

PH012/98

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT
EN GENIE HYDRAULIQUE

Thème

**ETUDE ET CONCEPTION
DU BARRAGE DE TAOURIRA
SUR L'OUED MESSELMOUN**

+ Annexe

Proposé et dirigé par
Mr Y. MOULOUDI

Etudié par :
Mr CHEKIANE Kamel
Mr MERAZKA Ramzi

PROMOTION 1997/1998

10, Avenue Hassen Badi - El-Harrach - ALGER
☎ (02) 52.53.01/03 Fax : (02) 52.29.73 E.MAIL. ENP@ IST.CERIST.DZ

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents pour leur aide, patience et sacrifices.

A mes frères : Ali, Merzak, Omar

A ma sœur : Zohra

A ma famille

A Tout mes amis particulièrement : Rabah, Nabila, Assia

A mon binôme Ramzi

A vous

Kamel

DEDICACE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Ce modeste est dédié à mes chers parents qui mon élevés et éduqués comme il le fallait, a ma grand-mère et ma tante qui mon accueillies avec bonté et chaleur parmi eux, a mes chers frères et mes chers sœurs ,a mes huit meilleurs amis et au personnes pour qui j'ai de l'estime.

Ramzi.

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Nos vifs remerciements sont adressés à :

Mr Yahia MOULOUDI pour l'aide scientifique qui nous a apportée tout au long de cette étude.

Et à :

Mr Ali CHEKYANE
Melle Aicha MERAZKA
Melle GERACHA
Mr Boualem TEHARI
Mr Ahmed MELLAHI

Pour leur précieuses aide à l'élaboration de cette étude.

SOMMAIRE



Introduction

Chapitre I : Généralité

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Chapitre III : Etude hydrologique

Chapitre IV : Etude de régularisation

Chapitre V : Laminage de crue

Chapitre VI : Conception de barrage

Chapitre VII : Etude des infiltrations

Chapitre VIII : Etude de la stabilité

Chapitre IX : Ouvrages annexes

Chapitre X : Estimation du coût de la digue

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Source de vie, don de dieu, l'eau conditionne le quotidien de l'homme depuis sa création.

Dans cet ordre d'idées, il est plus qu'évident que la réalisation d'ouvrages pour stocké cet élément essentiel à toute vie sur Terre est plus que primordial, surtout dans un pays comme l'Algérie dont le taux de pluviométrie est irrégulier.

Donc, la mobilisation des ressources hydriques amène l'état à poursuivre une certaine politique très stricte concernant l'exploitation des eaux qui sont perdues chaque année vue le manque d'ouvrage de captage et de stockage.

Dans ce contexte ériger un barrage dans une région constitue un élément de rétention d'eau qui donnera une meilleur satisfaction des besoin en eau de la région concernée par ce barrage dans les années avenir.

Donc le thème de notre mémoire porte sur l'étude et la conception du barrage de TAOURIRA.

Chapitre I

GENERALITES

I-1 CONTENUE DE L'ETUDE :

Cette présente étude consiste à la détermination des différents paramètres qui conditionnent la construction du barrage obtenus de l'étude des aspects géologiques, géotechniques et hydrologiques du bassin versant de l'oued MESSELMOUN et du site de TAOURIRA, avant de procéder à la conception et au dimensionnement du barrage et de ces ouvrages annexes.

I-2 BUT DE L'AMENAGEMENT DU BARRAGE :

Le but de l'aménagement du barrage de TAOURIRA est l'exploitation des eaux d'écoulement superficiel du bassin versant de l'oued MESSELMOUN pour l'approvisionnement en eau potable des agglomérations avoisinante et pour l'irrigation de la région.

I-3 SITUATION DU SITE DU BARRAGE :

Le site du barrage de TAOURIRA se situe sur l'oued MESSELMOUN dans la wilaya de Tipaza.

La ville la plus proche du site est CHERCHELL à 15 Km environs vers l'est.

Les coordonnées conforme du site étudié par l'administration sont :

E-441.30 et N-359,50

Le site se trouve à 7 Km environ en amont du pont de la route nationale RN11 sur l'oued MESSELMOUN.

On peut y accéder soit par une route en terre d'environ 4 Km sur la rive gauche, soit par une route de 3 Km en suivant la vallée de l'oued, celle ci n'est transitaire que pendant la saison d'étiage.

I-4 TOPOGRAPHIE DE LA REGION :

Le relief du bassin versant de l'oued MESSELMOUN est complexe et présente des pentes entre 30° et 50° environ.

La cuvette où le réservoir de la retenue est de forme relativement allongée avec quelques ramifications.

La plaine de l'oued est assez large et présente une section trapézoïdale d'une largeur d'approximativement 2 Km en moyenne. Elle se trouve **** et est contrôlée par les structures géologiques.

Il existe au niveau de la plaine des terrasses alluvionnaires à répartition variable selon l'endroit.

Le lit de l'oued est relativement sinueux et assez ramifié de l'aval vers l'amont.

Afin de pouvoir faire des relevés, la projection des ouvrages et de permettre une bonne connaissance des terrains de fondation, une carte topographique à l'échelle 1/1000 s'avère indispensable.

I-5 ASPECTS GENERAUX DE LA REGION :

Dans la zone du réservoir, il existe quelques formes et des cultures.

Il n'y a pas de routes importantes à proximité du site ou dans la zone du réservoir, ainsi que des lignes téléphoniques ou de haute tension qui peuvent causer des problèmes lors du remplissage du réservoir.

Il existe quelques puits dans la région permettant ainsi que les eaux de l'oued servent à l'approvisionnement du chantier de construction.

Chapitre II

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II-1- INTRODUCTION :

La possibilité de construction d'un ouvrage de Génie civil est la manière de le faire dépend essentiellement de la nature des fondations, particulièrement la construction des barrages d'où régie l'importance d'une étude géologique et géotechnique assez détaillée.

Cette étude conditionne le type du barrage, la nature des matériaux utilisés et la conception des ouvrages annexe au barrage. Elle doit répondre à différents éléments dont les plus importants sont :

La stabilité et l'étanchéité des fondations des différents ouvrages.

La disponibilité des matériaux de construction locaux en quantité suffisante et de qualité satisfaisante .

Elle donne également une idée sur les infiltration et les fuites au niveau de la réserve .

II-2- GEOLOGIE REGIONALE :

Le site de TAOURIRA se trouve à proximité de la Méditerranée sur l'Atlas Télien qui fait partie de la grande chaîne Alpine. Cette région comprend un socle cristalophyllien ancien composé de gneiss, de schistes et de quelques granites ainsi que des roches paléozoïques. On y rencontre aussi des dépôts de flyschs mésozoïques et cénozoïques et des roches carbonatées, entre autres des dépôts sédimentaires.

II-2-1 PRINCIPALES FORMATIONS GEOLOGIQUES

La cuvette ou le réservoir se compose surtout de roches du miocène inférieur et du crétacé, avec des séquences de marnes et de grès conglomératiques et des flyschs albo-aptiens à orbitoliens et nummulitiques, on a aussi une série éruptive du burdigalien avec une discordance angulaire dans le relief de la région.

Les séquences de roches ont été plissées et faillées régionalement formant une structure de nappe complexe dont les grandes failles se trouvent généralement dans les directions Est- Ouest (E -W) et Est Nord Est - Ouest Sud Ouest (E.N.E - W.S.W) parallèlement au tracé géologique et géomorphologique . Les mouvements le long de ces failles sont généralement du type vertical et souvent des compressions.

II-2-2 GEOMORPHOLOGIE :

Le relief de la région est accidenté moyennement à intensément se qui reflète la lithologie et les structures géologiques particulièrement au niveau de l'axe ou il indique la présence des couches de matériaux gréseux (grès fins, grès et conglomérats) bien consolidé et tectoniquement plissés, où l'on trouve des affleurement de roches, des rives forts inclinés et un oued bien défini et encaissé.

On observe dans la morphologie de cette région que la dorsal de fermeture de la vallée de l'oued forme la Crête rocheuse des couches gréseuses dure qui forme la Crête à cause de l'existence de l'anticlinal vers le nord.

On remarque, en allons vers l'aval, que les talus sont doux sur la partie opposée à la Crête rocheuse, et vers l'amant des talus fortement incliné avec écroulement des roches et rampement des sols. En allons plus vers l'amant, en se trouve dans une région de marnes et d'argiles au relief moins accidenté, et des collines à inclinaison plus dense ou on a une forte érosion.

La plaine alluvionnaire traversée par l'oued a une largeur d'environ 75 m dont la section étroite et s'élargir à 140 m environ dans la zone de l'axe, mais généralement cette largeur varie entre 200 et 400 m environ.

II-2-3 TECTONIQUE :

L'activité le long des grandes faille de la région est en relation avec la collision des plaques africaines et eurasiatiques, se qui implique que le processus tectonique est encore dynamique, c'est à dire que les plaques continuent à se déplacées l'une vers l'autre telle que leurs points de collusions représente les grandes failles de cette région, ce qui implique l'existence du risque d'avoir des séisme dans la région.

II-2-4 GEOPHYSIQUE :

L'aspect géodynamique de la région de TAOURIRA mène à considéré que cette région présente des risques sismique.

II-3 OBSERVATIONS ET TRAVAUX REALISES :

Un ensemble de levées et de travaux d'observation a été réaliser au niveau du site et du réservoir et de la zone susceptible à contenir des matériaux utilisables dans la construction du barrage.

II-3-1 LEVEES TOPOGRAPHIQUES :

Des levées altimétriques sont réalisées dans le site sur un plan d'échelle 1/1000, couvrant l'aire prévue pour la construction du barrage.

II-3-2 LEVEES GEOLOGIQUES :

Des reconnaissances géologiques sont faites au échelles 1/5000 au niveau du réservoir et 1/1000 au niveau du site afin de permettre la définition de la géologie générale, les contacts lithologiques , les structures, les caractéristiques des sols et les caractéristiques géotechniques.

On a identifier plus de 80 points de description décrit avec une répartition régulière accompagnée de points secondaires qui permet la définition de la continuité géologique et on a noté sur ces points plus de 300 attitudes des structures géologiques.

II-3-3 LEVEES GEOPHYSIQUES :

Les travaux géophysiques exécutés sur le site sont représentés par 12 sondages électriques réalisés afin de déterminer des sections sismiques.

II-3-4 SONDAGES MECANIQUES ET TRANCHE DANS L'AXE :

Dans la zone de l'axe, 6 sondages mécaniques ainsi que des essais de perméabilité sont réalisés, et pour l'inspection des sols superficiels, on a creuser un tranché sur l'axe.

II-3-5 PUIITS DANS LA ZONE D'EMPRUNT :

Des reconnaissances dans la zone d'emprunt située à 2 Km environ en amont du site sont faites dans le but de permettre l'excavation de quantités des matériaux susceptibles à être utiliser dans la construction du barrage et la détermination de leur caractéristiques mécaniques par l'exécution de 9 puits. Cette zone est délimitée par l'expertise technique. On a sélectionner 14 échantillons pour les essais en laboratoire et on a vérifier que les matériaux sont disponibles en quantités suffisantes et qualité satisfaisante.

II-4 GEOLOGIE DU RESERVOIR :

La partie majeure du réservoir est constituée de séquences monotone de marnes noires qui se métamorphosent en argilites noires, disposées d'une manière assez régulière. Ces roches sont peut consolidées et très désagrégable vis à vis les intempéries.

Dans la partie sud centrale du réservoir dans la région de l'oued DJERA, on remarque l'existence d'une séquence de roches éruptives dures, non carbonatées, qui coupe les marnes à travers avec une discordance érosive.

La stratification dans la région est assez régulière, malgré les changements d'orientation localiser. Elle s'oriente en générale dans la direction préférentielle nord 80° ouest (N80°W) avec une pente forte d'environ 42° vers le nord.

Une très forte fracturation et cisaillement des roches sont observées régionalement, leur directions préférentielle est parallèle aux plans de stratification. Les autres directions de fracturations principale s'oriente presque perpendiculairement au fracture de la stratification.

II-5 GEOLOGIE DU SITE :

II-5-1 DESCRIPTION GENERALE :

Le site du barrage de TAOURIRA se situe au niveau du rétrécissement de la vallée de l'oued MESSELMOUN à l'aval du point de rencontre de cet oued avec l'oued DJERA à une distance d'environ 2 Km. Les coordonnées des extrémités de l'axe préliminaire du barrage sont :

N4.043.385 , E414.144 et N.404,3 , E414,411. Dans la zone de l'axe, la largeur de a pleine varie entre 60 et 70 m , les appuis présentent des inclinaisons de 30° pour la rive droite et 21° pour la rive gauche le long des dorsales qui forment la vallée. A l'amant de ces dorsales, les talus atteignent une inclinaison d'environ 30°.

Les rives de l'oued à cet endroit, sont recouvertes d'une végétation moyennement dense et de reboisement de sapins et les terrasses alluvionnaires le long de l'oued sont lieu de cultures.

II-5-2 LITHOLOGIE :

La zone de l'axe du barrage, y compris la zone des dorsales qui forme l'étranglement de l'oued, est constitué de roches gréseuses et conglomératiques, dures et résistantes à l'érosion malgré leur forte fracturation qui forme des bancs (amas de roches allongées) altérées de grès fins et gros avec une matrice limoneuse dont les épaisseurs varient entre 1 et 3 m environ.

On rencontre sur les talus de la rive gauche sur la ligne de l'axe vers l'amont, des bancs de conglomérat gras et moyen, rougeâtres, avec une matrice sableuse limoneuse qui contient des galets arrondis avec un diamètre variant de 4 à 6 m. Ces roches sont carbonatées à un degré variable et contiennent des veines de calcite.

Les bancs gréseux conglomératiques dans les appuis en profondeur présentent des roches en granulométrie variable et de contacts gradationnelles jusqu'à plus de 40 m de profondeur pour la rive gauche et 13 m pour la rive droite, ce qui peut être vérifié sur la coupe lithologique (voir la planche).

Au niveau de la plaine de l'oued, on observe deux types de dépôts alluvionnaires ; les alluvions récentes et les alluvions terrasse. Les premiers sont composés d'alternance de gravier fin et moyens, quand au second, il limite la majeure extension de la vallée entre les alluvions fluviales récentes et les pieds des talus et se situe à une hauteur de qui varie entre une dizaine de centimètres à quelques mètres au dessus du niveau de la plaine. Ces sédiments d'alluvions sont surtout limoneux et les schistes sous-jacentes sont rencontrées à une profondeur de 20m au maximum.

D'après les essais géophysiques réalisés sur le site, la surface de la roche est peut variable dans la section transversale à la vallée le long de l'axe.

II-5-3 ALTERATION DES ROCHES :

La lithologie de la région de l'axe présente différents degrés d'altération et de désagrégation.

Les roches gréseuses et conglomératiques, spécialement les roches qui forment les dorsales de l'axe sont bien cimentées, très dures et résistantes, leur altération se procède principalement le long des plans de fracturation et de cisaillement parallèlement à la stratification et également perpendiculairement.

Les premiers composants qui s'altèrent sont les galets d'argilites et de marnes et se désagrègent en un sol limoneux sableux.

Par ailleurs, les roches plus argileuses sont généralement peu consolidées et peu cimentées, pour cette raison, ces roches sont généralement désagréables et s'altèrent en des sols limoneux. Leur désagrégation se produit sur tout après exposition aux intempéries et avec la perte de l'humidité naturelle. Par contre, lorsque elle est soumise à un métamorphisme, ces roches passent à présenter une résistance localement moyenne à haute.

A la fin, étant donné la caractéristique d'altération des roches, il n'y a pas de formation de cavités dans celle-ci.

II-5-4 STRUCTURE GEOLOGIQUE :

La principale structure géologique de l'aire de l'axe est une structure anticlinale plongeant avec plan axial presque perpendiculaire à l'axe prévue (l'axe préliminaire), qui plonge d'environ 30° vers l'aval, les couches dures de grès et conglomérats du site forme une Crête péridinale avec un talus à pente dense à l'aval et un front à pente raide vers l'amont. Ces roches se présentent sous forme de bancs individuels avec des épaisseurs qui varient entre moins de 1m et plus de 3m sous-jacentes aux séquences de marnes, de filites et de schistes.

L'orientation préférentiel de la stratification dans l'aire de l'axe est Nord 80° Est (N80°E) et 40° Nord (40°N), la pente moyenne est de 30° à l'exception de la rive gauche de la plaine de l'oued, où la roche schisteuse sous-jacente aux alluvions montre une foliation verticale en profondeur.

Il n'existe pas d'apparence, des structures de failles dans le site, d'autre part, on signale la discontinuité lithologique sur la rive gauche, c'est à dire qu'il existe des séquences lithologiques différentes en profondeur ce qui pourrait indiquer la présence de failles en position parallèle à la vallée.

Les roches de l'axe se présente fortement fracturées et cisillées d'où on a pu observer que l'orientation préférentielle de stratification se situe parallèlement à la fracturation secondaire presque verticale et perpendiculaire à cette orientation : Nord 10° Ouest et Nord 21° Ouest 62° Nord (N10°W et N21°W, 62°N).

II-6 SISMOLOGIE :

La région de TAOURIRA se situe sur le méridien 2°E qui se trouve dans une zone caractérisé par l'instabilité sismique. Elle appartient à l'aire d'influence d'activité sismique de CHLEF (EL ASNAM) où a été enregistré des séismes catastrophiques.

II-6-1 DONNEES HISTORIQUES :

Les données disponibles sur les séismes dans la région de TAOURIRA sont ceux collectés entre les années 1853 et 1980 .

De nombreux séismes catastrophiques ont été enregistrés dans cette période, spécialement ceux eu ECHELEF, particulièrement celui de 1954 avec une magnitude de 6.7 à l'échelle de RISHTER et une intensité qui varie entre 8 et 9, et celui d'Octobre 1980 qui à

atteint une magnitude de 7.0 à 7.5 et une intensité de 9 à 10 qui a eu l'impact le plus important sur la région avec une intensité entre 7 et 8.

D'après les données enregistrées, l'intensité des séismes ressentie dans la région de MESSELMOUN varie entre 5 et 8.

II-6-2 ESTIMATION DE L'ACCELERATION MAXIMALE :

Afin d'estimer l'accélération maximale, on a pris pour référence le séisme d'Octobre 1980 dont la magnitude atteint une valeur de 7.5 sur l'échelle de RISHTER qui a eu lieu à environ 60 Km du site de TAOURIRA, l'intensité de ce séisme est la plus grande sur le site avec une intensité de 8.

La magnitude est calculée par la formule appliquée aux séismes algériens :

$$M = 1 + \frac{2}{3} \cdot I$$

telle que :

M : la magnitude.

I : L'intensité du séisme.

La magnitude ressentie donc est de 6.3 sur l'échelle de RISHTER .

Les accélérations maximales calculées par différentes formules de la littérature spécialisée :

FORMULE	ACCELERATION Max (g)
ESTEVA	0.15
AMBR	0.83
COULTER et WIDRON	0.05

D'après les cartes d'isoaccélérations sismiques proposées par MORTOGAT et SHAH en 1978, on a recueilli des données sur l'accélération au point du sol pour diverses périodes de retour :

Période (ans)	100	200	500	1000
Accélération (g)	0.16	0.21	0.30	0.35

Notons bien qu'il y a un risque qu'un séisme se produise dans la région de ECHELEF peut atteindre la région du site avec une intensité plus grande.

En conclusion de ce qui a précédé, la valeur que nous adoptons pour l'accélération maximale aux niveau du site est :

$$a_{\max} = 0.25 g$$

II-7 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES :

Les principaux facteurs physiques, géologiques et géotechniques qui conditionnent les ouvrages à exécuter sur le site sont détaillés dans ce qui suit :

La zone du barrage se constitue de roches gréseuses moyennes et dures, très fracturées et cisailées.

- La fracturation et le cisaillement principaux s'orientent parallèlement à la stratification et il existe des zones de cisaillement avec des épaisseurs pouvant atteindre jusqu'à 60 cm. Les zones se trouvent principalement dans les roches gréseuse et conglomératiques qui sont observées sur les hauteurs des appuis surtout l'appuis droit.

Une fracturation secondaire, presque verticale, s'oriente perpendiculairement à l'axe du barrage.

Le système de fracturation dans ces roches et la stratification forment un escarpement (pente raide) dans la région du front du relief monoclinale où l'on observe des zones de blocs instables, d'écroulement de roche et de répartition .

Les roches sous-jacentes aux roches gréseuses sont des argilites et des marnes qui par endroit ont été soumises à un métamorphisme pour former des phylites et des schistes.

Elle présente une résistance moyenne et haute et se trouve dans la région de l'axe, vers l'amont. Plus en amont, les roches deviennent des marnes et des argilites moins résistantes.

Les essais de perméabilité exécutés sur ces roches montrent généralement une très faible perméabilité variant entre 0 et 10^{-5} cm/s . Pour certaines zones, la perméabilité peut atteindre une valeur de 10^{-3} cm/s ou plus qui représentent des zones de fracturation et de cisaillement.

Dans la région des roches grisseuses et conglomératiques, il n'y a qu'une faible couverture de sol qui devient plus épaisse dans la direction aval et amont ou l'on passe aux zones d'argilites et de marnes. Ces sols présentent une épaisseur de quelques mètres et ont une constitution limoneuse et sableuse.

- La vallée de l'oued contient des alluvions graveleux, et sableux qui peuvent atteindre plus de 20m d'épaisseur, sous-jacent à une surface de roches qui semble former une vallée asymétrique avec de plus grandes épaisseurs près de la rive gauche. La perméabilité des alluvions varie entre 0 et 10^{-1} cm/s qui diminue en profondeur.

Dans la zone amont sur la rive gauche, sous le barrage, il existe un petit dépôt alluvionnaire de terrasse avec des matériaux à caractéristiques limoneuses.

- Le massif de l'aire de l'axe présente des caractéristiques géomécaniques et géotechniques de moyenne résistance et stabilité malgré la haute fracturation.

II-8 MATERIAUX D'EMPRUNT :

Pour la recherche de matériaux d'emprunt nécessaire à la construction du corps du barrage, des travaux de reconnaissance ont été réalisés sur le site ainsi que des travaux de détection de gisements de matériaux rocheux, granulaires et argileux avec des caractéristiques adéquates.

II-8-1 MATERIAUX ROCHEUX :

On a prévue l'utilisation des roches éruptives présentées dans la région. Ces roches sont rencontrées en grandes quantités à moins de 3.5 Km en amont du site dans la vallée de l'oued DJERA, ces roches sont tracées sur les élévations des rives de cet oued particulièrement en haut de la rive gauche.

Ces roches sont disponibles en quantité suffisante pour satisfaire les besoins même pour un ouvrage en enrochement.

II-8-2 MATERIAUX GRANULAIRES :

Ces matériaux peuvent être obtenus dans des carrières de roches éruptives, mais spécialement les matériaux graveleux - sableux peuvent être obtenus des alluvions du lit de l'oued en vérifiant soigneusement leurs caractéristiques mécaniques. On signale aussi l'existence de matériaux détritiques de marnes dans ces alluvions qui sont facilement et rapidement désagrégables.

II-8-3 MATERIAUX ARGILEUX :

A partir des puits creusés et des levées géologiques, on a délimité dix zones d'emprunt de matériaux argileux de terrasse et de sol résiduel de marnes dont neuf en amont et en aval du site du barrage, avec une distance de transport maximale de 4 Km. Le volume minimal excavable est de 10^5 m^3 pour chacune des zones, ce qui fait un volume total de $1.4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ avec une profondeur d'excavation de 8m.

II-9 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS :

Nous pouvons conclure que du point de vue géologique et géotechnique, on peut construire un barrage dans le site de TAOURIRA. Les variantes possibles sont des digues en terre ou en enrochement vue la mauvaise qualité de la fondation et des appuis, et la disponibilité des matériaux en quantité suffisante. Seulement, il faut tenir compte des recommandations suivantes :

Au niveau de rives (des appuis) :

- Déboisement et excavation du terrain jusqu'à environ 2m de profondeur.
- Prévoir un système d'étanchéité afin de minimiser les infiltrations.

Au niveau de la pleine de l'oued (terrain de fondation) :

- Excavation du sol altéré jusqu'à une profondeur de 10m et régularisation du terrain de fondation.
- Faire un traitement de la fondation afin de minimiser les infiltrations dans celle-ci.
- Prévoir un organe d'étanchéité allant jusqu'à une profondeur de plus de 20m où on a une perméabilité presque nulle.

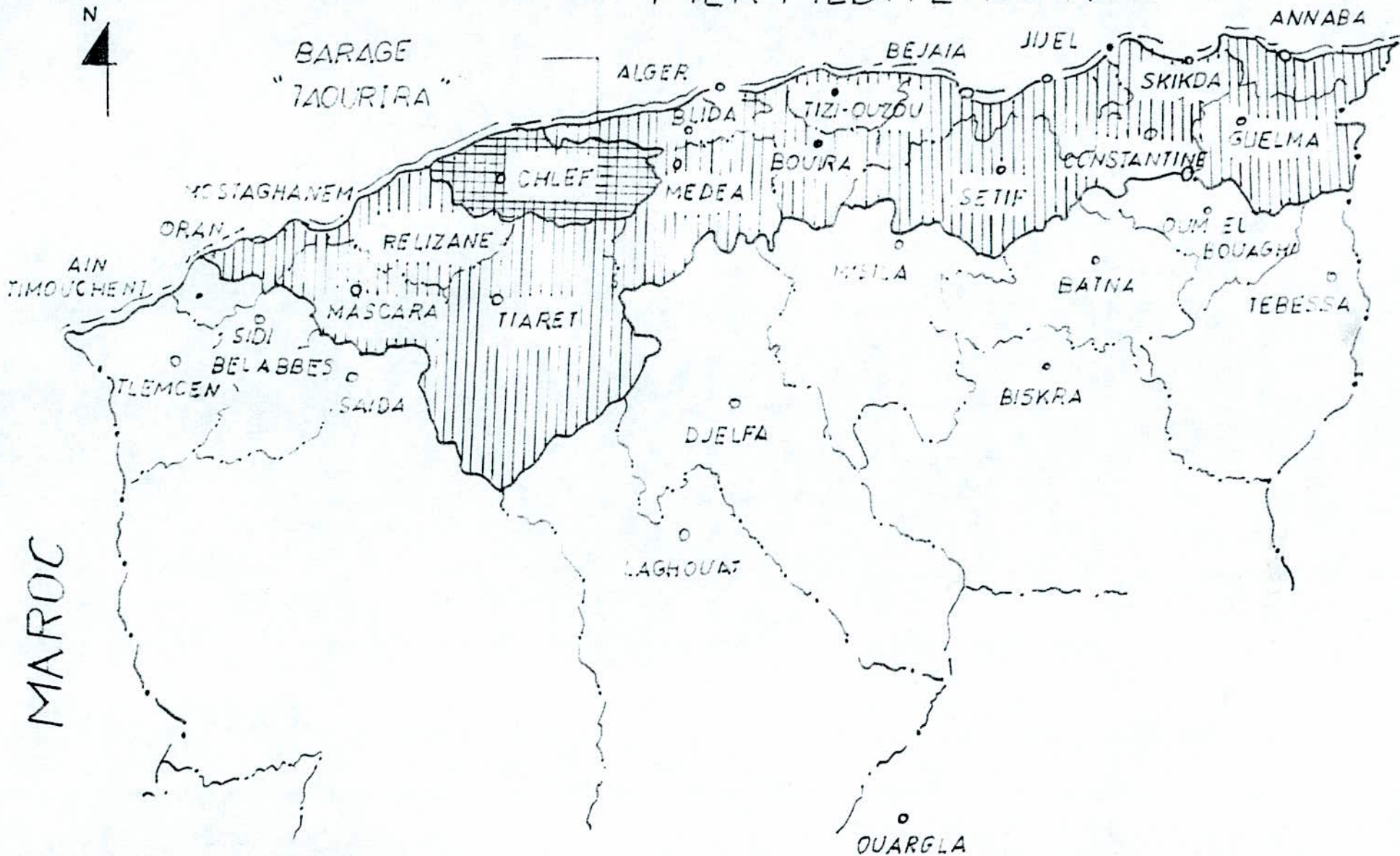
CARTE SISMIQUE DE L'ALGERIE

ECHELLE 1/4000.000

MER MEDITERRANEE



BARAGE
"TAOURIRA"



TUNISIE

MARC

v. H. P. f.

Chapitre III

ETUDE HYDROLOGIQUE

III-1 INTRODUCTION:

L'hydrologie est définie comme étant la science qui étudie le cycle de l'eau et son évolution dans la nature.

De ce fait, une étude hydrologique est indispensable pour l'étude et la conception d'un barrage. En effet, elle permet l'évaluation des différents paramètres permettant le dimensionnement du corps du barrage, la prévention contre les dégâts dus aux crues et la régularisation des apports naturels.

Dans ce présent chapitre, nous travaillerons à développer l'étude des différentes caractéristiques de notre bassin versant, l'étude des précipitations au niveau de celui-ci, la quantification des apports solides et liquides de l'oued, ainsi que l'étude de la crue.

III-2 CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT:

III-2-1 GENERALITES:

Par définition, ce bassin versant est la surface topographique drainée par un cours d'eau et ces affluents de telle façon à ce que tout écoulement permanent naissance à l'intérieur de cette surface doit traverser la section normale au point le plus bas (exutoire) de ce cours d'eau.

Le bassin versant qui fait l'objet de notre étude est celui de l'oued MESSELMOUN dont l'exutoire se trouve au niveau du site de TAOURIRA destiné à recevoir le barrage. Ce bassin se situe dans le nord algérien près de la Méditerranée.

Dans ce qui suit, nous allons présenter les différentes caractéristiques climatiques, physiques et hydrographiques de notre bassin versant. L'étude de ces caractéristiques va nous permettre d'avoir une idée qualitative du mode d'action des différents facteurs sur la transformation de la pluie en écoulement, et sur le drainage des eaux au niveau du bassin versant.

III-2-2 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES:

2-1- CLIMAT DE LA REGION:

La région où se situe notre bassin versant est caractérisée par un climat Méditerranéen, des hivers frais et humides et des étés chauds et secs.

2-2- TEMPERATURE:

La température moyenne annuelle au niveau de notre bassin versant est estimée à 16°C, ce qui indique que nous nous trouvons dans une région relativement chaude.

Les mois de JANVIER et FEVRIER sont les mois les plus frais de l'année avec une température minimale de 9°C, et les mois les plus chauds sont JUILLET et AOUT avec une température maximale de 27°C. les températures extrêmes enregistrées dans la région sont de 5°C en JANVIER et 32°C en JUILLET.

Le tableau suivant représente les variations moyennes et extrêmes enregistrés au niveau de la vallée côtière.

Mois		Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
tem- péra- ture °C	min	18	13	9	7	5	6	7	9	12	17	21	20	12
	moy	23	17	13	10	9	9	11	13	15	22	27	26	16
	max	28	22	16	13	12	13	15	18	21	28	32	31	21

TABLEAU III-1

2-3- EVAPORATION:

Il est important de connaître l'évaporation dans le bassin versant afin de pouvoir quantifier les pertes d'eau à cette dernière au niveau de la retenue du barrage à construire.

La lacune qu'il n'existe pas de station de mesure de l'évaporation dans notre bassin versant, d'où l'absence de données sur cette région ce qui nous a contraint à adopter les données des stations de MILIANA (06-04-30) et MEURAD BARRAGE (06-04-30) qui donne une moyenne annuelle de l'ordre de 1234 mm. Les plus grandes valeurs mensuelles enregistrées sont de l'ordre de 200mm entre JUIN et AOUT, et les plus faibles sont de l'ordre de 40 à 60 mm entre les mois de NOVEMBRE et FEVRIER.

Le tableau suivant représente les variations mensuelles et la valeur annuelle de l'évaporation enregistrée à la station de MILIANA.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fe v	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Annuelle
Evapora- tion (mm)	136.5	93.5	59.5	49.5	54	55	74	84.5	96	151.5	202.5	177.5	1233.5

TABLEAU III-2

2-4- HYGROMETRIE:

Vue l'absence de station de mesure dans le bassin versant, nous considérons que la variation mensuelle de l'humidité relative moyenne de l'air est du même ordre que de celle enregistrée à la station de la vallée côtière représentée dans le tableau ci-dessous.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Août
Evaporation (mm)	68	69	71	73	71	69	67	68	68	68	65	66

TABLEAU III-3

2-5- REGIME DU VENT:

Dans la région considérée, la direction du vent varie entre Nord-Est (NE) et Sud-Est (SE) durant presque toute l'année. Les vents les plus forts se manifestent surtout entre les mois d'AVRIL et de JUIN mais il n'existe pas de données sur l'intensité de vent dans la région.

Nous avons donc considéré les valeurs enregistrées à la station de la vallée côtière comme représentatives pour notre bassin versant.

Le tableau suivant, représente la variation mensuelle de l'intensité des vent de la station considérée et leur moyenne annuelle.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Annuelle
Intensité(Neuvièmes)	2.6	2.4	2.3	2.6	0.0	2.5	2.8	3.2	3.1	3.3	3.1	3.0	2.6

TABLEAU III-4

III-2-3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE ET HYDROMORPHOLOGIQUES:

L'étude de ces caractéristiques physiques du bassin versant nous permet de décrire le comportement hydraulique de celui-ci du point de vue écoulement de surface et infiltration, et nous permet de déduire les paramètres nécessaires à faire une comparaison et une analogie entre notre bassin versant et d'autre ayant des caractéristiques semblables.

Pour ce qui suit, nous allons développer ces caractéristiques en détail.

3-1- SUPERFICIE DU BASSIN VERSANT:

La superficie a été déterminée par planimétrie du bassin versant sur un plan topographique à l'échelle 1/500000, elle est évaluée à

$$S_{BV} = 196km$$

3-2 PERIMETRE DU BASSIN VERSANT:

Le contour du bassin versant a été mesuré à l'aide d'un curvimètre sur le même plan topographique:

$$P_{BV} = 67 \text{ km}$$

3-3 LONGUEUR DE TALWEG PRINCIPAL:

Nous avons établi le profil en long de l'oued principal (talweg principal) grâce à des mesures effectuées sur le même plan topographique, nous avons trouvé que:

$$L_{TP} = 23 \text{ km}$$

3-4 INDICE DE COMPACITE OU INDICE DE FORME:

La forme du bassin versant influe sur l'écoulement superficiel au niveau de celle-ci, particulièrement sur l'allure de l'hydrogramme d'écoulement résultant d'une place donnée. Cette forme est caractérisée par l'indice de forme ou l'indice de compacité, qui exprime la compacité du bassin, c'est à dire son allongement ou son ramassement.

L'indice le plus utilisé par les hydrologues est celui de il est exprimé par le rapport entre le périmètre du bassin versant et le périmètre d'un bassin versant circulaire ayant la même superficie. Il est évident que l'indice de compacité de ce dernier égale à l'unité.

L'indice de GRAVELIUS:

$$K_c = \frac{P_{BV}}{P_c}$$

avec

$$P_c = 2 \cdot \sqrt{\pi S_{BV}}$$

tels que

P_c : périmètre du bassin circulaire
d'où:

$$K_c = \frac{P_{BV}}{2 \cdot \sqrt{\pi S_{BV}}}$$

nous trouvons après calcul que:

$$K_c = 1.32$$

l'indice de compacité est supérieur à l'unité, nous pouvons donc conclure que le bassin versant de l'oued MESSELMOUN a une forme allongée.

3-5 RECTANGLE EQUIVALENT:

afin de faciliter la comparaison entre les bassins versants, les hydrologues ont introduit la notion du rectangle équivalent. C'est une pure transformation géométrique du bassin versant, il est modélisé par un bassin de forme rectangulaire qu'on appelle rectangle équivalent, tels qu'il a les mêmes caractéristiques géométriques: la même superficie, le même périmètre, le même indice de forme, la même répartition hygrométrique, la même distribution du sol, la même densité de drainage et les mêmes caractéristiques climatiques. Les courbes de niveau dans le bassin modèle (rectangle équivalent) sont parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire et l'un des petits côtés.

Les caractéristiques géométriques du bassin modèle sont :

$$P_{BV} = 2.(L_r + l_r)$$

$$S_{BV} = L_r \cdot l_r$$

$$K_c = \frac{P_{BV}}{2 \cdot \sqrt{\pi S_{BV}}}$$

avec:

L_r : longueur du rectangle équivalent

l_r : largeur du rectangle équivalent.

Nous trouvons après transformation :

$$L_r = \frac{K_c \cdot \sqrt{S_{BV}}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right]$$

$$l_r = \frac{K_c \cdot \sqrt{S_{BV}}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right]$$

après calcul:

$$L_r = 25.946km$$

$$l_r = 7.554km$$

le rectangle équivalent est présenté sur la figure(III-2)

III-2-4 CARACTERISTIQUES HYDROGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT:

L'étude des caractéristiques hydrographiques nous permet d'apercevoir comment se fait l'écoulement dans le bassin versant. Une partie de ces caractéristiques est en rapport avec le relief du bassin et l'autre partie est en rapport avec le réseau hydrographique.

4-1- PARAMETRES DU RELIEF DU BASSIN VERSANT:

4-1-1- COURBE HYGROMETRIQUE:

La courbe hygrométrique permet de définir la morphologie et la topologie du bassin versant. Son intérêt vient du fait que la plupart des facteurs hydrologiques sont fonction de l'altitude.

Cette courbe exprime la répartition de la surface du bassin versant en altitude. Elle est représentée par le graphique de l'altitude en fonction du pourcentage des cumulés des surfaces par rapport à la surface totale du bassin versant correspondant à cette altitude.

Le tableau suivant représente les valeurs calculées à partir des mesures faites par planimétrie sur un plan topographique à l'échelle 1/20000.

Intervalles d'altitudes (m)	surface élémentaire (km ²)	pourcentage des surfaces élémentaires(%)	surface cumulée(km ²)	pourcentage des surfaces cumulées	altitude moyenne(m)
1300-1000	5.06	2.58	5.06	2.58	1150
1000-800	12.50	6.38	17.56	8.96	900
800-600	20.536	10.53	38.096	19.46	700
600-400	40.187	20.50	78.283	39.94	500
400-200	66.08	33.71	144.363	73.65	300
200-55	51.637	26.35	196.00	100.00	127.5

Tableau III-5

A partir de cette courbe, nous pouvons déduire les différentes caractéristiques du relief tels que les altitudes et les indices de pentes.

4-1-2- ALTITUDES CARACTERISTIQUES:

1-ALTITUDES EXTREMES:

tirées directement de la courbe hygrométrique:

Altitude minimale $H_{\min}=55m$

Altitude maximale $H_{\max}=1200m$

2- ALTITUDE MOYENNE:

calculée à partir du tableau

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S_{BV}}$$

d'où

$$H_{\text{moy}} = 401m$$

3- ALTITUDES INTERMEDIAIRES:

Représentent des altitudes par différent pourcentage cumulé de surface, elles sont usuelles pour certains calculs.

Nous avons donc :

$$H_{5\%} = 110m$$

$$H_{50\%} = 328m$$

$$H_{95\%} = 905m$$

4-ALTITUDE MEDIANE:

Correspond à 50% de la surface globale du bassin versant comme suit:

$$H_{\text{med}} = 328m$$

4-1-3 INDICES DE PENTES:

1- INDICE DE PENTE GLOBALE:

représente le rapport de la dénivelée entre les niveaux représentant 5% et 95% de la surface du B.V. à la longueur du rectangle équivalent. Il exprime l'inclinaison du terrain du B.V.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r}$$

Après calcul on trouve:

$$I_g = 30.64 \text{ ‰/km}$$

2- INDICE DE PENTE MOYENNE:

C'est le rapport entre la densité totale du rectangle équivalent par rapport à sa longueur.

$$I_m = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_r}$$

d'où

$$I_m = 44.130 \text{ ‰/km}$$

3- INDICE DE PENTE DE ROCHE:

Représente la somme des racine carrées des pentes moyennes de chacune des éléments du rectangle équivalent pondérée par la surface correspondante.

$$I_r = \frac{1}{L_r} \sum L_i \sqrt{\frac{H_i - H_{i-1}}{L_i}}$$

tel que:

H_i : altitude de la courbe au niveau d'ordre i

L_i : distance horizontale entre les courbes de niveau d'ordre i et d'ordre $i-1$

$\frac{H_i - H_{i-1}}{L_i}$: représente la pente moyenne entre les deux courbes de niveau i et $i-1$

L_r : longueur du rectangle équivalent.

Après le calcul on trouve:

$$I_r = 37.242 \text{ m/km}$$

III-4-2 RESEAU HYDROGRAPHIQUE:

Le réseau hydrographique représente l'ensemble des canaux de drainage, permanent ou temporaire permettant l'écoulement des eaux dans le bassin versant. Il est caractérisé par les paramètres suivants:

4-2-1- DENSITE DE DRAINAGE:

Elle représente la longueur moyenne du réseaux par unité de surface du bassin versant en km/km^2 :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S_{BV}}$$

tel que:

$\sum L_i$: longueur totale du réseaux hydrographique

Nous avons mesuré la longueur totale du réseau de drainage à partir d'un plan à l'échelle 1/50000, nous avons trouvé:

$$\sum L_i = 325.33 \text{ km}$$

d'où:

$$D_d = 1.66 \text{ km/km}^2$$

nous remarquons que la densité de drainage est assez faible, nous pouvons donc conclure que le drainage dans notre bassin versant est assez faible.

2-3- DENSITE HYDROGRAPHIQUE:

représente le nombre totale du cours d'eau constituant le réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant:

$$D_h = \frac{N}{S_{BV}}$$

tel que :

N: nombre de cours d'eau du réseau. Ce nombre est évalué à partir du même plan, nous avons trouvé que:

$$N = 26$$

d'où

$$D_h = 0.13$$

nous avons une faible densité hydrographique dans notre bassin versant.

4-2-4- COEFFICIENT DE TORRENTIALITE:

exprime le régime d'écoulement dans notre bassin versant:

$$C_t = D_h \cdot D_d$$

d'où

$$C_t = 0.22$$

donc l'écoulement dans notre bassin est torrentiel.

4-2-5- PROFIL EN LONG DU COURS D'EAU PRINCIPAL:

Nous l'avons établi à partir d'un plan à l'échelle 1/50000, il est représenté sur la figure (III-6) .

d'après cette illustration, nous pouvons déduire que l'oued MESSELMOUN présente un profil longitudinal relativement plat.

4-2-6- TEMPS DE CONCENTRATION:

C'est le temps que met une goutte d'eau pour atteindre l'exutoire en suivant le chemin hydrologique le plus long dans le bassin versant.

Il est considéré comme un temps caractéristique du bassin versant, il dépend des caractéristiques physiques de ce dernier.

Nous avons évalué ce paramètre par différentes formules physiques dans ce qui suit:

- Formule de GIANNOTTI:

C'est la plus utilisée et la plus représentative en Algérie:

$$T_c = \frac{4\sqrt{S_{BV}} + 1.5L_{TP}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

nous trouvons:

$$T_c = 5.862 \text{ heures}$$

Formule de VENTURA:

$$T_c = 0.01272\sqrt{\frac{S_{BV}}{I}}$$

tel que

I : pente moyenne du bassin versant.

$$I = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{TP}}$$

nous trouvons:

$$I = 0.5928$$

d'où

$$T_c = 2.31 \text{ heures}$$

Formule du CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE:

ou formule américaine: Pratique des passages busée en Californie

$$T_c = \left(\frac{0.87 L_{TP}^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0.386}$$

nous trouvons

$$T_c = 2.056 \text{ heures}$$

les résultats des calculs sont portés sur le tableau suivant:

Formule	Temps de concentration (heures)
GIANNOTTI	5.862
VENTURA	2.310
C.C.P.	2.056

Tableau (III-6)

Nous remarquons que la formule de GIANNOTTI estime mieux le temps de concentration vue les dimensions de notre bassin et ses caractéristiques physiques, tandis que les autres formules le sans estime, et vue bien adapté en Algérie, nous la considérons comme représentatif, donc en conclusion:

$$T_c = 5.862 \text{ heures}$$

4-2-7- VITESSES DE PROPAGATION MOYENNE DANS LE BASSIN VERSANT:

Elle est exprimée par le rapport de la longueur du Talweg principal au temps de concentration:

$$V_p = \frac{L_{TP}}{T_c}$$

d'où

$$V_p = 3.58 \text{ km/h}$$

III-2-5 CONCLUSION:

Après avoir développé les différents caractéristiques du bassin versant de l'oued MESSELMOUN, nous pouvons conclure que ce bassin est de forme allongée à faible pentes, son terrain est faiblement drainé et développé, il présente un régime d'écoulement fluvial et un temps de concentration relativement grand.

Le tableau (III-7) récapitule toutes les caractéristiques physiques de notre bassin versant.

