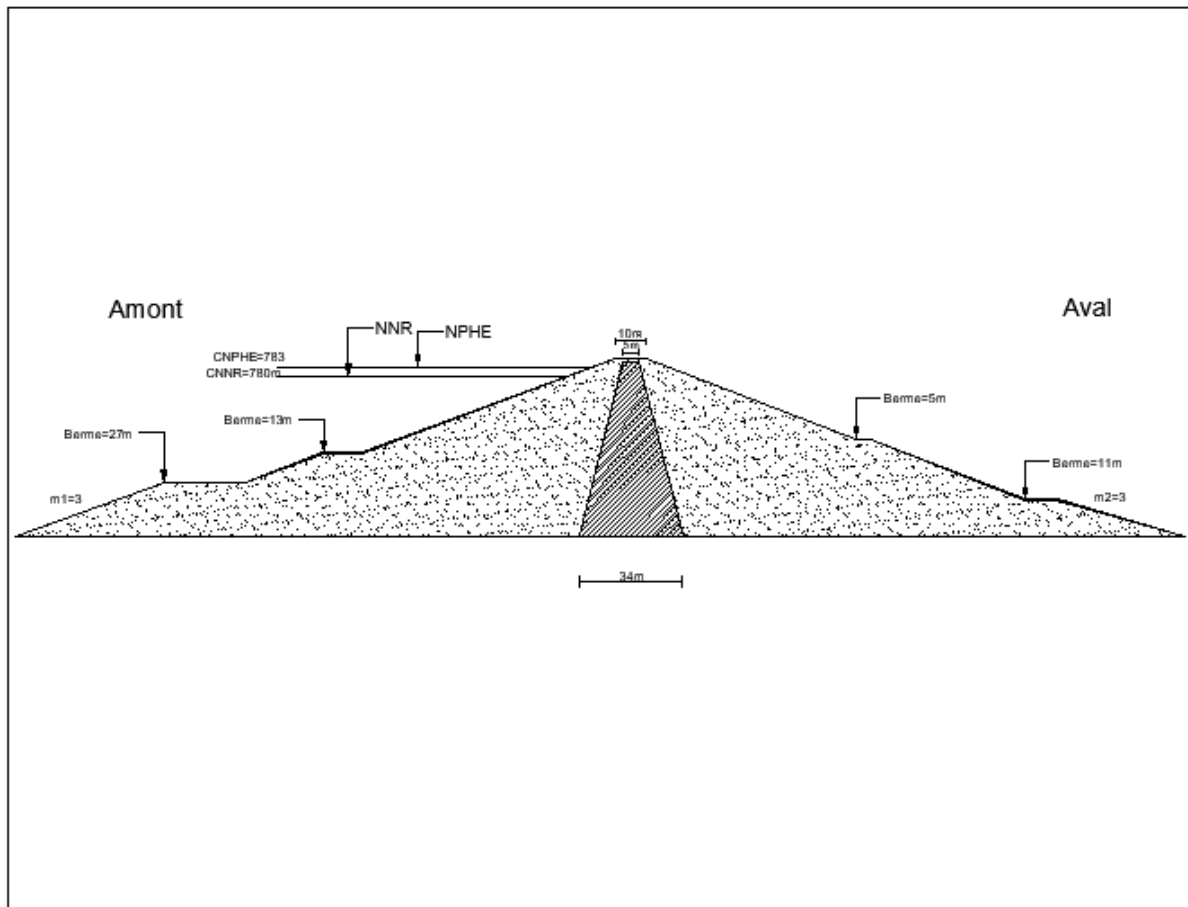
13 m en largeur à la cote 755 m NGA

27 m en largeur à la cote 745 m NGA

Le noyau :

- pentes du noyau amont et aval 0.26V/1H
- largeur à la crête 5m
- largeur en fondation 34 m

Figure IV:2: Le profile général du barrage



IV.8 Les Ouvrages annexes

IV.8.1 Dérivation provisoire

La fonction de la dérivation provisoire est assurée par une galerie en fer à cheval, de 3 m de diamètre intérieur, réalisée en rive droite. Cette galerie a une longueur totale de 425 m (1).

IV.8.2 Evacuateur de crues

L'évacuateur de crues, positionné en rive gauche, est fondé sur les bancs de calcaire massifs. Cette implantation est imposée par la présence en rive droite de la vidange de fond et des prises d'eau, qui rendraient particulièrement délicate l'agencement de ces ouvrages avec l'évacuateur (1).

D'autre part la topographie de la rive gauche présente une morphologie plus favorable, tant pour l'entonnement amont que pour la restitution des débits dans le lit naturel à l'aval du barrage.

L'évacuateur est constitué :

d'un seuil amont profilé, de 40 m de longueur développée, calé à la cote 780 m NGA de Retenue Normale, d'une structure d'entonnement assurant la convergence des débits vers le coursier aval, d'un coursier rectiligne de 230 m de longueur environ et de largeur constante égale à 16 m, d'une cuillère « saut de ski » assurant la restitution des débits dans une fosse de dissipation excavée dans le massif calcaire, d'un chenal aval de 42 m de large pour permettre le transit des débits jusque dans le lit naturel de l'oued (1).

IV.8.3 Vidange de fond

En phase définitive la galerie de dérivation est équipée en ouvrage de vidange.

Un bouchon de seconde phase est réalisé dans la galerie de dérivation, ainsi que les vannes de garde et de réglage de la vidange (1).

La vanne de réglage, implantée à l'aval de la vanne de garde.

La vanne de réglage est manœuvrée au moyen d'un vérin hydraulique implantée en fond du puits d'accès et de prise, à la cote 732 m NGA.

La vanne de garde est manœuvrée depuis la plateforme supérieure à 785 m NGA, à travers le puits d'accès vertical, par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique « simple effet » et de brimbales.

IV.8.4 Ouvrage de prise d'eau

D'une conduite verticale unique \varnothing 1000 mm, implantée en partie centrale du puits vertical et se retournant en partie basse dans le tronçon aval de la galerie de dérivation, équipée en vidange de fond en phase d'exploitation (2).

L'ouvrage de prise d'eau est situé en rive droite et est constitué de l'amont vers l'aval :

de 3 prises étagées au cotes 745, 760 et 770 NGA, de tronçons horizontaux de galeries de section réduite pour chaque prise, d'un puits d'accès et de manœuvre située au droit du

bouchon réalisé dans la galerie de dérivation, de conduites métalliques individuelle \varnothing 1000 mm, connectées aux galeries amont de prise (2).

IV.8.5 Le puits d'accès et de manœuvre

Un puits vertical implanté au droit de la galerie rive droite assure la connexion entre les trois prises d'eau étagées, et leur restitution de débits à aval, à travers la galerie de vidange.

Cet ouvrage est excavé entre la cote supérieure de la plateforme à 785 m NGA et le niveau 732 m NGT de la galerie de dérivation provisoire, équipée en vidange de fond au stade définitif (2).

IV.8.6 Tunnel de DP et de vidange

Les conditions topographiques et géologiques se prêtent à la réalisation du tunnel en rive droite (longueur du tunnel minimisée, couverture rocheuse satisfaisante et augmentant rapidement au droit de l'entonnement et de la restitution) (2).

Par ailleurs, la solution avec tunnel de dérivation provisoire permettrait une plus grande souplesse dans le planning des travaux en dissociant la réalisation des fouilles de celle de la dérivation provisoire (2).

IV.9 Variante B : Barrage en enrochements à masque amont

Ce type de variante est particulièrement adapté dans le cas de sites présentant un déficit en matériaux argileux pour assurer l'étanchéité interne du barrage.

En outre il offre le principal avantage de concentrer la poussée hydraulique sur le parement amont de la digue, introduisant ainsi une forte composante verticale stabilisatrice. Par rapport à la variante classique en remblais zonés, la solution de barrage à masque amont permet de réduire de manière significative le volume global de matériaux à mettre en œuvre (2).

Le masque amont peut être réalisé en béton armé ou en béton bitumineux. L'option retenue dépend principalement des caractéristiques du site qui conditionneront les déformations du barrage lors de la mise en eau, puis en phase d'exploitation (2).

Si les problèmes mécaniques du masque, liés à la forme de la vallée, s'avéraient trop critiques, un masque bitumineux pourrait constituer une solution plus adaptée du fait de sa plus grande capacité à supporter des déformations (2).

Toutefois, un masque bitumineux est plus complexe à mettre en œuvre qu'un masque en béton armé : il nécessite l'intervention d'une entreprise spécialisée, pour la fabrication du bitume via l'installation d'une centrale à béton bitumineux (en plus d'une centrale à béton classique). De plus, les travaux de finition doivent être plus soignés que pour un masque en béton armé (2).