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITE	VALEUR
Superficie		S_{BV}	Km ²	196
Périmètre		P_{BV}	Km	67
Longueur du Talweg principal		L_{TP}	Km	23
Coordonnées LAMBERT de l'exutoire		X	m	441.300 E
		Y	m	359.050 N
		Z	m	46.00
indice de compacité		K_c		1.32
Rectangle équivalent	Longueur	L_r	Km	25.946
	largeur	l_r	Km	7.554
Altitudes	maximal	H_{max}	m	1200
	minimal	H_{min}	m	55
	moyenne	H_{moy}	m	401
	médiane	H_{med}	m	328
	à 5%	$H_{5\%}$	m	110
	à 95%	$H_{95\%}$	m	905
Indices de pentes	globale	I_g	m/ Km	30.640
	moyenne	I_m	m/ Km	44.130
	de roche	I_r	m/ Km	37.242
Pente moyenne		I	%	59.280
Densité de drainage		D_d	Km/ Km ²	1.66
Densité hydrographique		D_h	Km/ Km ²	0.13
Coefficient de Torrentialité		C_t	Km ⁻²	0.22
Temps de concentration		T_c	heure	5.862
Vitesse moyenne de propagation		V_p	Km/heure	03.580

Tableau III-7

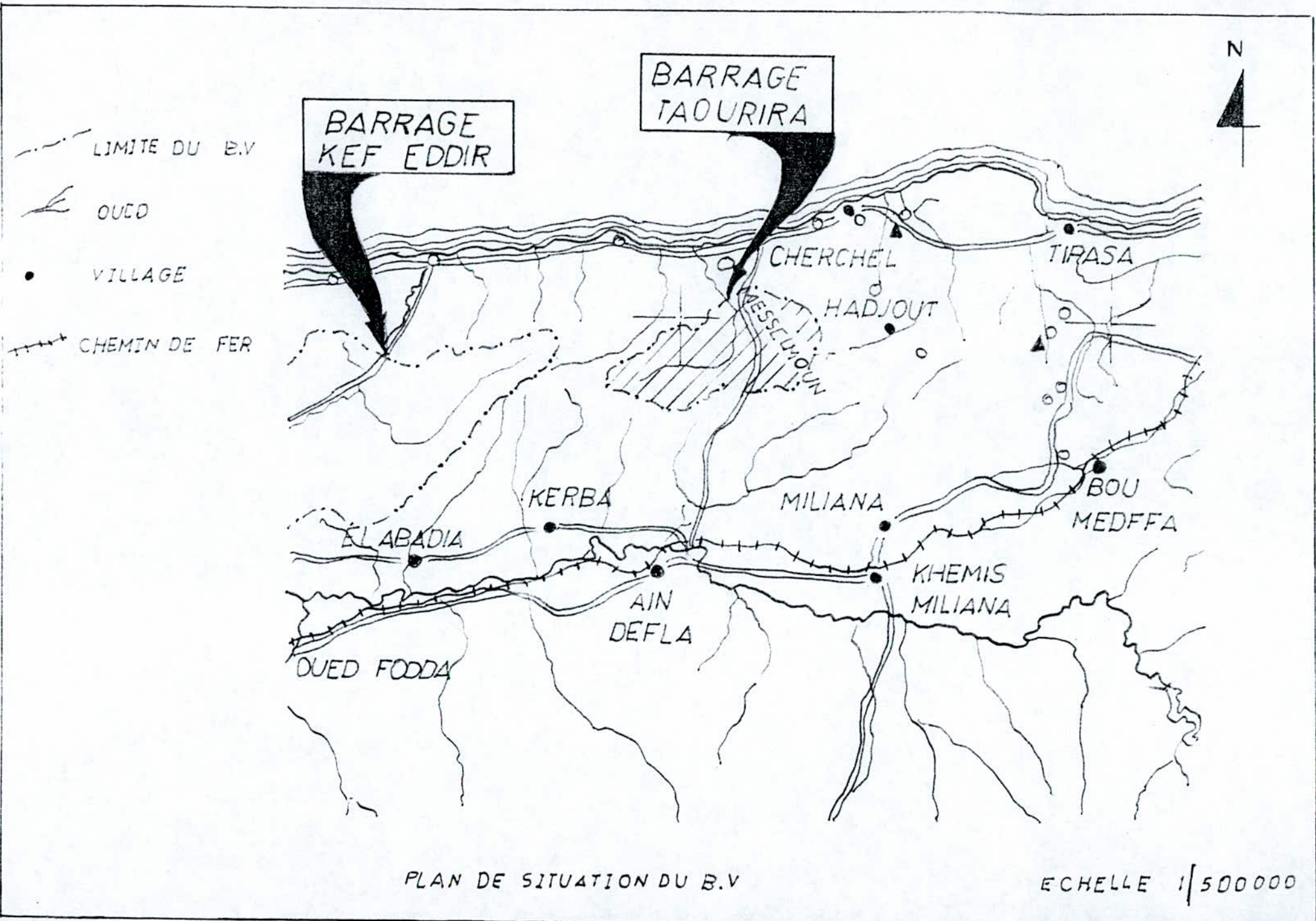


fig. 1

PLAN DE SITUATION DU B.V.

ECHELLE 1/500000

RECTANGLE EQUIVALENT

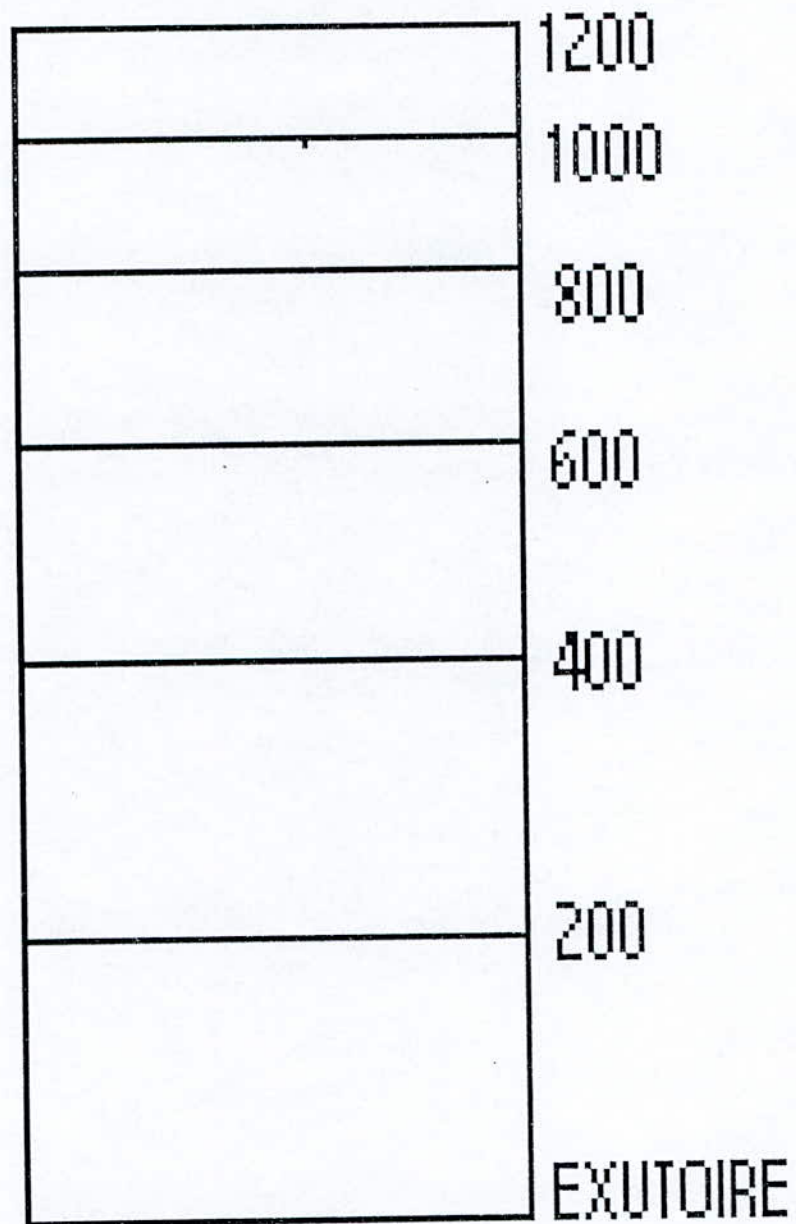


FIGURE III-2

COURBE HYSOMETRIQUE DU BASSIN VERSANT

DE L'OUED MESSELMOUN

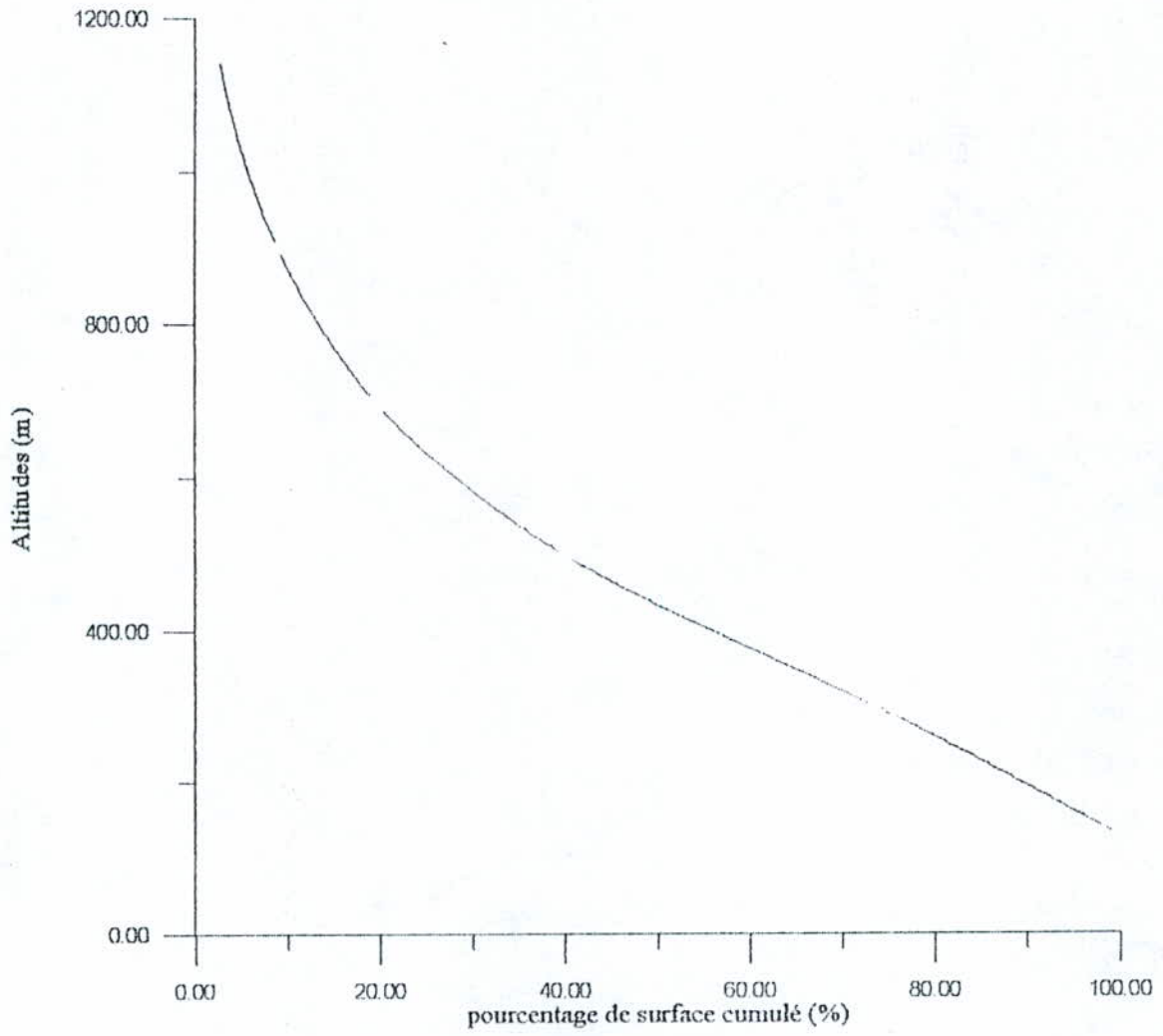


fig III - 3

III-2- ETUDE DES PRECIPITATION:

III-2-1- GENERALITES:

Les précipitations regroupent toutes les eaux météorologiques recueillies par le bassin versant, elles se présentent sous la forme de liquide tels que les pluies, le brouillard ou bien sous forme solide tel que la neige, le gersil et le givre.

L'étude des précipitations consiste à déterminer la pluie moyenne annuelle, les pluies extrêmes et fréquentielles, et la répartition mensuelle de la pluie moyenne.

L'analyse de la pluie est bornée sur des relevés pluviométriques effectués au niveau de différentes stations pluviométriques considérées. Seulement dans notre cas, le bassin versant n'est pas équipé de station pluviométrique, nous allons se baser sur les stations existantes aux alentours de celui-ci. Cette présente étude nous permettra aussi le choix de la station pluviométrique la plus représentative du point de vue pluviométrie de notre bassin versant.

III-2-2- ANALYSE PLUVIOMETRIQUE:

Cette analyse est basée sur la critique et l'homogénéité des données statistiques concernant les précipitations. Elle va nous permettre d'estimer la pluie moyenne annuelle et le choix de la station représentative de notre bassin versant.

2-2-1 PRESENTATION ET CRITIQUE DES DONNEES:

Les stations que nous avons étudiées et qui sont réparties sur les alentours du bassin versant de l'oued MESSELMOUN sont représentées avec leur différentes caractéristiques dans le tableau suivant:

nom de la station	code ANRH	Altitude (m)	coordonnées LAMBERT		période d'observation	nombre total d'années	d'années d'observation	
			X	Y			sans lacunes	avec lacunes
DAMOUSS	2 02 03	50	411.05	361.35	1910-1993	32	28	04
MENACEUR	2 03 03	170	459.5	354.15	1953-1992	31	27	04
IABAZENE	2 03 04	420	462.35	352.15	1967-1992	26	25	01
GOURAYA	2 03 15	15	428.85	363.85	1927-1992	59	147	12
CHERCHEL RNU	2 03 19	20	458.80	367.55	1972-1992	21	20	01
CHERCHEL PHARE	2 03 12	16	454.35	368.00	1906-1993	76	63	13
SIDI AMAR	2 03 10	10	464.75	362.70	1969-1990	22	19	03
EL KHMISS	1 17 05	316	457.90	329.30	1911-1985	61	46	15
ARIB ABDA	1 18 01	280	439.65	335.55	1966-1993	28	26	02
SIDI MEDJHED	1 18 03	850	452.15	337.05	1916-1993	67	60	07
IN DEFLA	1 18 04	270	434.60	329.9	1910-1993	69	58	11
EL ANNEB	1 18 06	1078	427.05	342.75	1985-1993	09	09	00

Tableau III-8

Nous avons constaté après un bref aperçu des séries d'observations pluviométriques, la présence de lacunes au sein de la majorité des séries. Ces lacunes rendent les séries plus courtes, ce qui les rend en général insuffisantes pour une bonne estimation des paramètres statistiques, ce qui impliquera un manque de précision dans l'utilisation de ces séries pour les calculs hydrologiques.

2-2-2 COMBLEMENT DES LACUNES ET EXTENSION DES SERIES D'OBSERVATION:

Nous avons fait une prolongation des séries d'observations pluviométriques et comblé leur lacunes grâce à une corrélation linéaire faite selon les années communes, nous avons pris deux échantillons X et Y de même nombre d'observation n de chaque deux séries d'observation. Afin de pouvoir développer une relation ou une corrélation entre les différents couples d'échantillons, nous avons calculé le coefficient de corrélation de chaque couple de données (de valeurs) (x_i, y_i) d'une année donnée (d'année d'ordre i).

le coefficient de corrélation est donné par la formule:

$$r = \frac{\sum_1^n (X_i - \bar{X}) \cdot (Y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum_1^n (X_i - \bar{X})^2 \cdot (Y_i - \bar{Y})^2}}$$

avec:

r : coefficient de corrélation des séries X et Y,

X_i, Y_i : donnée d'ordre i des deux échantillons,

\bar{X}, \bar{Y} : moyennes des valeurs des deux échantillons :

tels que:

$$\bar{X} = \frac{\sum_1^n X_i}{n}$$

et

$$\bar{Y} = \frac{\sum_1^n Y_i}{n}$$

La corrélation entre X et Y est bonne et appréciable si le nombre de couples est grand et que :

$$0.75 \leq r \leq 1$$

La droite de régression linéaire qui exprime la relation entre les deux échantillons et de la forme suivante:

$$Y = a.X + b$$

avec

$$a = \frac{\sum X_i \cdot Y_i - n \cdot \bar{X} \cdot \bar{Y}}{\sum X_i^2 - n \cdot \bar{X}^2}$$

$$b = \bar{Y} - a \cdot \bar{X}$$

tel que

a et b sont les paramètres statistiques de la régression.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau (II-9). A la fin des calculs, nous avons remarqué qu'une bonne partie des valeurs des coefficients de corrélation vérifient la condition de bonne corrélation dont une fraction non négligeable est très proche de l'unité. Nous avons donc, procédé à l'extension et au comblement des lacunes des séries de calculer les précipitations moyennes annuelles pour chaque station comme suit:

$$P_{moy,an} = \frac{\sum P_i}{n}$$

avec:

$P_{moy,an}$: pluie moyenne annuelle de la station considérée,

P_i : pluie moyenne de l'année d'observation d'ordre i ,

n : nombre des années d'observation de la station après extension.

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Station	Nombre d'années d'observations après extension et comblement (an)	Pluie moyenne annuelle (mm)
DAMOUS	29	575.90
MENACEUR	30	676.0
IABAZENE	26	542.40
GOURAYA	51	592.20
CHERCHEL RNU	25	562.10
CHERCHEL PMARB	64	573.30
SIDI AMAR	25	570.7
EL KHEMIS GRHA	54	546.8
ARIB EBDA	25	521.4
SIDI MEDJHED	60	811.2
AIN DEFLA	47	602.5
EL ANNEB	25	668.8

Tableau III-9

III-2-3- ESTIMATION DE LA PLUIE MOYENNE ANNUELLE DU BASSIN VERSANT:

L'estimation de la pluie moyenne annuelle de notre bassin versant renseigne sur la quantité d'eau transitant par ce dernier pendant une année. C'est un paramètre très important qui va nous permettre la détermination des apports de l'oued. Vue l'inexistence de stations hydrométriques au niveau de ce dernier.

Nous avons utilisé les méthodes les plus pratiques et les plus utilisées. Le calcul est développé dans ce qui suit:

3-1- METHODE DE THIESSEN:

Cette méthode consiste à attribuer à chaque station pluviométrique une zone d'influence tels qu'un point situé dans cette zone et le plus prêt en distance de la station correspondante tel que la pluviométrie dans cette zone et la même que celle de la station. Ces zones d'influences forment des polygones construits à partir de l'intersection des médiatrices de droites reliant les stations pluviométriques dessinées sur un plan représentant la répartition de celle-ci autour du bassin versant.

Cette méthode est purement géométrique et ne tient compte que de la distribution spatiale en plan des stations, elle est pratique surtout lorsqu'on a plusieurs stations dans la zone considérée.

Nous avons appliqué cette méthode en ne tenant compte que des station qui on une influence sur le bassin et ne considérons dans nos calculs que les surfaces appartenant à ce dernier. Les mesures des surfaces élémentaires ou surface des polygones faites par planimétrie sont présentées sur le tableau suivant:

Station	Pluie moyenne annuelle P_i (mm)	Surface élémentaire S_i (km ²)
GOURAYA	592.2	23.757
CHERCHEL PHARE	573.3	37.063
MENACEUR	656.7	6.821
SIDI MEDJHED	811.8	7.124
ARIB EBDA	521.4	24.471
EL ANNEB	668.8	42.764

Tableau III-10

la précipitation moyenne annuelle est calculée par le théorème de centre de masse:

$$P_{moy,an} = \frac{\sum P_i \cdot S_i}{S_{BV}}$$

d'où

$$P_{moy,an} = 624.5mm$$

3-2- METHODE DES COURBES ISOHYETTE:

C'est une des plus précises méthodes, car elle tient compte du relief de la zone considérée.

Cette méthodes consiste à calculer la précipitation moyenne entre chaque deux isohyette consécutives et la faire correspondre à la surface qui se trouve entre ces deux courbes puis procéder comme pour la méthode de THIESSEN.

Les courbes isohyettes sont des courbes d'égale précipitation tracée à partir de point interpolés sur des droites reliant les stations pluviométriques entre elles. Le tableau de mesures:

Intervalle entre deux isohyettes	Pluie moyenne annuelle P_i (mm)	Surface élémentaires S_i (km ²)
>725	725	12.0375
725-700	712.5	55.87
700-675	687.5	51.3375
675-650	662.5	44.625
650-625	637.5	26.7825
625-600	612.5	5.355

Tableau III-11

La pluie moyenne annuelle du bassin versant:

$$P_{moy.an} = 682.3 \text{ mm.}$$

3-3- METHODE DE LA MOYENNE ARITHMETIQUE:

C'est la plus simple des méthodes, purement arithmétique, elle ne tient compte d'aucun paramètre caractéristique.

Elle consiste à calculer la moyenne des précipitations moyenne annuelles des stations considérées:

$$P_{moy} = \frac{\sum P_i}{N}$$

avec:

P_i : pluie moyenne annuelle de la station i ,

N : nombre de station considérées.

Nous trouvons:

$$P_{moy.an} = 602 \text{ mm}$$

3-4- CRITIQUE ET CONCLUSION:

Les résultats obtenus pour les différentes méthodes ont le même ordre de grandeur, ce qui veut dire que les résultats obtenus sont très proches de la valeur exacte.

La convergence du résultat obtenu par la moyenne arithmétique des stations pluviométriques indique que les précipitations dans notre bassin versant sont homogènes.

La valeur que nous avons jugée plus représentative est celle obtenue par la méthode des courbes isohyettes, car celle-ci prend en considération le relief du bassin versant, ce qui se remarque par la non uniformité de ces courbes isohyettes due au relief complexe de la région, ces courbes représentent donc la vraie représentation des précipitations sur notre bassin, contrairement aux autres méthodes qui ne représentent qu'une répartition géométrique.

En conclusion, la précipitation moyenne annuelle du bassin versant de l'oued MESSELMOUN est évaluée à:

$$P_{moy,an} = 682 \text{ mm}$$

III-2-4- CHOIX DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE REPRESENTATIVE:

Le choix d'une station représentative va nous permettre d'avoir une série de données pluviométriques, avec laquelle nous allons pouvoir étudier la variabilité des précipitations dans le temps et l'estimation des pluies extrêmes.

Nous sommes contraints de choisir l'une des stations qui se trouvent aux alentours de notre bassin vu leur inexistence à l'intérieur de celui-ci.

La station dont la précipitation moyenne annuelle est la plus proche à celle du bassin versant est la station de MENACER avec une valeur de 676mm/ans.

Nous pouvons conclure donc que la station de MENACER est la plus représentative hydrologiquement du bassin versant de l'oued MESSELMOUN, et toutes les estimations futures seront basées sur les données de cette station.

III-2-5-VARIATION DES PRECIPITATIONS INTERANNUELLES:

Afin de caractériser la pluviosité propre à chaque année, il est indispensable de prendre en considération l'écart à la normale correspondant à l'excès ou un déficit des précipitations de l'année considérée. Cet écart à la normale exprime le rapport de la différence de la précipitation considérée et la précipitation normale à celle-ci:

$$e_n = \frac{P - P_n}{P_n} \cdot 100$$

avec:

e_n : écart à la normale en (%),

P : pluie totale de l'année considérée,

P_n : pluie considérée comme normale égale à la pluie moyenne annuelle de la station.

Nous allons calculer les écarts correspondant à l'une la plus qui est celle de 1989 avec une précipitation de 317mm et la plus humide qui est celle de 1953 avec une précipitation de 1121mm.

Donc:

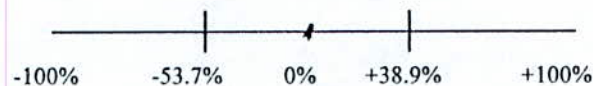
■ le déficit : écart de l'année sèche:

$$e_n(1989) = -53.7\%$$

■ l'excès : écart de l'année humide:

$$e_n(1989) = 38.9\%$$

Le schéma suivant représente l'intervalle de la variation des écarts à la normale:



III-2-6- REPARTITION MOYENNE MENSUELLE DES PRECIPITATIONS:

L'intérêt de cette répartition est de connaître la variation mensuelle des précipitations, les mois les plus sec et les mois les plus humides.

Le tableau suivant représente la répartition moyenne mensuelle des précipitations à la station de MENACER et leur pourcentages par rapport à la moyenne annuelle.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
$P_i(\text{mm})$	27	69	82	90	99	95	94	71	41	12	2	3	685
$P(\%)$	3.94	10.06	11.97	13.14	14.05	13.87	13.72	10.37	5.94	1.75	0.29	0.44	100

Tableau III-12

D'après ce tableau, la saison sèche commence de jusqu'à et la saison pluvieuse de OCTOBRE à MAI. Le mois le plus sec de l'année est JUILLET et le plus est JANVIER.

III-2-7- ETUDE DES PRECIPITATIONS MAXIMALES JOURNALIERES:

Afin de mieux comprendre le caractère extrême de l'écoulement, il faut descendre à une échelle temporelle plus fine dans l'analyse de précipitation, c'est l'échelle des précipitations journalières.

Cette étude consiste à déterminer les précipitations maximales probables dans une journée pour différentes périodes de retour. Pour le faire, nous sommes amenés à utiliser des lois statistiques afin de faire un ajustement de la série d'observations.

Les étapes à suivre dans un ajustement par loi statistique d'une série (échantillon).

- classement des échantillons par ordre croissant pour des fréquences ou non déplacement,
 - calcul des fréquences (probabilités) de chaque valeur,
 - calcul des différents paramètres statistiques:
 - moyenne,
 - écart type,paramètres spécifiques à la loi utilisée.
 - tracer la courbe expérimentale sur un papier à l'échelle de probabilité de la loi en question

 - détermination de la loi théorique et tracer de la courbe théorique,
 - vérification de l'ajustement sur le graphe,
 - estimation des valeurs recherchées pour les différentes fréquences d'apparition au périodes de retour voulue à partir droite théorique ou de la loi théorique.
- Pour notre cas, nous allons utiliser la loi de GUMBEL et celle de GALTON.

7-1 AJUSTEMENT PAR LA LOI DE GUMBEL:

Cette loi a été inventée pour ajuster les paramètres maximales. De ce fait, elle est aussi appelée loi des paramètres extrêmes. Elle offre un très bon ajustement pour les échantillons de taille ≥ 25 valeurs.

La fonction de répartition de cette loi pour une variable $P_{\max,j}$ représentant la précipitation maximale journalière:

$$F(P_{\max,j}) = e^{-e^{-Y}}$$

avec

$$Y = \alpha (P_{\max,j} - P_{\max,j0})$$

tels que:

F : fréquence au non dépassement,

$P_{\max,j}$: variable aléatoire,

Y : variable réduite de GUMBEL,

α et $P_{\max,j0}$: coefficient d'ajustement de la loi de GUMBEL.

L'équation théorique d'ajustement:

$$P_{\max,j} = \frac{1}{\alpha} Y + P_{\max,j0}$$

elle représente la courbe théorique et c'est une droite qu'on appelle droite de HENRI.

Les paramètres statistiques de cette loi sont:

■ moyenne de la variable $P_{\max,j}$:

$$\bar{P}_{\max,j} = \frac{\sum P_{\max,ji}}{n}$$

■ moyenne de la variable Y :

$$\bar{Y} = \frac{\sum Y_i}{n}$$

■ écart type de la variable $P_{\max,j}$:

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \left[\frac{\sum (P_{\max,ji} - \bar{P}_{\max,j})^2}{n} \right]^{1/2}$$

■ écart type de la variable Y :

$$\sigma_Y = \left[\frac{\sum (Y_i - \bar{Y})^2}{n} \right]^{1/2}$$

covariance de $P_{\max,j}$ et Y :

$$\sigma_{P_{\max,j},Y} = \frac{\sum (P_{\max,jl} \cdot Y_l - \bar{P}_{\max,j} \cdot \bar{Y})}{n}$$

■ taille de l'échantillon n : nombre des valeurs de la série d'observation

■ coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{\bar{P}_{\max,j}}$$

Le coefficient de corrélation entre $P_{\max,j}$ et Y :

$$r = \frac{\sigma_{P_{mj}}}{\sigma_{P_{mj}} \cdot \sigma_Y}$$

Paramètre α :

$$\frac{1}{\alpha} = r \frac{\sigma_{P_{mj}}}{\sigma_Y}$$

Paramètre $P_{\max j_0}$:

$$P_{\max j_0} = \bar{P}_{\max j} - \frac{1}{\alpha} \bar{Y}$$

Pour l'ajustement, il faut classer l'échantillon en ordre croissant et calculer les fréquences correspondantes à chaque valeurs par la formule :

$$F(P_{\max j_i}) = \frac{i - 0.5}{n}$$

tel que i est le rang de la valeur de $P_{\max j_i}$, puis calculer la variable réduite par la formule :

$$Y_i = -\ln \left[\ln(F(P_{\max j_i})) \right]$$

Les points $(P_{\max j_i}, F(P_{\max j_i}))$ seront portés sur un papier à l'échelle de probabilité de GUMBEL, après faire le tracé de la droite théorique sur le même graphique .

Après l'ajustement, les valeurs de $P_{\max j}$ seront calculées en fonction des périodes de retour données, la fréquence d'apparition de la variable $P_{\max j}$ pour la période T est égale à :

$$F(P_{\max j}) = 1 - \frac{1}{T}$$

Nous avons appliqué cette loi et nous avons aboutit au résultats suivants :

Classement de l'échantillon et des fréquences de non dépassement ainsi que la variable réduite représenté dans le tableau (III-13) (annexe):

paramètres statistiques :

$$n = 27$$

$$\bar{P}_{\max j} = 79.55$$

$$\sigma_{P_{\max j}} = 30.7$$

$$\bar{Y} = 0.5647$$

$$\sigma_y = 1.2289$$

$$\sigma_{P_{max}Y} = 97.169$$

$$C_v = 0.386$$

$$r = 0.994$$

$$\frac{1}{\alpha} = 24.50$$

$$P_{max j_0} = 65.65$$

La loi théorique :

$$P_{max j} = 24.5Y + 65.6$$

Les tracés de la courbe théorique et expérimentale sont sur la figure III-10

La pluie journalière maximale en fonction des différentes périodes de retour :

<i>T (ans)</i>	10	20	50	100	1000	10000
<i>F.N.D</i>	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999	0.9999
<i>P_{max j}</i>	67.69	67.45	67.31	67.26	67.22	67.22

Tableau III-14

7-2- AJUSTEMENT PAR LA LOI DE GALTON :

On l'appelle aussi loi Log normale, c'est une loi très puissante pour l'estimation des paramètres extrêmes.

Sa fonction de répartition est :

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

avec :

$$u = a \log(P_{\max j} - P_{\max j_0}) + b$$

tel que :

u : variable réduite de Gauss

$P_{\max j}$: variable aléatoire

$P_{\max j_0}$: paramètre de position

a et b : paramètres d'ajustement de la loi de GALTON

L'équation théorique de cette loi est :

$$P_{\max j} = 10^{\frac{u-b}{a}} - P_{\max j_0}$$

Le paramètre de position $P_{\max j_0}$ est déterminé par tâtonnement telle que la courbe théorique coïncide avec la courbe expérimentale le plus possible .

Les paramètres statistiques de cette loi sont :

$$\bar{P}_{\max j}$$

$$\sigma_{P_{\max j}}$$

Les paramètres d'ajustement :

$$a = \frac{1.517}{\log\left(1 + \frac{\sigma_{P_{\max j}}^2}{(\bar{P}_{\max j} - P_{\max j_0})^2}\right)}$$

$$b = \frac{1.513}{a} - a \log(\bar{P}_{\max j} - P_{\max j_0})$$

On procède à l'ajustement par cette loi de la même manière que celle de GUMBEL , seulement l'échantillon est classé à l'ordre décroissant et la variable réduite u est prise de la table de Gauss pour les différentes fréquences d'apparition au dépassement correspondante aux périodes de retour données.

Après l'application de loi de Galton nous avons trouvé les résultats suivants :

Le classement de l'échantillon et des fréquences expérimentales sont représentées dans le tableau (III-15) (annexe):

$$n = 27$$

$$\bar{P}_{\max j} = 79.55$$

$$\sigma_{P_{mj}} = 30.7$$

$$a = 8.08$$

$$b = 16.21$$

$$P_{\max j_0} = 26.1$$

La loi théorique :

$$P_{\max j} = 10^{\frac{u-16.21}{8.08}} - 26.1$$

Les tracés des courbes théoriques et expérimentales sont sur la figure (III-11) :

La pluie maximale journalière en fonction des différentes périodes de retour :

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
F.D.	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001	0.0001
$P_{\max j}$ (mm)	119.92	136.15	155.75	170.85	217.77	266.55

Tableau III-16

7-3- CONCLUSION :

Nous avons remarqués après l'ajustement, des graphiques (III-10) et (III-11) que la loi de GALTON ajuste la série d'observation des pluies maximales journalières plus convenablement que la loi de GUMBEL .

Nous adopterons donc les résultats obtenus par la loi de GALTON qui sont représentés sur le tableau (III-16) :

III-2-8- ESTIMATION DES PRECIPITATIONS DE COURTES DUREES :

Les précipitations de courtes durées sont ceux dont la durée est inférieure ou égale a 24 heures. Leur estimation permet de connaître les irrégularités des précipitations extrêmes dans le temps.

La fonction des précipitations de courtes durées est :

$$P(t) = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

avec :

t : durée de la précipitation .

b : exposant climatique

Pour la région où se trouve notre bassin versant :

$$b = 0.44$$

Les résultats du calcul obtenue sont exposés dans le tableau suivant

Durée (heure)	$(t/24)^{0.44}$	Pluie efficace (mm)					
		Période (ans)					
		10	20	50	100	1000	10000
1	0.25	29.62	33.63	30.47	42.20	53.79	65.84
2	0.33	40.18	45.62	52.19	57.25	72.97	89.32
3	0.40	48.03	54.53	62.38	68.43	87.22	106.76
4	0.45	54.51	61.89	70.80	77.67	98.99	121.17
5	0.50	60.14	68.28	78.11	85.68	109.21	133.67
5.86	0.54	61.49	73.21	83.75	91.87	117.11	143.34

Tableau III-17

III-2-9- PRECIPITATION EFFICACE :

Elle est définie comme étant la hauteur totale de lame d'eau pendant la seule durée de pluie nette.

La hauteur de la précipitation efficace est la portion des précipitations qui atteint l'exutoire en empruntant uniquement la voie des ruissellement superficiels. Elle est calculée à partir de la formule :

$$P_{eff} = P(t) - D$$

avec :

P_{eff} : précipitation efficace.

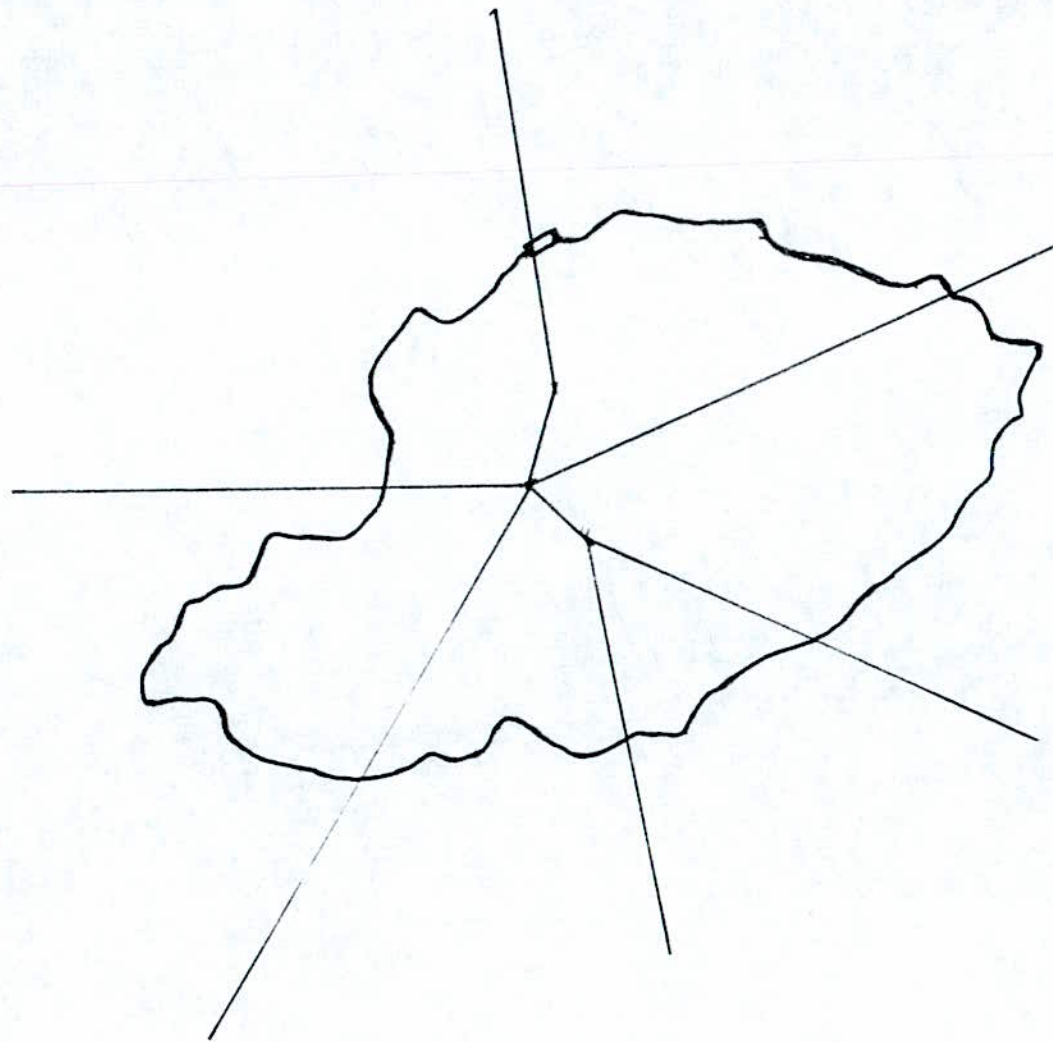
$P(t)$: précipitation de courte durée pour une durée t .

D : déficit d'écoulement

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Durée (heure)	déficit (mm)	pluie efficace (mm)					
		Période (ans)					
		10	20	50	100	1000	10000
1	6	23.62	27.63	32.47	36.20	47.79	59.84
2	6.5	33.68	39.12	45.88	50.75	66.47	82.82
3	7	41.03	47.53	55.38	61.43	80.22	99.76
4	7.5	47.01	54.39	63.33	70.17	91.49	113.67
5	8	52.60	60.28	70.11	77.68	101.21	125.67
5.86	8.43	56.06	64.78	75.32	83.44	108.68	133.91

Tableau III-18



echelle: 1: 100.000

fig. III-4 Methode de Thiessen

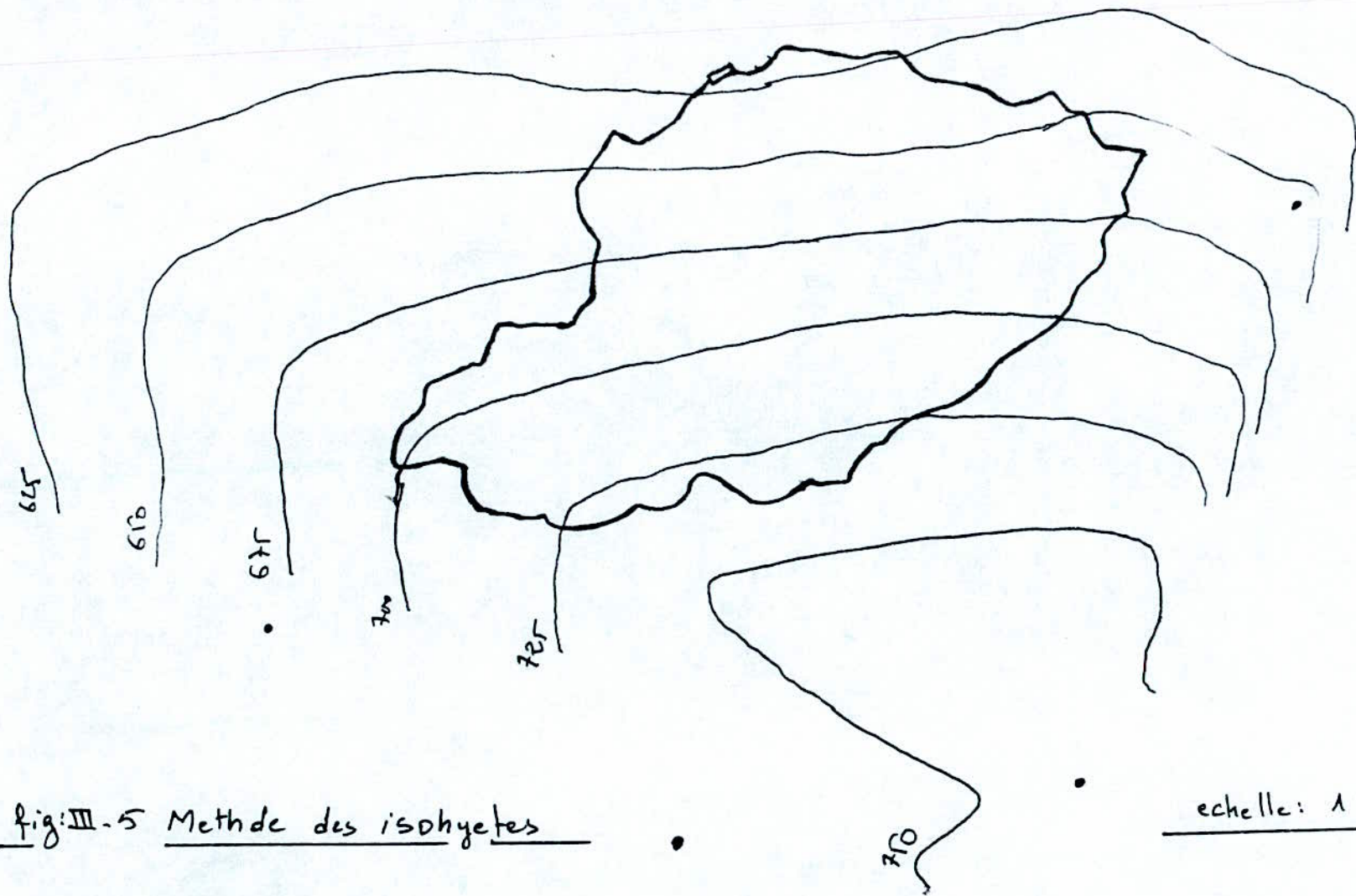


fig: III-5 Methode des isohyetes

echelle: 1:100.000

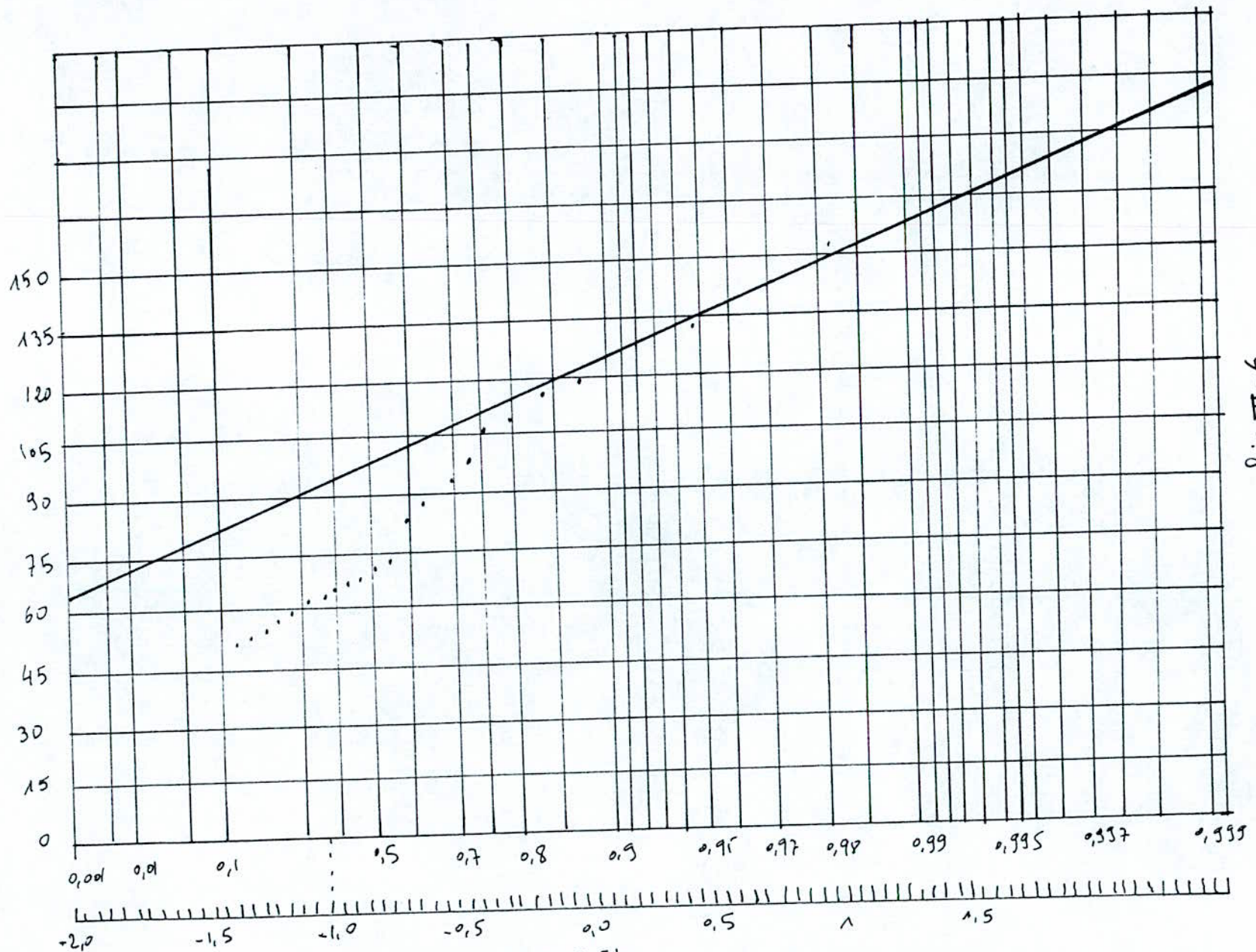
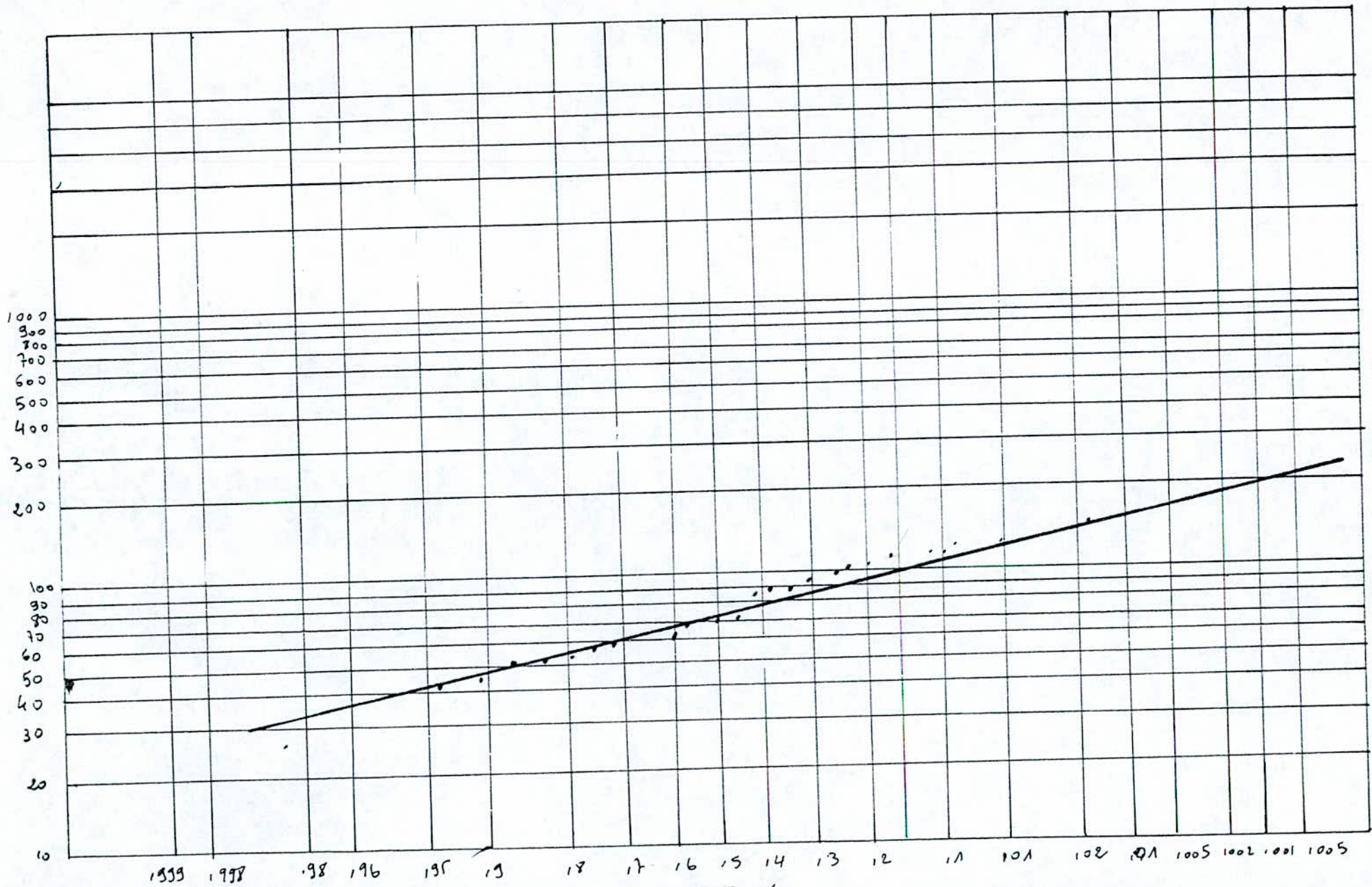


Fig. 8.18

- Loi de GUMBEL



- Loi de GALTON -

fig. 8

III-3- ETUDE DES APPORTS LIQUIDES DE L'OUED:

III-3-1 INTRODUCTION:

L'intérêt de cette étude est l'évaluation des apports liquides moyens annuels de l'oued MESSELMOUN, leur variabilité afin de pouvoir faire une régularisation des apports en fonction des besoins de consommation en aval du futur barrage pour pouvoir dimensionner la réserve de stockage.

Cette étude se fait, en principe, sur la base de données recueillis par des stations hygrométrique installée dans le bassin versant, nous le cas de l'insuffisance de données au l'inexistence de station où est contraint d'utiliser des formules empiriques ou bien des méthodes d'analogie.

Le bassin versant de l'oued MESSELMOUN, n'est équipé de station hygrométrique, ce qui nous pose des difficultés pour l'estimation des apports et leur répartition temporelle.

III-3-2- EVALUATION DES APPORTS MOYENS ANNUELS DE L'OUED:

Vue l'absence des stations hygrométriques, nous sommes dans l'obligation d'utiliser les formules empiriques et les méthodes d'analogie.

1- FORMULES EMPIRIQUES:

les formules empiriques nous permettent d'estimer la lame d'eau moyenne écoulée, par suite nous calculerons l'apport moyen annuel par la formule :

$$A_{moy} = S_{BV} \cdot L_e$$

Les paramètres utilisés dans les formules empiriques sont
 A_{moy} : apport moyen annuel en hm^3 ,
 P_{moy} : précipitation moyenne annuelle sur le bassin versant,
 S_{BV} : surface du bassin versant,
 L_e : lame d'eau moyenne écoulée.

■ Formule de SAMIE I:

$$L_e = 0.784(P_{moy} - 0.232)^2$$

d'où

$$L_e = 158.76mm$$

$$A_{moy} = 30.968hm^3$$

- Formule de SAMIE II:

$$L_e = P_{moy}^2 \cdot (293 - 2.2\sqrt{S_{BV}})^2$$

d'où

$$L_e = 121.96mm$$

$$A_{moy} = 23.900hm^3$$

■ Formule de MALLET-GAUTIER:

$$L_e = 0.6P_{moy} \cdot (1 - 10^{-0.36P_{moy}^2})$$

d'où

$$L_e = 130.91mm$$

$$A_{moy} = 25.659hm^3$$

■ Formule de MEDINGER I:

$$L_e = P_{moy}^2 \cdot (0.24 - 0.0014\sqrt{S_{BV}})$$

d'où

$$L_e = 102.51mm$$

$$A_{moy} = 20.090hm^3$$

■ Formule de MEDINGER II:

$$L_e = 0.75(P_{moy} - 400)$$

d'où

$$L_e = 211mm$$

$$A_{moy} = 41.450hm^3$$

■ Formule de DERY I:

$$L_e = 0.915 P_{moy}^{2.684} \cdot S_{BV}^{0.185}$$

d'où

$$L_e = 869.70 \text{ mm}$$

$$A_{moy} = 170.460 \text{ hm}^3$$

■ Formule de DERY II:

$$L_e = 0.31 P_{moy}^{3.032} \cdot S_{BV}^{10.16}$$

d'où

$$L_e = 226.02 \text{ mm}$$

$$A_{moy} = 44.30 \text{ hm}^3$$

■ Formule de COUTAGNE I:

$$L_e = \lambda \cdot P_{moy}^2$$

avec

$$\lambda = \frac{0.001}{0.8 + 14T}$$

T : température moyenne annuelle du bassin versant nous avons:

$$T = 16^\circ \text{ C}$$

d'ou

$$\lambda = 3.2 \cdot 10^{-4}$$

pour l'application de cette méthode, il faut que:

$$\frac{1}{8\lambda} \leq P_{moy} \leq \frac{1}{2\lambda}$$

nous avons

$$\frac{1}{2\lambda} = 1520$$

$$\frac{1}{8\lambda} = 380$$

la condition est vérifiée ,donc

$$L_e = 153mm$$

$$A_{moy} = 29.980hm^3$$

■ Formule de COUTAGNE II:

$$L_e = 1.204(P_{moy} - 0.26)^2$$

d'où

$$L_e = 214.40mm$$

$$A_{moy} = 42.020hm^3$$

■ Formule de TURC:

$$L_e = P_{moy} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2}} \right)$$

tels que

L : variable thermique en °C,

$$L = 300 + 25T + 0.05T^3$$

d'où

$$L = 904.8$$

$$L_e = 119.14mm$$

$$A_{moy} = 23.350hm^3$$

■ Formule de l' ANRH:

Formule proposée par J.DERY pour les bassins algérien. Elle donne le débit spécifique moyen:

$$q = 11.8 P_{moy}^{2.82} \quad \text{en l/s/km}^2$$

Elle n'est applicable que si :

$$386mm \leq P_{moy} \leq 1400mm$$

et

$$102km^2 \leq S_{BV} \leq 4000km^2$$

ce qui est vérifié.

Donc l'expression de la lame d'eau:

$$L_e = 11.8 P_{moy}^{2.82} \cdot 10^3 \cdot S_{BV}$$

d'où

$$L_e = 205.8mm$$

$$A_{moy} = 40.300hm^3$$

2. METHODES D'ANALOGIE :

Ces méthodes consistent à faire une analogie entre deux bassins versant ayant les même caractéristiques hydromorphologiques des deux bassins versants.

Le bassin versant analogue au bassin versant de l'oued MESSELMOUN est celui de l'oued EL HACHEM.

Pour faire l'analogie nous avons considéré l'apport moyen annuel de la station hydrométrique de BORDJ GHOBRINI sur oued EL HACHEM .

L'apport moyen annuel de la station de oued EL HACHEM est égal à :

$$A_{moy}^a = 44.58$$

La superficie du bassin versant de l'oued EL HACHEM est égale à :

$$S_{bv}^a = 218 \text{ km}^2$$

La pluie moyenne annuelle au niveau de ce bassin versant est de :

$$P_{moy\ ann}^a = 612 \text{ mm.}$$

- Analogie I:

cette méthode prend en considération les paramètres hydromorphologiques du bassin versant. La formule appliquée dans cette méthode :

$$A_{moy} = A_{moy}^a \cdot \frac{S_{bv} \cdot P_{moy\ ann}}{S_{bv}^a \cdot P_{moy\ ann}^a}$$

d'ou :

$$L_e = 240.56 \text{ mm}$$

$$A_{moy} = 45.04 \text{ hm}^3$$

- Analogie II :

Cette méthode ne prend en considération que la surface du bassin versant. La formule appliquée dans cette méthode est :

$$A_{moy} = \left(\frac{S_{BV}}{S_{BV}^a} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot A_{moy}^a$$

elle n'est applicable que si

$$0.9 \leq \frac{S_{BV}}{S_{BV}^a} \leq 2$$

$$\frac{S_{BV}}{S_{BV}^a} = 0.9 : \text{condition vérifiée}$$

d'où

$$L_e = 211.88 \text{ mm}$$

$$A_{moy} = 41.530 \text{ hm}^3$$

3- CONCLUSION:

Le tableau suivant récapitule les calculs précédents:

Formules	L_e (mm)	A_m (hm ³)
Samie I	158.76	30.968
Samie II	121.955	23.9
Mallet-Gautier	130.91	25.659
Medinger I	102.51	20.09
Medinger II	211.00	41.45
Dery I	869.70	170.46
Dery II	226.02	44.3
Coutagne I	153.00	29.98
Coutagne II	214.4	42.02
Turc	119.14	23.35
ANRH	205.8	40.3
Analogie I	240.56	45.04
Analogie II	211.88	41.53

On remarque qu'il y a convergence entre les six méthodes: Medinger II, Dery II, Coutagne II, ANRH, Analogie I et Analogie II, surtout entre Dery II et Analogie I qui dépendent toutes les deux de la pluie moyenne et la superficie du bassin versant ce qui les rend plus représentatives que les autres qui ne dépendent que de un des deux paramètres.

Vue que l'analogie I est basé sur des données observées directement dans un bassin versant voisin au notre et qui lui ressemble hydromorphologiquement, on opte pour cette méthode, d'où l'apport moyen annuel est estimé à 45.04 hm^3 .

III-3-3- COEFFICIENT DE VARIABILITE DES APPORTS:

Afin de caractériser la variabilité de l'apport, on calcule le coefficient de variabilité C_v qui dépend généralement du module d'écoulement qui représente l'apport moyen du bassin versant par rapport à la période d'une année.

Nous avons:

$$M_e = \frac{A_{\text{moy}}}{T} : \text{ module d'écoulement,}$$

$$M_r = \frac{M_e}{S_{BV}} : \text{ module d'écoulement relatif}$$

A : apport moyen du bassin en litre (l)

T : période d'une année en seconde (s)

S : Superficie du bassin versant (km^2)

■ FORMULE DE SOKOLOWSKY-CHEVELEV:

$$C_v = 0.78 - 0.291 \log(M_r) - 0.0063 \log(S_{BV} + 1)$$

$$M_e = 1428.94$$

$$M_r = 7.29$$

d'où

$$C_v = 0.51$$

- FORMULE DE PADOUNE:

$$C_v = \frac{0.93}{M_r^{0.29}} K$$

tel que

K=0.7 : coefficient de réduction
d'où

$$C_v = 0.37$$

- FORMULE DE OURKGNIPROVODKHOZ:

$$C_v = \frac{0.7}{M_r^{0.127}}$$

d'où

$$C_v = 0.54$$

- Formule d' ANTONOV:

$$C_v = \frac{0.78}{(S_{BV} + 1000)^{0.027}}$$

d'où

$$C_v = 0.6$$

En conclusion, nous optons pour la moyenne entre les formules utilisées, d'où

$$C_v = 0.5$$

III-4 TRANSPORT SOLIDE ET ENVASEMENT :

Tout les barrage sont plus ou moins exposés à des apports solides et à leurs dépôts. La connaissance du transport solide permet de déterminer la durée d'envasement de la retenue, ainsi que son volume mort pour bien dimensionner et exploiter l'ouvrage hydraulique.

Il est indispensable de connaître le débit solide et le taux d'abrasion. Ce phénomène dépend de plusieurs paramètres qui sont aux niveau du bassin versant :

- Volume et intensité des précipitations
- Géologie et géotechnique du sol
- Couverture du sol
- Utilisation du sol (méthode de culture, chantier de construction)
- Nature du réseau hydrographique, sa densité, sa pente et sa forme.
- Hydrolicité du lit.
- Caractéristiques des sédiments (Granulométrie, densité)

Les formules utilisées pour calculer le débit solide est leur volumes sont des formules empiriques :

FORMULE DE TIXERON :

Elle tient compte de l'apport liquide moyen annuelle, de la superficie du bassin versant et du coefficient de perméabilité du sol.

TIXERON a travaillé sur 31 bassins versant en Tunisie et 9 bassins versant en Algérie.

La formule de TIXERON s'exprime comme suit :

$$T_a = 1400 L_r^{0.15}$$

Avec :

T_a : Apport solide moyen annuel (t/Km² / ans)

L_r :Lame d'eau écoulé (mm)

$$L_r = \frac{A_{moy}}{S}$$

Avec :

S :superficie du bassin versant

A_{moy} :apport liquide moyen annuel

Cette formule est applicable si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$90km^2 \leq S \leq 22000km^2$$
$$90km^2 \leq 196km^2 \leq 22000km^2 \quad \text{vérifier}$$

donc :

$$L_r = 229.8mm$$

$$T_a = 1122.87 \quad t / km^2 / ans$$

Le volume total de l'envasement (volume mort) se calcul d'après la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_a S T}{\gamma}$$

avec

γ : poids spécifique des matériaux solides (t/m^3)

T : delai de service de la retenue (ans)

Formule de FOURNIER :

Cette formule est applicable au nord de l'Algérie et elle tient compte de la pluviométrie et de la topographie du bassin versant.

$$T_a = \frac{1}{36} \left[\frac{P_{mes/max}}{P_{an}} \right]^{2.65} \cdot \left[\frac{h^2}{S} \right]^{0.46}$$

avec:

$P_{mes/max}$: Pluviométrie moyenne mensuelle du moins le plus pluvieux (mm)

P_{an} : Pluviométrie moyenne annuelle

h : 45% de la difference des altitudes maximales et minimales ($h = 560.2m$)

d'ou :

$$P_{mes/max} = 100.2 \quad mm$$

$$P_{an} = 682 \quad mm$$

$$T_a = 665.3 \quad t / km^2 / ans$$

Formule de GARVILLOVIC :

Fait intervenir l'indice climatique (coefficient de température) et des caractéristiques physiques du bassin versant. Elle est applicable au bassins versants de l'Algérie.

$$T_a = T_{ap} \cdot c_{rm}$$

avec :

T_{ap} : taux de production de matériaux ($m^3 / km^2 / ans$) et se calcule par la relation suivante.

$$T_{ap} = T \cdot P_{am} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3}$$

P_{am} : pluviométrie moyenne annuelle (mm)

C_{rm} : coefficient climatique

Z : coefficient empirique lié à l'érosion du Bassin versant

T : coefficient de température ($T = \sqrt{\frac{t_0}{10}} + 0.1$)

t_0 : température moyenne annuelle ($^{\circ}C$) ($t_0 = 16^{\circ}$)

$$c_{rm} = \frac{\sqrt{p} \cdot H_{moy}}{0.2(L + 10)}$$

p : Périmètre du bassin versant ($p = 67m$)

H_{moy} : altitude moyenne en (km) ($H_{moy} = 350m$)

L : longueur des telweg principaux ($L = 23m$)

d'ou :

$$c_{rm} = 483.68$$

$$T_{ap} = 739.5$$

$$T_a = 828.04 \text{ t / km}^2 / ans$$

En conclusion, la formule de TIVERONT est la plus utilisée en Algérie, donc on peut adopter son résultat.

Donc le volume mort correspondant sera donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_{ab} \cdot S \cdot T}{\gamma}$$

avec :

V_m : volume mort en (hm³)

T_{ab} : taux d'abrasion = 1122.87 t/km² / ans

T : délai de service de la retenue = 50 ans

γ : poids spécifique de la vase = 1.5 t/m³

d'où :

$$V_m = 7.4 \text{ hm}^3$$

III-5-ETRUDE DES CRUES :

Les crues sont définies comme les accroissements brutaux du débit d'écoulement à l'aval, à de fortes précipitations ou à la fonte des neiges un débit de la source chaude. Les accroissements peuvent entraîner des submersions et des inondations plus ou moins destructrices.

Le but de cette étude est l'évaluation des débits de crues au niveau du site considéré afin de pouvoir dimensionner les ouvrages à construire sur ce site en leur garantissant le maximum de sécurité, ainsi que leur évolution dans le temps exprimé par l'hydrographe de crue

Les crues qui nous intéressent sont la crue de projet, qui représente la crue maximale que l'ouvrage d'évacuation doit évacuer en toute sécurité qui correspond à la crue millinale. La crue qui apparaît une fois tous les mille ans, ainsi que la crue de chantier évacué par la dérivation provisoire. Lors de la construction du barrage, le débit maximal de chacune de ces crues constitue le paramètre de base pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation.

III-5-1 ESTIMATION DES DEBITS MAXIMAUX DES CRUES :

Dans ce qui suit nous allons estimer les débits maximaux des crues pour différentes périodes de retour. Vu l'inexistence des stations hydrométriques sur l'oued MESSELMOUN, nous sommes contraints d'utiliser des formules empiriques, les méthodes semi-empiriques et les méthodes d'analogie, sachant que d'une manière générale aucune de ces méthodes n'est entièrement satisfaisante seulement chacune d'elles permet d'approcher l'estimation

5-1-1 FORMULES EMPIRIQUES :

Donnent des estimations mais faibles, les paramètres utilisés dans ces formules sont :

Q_{max} : débit de crue maximal m^3/s

$P_{moy an}$: pluie moyenne annuelle

$S_{b,v}$: surface de bassin versant

T: période de retour

L_{TP} : longueur de talweg principale

$P_{max,j}$ pluie journalière maximale

- FORMULE DE MALLET - GAUTIER :

$$S_{\max}(t) = \sum_{i=1}^{N(t)} S_i(t)$$

Avec:

K= coefficient géomorphologique lié à la pente du bassin versant variant entre 2 et 3, nous optons pour K=2.5

A: coefficient dépendant de topographie du bassin versant, en Algérie A=20

Après le calcul, nous avons obtenu les résultats suivants:

T(an)	10	20	50	100	1000	10000
Q _{max} (m ² /s)	1274,62	1593,09	1935,26	2158,36	2773,51	3275,09

Tableau III-20

- FORMULE DE SAMIE :

$$Q_{\max} = \frac{P_{\max j} \cdot S_{BV} \cdot C_r \cdot K_a \cdot 10^3}{86400}$$

Avec:

Ka: coefficient d'amortissement de la crue, pour notre cas: Ka=1.

C_r: coefficient de ruissellement .

Après le calcul, nous obtenons: le tableau suivant:

T(an)	10	20	100	1000
C _r	0,8	0,82	0,85	0,96
P _{max,j} (mm)	119,96	135,86	169,476	214,31
Q _{max} (m ³ /s)	217,71	252,72	326,79	466,72

Tableau III-21

5-1-2 METHODE DE L'HYDROGRAMME SYNTHETIQUE :

cette méthode est souvent appliquée en cas de manque d'observations, elle permet d'estimer l'hydrogramme représentatif des crues. elle est basée sur les hypothèses du coefficient de ruissellement sur le bassin versant et la vitesse d'eau constante de l'amont vers l'aval.

C'est une méthode graphique, qui consiste à tracer des lignes isochrones qui sont des lignes espacées par des traçons du talweg principal telle que chacune des lignes représente le temps moyen que mettent les eaux de ruissellement pour passer d'un certain point jusqu'à l'exutoire. A partir des surfaces comprises entre deux lignes isochrones successives, on détermine la surface maximale qui participe à l'écoulement pour différente période de retour.

Les données des précipitations maximales et le calcul des surfaces maximales permettent d'identifier les débits maximaux de crues sur le bassin versant.

La formule donnant le débit maximal:

$$Q_{\max} = \frac{S_{\max} \cdot I_{\text{eff}}}{3.6}$$

tel que :

$$I_{\text{eff}} = P_{\text{eff}} / t$$

avec :

S_{\max} : surfaces participante au transfert d'eau.

I_{eff} : intensité des précipitations efficace calculée pour différentes durées de précipitations.

P_{eff} : précipitation efficace.

Les précipitations efficaces sont calculées dans le paragraphe (III-2-9) et sont représentées sur le tableau III-18.

Après avoir dessiner les lignes isochrones, nous avons mesurer la surface entre chaque ligne par planimétrie.

Les surfaces maximales participant à l'écoulement sont calculées en fonction de la durée de précipitation comme suit :

$$S_{\max}(t) = \sum_{i=1}^{N(t)} S_i(t)$$

avec:

$$S_i(t) = \sum_{j=1}^{N(t)} S_j$$

tel que :

$S_i(t)$: surface totale entre la ligne d'ordre i et l'exutoire

S_j : surface mesurée entre les deux lignes d'ordre j et $j-1$

$N(t)$: nombre de lignes correspondant à la durée t

Après avoir appliqué cette Méthode, on est arrivé aux résultats suivants :

Le débit maximal de crue à considérer est celui correspondant au temps de concentration, le résultat final est exposé ci-dessous :

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max}(m^3/s)$	520.85	601.86	699.79	775.23	1009.73	1244.14

Tableau III-22

5-1-3 LOIS STATISTIQUES :

Nous avons utilisé les données de la station hydrométrique de BORDJ GHOBRIINI sur l'oued EL HACHEM après avoir fait une analogie entre notre bassin versant et le bassin σ versant à l'amont de cette station, vu qu'il est analogue au notre et cela à cause de l'inexistence de données hydrométriques concernant l'oued MESSELMOUN.

A fin d'ajuster la série d'observation, nous avons utilisés les lois de GUEMBEL et GALTON.

- LOI DE GUEMBEL:

Le classement de la série et le calcul des fréquences au non - dépassement est représenté sur le tableau III-23.

Les paramètres statistiques concernant cette loi calculés pour notre série sont:

La moyenne des débits:

$$Q_{\max} = 143.835$$

- L'écart type des débits:

$$\sigma = 120.871$$

- La moyenne de la variable Y:

$$\bar{Y} = 0.562$$

- L'écart type de la variable Y:

$$\sigma_Y = 1.209$$

- Le coefficient de corrélation entre Q_{\max} et Y:

$$r = 0.9532$$

- Les paramètres d'ajustement de la loi:

$$\frac{1}{\alpha} = 95.297$$

$$Q_{\max 0} = 90.230$$

L'équation de a droite théorique est donc:

$$Q_{\max} = 95.297 Y + 90.230$$

Après l'ajustement ,nous avons trouver le résultat suivant:

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
F.N.D	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999	0.9999
Q (m/s)	304.68	373.28	462.07	528.61	748.47	967.94

Tableau III-24

- LOI DE GALTON:

Le classement de la série et le calcul des fréquences au dépassement sont présentés sur le tableau (III-25)

Les paramètres statiques sont:

$$\bar{Q}_{\max} = 143.835$$

$$\sigma_{Q_{\max}} = 120.871$$

Les paramètres d'ajustement :

$$a = 2.982$$

$$b = -5.956$$

Les paramètres de position :

$$Q_{\max 0} = 9.89$$

donc la loi de d'ajustement théorique est :

$$Q_{\max} = 10^{\frac{u+5.956}{2.982}} + 9.89$$

Après l'ajustement, nous avons obtenu les valeurs suivantes

T (an)	10	20	50	100	1000	10000
F.D	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001	0.0001
a (mm ³ /s)	276.92	365.22	493.81	610.61	1081.86	1767.01

Tableau III-26

Avec :

$Q(t)$: débit instantané

t : temps

Q_{\max} : débit maximal de crue pour une période de retour donnée.

t_m : temps de montée de la crue .

tel que :

$$t_m = t_c$$

t_d : temps de décrue

tel que :

$$t_d = \gamma \cdot t_m$$

t_c : temps de concentration

γ : coefficient dépendant des caractéristiques hydrographiques du bassin versant.

n, m : puissances des courbes

tel que :

$$n = 2$$

$$m = 3$$

Pour notre cas $\gamma = 2$ vue que notre bassin versant est faiblement perméable.

Donc l'équation de la parabole devient :

$$Q(t) = \begin{cases} Q_{\max} \left(\frac{t}{5.862} \right)^2 & \text{pour la montée de la crue} \\ Q_{\max} \left(\frac{11.724 - t}{11.724} \right)^3 & \text{pour la décrue} \end{cases}$$

Dans ce qui suit, nous présentons les valeurs de l'hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour :

Le tableau ci-dessous représente les résultats du calcul de crue maximale pour différentes périodes de retour:

Méthode utilisée	$Q_{max}(mm^3/s)$					
	PERIODE (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
MALLET-GAUTIER	1274.60	1593.09	1935.26	2158.36	2773.51	3275.09
SAMIE	217.71	252.72		326.79	466.72	
H. synthétique	520.85	601.86	699.79	775.23	1009.73	1244.14
Loi GUMBEL	304.68	373.28	462.07	528.61	748.47	967.94
Loi GALTON	276.92	365.22	493.81	610.61	1081.86	1767.01

Tableau III-27

Nous avons remarquer que les résultats donnés par la méthode d'hydrogramme synthétique est ceux donnés par l'ajustement de la loi de GALTON sont les plus convergeant concernant les débits de longs périodes. Pour les débits de courtes période de retour, cette dernière méthode donne des résultats plus convergeant avec ceux de l'ajustement de la loi de GUMBEL.

Les résultats adoptés donc, pour le débit de crues maximal en fonction des différentes périodes de retour sont :

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Q_{max}	276.92	365.22	493.81	775.23	1009.73	1244.14

Tableau III-28

III-5-2 HYDROGRAMME DE CRUES :

L'hydrogramme de crues permet d'avoir la répartition du débit de crue sur le temps que dure une crue c'est à dire temps de concentration, il permet également d'estimer les caractéristiques de la crue.

Vue l'absence de données d'observation sur les pluies de courtes durées, nous allons utiliser la méthode de SOKOLOVSKY. Dans cette méthode, on assimile l'hydrogramme de crue à une parabole dont l'équation est :

$$Q(t) = \begin{cases} Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n & \text{pour la montée de la crue} \\ Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m & \text{pour la décrue} \end{cases}$$

Pour la montée de crue :

t (h)	$Q_{max}(t)$ de rentrée de crue					
	Période					
	10	020.00	50	100	1000	10000
1	8.06	010.62	14.37	022.55	29.39	36.20
2	32.24	042.48	57.50	090.21	117.57	144.80
3	72.55	095.60	129.38	202.98	264.53	325.81
4	128.97	169.95	230.00	360.85	470.27	579.22
5	201.52	265.54	359.40	563.83	734.80	905.04
5.862	277	365.00	365.00	775.00	1010.0	1244.0

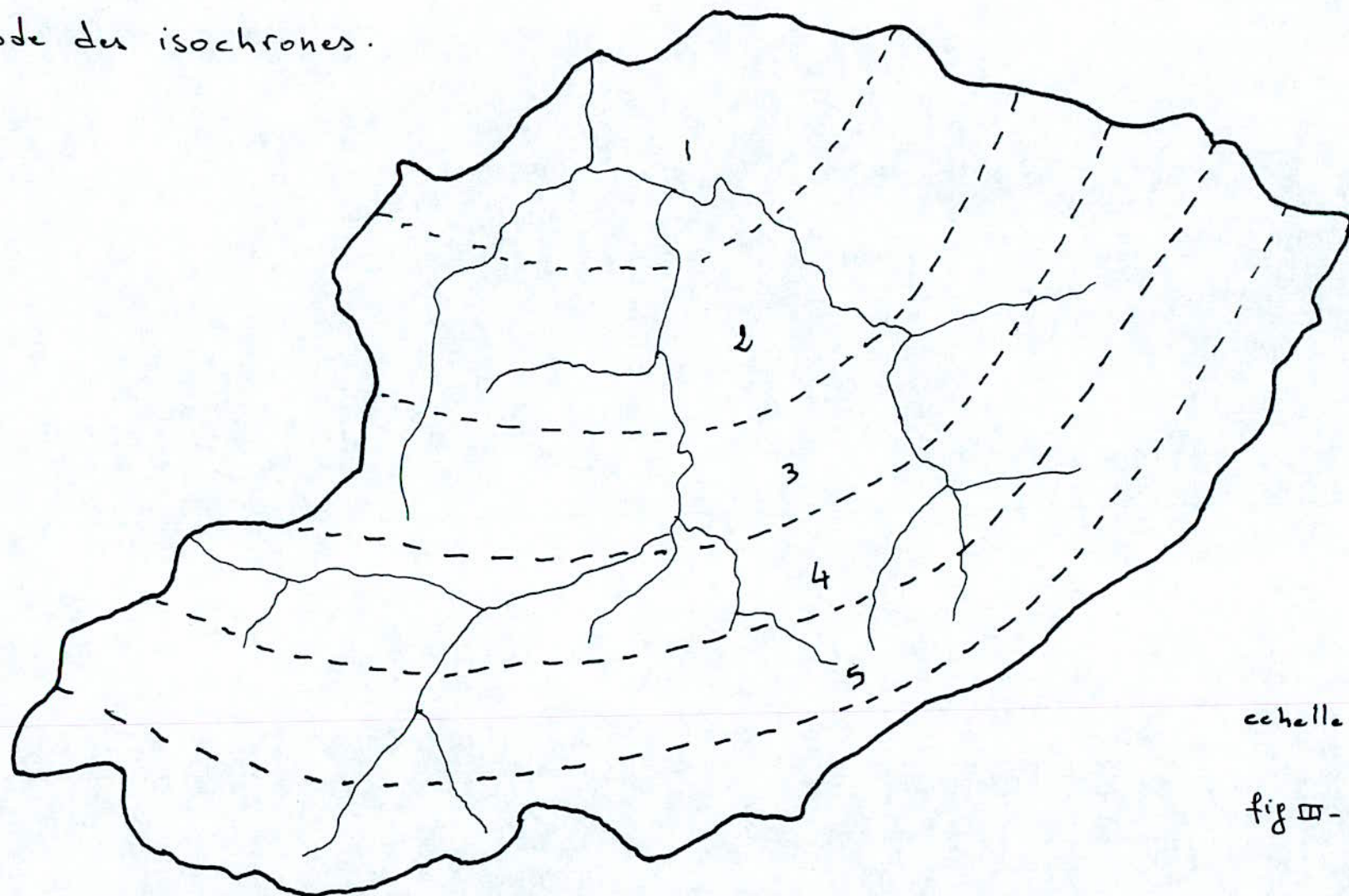
Tableau III-29

Pour la décrue :

t (h)	$Q_{max}(t)$					
	Période					
	10	20	50	100	1000	10000
1	212	279.34	378.06	593.12	772.97	952.05
2	158.04	208.25	281.86	442.20	576.27	709.78
3	114.13	150.38	203.54	319.31	416.14	512.55
4	79.21	104.37	141.26	221.61	288.81	355.73
5	52.25	68.85	93.19	146.20	190.53	234.68
6	32.23	42.48	57.49	90.19	117.54	144.77
7	18.12	23.87	32.31	50.70	66.07	81.38
8	08.87	11.70	15.83	24.84	32.36	39.86
9	3.474	4.57	06.20	9.72	12.66	15.60
10	0.88	1.16	1.57	2.46	3.21	3.95
11	0.06	0.08	0.11	0.18	0.23	0.29
11.724	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

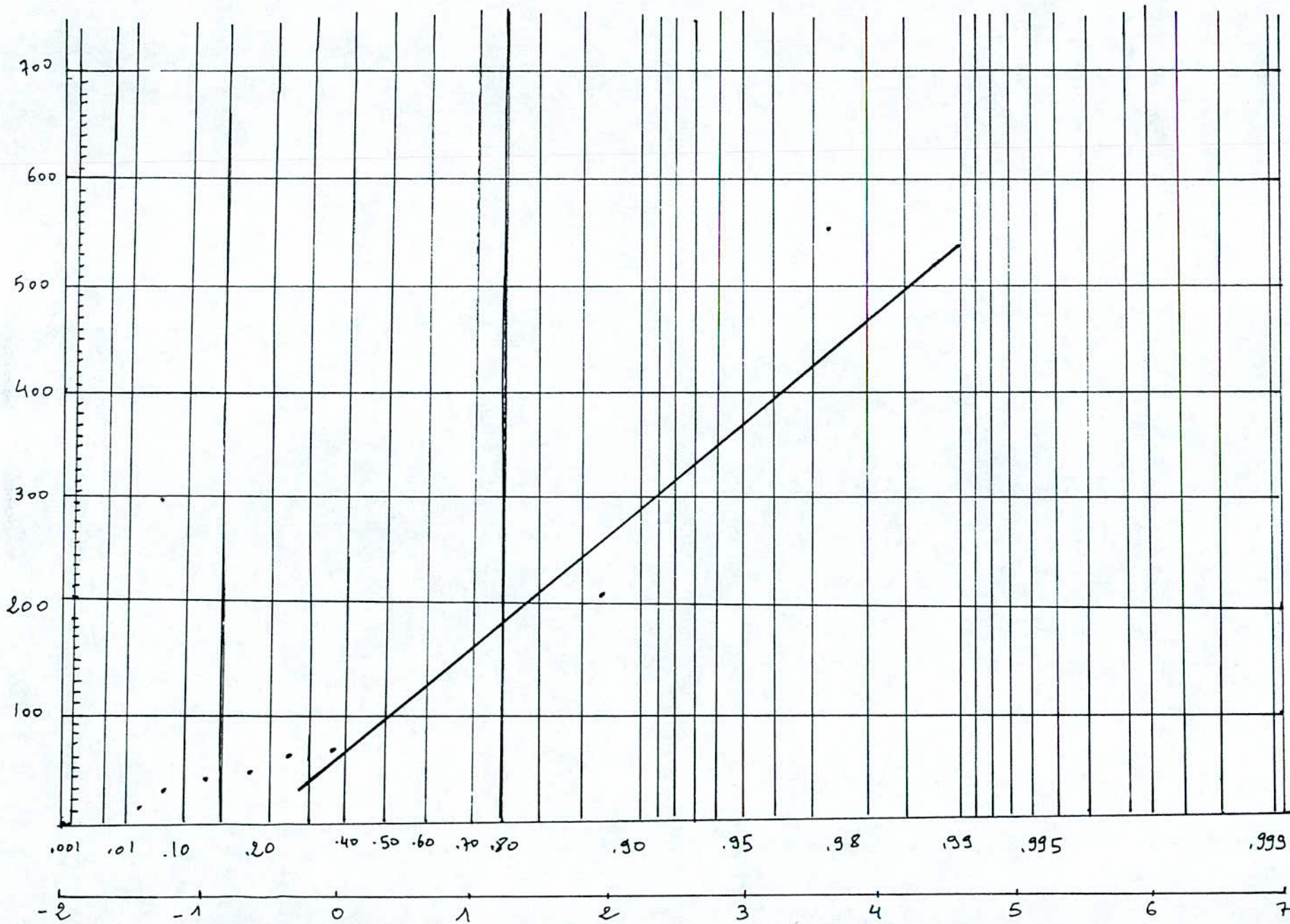
Tableau III-30

. Methode des isochrones.

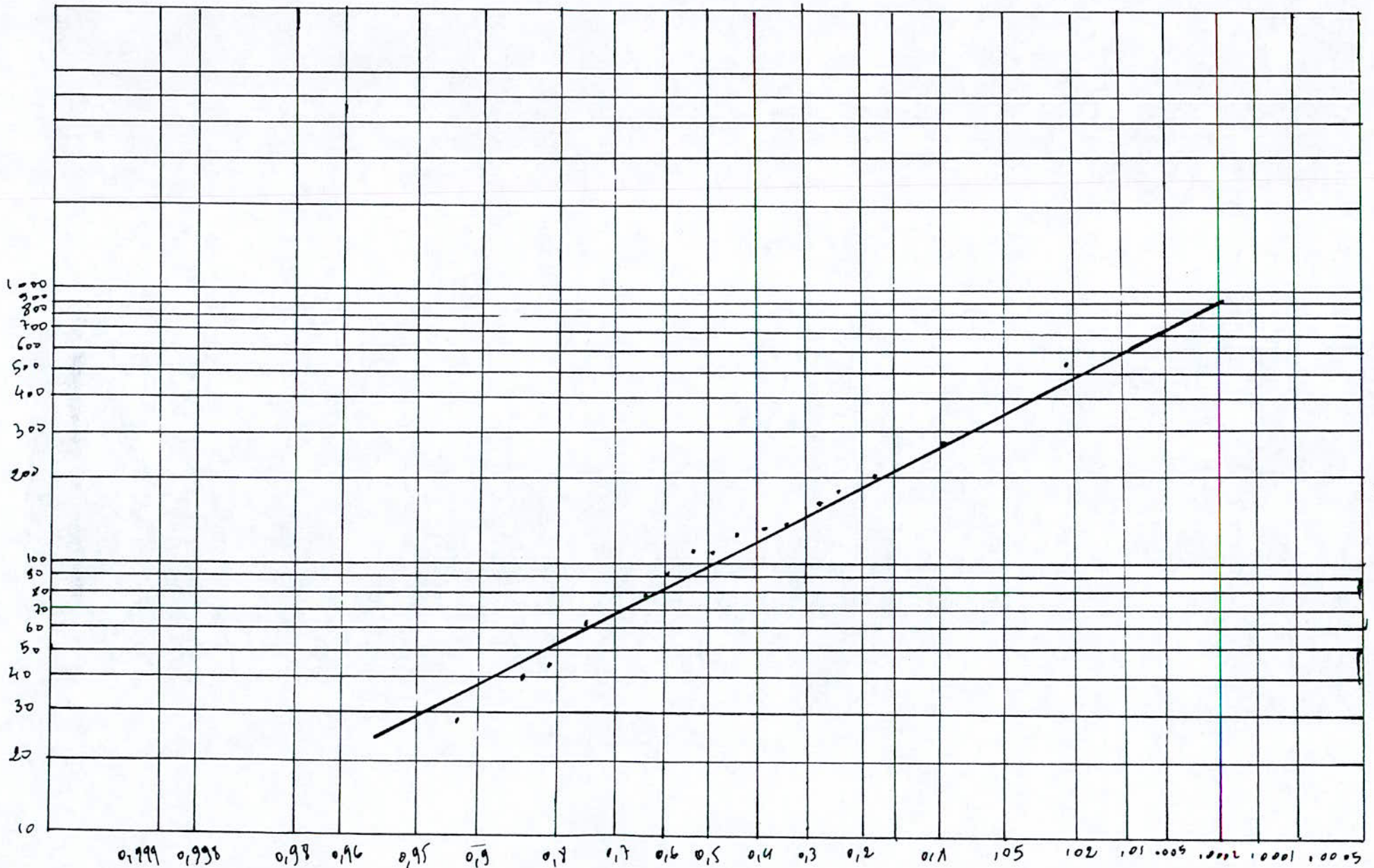


echelle 1/1000

fig III-9



- Loi de GUMBEL - fig#-10



- Loi de GALTON -

Fig III - 11

HYDROGRAMMES DE CRUES POUR DIFFERENTES PERIODES

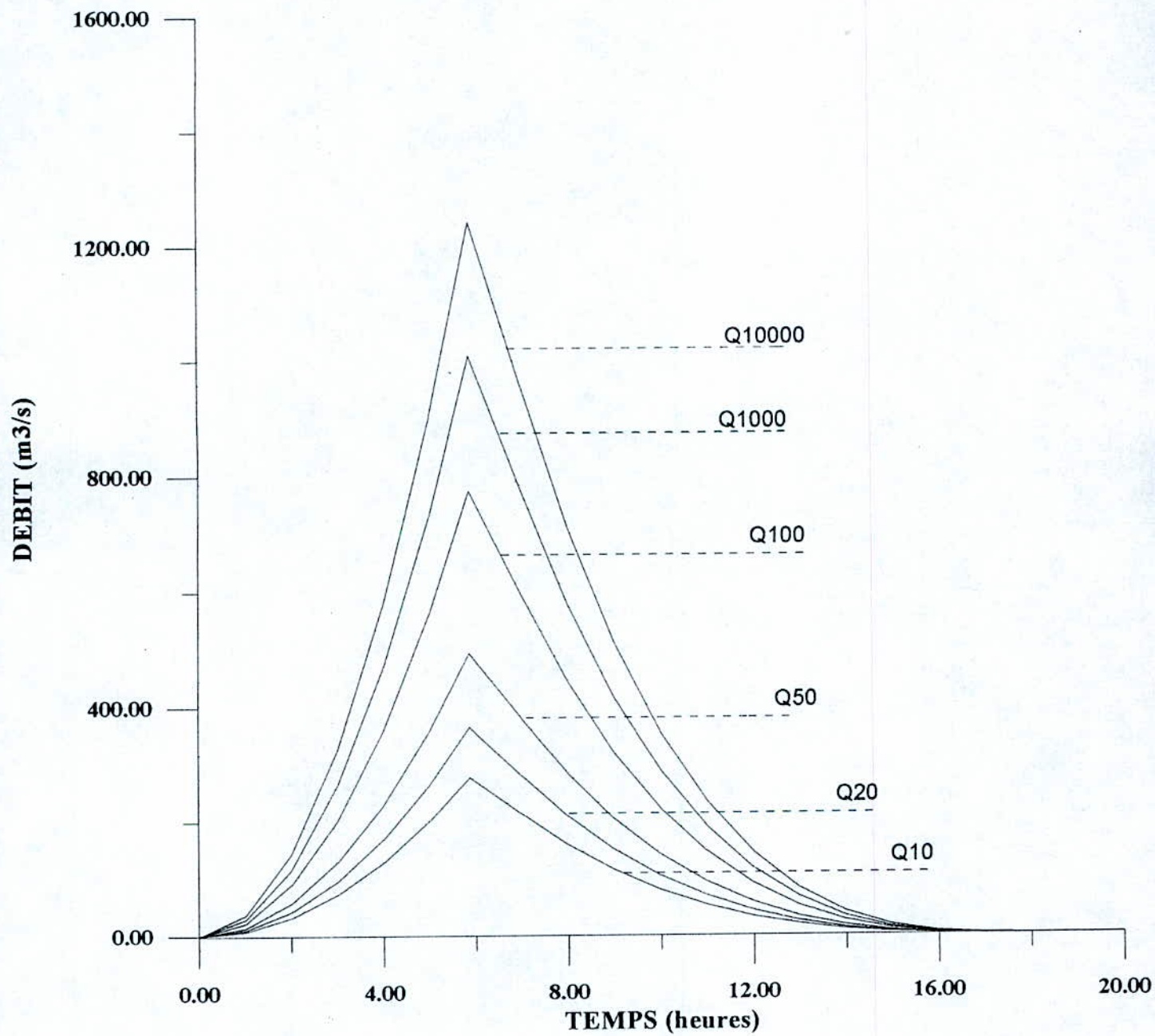


Figure (III-12)

Chapitre IV

ETUDE DE REGULARISATION

IV-1 INTRODUCTION :

L'écoulement superficiel et la source principale pour assurer les besoins en eau des différentes branches de l'économie de la région considérée, mais cette écoulement varie beaucoup avec le temps et avec l'espace ou bien il est difficile d'utiliser les sources en eau dans leur état naturel.