Les coûts respectifs de ces deux alternatives d'étanchéité amont sont équivalents et dans le cadre de cette étude, seul le masque en béton armé sera considéré. La variante définitive pourra être adoptée, sur la base des évaluations des tassements et déformations attendus (2).

Le masque doit être raccordé au pied amont du barrage à une plinthe qui sera réalisée sur des fondations rocheuses de caractéristiques mécaniques suffisantes. L'étanchéité du masque sera prolongée sous la plinthe par des injections profondes. Un dispositif filtrant dans les remblais du barrage sera mis en place à l'aval immédiat du masque (2).

Du fait de la topographie très marquée du verrou au niveau du site de Soubella, des excavations importantes seront nécessaires pour l'implantation correcte de la plinthe du masque. Toutefois, d'importantes déformations différentielles sont à attendre au droit de la jonction plinthe/masque (2).

Il est à souligner que la réalisation d'un masque implique l'utilisation d'encrochements (et non d'alluvions grossières) dans le corps du barrage afin de garantir une capacité drainante suffisante en toute circonstance et de limiter les tassements différés qui risqueraient de mettre en péril la pérennité du masque (2).

Une carrière dans les bancs calcaire permettant la production de l'ensemble des encrochements destinés au corps du barrage devra être exploitée en phase chantier (2).

En fond de vallée, les dépôts alluvionnaires doivent être enlevés. Une rectification topographique des rives est localement nécessaire pour limiter l'amplitude des tassements différentiels dans le corps du barrage (2).

La construction du barrage nécessitera de dériver les eaux et de réaliser un batardeau amont afin de protéger les travaux contre les crues de chantier. La variante de barrage à masque amont présente donc l'inconvénient par rapport à la variante de digue en remblais zonés de ne pas pouvoir intégrer le batardeau amont dans le corps du barrage. L'implantation du batardeau amont en dehors de l'emprise du barrage augmente de manière significative le linéaire de la galerie de dérivation dans le cas d'un tunnel excavé en rive (2).

IV.9.1 Section type du Barrage en enrochements à masque amont

Conception générale. Les caractéristiques géométriques de la section type sont les suivantes:

- cote de la crête	785 m
- cote de la fondation de la plinthe	718 m
- longueur en crête	265.00 m
- largeur en crête	10.00 m
- hauteur maximale	67.00 m
-Le parement amont :	
- pente du talus	3H/1V
- Le parement aval :	
- pente du talus	3H/1V

IV.10 Le choix définitif du type du barrage

Le type d'ouvrage à construire est considéré par la présence en quantité suffisante des matériaux de construction à proximité du site de barrage. Et pour assurer le bon choix du type du barrage il faut passer par une étude technico-économique entre les deux variantes choisies

et à la fin choisir le type adéquat pour la réalisation de notre barrage en prenant en considération les contraintes suivantes (1) :

- La facilité de réalisation.
- Zones d'emprunts et leur distance.
- Existences de carrière et de matériaux de construction.
- Technologie de réalisation, cout.

IV.11 Evaluation du coût total de la digue des deux variantes

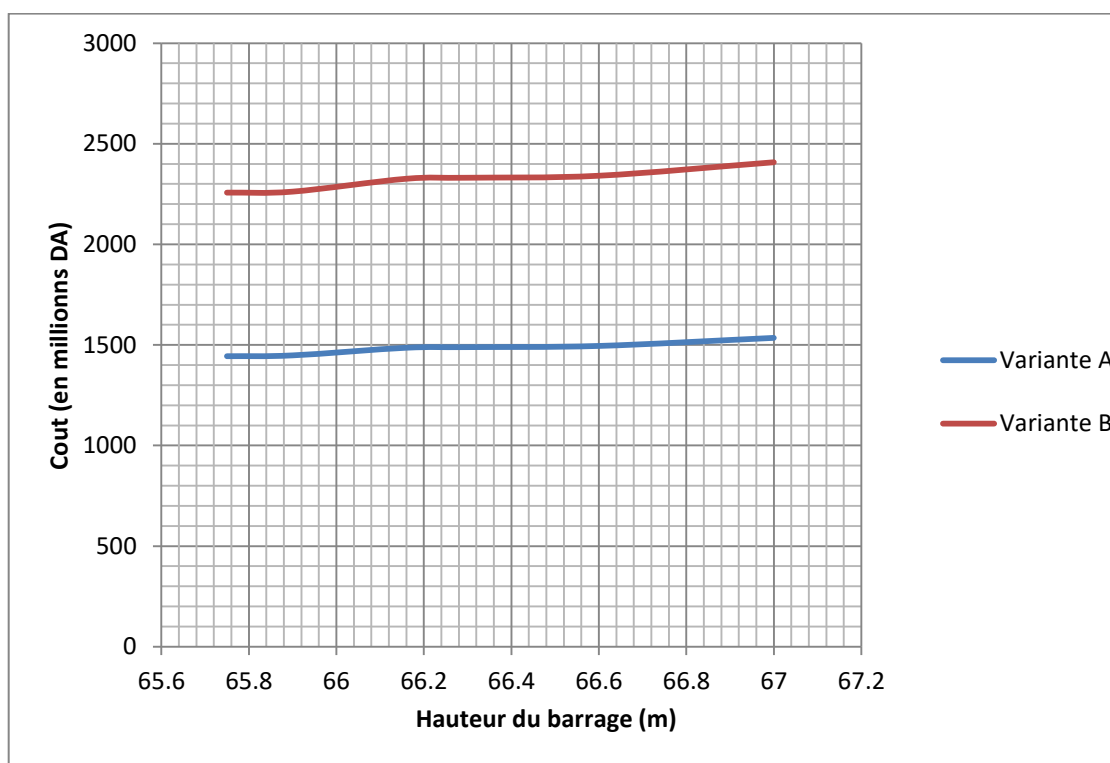
A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversant, en utilisant les formules citées précédemment.

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 900 DA (source ANBT d'ALGER).

Tableau IV:8: coût de la digue

Hauteur du barrage (m)	cout	
	Remblais à noyau argileux (millions DA)	Enrochements à masque amont (millions DA)
65.75	1444	2257
65.9	1448	2262
66.16	1486	2326
66.3	1489	2331
66.6	1495	2341
67	1 535	2 408

Figure IV:3: Coût du la digue en fonction de La hauteur du barrage



IV.12 Evaluation du coût total des Ouvrages annexes des deux variantes

IV.12.1 Comparaison des coûts

Deux variantes d'ouvrages annexes sont comparées :

- une structure unique, intégrant la dérivation provisoire, la vidange de fond et l'évacuateur de crues, associée à une galerie sous remblais.
- un tunnel en rive droite avec puits, et prises d'eau sur plan incliné, associé à un évacuateur de crues à surface libre avec coursier.

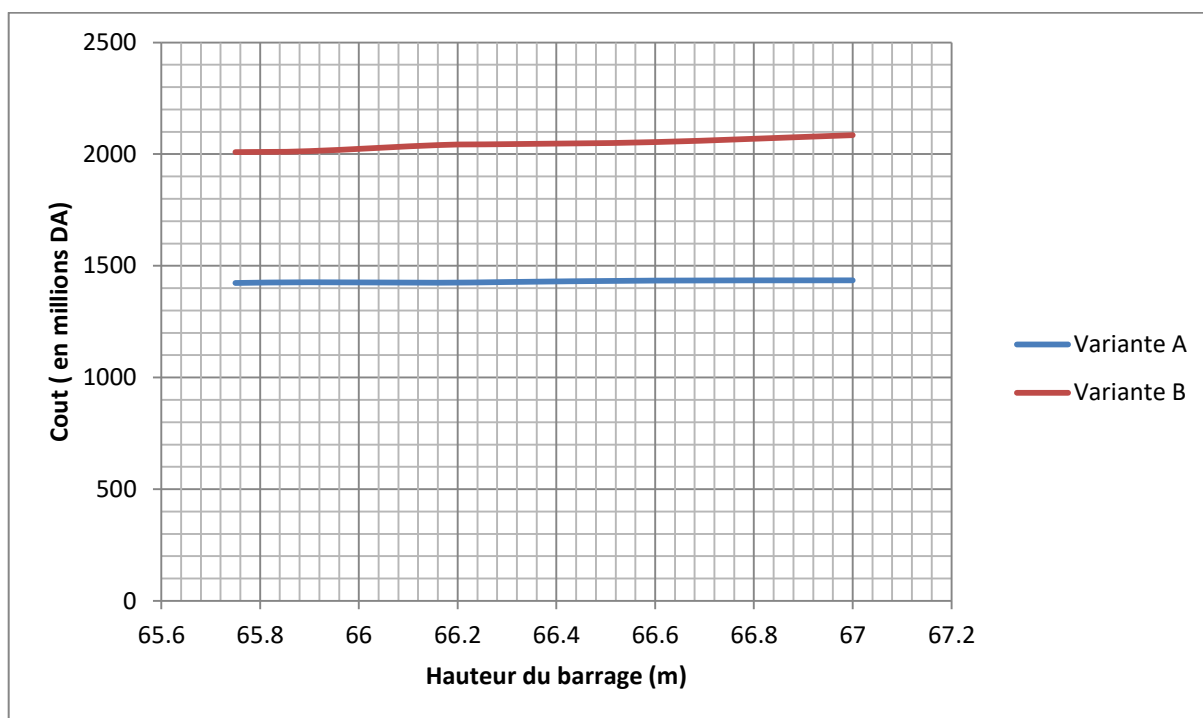
Le métré des différents ouvrages est présenté en annexe (B).