Pour garantir l'approvisionnement en eau à temps et en quantité nécessaire, il faut régulariser l'écoulement superficiel.

La régularisation est la distribution artificielle des débits naturels irréguliers au cours du temps conformément aux exigences des consommateurs et des utilisateurs d'eau.

On fait la régularisation des débits pour les différents buts ; elle permet de déterminer tout les paramètres de la retenue et les consignes d'exploitation pour assurer la restitution nécessaire ainsi d'assurer la défense du territoire contre les inondations.

Les données nécessaire de la régularisation sont tirées des courbes capacité - hauteur - superficie

IV-2- REPARTITION DES APPORTS MENSUELLES :

Après le transfert des données de la station de BORDJ GHOBRINI sur oued EL HACHEM par des méthodes d'analogie. Nous avons trouver les résultats suivants :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Apport (hm^3)	0.58	2.02	4.79	5.83	6.67	7.06	9.37	4.56	2.89	0.71	0.26	0.31

Tableau IV-1

IV-3- REPARTITION DES APPORTS ANNUELLES :

On ne dispose pas d'une station hydrométrique au niveau du site, alors nous avons utilisé les données des apports de la station hydrométrique de BORDJ GHOBRINI situé à Oued EL HACHEM.

Après les transformer par les méthodes d'analogie, le volume régularisé se calcule par les lois d'ajustements.

Pour notre cas le coefficient de variation c_v vérifié la condition suivante :

$$0.50 \leq c_v \leq 0.65$$

Donc on peut appliqué l'ajustement par la loi de Gauss.

La loi de Gauss ou loi normale admet pour fonction de répartition :

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

avec :

$$u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$$

Les paramètres statistiques de cette loi :

La moyenne : $\bar{A}_{moy} = \sum \frac{A_{moy_i}}{n}$ ou \bar{A}_{moy} : L'apport moyen (hm^3)
n : Taille de l'échantillon

L'écart type : $\sigma_{A_{moy}}$

La variance : $\sigma_{A_{moy}}^2 = \frac{1}{n-1} \left[\sum A_{moy_i}^2 - n \bar{A}_{moy}^2 \right]$

Pour l'ajustement, on procède comme suit :

- Classer les apports par ordre de grandeur décroissant :
- Calculer la fréquence expérimentale de dépassement .

$$F(A_{moy}) = \frac{i - 0.5}{n}$$

Où :

i : rang

n : taille de l'échantillon $n=19$

- On porte l'échantillon sur un graphe, sur un papier de probabilité normale.
- On trace la droite de HENRI qui représente l'ajustement de GAUSS.
- Les résultats que nous avons obtenus après l'application de cette méthode sont donnés dans le tableau IV-2 (annexe).

L'équation de la droite d'Henri est :

$$A_{moy} = \bar{A}_{moy} + u\sigma_{A_{moy}}$$

On prend 3 points :

$$F(A_{moy}) = 0.1 \rightarrow u = 1.28$$

$$F(A_{moy}) = 0.5 \rightarrow u = 0$$

$$F(A_{moy}) = 0.7 \rightarrow u = -0.53$$

$$\bar{A}_{moy} = 44.55 \text{ hm}^3$$

$$\sigma_{A_{moy}} = 25.97$$

donc : la droite d'ENRI est :

$$A_{moy} = 44.55 + 25.67u$$

IV-4-REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORISATION :

Les données d'évaporation sont celles observées au niveau de la station de milina, mais l'évaporation au niveau du lac créé par le barrage sera :

$$h_{evp} = h'_{evp} \cdot c$$

tel que :

h'_{evp} : évaporation au niveau de la station de MILIANA

c: coefficient dépend de l'instrument de mesure qui est du type classe A.

avec :

$$c = 0.69$$

Elles sont représentées donc dans le tableau suivant :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
h'_{evp} (mm)	54	55	74	84.5	96	117.5	202.5	177.5	136.5	93.5	69.5	49.5
h_{evp} (mm)	37.26	37.95	51.06	58.3 1	66.2 4	81.08	139.73	122.48	94.19	64.52	47.96	34.1 6

Tableau IV-3

IV-5- REPRESENTATION MENSUELLE DE L'INFILTRATION :

Les pertes par infiltration sont négligeable après :

- Le bon traitement des fondations.
- La bonne qualité des matériaux de construction utilisés.

IV-6- LA MODULATION :

La modulation est la répartition mensuelle de la demande.

Le barrage de TAOURIRA est un barrage d'accumulation destiné à l'alimentation en eau potable et à l'irrigation, donc la modulation de la demande sera estimé en fonction de ces besoins et donnée dans le tableau suivant :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Modulation (%)	8.3	8.2	8.2	8.1	8.0	8.0	8.1	8.2	8.3	8.4	8.5	8.5

Tableau IV-4

IV-7-CALCUL DE REGULARISATION :

Il consiste à déterminer le volume utile de la retenue.

Nous aurons à mettre en balance d'une part les apports et d'autre part les besoins d'évaporation.

Les modalités d'application varient suivant les particularités des problèmes que nous pouvons les classés en trois types :

1. Régularisation par l'exploitation des eaux du Bassin Versant aux maximum possible.
2. Régularisation saisonnière.
3. Régularisation inter annuelle.

IV-7-1 REGULARISATION PAR L'EXPLOITATION DES EAUX DU BASSIN VERSANT AU MAXIMUM POSSIBLE :

Le principe de calcul est le suivant : **PRINCIPE DE CALCUL**

■ 1^{er} MOIS :

Soit A_i l'apport moyen mensuel du 1^{er} mois et soit V_m le volume mort.

L'apport cumulé du 1^{er} mois sera :

$$A_i + V_m$$

Soit S_i la surface inondée correspondante à l'apport cumulé déterminée à partir de la courbe surface - hauteur sur la figure IV-1.

Le volume évaporé sera :

$$V_{evp} = h_{evp} \cdot S_i$$

Nous considérons plusieurs taux de régularisation t_i tel que $t_i = 60\% \div 95\%$
le volume des besoins sera déterminer comme suit :

$$V_b = \frac{V_r \cdot M}{100}$$

avec :

V_r : volume régularisé , $V_r = A_{moy} \cdot t_i$

M : modulation

Le volume consommé cumulé sera :

$$V_{cc} = V_b + V_{evp}$$

Le volume d'eau restant à la fin du 1^{er} mois est :

$$V_{rest} = A_t - V_{cc}$$

Le volume résiduel sera :

$$V_{resid} = V_{rest} + V_m$$

- 2^{eme} MOIS :

Soit A_{t+1} l'apport moyen annuelle du 2^{eme} mois, l'apport cumulé du deuxième mois sera :

$$A_{t+1} + V_{resid}$$

tel que V_{resid} est le volume restant du 1^{er} mois.

Et ainsi de suite pour les autres mois de l'année.

Nous avons appliqué cette méthode, et les résultats du calcul sont exposé dans l'annexe.

IV-7-2 REGULARISATION SAISONNIERE :

Elle est appliqué pour répartir l'écoulement superficiel durant l'année selon les exigences des consommateurs.

Le principe de calcul est le même que celle de la régularisation par l'exploitation des eaux du Bassin versant au maximum possible.

Les résultats du calcul sont exposés dans l'annexe.

IV-7-2 REGULARISATION INTER ANNUELLE :

C'est le type de régularisation le plus complet et durant plusieurs années c-à-d, un cycle complet de remplissage et de déstokage, se fait aux cours de plusieurs années.

La demande est satisfaisante avec une certaine garantie.

Le principe de calcul reste le même que celui des deux types précédants sauf pour le calcul du volume des besoins.

$$V_b = \frac{A_{\%} \cdot M}{100}$$

Avec :

$A_{\%}$: tiré à partir de la droite d'Henri (ajustement par la loi de Gauss)

M : Modulation

Pour une bonne étude de la régularisation nous prendrons plusieurs taux : (80%, 70%, 60%)

80% assure un volume d'eau à 100% pendant les 04 premières années et à 80% à la dernière années.

70% assure un volume d'eau à 100% pendant les 03 premières années et à 70% aux 02 années restantes.

60% assure un volume d'eau à 100% pendant les 03 premières années et à 60% aux 02 années restantes.

Le volume de la retenue normale est le volume résiduel maximal.

Le volume utile net est le volume de la retenue normal duquel on retranche le volume mort.

Les résultats du calcul après l'application sont exposés dans l'annexe.

IV-7-4 CONCLUSION :

Le but de notre barrage est l'alimentation en eau potable et l'irrigation, donc on prend la garantie de 70% .

Les paramètres d'évaluation du volume utile sont :

$$V_{resd / max} = 76.775 \text{ hm}^3$$

$$V_r = 30.43 \text{ hm}^3$$

Le volume utile est donné par l'expression suivante :

$$V_u = V_{resd / max} - V_m$$

tel que :

$V_{resd / max}$: volume résiduel maximal pendant les 05 années

V_m : volume mort

donc :

$$V_u = 69.375 \text{ hm}^3$$

La hauteur du volume utile sera tirée de la courbe capacité/hauteur

$$h_u = 31 \text{ m}$$

De même par la hauteur du volume mort

$$h_m = 15.4 \text{ m}$$

donc : le niveau normal de la retenue est :

$$NNR = h_m + h_u$$

D'ou :

$$NNR = 92.4 \text{ m}$$

COURBE SURFACE- HAUTEUR
DE LA CUVETTE DE RETENUE

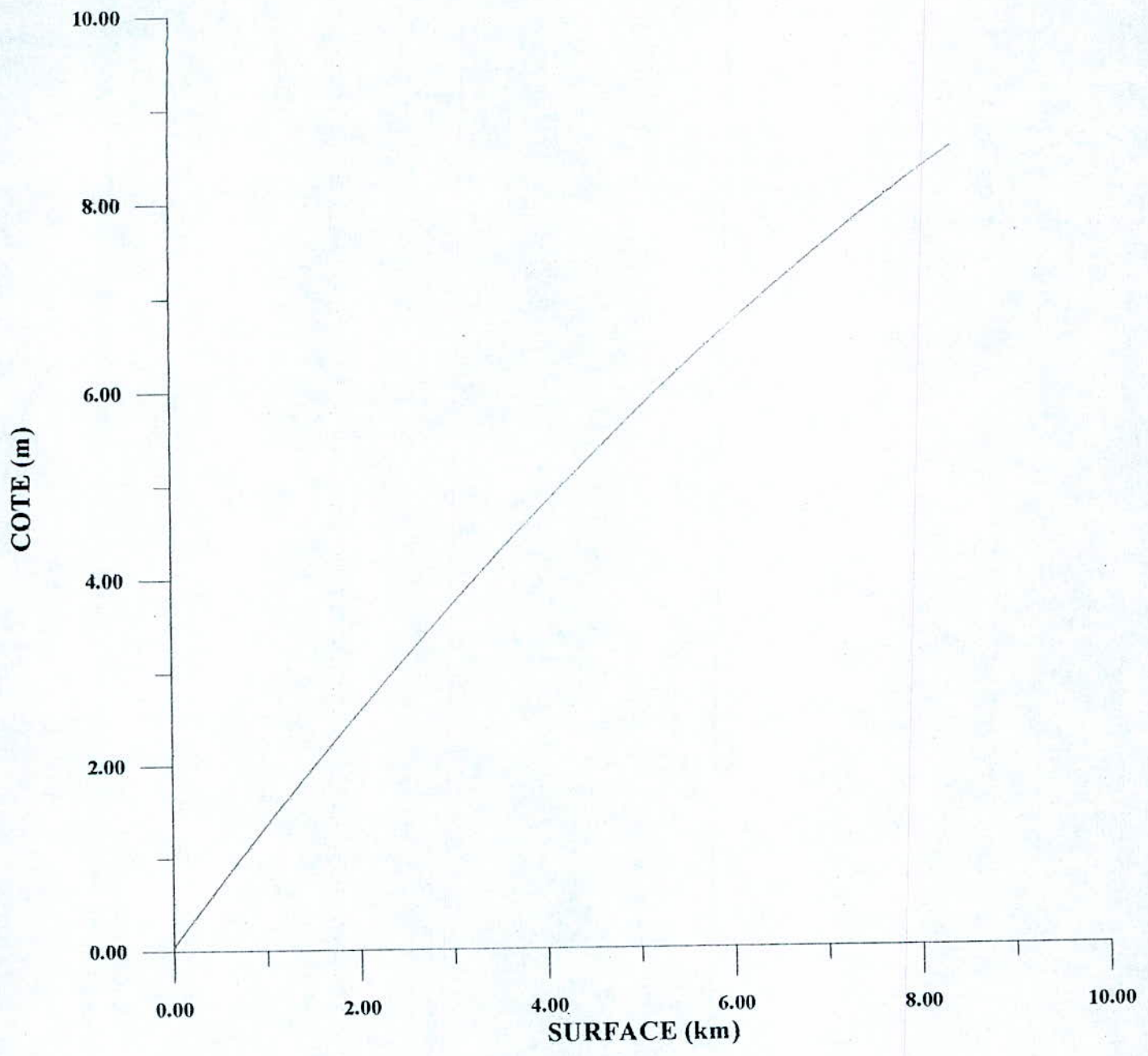


Figure (IV-1)

courbe capacité - hauteur

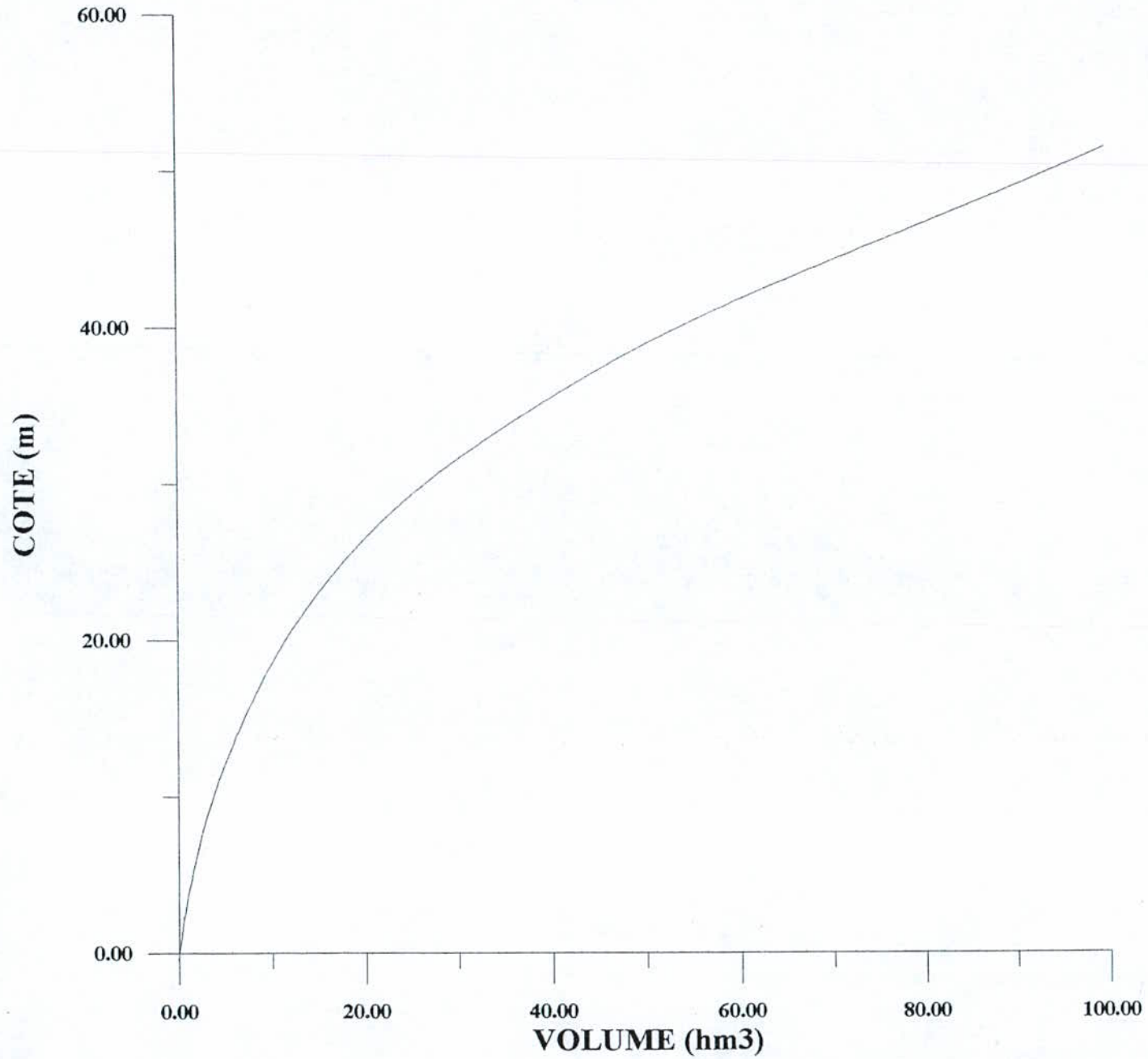
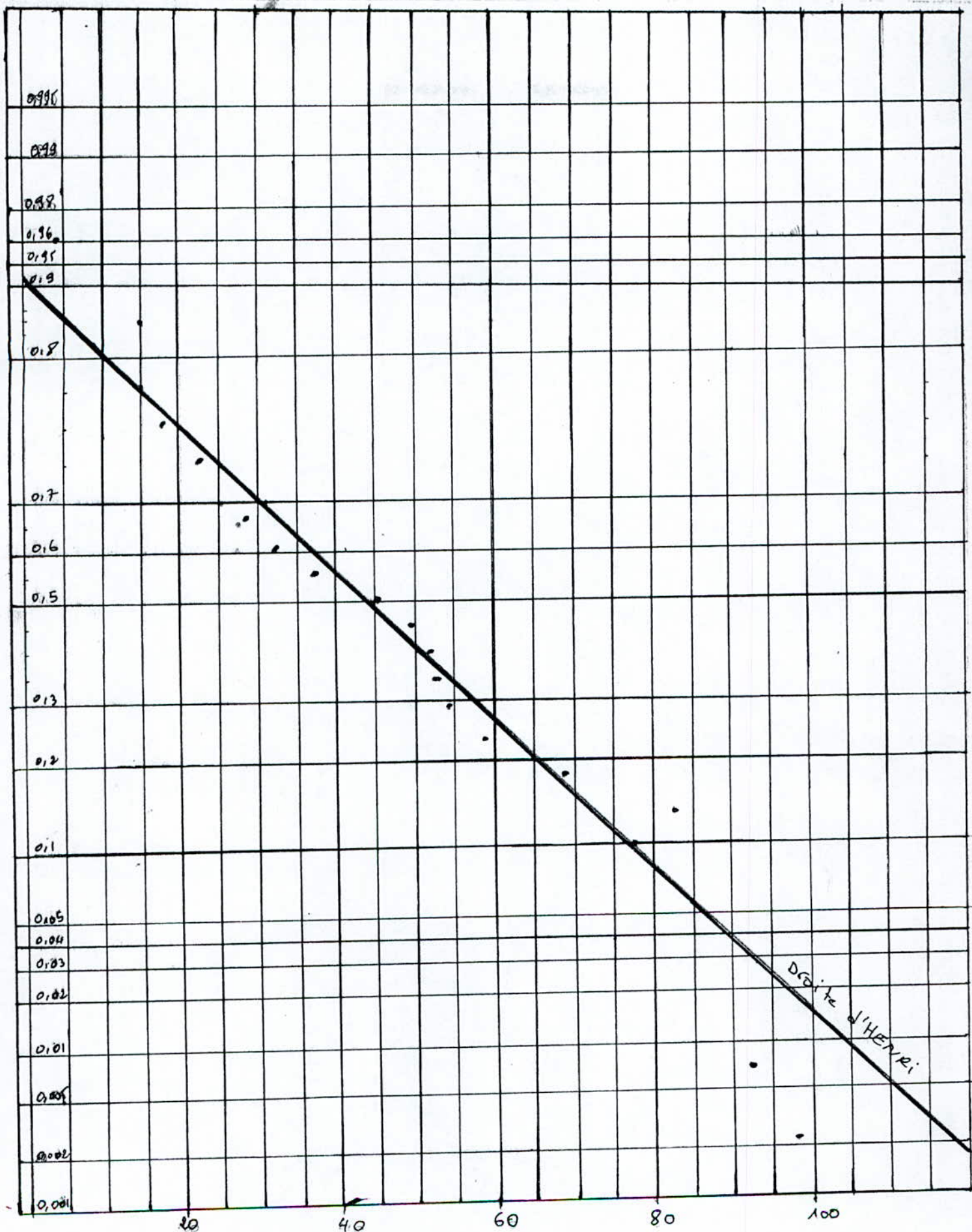


fig IV-2



- Loi de GAUSS - $f: IV-3$

Chapitre V

LAMINAGE DES CRUES

V-1 INTRODUCTION :

Le laminage d'une crue consiste à suivre une nouvelle répartition du débit de crue dans le temps par l'amortissement de cette crue par stockage de ses eaux dans la retenue réduisant le débit à évacuer afin de mieux contrôler l'évacuation et minimiser le risque de submersion et de destruction du barrage.

L'effet du laminage dépend de la forme de l'hydrogramme entrant dans la retenue, de la capacité d'évacuation et de la tranche d'eau stockée dans la retenue.

Il permet la détermination de l'hydrogramme des débits évacués, le volume stocké par la retenue et la hauteur de la tranche d'eau stockée à partir du niveau normal de la retenue atteignant le niveau de la plus haute eau (NPHE) . ces paramètres forment les données de base pour le calcul de l'évacuateur de crue.

V-2 PRINCIPE DU LAMINAGE :

Le principe de laminage des crues consiste donc au stockage d'une partie de volume de crues qui provoque une remontée du plan d'eau et l'évacuation de l'autre partie qui se fait souvent par des déversoir.

Le mécanisme du laminage se traduit par une équation par le principe de la conservation de la masse :

$$Q_{cr}(t).dt = Q_{ev}(t).dt + S_{pe}(z).dz$$

avec :

$Q_{cr}(t)$: débit de crue en fonction du temps.

$Q_{ev}(t)$: débit évacué en fonction du temps.

$S_{pe}(z)$: surface du plan d'eau en fonction de la cote.

t : temps.

z : cote du plan d'eau.

Le terme $Q_{cr}(t).dt$ représente la variation de volume à portée par la crue à l'instant t .

Le terme $Q_{ev}(t).dt$ représente la variation du volume évacué à l'instant t .

Le terme $S_{pe}(z).dz$ représente la variation du volume stocké.

Cette équation est non intégrable, nous sommes donc contraint d'utiliser des méthodes graphiques.

V-3 CALCUL DU LAMINAGE DES CRUES :

La méthode que nous allons utiliser pour le calcul du laminage est celle de GREAGER, c'est une méthode graphique destinée aux cas d'évacuation par déversoir à air libre.

Son principe est le suivant :

On divise le volume apporté par la crue en :

- Volume évacué ou déversé :

$$V_{ev} = Q_{ev} \cdot \Delta t$$

avec :

Δt : intervalle de temps .

Q_{ev} : débit évacué

- Volume stocké exprimé par une tranche au dessus du niveau normal de retenue calculé à partir de la courbe (capacité - hauteur) tracé à partir du niveau normal de retenue (NNR).

Et pour la détermination de la hauteur déversée h_{dev} et le débit laminé ou débit à évacué Q_{ev} , on procède comme suit :

Après avoir tracé la courbe (capacité - hauteur) à partir du NNR, on trace les courbes $(V + \frac{V_{cr}}{2})$ et $(V - \frac{V_{cr}}{2})$ en fonction de la hauteur sur le même graphique, on représente la variation du débit passant à travers le déversoir en fonction de la hauteur déversée $Q_{ev} = f(h_{dev})$, en prenant comme hypothèse de départ une valeur arbitraire de la largeur déversée (largeur du déversoir).

Ce débit est donné par la formule générale des déversoirs :

$$Q_{ev} = C_d \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{dev}^{3/2}$$

avec :

h_{dev} : hauteur déversée.

b : largeur déversée.

C_d : coefficient de débit.

g : accélération de la pesanteur.

Pour un intervalle de temps donné, nous avons :

$$\frac{\Delta V_{ev}}{2} = \frac{1}{2} Q_{ev}(h_{dev}) \cdot \Delta t$$

En ce qui concerne la variation du plan d'eau on procède comme suit :

On considère les valeurs Q_i et Q_{i+1} du débit de crue affluent correspondant aux temps t_i et t_{i+1} , l'apport en volume de la crue pendant cette intervalle Δt tel que :

$$\Delta t = t_{i+1} - t_i$$

En ce qui concerne la variation du plan d'eau on procède comme suit :

$$Q = \frac{Q_{cr_{i+1}} + Q_{cr_i}}{2}$$

le volume affluent correspondant est donc :

$$V = Q \cdot \Delta t$$

Pour le premier intervalle de temps Δt , le volume affluent relatif est projeté verticalement sur la courbe $(V + \frac{V_{cr}}{2})$, la projection horizontale de ce dernier point sur la droite des hauteurs, puis verticalement sur la courbe $Q_{ev} = f(h_{dev})$, ce qui déterminera la première hauteur déversée ainsi que le premier débit évacué correspondant.

Toujours sur la même horizontale de projection du premier volume et à partir de la courbe $(V - \frac{V_{cr}}{2})$ on porte à l'échelle le deuxième volume affluent en le projetant sur la courbe $(V + \frac{V_{cr}}{2})$, ceci nous désignera la deuxième hauteur déversée et le débit correspondant.

Ce procédé est le même jusqu'à la dernière valeur des volumes affluants.

Cette méthode est appliquée pour différentes valeurs de la largeur déversée b , tel que la valeur adaptée vérifie la condition suivante :

$$h_{dev_{max}} < 4m$$

Dans le cas contraire, il est nécessaire de reprendre ce procédé pour des valeurs de « b » supérieures à la valeur initialement adoptée.

Pour l'application de cette méthode, nous avons les paramètres suivants :

- débit de crue de chantier = $Q_{1000} = 1010m^3 / s$
- coefficient de débit $C_d = 0.49$
- largeur déversante $b = (70, 80, 90)$
- intervalle de temps $\Delta t = 3600s$

Les étapes de calcul sont développées dans les tableaux V-2, V-3 et V-4

V-2 CHOIX DES VALEURS A ADOPTER :

Le tableau suivant récapitule le calcul du laminage :

b (m)	70	80	90
$Q_{ev} (m^3 / s)$	475	492	546
$h_{dev} (m)$	2.13	1.98	1.94

Tableau V-1

Le choix des valeurs adaptées doit satisfaire le coté technico - économique. La largeur déversée doit être de préférence la petite possible.

Nous allons donc opter pour les valeur suivantes :

$$b = 80 \text{ m}$$

$$h_{dev} = 1.98 \text{ m}$$

$$Q_{ev} = 492 (m^3 / s)$$

qui représente les valeurs optimales pour notre cas.

L'hydrogramme de crue d'entrée de la retenue ainsi que l'hydrogramme sortant à l'évacuation de crue.

A la fin, on retrouve que le niveau des plus hautes eaux est :

$$NPHE = NNR + h_{dev}$$

d'ou

$$NPHE = 94.18 \text{ m}$$

Chapitre VI

CONCEPTION DU BARRAGE

VI-1-INTRODUCTION :

La conception du barrage consiste tout d'abord à faire un choix du type du barrage, le choix de l'axe de celui-ci, la conception de ses différents éléments constitutifs et au dimensionnement de tout ces éléments.

VI-2-CHOIX DE L'AXE DU BARRAGE :

Sur le site choisie par l'administration après une étude de prédétermination des sites, nous avons projetés deux variante de l'axe de telle manière à assurer un volume minimal du corps du barrage.

Après une estimation approximative des volumes susceptibles à composer le corps du barrage dans les deux cas de figure, nous avons fait notre choix.

La projection à été réalisé sur un plan topographique à l'échelle 1/1000.

VI-3-CHOIX DU TYPE DU BARRAGE :

Le choix du type du barrage est très souvent conditionner par certains facteurs dont les plus importants sont :

- La disponibilité des matériaux de construction à proximité du site.
- Les caractéristiques des matériaux de construction.
- La nature des fondations.
- La classe du barrage : sa hauteur et sa situation vis à vis les zones sismiques.

D'après l'étude géologique et géotechnique, nous avons constatés que la fondation de notre barrage est de nature gréseuse et conglomératique présentant une moyenne résistance et stabilité, donc la variante de barrage en béton est écarté, nous optons donc pour des variantes de digues souples.

Vue les dépenses onéreuses de l'installation d'une carrière de concassage au niveau de la zone d'emprunt des matériaux rocheux qui sont de nature éruptive et l'éloignement de celle-ci par rapport aux zones d'emprunt de matériaux granulaires, la variante de barrage en enrochement est aussi écarté.

Reste à utiliser comme variante, une digue en Terre homogène ou zonée qui vérifie les conditions géologique, géotechnique et économique.

Afin de garantir une meilleure sécurité de l'ouvrage et vu la disponibilité des matériaux argileux, nous avons opté pour une digue en Terre zonée avec un noyau étanche en argile et une recharge en alluvions obtenue du lit de l'oued.

VI-4-DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE :

VI-4-1- HAUTEUR DE LA DIGUE :

Elle sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorée de la charge maximale au dessus du seuil du déversoir de crue et de la revanche et d'une hauteur de sécurité fonction de la classe du barrage.

A partir de cette hauteur, on peut définir les niveaux suivants :

4-1-1 NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE :

Il est calculé compte tenue de la capacité utile à stockée, la tranche mort pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondante aux pertes par évaporation et par infiltration qui est négligeable .

$$\text{NNR} = \text{NT} + H_m + H_u + h_{\text{evp}}$$

avec :

H_m : hauteur de la tranche mort en (m)

NT : niveau du talweg

H_u : hauteur util en (m)

h_{evp} : hauteur évaporée en (m)

Le niveau normal de retenu donné par le calcul de régularisation est :

$$\text{NNR} = 92.4 \text{ m}$$

4-1-2- CHARGE DEVERSEE :

C'est la charge maximale au dessus de l'évacuateur de crue.

Par le laminage des crues nous avons trouvé une charge déversée de 1.98m pour une largeur déversante de 80m.

d'ou :

$$h_d = 1.98\text{m}$$

4-1-3- NIVEAU DES PLUS HAUTES EAUX :

C'est le niveau normal de la retenue majoré de la charge sur le déversoir de crue.

$$NPHE = NNR + h_d$$

d'ou :

$$NPHE = 94.4 \text{ m}$$

4-1-4- NIVEAU MORT DE LA RETENUE :

C'est un niveau correspondant à la tranche morte éventuelle prévue au fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts, elle dépende de plusieurs facteurs, le taux d'abrasion, la géologie, la surface, la topographie et le type d'écoulement du bassin versant .

donc :

$$NMR = 61.4\text{m}$$

4-1-5- DETERMINATION DE LA REVANCHE 'R' :

C'est une tranche comprise entre le niveau des plus hautes eaux de la Crête du barrage. Pour la déterminer, on doit tenir compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau et de la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celle ci rencontre le barrage.

Elle est déterminée par deux formules:

Formule de DERY :

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

avec :

H_v : hauteur des vagues (m)

V : vitesse des vagues.

Formule simplifiée :

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

avec :

F : le Fetch

il représente la longueur maximale de la cuvette de retenue dans la directions des vents maximaux

1- DETERMINATION DE LA HAUTEUR DE LA VAGUE :

Plusieurs formules sont utilisées pour la détermination de la hauteur de la vague, en fonction de la longueur rectiligne maximale de la retenue suivant la direction du vent et la vitesse maximale du vent.

Nous avons trouver que le Fetch est égal à :

$$F = 4 \text{ km}$$

et que la vitesse maximale des vents :

$$W = 100 \text{ Km/h}$$

Formule de STEVENSON :

STEVENSON a donné deux formules en fonction de Fetch (F) :

Pour :

$$F > 18\text{km} \quad H_v = 0.34 F$$

$$F < 18\text{km} \quad H_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$$

donc :

$$H_v = 1.062\text{m}$$

Formule de MALITOR :

$$H_v = 0.75 + 0.032\sqrt{w.F} - 0.27\sqrt{F}$$

$$H_v = 1.00m$$

Formule de MALLET PAQUANT :

$$H_v = 0.5 + \frac{1}{3}F$$

$$H_v = 1.83m$$

DETERMINATION DE LA VITESSE DES VAGUES 'V':

La vitesse de propagation des vagues peut être évalué par la formule de GAILLARD :

$$V = 1.5 + 2H_v$$

Après le calcul des différents paramètres les résultats obtenus sont :

FORMULE	H_v (m)	V (m/s)	R (m)
STEVENSON	1.063	3.626	1.467
MALITOR	1.000	3.487	1.380
MALLET-PAQUANT	1.830	5.160	2.720
F. SIMPLIFIEE	/	/	1.600

Tableau VI-1

Les formules empiriques utilisées pour le calcul de la revanche ne dépendent ni de la durée du vent, ni de sa vitesse (STEVENSON, MOLLET PAQUANT), elle donne une sous estimation de la hauteur des vagues.

Donc il est difficile d'adopter des valeurs insuffisantes pour la revanche
Pour toutes ces considérations nous prendrons le résultat de la formule de MALITOR qui tient compte au moins de la vitesse du vent d'ou :

$$R = 1.38 \text{ m.}$$

En plus de cette revanche nous pensons à une hauteur de sécurité H_s .

4-1-6- DETERMINATION DE LA HAUTEUR DE SECURITE :

Elle constitue une sécurité en cas de montée accidentelle du plan d'eau au dessus de la cote prévue des plus hautes eaux par suite de l'incertitude dans l'estimation de crues.

Soit le niveau de la crête du barrage sera égale à :

$$N_{cr} = NNR + H_s$$

avec :

H_s : hauteur donnée en fonction de la nature du barrage et sa hauteur ; c à d de sa classe.

Dans notre cas le barrage est de la classe III .

Donc :

$$40m < H_b < 60m \Rightarrow 3m < H_b < 4m$$

soit

$$H_s = H_d + R + h_s \Rightarrow h_s = H_s - R - H_d$$

$$h_s = 0.24m$$

4-1-7- DETERMINATION DE LA HAUTEUR DE LA DIGUE :

Le niveau de la crête :

$$N_{cr} = NNR + H_s$$

$$N_{cr} = 96m$$

La hauteur nette de la digue est calculée à partir du niveau du talweg :

$$H_b = N_{cr} - NTR$$

$$H_b = 50m$$

VI-4-2- DETERMINATION DE LA LONGUEUR EN CRETE DU BARRAGE :

Suivant l'axe du barrage, la longueur en crête du barrage est mesurée directement sur le plan topographique à l'échelle 1/1000 :

$$L_{cr} = 285m$$

VI-4-3- CALCUL DE LA LARGEUR EN CRETE DU BARRAGE :

Pour un barrage en Terre, elle doit être suffisamment large afin d'éviter toute infiltration lors de la retenue pleine et ainsi dont risque de submersion par les vagues. En cas de la revanche serait trop faible, elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

Elle est calculée par différentes formules empiriques :

- Formule de KNAPPEN :

$$b = 1.65\sqrt{H_b}$$

d'ou

$$b = 11.66m$$

- **Formule de PREECE :**

$$b = 1.1\sqrt{H_b} + 1$$

$$b = 8.77 m$$

- **Formule simplifiée :**

$$b = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3$$

$$b = 10.26m$$

En conclusion , nous prévoyons que la crête de notre barrage ne sera pas utilisée comme une route ou un pont, donc la valeur de « b » adoptée et de 10m.

$$b = 10m$$

V-4-4- DETERMINATION DES PENTES DE TALUS :

Les pentes à donner aux parements du massif son en fonction des propriétés et qualités des différents matériaux susceptibles d'être retenus pour la construction du massif. Les conditions de stabilité du massif doivent être assurées également.

4-4-1 RECHERCHE EFFECTUEES

Les pentes sont données sous forme de tableau qui se résume comme suit :

Tableau N° .Pente des talus :

Hauteur du barrage	Type de digue	Pentes des talus	
		Amont	Aval
< 5	- Homogène	1/ 2.5	½
	- Zonée	½	½
5 à 10	- Homogène à granulométrie étendue	½	½
	- Homogène à fort pourcentage en argile	1/ 2.5	1/ 2.5
	- Zonée	1/2	1/ 2.5
10 à 20	- Homogène à granulométrie étendue	1/ 2.5	1/ 2.5
	- Homogène à fort pourcentage en argile	1/3	1/ 2.5
	- Zonée	1/ 2.5	1/ 2.5
> 20	- Homogène à granulométrie étendue	1/3	1/ 2.5
	- Homogène à fort pourcentage en argile	1/ 3.5	1/ 2.5
	- Zonée	1/3	1/3

Tableau VI-2

Pour notre barrage :

$$H_b > 20m \Rightarrow \begin{cases} \text{Pente amont } m_1 = 3 \\ \text{Pente aval } m_2 = 3 \end{cases}$$

4-4-2- METHODE PSEUDO - STATIQUE :

Soit une pierre reposant sur le talus aval.

Cette pierre est soumise à son poids propre et à des forces hydrauliques dues aux séisme.

Où :

$G = m \cdot g$ Poids de la pierre
 $\gamma = a \cdot g$ force dynamique due au séisme

Nous distinguons deux sortes de forces.

Forces passives $\sum F_p$:

Ce sont des forces qui tentent à stabiliser la pierre

$$\sum F_p = mg \cos \alpha - m \gamma \sin \alpha = m g \cos \alpha - m a g \sin \alpha$$

où :

$mg \cos \alpha$: Projection horizontale du poids G de la pierre.

$m \gamma \sin \alpha$: Projection horizontale de la force sismique.

Forces actives $\sum F_a$:

Se sont des forces qui tentent à déstabiliser la pierre.

$$\begin{aligned} \sum F_a &= m \gamma \cos \alpha + m g \sin \alpha \\ &= m a g \cos \alpha + m g \sin \alpha \end{aligned}$$

$m g \sin \alpha$: Projection verticale du poids G de la pierre.

$m \gamma \cos \alpha$: Projection verticale de la force sismique.

α : Angle formé par le talus aval et le sol de fondation .

Pour que la pierre reste en équilibre sur le talus, il faut que :

$$\frac{\sum F_a}{\sum F_p} \geq \frac{\sum K_{adm}}{F}$$

où :

F : coefficient de frottement

K : coefficient de sécurité admissible dans les conditions de calcul, il est donné dans le tableau suivant.

Conditions de calcul	K_{adm}
Conditions normales d'exploitation + sollicitation dus au T. de Terre	1.05
Conditions normales d'exploitation	1.50
Vidange rapide du barrage	1.30

Tableau VI-3

Nous avons :

$$F = \text{tg}\Phi$$

avec :

Φ : L'angle de frottement interne du matériau formant la charge avale.

$$\frac{\sum F_p}{\sum F_a} \geq \frac{K_{adm}}{\text{tg}\Phi} \Leftrightarrow \frac{mg \cos \alpha - mag \sin \alpha}{mag \cos \alpha + mg \sin \alpha} \leq \frac{K_{adm}}{\text{tg}\Phi}$$

$$\Leftrightarrow \frac{\cos \alpha - ag \sin \alpha}{a \cos \alpha + \sin \alpha} \leq \frac{K_{adm}}{\text{tg}\Phi} \dots\dots\dots (1)$$

On devise (1) par $(\cos \alpha)$ pour faire apparaître $\text{tg} \alpha$:

$$\frac{1 - a \operatorname{tg} \alpha}{a + \operatorname{tg} \alpha} \leq \frac{K_{adm}}{\operatorname{tg} \alpha} \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha \geq \frac{\operatorname{tg} \Phi - a K_{adm}}{K_{adm} + a \operatorname{tg} \Phi}$$

Nous avons :

$$\Phi = 30^\circ \Rightarrow \operatorname{tg} 30^\circ = 0.577$$

Nous prenons $K_{adm} = 1.05$ le cas le plus défavorable

a : Rapport d'accélération sismique à la pesanteur g .

Il est donné en fonction de la classe du séisme.

Nous avons :

Classe I : forte sismicité $a = 0.25 \div 0.35$

Classe II : Moyenne sismicité $a = 0.15 \div 0.25$

Classe III : Faible sismicité $a = 0.10 \div 0.15$

La région de Tipaza est une région de moyenne à forte sismicité donc on prend $a = 0.25$.

Pour le talus aval :

$$(\operatorname{tg} \alpha)_{aval} \geq \frac{\operatorname{tg} 30 - 0.25 \cdot 1.05}{1.05 + 0.25 \cdot 0.577} = 0.307$$

$$(\operatorname{tg} \alpha)_{aval} \geq \frac{1}{m_2}$$

Ce qui donnerait une pente avale $m_2 = 3$

Pour le talus amont :

$$1.1(\operatorname{tg} \alpha)_{aval} = (\operatorname{tg} \alpha)_{amont}$$

Donc :

$$\frac{1}{m_1} = (\operatorname{tg} \alpha)_{\text{amont}}$$

$$m_1 = 2.96 \approx 3$$

Donc on a trouvé $m_1 = m_2 = 3$

4-4-3- CONCLUSION :

Les valeurs des pentes d'après le tableau précédent sont égales à celle qu'on a trouvées après l'application de la méthode théorique, donc les valeurs qu'on a adoptées sont acceptables.

Remarque :

Les valeurs finales des pentes du talus amont et aval seront connues après l'étude de stabilité.

VI-4-5- LES BERMES :

Elles ont pour rôle, l'augmentation de la stabilité de la digue et l'accès pour le transport des matériaux de construction de l'ouvrage.

Les bermes sont choisies en fonction de la hauteur du barrage.

On a prévue :

- Une berme en amont de largeur de 10m à la cote 62m (crête du batar d'eau)
- 04 bermes en aval de longueur de 3 m aux cotes 52m, 65m, 75m et 85m.

VI-4-6- PROTECTION DES TALUS :

Les pentes d'un barrage en Terre sont sensibles à :

- L'érosion due au ruissellement des eaux de pluie
- Concernant le parement amont, il ya lieu de prévoir une protection des talus contre l'attaque des vagues.

Talus amont :

Pour protéger le talus amont contre le déferlement des vagues et les deux en même temps contre les averses violentes , on prévoit une couche d'enrochement de protection d'épaisseur de 1.5m.

Et aussi pour protéger le talus amont pendant le vidange rapide ou les deux à la fois où on a un ruissellement des eaux des eaux de pluie contre le risque d'entraînement des fines particules de la recharge à travers les vides de l'enrochement nous prévoyons une couche drainante de 0.5m d'épaisseur.

VI-4-7- DIMENSIONNEMENT DU NOYAU :

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau, toute fois il doit être aussi large que possible pour s'opposer aux infiltrations et aussi pour assurer l'étanchéité de l'ouvrage.

La cote en crête du noyau ($N_{cr,n}$) :

$$N_{cr,n} = NPHE + 1 = 95.4m$$

La hauteur du noyau (H_n) :

$$H_n = N_{cr,n} - NTN = 49.4m$$

La hauteur brute du noyau (H'_n) :

$$H'_n = H_n + H_{ex} = 59.4m$$

La largeur en crête du noyau (l_{cr}) :

$$l_{cr} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{3}\right) H_b = 7.14m$$

Nous prendrons une largeur en crête de 7m .

Les pentes des talus du noyau :

L'argile qui forme le noyau est de très bonne qualité sa perméabilité est de l'ordre de 10^{-10} m/s

Les pentes des talus sont de 0.2 (Voir tableau n°)

Nous prenons $m_1 = m_2 = 3$

Perméabilité	Pente
$K < 10^{-10}$	1/0.2
$10^{-10} < K < 10^{-9}$	1/0.3
$10^{-9} < K < 10^{-8}$	1/0.4
$10^{-8} < K < 10^{-7}$	1/0.5

Tableau VI-4

VI-4-8- VERIFICATION DES DIMENSIONS DU NOYAU :

Une condition à vérifier :

$$I = \frac{H_1 - H_2}{b} < I_{adm}$$

Ou :

I : Gradient hydraulique du noyau

H_1 : Hauteur d'eau correspondante au NNR

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval

b : La largeur de base du noyau.

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible

Le tableau ci dessous représente les valeurs du gradient hydraulique admissible pour différents types de matériaux :

Matériaux	Classe du barrage			
	I	II	III	IV
Argile compacté	1.50	1.60	1.80	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Tableau VI-5

Notre barrage appartient à la classe III, ce qui veut dire :

$$I_{adm} = 1.80$$

Le gradient hydraulique du noyau calculé est :

$$I = 1.70 < I_{adm}$$

Donc la condition est vérifiée

Nous pouvons conclure donc que les dimensions de notre noyau sont acceptables, et que celui ci assure l'étanchéité de notre barrage.

VI-5 ENCRAGE DE LA DIGUE DANS LA FONDATION :

Afin d'avoir une bonne stabilité de la fondation, il faut faire une excavation du terrain de fondation de la couche altérée, et prolonger le corps de la digue jusqu'à un terrain sain.

Pour notre cas, la couche altérée est de 10 m, nous allons donc prolonger l'encrage de notre digue jusqu'à à cette profondeur à partir du niveau de talweg et l'encrage du noyau à 1 m plus profond comme il est claire sur la coupe type du barrage.

VI-6 GALERIE D'INJECTION :

Nous avons prévue une galerie d'injection aux niveau du pied du noyau sur l'axe du barrage allant le long du lit majeur de l'oued, avec une hauteur de 3 m et d'une forme de fer à cheval.

Chapitre VII

ETUDE DES INFILTRATIONS

VII-1 INTRODUCTION :

L'étude des infiltrations lors du remplissage du barrage est une étape préliminaire au calcul de la stabilité de celui-ci. Ces infiltrations sont au niveau du corps du barrage et ses fondations.

L'infiltration qui peut se produire à travers le barrage et ses fondations ou à travers les deux en même temps doit être étudiée sous deux angles différents d'une part, elle a pour conséquence des pertes d'eau dont il faut réduire leur volume à une valeur minimale déterminée dépendant de l'économie générale du projet et d'autre part elle peut mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre sa stabilité. Si certaines précautions ne sont prises contre les risques qu'entraînent les renards et les pressions d'infiltration.

L'étude des infiltrations doit permettre de déterminer les éléments suivants :

- Tracé de la ligne phréatique :

La ligne phréatique du massif du barrage qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle. Cette ligne délimite la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau de barrage.

- Le débit de fuite due au infiltrations.
- Le gradient hydraulique.

VII-2- TRACE DE LA LIGNE PHREATIQUE :

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne phréatique pour estimer le débit de fuite à travers le barrage et apprécier les risques d'immergence de l'eau, particulièrement dangereuse le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir d'un cas simple théorique étudié par KOZENY en raison de la grande différence de la perméabilité de la recharge et du noyau (La perméabilité du noyau doit être au moins 100 fois inférieure à celle de la recharge.

Cette étude se fait sur la base de la parabole théorique donnée par l'équation suivante :

$$(X + Y_0)^2 = X^2 + Y^2$$

Avec X et Y sont les coordonnées de la parabole de KOZENY . Pour une valeur de Y_0 où la parabole coupe la ligne délimitant le plan d'eau dans la retenue en un point telle que (A') a les coordonnées $X = d$, $Y = H$.

CASAGRANDE a montré que cette parabole qui passe par le point (A') telle que ($B'A'$) soit égale au (3/10) de la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont du noyau se confond sensiblement avec la ligne phréatique dans le noyau pour $X = d$, $Y = H$, et on remarque que (d) doit être égale à la largeur du noyau à sa base diminuée de (0.7b) (Voir figVII-1).

Donc l'équation de la parabole de base est :

$$Y_0 = \sqrt{X^2 + Y^2} - X$$

Pour ($X = d, Y = H$) Nous avons :

$$Y_0 = \sqrt{d^2 + H^2} - d$$

Avec :

H : Hauteur d'eau correspondant au niveau normal de la retenue (m).

b : Largeur en base du noyau.

d : Largeur de la base diminuée de 0.7 de la projection horizontale de la partie mouillée du talus amont.

L : La projection horizontale de la partie mouillée .

tel que :

$$d = b - 0.7L$$

$L = m.H$ avec m : fruit du talus du noyau.

donc :

$$H = 46.4 \text{ m}$$

$$m = 0.2$$

$$L = 9.28 \text{ m}$$

$$b = 27 \text{ m}$$

$$d = 20.5 \text{ m}$$

D'où

$$Y_0 = 30.22 \text{ m}$$

Donc l'équation théorique de la parabole est donnée par :

$$Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} = \sqrt{913.66 + 60.45X}$$

X(m)	-15	-10	-05	-02	00	02	05	10	12
Y(m)	02.62	17.58	24.72	28.15	30.22	32.16	34.87	38.96	40.48

Tableau VII-1

L'équation polaire de la parabole est :

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 + \cos \alpha}$$

elle permet de déterminer le point d'intersection de la parabole avec le parement aval (a).

Tel que :

a : la distance AC

Δa : la distance BC

Voir fig VII-1

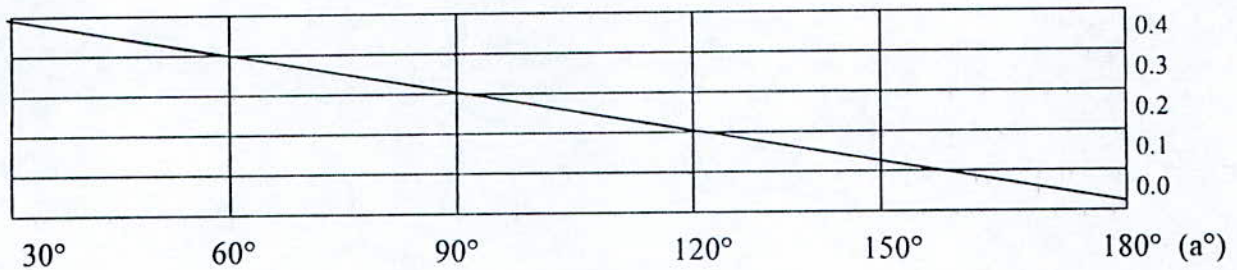
α : L'angle que fait la face aval du noyau avec l'horizontale.

La ligne phréatique recoupera la limite du massif en un point situé au dessous de la parabole théorique.

Pour déterminer ce point nous avons utilisé la courbe de CASAGRANDE qui donne la variation d'un coefficient (c) en fonction de l'angle d'inclinaison du talus aval.

$$c(\alpha) = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$

$$\operatorname{tg} \alpha \approx 1/m \text{ avec } m = 0.2 \Rightarrow \alpha = \operatorname{Arctg}(1/m) = 78.7^\circ$$



$a + \Delta a$ Point d'intersection de la parabole de KOZENY avec le parement aval du Noyau.

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} = 37.58 \text{ m}$$

$$c(\alpha) = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.26$$

$$\Delta a = 9.77 \text{ m}$$

$$a = 27.81 \text{ m}$$

VII-3- CALCUL DU DEBIT D'INFILTRATION :

La filtration d'eau à travers les barrages en Terre et sous ces ouvrages est créée par la charge d'eau H_1 au bief amont en cas d'écoulement de filtration libre, celui-ci est limité au dessus par la ligne phréatique.

Les hypothèses de calcul de filtration à travers les barrages en Terre :

- On admet que la filtration est dans un seul plan.
- On admet que les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.
- On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul (Gradient hydraulique).
- La position de la ligne phréatique ne dépende pas de la qualité du sol des barrages en Terre, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

D'après ces hypothèses nous utilisons la loi de filtration de DARCY :

$$V_f = K_f \cdot I$$

$$Q = V_f \cdot S = K_2 \cdot I \cdot S$$

Avec :

K_2 : Perméabilité du noyau

S : Aire soumise à l'infiltration par unité de largeur

I : Gradient hydraulique moyen

La formule de DUPUIT pour le gradient hydraulique est donnée par :

$$I = \frac{dy}{dx}$$

d'ou:

$$q = K_2 \frac{dy}{dx} y$$

$$q \, dx = K_2 y \, dy \Rightarrow q \int_0^b dx = K_2 \int_{h_1}^H y \, dy$$

$$q = K_2 \frac{H^2 - h_1^2}{2b}$$

Avec

b : Largeur en base du noyau

h_1 : La hauteur du point d'intersection entre la ligne phréatique et le parement aval du noyau.

H : La hauteur du niveau normal de la retenue

d'ou :

$$H = 46.4 \text{ m}$$

$$h_1 = 27.27 \text{ m}$$

$$b = 27 \text{ m}$$

Donc:

$$q = 26 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$Q = q L_{cr}$$

Avec:

L_{cr} : La longueur en crêt du barrage.

$$L_{cr} = 285 \text{ m}$$

$$Q_{fuite} = 74.3 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3 / \text{s}$$

En conclusion, le débit de fuite ainsi calculé est trop faible donc le coté de stabilité est assuré.
Donc notre barrage ne nécessite pas un drainage important.

VII-4- VERIFICATION DE LA RESISTANCE A L'INFILTRATION :

VII-4-1 VERIFICATION DES DIMENSIONS DU NOYAU :

D'après la construction de la ligne phréatique, nous vérifions la condition suivante :

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

Avec :

I : Gradient hydraulique (noyau).

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible déterminé en fonction de la classe du barrage et le type de matériau du noyau.

Pour notre cas : $I_{adm} = 1.85$

$$\Delta H = H_{\text{am}} - H_{\text{aval}}$$

H_{am} : La charge à l'amont du noyau.

H_{aval} : La hauteur de la ligne phréatique au talus aval du noyau.

b_m : Largeur moyenne du noyau.

$$b_m = 17m \quad \begin{cases} H_{\text{am}} = 46.4m \\ H_{\text{aval}} = h_1 = 27.27m \end{cases}$$

donc :

$$I = 1.12$$

$$I < I_{\text{adm}} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Nous pouvons conclure donc que le noyau de notre barrage est bien dimensionné et assure une bonne étanchéité de l'ouvrage.

VII-4-2 VERIFICATION DU CORPS DU BARRAGE :

$$I_{\text{corps}} = \frac{\Delta H}{l} \leq I_{\text{adm}}$$

I_{corps} : Gradient d'infiltration au corps du barrage.

I_{adm} : Le gradient admissible ($I_{\text{adm}} = 0.65$)

$$\Delta H = H_{\text{am}} - H_0$$

H_{am} : La charge à l'amont du barrage

H_0 : Hauteur d'eau à l'aval du barrage ($H_0 = 0$ négligeable)

l_{av} : Longueur du massif aval

$$l_{av} = 142m$$

$$I_{corps} = \frac{46.4}{142} = 0.32$$

$$I_{corps} < I_{adm}$$

Nous pouvons conclure donc que le corps de notre barrage résiste bien au débit d'infiltration.

VII-4-3- VERIFICATION DE L'EROSION INTERNE DU SOL DU BARRAGE :

L'érosion interne (mécanique) est l'entraînement des petites particules de sol à granulométrie hétérogène non cohérent par le débit d'infiltration.

La vitesse de filtration en cas de sortie de l'écoulement de filtration sur le talus aval est égale à :

$$V_f = K_f \cdot I$$

Ou :

K_f : Coefficient de perméabilité du massif du barrage en Terre.

I : Pente de la ligne phréatique .

Si la condition suivante est vérifiée, il n'existe pas d'érosion interne mécanique.

$$V_f \leq V_{er}$$

Donc, on peut utiliser la formule de ZICHARD - GRICHINE pour déterminer la grandeur de la vitesse d'érosion interne admissible.

$$V_{er_{adm}} = \frac{\sqrt{K_f}}{30}$$

- A travers le noyau :

$$K_f = K_{noy}$$

$$I = \frac{H_{am} - h_1}{b_{noy}}$$

$$V_f = K_{noy} \frac{H_{am} - h_1}{b_{noy}} = 0.7 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$$

$$V_{er} = \frac{1}{30} \sqrt{10^{-10}} = 1.05 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$V_f < V_{er} \quad \text{Vérfiée}$$

- A travers le corps du barrage :

$$V_f = K_{noy} \frac{\Delta H}{L_B}$$

K_{noy} : coefficient de perméabilité moyen (recharge noyau)

L_B : Largeur en base du barrage.

$$K_{moy} = \frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{K_i}}$$

$$L_B = \sum L_i = L_1 + L_2 + L_3 = 300 \text{ m}$$

L_1, L_3 : Largeur en bas du talus amont et aval

L_2 : Largeur en bas du noyau

K_1, K_3 : coefficient de perméabilité de la recharge des talus amont et aval

K_2 : coefficient de perméabilité du noyau.

d'ou :

$$K_{\text{moy}} = \frac{300}{\frac{27}{10^{-10}} + \frac{273}{1.5 \cdot 10^{-8}}} = 1.04 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$V_f = 1.04 \cdot 10^{-9} \frac{46.4}{300} = 0.16 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$V_{er} = \frac{1}{30} \sqrt{K_{\text{moy}}} = 1.07 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$V_f < V_{er}$$

Nous pouvons conclure donc qu'à la vitesse d'infiltration dans les différentes zones du barrage est presque négligeable, de plus, elle est tout le temps inférieure à la vitesse d'érosion interne du sol considéré.

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir un organe de drainage très important.

VII-5- DISPOSITIFS DE PROTECTION CONTRE LES EFFETS DE L'EAU :

VII-5-1- DRAINS ET FILTRES :

5-1-1 LES DRAINS :

C'est un organe qui évacue les eaux provenant d'une infiltration à travers le massif, il est constitué d'enrochements calibrés qui jouent d'une part un rôle de butée aval au massif et d'autre part ils seront à protéger le filtre inversé.

Ce drain sera disposé sur un prisme de drainage qui renforcera la stabilité du talus aval grâce à une bonne résistance au cisaillement des sols constitutifs.

- **Hauteur du prisme :** Elle est donnée en fonction de la hauteur du barrage.

$$H_{dr} = (0.15 \div 0.2) H_b = (0.15 \div 0.2) 50 = (7.5 \div 10) \text{ m}$$

Nous prendrons $H_d = 8 \text{ m}$

- **Largeur du drain** : Elle est donnée en fonction de l'exécution des travaux, et elle ne doit pas être inférieure à 1m.

$$b_d = (1.5 \div 2.0)m$$

Pour des raisons constructives et de sécurité, nous prendrons une largeur de 3m qui est égale à la largeur du berme .

$$\text{Pentes du drain:} \begin{cases} \text{Pente aval} & m_1 = 1 \div 5 \\ \text{Pente amont} & m_2 = 1.25 \div 2 \end{cases}$$

$$\text{Nous prendrons} \begin{cases} m_1 = 1.5 \\ m_2 = 2 \end{cases}$$

$$\text{La largeur du drain : } L_d = (m_1 + m_2)H_d + b_d = 3,5 \cdot 8 + 3 = 31m$$

- **Tapis drainant** : Représente une couche du drainage horizontal de 0.5 m de hauteur dans la zone de contact entre la massif et sa fondation pour drainer les deux en même temps et aussi pour collecter les eaux. L'intérêt de combiner entre le drain et le tapis drainant est d'abaisser la ligne phréatique.

5-1-2- LES FILTRES :

Le filtre est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans le massif et de dissiper les pressions interstitielles et empêcher le colmatage du drain.

Un filtre est interposé entre le noyau imperméable et la recharge perméable et il est idéalement constitué par des mince couches de matériaux dont leurs éléments constitutifs augmentent dans le sens contraire de l'écoulement.

Les filtres amont évitent les déformations du noyau argileux notamment pendant le vidange rapide.

Les filtres aval permettent le rabattement de la ligne phréatique ainsi ils évitent le renard le long des chemins d'infiltration de grand perméabilité.

Remarque :

Il ne faut pas que les propres grains du filtre puissent être emportés à travers les trous des drains où les vides de remblai ou d'enrochement situés à l'aval du filtre.

5-1-2-1- CALCUL DES FILTRES :

Les conditions de granulométrie aux quelles doivent reprendre les filtres pour assurer leurs rôle ont été établies par nombreuses expériences.

On détermine les filtres sur la base des critères suivants :

Critère 1 : $\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25$ Critère du corps des ingénieurs

Critère 2 : $\frac{D_{25}}{d_{80}} \leq 4$ Critère de TERZAGHI

Critère 3 : $\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4$ Critère de TERZAGHI

Critère 4 : La courbe granulométrie doit être à peu près de même forme que celle du sol protégé.

D_{15} et d_{50} Diamètres des particules du sol protégé représentent 15% et 50% du poids.

Les deux critères de TARZAGHI visent à donner au matériau une perméabilité suffisante pour éviter la mise en charge de filtre (Condition d'évacuation libre de l'eau de filtration et assurer que les particules fines du sol ne soient pas emportées à travers le filtre.

Détermination du filtre entre le noyau et la recharge :

Soit :

« d » : Le diamètre du sol protégé

« D » : Le diamètre du sol protégeant

Pour la recharge :

$$D'_{15} = 0.068 \text{ mm}$$

$$D'_{50} = 0.62 \text{ mm}$$

Pour le noyau :

$$d_{15}^n = 0.0014 \text{ mm}$$

$$d_{85}^n = 0.05 \text{ mm}$$

$$d_{50}^n = 0.0044 \text{ mm}$$

- $\frac{D_{15}^r}{d_{85}^n} = 1.36 < 4$ Vérifier
- $\frac{D_{15}^r}{d_{15}^n} = 48.57 > 4$ Vérifier
- $\frac{D_{50}^r}{d_{50}^n} = 140.9 > 25$ non vérifier

Donc il est nécessaire d'interposer un filtre entre le noyau et recharge.

Choix du filtre :

On réalise un filtre de deux couches d'épaisseur de 1.5 m de chacune, la première par un sable fin et la deuxième par un sable moyen.

Vérification entre le filtre et le noyau (première couche) :

$$\frac{D_{15}^F}{d_{15}^n} = 41.4 > 4 \text{ Vérifier}$$

$$\frac{D_{15}^F}{d_{50}^n} = 1.16 < 4 \text{ Vérifier}$$

$$\frac{D_{50}^F}{d_{50}^n} = 18.18 < 4 \text{ Vérifier}$$

Vérification entre les deux couches de filtre :

$$\frac{D_{15}^{F''}}{d_{15}^{F'}} = 4.82 > 4 \text{ vérifier}$$

$$\frac{D_{15}^{F''}}{d_{85}^{F'}} = 1.75 < 4 \text{ vérifier}$$

$$\frac{D_{50}^{F''}}{d_{50}^{F'}} = 4.37 < 25 \text{ vérifier}$$

Condition de l'absence de l'effet de renard :

Pour la première couche :

$$\frac{D_{15}^{F'}}{D_{17}^{F'}} \geq 0.32 \sqrt[3]{\eta} (1 - 0.5\eta) \cdot \frac{N}{1 - N}$$

$$\eta = \frac{D_{60}^{F'}}{D_{10}^{F'}} \text{ Coefficient d'uniformité}$$

n coefficient donné en fonction de η

$$n = n_0 - 0.1 \log \eta \quad n_0 = 0.45$$

D'ou:

$$\frac{D_{60}^{F'}}{D_{10}^{F'}} = \frac{0.1}{0.055} = 1.82 < 2$$

Donc:

$$n = 0.42$$

$$0.32 \sqrt[3]{1.81} (1 - 0.05 \cdot 1.81) \frac{0.42}{0.58} > 0.23$$

$$\frac{D_{15}^{F'}}{D_{17}^{F'}} = \frac{0.058}{0.07} = 0.82 \quad \text{vérifier}$$

Pour la deuxième couche :

$$\frac{D_{60}^{F''}}{D_{10}^{F''}} = \frac{0.4}{0.25} = 1.60 < 2$$

et

$$n = 0.43$$

et

$$0.32 \sqrt[3]{1.6} (1 - 0.05 \cdot 1.6) \frac{0.43}{0.57} = 0.24$$

d'ou

$$\frac{D_{15}^{F''}}{D_{17}^{F''}} = \frac{0.28}{0.30} = 0.93 > 0.24 \quad \text{vérifier}$$

Conclusion :

Les deux couches du filtre n'ont pas l'effet de renard.

5-1-2-2- DETERMINATION DU FILTRE ENTRE LA RECHARGE ET LE REVETEMENT :

$$1) \frac{D_{15}^{rev}}{d_{85}^{rech}} = 12.72 > 4 \quad \text{non vérifier}$$

$$2) \frac{D_{15}^{rev}}{d_{15}^{rech}} = 583.33 > 4 \quad \text{vérifier}$$

$$3) \frac{D_{50}^{rev}}{d_{50}^{rech}} = 209.67 > 25 \quad \text{non vérifier}$$

Donc il est nécessaire de mettre en place un filtre entre la recharge et le revêtement des talus.

Choix du filtre et du filtre inversé :

les valeurs des diamètres sont déterminés d'après la courbe granulométrique .

- Vérification entre la recharge et le filtre :

$$\frac{D_{15}^F}{d_{85}^{rech}} = 3.27 < 4 \quad \text{vérifier}$$

$$\frac{D_{15}^F}{d_{15}^{rech}} = 141.6 > 4 \quad \text{vérifier}$$

$$\frac{D_{15}^F}{d_{50}^{rech}} = 22.5 < 25 \quad \text{vérifier}$$

- Vérification entre le revêtement et le filtre :

$$\frac{D_{15}^{rev}}{d_{85}^F} = 1.29 < 4 \quad \text{vérifier}$$

$$\frac{D_{15}^{rev}}{d_{15}^F} = 4.14 > 4 \quad \text{vérifier}$$

$$\frac{D_{50}^{rev}}{d_{50}^F} = 9.28 < 25 \quad \text{vérifier}$$

- Condition de l'absence de l'effet de renard :

$$\frac{D_{15}^F}{D_{15}^F} \geq 0.23$$

$$\frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = 1.89 < 2$$

et

$$n = 0.42$$

d'ou

$$\frac{D_{15}^F}{D_{17}^F} = 0.98 > 0.23 \quad \text{vérifier}$$

Le filtre n'a pas d'effet de renard.

Pour assurer une bonne protection du recharge contre l'érosion que peut causer les particules entraîner par les eaux de l'infiltration.

Donc, on réalise un filtre constitué d'une couche de gravier de 0.5m d'épaisseur pour la protection de la recharge, et de deux couches de gravier pour le filtre inversé de mêmes épaisseurs pour protéger le drain contre le colmatage.

VII-5 TRAITEMENT DE FONDATION ET VOILES D'ETANCHEITE :

La fondation de notre barrage est constituée en grande partie de schistes fracturés ce qui implique l'existence de fuites à travers la fondation ce qui peut provoquer le phénomène du renard.

Afin de remédier à ce problème, nous avons opté pour un voile d'injection ou voile d'étanchéité injecté sur une profondeur de 60m le long du lit de l'oued par le biais de la galerie d'injection tel que ce voile se situe sous l'axe du barrage.

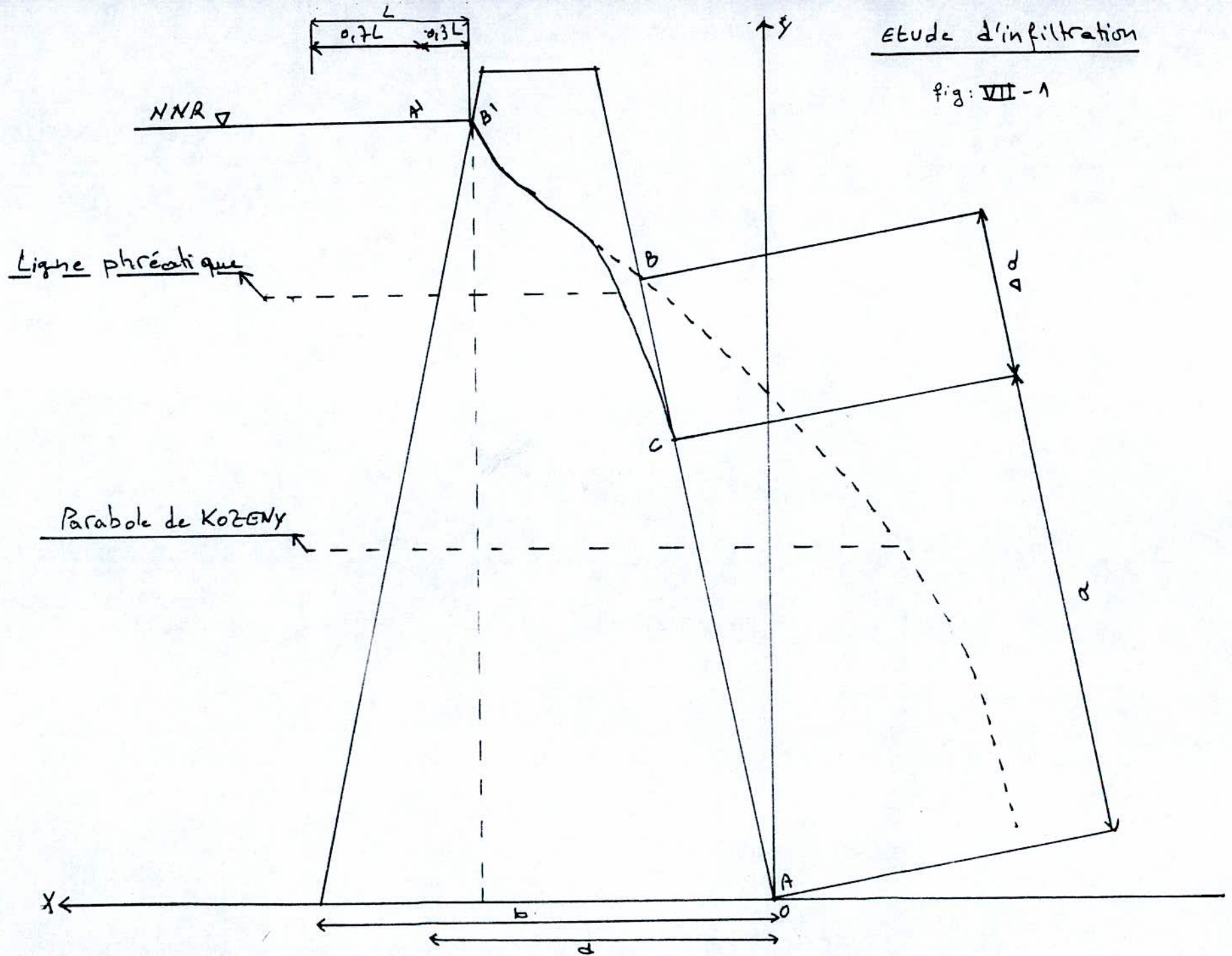
Le voile d'étanchéité a pour rôle d'assurer l'étanchéité de la fondation et de réduire le gradient hydraulique au minimum.

Nous avons opté aussi pour un traitement de la fondation jusqu'à une profondeur de 15 m par l'injection de coulis qui en se solidifiant rend la fondation plus étanche. Cette injection se limite seulement sous le parement amont du barrage à l'amont des voiles d'étanchéité le long du lit majeur de l'oued.

Nous avons prévue dans le parement aval du barrage des puits de décompression reliant la fondation avec le tapis drainant afin d'évacuer d'éventuelle infiltration sous le voile d'injection ou à travers l'encrage du noyau.

Etude d'infiltration

fig: VII-1



COURBES GRANULOMETRIQUES

DES SOLS DU BARRAGE

1 - NOYAU

2 - RECHARGE

3 - FILTRE

4 - REVETEMENT

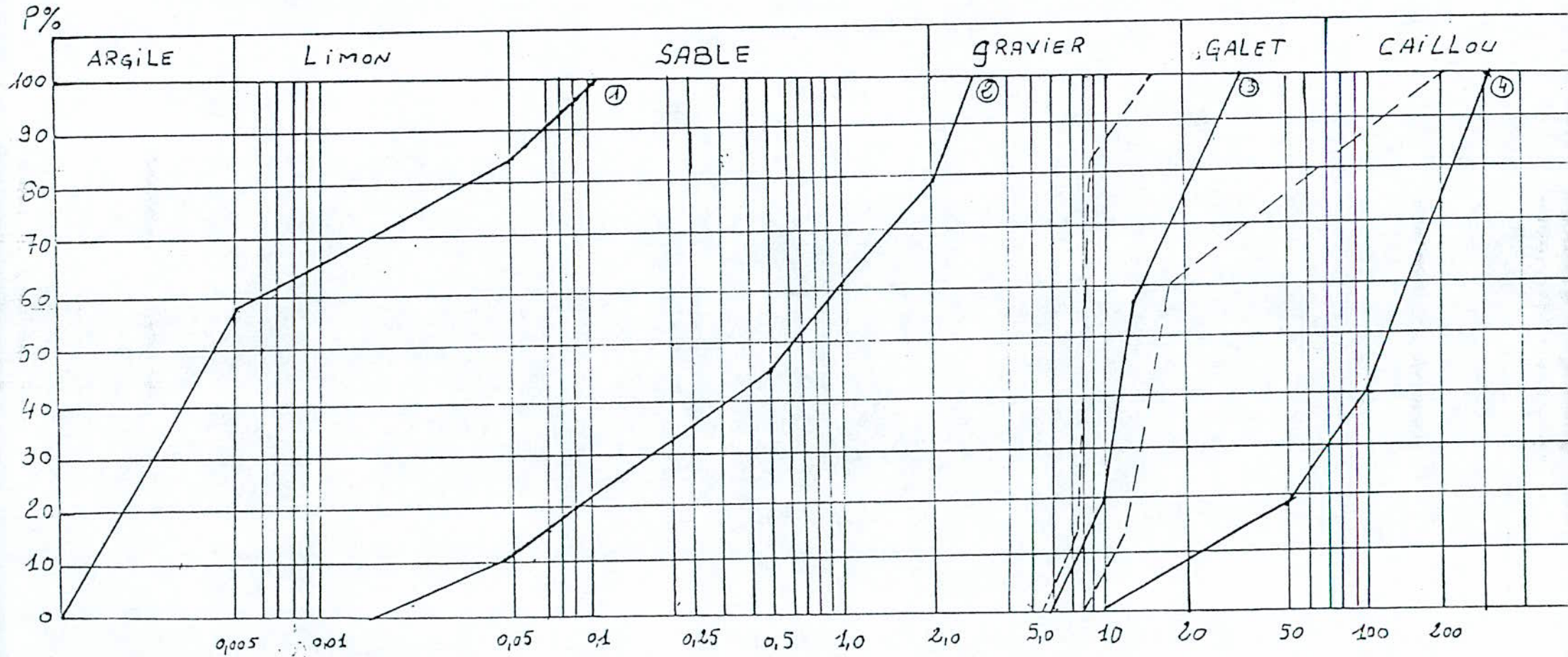


fig VIII - 2

Chapitre VIII

ETUDE DE LA STABILITE

VIII-1- INTRODUCTION :

Les barrages en Terre sont des massifs étendus entre le déplacement ou le renversement, mais le problème qui se pose est la stabilité du talus contre le glissement. Les causes générales des glissements du terrain étant nombreuses, les plus fréquents sont :

- Le comportement des ouvrages lors des variations brutales du niveau des eaux (vidange rapide).
- Les modifications des moments moteurs.
- Les modifications des caractéristiques du terrain.

Il existe plusieurs méthodes de calcul suivant la nature des hypothèses sur les interactions entre les couches et sur les pressions interstitielles.

- **Méthode des tranches :**

**FILLINIUS*

$$X_n = X_{n+1}$$

**BISHOP*

$$X_n \neq X_{n+1}$$

- **Méthode de TAYLOR :**

La méthode de TAYLOR suppose une rupture circulaire dans un sol homogène sans circulation d'eau.

- Pour la méthode de BISHOP le coefficient de stabilité est fonction de lui même, le calcul s'effectue donc par itération successives.

- La méthode du calcul la plus utilisée est celle de FILLINIUS, dite méthode des tranches.

- **Hypothèses de FILLINIUS :**

Le principe de cette méthode consiste à considérer un certain volume susceptible de glisser et de déterminer son coefficient de sécurité, pour cela, il définit d'abord de tels volumes que l'on ramène à des surfaces en considérant des sections transversales du barrage limitées d'une part la surface du talus et d'autre part la courbe de glissement.

L'hypothèse de la méthode consiste à admettre que ces courbes sont des cercles.

Au début du glissement au moins le mouvement de la surface de terre considérée peut être assimilée à une rotation autour du centre de cercle de glissement, il est donc logique de prendre comme coefficient de sécurité le rapport des moments par rapport au centre de ce cercle, des forces stabilisatrices et des forces déstabilisatrices (force de glissements).

FILLINIUS considère que les interactions entre tranches sont équilibrées verticalement et horizontalement.

Si on considère deux tranches d'ordre respectif (n) et (n+1) alors :

$$X_n = X_{n+1} \quad \text{Efforts d'interaction horizontale}$$

$$Z_n = Z_{n+1} \quad \text{Efforts d'interaction verticale}$$

Le principe de calcul de cette méthode est comme suit :

On découpe le terrain en tranches verticales de faible épaisseur juxtaposées et on étudie l'équilibre de l'ensemble à la limite de glissement le long du cercle. Cette méthode consiste à déterminer le coefficient de sécurité qui est le rapport des forces résistant aux forces actives correspondant à différents cercles de rupture de même centre et d'adapter le cercle de rupture critique qui correspond à un coefficient de sécurité supérieur ou égal à l'admissible. Ce dernier est donné par FELLINIUS selon le type de sollicitation.

CAS DE FONCTIONNEMENT	COEFF DE STABILITE ADMISSIBLE
Condition normal d'exploitation +sollicitation de la Terre	1.05
Vidange rapide	1.30
Conditions normales d'exploitation	1.50

Tableau VIII-1

L'ordre du calcul :

- Tracer à l'échelle le profil de la digue, nous devons d'abord trouver la zone des centre de glissement probable les plus dangereux en utilisant la méthode de « FONDEEV »
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen :
 - La première ligne est verticale
 - La deuxième ligne avec un angle de 85° par rapport à la ligne du talus.

D'après le tableau () déterminer les deux cercles des rayons respectifs :

$$r_1 = K_1 \cdot H_b \quad \text{et} \quad r_2 = K_2 \cdot H_b$$

formant la zone probable du glissement.

Pente	1	2	3	4	5	6
$K_1 = r_1 / H_b$	0.75	0.75	1.00	1.50	2.20	3.00
$K_2 = r_2 / H_b$	1.50	1.75	2.30	3.75	4.80	5.50

Tableau VIII-2

- Disposer dans cette zone les centres de glissement de façon à ce que les courbes de glissement se trouvent dans les limites du talus.
- Partager la zone de rupture en tranches verticales de largeur « b », la vertical menée du centre passera au milieu de la tranche d'ordre zéro.
- On compose l'équation des moments des forces agissant sur les tranches par rapport au centre « o ».

VIII-2- FORCES APPLIQUEES A CHAQUE TRANCHE :

a) Chaque tranche d'ordre (n) est soumise à la force de pesanteur appliquée en son centre de gravité (G_n).

b_n : Largeur d'une tranche en (m).

dl : Longueur de l'arc de la tranche.

La formule générale donnant le poids d'une tranche d'ordre (n) est :

$$G = b_n (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$$

avec : γ_3 : poids volumique de la fondation si :

- Le type du sol n'est pas le même que la recharge.
- Si le cercle de glissement passe par celle-ci.

γ_1 : poids volumique de la recharge (t/m^3).

γ_2 : poids volumique du noyau (t/m^3).

h_1 et h_2 : la hauteur moyenne correspondante respectivement au poids volumiques γ_1 et γ_2 .

Le poids (G_n) se décompose en une force normale (N_n) et en une force tangentielle (T_n).

$$\begin{cases} N_n = G_n \cos \alpha \\ T_n = G_n \sin \alpha \end{cases}$$

α : étant l'angle que fait la verticale avec le rayon du cercle de glissement.

b) La force de pression interstitielle est (dans le cas d'un réservoir plein) :

$$F_{p_{int}} = u \cdot dl = \gamma_w \cdot h' \cdot dl$$

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$).

h' : hauteur saturée de la tranche .

$u = \gamma_w \cdot h$ (pression interstitielle).

c) Force de cohésion du sol :

$$F_c = c \cdot dl$$

c : cohésion du sol, déterminée par l'essai triaxial (t/m^3).

dl : longueur de l'arc de la tranche .

d) Dans le cas où on a l'effet sismique la force due au séisme est donnée par :

$$F_T = a \cdot G_n$$

a : coefficient sismique ($a=0.25$).

G_n : poids de la tranche.

Nature	Poids volumique humide (γ_h)	Poids volumique saturé (γ_{sat})	Poids volumique sec (γ_s)	Angle de frottement interne (Φ)	Cohésion (c)
Recharge (alluvions)	2.00	2.60	1.60	35	0.50
Noyau (Argile)	1.95	2.70	1.70	27	2.50

Tableau VIII-3

VIII-3- CLASSEMENT DES FORCES :

On peut classer ces forces en forces stabilisatrices ou résistantes et en forces motrices ou actives.

a) Forces stabilisatrices :

La force stabilisatrice est due au frottement et à la cohésion. Elle est calculée par :

$$F_F = (N_n \text{tg}\Phi - udl \text{tg}\Phi)$$

Le moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement est :

$$M_{F_s} = [(N_n - udl) \text{tg}\Phi + cdl] \cdot R$$

b) Force motrice :

La partie instable du talus est soumise à la force du cisaillement (T_n) qui est une composante du poids (G_n), cette composante a tendance à provoquer le glissement.

Le moment des forces motrices par rapport au centre de glissement est :

$$M_{F_n} = R \cdot T_n$$

Les hypothèses de calcul :

Pour la longueur prise des partie partagées :

$$b_n = 0.1R$$

$$\sin \alpha_n = \frac{N^0 \text{ de la tranche}}{\text{Nombre total de tranches}}$$

Géométriquement :

$$dl = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$$

VIII-4- DETERMINATION DU COEFFICIENT DE SECURITE POUR CHAQUE TYPE DE FOCTIONNEMENT :

- Calcul de la stabilité en cas de fonctionnement normal (stabilité du talus amont), dans ce cas le réservoir est rempli d'eau jusqu'à le niveau normal de la retenue (NNR).
- Calcul de la stabilité en cas de fin de construction (stabilité du talus amont et talus aval), dans ce cas le réservoir est vide ($u = 0$).
- Calcul de la stabilité en cas du vidange rapide (stabilité du talus amont).

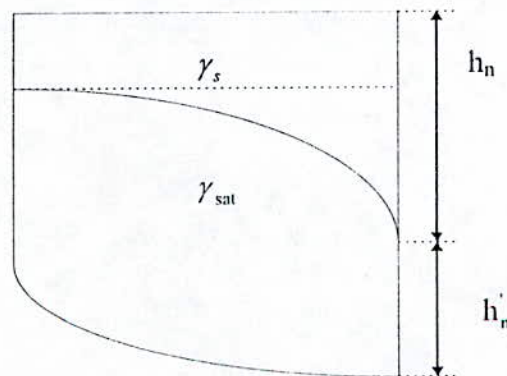


Figure VIII-1

$$G_N = (\gamma_s \cdot h_n + \gamma_{sat} \cdot h'_n) \cdot b_n$$

avec :

h_n : hauteur moyenne de la partie sèche.

h'_n : hauteur moyenne de la partie saturée.

donc :

$$K_s = \frac{[\sum (N_n - u_n dl_n) \operatorname{tg} \Phi_n + \sum c_n dl_n] \cdot R}{R \sum T_n + \sum T_r d_n}$$

d_n : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre de glissement.

- Coefficient de sécurité d'un réservoir plein dans le cas d'un séisme :

$$K_s = \frac{[\sum (G_n \cos \alpha_n - u_n dl_n) \operatorname{tg} \Phi_n + \sum c_n dl_n] R}{R \sum G_n \sin \alpha_n + \sum a G_n d_n}$$

- * Coefficient de sécurité d'un réservoir vide dans le cas d'absence d'un séisme :

$$K_{ss} = \frac{[\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \Phi_n + \sum c_n dl_n]}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

Les résultats du calcul sont dans les tableaux de l'annexe (2).

	R (m)		Ks			
	Talus amont	Talus aval	Talus amont		Talus aval	
			sans séisme	avec séisme	sans séisme	avec séisme
fin de construction	88	85	4.07	1.77	2.35	1.32
	91	95	4.00	1.80	2.46	1.33
	100	115	3.20	1.54	2.68	1.41
Fonctionnement normal		87			2.50	1.45
		95			2.07	1.31
		120			2.48	1.34
Vidange rapide	83		2.46	1.29		
	93		3.21	1.46		
	125		2.63	1.29		

Tableau VIII-4

En conclusion les coefficient de sécurité sont dans normes ou bien sont toujours supérieur aux coefficient de sécurité admissible, donc les matériaux de construction des talus sont bien choisis, et les pentes adoptées sont optimales.

La stabilité du massif est vérifiée dans tous les types de fonctionnement.

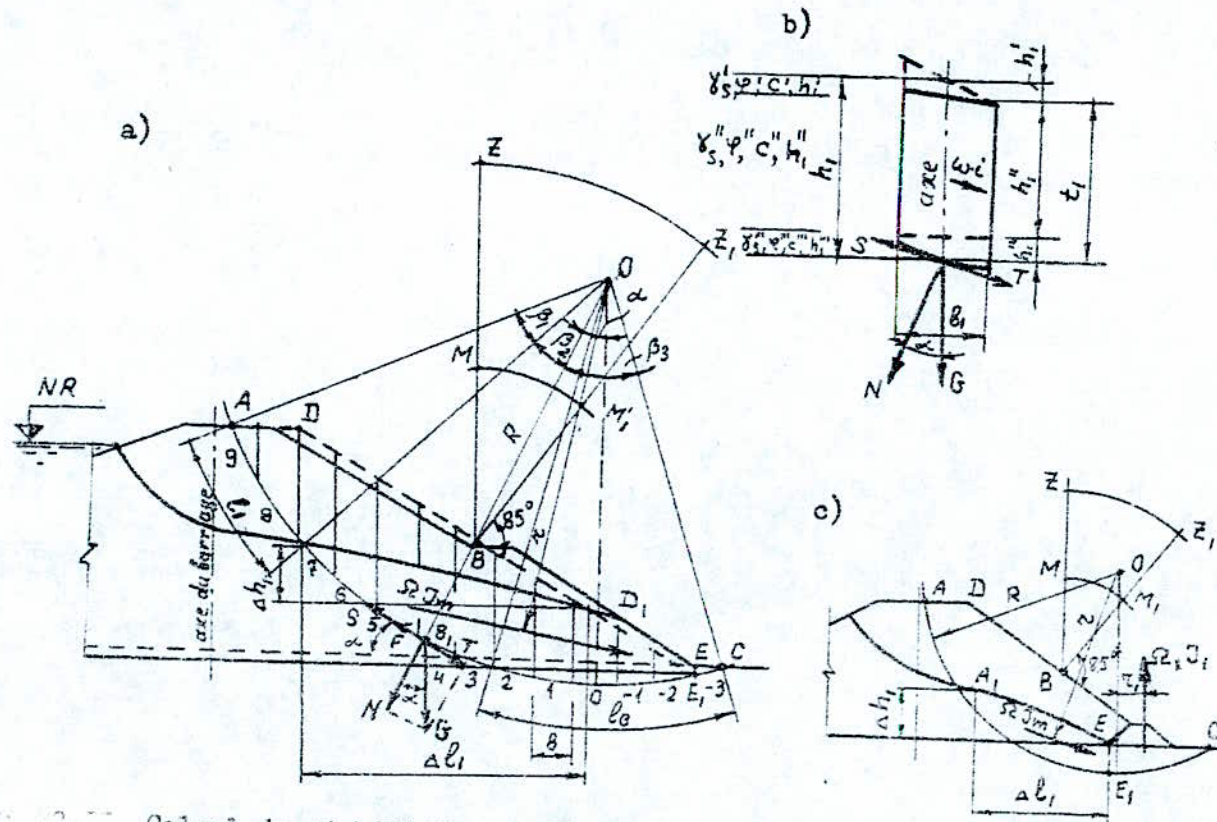


fig IV - 2

Calcul de stabilité des talus par la méthode grapho-analytique:
 a-schéma de calcul; b-hauteur de la section en cas d'états différents
 d'humidité du sol et de différents sols; c-schéma pour la détermination
 des efforts, agissant dans le barrage en terre avec drainage

Chapitre IX

**OUVRAGES
ANNEXES**

IX-1- INTRODUCTION :

Il y a nécessité d'équiper le barrage d'ouvrage annexe permettant l'exploitation de sa retenue, sa maintenance et assurer sa sécurité.

Certain de ces ouvrages sont construits avant le barrage afin de permettre la construction de celui ci .

L'emplacement de ses ouvrages doit être prit en considération lors du choix du site du barrage car généralement il contribue largement dans le coups du barrage.

Dans notre cas, les ouvrages que nécessite le barrage pour assurer sa construction, l'exploitation de sa retenue et sa sécurité sont :

- Dérivation provisoires
- Batardeau
- Evacuateur de crues
- Vidange de fond
- Prise d'eau

Dans la conception et le dimensionnement de ces ouvrages, il faut toujours prendre en considération le coté économique afin de réduire le coût total du barrage.

IX-2- EVACUATEUR DE CRUE:

IX-2-1- INTRODUCTION:

L'évacuateur de crue est un ouvrage destiné à l'évacuation de la crue du projet afin d'éviter la submersion du barrage qui peut conduire à sa destruction et ceci de la manière la plus économique et la plus sûre que possible.

L'évacuateur de crue doit assurer la réception, l'évacuation et la restitution des crues aux cours d'eau en aval du barrage tout en évitant la remontée du plan d'eau en amont au dessus du niveau des plus hautes eaux, donc éviter la submersion.

Le débit qui transite à travers l'évacuateur correspond au débit de crue millénaire (crue de projet) laminée.

IX-2-2- CHOIX DU TYPE ET DE L'EMPLACEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUES:

2-2-1- DIFFERENTS TYPES D'EVACUATEURS DE CRUES:

Nous distinguons plusieurs types d'évacuateurs de crue classés suivant que l'évacuation se fait à l'air libre ou en charge.