La Figure IV:4 et le Tableau IV:9 présentent le coût des variantes en fonction de la hauteur du barrage.

Tableau IV:9: Coût des ouvrages annexes en fonction de la hauteur du barrage

Hauteur du barrage M	65.75	65.9	66.16	66.3	66.6	67
VARIANTE 1						
Tunnel de DP M DA	449.12	450.15	451.09	452.05	454.09	456
Puits et prises d'eau M DA	391.47	392.36	393.95	394.79	396.57	399
Evacuateur de crues M DA	582.65	583.98	579.4	580.63	583.25	580
Total M DA	1423.2	1426.5	1424.4	1427.5	1433.9	1435
VARIANTE 2						
Structure unique M DA	586.69	588.03	594.44	595.7	598.39	606
Galerie sous remblai M DA	1422.2	1425.5	1446	1449.1	1455.6	1479
Total M DA	2008.9	2013.5	2040.4	2044.8	2054	2085

Figure IV:4: Coût des ouvrages annexes en fonction de La hauteur du barrage



IV.13 CONCLUSION

L'analyse économique montre que les estimations des deux barrages sont comparables. La variante la plus économique est la variante A - barrage en enrochement avec un noyau d'argile (le coût total **1435 M DA**). La variante B - barrage en enrochements à masque amont qui a le prix comparable avec la première variante (le coût total **2085 M DA**) rencontre quelques difficultés concernant la zone d'emprunt pour les agrégats et la production industrielle et la mise en place du béton.

La variante proposée est donc la variante A – Barrage en remblai zoné à noyau argileux.

CHAPITRE V

Etude de stabilité

V.1 Introduction

L'étude de stabilité de la digue et de sa fondation permet de valider les pentes des talus de l'ouvrage, et la longueur des différentes risbermes.

Pour cela l'étude de stabilité détermine les facteurs de sécurité du barrage projeté, pour les divers cas de charge de dimensionnement.

L'étude s'attache à démontrer que ces facteurs, issus de différents calculs, sont supérieurs ou égaux aux recommandations internationales et aux règles de l'art en la matière.

V.2 Méthodologie suivie

Une fois les paramètres géomécaniques connus et les paramètres géométriques du barrage fixés, une première série de calculs est effectuée pour des cas de charges statiques (fin de construction, service normal à la RN et vidange rapide depuis la RN) (1).

V.3 Définition de la coupe-type étudiée

La coupe-type étudiée dans la présente étude correspond à la coupe transversale du barrage, dans la partie la plus haute de l'ouvrage, c'est-à-dire en fond de vallée. La fondation alluviale, jusqu'à 6 m sous le terrain naturel, ainsi que la fondation marneuse et la fondation calcaire sont intégrées à la coupe-type du barrage pour les calculs.

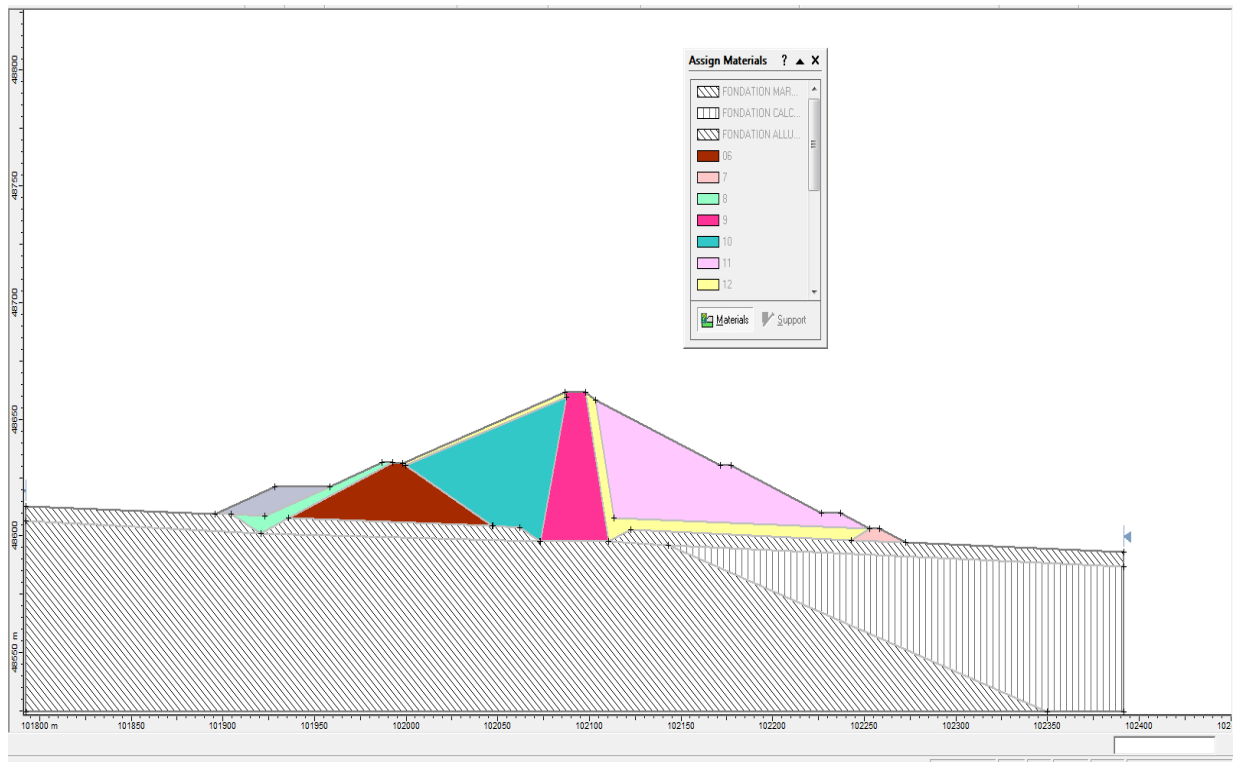
La définition de la géométrie de la fondation (profondeur de la couche alluviale, position et angle de la séparation marne/calcaire) est issue des reconnaissances géologiques.

La Tableau V:1 récapitule les paramètres géométriques de la coupe-type, qui sont illustrés sur la Figure V:1 (issue du logiciel SLIDE).

Tableau V:1: Paramètres géométriques de la coupe-type étudiée

Fondation		Crête du barrage	
Niveau TN	728 m NGA	Largeur totale en crête	10 m
Niveau fondation	722 m NGA	Niveau de la crête	785 m NGA
Pente discontinuité Marne/Calcaire	3 -	Noyau argileux	
Position par rapport à l'axe	60 m	largeur en crête	10 m
Pente excavations alluvions	2 -	Pente (am & av)	0.21 -
Rip Rap amont - partie haute		Filtres + drains	
Epaisseur normale	1 m	largeur	5m
Pente	3 -	Parement aval	
Risberme amont intermédiaire		Pente	2.5 -
Largeur	10 m	Risberme aval intermédiaire1	
Niveau	755 m NGA	largeur	5 m
Batardeau amont		niveau	755 m NGA
Pente amont	2.5 -	Risberme aval intermédiaire2	
Pente aval	2 -	largeur	10 m
Noyau externe du batardeau		niveau	735 m NGA
Amont		Batardeau aval	
Largeur	5 m	Pente amont	2.5 -
Pente amont	2.8 -	Pente aval	2.5 -
Pente aval	2.5 -	niveau	728 m NGA
Surcharge amont		largeur	5 m
Largeur	30 m		
niveau	745 m		
pende amont	3 -		

Figure V:1: Coupe-type étudiée (logiciel SLIDE)