1- EVACUATEUR DE CRUES DE SURFACE:

Il est constitué au départ de la retenue par un réservoir dont le seuil se développe en général linéairement, débitant dans un canal à pente qui amène l'eau du côté aval du barrage, l'eau empreint ensuite un coursier dont la forte pente permet de rattraper la différence de côté entre le niveau et le lit de l'oued en aval. Un dispositif de réception dont la fonction est de dissiper l'énergie cinétique de l'eau est pratiquement à la chute installé à l'aval du coursier.

Les évacuateurs de surface les plus utilisés sont classifiés selon la forme du déversoir:

- évacuateur à déversoir latéral,
- évacuateur à déversoir frontal,
- évacuateur à déversoir bec de canard.

2- EVACUATEUR EN CHARGE:

Dans ce type d'évacuateur, l'eau est déversée par un déversoir à crête circulaire dite tulipe, puis transite verticalement par un puits ou un convergeant (entonnoir) la chute libre tel que l'écoulement soit en charge jusqu'à un coude qui fait la jonction avec la galerie d'évacuation à faible pente ou l'écoulement doit se faire de préférence à surface libre afin d'avoir une meilleure évacuation. Cette galerie est suivie par un ouvrage de dissipation d'énergie.

2-2-2- CHOIX DU TYPE DE L'EVACUATEUR:

Le choix de l'évacuateur de crue dépend des paramètres suivants:

- conditions d'exploitation du barrage,
- conditions topographiques et géologiques du site,
- type du barrage et valeur de la charge d'eau,
- conditions économiques.

Et afin de choisir le type d'évacuateur optimal, il faut:

- analyser les différentes variantes selon leur fonctionnement d'après les calculs statique et dynamiques effectués sur un modèle réduit,
- faire un étude économique de chaque variante.

Généralement, on cherche à placer l'évacuateur dans une zone dégagée ou la pente du versant est faible, ce qui diminue le volume de terrassements.

Les avantages de chaque type d'évacuateur:

- Evacuateur latéral:

Il permet d'avoir un seuil déversant de grande largeur, ce qui a pour effet d'augmenter la capacité de l'évacuateur et réduire ainsi la surélévation du plan d'eau dans la retenue en période de crue.

- Evacuateur à bec de canard:

Il permet la réduction du volume d'excavation qui serait trop important pour autre type d'évacuateur, et permet aussi une bonne alimentation et un écoulement non perturbé.

- Evacuateur frontal:

Sa réalisation est la plus simple par rapport aux autres types.

- Evacuateur à tulipe:

Ses avantages sont:

- l'absence d'ouvrages de raccordement de bief,
- la possibilité d'être combiné avec la dérivation provisoire,
- l'évacuation de grands débits.

Pour notre cas, nous avons choisi un évacuateur de crue en tulipe, vu l'importance de la largeur déversée ($b = 80$ m) et les conditions topographiques des rives qui imposent des évacuations trop importantes.

2-2-3- CHOIX DE L'EMPLACEMENT DE L'EVACUATEUR:

Nous avons choisi pour le placement de l'évacuateur la rive gauche, car elle présente de meilleures caractéristiques géologiques et topographiques que la rive droite. De plus, elle constitue une partie de la dorsale contournée par l'oued à l'aval du site, ce qui permet le déversement des eaux de crues dans l'oued en toute sécurité en creusant la galerie de dérivation à travers cette dorsale.

IX-2-3- CALCUL ET DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUES:

Notre évacuateur de crue doit être dimensionné de manière à évacuer en toute sécurité un débit laminaire de 492 m³/s par une largeur déversée de 80 m avec une hauteur déversée de 1.98 m.

Il est constitué de:

- déversoir circulaire avec seuil d'approche où nous aurons un écoulement uniforme libre en chute libre,
- un puits, ou un entonnoir où nous aurons un écoulement en charge,
- une couche en charge,
- une galerie d'évacuation à surface libre,
- un coursier,
- un ouvrage de dissipation.

Nous allons procéder en ce qui suit à la conception et au dimensionnement de ces différents éléments.

2-3-1- DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR:

1- RAYON DU DEVERSOIR:

$$R_d = \frac{b}{2\pi}$$

avec b: largeur déversée,

d'où

$$R_d = 12.73 \text{ m}$$

nous optons pour $R_d=13\text{m}$.

2- COEFFICIENT DE DEBIT:

Le débit déversant est donné par la formule:

$$Q_{dev} = C_d \cdot 2 \cdot \pi \cdot R_d \sqrt{2gh_{dev}^{3/2}}$$

donc, le coefficient de débit:

$$C_d = \frac{Q_{dev}}{2 \cdot \pi \cdot R_d \sqrt{2gh_{dev}^{3/2}}}$$

avec:

h_{dev} : hauteur déversante,

g : accélération de la pesanteur,

d'où:

$$C_d = 0.488$$

3- PROFONDEUR D'APPROCHE:

La profondeur d'approche correspond à la hauteur de la pelle à l'entrée du déversoir. Elle est donnée par l'équation:

$$C_d = 0.49 - 0.068 \left(\frac{h_{dev}}{R_d} \right)^{1/2} - 0.03 \left[1 - \left(\frac{h_{dev}}{R_d} \right)^{1/2} \right]$$

qui exprime le coefficient de débit en fonction de cette profondeur, le rayon de déversoir et la hauteur déversée.

Nous aurons donc:

$$P=3.10 \text{ m.}$$

4- PROFIL DU DEVERSOIR:

4-1- PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DU DEVERSOIR EN TULIPE:

A partir d'un seuil d'approche, les particules liquides subissent une accélération, puis ils sont projetées en chute libre avec un angle α au dessous de l'horizontal tel que $0 \leq \alpha < \pi/2$. Les filets liquides qui représentent les trajectoires de ces particules formant la lame déversante, décrivent des trajectoires paraboliques dont l'équation est :

$$Y = \frac{g \cdot X^2}{2 \cdot V^2 \cdot \cos^2 \alpha} + X \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

avec:

X, Y : coordonnées des particules

V : vitesse initiale des particules

g : accélération de la pesanteur

α : angle de projection.

4-2- DEFINITION DU PROFIL DU DEVERSOIR:

Le profil du déversoir est défini à partir du rapport R_d/h_{dev} suivant les différents cas suivants:

- si $R_d > h_{dev}$; on prend un profil avec un plan d'approche incliné d'un angle $\alpha = (6-9^\circ)$ par rapport à l'horizontal et l'épaisseur de la lame déversante interne serait :

$$h_s = 0.65 h_{dev}$$

si $5h_{dev} < R_d < 7h_{dev}$; on prend un profil avec un plan d'approche horizontal $\alpha = 0$ avec une épaisseur de la lame déversée :

$$h_s = 0.75 h_{dev}$$

- si $R_d < 5h_{dev}$; on prend un profil sans plan d'approche de la lame déversée :

$$h_s = h_{dev}$$

Dans notre cas :

$$R_d = 6.58 h_{dev}$$

donc, on prend un profil avec plan d'approche horizontal. L'épaisseur de la lame déversée est :

$$h_s = 1.485 m$$

la longueur du plan d'approche (la partie plane du déversoir) est :

$$L_p = 0.2 R_d$$

d'où

$$L_p = 2.6 m$$

Le rayon du seuil déversant (rayon interne du déversoir à la fin de la partie plane) :

$$R_s = R_d - L$$

d'où

$$R_s = 10.4 m$$

4-3- CAPACITE DU DEVERSOIR:

Il existe des domaines d'écoulements pour un déversoir circulaire caractérisé par le rapport h_s/R_s tel que pour:

- $h_s/R_s < 0.46$: on a un déversoir dénoyé et un déversement libre
- $0.46 \leq h_s/R_s < 0.8$: on a un déversoir noyé
- $0.8 \leq h_s/R_s < 1$: le déversement au dessus du déversoir forme un plan d'eau régulier
- $1 \leq h_s/R_s < 1.6$: le déversoir fonctionne comme un orifice à veine moulée
- $1.6 \leq h_s/R_s$: on a un déversoir parfaitement noyé

Dans notre cas, nous avons :

$$h_s/R_s = 0.143 < 0.46$$

Donc, nous avons un déversoir dénoyé avec un déversement libre.

4-4- VITESSE RADIALE MOYENNE A L'ENTREE DU DEVERSOIR:

Elle représente la vitesse que possède le centre de gravité de la lame d'eau au niveau du seuil déversant. Elle se calcule par la formule suivante:

$$V_r = \frac{Q_{ev}}{2 \cdot \pi \cdot h_s}$$

d'où

$$V_r = 5.07 \text{ m/s}$$

4-5- PROFIL DE LA LAME DEVERSEE:

La trajectoire du filet liquide traversant le centre de gravité de la lame déversée (ou filet liquide de moyenne) est donnée par l'équation suivante:

$$Y_i = \frac{g}{2 \cdot V_r^2 \cdot \cos \alpha} X_i \cdot \text{tg} \alpha$$

tel que X_i et Y_i sont les coordonnées du centre de gravité de la lame déversée. Sachant que nous avons un plan d'approche horizontal ($\alpha=0$) l'équation devient :

$$Y_i = 0.1908 X_i^2$$

avec: $0 \leq X_i \leq 10.4 \text{ m}$

Le point d'origine (0,0) est positionné sur l'axe du déversoir circulaire sur une hauteur de $h_s/2$ du niveau de la crue du déversoir.

La vitesse du filet liquide moyen à n'importe quel point est donnée par la formule:

$$V_i = \sqrt{V_r^2 + 2 \cdot g \cdot Y_i + 2 \cdot V_r \cdot \sin \alpha \sqrt{2 \cdot g \cdot Y_i}}$$

d'où

$$V_i = \sqrt{25.701 + 19.620 \cdot Y_i}$$

et l'épaisseur de la lame d'eau est:

$$h_i = \frac{Q_{ev}}{2 \cdot \pi \cdot (R_s - X_i) \cdot V_i}$$

d'où

$$h_i = \frac{78.3}{(10.4 - X_i) \cdot V_i}$$

Le tableau (IX-1) représente les coordonnées du filet liquide moyen, la vitesse et l'épaisseur de la lame d'eau en fonction de la distance par rapport à l'axe de l'évacuateur.

TABLEAU IX-1

X_i (m)	Y_i (m)	V_i (m/s)	h_i (m)
0.0	0.000	5.070	1.485
0.5	0.048	5.162	1.532
1.0	0.191	5.427	1.535
1.5	0.429	5.841	4.506
2.0	0.763	6.378	1.462
2.5	1.192	7.007	1.415
3.0	1.717	7.666	1.380
3.5	2.337	8.459	1.342
4.0	3.053	9.252	1.322
4.5	3.864	10.075	1.317
5.0	4.770	10.922	1.328
5.5	5.770	11.786	1.356
6.0	6.869	12.668	1.405
6.5	8.061	13.560	1.481
7.0	9.349	14.461	1.593
7.5	10.733	15.372	1.756
8.0	12.211	16.288	2.003
8.5	13.786	17.210	2.395
9.0	15.455	18.136	3.084
9.5	17.220	19.067	4.563
10.0	19.080	20.001	9.788
10.4	20.637	20.751	/

4-6- TRACE DU PROFIL DE LA PARTIE CURVILIGNE DU DEVERSOIR:

Pour éviter le décollement de la lame déversante, et afin d'avoir une pression atmosphérique sur la surface bétonnée du déversoir et un écoulement à surface libre, le profil de la partie rectiligne aura la forme de la surface inférieure de la lame déversée. Il est tracé comme suit, après avoir tracé la trajectoire du filet liquide de moyen (centre de gravité de la lame d'eau déversée), on trace à chaque point une perpendiculaire sur laquelle on va représenter l'épaisseur de la lame d'eau correspondante au point considéré, puis on trace les faces supérieure et inférieure de la lame d'eau tel que la face inférieure correspondante à la surface du déversoir qui se prolonge jusqu'au niveau où se rencontre la face supérieure avec l'axe de l'évacuateur, c'est à dire le point où converge la surface libre de la lame déversée qu'on appelle zone de transition.

5- LA ZONE DE TRANSITION:

C'est la zone à partir de laquelle on a un écoulement en charge.
Les coordonnées du filet liquide moyen sont déterminées graphiquement:

$$X_i = 8.822 \text{ m}$$

$$Y_i = 14.850 \text{ m}$$

la charge au niveau de cette zone est

$$H_i = Y_i$$

d'où

$$H_i = 14.850 \text{ m}$$

et la vitesse au niveau de cette zone est donnée par la formule:

$$V_i = 0.98 \sqrt{2 \cdot g \cdot H_i}$$

tel que 0.98 représente le coefficient de la perte de charge, d'où

$$V_i = 16.728 \text{ m/s}$$

le diamètre du déversoir au niveau de la zone de transition:

$$D_t = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{ev}}{\pi V_t}}$$

d'où

$$D_t = 6.119 \text{ m}$$

pour que la stabilité de la zone de transition soit vérifiée, il faut vérifier la condition de LANCASTRE:

hauteur cinétique \leq énergie totale disponible

c'est à dire:

$$\frac{V_t^2}{2 \cdot g} \leq H_t$$

nous avons:

$$\frac{V_t^2}{2 \cdot g} = 14.262 \leq H_t = 14.85$$

donc la condition est vérifiée et la zone de transition est stable.

2-3-2- DIMENSIONNEMENT DE L'ENTONNOIR (CONVERGEANT):

Nous avons opté pour l'élimination du puits afin d'éviter d'avoir des vitesses trop importantes au niveau du coude qu'on ne peut estimer réellement que sur modèle réduit du fait que l'écoulement à l'intérieur du puits est une chute libre. Notons que des vitesses trop importantes peuvent provoquer le phénomène de cavitation au niveau du coude ce qui peut entraîner l'instabilité de celui ci menaçant la sécurité de l'ouvrage entièrement.

Au lieu du puits, nous avons utilisé un convergeant ou un entonnoir, ce qui nous permet de minimiser la profondeur de l'ouvrage et les volumes d'excavations.

Pour le choix des diamètres successifs de l'entonnement (convergeant) il faut toujours vérifier la condition de LANCASTRE

$$\frac{V_e^2}{2 \cdot g} \leq H_e$$

avec

$$H_e = Y_t + Y_0$$

tel que

H_e : charge totale au niveau de l'ordonnée ($Y_t + Y_0$)

Y_t : ordonnée du débit de l'entonnoir (zone de transition)
 Y_0 : largeur à partir de la zone de transition
 V_e : vitesse maximale au niveau de l'ordonnée (Y_t+Y_0)

nous aurons donc:

$$D_e \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{ev}}{\pi V_e}}$$

avec

D_e : diamètre de l'entonnoir.

Dans le tableau (IX-2) nous avons présenté les résultats du calcul de la vitesse maximale:

$$V_{e,max} = \sqrt{2 \cdot g \cdot H_e}$$

et du diamètre minimal:

$$D_{e,min} \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{ev}}{\pi V_{e,max}}}$$

Puis nous avons fait le choix des diamètres qui a donné à l'entonnoir jusqu'à une longueur de $Y_0=5.5$ m avec un diamètre de 5.6 m afin d'éviter des vitesses très importantes.

TABLEAU (IX-2)

X(m)	Y(m)	V_{max} (m/s)	D_{min} (m)	$D_{adopté}$ (m)	$V_{calculée}$ (m/s)
0.0	14.85	17.069	6.058	6.12	16.725
0.5	15.35	17.354	6.008	6.01	17.343
1.0	15.85	17.635	5.960	5.96	17.635
1.5	16.35	17.911	5.914	5.92	17.874
2.0	16.85	18.182	5.870	5.87	18.180

2.5	17.35	18.450	5.827	5.83	18.430
3.0	17.85	18.714	5.786	5.79	18.686
3.5	18.35	18.974	5.746	5.75	18.947
4.0	18.85	19.231	5.707	5.71	19.231
4.5	19.35	19.485	5.670	5.67	19.485
5.0	19.85	19.734	5.634	5.64	19.693
5.5	20.35	19.982	5.99	5.6	19.976
6.0	20.35	20.226	5.565	5.57	20.191

Vitesse calculée:

$$V_{cal} = f \cdot (D_{adopté})$$

$$V_{cal} = \frac{4 \cdot Q_{ev}}{\pi D_{adopté}^2}$$

2-3-3- DIMENSIONNEMENT DU COUDE:

Nous avons conçu le coude de manière à avoir un défilement des filets liquides en évitant le choc entre les particules liquides et les parois du coude, donc éliminer les pertes de charges par chocs.

1- Diamètre du coude:

Le coude a un diamètre constant égale à celui de la sortie de l'entonnoir:

$$D_c = 5.6 m$$

2- Rayon de courbure du coude:

Il est donné par la formule:

$$R_c = (2 \sim 6) \cdot D_c$$

Nous avons opté donc pour

$$R_c = 10 m$$

3- Vitesse à la sortie du coude:

Vue que le coude est à diamètre constant et que les pertes de charges par choc sont nulles, la vitesse est constante dans celui ci est égale

$$V_{sc} = \frac{4 \cdot Q_{ev}}{\pi D_c^2}$$

d'où

$$V_{sc} = 19.976 \text{ m/s}$$

2-3-4- DIMENSIONNEMENT DE LA GALERIE DE DERIVATION:

Nous avons choisi une galerie d'évacuation de section circulaire, qui est une section très pratique du point de vue réalisation.

La côte radier de la galerie à l'entrée de celle ci est de 64 m et la profondeur d'eau à ce niveau est égale au diamètre du coude.

1- Caractéristiques géométriques et hydrauliques de la galerie:

Pour une galerie circulaire de diamètre D_G et pour une lame d'eau h nous avons:

■ **Surface mouillée:**

$$S = \frac{D_G^2}{4} (\varphi - \sin \varphi \cos \varphi)$$

■ **Périmètre mouillé:**

$$P = D_G \cdot \varphi$$

■ **Rayon hydraulique:**

$$R_h = \frac{D_G}{4} \cdot \frac{\varphi - \sin \varphi \cos \varphi}{\sin \varphi}$$

■ **Largeur du plan d'eau:**

$$B = D_G \cdot \sin \varphi$$

tel que:

$$\begin{cases} \varphi = \frac{\pi}{2} + \arcsin\left(\frac{2 \cdot Y}{D_G}\right) & \varphi \text{ en radian} \\ Y = h - \frac{D_G}{2} & \text{pour } h > \frac{D_G}{2} \end{cases}$$

et

$$\begin{cases} \varphi = \frac{\pi}{2} - \arcsin\left(\frac{2.Y}{D_G}\right) & \varphi \text{ en radian} \\ Y = h + \frac{D_G}{2} & \text{pour } h < \frac{D_G}{2} \end{cases}$$

- Vitesse d'écoulement:

donnée par la formule de CHEZY:

$$V = c \cdot \sqrt{R_h \cdot I}$$

C: coefficient de CHEZY,
I: pente hydraulique.

■ **Coefficient de CHEZY:**

donné par la formule de MANNING

$$c = \frac{1}{h} \cdot R_h^{1/6}$$

avec:

h: coefficient de vagarite

■ **Pente hydraulique:**

$$I = \frac{Q_{ev}^2}{c^2 \cdot S^2 \cdot R_h}$$

triée de la formule de CHEZY

- Hauteur critique:

Le régime critique vérifie l'équation suivante:

$$\frac{Q_{ev}^2 \cdot B}{g \cdot S^3} = 1$$

d'où

$$\frac{64 \cdot Q_{ev}^2 \alpha}{g \cdot D_G^5} = \frac{(\varphi_{cr} - \sin \varphi_{cr} \cos \varphi_{cr})^3}{\sin \varphi_{cr}}$$

avec $\alpha=1$

la hauteur critique:

$$h_{cr} = \frac{D_G}{2} \cdot \left[1 + \sin\left(\varphi_{cr} - \frac{\pi}{2}\right) \right]$$

■ Pente critique:

$$I_{cr} = \frac{g \cdot S_{cr}^3}{B_{cr} \cdot C_{cr} \cdot R_{h,cr}}$$

au régime critique.

■ Hauteur normale:

l'expression du débit est donnée par:

$$Q_{ev} = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

pour le niveau normal:

$$i = I$$

tel que

i : pente de la galerie (pente d'un radier).
D'où

$$\frac{Q_{ev}}{\sqrt{i}} = \frac{S^{3/2}}{P^{3/2}} = \frac{\left[\frac{D_G^2}{4} (\varphi_n - \sin \varphi_n \cos \varphi_n) \right]^{3/2}}{(D_G \cdot \varphi_n)^{3/2}}$$

2- La vitesse à l'entrée de la galerie:

Elle est égale à celle de la sortie du coude

$$V_{eg} = 19.976 \text{ m/s}$$

3- Le nombre de FROUD:

$$Fr = \frac{V_{eg}}{\sqrt{g \cdot h_{sc}}}$$

d'où

$$Fr = 2.695$$

Nous avons:

$$Fr > 1$$

donc le régime d'écoulement est torrentiel et

$$2.5 < Fr < 4.5$$

donc le ressaut susceptible de se former dans la galerie est oscillant.

4- Diamètre de la galerie:

Initialement, nous devons dimensionner la galerie d'une manière à ce qu'il se forme un ressaut hydraulique à l'intérieure de celle ci et que son taux de remplissage ne dépasse pas 80% en lui donnant une pente afin d'avoir un remous descendant.

Les deux hauteur conjugué du versant hydraulique sont h_1 et h_2 tel que :

$$h_2 = 0.8D_G$$

et pour que le ressaut se forme il faut que : $h_1 < h_{cr} < h_2$ sachant que le ressaut hydraulique est un phénomène dû au passage d'un écoulement torrentiel à un régime fluvial.

Nous avons calculé la hauteur maximale, la hauteur critique ainsi que la pente critique pour différents diamètres. Les résultats de calcul sont présentés sur le tableau:

D_G (m)	h_{cr} (m)	I_{cr} (‰)	h_2 (m)
6	5.965	32.42	4.8
7	6.813	13.44	5.6
8	7.308	6.496	6.4
9	7.348	4.004	7.2
10	7.198	3.011	8.0

Tableau IX-3

Nous remarquons de ces résultats que seul le diamètre de 10 m vérifie la condition de formation du ressaut est vérifiée seulement pour la gamme des débits à qui appartient le débit de $492 \text{ m}^3/\text{s}$, le diamètre de la galerie ne doit pas dépasser les 6 m.

Nous optons donc pour un diamètre $D_G=6\text{m}$ et vue l'impossibilité de formation d'un ressaut, nous ne somme plus conditionnés par un taux de remplissage de 80%. La profondeur d'eau à l'entrée de la galerie est égale à 5.6m, diamètre du coude, nous devons donc donner à la galerie une pente de telle manière à provoquer un abaissement du niveau du plan d'eau à l'intérieur de cette galerie, c'est à dire un remous descendant.

Pour $h=5.6 \text{ m}$, la pente hydraulique est $I=2.987\%$. nous avons donc $I > I_{cr}$ et $h < h_{cr}$. Afin d'avoir un remous d'abaissement, il faut que le niveau normal soit inférieur au niveau du plan d'eau: $h_n < h < h_{c1}$. Nous aurons implicitement: $i > I_{cr}$ telle que i est la pente du radier de la galerie. Dans ce cas, la courbe de remous sera du type S_2 .

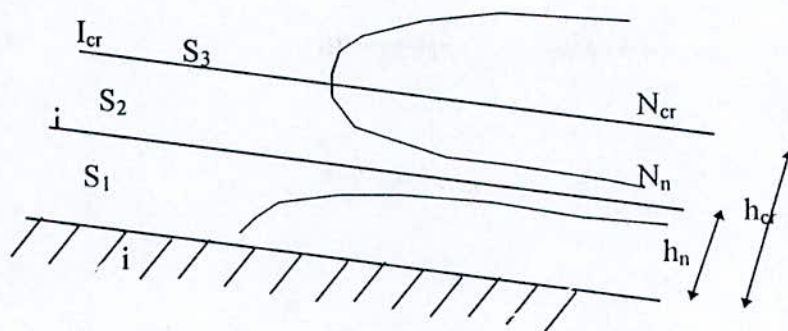


Figure IX-1

5- Choix de la pente de la galerie:

La condition sur la pente de la galerie est :

$$i > I > I_{cr}$$

Nous avons choisi une pente de 4% afin d'avoir un écoulement torrentiel prononcé et de ce fait, une hauteur à la sortie de la galerie plus faible.

Seulement, nous devons équiper la galerie par un reniflard ou cheminée d'aération afin de garantir l'alimentation permanente de la galerie en air pour éviter le vide qui peut provoquer le remplissage de la galerie et un écoulement en charge ce qu'il faut éviter.

La profondeur normale dans la galerie est :

$$h_n = 4.573 \text{ m.}$$

6- Calcul du remous dans la galerie:

L'équation de la ligne d'eau est

$$\frac{dh}{dL} = \frac{i - \frac{Q_{ev}^2}{S^2 \cdot C^2 \cdot R_h}}{1 - \alpha \frac{Q_{ev}^2 \cdot B}{g \cdot S^3}}$$

en intégrant cette équation par la méthode de PAVLOVSKY nous aurons:

$$\Delta L = \frac{1}{a.i} \left[(Z_{i+1} - Z_i) - \frac{1 - J_m}{2} \ln \frac{(1 + Z_{i+1})(1 - Z_i)}{(1 - Z_{i+1})(1 + Z_i)} \right]$$

avec:

$$Z_i = \frac{K_n}{K_i}$$

tel que:

K_i : débitance par l'ordre i

K_n : débitance pour le régime uniforme

sachant que

$$K = S.C.\sqrt{R_h}$$

nous aurons

$$Z_i = \sqrt{\frac{I}{i}}$$

$$J_m = \frac{J_i + J_{i+1}}{2}$$

avec

$$J = \frac{\alpha.C^2.i.B}{g.P}$$

tel que

J : gradient hydraulique

J_m : gradient hydraulique moyen.

$$a = \frac{Z_{i+1} - Z_i}{h_{i+1} - h_i}$$

les résultats du calcul sont présentés dans le tableau (IX-3).

<i>h</i> (m)	5.6	5.56	5.50	5.48	5.46	5.42	5.40	5.35	5.30	5.25	5.23	5.228
L (m)	0	16.475	42.964	52.249	61.858	82.036	92.613	121.042	152.331	186.301	197.916	199.381

- **Longueur de la galerie:**
nous l'avons fixé à

$$L_G = 199m$$

- **hauteur d'eau à la sortie de la galerie:**
D'après le calcul de remous :

$$h_s = 5.228m$$

7- Côte du radier à la sortie de la galerie:

En fonction de la pente et de la longueur de la galerie, nous avons trouvé que la côte du radier à la sortie est 64.

2-3-5- DIMENSIONNEMENT DE LA CHEMINEE D'AERATION OU LE RENIFLARD:

Son rôle est d'alimenter la galerie d'évacuation d'air afin d'éviter la création du vide dû à l'entraînement de l'air pour l'écoulement qui se fait à des vitesses assez importantes et d'assurer un écoulement à surface libre.

Le débit d'air est calculé par la formule de CAMPBELL et GUYTON:

$$\frac{Q_a}{Q_{ev}} = 0.04(Fr - 1)^{0.85}$$

avec:

Q_a : débit d'air

Q_{ev} : débit évacué par la galerie

Fr : nombre de FROUD à la sortie du coude.

Donc:

- le débit d'air entrant dans la galerie:

d'où
$$Q_a = 0.04 Q_{ev} \cdot (Fr - 1)^{0.85}$$

$$Q_a = 30.820 \text{ m}^3 / \text{s}$$

■ la section de la cheminée:

$$S_a = \frac{Q_a}{45}$$

d'où

$$S_a = 0.685 \text{ m}^2$$

■ le diamètre de la cheminée:

$$D_a = \sqrt{\frac{4 \cdot S_a}{\pi}}$$

d'où

$$D_a = 0.934 \text{ m}$$

nous optons pour

$$D_a = 0.94 \text{ m}$$

2-3-6- CONCEPTION DU COURSIER ET DE DISSIPATEUR D'ENERGIE:

Nous avons opté pour un coursier d'une longueur de

$$L_c = 40 \text{ m}$$

Nous lui avons donné une forme divergente afin de diminuer la profondeur d'eau. Sa largeur amont est

$$B_{cam} = 6 \text{ m}$$

et sa largeur aval est

$$B_{cav} = 24m$$

Le dissipateur d'énergie est sous forme de dents triangulaires qui provoque une dissipation par un ressaut forcé, il est suivie par des enroulements calibrés afin d'éviter l'affolement du lit de l'oued.

Les calculs hydrauliques du coursier et du dissipateur d'énergie ne peuvent être faits que un modèle réduit.

IX-2-4 REMARQUE:

Ce que nous venons de voir n'est en réalité qu'un prédimensionnement de l'évacuateur. Le dimensionnement final doit se faire sur un modèle réduit.

IX-3- DERIVATION PROVISOIRE ET BATARDEAU :

La construction du corps du barrage doit se faire obligatoirement à sec, pour cela la construction d'un batardeau est d'une galerie de dérivation s'avère nécessaire.

Le batardeau est une petite digue qui a pour rôle de faire obstacle aux eaux d'écoulement de l'oued et d'amortir les crues éventuelles durant les travaux du chantier.

Sa construction pose souvent des problèmes délicats, puisque sa fondation est construite dans l'eau, au moins en partie, et qu'il est lui même un véritable barrage atteignant jusqu'à 20m de hauteur, d'ou la nécessité d'achever sa construction durant la période d'étiage.

La galerie de dérivation provisoire destinées à dévier le cordon naturel loin du chantier et à évacuer les eaux stockées par le batardeau particulièrement en période de crues. Elle peut être utilisée comme vidange de fond et prise d'eau lors de l'exploitation du barrage.

Après l'exécution du barrage et des ouvrages annexes, la galerie de dérivation sera obturée sur sa partie amont avant la mise en eau du barrage.

Le batardeau et la galerie de dérivation seront dimensionnés pour une crue de chantier donnée en tenant compte de l'aspect économique.

Pour notre cas, nous avons choisie la crue vintenalle comme crue de chantier avec un débit maximale de $365.22 \text{ m}^3/\text{s}$.

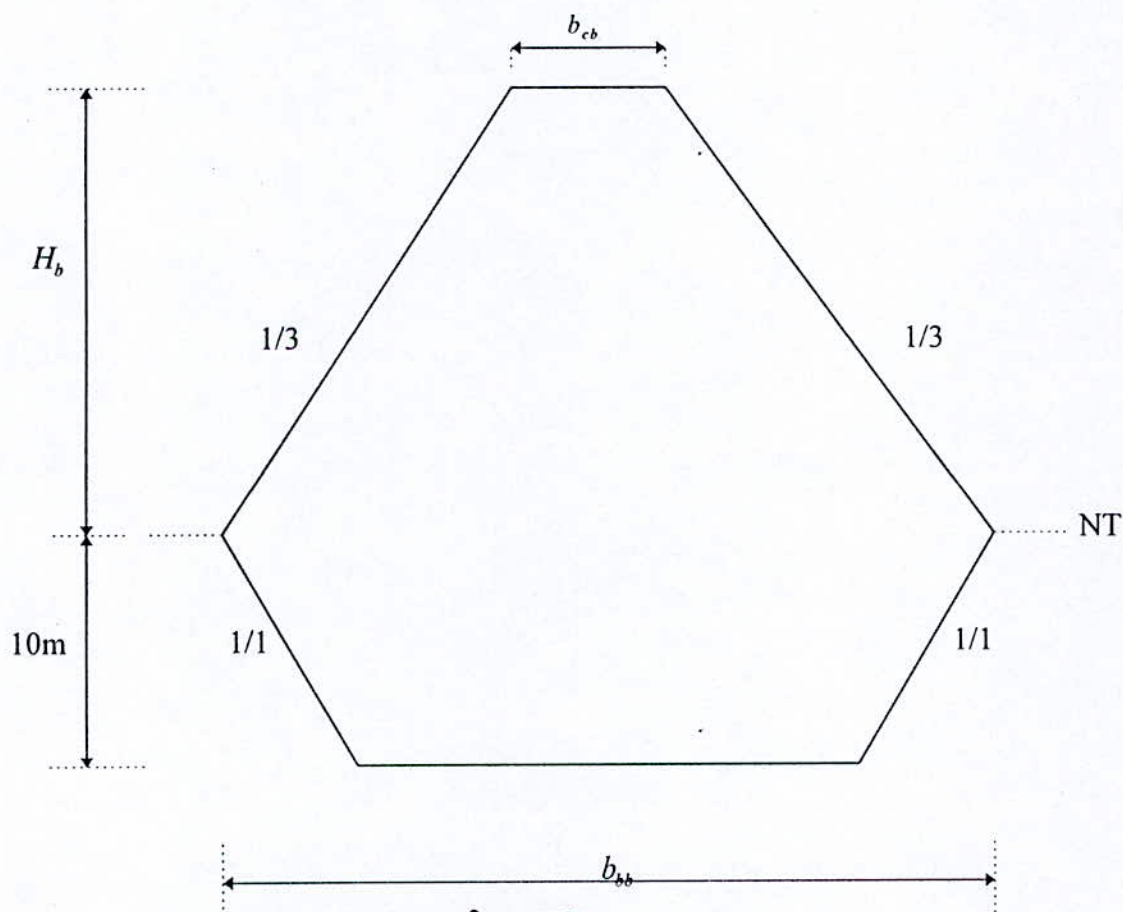
Dans ce qui suit nous allons procéder à la conception de ces deux ouvrages et à leur dimensionnement.

IX-3-1- CONCEPTION DU BATARDEAU :

Nous avons choisie un axe pour le batardeau de telle façon que celui ci sera incorporé dans le corps du barrage après l'exécution de ce dernier. Cet axe est projeté sur un plan topographique à l'échelle 1/1000 . Sa longueur correspond à la longueur en crête du batardeau qui est fonction de la hauteur de ce dernier .

Nous avons choisie comme variante pour notre batardeau une digue homogène vue la faible perméabilité des alluvions qui vont constitués son remblai. .

Le profil adopté pour le batardeau est représenté sur la figure IX-1 :



La hauteur du batardeau a partir du niveau du Talweg est :

$$H_b = H + R + 2$$

tel que :

H : élévation maximale du plan d'eau par rapport au terrain naturel dont la cote est de 48 m .

R : revanche de sécurité

Le deux mètres représentent l'élévation du terrain naturel par rapport au niveau du Talweg.

Les pentes des talus amont et aval du batardeau sont choisies de la même manière que pour le corps du barrage et ont une valeur de 1/3 et la même chose pour les pentes de la partie encrée qui sont de 1/1.

La largeur encrée du batardeau est choisie :

$$b_{cb} = 10m$$

Et afin que celui ci fonctionne comme une buté assurant la stabilité du barrage après la mise en eau de celui ci.

Vue l'imprécision dans l'estimation de la crue de chantier, nous avons opter pour une revanche de :

$$R = 1.5m$$

Le volume du remblai du batardeau :

$$V_{rb} = V_{rb1} + V_{rb2}$$

tel que :

V_{rb1} : Volume de la partie supérieure

V_{rb2} : Volume de la partie encrée

Nous avons :

$$V_{rb1} = (b_{cb}H_b + 3H_b^2)L_{cr}$$

et :

$$V_{rb2} = 10(b_{bb} + 10)L_{cr}$$

tel que :

L_{cr} : Longueur en crête du batardeau

b_{bb} : Largeur du batardeau au niveau du talweg

avec :

$$b_{bb} = b_{cb} + 3H_b$$

IX-3-2- CONCEPTION DE LA GALERIE DE DERIVATION PROVISOIRE :

Nous avons choisie une galerie en béton de section circulaire creusée dans la rive gauche, vue les conditions géologiques et topographiques du site nous avons projeter sur le même plan topographique tel que l'entrer de la galerie soit à l'amont du batardeau et suit le tracé le plus court, vers le lit de l'oued à l'autre coté.

La cote de l'axe au niveau de l'entrer de la galerie est de 48m avec une dénivellation de 1m à la sortie de celle ci .

La longueur de la galerie est :

$$L_{gd} = 300m$$

et sa pente est :

$$i_{gd} = 3.333 \text{ ‰}$$

Le diamètre de la galerie D_{gd} est le paramètre de dimensionnement de celle ci

Il représente le diamètre hydraulique de l'écoulement .

Le volume du béton constituant la galerie :

$$V_{bet} = \pi \frac{(D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} .$$

Le volume des excavations dans la rive gauche :

$$V_{exc} = \pi \frac{D_{ext}^2}{4}$$

Avec :

D_{int} : diamètre interne de la galerie

D_{ext} : diamètre externe de la galerie

tel que :

$$D_{ext} = 1.2 D_{int}$$

et :

$$D_{int} = D_{gd}$$

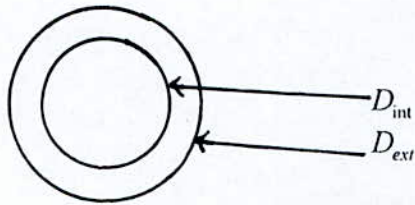


Figure IX-2

IX-3-3- DIMENSIONNEMENT DE LA GALERIE DE DERIVATION ET DU BATARDEAU :

Nous allons procéder au dimensionnement de ces deux ouvrages par une méthode théchnico économique après dimensionnement hydraulique pour une série de diamètres de la galerie de dérivation, nous choisirons le diamètre optimal grâce à un calcul économique.

3-3-1- CALCUL HYDRAULIQUE :

Nous devons développer une équation donnant la hauteur du plan d'eau à l'amont du batardeau qui représente la charge d'eau à l'amont de la galerie et le diamètre hydraulique de celle ci.

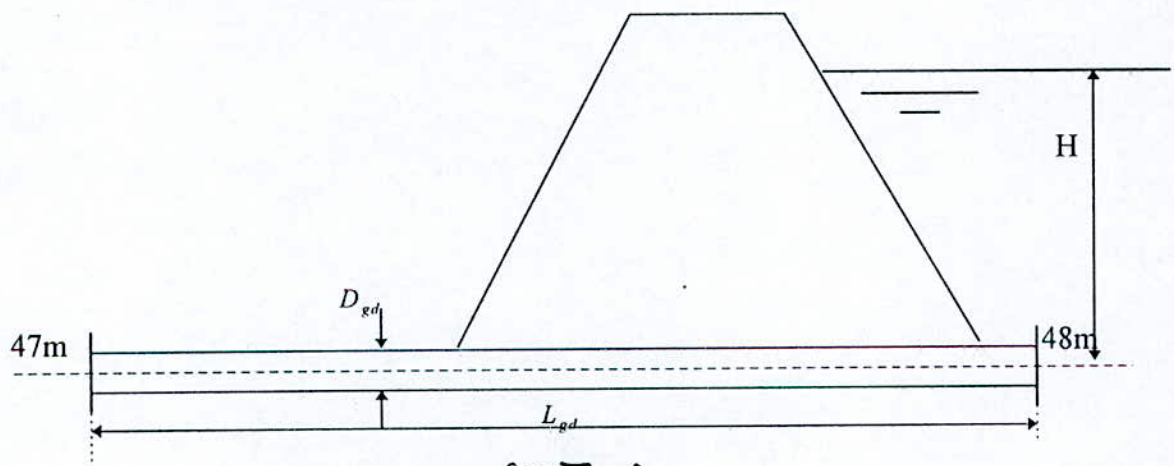


fig IX - 3

Figure 11.3

Appliquons l'équation de BERNOULLI entre les section (1-1) et (2-2) :

$$H_1 = H_2 + \Delta H_{1-2}$$

avec :

$$H_1 = (H + z_1) + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\rho g}$$

$$H_2 = z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\rho g}$$

$$\Delta H_{1-2} = \left(\lambda_{gd} \frac{L_{gd}}{D_{gd}} + \zeta_{eg} \right) \frac{V_{gd}^2}{2g}$$

tel que :

z_1 : cote de l'axe de la galerie au niveau de la section 1-1

z_2 : cote de l'axe de la galerie au niveau de la section 2-2.

H_1 : la charge au niveau de la section 1-1.

H_2 : la charge au niveau de la section 2-2.

ΔH_{1-2} : la perte de charge totale entre les section 1-1 et 2-2.

V_{gd} : la vitesse d'écoulement dans la galerie.

λ_{gd} : coefficient de perte de charge linéaire dans la galerie.

ζ_{eg} : coefficient de perte de charge singulière à l'entrer de la galerie.

Nous avons :

$$z_1 = 48m$$

$$z_2 = 47m$$

$$V_1 = 0 \text{ m/s}$$

$$V_2 = V_{gd}$$

$$V_{gd} = \frac{4Q_{evc}}{\pi D_{gd}^2}$$

$$P_1 = P_2 = P_{atm} \quad (\text{pression atmosphérique})$$

$$\lambda_{gd} = \left[1.14 - 0.86 \ln\left(\frac{\varepsilon}{D_h}\right) \right]^{-2}$$

tel que :

ε : rugosité du béton.

D_h : diamètre hydraulique

avec :

$$\varepsilon = 1\text{mm}$$

$$D_h = D_{gd}$$

$$\zeta_{eg} = 0.5$$

Nous aurons donc :

$$H = (z_2 - z_1) + \left(1 + \zeta_{eg} + \lambda_{gd} \frac{L_{gd}}{D_{gd}}\right) \frac{V_{gd}^2}{2g}$$

Le débit évacué est celui de la crue de chantier :

$$Q_{evc} = Q_{20}$$

Le volume amorti par le batardeau V_{amt} est tiré de la courbe hauteur - capacité et correspond à la hauteur (H+2) m du niveau du talweg.

Les calculs sont développés sur le tableau suivant :

D_{gd} (m)	V_{gd} (m/s)	H (m)	V_{amt} (hm^3)	H_b (m)
5.0	18.600	44.81	72.50	46.31
5.5	15.372	30.81	31.20	32.31
6.0	12.917	22.50	15.71	24.00
6.5	11.006	17.28	09.40	18.78
7.0	09.490	13.94	06.52	15.44
7.5	08.267	11.78	04.75	13.28
8.0	07.266	10.82	04.10	12.32

Tableau IX-4

CALCUL ECONOMIQUE :

Nous devons estimer les coûts de chacun des deux ouvrages en fonction de la séries des diamètres .

Le coût du batardeau :

$$C_b = C_{rb}'' V_{rb}$$

tel que :

C_{rb}'' : prix unitaire de m^3 de remblai.

Le coût de la galerie de dérivation provisoire :

$$C_{gd} = C_{bet}'' V_{bet} + C_{exc}'' V_{exc}$$

tel que :

C''_{bet} : prix unitaire du m^3 de béton

C''_{exc} : prix unitaire du m^3 d'excavation

Vue le caractère pédagogique de notre étude, et l'absence de données sur les tarifs utilisés dans le domaine des travaux publics, nous avons opter pour des prix forfaitaires afin de réaliser le calcul de dimensionnement d'une manière technico économique.

Pour le calcul des volumes des travaux nous avons mesurer la longueur en crête du batardeau pour les différentes hauteurs de celui-ci sur un plan topographique à l'échelle 1/1000 .

Le tableau suivant représente les résultats du calcul :

$D_{gd}(m)$	$H_b(m)$	$L_{cb}(m)$	$V_{rb}(m^3)$	$V_{bet}(m^3)$	$V_{exc}(m^3)$	$C_b(DA)$	$C_{gd}(DA)$
5.0	46.31	420	3262252.6	2591.81	8482.30	340.22	353.0
5.5	32.31	355	1464881.8	3136.09	10263.58	100.15	115.89
6.0	24.00	281	673056.0	3732.21	12214.51	46.47	66.2
6.5	18.78	230	347875.73	4380.17	14335.09	36.77	58.75
7.0	15.44	223	230353.90	5079.96	16625.31	24.35	49.85
7.5	13.28	210	169441.28	5831.58	19085.18	17.95	43.92
8.0	12.32	206	145774.94	6635.04	21714.69	15.49	41.67

Tableau IX-5

D'après le tableau précédant, nous avons tracer les courbes représentant l'une le coût du batardeau et l'autre le coût de la galerie de dérivation provisoire en fonction du diamètre, puis à partir de ces deux courbes nous avons tracé la courbe représentant le coût total des deux ouvrages.