V.4 Tracé de la ligne de saturation

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Le barrage en terre est muni d'un drain qui rabat la ligne phréatique. La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation. L'équation de cette parabole est donnée par (1) :

$$Y = \sqrt{Y_o^2 + 2XY_o}$$

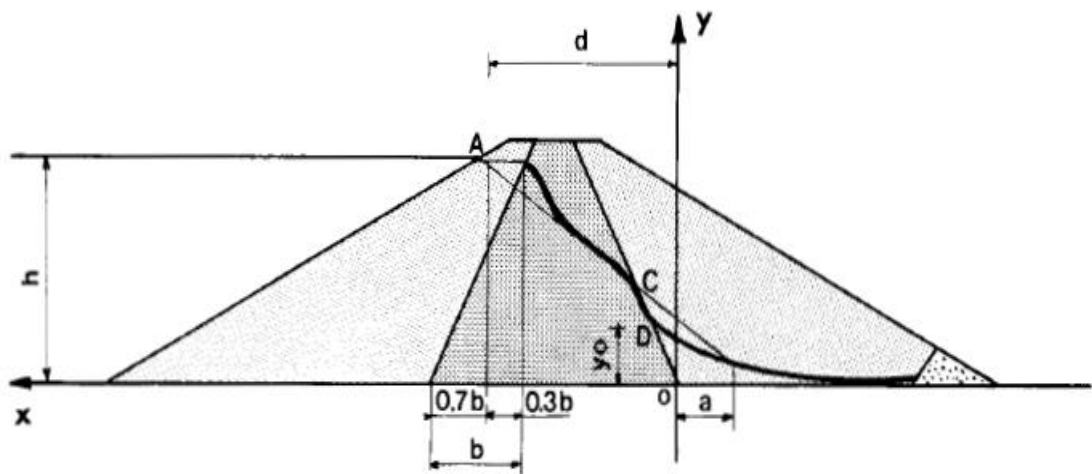
$$Y_o = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

- X, Y : Les coordonnées de la parabole.
- d: étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7 b.
- b: étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Dans le cas d'une digue à noyau imperméable, maintenu par des zones perméables on construit la ligne de saturation comme précédemment en ne considérant que le noyau imperméable (Figure V:2) (1).

Figure V:2: tracé de la ligne de saturation d'un barrage à noyau



Au NNR : $h = 45\text{m}$:

$$b = m_n * h$$

$$b = 11.7 \text{ m}$$

L'emprise du noyau :

$$d = L_b - 0,7*b$$

$$L_b = 34 \text{ m}$$

$$d = 25.81 \text{ m}$$

Donc :

$$y_0 = 26.1$$

$$\text{L'équation devient : } Y = \sqrt{52.2x + 681.21}$$

Tableau V:2: Coordonnées de la parabole de KOZENY

X	Y	X	Y
0	26.1	14	37.5
2	28.03	16	38.94
4	29.83	18	40.25
6	31.53	20	41.54
8	33.15	22	42.77
10	34.69	24	43.98
12	36.16	26	45.15

V.5 CALCULS STATIQUES

V.5.1 Méthodologie

Le problème de la stabilité d'un massif se résout par les méthodes d'équilibres limites, encore appelées méthodes de calcul à la rupture. Ce problème peut par ailleurs être analysé soit en contraintes totales, soit en contraintes effectives. C'est cette dernière méthode qui est le plus couramment employée et qui est utilisée dans cette étude. Elle nécessite de faire des hypothèses sur le régime de percolation (fin de construction, régime permanent, vidange rapide) (6).

Les méthodes de calcul à la rupture divisent la masse glissante en tranches verticales. Elles résolvent les équilibres en forces et en moments afin d'aboutir à une expression plus simple des forces s'exerçant sur chacune des tranches, en fonction des caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif étudié. Ces méthodes reposent sur les hypothèses suivantes (6):

- la forme et la position de la ligne de rupture est déterminée.
- le sol a un comportement rigide plastique le long de cette ligne.
- la distribution des contraintes est connue.
- le coefficient de sécurité est uniforme le long de la surface de rupture.

- le coefficient de sécurité est défini par :

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

τ_{\max} : Résistance en cisaillement mobilisable le long de la ligne de rupture.

τ : Résistance au cisaillement nécessaire pour maintenir la masse potentiellement glissante en équilibre.

Le coefficient de sécurité F vis-à-vis de la rupture est évalué pour des lignes de glissement circulaires, en utilisant la méthode de Bishop.

V.5.2 Présentation de SLIDE

SLIDE est un logiciel de calcul de stabilité des pentes appliqué à des massifs quelconques (versants naturels, barrages et digues, quais, talus, remblais, soutènements, ...) Il résout ce problème avec des méthodes classiques de tranches verticales :

- pour les lignes potentielles circulaires de rupture : Fellenius - Bishop (résolution en équilibre de moment global) (11).

V.5.3 Définition des cas de charges

Cas de fin de construction

Ce cas de charge correspond à l'analyse de la stabilité du barrage à l'état initial du remblai et de sa fondation, sous l'effet du seul poids propre des matériaux. Par souci de simplification, il est d'usage de supposer la construction instantanée.

En fin de construction, les pressions interstitielles dans la digue et la fondation, dues aux surcharges des remblais, sont encore élevées, notamment dans les matériaux imperméables, ce qui réduit leur résistance au cisaillement. Ce phénomène de génération de

pression interstitielle à court terme est pris en compte dans les analyses de stabilité par un coefficient noté r_u , qui relie la valeur de la pression interstitielle en un point à la surcharge des remblais par l'équation (6):

$$u = r_u \cdot \gamma \cdot h$$

où : u : pression interstitielle.

γ : Poids volumique des remblais.

h : hauteur de remblai mis en place.

Le coefficient adimensionnel r_u est supposé être une caractéristique de chacun des matériaux.

Cas du régime permanent à la RN

Ce cas correspond à l'établissement du régime hydraulique interne permanent pour un plan d'eau à la cote de la retenue normale (RN), soit 780.00 m NGA.

Les pressions interstitielles dans le remblai et dans la fondation sont indépendantes des contraintes dans le sol et ne dépendent que des conditions aux limites hydrauliques (1).

Cas de la vidange rapide

Le cas de vidange rapide correspond à la descente du plan d'eau amont depuis la cote 780.00 m NGA de la RN jusqu'à la cote 728 m NGA du terrain naturel.

La variation du niveau d'eau dans le réservoir est suffisamment rapide pour que la pression interstitielle dans les remblais n'ait pas le temps de se dissiper complètement. C'est le cas de remblais imperméables ou semi imperméables lorsque la retenue descend de quelques dizaines de centimètres par jour (1).

Ce phénomène est modélisé en reliant la variation de pression interstitielle à celle du niveau d'eau au-dessus du point considéré par l'équation (6) :

$$\Delta u = \bar{B} \cdot \Delta \sigma$$

où :

Δu = variation de pression interstitielle par rapport au régime permanent.

$\Delta \sigma$ = variation de la contrainte normale totale au niveau du point considéré.

Le coefficient adimensionnel \bar{B} est supposé être caractéristique de chacun des matériaux considérés.

Un coefficient \bar{B} égal à 1 est le cas le plus conservatif, c'est cette valeur qui est habituellement prise pour les matériaux non drainants. Une valeur égale à -1 est un artefact de calcul et signifie que le matériau est parfaitement drainant (la pression finale en un point du matériau est égale à la colonne hydrostatique à ce même point) (6).

V.5.4 Définition des critères de dimensionnement

Le Tableau V:3 ci-dessous indique, pour chacun des cas de charges précédent, le coefficient de sécurité minimal à atteindre, correspondant aux recommandations internationales et aux règles de l'art (2),(9) :

Tableau V:3: Coefficients de sécurité en fonction des cas de charge

Définition du cas de charge	Valeur minimale du coefficient de sécurité
Fin de construction	1.4
Régime permanent, RN 780.00 m NGA	1.4
Vidange rapide depuis RN jusqu'à 728 m NGA	1.4

V.5.5 Caractéristiques des matériaux

Outre la géométrie, qui a été définie plus haut, les données d'entrée à l'étude de stabilité statique sont les caractéristiques des matériaux de la fondation et du barrage, qui sont présentées respectivement dans les Tableau V:4 et Tableau V:5 ci-dessous.

Ces données sont issues des reconnaissances géologiques et des essais géotechniques présentés dans le Mémoire Descriptif.

Tableau V:4Caractéristiques de la fondation

	N°	c'	φ'	γ_h	γ_s	ru	$\frac{-}{B}$
Fondation marneuse	1	3	25	2.2	2.2	0.4	1
Fondation calcaire	2	500	45	2.2	2.25	0	1
Fondation alluvionnaire	3	0	32	2	2	0.2	1

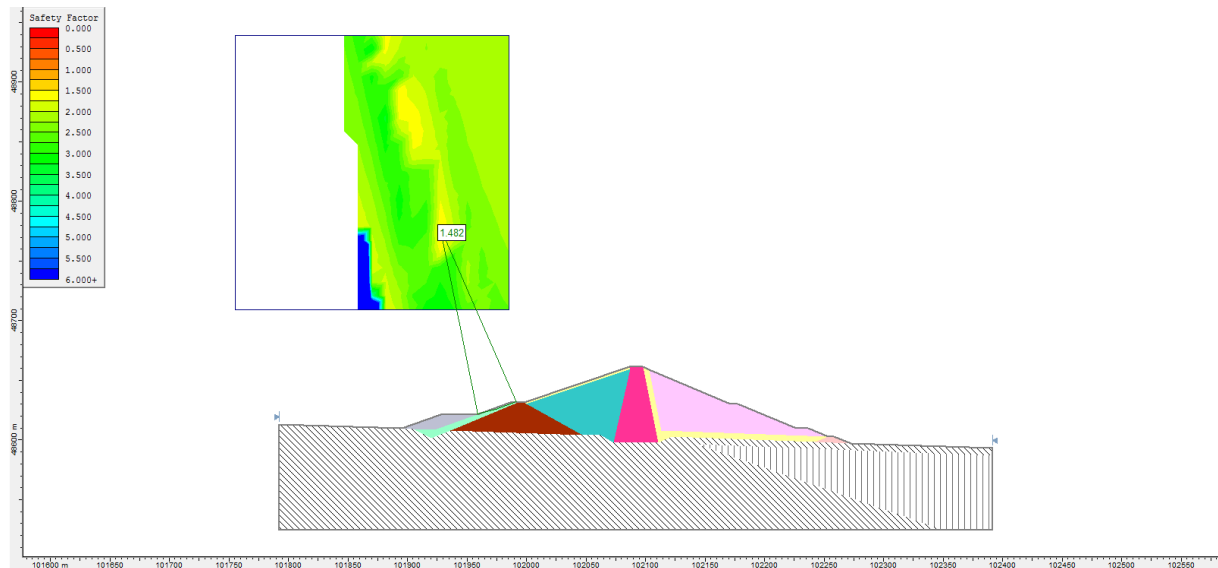
Tableau V:5: Caractéristiques des matériaux du barrage

	N°	c'	φ'	γ_h	γ_s	ru	$\frac{-}{B}$
Surcharge amont	1	1	30	2	2.1	0.25	1
Batardeau amont	2	1	30	2	2.1	0.25	1
Noyau externe	3	2.5	21	1.9	2	0	1
RipRap	4	0	45	2	2.3	0	-1
Recharge amont	5	1	33	2	2.1	0.25	1
Noyau argileux	6	2.5	21	1.9	2	0.5	1
Filtres & drains	7	0	40	1.9	2.2	0	-1
Recharge aval	8	1	33	2	2.1	0.25	1
Batardeau aval	9	1	45	2	2.1	0.25	1

V.5.6 Résultats obtenus

Cas de fin de construction

AMONT:



Method: bishop simplified

FS: 1.482200

Center: 101927.481, 48778.274

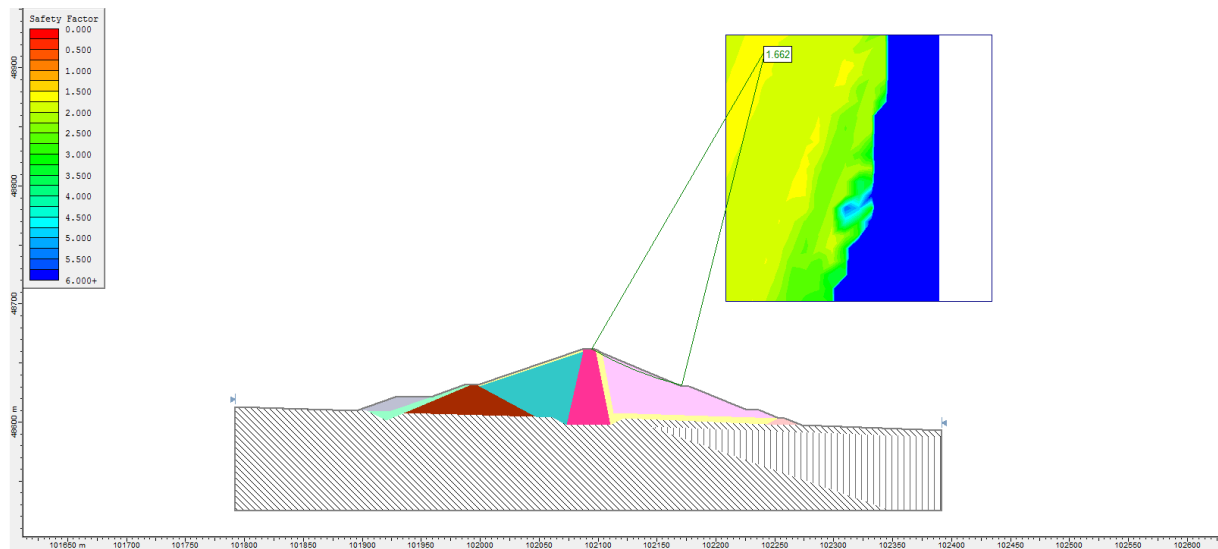
Radius: 160.152

Left Slip Surface Endpoint: 101959.187, 48621.292

Right Slip Surface Endpoint: 101991.273, 48631.375

Resisting Moment=64635.3 kN-m

Driving Moment=43607.6 kN-m

AVAL :**Method: bishop simplified**

FS: 1.661560

Center: 102242.333, 48916.386

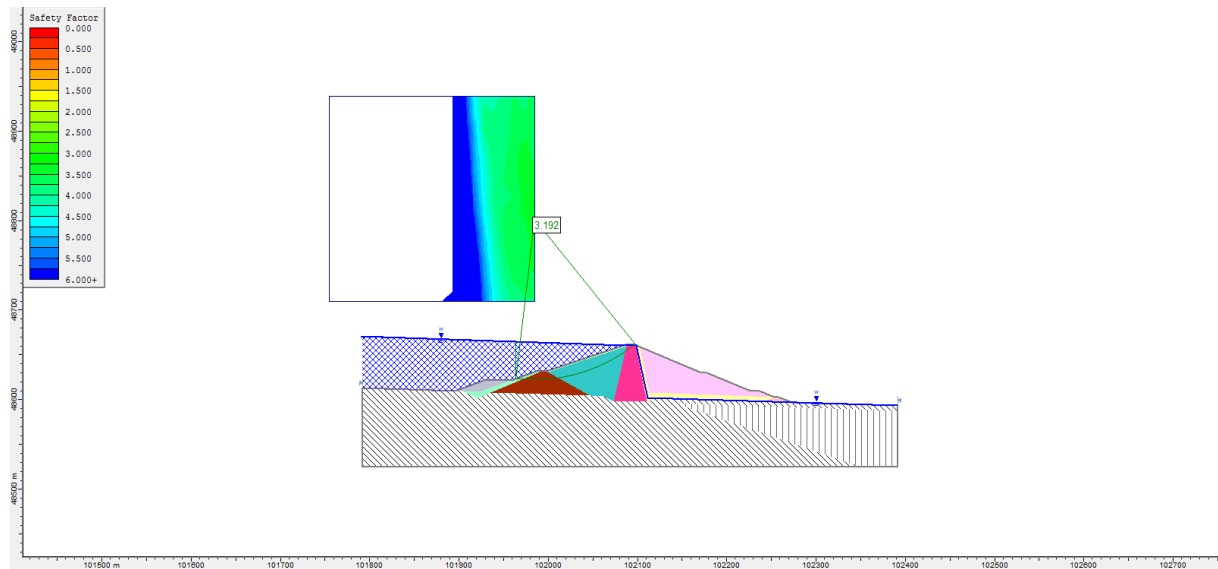
Radius: 294.767

Left Slip Surface Endpoint: 102094.236, 48661.523

Right Slip Surface Endpoint: 102170.955, 48630.391

Resisting Moment=740440 kN-m

Driving Moment=445631 kN-m

Cas du régime permanent à la RNAMONT:Method: bishop simplified

FS: 3.191520

Center: 101984.974, 48801.271

Radius: 179.698

Left Slip Surface Endpoint: 101963.462, 48622.866

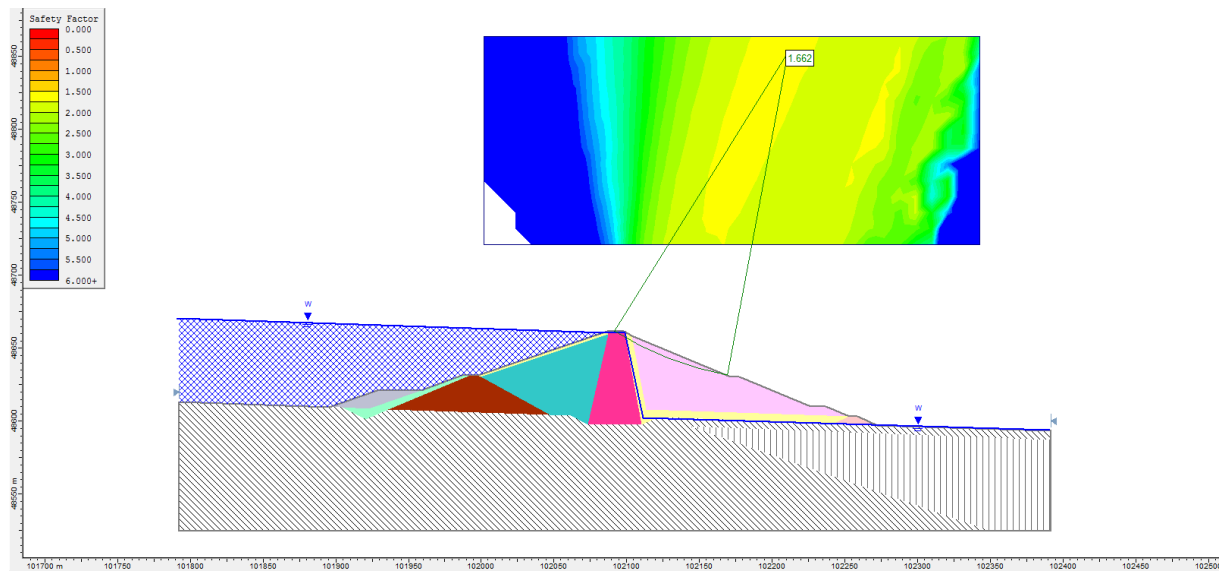
Right Slip Surface Endpoint: 102097.942, 48661.523