De cette courbe, nous avons déduit le coût total minimale correspondant au diamètre optimal qui correspond au diamètre :

$$D_{gd} = 7 \text{ m}$$

La hauteur du batardeau est de 15.44 m et pour des raisons de pratique, nous avons opté pour une hauteur :

$$H_b = 16 \text{ m}$$

La largeur en crête obtenue est :

COUT DU BATARDEAU ET DE LA DERIVATION PROVISOIRE

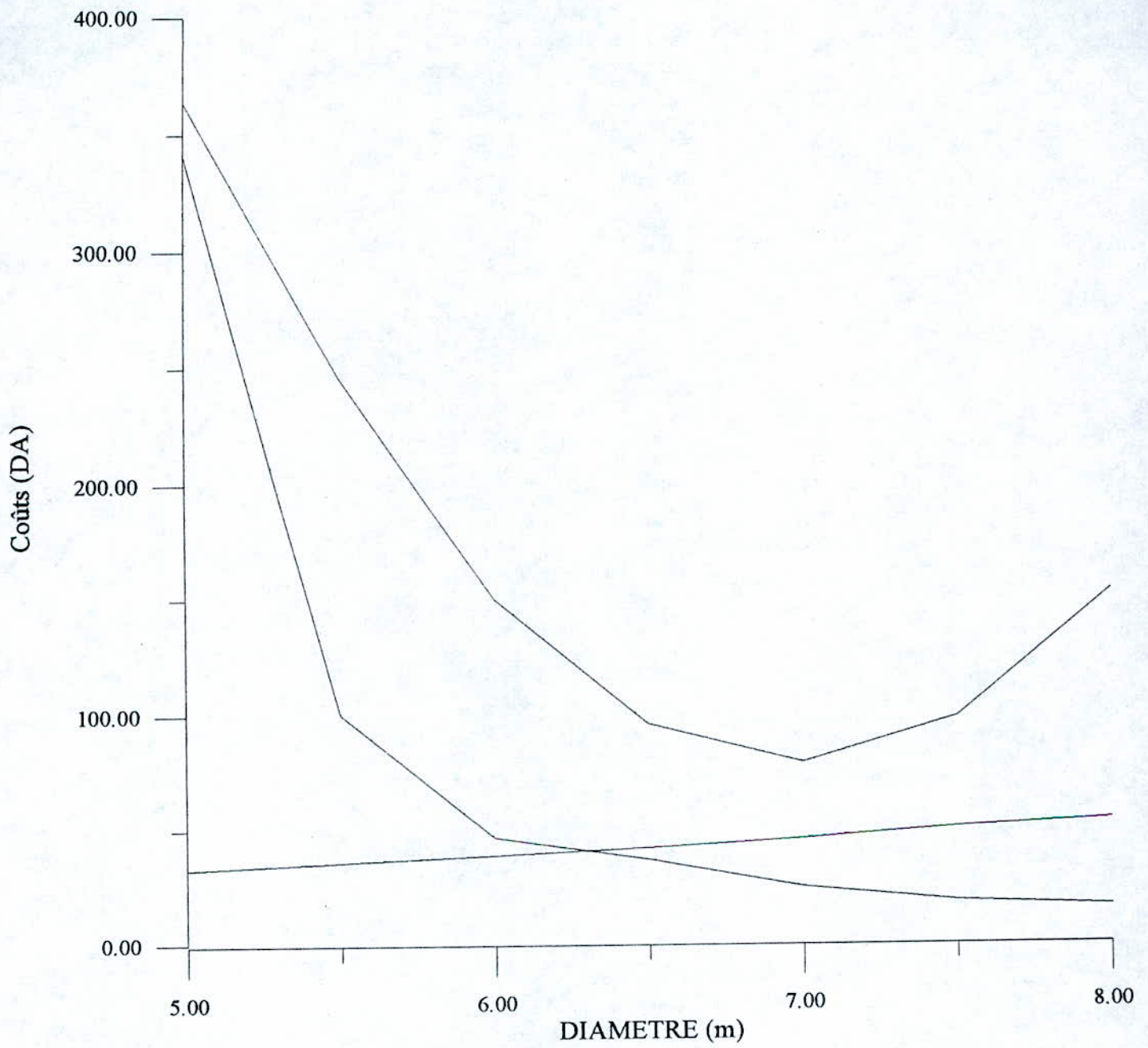


Figure (IX-4)

$$L_{cb} = 226 \text{ m}$$

IX-4- VIDANGE DE FOND :

Le rôle d'une conduite de vidange de fond est d'abaisser la retenue pour la mise hors d'eau, soit des vannes de prise d'eau, soit tout le parement amont du barrage, afin de réaliser des inspections ou de l'entretien de ce dernier et de ses ouvrages annexes. Il peut être utilisé aussi comme évacuateur auxiliaire pour évacuer une partie du débit pendant les crues exceptionnelles.

La capacité de cette ouvrage doit garantir un vidange suffisamment rapide de la retenue en cas d'urgence.

Pour l'autre cas la conduite de vidange sera disposée à l'intérieur de la galerie de dérivation provisoire. Son diamètre est calculer en fonction du débit évacué.

IX-4-1- CALCUL DU TEMPS DE VIDANGE :

Le temps de vidange est calculé pour différents diamètres donnés.

Le diamètre de la conduite sera ensuite choisi en fonction de la perméabilité du noyau, elle même dépendant du temps de vidange. (Voir tableau IX-6)

avec :

K : Perméabilité de l'argile

T_v : Temps de vidange.

K (m/s)	T_v (Jour)
$K \leq 10^{-10}$	21
$10^{-10} < K < 10^{-9}$	18 ÷ 21
$10^{-9} < K < 10^{-8}$	15 ÷ 18
$10^{-8} < K < 10^{-7}$	12 ÷ 15

Tableau IX-6

Les formules de calcul du débit sont établies pour un écoulement permanent, nous avons supposé que les variations du plan d'eau amont sont relativement lentes d'où des intervalles de temps infiniment petits.

$$t_{v_i} = \frac{\Delta v_i}{Q_i}$$

et

$$T_v = \sum t_{v_i}$$

avec :

t_{v_i} : temps de vidange correspondant à un pas de vidange (i).

Δv_i : volume d'eau de la retenue de chaque tranche (m³).

T_v : temps de vidange total (jour).

Q_i : débit de vidange de la retenue correspondant au centre de gravité de chaque tranche (m³/s).

Il est déterminé par :

$$Q_i = \mu \dots S \cdot \sqrt{2gh_i}$$

μ : coefficient du débit ($\mu = 0.8$)

S : section de la conduite.

h_i : hauteur correspondante au centre de gravité de la tranche.

Soit : $h_i = 1\text{m}$

En utilisant la courbe Capacité/Hauteur, les résultats sont représentés dans le tableau suivant.

D (m)	2.00	1.80	1.50
T_v (jour)	17.83	20.74	30.94

Tableau IX-7

IX-4-2 CONCLUSION:

Le noyau étant d'une argile de très bonne qualité donc elle a une très grande imperméabilité ($K=10^{-10}$ m/s), le vidange se fera pendant une période de 21 jours avec une conduite de diamètre ($D=1.80m$).

IX-4 TOUR DE PRISE D'EAU :

IX-4-1 GENERALITE :

L'ouvrage de prise d'eau sert à prélever le volume nécessaire de la retenue à différents niveaux pour assurer les besoins en eau de l'utilisateur et ceci quelque soit le niveau d'eau dans la retenue de prélèvement, il est généralement groupé avec l'ouvrage du vidange de fond.

IX-4-2- CHOIX DU TYPE DE TOUR DE PRISE :

Il existe plusieurs type de tours de prise.

- **TOUR DE PRISE NOYEE DANS LA RETENUE :**

- Cette ouvrage présente un risque d'envasement qui peut le mettre hors exploitation et il demande d'entretien régulier

- **TOUR DE PRISE INCLINEE:**

Cette variante est implantée dans le cas où notre barrage est situé dans une région sismique.

- **TOUR DE PRISE VERTICALE:**

Elle est généralement implantée dans les zones sismiques et est adossée au plan de la montagne.

Cette ouvrage est équipé de fenêtres d'alimentation avec un équipement hydraulique (vannes, grille, vannes - batardeau) à différents niveau de telle façon que le débit demandé pourrait être satisfaisant avec la variation du niveau du plan d'eau, elle est munie d'une chambre de commande à laquelle nous accédons par une route depuis la crête du barrage.

Le débit prélevé par ces prises est véhiculé par deux conduites principales (alimentation en eau potable (A E P) et irrigation qui emprunteront la galerie de dérivation provisoire pour aboutir à l'ouvrage de sortie.

Dans le cas du barrage de TAOURIRA, l'ouvrage est implanté dans la rive gauche ou les conditions topographiques et géologiques sont favorables.

Vue les conditions topographiques du site nous optons pour une tour de prise verticale.

IX-4-3- DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES DE PRISE :

La conduite de prise d'eau sera dimensionnée pour répondre à la pointe de la demande qui correspond au plus fort taux.

4-3-1 CALCUL DES DEBITS DE PRISE :

Son diamètre est déterminé en tenant compte du volume du mois où la demande est destinée seulement à l'AEP qui correspond au mois de janvier.

Ayant le volume régularisé ou des besoins total de l'AEP et l'irrigation ($V_r = 30.43 \text{ hm}^3$), le volume total correspondant (V_T) est calculé en multipliant le volume régularisé V_r par la modulation du mois d'Août ($M = 8.5\%$) qui est le mois qui représente la demande de pointe.

$$V_T = \frac{MV_r}{100}$$

$$V_T = 2.586 \text{ hm}^3$$

Le volume destiné à l'AEP :

Il est calculé comme suit :

$$V_{AEP} = \frac{M_j V_r}{100}$$

avec :

M_j : modulation du mois de janvier ($M_j = 8,0\%$)

$$V_{AEP} = 2.434 \text{ hm}^3$$

Le volume destiné à l'irrigation :

$$V_{irr} = V_T - V_{AEP} = 0.152 \text{ hm}^3$$

Le débit destiné à l'AEP :

Nous considérons que l'alimentation en eau potable se fait en moyenne 16 heures par jour.

$$Q_{AEP} = \frac{V_{AEP}}{T}$$

avec : $T = 31 \cdot 3600 \cdot 18$

$$Q_{AEP} = 1.21 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit destiné à l'irrigation :

$$Q_{irr} = \frac{V_{irr}}{T}$$

Nous considérons que l'irrigation se fait en moyenne 8 heures par jour pendant les mois secs.

$$Q_{irr} = 0.170 \text{ m}^3/\text{s}$$

4-3-2- CALCUL DES DIAMETRES DES CONDUITES :

Pour l'AEP :

- Le diamètre de la conduite d'AEP (D_A) doit vérifier la condition suivante :

$$D_{A \text{ inf}} \leq D_A \leq D_{A \text{ sup}}$$

- La vitesse dans la conduite de prise (V) doit être supérieure à 0.5 m/s pour qu'il n'y ait pas de dépôt de matériaux fins en suspension et ne doit pas dépasser 1.5 m/s pour que le matériau constituant la conduite ne s'érode pas :

d'où :

$$Q_A = V \cdot S_A$$

$$D_{A \text{ inf}} = \sqrt{\frac{4 Q_A}{\pi V_{\text{sup}}}} = 1.01 \text{ m}$$

$$D_{A \text{ sup}} = \sqrt{\frac{4 Q_A}{\pi V_{\text{inf}}}} = 1.755 \text{ m}$$

donc le diamètre de la conduite de l'AEP est :

$$D_A = 1500 \text{ mm}$$

Remarque 1 :

La section correspondante au diamètre trouvé (D_A), doit satisfaire le débit régularisé, c'est à dire que la condition suivante doit être vérifiée :

$$Q_A \leq \mu \cdot S_A \cdot \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (1)$$

μ : coefficient du débit ($\mu = 0.8$)

S_A : section de la conduite (m^2)

h : charge d'eau entre le NNR et le centre de gravité de la conduite ($h = 8\text{m}$).

$$(1) \Rightarrow D_A \geq \sqrt{\frac{4 Q_A}{\pi \mu \sqrt{2 g h}}} = 0.392 m \quad (\text{vérifiée})$$

Pour l'irrigation :

Le diamètre de la conduite d'irrigation doit vérifier la condition suivante :

$$D_{I \text{ inf}} \leq D_I \leq D_{I \text{ sup}}$$

$$D_{I \text{ inf}} = \sqrt{\frac{4 Q_I}{\pi V_{\text{sup}}}} = 0.379 m$$

$$D_{I \text{ sup}} = \sqrt{\frac{4 Q_I}{\pi V_{\text{inf}}}} = 0.658 m$$

soit :

$$D_I = 500 \text{ mm}$$

Remarque :

La condition suivante doit être vérifiée :

$$Q_I \leq \mu \cdot S_I \cdot \sqrt{2 g h} \dots\dots\dots (2)$$

$$(2) \Rightarrow D_I \geq \sqrt{\frac{4 Q_I}{\pi \mu \sqrt{2 g h}}} = 0.132 m$$

4-3-3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE D'EAU :

Nous choisissons une prise d'eau rectangulaire :

$$h_p = (1.2 \div 1.4) b_p$$

$$A_p = h_p \cdot b_p$$
$$= 1.2 b_p^2$$

$$Q_p = A_p \cdot V_p$$

avec :

h_p : hauteur de la fenêtre

b_p : base de la fenêtre

$V_p = (0.8 \div 1.2)$ vitesse d'eau

A_p : surface de la fenêtre.

Pour l'AEP :

$$V_p = 1 \text{ m / s}$$

$$A_p = \frac{Q_p}{V_p} = 1.21 \text{ m}^2$$

$$b_p = 1.00 \text{ m}$$

$$h_p = 1.21 \text{ m}$$

Pour l'irrigation :

$$A_p = \frac{Q_p}{V_p} = 0.17 \text{ m}^2$$

$$b_p = 0.376 \text{ m}$$

$$h_p = 0.451 \text{ m}$$

4-3-4- DIMENSIONNEMENT DE LA GRILLE :

La section de la grille :

$$A_g = \frac{Q_p}{V_g} = 1.2 b_g^2$$

La vitesse d'écoulement à travers la grille :

$$V_g = (0.8 \div 1) \text{ m/s}$$

Pour l'AEP :

$$A_g = 1.34 \text{ m}^2$$

$$b_g = 1.05 \text{ m}$$

$$h_g = 1.27 \text{ m}$$

Pour l'irrigation :

$$A_g = 0.188 \text{ m}^2$$

$$b_g = 0.396 \text{ m}$$

$$h_g = 0.476 \text{ m}$$

Chapitre X

ESTIMATION DU COUT DE LA DIGUE

X- ESTIMATION DU VOLUME ET DU COUT DE LA DIGUE :

Nous pouvons pas conclure notre étude sans évaluation du coût estimatif de notre digue.

Pour cela, nous devons calculer les volumes de remblai utilisé (recharge, enrochement, l'argile, les drains), et les volumes excavés.

Ces volumes seront estimés en calculant la surface de chaque constituant et en la multipliant par une distance dite : Distance appliquée, et qui n'est autre que la distance moyenne entre deux profils successifs.

C'est à dire :

$$V_n = S_n \cdot L$$

où :

V_n : volume du constituant

S_n : surface du constituant

L : distance appliquée $L = \frac{L_i + L_{i+1}}{2}$

L_i : largeur des deux profils considérés

Ces profils obtenus en divisant l'axe du barrage en plusieurs parties, ces dernières seront d'autant plus nombreuses que le terrain est accidenté et les pentes des talus importantes.

Dans notre cas, nous avons considéré six profils.

Les résultats sont représenté dans les tableaux suivants :

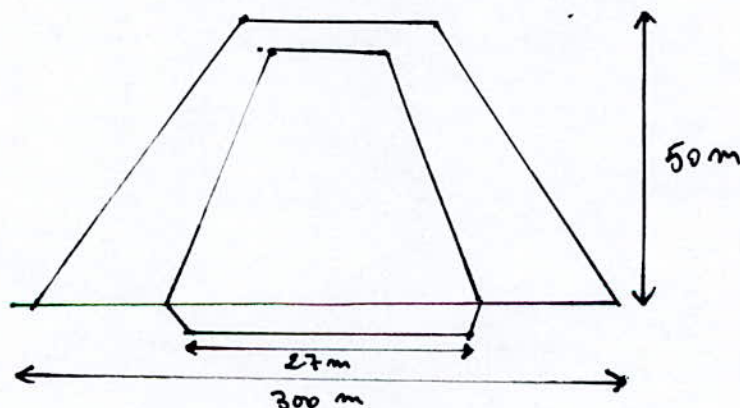


fig X- 1

Tableau (1) : ESTIMATION DU VOLUME DE LA DIGUE

section	distance entre section (m)	distance appliquée (m)	Surface (m ²)					Volume (m ³)				
			excavée	recharge	enrochement	argile	filtre	excavé	recharge	enrochement	argile	filtre
0-0	18	39	200	950	66.66	150	133.5	7800	37050	2599.74	5850	5206.5
1-1	60	62	1005	3150	536.50	547	365	62310	195300	33263	46190	22630
2-2	64	60	1830	5200	583.75	1100	480	109800	312000	35025	66000	28800
3-3	56	63	3000	15775	670.00	1476	538.75	189000	993825	42210	92988	33941.25
4-4	70	48.4	440	4025	681.00	575	326.50	21296	194810	32960.5	27830	15802.6
5-5	27	20.5	575	500	135.00	100	098.75	3587.50	10250	2767.5	2050	2024.37
6-6	14						Σ	393793.5	1743235	318825.7	240908	108404
0-0												

Tableau (2) : ESTIMATION DU COUT DE LA DIGUE :

Désignation	Volume (m ³)	Prix d'unité (DA)	Montant (10 ⁶ DA)
Excavation	393793.5	185	72.85
Recharge	1743235	125	217.90
Enrochement	318825.74	170	54.20
Argile	240908	90	21.68
Filtre	108404.06	280	30.35
	volume total = 2.8 10 ⁶ m ³		Prix total = 397 10 ⁶ DA

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

Nous avons conjugué nos efforts pour mener à terme, l'étude et la conception du barrage de TAOURIRA sur l'oued MESSELMOUN.

Le barrage de TAOURIRA fait partie d'une série de site étudié dans le cadre global du transfère de l'eau vers la région du centre .

Très gros handicap a put être surmonté, grâce à une répartition des efforts, il s'agit du recueil des données, tant en ce qui concerne.

Cependant, l'inexistence de stations pluviométriques et de station hydrométriques à l'intérieur du bassin versant nous a contraint à adopter des résultats d'observation, de données pluviométrique et hydrométriques du bassin versants voisins.

Concernant la pluviométrie du bassin versant de l'oued MESSELMOUN, objet de notre étude, nous l'avons étudié à partir des données des stations pluviométriques qui se trouvent aux allons tours du bassin versant, ce qui nous a permis d'utiliser les méthodes : de THIESSEN, Arithmétique, et celle des isohyètes.

L'inexistence de stations hydrométriques dans le bassin versant pour proximité immédiate nous a conduit à utiliser des formules empiriques et des méthodes d'analogie afin de déterminer l'apport moyen annuel du bassin versant.

La méthode de régularisation adoptée et celle dites régularisations inter annuelle ressortant des méthodes étudiées.

Le barrage de TAOURIRA aurait un volume utile de : 69.375 hm^3 pour un volume régularisé de 30.43 hm^3 .

Compte tenue de l'expérience acquise en Algérie, la préconisation d'une digue en Terre avec un noyau imperméable en raison des conditions géotechniques, géologiques et topographique paraît convenable. La longueur en crête de la digue est, de par l'étude, déterminée à 285 m.

Les ouvrages annexes du barrage consistent à un évacuateur de crues en tulipes muni d'un bassin de dissipation équipé des dents de REDBORCK. L'évacuateur se situera en rive gauche.
Cet ouvrage est appelé à assurer un débit de crue de $1010 \text{ m}^3/\text{s}$.

La tour de prise retenue sera verticale et encastré dans la rive gauche.

La dérivation provisoire sous forme de galerie circulaire, elle contiendra les conduites de vidange de font et d'amener d'eau de besoin.

Un calcul de stabilité a été fait par la méthode de FILNIUS, qui prend en considération toutes les sollicitations qui puissent existé et à donner des coefficients de sécurités acceptables, se qui montre l'exactitude du dimensionnement des talus de la digue.

Si en fonction des paramètres retenus dans l'étude, le barrage de TAOURIRA est parfaitement faisable, sa conception et son dimensionnement sont très bien acceptables.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- Mallet et Paquant
Les barrages en terres
- H. Press
Les barrages de vallées
- J. Caustet et G. Sanglérat
Cours pratique de mécanique des sols
- M. Carlier
Hydraulique générale et appliquée
- D. Hillez
L'eau et le sol
- E. Belekonev
Barrage en matériaux locaux
- Les thèses sur les barrages et les évacuateurs de crues disponibles aux
niveau de l'ENP et de l'USTHB.

PHO 12/98

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT
EN GENIE HYDRAULIQUE

Thème

**ETUDE ET CONCEPTION
DU BARRAGE DE TAOURIRA
SUR L'OUED MESSELMOUN**

Annexe :

- Tableaux des calculs
- Plans

Proposé et dirigé par
Mr Y. MOULOUDI

Etudié par :
Mr CHEKIANE Kamel
Mr MERAZKA Ramzi

PROMOTION 1997/1998

10, Avenue Hassen Badi - El-Harrach - ALGER
☎ (02) 52.53.01/03 Fax : (02) 52.29.73 E.MAIL. ENP@ IST.CERIST.DZ

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

ANNEXE

vidange & fond

Pour D = 1.50m :

h (m)	$Q_i = \mu \dots S \cdot \sqrt{2gh_i}$	Δv_i (Hm ³)	Q_i (m ³ /s)	t_{vi} (J)
31	34.847	4.00	34.65	1.336
30	34.281	3.28	33.96	1.117
29	33.704	4.00	33.45	1.384
28	33.118	4.00	32.91	1.406
27	32.521	3.20	32.25	1.148
26	31.913	4.16	31.65	1.521
25	31.294	3.12	31.02	1.164
24	30.661	3.04	30.30	1.161
23	30.016	3.28	29.70	1.278
22	29.356	3.12	29.04	1.234
21	28.681	2.80	28.35	1.143
20	27.990	2.24	27.60	0.939
19	27.281	2.96	26.94	1.271
18	26.553	2.40	26.19	1.060
17	25.805	1.84	25.50	0.835
16	25.035	2.16	24.60	1.016
15	24.240	2.08	23.85	1.009
14	23.418	1.12	22.95	0.968
13	22.664	1.60	22.20	0.834
12	21.681	1.60	21.30	0.869
11	20.758	1.60	20.34	0.910
10	19.792	1.44	19.20	0.868
9	18.776	1.12	18.30	0.708
8	17.702	1.20	17.25	0.805
7	16.559	1.20	16.14	0.860
6	15.330	1.20	14.79	0.939
5	13.995	1.04	13.50	0.891
4	12.517	0.96	11.70	0.949
3	10.840	0.80	9.75	0.949
2	08.851	0.80	7.50	1.234
1	06.258			

tableau 1X-8

vidange de fond

Pour D = 1.80m

h (m)	$Q_i = \mu \dots S \cdot \sqrt{2gh_i}$	Δv_i (Hm ³)	Q_i (m ³ /s)	t_{vi} (J)
31	50.180	4.00	49.800	0.129
30	49.364	3.28	48.800	0.778
29	48.534	4.00	48.120	0.962
28	47.690	4.00	47.200	0.908
27	46.831	3.20	46.400	0.798
26	45.955	4.16	45.400	1.060
25	45.063	3.12	44.480	0.811
24	44.153	3.04	43.600	0.807
23	43.223	3.28	42.720	0.888
22	42.273	3.12	41.600	0.868
21	41.301	2.80	40.720	0.795
20	40.306	2.24	39.600	0.654
19	39.285	2.96	38.640	0.886
18	38.237	2.40	37.600	0.738
17	37.160	1.84	36.720	0.580
16	36.050	2.16	35.600	0.702
15	34.906	2.08	34.400	0.699
14	33.722	1.12	33.200	0.390
13	32.495	1.60	32.000	0.578
12	31.220	1.60	30.680	0.603
11	29.891	1.60	29.200	0.634
10	28.500	1.44	27.600	0.603
9	27.038	1.12	26.400	0.491
8	25.491	1.20	24.800	0.560
7	23.845	1.20	23.000	0.603
6	22.076	1.20	21.200	0.655
5	20.153	1.04	19.200	0.627
4	18.025	0.96	16.800	0.661
3	15.010	0.80	14.400	0.643
2	12.745	0.80	11.200	0.826
1	09.012			

tableau IX-3

vidange de fond

Pour D = 2.00m

h (m)	$Q_i = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gh_i}$	Δv_i (Hm ³)	Q_i (m ³ /s)	t_{vi} (J)
31	61.951	4.00	61.50	0.752
30	60.943	3.28	60.40	0.613
29	59.919	4.05	59.50	0.778
28	58.877	4.08	58.50	0.791
27	57.816	3.24	57.50	0.644
26	56.735	4.16	56.40	0.853
25	55.633	3.12	55.10	0.655
24	54.509	3.04	54.00	0.651
23	53.362	3.28	52.85	0.718
22	52.189	3.12	51.75	0.698
21	50.189	2.80	50.50	0.641
20	49.760	2.24	49.20	0.527
19	48.500	2.96	48.00	0.713
18	47.206	2.40	46.60	0.596
17	45.876	1.84	45.25	0.470
16	44.507	2.16	43.90	0.569
15	43.013	2.08	42.50	0.566
14	41.632	1.92	41.00	0.542
13	40.118	1.60	39.50	0.468
12	38.544	1.60	37.90	0.488
11	36.903	1.60	36.10	0.513
10	35.186	1.44	34.45	0.483
9	33.380	1.12	32.50	0.398
8	31.471	1.20	30.50	0.455
7	29.438	1.20	28.50	0.487
6	27.255	1.20	26.00	0.534
5	24.880	1.04	24.00	0.501
4	22.253	0.96	21.00	0.529
3	19.272	0.80	18.00	0.514
2	15.735	0.80	13.50	0.685
1	11.126			

Tableau IX-10

**TABLEAUX DE CALCUL DE LAMINAGE DE CRUES
POUR DIFFERENTES LARGEURS DEVERSEES**

Pour b = 70 m $\Delta t = 3600s$

$h_{dev}(m)$	$Q_{ev}(m^3/s)$	$V_{ev}(m^3)$	$V_{cr}/2(m^3)$	$V(m^3)$	$V - V_{cr}/2(m^3)$	$V + V_{cr}/2(m^3)$
0.5	53.515	0.192	0.096	2.280	2.184	2.376
1.0	151.930	0.548	0.274	4.400	4.126	4.674
1.5	279.113	1.004	0.502	6.490	5.988	6.992
2.0	429.723	1.547	0.773	8.540	7.767	9.314
2.5	600.556	2.162	1.081	10.560	9.479	11.641
3.0	689.451	2.842	1.421	12.610	11.189	14.031
3.5	994.822	3.580	1.790	14.560	12.770	16.350
4.0	1215.411	4.376	2.188	16.580	14.392	18.768

Tableau V-2

Pour b = 80 m $\Delta t = 3600s$

$h_{dev}(m)$	$Q_{ev}(m^3/s)$	$V_{ev}(m^3)$	$V_{cr}/2(m^3)$	$V(m^3)$	$V - V_{cr}/2(m^3)$	$V + V_{cr}/2(m^3)$
0.5	61.389	0.220	0.110	2.280	2.170	2.390
1.0	173.634	0.625	0.312	4.400	4.088	4.713
1.5	318.986	1.148	0.574	6.490	5.916	7.064
2.0	491.112	1.768	0.884	8.540	7.656	9.424
2.5	686.350	2.470	1.235	10.560	9.325	11.795
3.0	902.230	3.248	1.624	12.610	10.986	14.234
3.5	1136.941	4.093	2.046	14.560	12.514	16.607
4.0	1389.074	5.000	2.500	16.580	14.080	19.080

Tableau V-3

Pour b = 90 m $\Delta t = 3600s$

$h_{dev}(m)$	$Q_{ev}(m^3/s)$	$V_{ev}(m^3)$	$V_{cr}/2(m^3)$	$V(m^3)$	$V - V_{cr}/2(m^3)$	$V + V_{cr}/2(m^3)$
0.5	69.062	0.248	0.124	2.280	2.115	2.403
1.0	115.338	0.503	0.351	4.400	4.048	4.551
1.5	358.860	1.292	0.646	6.490	5.844	7.136
2.0	552.501	1.988	0.994	8.540	7.545	9.533
2.5	772.123	2.780	1.390	10.560	9.169	11.949
3.0	1015.100	3.654	1.827	12.610	10.783	14.369
3.5	1279.057	4.604	2.302	14.560	12.275	16.861
4.0	1562.708	5.626	2.813	16.580	13.767	19.393

Tableau V-4

étude des apports liquides

Rang	A_{moy_i}	$F(A_{moy}) = \frac{i-0.5}{n}$
1	98.08	0.026
2	90.71	0.078
3	82.14	0.131
4	68.55	0.184
5	55.34	0.236
6	53.84	0.289
7	52.55	0.342
8	52.26	0.394
9	49.63	0.447
10	45.55	0.500
11	36.90	0.552
12	32.07	0.605
13	27.67	0.657
14	25.57	0.710
15	22.46	0.736
16	17.86	0.815
17	15.33	0.868
18	15.29	0.921
19	03.94	0.937

tableau III - 19

**AJUSTEMENT DES SERIES D'OBSERVATIONS
DES DEBITS PAR LA LOI DE GUMBEL**

rang	Q (m ³ /s)	F(Q)	Y
1	9.89	0.0263	-1.2913
2	28.02	0.0789	-0.9317
3	39.04	0.1316	-0.7071
4	44.48	0.1842	-0.5257
5	61.16	0.2368	-0.3649
6	64.2	0.2895	-0.2149
7	79.2	0.3421	-0.0701
8	91.2	0.3947	0.0731
9	114	0.4474	0.2177
10	116	0.5	0.3665
11	140.6	0.5526	0.5225
12	147.2	0.6053	0.6890
13	155.2	0.6579	0.8706
14	183.17	0.7105	1.0737
15	198.7	0.7632	1.3082
16	206.3	0.8158	1.5916
17	208.0	0.8684	1.9584
18	291.5	0.9210	2.4981
19	555.0	0.9737	3.6243

Tableau III-23

**AJUSTEMENT DES SERIES D'OBSERVATIONS
DES DEBITS PAR LA LOI DE GALTON**

Rang	Q(m ³ /s)	F
1	9.89	-1.2913
2	28.02	-0.9317
3	39.04	-0.7071
4	44.48	-0.5257
5	61.16	-0.3649
6	64.2	-0.2149
7	79.2	-0.0701
8	91.2	-0.0731
9	114	0.2177
10	116	0.3665
11	140.6	0.5225
12	147.2	0.6890
13	155.2	0.8706
14	183.17	1.0737
15	198.7	1.3082
16	206.3	1.5916
17	208.0	1.9584
18	291.5	2.4981
19	555.0	3.6243

Tableau III-25

Classement de l'échantillon et des fréquences pour l'ajustement de la série d'observation de la pluie maximale par la loi de GALTON :

Rang	$P_{\max j} (mm)$	$F(P_{\max j})$
1	150.3	0.0185
2	131.2	0.0556
3	131	0.0926
4	117.8	0.1296
5	114.8	0.1667
6	107.3	0.2037
7	105.6	0.2407
8	99.7	0.2778
9	91.9	0.3148
10	88.2	0.3518
11	86.1	0.3889
12	81.7	0.4259
13	71.2	0.4629
14	70.2	0.5000
15	66.6	0.5370
16	66.1	0.5741
17	61.7	0.6140
18	61.3	0.6481
19	60.3	0.6852
20	58.9	0.7223
21	56.8	0.7593
22	53.1	0.7963
23	52.2	0.8334
24	51	0.8703
25	44.2	0.9074
26	42.5	0.9445
27	26.1	0.9815

Tableau III-13

Classement de l'échantillon et des fréquences pour l'ajustement de la série d'observation de la pluie maximale par la loi de GALTON :

Rang	$P_{\max j}(mm)$	$F(P_{\max j})$	Y
1	26.1	0.0185	-1.3838
2	42.5	0.0556	-1.0611
3	44.2	0.0926	-0.8669
4	51	0.1296	-0.7146
5	52.2	0.1667	-0.5831
6	53.1	0.2037	-0.4644
7	56.8	0.2407	-0.3536
8	58.9	0.2778	-0.2475
9	60.3	0.3148	-0.1448
10	61.3	0.3518	-0.0444
11	61.7	0.3889	0.0057
12	66.1	0.4259	0.1583
13	66.6	0.4629	0.2610
14	70.2	0.5000	0.3665
15	71.2	0.5370	0.4752
16	81.7	0.5174	0.5889
17	86.1	0.6111	0.7083
18	88.2	0.6481	0.8354
19	91.9	0.6852	0.9727
20	99.7	0.7222	1.1225
21	105.6	0.7593	1.2897
22	107.3	0.7963	1.4794
23	114.8	0.8333	1.7018
24	117.8	0.8703	1.9739
25	131	0.9074	2.3313
26	131.2	0.9444	2.8611
27	150.3	0.9815	3.9806

Tableau III-15

Calcul du coefficient de corrélation entre les différentes stations :

ST	ST	2 2 3	2 3 3	2 3 4	2 3 19	2 3 15	2 3 12	2 3 10	1 17 5	1 18 1	1 18 3	1 18 4	1 18 6
2 2 3		1	0.563	0.855	0.744	0.892	0.821	0.573	0.590	0.814	0.711	0.718	0.875
2 3 3		0.563	1	0.574	0.607	0.645	0.682	0.410	0.440	0.590	0.711	0.817	0.740
2 3 4				1	0.731	0.150	0.660	0.595	0.279	0.592	0.698	0.693	0.838
2 3 19					1	0.761	0.923	0.576	0.703	0.660	0.705	0.667	0.738
2 3 15						1	0.882	0.782	0.645	0.780	0.808	0.851	0.896
2 3 12							1	0.620	0.390	0.806	0.830	0.856	0.807
2 3 10								1	0.245	0.447	0.428	0.512	0.818
1 17 5									1	0.540	0.632	0.635	1 année
1 18 1										1	0.914	0.917	0.944
1 18 3											1	0.908	0.939
1 18 4												1	-0.140
1 18 6													1

Tableau III-9

Régularisation par l'exploitation des eaux de B.V au maximum possible

$$V_b = 0.95 V_{app}$$

Mois	V_{app} (hm ³)	$V_{app.c}$ (hm ³)	S (Km ²)	h_{evp} (mm)	V_{evp} (hm ³)	V_b (hm ³)	$V_{cons.c}$ (hm ³)	V_{rest} (hm ³)	V_{resid} (hm ³)
J	6.676	14.076	1.450	37.200	0.054	6.342	6.396	0.280	7.680
F	7.062	7.342	0.920	37.900	0.035	6.709	6.743	0.318	7.718
M	9.379	9.697	1.140	51.000	0.058	8.910	8.968	0.410	7.810
A	4.563	4.973	0.700	58.300	0.041	4.335	4.375	0.187	7.587
M	2.898	3.085	0.448	66.20	0.029	2.753	2.782	0.115	7.515
J	0.712	0.827	0.152	104.2	0.016	0.676	0.692	0.020	7.420
J	0.262	0.282	0.080	139.7	0.011	0.249	0.260	0.002	7.402
A	0.310	0.312	0.088	122.7	0.011	0.249	0.305	0.005	7.405
S	0.589	0.594	0.120	94.20	0.011	0.559	0.570	0.018	7.418
O	2.026	2.044	0.320	64.50	0.020	1.925	1.945	0.080	7.480
N	4.795	4.875	0.660	41.00	0.027	4.555	4.582	0.213	7.613
D	5.835	6.048	0.780	34.10	0.026	5.543	5.569	0.265	7.665

Régularisation saisonnière

taux = 95%

$$V_r = \bar{A} \cdot t = 42.75 \text{ hm}^3$$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	14.076	1.45	37.2	0.054	3.42	3.474	3.202	10.600
F	7.062	17.662	1.68	37.9	0.063	3.42	3.483	3.529	10.979
M	9.379	20.358	1.80	51.0	0.092	3.462	3.554	5.825	13.225
A	4.563	17.788	1.70	58.3	0.099	3.505	3.604	0.958	8.358
M	2.898	11.256	1.25	66.2	0.083	3.548	3.630	-0.732	6.667
J	0.712	7.397	0.92	104.5	0.096	3.591	3.687	-2.975	4.424
J	0.262	4.686	0.64	139.7	0.089	3.633	3.722	-3.460	3.940
A	0.310	4.250	0.60	122.7	0.073	3.633	3.706	-3.396	4.003
S	0.589	4.592	0.62	94.2	0.058	3.548	3.606	-3.017	4.382
O	2.026	6.408	0.82	64.5	0.053	3.505	3.557	-1.531	5.868
N	4.795	10.663	1.22	41.0	0.050	3.505	3.555	1.224	8.640
D	5.835	14.474	1.48	34.1	0.050	3.462	3.512	2.322	9.722

Régularisation saisonnière

taux = 75%

$$V_r = \bar{A} \cdot t = 33.75 \text{ hm}^3$$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	14.076	1.45	37.2	0.054	2.70	2.754	3.922	11.322
F	7.062	18.384	1.73	37.9	0.065	2.70	2.765	4.296	11.696
M	9.379	21.074	1.85	51.0	0.094	2.733	2.827	6.547	13.947
A	4.563	18.510	1.75	58.3	0.0102	2.767	2.869	1.693	9.094
M	2.898	11.992	1.30	66.2	0.086	2.801	2.887	0.010	7.410
J	0.712	8.122	0.98	104.5	0.102	2.835	2.937	-2.225	5.174
J	0.262	5.436	0.7	139.7	0.097	2.868	2.965	-2.703	4.696
A	0.310	5.006	0.68	122.7	0.083	2.868	2.951	-2.641	4.758
S	0.589	5.347	0.71	94.2	0.067	2.801	2.868	-2.279	5.121
O	2.026	7.147	0.92	64.5	0.059	2.767	2.826	-0.800	6.599
N	4.795	11.394	1.25	41.0	0.051	2.767	2.818	1.976	9.376
D	5.835	15.211	1.52	34.1	0.052	2.733	2.785	3.050	10.450

Régularisation saisonnière

taux = 70%

$$V_r = \bar{A} \cdot t = 31.50 \text{ hm}^3$$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km ²)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	14.076	1.45	37.2	0.054	2.520	2.754	4.102	11.502
F	7.062	18.564	1.74	37.9	0.066	2.520	2.586	4.440	11.840
M	9.379	21.215	1.88	51.0	0.096	2.551	2.647	6.732	14.132
A	4.563	18.695	1.75	58.3	0.0102	2.583	2.685	1.878	9.278
M	2.898	12.176	1.30	66.2	0.086	2.614	2.700	0.198	7.598
J	0.712	8.310	1.02	104.5	0.106	2.646	2.752	-2.04	7.359
J	0.262	5.621	0.74	139.7	0.103	2.677	2.780	-2.518	4.881
A	0.310	5.191	0.69	122.7	0.085	2.677	2.762	-2.452	4.948
S	0.589	5.537	0.73	94.2	0.068	2.614	2.682	-2.093	5.306
O	2.026	7.332	0.91	64.5	0.058	2.583	2.641	-0.615	6.784
N	4.795	11.579	1.26	41.0	0.051	2.583	2.634	2.160	9.56
D	5.835	15.395	1.53	34.1	0.052	2.551	2.603	3.231	10.631

Régularisation saisonnière

taux = 65%

$$V_r = \bar{A} \cdot t = 29.25 \text{ hm}^3$$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	$S (\text{Km}^2)$	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	14.076	1.45	37.2	0.054	2.340	2.394	4.282	11.682
F	7.062	18.744	1.75	37.9	0.066	2.340	2.406	4.655	12.055
M	9.379	21.434	1.86	51.0	0.095	2.369	2.464	6.915	14.315
A	4.563	18.878	1.75	58.3	0.010	2.398	2.500	2.063	9.463
M	2.898	12.360	1.31	66.2	0.086	2.427	2.513	0.384	7.784
J	0.712	8.496	1.02	104.5	0.106	2.457	2.563	-1.851	5.548
J	0.262	5.810	0.77	139.7	0.107	2.486	2.593	-2.331	5.068
A	0.310	5.378	0.70	122.7	0.085	2.486	2.571	-2.261	5.138
S	0.589	5.727	0.76	94.2	0.072	2.427	2.498	-1.909	5.490
O	2.026	7.516	0.95	64.5	0.061	2.398	2.459	-0.433	6.966
N	4.795	11.761	1.28	41.0	0.052	2.398	2.450	2.344	9.744
D	5.835	15.579	1.55	34.1	0.053	2.369	2.422	3.413	10.813

Régularisation saisonnière

taux = 60%

$$V_r = \bar{A} \cdot t = 27.00 \text{ hm}^3$$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km ²)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	14.076	1.45	37.2	0.054	2.160	2.214	4.462	11.862
F	7.062	18.924	1.75	37.9	0.066	2.160	2.226	4.799	12.199
M	9.379	21.578	1.90	51.0	0.097	2.187	2.284	4.095	14.495
A	4.563	19.058	1.76	58.3	0.010	2.214	2.316	2.246	9.646
M	2.898	12.544	1.32	66.2	0.087	2.241	2.328	0.569	7.969
J	0.712	8.681	1.06	104.5	0.110	2.268	2.378	-1.666	5.733
J	0.262	5.995	0.77	139.7	0.107	2.295	2.402	-2.140	5.259
A	0.310	5.596	0.72	122.7	0.088	2.295	2.383	-2.073	5.326
S	0.589	5.915	0.73	94.2	0.071	2.241	2.312	-1.723	5.676
O	2.026	5.702	0.95	64.5	0.061	2.214	2.275	-0.249	7.150
N	4.795	11.945	1.30	41.0	0.053	2.214	2.267	2.527	9.927
D	5.835	15.762	1.57	34.1	0.053	2.187	2.240	3.594	10.994

Première année Régularisation inter annuelle
 taux = 60% $A_{60\%} = 37.91 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	14.076	1.45	37.2	0.054	3.033	3.087	3.589	10.989
F	7.062	18.015	1.70	37.9	0.064	3.033	3.097	3.964	14.953
M	9.379	24.332	2.02	51.0	0.103	3.070	3.173	6.206	21.159
A	4.563	25.722	2.07	58.3	0.120	3.108	3.228	1.334	22.493
M	2.898	25.391	2.04	66.2	0.135	3.146	3.281	-0.383	22.110
J	0.712	22.822	1.93	104.5	0.201	3.184	3.285	-2.673	19.436
J	0.262	19.698	1.78	139.7	0.248	3.222	3.470	-3.208	16.227
A	0.310	16.537	1.6	122.7	0.196	3.222	3.418	-3.108	13.118
S	0.589	13.707	1.42	94.2	0.133	3.146	3.279	-2.690	10.427
O	2.026	12.453	1.32	64.5	0.085	3.108	3.193	-1.167	9.259
N	4.795	14.054	1.44	41.0	0.059	3.108	3.167	1.627	10.886
D	5.835	16.724	1.64	34.1	0.050	3.070	3.126	2.709	13.595

Deuxième année Régularisation inter annuelle $A_{60\%} = 37.91 \text{ hm}^3$
 taux = 60%

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	20.271	1.82	37.2	0.067	3.033	3.100	3.575	17.170
F	7.062	24.196	2.00	37.9	0.075	3.033	3.108	3.917	21.087
M	9.379	30.466	2.26	51.0	0.115	3.070	3.185	6.193	27.280
A	4.563	31.843	2.32	58.3	0.135	3.108	3.243	1.345	28.625
M	2.898	31.523	2.30	66.2	0.152	3.146	3.298	-0.400	28.224
J	0.712	28.936	2.15	104.5	0.224	3.184	3.408	-2.696	25.527
J	0.262	25.789	2.10	139.7	0.293	3.222	3.515	-3.253	22.273
A	0.310	22.583	1.12	122.7	0.236	3.222	3.458	-3.148	19.124
S	0.589	19.713	1.79	94.2	0.168	3.146	3.314	-2.725	16.398
O	2.026	18.424	1.74	64.5	0.112	3.108	3.220	-1.194	15.203
N	4.795	19.998	1.80	41.0	0.073	3.108	3.181	1.613	16.816
D	5.835	22.651	1.91	34.1	0.065	3.070	3.135	2.699	19.515

Troisième année

Régularisation inter annuelle
taux = 60% $A_{60\%} = 37.91 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km ²)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	26.191	2.08	37.2	0.077	3.033	3.110	3.565	23.160
F	7.062	30.222	2.26	37.9	0.085	3.033	3.118	3.907	27.067
M	9.379	36.446	2.46	51.0	0.125	3.070	3.195	6.183	33.250
A	4.563	37.813	2.52	58.3	0.146	3.108	3.255	1.308	34.558
M	2.898	37.456	2.50	66.2	0.165	3.146	3.311	-0.413	34.144
J	0.712	34.856	2.42	104.5	0.252	3.184	3.436	-2.725	31.419
J	0.262	31.681	2.31	139.7	0.322	3.222	3.544	-3.282	28.136
A	0.310	28.446	2.10	122.7	0.257	3.222	3.479	-3.169	24.966
S	0.589	25.555	2.05	94.2	0.193	3.146	3.339	-2.750	22.215
O	2.026	24.241	2.01	64.5	0.129	3.108	3.237	-1.211	21.003
N	4.795	25.798	2.07	41.0	0.084	3.108	3.192	1.602	22.605
D	5.835	28.440	2.10	34.1	0.071	3.070	3.141	2.693	25.298

Quatrième année

Régularisation inter annuelle
taux = 60%

$A_{60\%} = 37.91 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km ²)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	31.274	2.34	37.2	0.087	3.033	3.120	3.555	28.853
F	7.062	35.880	2.40	37.9	0.091	3.033	3.124	3.902	32.755
M	9.379	42.134	2.62	51.0	0.133	3.070	3.203	6.175	38.930
A	4.563	43.493	2.70	58.3	0.157	3.108	3.265	1.297	40.227
M	2.898	43.125	2.65	66.2	0.175	3.146	3.321	-0.423	39.803
J	0.712	40.515	2.60	104.5	0.271	3.184	3.455	-2.743	37.059
J	0.262	37.321	2.45	139.7	0.342	3.222	3.564	-3.302	33.757
A	0.310	34.067	2.40	122.7	0.292	3.222	3.514	-3.204	30.552
S	0.589	31.141	2.28	94.2	0.214	3.146	3.360	-2.771	27.780
O	2.026	29.806	2.25	64.5	0.145	3.108	3.253	-1.227	26.552
N	4.795	31.347	2.29	41.0	0.134	3.108	3.242	1.552	28.104
D	5.835	33.939	2.39	34.1	0.081	3.070	3.151	2.683	30.787