Left Slope Intercept: 101963.462 48664.715

Right Slope Intercept: 102097.942 48661.523

Resisting Moment=1.72123e+006 kN-m

Driving Moment=539315 kN-m

AVAL:**Method: bishop simplified**

FS: 1.661890

Center: 102210.861, 48852.938

Radius: 225.658

Left Slip Surface Endpoint: 102091.353, 48661.523

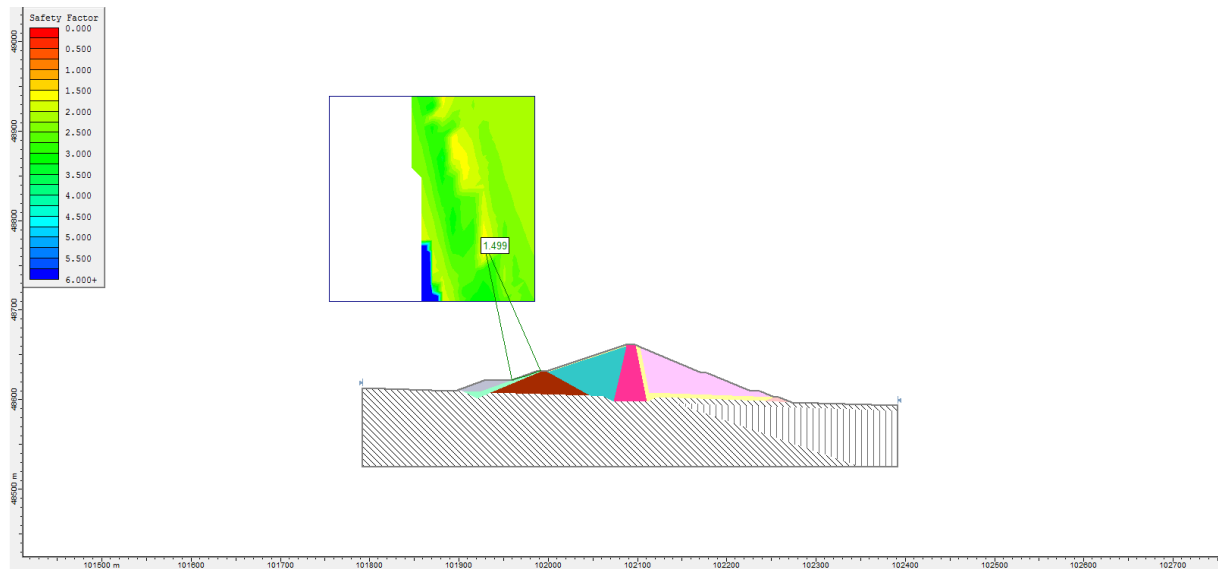
Right Slip Surface Endpoint: 102169.022, 48631.192

Resisting Moment=800348 kN-m

Driving Moment=481589 kN-m

Cas de la vidange rapide

AMONT:



Method: bishop simplified

FS: 1.498530

Center: 101927.481, 48778.274

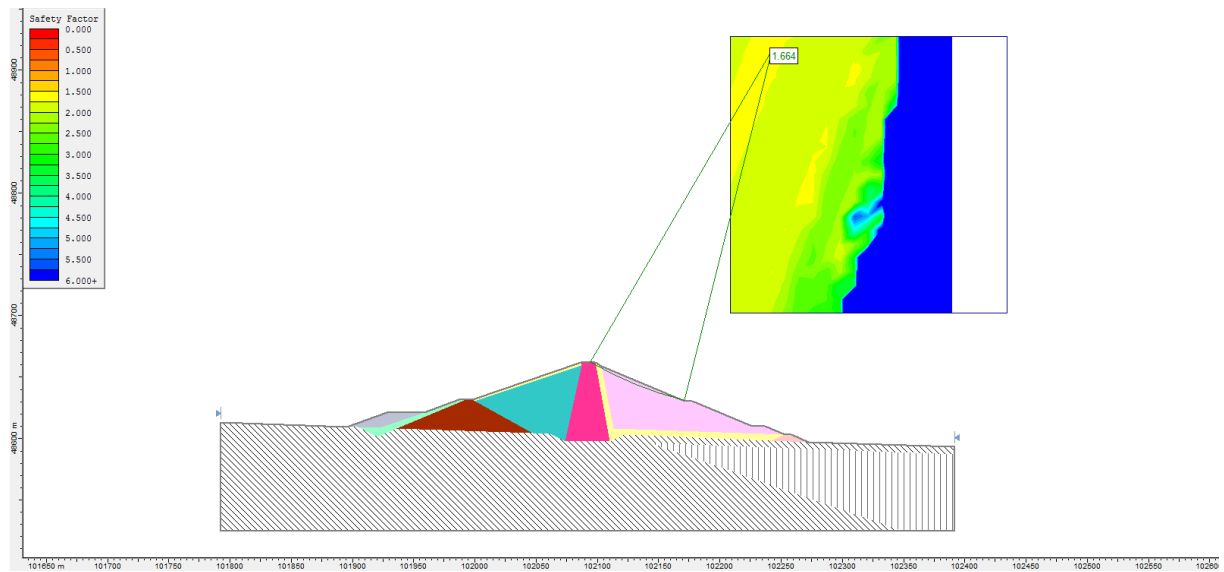
Radius: 160.152

Left Slip Surface Endpoint: 101959.187, 48621.292

Right Slip Surface Endpoint: 101991.273, 48631.375

Resisting Moment=62079.7 kN-m

Driving Moment=41427.2 kN-m

AVAL:**Method: bishop simplified**

FS: 1.664480

Center: 102242.333, 48916.386

Radius: 294.767

Left Slip Surface Endpoint: 102094.236, 48661.523

Right Slip Surface Endpoint: 102170.955, 48630.391

Resisting Moment=706368 kN-m

Driving Moment=424378 kN-m

Les résultats obtenus sont synthétisés ci-après dans la Tableau V:6 Ces figures illustrent la grille de recherche sur les centres des cercles qui a été utilisée, les lignes d'isovaleurs des coefficients de sécurité, et le cercle potentiellement le plus critique, avec son facteur de sécurité associé.

Tableau V:6: Résultats des calculs statiques

Définition du cas de charge	Valeur minimale du coefficient de sécurité	Coefficient de sécurité obtenu	
		à l'amont	à l'aval
Fin de construction	1.4	1.482200	1.661560
Régime permanent, RN 780.00 m NGA	1.4	3.191520	1.661890
Vidange rapide depuis RN jusqu'à 728 m NGA	1.4	1.498530	1.664480

V.6 CONCLUSION

Cette étude permet de justifier le dimensionnement de la coupe-type du barrage de Soubella.

Les calculs statiques, s'appliquant aux cas de charge « fin de construction », « régime permanent à la RN » et « vidange rapide depuis la RN », On remarque d'après les résultats que le coefficient de sécurité minimum est supérieur au coefficient admissible. Donc, la stabilité des deux talus est assurée.

Conclusion générale

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de faisabilité du barrage de Soubella ont permis de tirer les conclusions suivantes :

Les reconnaissances effectuées révèlent, tant d'un point de vue topographique que géologique et géotechnique, un site sur lequel pourra être projeté sans difficultés majeures un ouvrage souple du type barrage en terre avec noyau étanche. L'évacuateur de crues sera projeté en rive gauche dans les calcaires miocènes sans difficultés particulières. La dérivation provisoire sera excavée en tunnel sous la rive droite.

La galerie de dérivation projetée sur la rive gauche va jouer un double rôle ; l'évacuation de la crue de l'oued pendant la période du chantier grâce à un batardeau placé à l'amont, d'autre part la vidange du fond ainsi que la prise d'eau vont être combinées dans le corps de la dérivation qui sera exploité comme galerie visitable pendant l'exploitation du barrage.

Grâce à la capacité de la retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites. En plus, le barrage pourra satisfaire dans le futur les besoins en eau de la population, du bétail sur l'ensemble de la vallée.

Cette étude a permis de définir les critères technico-économique les plus favorables possibles pour la réalisation de barrage de Soubella.

BIBLIOGRAPHIE

- 1 **United States department of the interior, 1960.** Design of small dams. A Water Resources Technical Publication. Third Edition, 1987.
- 2 **R. Rolley.** Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997.
- 3 **B. TOUAIBIA, 2001.** Régularisation des débits. Polycoié de cour : régularisation de débit. ENSH Blida. Janvier 2001.
- 4 **B. TOUAIBIA, 2004.** Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004
- 5 **CIGB, 1986.** Choix de la crue de projet. Bulletin 82.
- 6 **CIGB, 1994.** Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 95.
- 7 **M LADJEL 2015,** Etude de faisabilité de barrage de Chartioua (w. Bourdj Bou-Arririge). MEF Département d'Hydraulique LRHAE de Bejaia.
- 8 **E M.BOUKHELIFA 2015,** Etude de faisabilité de barrage DE SIDI NACEUR W.EL BAYADH, MEF Département Aménagement et génie hydraulique, ENS D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

Sitographie

- 9 <https://www.memoireonline.com/06/12/5957/Calcul-de-la-stabilite-de-la-digue-en-terre-du-barrage-Tine-et-interpretations-donnees-daucult.html>.
- 10 https://www.esrifrance.fr/sig2006/DHI_MIKEBASIN.html
- 11 <https://www.codeur.com/blog/logiciel-de-presentation/>

Annexe

Annexe A

Données ANRH

STATION PLUVIOMETRIQUE SIDI OUADAH (05.11.11)

Précipitation - Données mensuelles et annuelles

<i>ANNEE</i>	<i>SEP</i>	<i>OCT</i>	<i>NOV</i>	<i>DEC</i>	<i>JAN</i>	<i>FEV</i>	<i>MARS</i>	<i>AVR</i>	<i>MAI</i>	<i>JUIN</i>	<i>JUIL</i>	<i>AOUT</i>	<i>Année</i>
1973/74	26	29	27	31	28	25	27	25	30	11	2	7	268
1974/75	11	12	19	0	20	81	20	12	45	0	0	1	222
1975/76	22	16	8	30	2	77	32	68	42	47	9	38	389
1976/77	59	66	38	34	89	1	4	16	15	11	0	20	352
1977/78	2	9	38	3	9	9	17	38	22	3	0	11	159
1978/79	12	40	3	5	57	19	20	48	24	19	3	0	250
1979/80	28	30	13	13	21	9	39	28	45	3	0	4	231
1980/81	8	3	51	93	0	49	16	25	14	19	0	4	282
1981/82	20	37	1	43	13	35	62	37	46	19	0	0	313
1982/83	26	52	72	18	0	24	12	7	19	10	1	38	279
1983/84	0	2	1	17	56	44	15	19	7	4	0	3	167
1984/85	3	54	42	11	81	20	54	13	38	2	0	1	317
1985/86	56	56	56	36	53	27	85	15	7	7	0	4	404
1986/87	100	29	33	32	39	45	2	12	32	6	6	7	341
1987/88	10	27	88	95	8	13	16	27	44	29	0	0	357
1988/89	2	5	20	57	6	42	2	43	30	56	2	28	293
1989/90	35	4	31	20	61	0	20	86	130	14	3	21	425
1990/91	27	30	28	33	29	26	28	27	31	11	2	8	281
1991/92	38	95	18	19	23	24	45	26	76	1	23	0	387
1992/93	40	2	35	17	13	33	18	0	38	1	1	0	197
1993/94	11	6	56	31	16	34	15	9	0	0	1	0	178
1994/95	81	84	3	4	30	9	58	13	3	7	0	1	291
1995/96	65	25	10	69	65	74	47	24	51	17	5	20	470
1996/97	18	20	19	22	19	17	19	17	21	8	1	5	185
1997/98	28	31	29	34	31	27	29	28	33	12	2	8	293
1998/99	22	4	5	3	52	8	11	16	5	3	3	2	134

Apports – Données mensuelles et annuelle

<i>ANNEE</i>	<i>SEP</i>	<i>OCT</i>	<i>NOV</i>	<i>DEC</i>	<i>JAN</i>	<i>FEV</i>	<i>MARS</i>	<i>AVR</i>	<i>MAI</i>	<i>JUIN</i>	<i>JUIL</i>	<i>AOUT</i>	<i>Année</i>
1973/74	0.31	0.24	0.25	0.46	0.42	0.38	0.47	0.34	0.17	0.16	0.14	0.15	3.47
1974/75	0.23	0.22	0.23	0.25	0.24	0.3	0.24	0.22	0.24	0.22	0.19	0.18	2.74
1975/76	0.28	0.22	0.24	0.28	0.2	0.29	0.14	0.53	0.39	0.4	0.25	0.3	3.51
1976/77	0.15	0.27	0.2	0.23	2.02	0.71	0.5	0.44	0.41	0.22	0.15	0.21	5.51
1977/78	0.31	0.24	0.31	0.39	0.39	0.31	0.29	0.34	0.21	0.2	0.17	0.62	3.77
1978/79	0.11	0.27	0.23	0.27	0.4	0.2	0.26	0.22	0.15	0.15	0.11	0.11	2.5
1979/80	0.91	0.11	0.13	0.23	0.45	0.18	0.2	0.13	0.23	0.07	0.05	0.1	2.8
1980/81	0.2	0.16	0.37	0.34	0.4	0.64	0.31	0.22	0.16	0.31	0.23	0.34	3.69
1981/82	0.5	1.27	0.22	0.29	0.23	0.2	0.58	1.55	2.12	0.16	0.11	0.1	7.33
1982/83	0.57	0.56	0.57	0.25	0.27	0.27	0.29	0.23	0.23	0.2	0.2	0.32	3.95
1983/84	0.21	0.24	0.21	0.2	0.22	0.25	0.21	0.2	0.23	0.2	0.2	0.19	2.55
1984/85	0.17	0.39	0.32	0.19	0.38	0.25	0.35	0.27	0.3	0.2	0.25	0.15	3.21
1985/86	0.42	0.35	0.24	0.34	0.91	1.33	2.28	1.03	0.82	0.79	0.66	0.61	9.77
1986/87	1.08	0.65	0.59	0.74	0.72	0.89	0.68	0.56	0.67	0.46	0.44	0.41	7.89
1987/88	0.41	0.69	0.87	2.48	0.24	0.19	0.29	0.37	0.36	0.44	0.13	0.18	6.67
1988/89	0.26	0.23	1.07	0.23	0.2	0.21	0.23	0.34	0.42	0.62	0.18	0.25	4.24
1989/90	0.2	0.13	0.17	0.18	0.24	0.21	0.25	0.33	1.24	0.4	0.39	0.25	3.97
1990/91	0.38	0.36	0.43	0.32	0.22	0.21	0.4	0.5	0.42	0.31	0.24	0.23	4.03
1991/92	0.36	0.72	0.18	0.19	0.19	0.19	0.19	0.14	0.15	0.1	0.11	0.09	2.6
1992/93	0.11	0.1	0.18	0.09	0.09	0.09	0.11	0.08	0.09	0.05	0.05	0.04	1.08
1993/94	0.06	0.08	0.1	0.09	0.09	0.09	0.06	0.07	0.07	0.06	0.06	0.05	0.87
1994/95	1.16	0.64	0.12	0.11	0.12	0.08	0.12	0.09	0.09	0.08	0.08	0.08	2.77
1995/96	0.14	2.71	0.1	0.13	0.24	0.75	0.41	0.43	0.44	0.4	0.39	0.3	6.44
1996/97	0.29	0.16	0.15	0.17	0.18	0.14	0.14	0.18	0.15	0.13	0.12	0.14	1.95
1997/98	0.84	0.29	0.29	0.27	0.26	0.29	0.21	0.76	0.48	0.15	0.14	0.14	4.12
1998/99	0.33	0.15	0.15	0.18	0.21	0.16	0.16	0.15	0.13	0.16	0.18	0.28	2.25
Statistiques sur l'échantillon "historique" (1973 - 1998)													
Nb	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26
moy	0.38	0.44	0.3	0.34	0.37	0.34	0.36	0.37	0.4	0.26	0.2	0.22	3.99
ecart-type	0.3	0.53	0.23	0.46	0.38	0.29	0.42	0.33	0.44	0.18	0.14	0.15	2.12
min	0.06	0.08	0.1	0.09	0.09	0.08	0.06	0.07	0.07	0.05	0.05	0.04	0.87
max	1.16	2.71	1.07	2.48	2.02	1.33	2.28	1.55	2.12	0.79	0.66	0.62	9.77
mediane	0.3	0.26	0.23	0.24	0.24	0.23	0.25	0.3	0.24	0.2	0.17	0.19	3.6
Cv	0.77	1.21	0.77	1.33	1.04	0.86	1.16	0.87	1.1	0.71	0.68	0.67	0.53

Annexe B Métrés et devis estimatifs

Barrage en remblai à noyau argileux

RN 780 m NGA / Crête 785 m
NGA

	Quantités	Coût unitaire	Coût
Fouilles en terrain meuble	31 000 m ³	400 DA/m ³	12.4 M DA
Fouilles en terrain rocheux	75 000 m ³	1 000 DA/m ³	75.0 M DA
Rip Rap	30 000 m ³	1 500 DA/m ³	45.0 M DA
Transition Amont	15 000 m ³	1 500 DA/m ³	22.5 M DA
Tout-venant pour recharge	805 000 m ³	700 DA/m ³	563.5 M DA
Noyau argileux	200 000 m ³	800 DA/m ³	160.0 M DA
Enrochements (Carrière)	0 m ³	1 000 DA/m ³	0.0 M DA
Enrochements (Fouilles)	90 000 m ³	600 DA/m ³	54.0 M DA
Filtre & Drain	54 000 m ³	2 000 DA/m ³	108.0 M DA
Protection aval	15 000 m ³	1 500 DA/m ³	22.5 M DA
Injection/Drainage			53.1 M DA
e (5%)			111.6 M DA
Divers non métrés 10%			
Total (hors aléas)			1 227.6 M DA
Total (avec aléas de 25%)			1 534.6 M DA

Barrage à masque amont en béton armé (avec batardeau amont en remblai)

RN 780 m NGA / Crête 785 m NGA

	Quantités	Coût unitaire	Coût
Fouilles en terrain meuble	110 000 m ³	400 DA/m ³	44.0 M DA
Fouilles en terrain rocheux	25 000 m ³	1 000 DA/m ³	25.0 M DA
Rip-Rap	0 m ³	1 500 DA/m ³	0.0 M DA
Transition Amont	0 m ³	1 500 DA/m ³	0.0 M DA
Tout-venant batardeau	180 000 m ³	700 DA/m ³	126.0 M DA
Noyau batardeau	50 000 m ³	800 DA/m ³	40.0 M DA
Enrochements (Carrière)	775 000 m ³	1 000 DA/m ³	775.0 M DA
Enrochements (Fouilles)	100 000 m ³	600 DA/m ³	60.0 M DA
Béton masque amont	8 500 m ³	20 000 DA/m ³	170.0 M DA
Ferrailage masque amont	340 T	200 000 DA/T	68.0 M DA
Filtre & Drain	120 000 m ³	2 000 DA/m ³	240.0 M DA
Protection aval	80 000 m ³	1 500 DA/m ³	120.0 M DA
Injection/Drainage (5%)			83.4 M DA
Divers non métrés 10%			175.1 M DA
Total (hors aléas)			1 926.5 M DA
Total (avec aléas de 25%)			2 408.2 M DA

Tunnel de dérivation provisoire et de vidange de fond (Dint = 4.5 m / Dext = 5.7 m)
RN 780 m NGA / Crête 785 m NGA

	Quantités	Coût unitaire	Coût
Excavations souterraines	11 228 m ³	15 000 DA/m ³	168.4 M DA
Béton souterrain	4 230 m ³	20 000 DA/m ³	84.6 M DA
Acier pour béton souterrain	106 T	200 000 DA/T	21.1 M DA
Coffrage souterrain	4 665 m ²	7 000 DA/m ²	32.7 M DA
Excavations à l'air libre	3 500 m ³	1 000 DA/m ³	3.5 M DA
Béton à l'air libre	650 m ³	15 000 DA/m ³	9.8 M DA
Acier pour béton à l'air libre	33 T	200 000 DA/T	6.5 M DA
Coffrage à l'air libre	975 m ²	5 000 DA/m ²	4.9 M DA
Divers non métrés 10%			33.1 M DA
Total (hors aléas)			364.6 M DA
Total (avec aléas de 25%)			455.7 M DA

Puits et prises d'eau sur plan incliné

RN 780 m NGA / Crête 785 m NGA

	Quantités	Coût unitaire	Coût
Puits - Excavations souterraines	5 814 m ³	15 000 DA/m ³	87.2 M DA
Prises - Excavations souterraines	1 404 m ³	15 000 DA/m ³	21.1 M DA
Plan incliné - Excavations souterraines	15 400 m ³	1 000 DA/m ³	15.4 M DA
Puits - Béton souterrain	3 306 m ³	20 000 DA/m ³	66.1 M DA
Prises - Béton souterrain	702 m ³	20 000 DA/m ³	14.0 M DA
Plan incliné - Béton à l'air libre	600 m ³	15 000 DA/m ³	9.0 M DA
Puits - Acier pour béton	165 T	200 000 DA/T	33.1 M DA
Prises - Acier pour béton	7 T	200 000 DA/T	1.4 M DA
Plan incliné - Acier pour béton	18 T	200 000 DA/T	3.6 M DA
Puits - Coffrage souterrain	3 306 m ²	7 000 DA/m ²	23.1 M DA
Prises - Coffrage souterrain	1 620 m ²	7 000 DA/m ²	11.3 M DA
Plan incliné - Coffrage à l'air libre	900 m ²	5 000 DA/m ²	4.5 M DA
Divers non métrés 10%			29.0 M DA
Total (hors aléas)			318.9 M DA
Total (avec aléas de 25%)			398.6 M DA

evacuateur de crues en rive*RN 780 m NGA / Crête 785 mNG.*

	Quantités	Coût unitaire	Coût
Excavations rocheuses	180 000 m3	1 000 DA/m3	180.0 M DA
Béton	9 693 m3	15 000 DA/m3	145.4 M DA
Acier pour béton	339 T	200 000 DA/T	67.8 M DA
Coffrage	5 700 m2	5 000 DA/m2	28.5 M DA
Divers non métrés 10%			42.2 M DA
Total (hors aléas)			463.9 M DA
Total (avec aléas de 25%)			579.9 M DA

Tour de prise (DP, Vidange et évacuateur de crues en tulipe)*RN 780 m NGA / Crête 785 m NGA*

	Quantités	Coût unitaire	Coût
Excavations rocheuses	9 000 m3	1 000 DA/m3	9.0 M DA
Béton tour	11 500 m3	15 000 DA/m3	172.5 M DA
Béton dalle	4 500 m3	15 000 DA/m3	67.5 M DA
Acier pour béton	560 T	200 000 DA/T	112.0 M DA
Coffrage	16 000 m2	5 000 DA/m2	80.0 M DA
Divers non métrés 10%			44.1 M DA
Total (hors aléas)			485.1 M DA
Total (avec aléas de 25%)			606.4 M DA

Galerie sous remblai (Sint = 45 m2)*RN 780 m NGA / Crête 785 m**NGA*

	Quantités	Coût unitaire	Coût
Excavations rocheuses	15 300 m3	10 000 DA/m3	153.0 M DA
Excavations meubles	15 300 m3	4 000 DA/m3	61.2 M DA
Béton	30 518 m3	15 000 DA/m3	457.8 M DA
Acier pour béton	1 679 T	200 000 DA/T	335.7 M DA
Coffrage	13 600 m2	5 000 DA/m2	68.0 M DA
Divers non métrés 10%			107.6 M DA
Total (hors aléas)			1 183.2 M DA
Total (avec aléas de 25%)			1 479.1 M DA

Tunnel de dérivation provisoire, de vidange de fond et d'évacuation des crues (Dint = 7.0 m / Dext = 8.7 m)

RN 780 m NGA / Crête 785 m NGA

	Quantités	Coût unitaire	Coût
Excavations souterraines	26 157 m ³	15 000 DA/m ³	392.3 M DA
Béton souterrain	9 223 m ³	20 000 DA/m ³	184.5 M DA
Acier pour béton souterrain	231 T	200 000 DA/T	46.1 M DA
Coffrage souterrain	7 257 m ²	7 000 DA/m ²	50.8 M DA
Excavations à l'air libre	3 500 m ³	1 000 DA/m ³	3.5 M DA
Béton à l'air libre	650 m ³	15 000 DA/m ³	9.8 M DA
Acier pour béton à l'air libre -	33 T	200 000 DA/T	6.5 M DA
Coffrage à l'air libre	975 m ²	5 000 DA/m ²	4.9 M DA
Divers non métrés 10%			69.8 M DA
Total (hors aléas)			768.2 M DA
Total (avec aléas de 25%)			960.2 M DA