Cinquième année

Régularisation inter annuelle
taux = 60%

$A_{60\%} = 37.91 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	37.463	2.50	37.2	0.093	3.033	3.125	3.550	33.912
F	7.062	40.974	2.65	37.9	0.100	3.033	3.133	3.928	37.840
M	9.379	47.219	2.72	51.0	0.138	3.070	3.208	6.170	44.010
A	4.563	48.219	2.80	58.3	0.163	3.108	3.271	1.291	45.301
M	2.898	48.199	2.80	66.2	0.185	3.146	3.331	-0.433	44.867
J	0.712	45.579	2.70	104.5	0.282	3.184	3.466	-2.754	42.112
J	0.262	42.374	2.63	139.7	0.367	3.222	3.589	-3.327	38.784
A	0.310	39.094	2.57	122.7	0.315	3.222	3.537	-3.227	35.556
S	0.589	36.145	2.45	94.2	0.230	3.146	3.376	-2.787	32.768
O	2.026	34.794	2.37	64.5	0.152	3.108	3.260	-1.234	31.533
N	4.795	36.328	2.45	41.0	0.100	3.108	3.208	1.586	33.119
D	5.835	38.954	2.57	34.1	0.087	3.070	3.157	2.677	35.796

Première année Régularisation inter annuelle
 taux = 70% $A_{70\%} = 30.43 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	h_{evp} (mm)	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	14.076	1.450	37.2	0.054	2.434	2.488	4.188	11.588
F	7.062	18.614	1.730	37.9	0.065	2.434	2.499	2.933	16.521
M	9.379	25.900	2.080	51.0	0.106	2.464	2.570	6.809	23.33
A	4.563	27.893	2.150	58.3	0.125	2.495	2.620	1.942	25.272
M	2.898	28.170	2.155	66.2	0.142	2.525	2.667	0.230	25.502
J	0.712	26.214	2.065	104.5	0.215	2.556	2.771	-2.059	23.442
J	0.262	23.704	1.965	139.7	0.273	2.586	2.859	-2.597	20.844
A	0.310	21.154	1.830	122.7	0.224	2.525	2.810	-2.500	18.343
S	0.589	18.932	1.735	94.2	0.163	2.495	2.688	-2.099	16.243
O	2.026	18.269	1.728	64.5	0.111	2.495	2.606	-2.580	15.662
N	4.795	20.457	1.822	41.0	0.074	2.495	2.569	-2.225	17.887
D	5.835	23.722	1.955	34.1	0.066	2.464	2.530	3.304	21.191

Deuxième année

Régularisation inter annuelle
taux = 70%

$A_{70\%} = 30.43 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	27.687	2.145	37.2	0.079	2.434	2.513	4.162	25.353
F	7.062	32.415	2.330	37.9	0.088	2.434	2.522	4.503	29.850
M	9.379	39.235	2.572	51.0	0.131	2.464	2.595	6.783	36.633
A	4.563	41.196	2.630	58.3	0.153	2.495	2.648	1.914	38.547
M	2.898	41.445	2.631	66.2	0.174	2.525	2.699	0.198	38.745
J	0.712	39.457	2.580	104.5	0.269	2.556	2.825	-2.113	36.631
J	0.262	36.893	2.453	139.7	0.342	2.586	2.928	-2.666	33.964
A	0.310	34.274	2.365	122.7	0.290	2.525	2.876	-2.566	31.397
S	0.589	31.986	2.310	94.2	0.217	2.495	2.742	-2.153	29.243
O	2.026	31.269	2.280	64.5	0.147	2.495	2.642	-0.616	28.826
N	4.795	33.421	2.370	41.0	0.094	2.495	2.589	2.205	31.031
D	5.835	36.866	2.453	34.1	0.083	2.464	2.547	3.287	34.318

Troisième année

Régularisation inter annuelle
taux = 70%

$A_{70\%} = 30.43 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{app} (\text{hm}^3)$	$V_{app.c} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	$h_{evp} (\text{mm})$	$V_{evp} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{cons.c} (\text{hm}^3)$	$V_{rest} (\text{hm}^3)$	$V_{resid} (\text{hm}^3)$
J	6.676	40.994	2.615	37.2	0.097	2.434	2.531	4.144	38.462
F	7.062	45.524	2.700	37.9	0.102	2.434	2.536	4.525	42.987
M	9.379	52.366	2.940	51.0	0.149	2.464	2.613	6.765	49.752
A	4.563	54.315	3.000	58.3	0.175	2.495	2.670	1.891	51.641
M	2.898	54.539	3.010	66.2	0.201	2.525	2.727	0.171	51.812
J	0.712	52.524	2.941	104.5	0.307	2.556	2.863	-2.151	49.660
J	0.262	49.922	2.862	139.7	0.399	2.586	2.985	-2.723	46.936
A	0.310	47.246	2.801	122.7	0.343	2.525	2.929	-2.619	44.316
S	0.589	44.905	2.700	94.2	0.254	2.495	2.779	-2.190	42.125
O	2.026	44.151	2.690	64.5	0.573	2.495	2.668	-0.642	41.482
N	4.795	46.277	2.720	41.0	0.111	2.495	2.606	2.188	43.670
D	5.835	49.505	2.910	34.1	0.099	2.464	2.563	3.271	46.941

Quatrième année

Régularisation inter annuelle
taux = 70%

$A_{70\%} = 30.43 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km ²)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	53.617	2.978	37.2	0.110	2.434	2.544	4.131	51.072
F	7.062	58.134	3.110	37.9	0.117	2.434	2.551	4.510	55.582
M	9.379	64.961	3.230	51.0	0.164	2.464	2.628	6.750	62.332
A	4.563	66.895	3.270	58.3	0.191	2.495	2.686	1.876	64.208
M	2.898	67.106	3.272	66.2	0.216	2.525	2.741	0.156	64.364
J	0.712	65.076	3.232	104.5	0.337	2.556	2.893	-2.181	62.182
J	0.262	62.444	3.150	139.7	0.440	2.586	3.026	-2.764	59.417
A	0.310	59.727	3.125	122.7	0.383	2.525	2.969	-2.659	56.758
S	0.589	57.347	3.098	94.2	0.291	2.495	2.816	-2.227	54.530
O	2.026	56.556	3.096	64.5	0.199	2.495	2.694	-0.668	53.861
N	4.795	58.656	3.115	41.0	0.127	2.495	2.622	2.172	56.033
D	5.835	61.868	3.145	34.1	0.107	2.464	2.571	3.263	59.296

TALUS AMONT : FIN DE CONSTRUCTION

R = 100 m

N°	b _n (m)	h _n (m)	φ _n (°)	C _n (t/m ²)	α _n (°)	G _n (t)	G _n sin α _n (t)	G _n cos α _n (t)	U _n (t/m ²)	d _n (m)	U _n d _n (t)	(G _n cos α _n - U _n d _n)tg φ _n (t)	C _n d _n (t)	d _n (m)	a G _n d _n /R (t)
-2	3.5	03.0	35	0.5	-11.53	16.80	-3.35	16.46	0	3.57	0	11.52	1.78	99.25	4.17
-1	10	08.5	35	0.5	-5.74	136	-13.60	135.32	0	10.05	0	94.75	5.02	98.00	33.32
0	10	11.5	35	0.5	00.0	184	0.00	184.00	0	10.00	0	128.83	5.00	96.00	44.16
1	10	13.5	35	0.5	5.74	216	21.60	214.91	0	10.05	0	150.48	5.02	94.50	51.03
2	10	13.75	35	0.5	11.53	220	43.97	215.56	0	10.20	0	150.93	5.10	93.75	51.56
3	10	13.0	35	0.5	17.45	208	62.37	198.42	0	10.48	0	138.93	5.24	93.50	48.02
4	10	11.0	35	0.5	23.57	176	70.37	161.31	0	10.91	0	112.95	5.45	94.50	41.58
5	10	08.0	35	0.5	30.00	128	64.00	110.85	0	11.54	0	77.62	5.77	94.00	30.40
6	10	04.5	35	0.5	36.87	72	43.20	57.56	0	12.50	0	40.30	6.25	96.50	17.37
7	10	01.0	35	0.5	44.42	16	11.19	11.42	0	14.00	0	7.99	7.00	99.00	3.96
						Σ=299.75						Σ=914.30	Σ=51.63	Σ=326.17	

K_S = 1.54 (avec séisme)

K_{SS} = 3.20 (sans séisme)

TALUS AMONT : FIN DE CONSTRUCTION

R = 91 m

N°	b _n (m)	h _n (m)	φ _n (°)	C _n (t/m ²)	α _n (°)	G _n (t)	G _n sin α _n (t)	G _n cos α _n (t)	U _n (t/m ²)	d _{ln} (m)	U _n d _{ln} (t)	(G _n cos α _n - U _n d _{ln})tg φ _n (t)	C _n d _{ln} (t)	d _n (m)	a G _n d _n /R (t)
-5	5.5	03.5	35	0.5	-19.47	30.8	-8.2	29.7	0	5.83	0	20.8	2.92	90.0	7.6
-4	9.1	09.5	35	0.5	-15.46	138.3	-36.9	133.3	0	9.84	0	93.3	4.72	88.0	33.4
35	9.1	15.0	35	0.5	-11.53	218.4	-43.7	214.0	0	9.28	0	149.8	4.64	85.0	51.0
-2	9.1	20.0	35	0.5	-7.66	291.2	-38.8	288.6	0	9.18	0	202.1	4.59	82.0	65.6
-1	9.1	24.0	35	0.5	-3.82	349.4	-23.3	248.6	0	9.12	0	244.1	4.56	80.0	76.8
0	9.1	27.5	35	0.5	0.00	400.4	0.0	400.4	0	9.10	0	280.4	4.55	78.0	85.8
1	9.1	30.0	35	0.5	3.82	436.8	29.1	435.8	0	9.12	0	305.2	4.56	76.5	91.8
2	9.1	31.5	35	0.5	7.66	458.6	61.1	454.5	0	9.18	0	318.2	4.59	76.0	95.8
3	9.1	32.0	35	0.5	11.53	465.9	73.1	456.5	0	9.28	0	319.6	4.65	76.5	97.9
4	9.1	32.5	35	0.5	15.46	473.2	126.1	456.1	0	9.44	0	319.4	4.72	77.0	100.1
5	9.1	31.0	35	0.5	19.47	451.4	150.7	425.6	0	5.83	0	298.0	2.91	78.0	86.7
6	9.1	28.5	35	0.5	23.57	415.0	165.9	380.4	0	9.92	0	266.4	4.96	80.5	91.8
7	9.1	23.5	35	0.5	27.81	342.2	159.7	302.7	0	10.28	0	212.0	5.14	83.5	78.5
8	9.1	17.5	35	0.5	32.23	254.8	135.9	215.5	0	10.75	0	150.9	5.37	87.0	58.7
9	9.1	06.5	35	0.5	36.87	94.6	56.7	75.7	0	11.37	0	53.00	5.68	90.5	25.5
							Σ=827.2					Σ=3233.2	Σ=68.6		Σ=1057

K_S = 1.80 (avec séisme)

K_{SS} = 4.00 (sans séisme)

TALUS AMONT : FIN DE CONSTRUCTION

R = 88 m

N°	b _n (m)	h _n (m)	φ _n (°)	C _n (t/m ²)	α _n (°)	G _n (t)	G _n sin α _n (t)	G _n cos α _n (t)	U _n (t/m ²)	d _n (m)	U _n d _n (t)	(G _n cos α _n - U _n d _n)tg φ _n (t)	C _n d _n (t)	d _n (m)	a G _n d _n /R (t)
-5	2.0	01.25	35	0.5	-19.47	4.00	-1.33	3.77	0	02.12	0	002.64	01.06	87.75	0.99
-4	8.8	05.50	35	0.5	-15.46	77.44	-20.64	74.63	0	09.13	0	052.26	04.56	85.50	18.81
35	8.8	12.00	35	0.5	-11.53	168.96	-33.77	165.55	0	08.98	0	115.92	04.49	82.50	39.60
-2	8.8	17.50	35	0.5	-7.66	246.40	-32.84	244.20	0	08.87	0	170.99	04.43	79.50	55.65
-1	8.8	22.00	35	0.5	-3.82	309.76	-20.63	309.07	0	08.82	0	216.41	04.41	77.25	67.98
0	8.8	25.00	35	0.5	0.00	352.00	0.00	352.00	0	08.80	0	246.47	04.40	75.50	75.50
1	8.8	27.75	35	0.5	3.82	390.72	26.03	389.85	0	08.82	0	272.97	04.41	74.50	82.69
2	8.8	29.50	35	0.5	7.66	415.36	55.36	411.20	0	08.87	0	287.92	04.43	73.50	86.73
3	8.8	30.00	35	0.5	11.53	422.40	84.43	406.98	0	08.98	0	284.97	04.49	74.00	88.80
4	8.8	29.50	35	0.5	15.46	415.36	110.72	400.33	0	09.13	0	280.31	04.56	73.50	86.73
5	8.8	28.50	35	0.5	19.47	401.28	133.75	378.33	0	10.60	0	264.91	05.30	75.50	86.07
6	8.8	25.00	35	0.5	23.57	352.00	140.75	322.63	0	09.60	0	225.90	04.80	78.50	78.50
7	8.8	19.50	35	0.5	27.81	274.56	128.09	242.84	0	09.45	0	170.03	04.97	81.50	63.57
8	5.0	13.50	35	0.5	32.23	108.00	57.59	91.35	0	05.91	0	063.96	02.95	84.00	25.77
9	6.0	07.50	27	2.5	36.87	87.75	52.65	70.20	0	07.50	0	035.76	18.75	85.75	21.37
							Σ=680.16					Σ=2696.41	Σ=78.01		Σ=878.76

K_S = 1.77 (avec séisme)

K_{SS} = 4.07 (sans séisme)

Cinquième année

Régularisation inter annuelle
taux = 80% $A_{80\%} = 22.11 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{app} (\text{hm}^3)$	$V_{app.c} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	h_{evp} (mm)	$V_{evp} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{cons.c} (\text{hm}^3)$	$V_{rest} (\text{hm}^3)$	$V_{resid} (\text{hm}^3)$
J	6.676	099.625	4.160	37.2	0.154	1.768	1.922	4.753	097.700
F	7.062	104.762	4.328	37.9	0.164	1.768	1.932	5.130	102.830
M	9.379	112.209	4.540	51.0	0.231	1.791	2.022	7.356	110.186
A	4.563	114.749	4.620	58.3	0.269	1.813	2.082	2.480	112.666
M	2.898	115.564	4.640	66.2	0.307	1.835	2.142	0.755	113.421
J	0.712	114.133	4.580	104.5	0.478	1.857	2.335	-1.623	111.797
J	0.262	112.059	4.520	139.7	0.631	1.879	2.510	-2.248	109.548
A	0.310	109.858	4.480	122.7	0.549	1.879	2.428	-2.118	107.429
S	0.589	108.018	4.420	94.2	0.416	1.835	2.251	-1.662	105.766
O	2.026	107.792	4.400	64.5	0.283	1.813	2.296	-0.070	105.695
N	4.795	110.490	4.440	41.0	0.182	1.813	1.995	2.800	108.495
D	5.835	114.333	4.600	34.1	0.156	1.791	1.947	3.887	112.382

Quatrième année

Régularisation inter annuelle

taux = 80%

$A_{80\%} = 22.11 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	79.713	3.56	37.2	0.132	1.768	1.900	4.775	77.812
F	7.062	84.874	3.72	37.9	0.141	1.768	1.910	5.117	82.929
M	9.379	92.308	3.92	51.0	0.199	1.791	1.991	7.388	90.317
A	4.563	94.880	4.01	58.3	0.233	1.813	2.046	2.516	92.833
M	2.898	95.731	4.04	66.2	0.267	1.835	2.102	0.795	93.628
J	0.712	94.340	4.00	104.5	0.418	1.857	2.275	-1.563	92.065
J	0.262	92.327	3.92	139.7	0.547	1.879	2.426	-2.164	89.900
A	0.310	90.210	3.87	122.7	0.475	1.879	2.350	-2.040	87.860
S	0.589	88.449	3.82	94.2	0.359	1.835	2.194	-1.605	86.254
O	2.026	88.280	3.80	64.5	0.245	1.813	2.058	-0.032	86.221
N	4.795	91.017	3.90	41.0	0.160	1.813	1.973	2.822	89.043
D	5.835	94.878	4.01	34.1	0.136	1.791	1.927	3.907	92.950

Troisième année

Régularisation inter annuelle

taux = 80%

 $A_{80\%} = 22.11 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	59.331	3.12	37.2	0.116	1.768	1.284	4.792	55.447
F	7.062	64.509	3.22	37.9	0.122	1.768	1.890	5.172	62.619
M	9.379	71.998	3.41	51.0	0.174	1.791	1.965	7.414	70.033
A	4.563	74.596	3.48	58.3	0.202	1.813	2.015	2.547	72.580
M	2.898	75.478	3.50	66.2	0.231	1.835	2.066	0.831	73.411
J	0.712	74.123	3.46	104.5	0.361	1.857	2.218	-1.506	71.904
J	0.262	72.166	3.42	139.7	0.477	1.879	2.356	-2.094	69.809
A	0.310	70.119	3.37	122.7	0.413	1.879	2.292	-1.982	67.826
S	0.589	68.415	3.30	94.2	0.310	1.835	2.145	-1.556	66.269
O	2.026	68.295	3.29	64.5	0.212	1.813	2.025	0.000	66.269
N	4.795	71.064	3.39	41.0	0.139	1.813	1.952	2.843	69.112
D	5.835	74.947	3.49	34.1	0.119	1.791	1.910	3.925	73.037

Deuxième année

Régularisation inter annuelle

taux = 80%

$A_{80\%} = 22.11 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	38.830	2.56	37.2	0.095	1.768	1.863	4.812	36.966
F	7.062	44.028	2.70	37.9	0.102	1.768	1.870	5.191	42.157
M	9.379	51.536	2.92	51.0	0.149	1.791	1.940	7.439	49.595
A	4.563	54.159	3.00	58.3	0.175	1.813	1.988	2.575	52.170
M	2.898	55.068	3.02	66.2	0.199	1.835	2.035	0.863	53.033
J	0.712	53.745	2.98	104.5	0.311	1.857	2.168	-1.456	51.576
J	0.262	51.838	2.93	139.7	0.408	1.879	2.287	-2.025	49.551
A	0.310	49.861	2.86	122.7	0.351	1.879	2.230	-1.920	47.630
S	0.589	48.220	2.80	94.2	0.567	1.835	2.402	-1.813	45.816
O	2.026	47.842	2.74	64.5	0.176	1.813	1.989	0.036	45.852
N	4.795	50.647	2.91	41.0	0.119	1.813	1.932	2.862	48.714
D	5.835	54.549	3.01	34.1	0.102	1.791	1.893	3.941	52.655

Première année

Régularisation inter annuelle
taux = 80%

$A_{80\%} = 22.11 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	14.076	1.45	37.2	0.054	1.768	1.822	4.854	12.254
F	7.062	19.316	1.80	37.9	0.068	1.768	1.836	5.225	17.479
M	9.379	26.858	2.07	51.0	0.105	1.791	1.896	7.482	24.961
A	4.563	29.524	2.24	58.3	0.113	1.813	1.943	6.506	31.467
M	2.898	34.365	2.40	66.2	0.284	1.835	2.119	0.778	32.245
J	0.712	32.957	2.34	104.5	0.244	1.857	2.101	-1.389	30.855
J	0.262	31.117	2.28	139.7	0.318	1.879	2.197	-1.935	28.919
A	0.310	29.229	2.22	122.7	0.272	1.879	2.469	-2.159	26.759
S	0.589	27.348	2.14	94.2	0.201	1.835	2.036	-1.447	25.311
O	2.026	27.337	2.14	64.5	0.220	1.813	2.033	-0.007	25.303
N	4.795	30.098	2.26	41.0	0.092	1.813	1.905	2.889	28.192
D	5.835	34.027	2.38	34.1	0.081	1.791	1.872	3.962	32.154

Cinquième année

Régularisation inter annuelle
taux = 70% $A_{70\%} = 30.43 \text{ hm}^3$

Mois	$V_{\text{app}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{app.c}} (\text{hm}^3)$	S (Km^2)	$h_{\text{evp}} (\text{mm})$	$V_{\text{evp}} (\text{hm}^3)$	$V_b (\text{hm}^3)$	$V_{\text{cons.c}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{rest}} (\text{hm}^3)$	$V_{\text{resid}} (\text{hm}^3)$
J	6.676	65.972	3.245	37.2	0.120	2.434	2.554	4.121	63.417
F	7.062	70.479	3.372	37.9	0.127	2.434	2.561	4.500	67.917
M	9.379	77.296	3.510	51.0	0.179	2.464	2.643	6.735	74.652
A	4.563	79.216	2.545	58.3	0.148	2.495	2.643	1.919	76.571
M	2.898	79.469	2.550	66.2	0.169	2.525	2.693	0.204	76.775
J	0.712	77.487	3.547	104.5	0.370	2.556	2.926	-2.214	74.560
J	0.262	74.822	3.485	139.7	0.486	2.586	3.072	-2.810	71.749
A	0.310	72.059	3.416	122.7	0.419	2.525	3.005	-2.695	69.054
S	0.589	69.643	3.340	94.2	0.314	2.495	2.839	-2.250	66.803
O	2.026	68.829	3.320	64.5	0.214	2.495	2.709	-0.683	66.119
N	4.795	70.114	3.380	41.0	0.138	2.495	2.635	2.161	68.280
D	5.835	74.115	3.470	34.1	0.118	2.464	2.582	3.252	71.532

VIDANGE RAPIDE : TALUS AMONT

R = 93 m

N°	b _n (m)	h _n (m)	h' _n (m)	φ _n (°)	C _n (t/m ²)	α _n (°)	G _n (t)	G _n sin α _n (t)	G _n cos α _n (t)	U _n (t/m ²)	dl _n (m)	U _n dl _n (t)	(G _n cos α _n - U _n dl _n) tg φ _n (t)	C _n dl _n (t)	d _n (m)	a G _n d _n /R (t)
-4	6.0	00.00	00.00	35	0.5	-16.60	031.20	-008.91	029.90	02.00	6.26	013.52	011.47	3.13	92.00	007.72
-3	9.3	00.00	00.00	35	0.5	-12.37	181.37	-038.85	177.14	07.50	9.52	071.41	074.01	4.76	89.50	043.63
-2	9.3	01.50	07.50	35	0.5	-08.21	305.97	-043.69	302.83	11.50	9.40	194.77	136.31	4.70	86.75	071.35
-1	9.3	04.50	11.50	35	0.5	-04.10	398.04	-028.46	397.02	13.00	9.32	121.21	193.07	4.66	84.25	090.68
0	9.3	07.50	13.00	35	0.5	0	465.93	0	465.93	13.50	9.30	125.55	238.27	4.65	83.00	103.16
1	9.3	10.50	13.50	35	0.5	04.10	509.64	036.44	508.34	13.00	9.32	121.16	271.02	4.66	81.25	111.31
2	9.3	14.00	13.00	35	0.5	08.21	550.67	078.63	545.01	12.00	9.40	112.80	302.54	4.70	80.75	119.53
3	9.3	16.50	12.00	35	0.5	12.37	536.61	114.95	524.15	09.50	9.52	090.45	303.59	4.76	80.50	116.12
4	9.3	20.00	09.50	35	0.5	16.60	511.04	146.00	489.74	05.75	9.70	055.80	303.76	4.85	81.50	111.96
5	9.3	22.75	05.75	35	0.5	20.92	577.07	206.05	539.03	01.75	9.96	017.42	521.61	4.98	82.00	127.20
6	9.3	22.50	01.75	35	0.5	27.38	418.50	179.38	378.11	0	10.29	0	264.68	5.15	85.00	095.63
7	9.3	17.50	00.00	35	0.5	30.00	325.50	162.75	281.89	0	10.74	0	197.32	5.37	87.00	073.13
8	9.3	11.00	00.00	35	0.5	34.87	204.60	116.91	167.91	0	11.33	0	117.54	5.67	89.50	089.23
9	4.5	02.50	00.00	35	0.5	40.01	022.50	014.47	017.23	0	05.88	0	005.88	2.94	92.00	005.56
								Σ=935.67					Σ=2941.07	Σ=64.98		Σ=1129.21

K_S = 1.46 (avec séisme)
 K_{SS} = 3.21 (sans séisme)

FONCTIONNEMENT NORMAL : TALUS AVAL

R = 85 m

N°	b _n (m)	h _n (m)	φ _n (°)	C _n (t/m ²)	α _n (°)	G _n (t)	G _n sin α _n (t)	G _n cos α _n (t)	U _n (t/m ²)	dl _n (m)	U _n dl _n (t)	(G _n cos α _n - U _n dl _n)tg φ _n (t)	C _n dl _n (t)	d _n (m)	a G _n d _n /R (t)
-2	3.5	01.5	35	0.5	-10.47	008.40	-01.53	008.26		3.56		005.78	1.78	84.0	02.07
-1	8.5	05.0	35	0.5	-05.22	068.00	-06.19	067.72	0	8.54	0	047.42	4.27	82.5	16.50
0	8.5	10.0	35	0.5	0	136.00	00.00	136.00	0	8.50	0	095.20	4.25	80.0	32.00
1	8.5	11.0	35	0.5	5.22	149.60	13.61	148.98	0	8.54	0	104.32	4.27	79.0	34.76
2	8.5	12.5	35	0.5	10.47	170.00	30.89	167.17	0	8.64	0	117.05	4.32	78.5	39.25
3	8.5	13.5	35	0.5	15.83	183.60	50.08	176.64	0	8.84	0	123.68	4.42	76.5	41.31
4	8.5	14.0	35	0.5	21.32	190.40	69.22	177.37	0	9.12	0	124.20	4.56	78.0	43.68
5	8.5	12.5	35	0.5	27.04	170.00	77.28	151.42	0	9.54	0	106.03	4.77	79.5	39.75
6	8.5	10.5	35	0.5	33.06	142.80	77.90	119.68	0	10.14	0	083.80	5.07	81.0	34.02
7	8.5	06.0	35	0.5	39.52	081.60	62.95	062.95	0	11.02	0	044.08	5.51	82.0	19.68
8	4.5	02.5	35	0.5	46.66	018.00	13.09	012.35	0	12.38	0	008.65	6.19	84.5	04.47
							Σ=387.3					Σ=860.21	Σ=49.41		Σ=307.81

K_S = 1.32 (avec séisme)

K_{SS} = 2.35 (sans séisme)

FONCTIONNEMENT NORMAL : TALUS AMONT

R = 95 m

N°	b _n (m)	h _n (m)	φ _n (°)	C _n (t/m ²)	α _n (°)	G _n (t)	G _n sin α _n (t)	G _n cos α _n (t)	U _n (t/m ²)	d _n (m)	U _n d _n (t)	(G _n cos α _n - U _n d _n)tg φ _n (t)	C _n d _n (t)	d _n (m)	a G _n d _n /R (t)
-1	9.5	03.0	35	0.5	-05.74	045.6	-04.56	045.45	0	09.54	0	031.81	4.77	93.50	11.18
0	9.5	07.5	35	0.5	00.00	114.0	00.00	114.00	0	09.50	0	079.80	4.75	91.25	27.37
1	9.5	10.0	35	0.5	05.74	152.0	15.20	151.23	0	09.54	0	105.86	4.77	90.00	36.00
2	9.5	13.0	35	0.5	11.53	197.6	39.49	193.61	0	09.69	0	135.52	4.84	89.00	46.28
3	9.5	14.0	35	0.5	17.45	212.8	63.81	203.00	0	09.96	0	142.10	4.98	89.25	49.98
4	9.5	13.5	35	0.5	23.57	205.2	82.05	188.08	0	10.36	0	131.65	5.18	88.75	47.92
5	9.5	12.5	35	0.5	30.00	190.0	95.00	164.54	0	10.97	0	115.17	5.48	90.00	45.00
6	9.5	09.5	35	0.5	36.87	144.4	86.64	115.52	0	11.87	0	080.86	5.93	91.00	34.58
7	9.5	05.0	35	0.5	44.42	076.0	53.19	054.28	0	13.30	0	037.99	6.65	93.00	18.60
8	4.0	02.3	35	0.5	53.13	014.72	11.77	008.83	0	06.66	0	006.18	3.33	94.25	03.65
							Σ=4426					Σ=866.94	Σ=50.68		Σ=320.56

K_S = 1.31 (avec séisme)

K_{SS} = 2.07 (sans séisme)

VIDANGE RAPIDE : TALUS AMONT

R = 125 m

N°	b _n (m)	h _n (m)	h' _n (m)	φ _n (°)	C _n (t/m ²)	α _n (°)	G _n (t)	G _n sin α _n (t)	G _n cos α _n (t)	U _n (t/m ²)	dl _n (m)	U _n dl _n (t)	(G _n cos α _n - U _n dl _n)tg φ _n (t)	C _n dl _n (t)	d _n (m)	a G _n d _n /R (t)
-3	09.00	00.00	06.00	35	0.5	-14.47	140.40	-035.10	135.94	06.00	09.25	055.74	056.14	04.64	123.00	034.53
-2	12.50	00.00	09.50	35	0.5	-09.59	308.75	-051.43	304.43	09.50	12.68	120.46	128.78	06.34	120.50	074.40
-1	12.50	01.50	14.00	35	0.5	-04.78	492.50	-41.04	490.78	14.00	12.54	175.56	220.65	06.27	116.00	114.23
0	12.50	05.00	16.00	35	0.5	00.00	645.00	00.00	645.00	16.00	12.50	200.00	311.50	06.25	115.00	148.35
1	12.50	07.50	15.00	35	0.5	04.78	675.00	56.24	672.65	15.00	12.54	188.10	339.18	06.27	113.00	152.55
2	12.50	13.50	13.00	35	0.5	09.59	760.00	126.61	749.38	13.00	12.68	164.84	409.17	06.34	112.00	170.24
3	12.50	17.50	10.00	35	0.5	14.47	762.50	190.65	738.28	10.00	12.91	129.10	426.42	06.45	112.50	171.56
4	12.50	21.75	05.25	35	0.5	19.47	714.37	238.10	673.52	05.25	13.26	069.61	422.73	06.63	111.00	158.59
5	12.50	25.00	00.00	35	0.5	24.62	625.00	260.37	568.18	00.00	13.75	000.00	397.72	06.87	114.00	142.50
6	12.50	21.50	00.00	35	0.5	30.00	537.50	268.75	465.48	00.00	14.43	000.00	325.83	07.21	116.50	125.23
7	12.50	15.00	00.00	35	0.5	35.68	375.00	218.77	304.57	00.00	15.39	000.00	213.20	07.69	120.00	090.00
8	09.00	05.00	00.00	35	0.5	41.81	076.50	051.00	057.02	00.00	12.07	000.00	029.05	30.12	123.50	018.89
													Σ=1282.9	Σ=3280.34	Σ=101.08	Σ=1402.97

K_S = 1.27 (avec séisme)

K_{SS} = 2.63 (sans séisme)

VIDANGE RAPIDE : TALUS AMONT

R = 83 m

N°	b _n (m)	h _n (m)	h' _n (m)	φ _n (°)	C _n (t/m ²)	α _n (°)	G _n (t)	G _n sin α _n (t)	G _n cos α _n (t)	U _n (t/m ²)	dl _n (m)	U _n dl _n (t)	(G _n cos α _n - U _n dl _n)tg φ _n (t)	C _n dl _n (t)	d _n (m)	a G _n d _n /R (t)	
-3	2.5	00.0	1	35	0.5	-14.47	002.60	-00.25	002.42	1.00	02.58	02.58	-000.11	1.29	82.50	00.65	
-2	8.3	00.0	4	35	0.5	-09.59	086.32	-14.38	085.11	4.00	08.41	33.64	036.04	4.20	81.50	21.19	
-1	8.3	00.0	7.5	35	0.5	-04.78	161.85	-13.49	161.29	7.50	08.32	62.40	069.24	4.16	79.00	38.51	
0	8.3	02.5	8	35	0.5	00.00	214.14	00.00	214.14	8.00	08.30	66.40	103.45	4.15	77.50	49.99	
1	8.3	05.0	8	35	0.5	04.78	255.64	21.30	254.75	8.00	08.32	66.56	131.77	4.16	76.50	58.91	
2	8.3	8.0	7	35	0.5	09.59	283.86	47.29	279.89	7.00	08.42	58.94	154.71	4.20	76.00	64.98	
3	8.3	10.5	5	35	0.5	14.47	282.20	70.51	273.25	5.00	08.57	42.85	161.33	4.28	75.50	64.18	
4	8.3	13.0	2	35	0.5	19.47	258.96	86.31	244.15	2.00	08.80	17.60	158.63	4.40	75.75	59.09	
5	8.3	14.0	0	35	0.5	24.62	232.40	96.82	211.27	0.00	09.13	0	147.93	4.56	76.75	53.73	
6	8.3	12.0	0	35	0.5	30.00	199.20	99.60	172.51	0.00	09.58	0	120.79	4.79	78.50	47.10	
7	8.3	08.5	0	35	0.5	35.68	141.10	82.30	114.61	0.00	10.21	0	080.25	5.10	80.00	34.00	
8	6.0	03.0	0	35	0.5	41.81	036.00	24.00	026.83	0.00	08.05	0	018.79	4.02	82.00	08.89	
							Σ=500.01						Σ=1182.82	Σ=49.31			Σ=510.22

K_S = 1.30 (avec séisme)

K_{SS} = 2.46 (sans séisme)

TALUS AVAL : FONCTIONNEMENT NORMAL

R = 120 m

N°	b _n (m)	h _n (m)	φ _n (°)	C _n (t/m ²)	α _n (°)	G _n (t)	G _n sin α _n (t)	G _n cos α _n (t)	U _n (t/m ²)	d _{ln} (m)	U _n d _{ln} (t)	(G _n cos α _n - U _n d _{ln})tg φ _n (t)	C _n d _{ln} (t)	d _n (m)	a G _n d _n /R (t)		
-2	12	03.50	35	0.5	-09.59	067.20	-011.19	066.26	0	12.17	0	046.38	06.08	118.50	16.59		
-1	12	09.50	35	0.5	-04.78	182.40	-015.20	181.76	0	12.04	0	127.23	06.02	115.50	43.89		
0	12	14.50	35	0.5	00.00	278.40	000.00	278.40	0	12.00	0	194.88	06.00	112.50	65.25		
1	12	18.00	35	0.5	04.78	345.60	028.79	344.40	0	12.04	0	241.08	06.02	110.50	79.56		
2	12	21.00	35	0.5	09.59	403.20	067.17	397.56	0	12.17	0	278.29	06.08	109.50	91.98		
3	12	22.50	35	0.5	14.79	432.00	107.94	418.29	0	12.40	0	292.80	06.20	109.00	98.10		
4	12	22.50	35	0.5	19.47	432.00	144.00	407.29	0	12.72	0	285.100	06.36	109.50	98.55		
5	12	21.00	35	0.5	24.62	403.20	167.97	366.54	0	13.20	0	256.57	06.60	111.00	93.24		
6	12	17.50	35	0.5	30.00	336.00	168.00	290.98	0	13.85	0	203.68	06.92	113.00	79.10		
7	6	12.50	35	0.5	35.68	120.00	067.00	97.47	0	07.38	0	068.23	03.69	115.00	28.75		
8	6	10.00	27	2.5	41.81	162.00	108.00	120.74	0	08.05	0	061.52	20.12	117.00	39.48		
9	5	04.00	27	2.5	48.59	054.00	040.45	35.71	0	07.55	0	018.19	18.87	118.75	13.36		
							Σ=872.98						Σ=2073.95	Σ=98.96			Σ=747.85

K_S = 2.48 (avec séisme)

K_{SS} = 1.34 (sans séisme)

TALUS AVAL : FONCTIONNEMENT NORMAL

R = 78 m

N°	b _n (m)	h _n (m)	φ _n (°)	C _n (t/m ²)	α _n (°)	G _n (t)	G _n sin α _n (t)	G _n cos α _n (t)	U _n (t/m ²)	d _n (m)	U _n d _n (t)	(G _n cos α _n - U _n d _n)tg φ _n (t)	C _n d _n (t)	d _n (m)	a G _n d _n /R (t)	
-2	7.8	1.5	35	0.5	-10.47	18.72	-3.4	18.41	0	7.93	0	12.88	3.97	77.25	04.63	
-1	7.8	6	35	0.5	-5.22	74.88	-6.81	74.57	0	7.83	0	52.20	3.92	75.00	18.00	
0	7.8	9	35	0.5	0	112.32	0	112.32	0	7.80	0	78.62	3.90	73.25	26.37	
1	7.8	11	35	0.5	5.22	137.28	12.49	136.71	0	7.83	0	95.69	3.92	72.00	31.68	
2	7.8	13	35	0.5	10.47	162.24	29.48	159.54	0	7.93	0	111.67	3.97	71.25	37.05	
3	7.8	14	35	0.5	15.83	174.72	47.66	168.09	0	8.11	0	117.66	4.06	71.50	40.04	
4	7.8	14	35	0.5	21.32	174.72	63.52	162.76	0	8.37	0	113.93	4.19	71.50	40.04	
5	7.8	13	35	0.5	27.04	162.24	73.76	144.51	0	8.76	0	101.15	4.38	72.50	37.70	
6	7.8	10	35	0.5	33.06	124.00	67.04	103.92	0	9.31	0	072.74	4.66	74.00	29.41	
7	7.8	6	35	0.5	39.52	74.88	48.01	57.46	0	10.16	0	040.22	5.08	76.00	18.24	
8	3.5	1.5	35	0.5	46.66	8.40	06.11	5.66	0	05.11	0	003.93	2.55	77.50	02.08	
							Σ=337.86						Σ=800.69	Σ=44.60	Σ=245.20	

K_S = 2.50 (avec séisme)

K_{SS} = 1.45 (sans séisme)

TALUS AVAL : FIN DE CONSTRUCTION

R = 115 m

N°	b _n (m)	h _n (m)	φ _n (°)	C _n (t/m ²)	α _n (°)	G _n (t)	G _n sin α _n (t)	G _n cos α _n (t)	U _n (t/m ²)	dl _n (m)	U _n dl _n (t)	(G _n cos α _n - U _n dl _n)tg φ _n (t)	C _n dl _n (t)	d _n (m)	a G _n d _n /R (t)
-3	11.5	04.50	35	0.5	-14.47	082.80	-020.69	080.17	0	11.87		056.12	05.93	113.00	020.34
-2	11.5	12.00	35	0.5	-09.59	220.80	-036.78	217.71	0	11.66	0	152.40	05.83	109.50	052.56
-1	11.5	18.00	35	0.5	-04.78	331.20	-027.59	330.05	0	11.54	0	231.03	05.77	106.25	076.50
0	11.5	22.50	35	0.5	0	414.00	000.00	414.00	0	11.50	0	289.80	05.75	103.75	093.37
1	11.5	26.25	35	0.5	04.78	483.00	040.24	481.32	0	11.54	0	336.92	05.77	102.00	107.10
2	11.5	29.00	35	0.5	09.59	533.6	88.89	526.14	0	11.66	0	368.30	05.83	101.00	117.16
3	11.5	30.00	35	0.5	14.47	552.00	137.93	534.49	0	11.87	0	374.14	05.93	100.50	120.60
4	11.5	30.00	35	0.5	19.47	552.00	183.98	520.43	0	12.19	0	364.30	06.09	101.50	121.80
5	11.5	29.00	35	0.5	24.62	533.60	222.29	485.09	0	12.65	0	339.56	06.32	103.00	119.48
6	11.5	25.50	35	0.5	30.00	469.20	234.60	406.34	0	13.28	0	284.43	06.64	105.00	107.10
7	11.5	20.50	35	0.5	35.68	377	219.88	306.23	0	14.15	0	214.36	07.07	108.50	088.92
8	11.5	10.00	27	2.5	41.81	224.25	149.50	167.14	0	15.42	0	085.16	38.57	11050	054.36
						Σ=1192.2						Σ=3096.52	Σ=105.50	Σ=1079.28	

K_S = 2.685 (avec séisme)

K_{SS} = 1.410 (sans séisme)

TALUS AVAL : FIN DE CONSTRUCTION

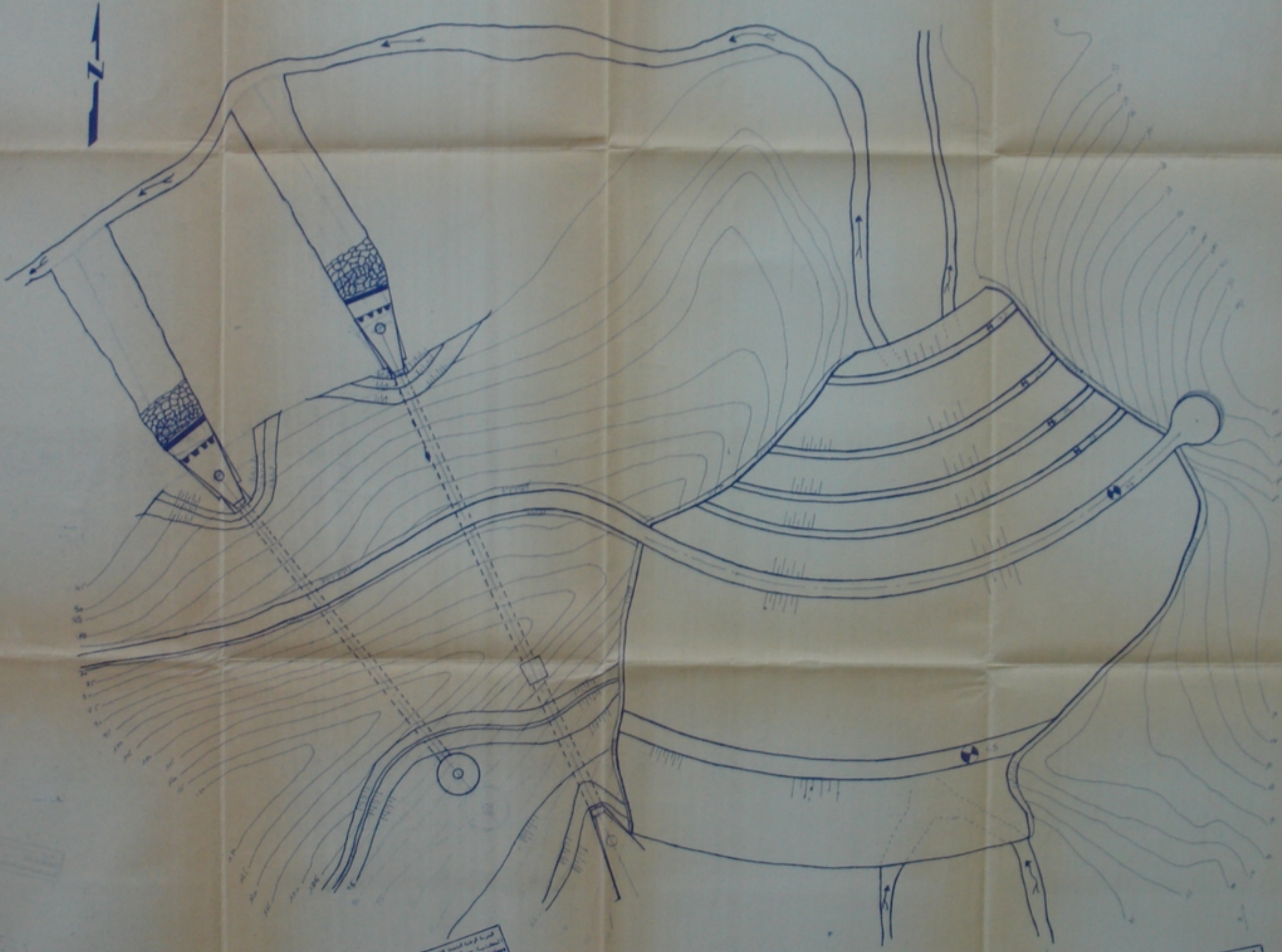
R = 95 m

N°	b _n (m)	h _n (m)	φ _n (°)	C _n (t/m ²)	α _n (°)	G _n (t)	G _n sin α _n (t)	G _n cos α _n (t)	U _n (t/m ²)	d _n (m)	U _n d _n (t)	(G _n cos α _n - U _n d _n)tg φ _n (t)	C _n d _n (t)	d _n (m)	a G _n d _n /R (t)		
-2	6	2	35	0.5	-10.47	019.2	-000.49	018.88	0	06.10	0	013.22	3.05	94.00	04.75		
-1	9.5	6	35	0.5	-5.22	091.2	-008.30	090.82	0	09.54	0	063.59	4.77	92.00	22.08		
0	9.5	10	35	0.5	0	152.0	000.00	152.00	0	09.50	0	106.43	4.75	89.50	35.80		
1	9.5	13.5	35	0.5	5.22	205.2	018.67	204.35	0	09.54	0	143.09	4.77	90.50	48.82		
2	9.5	16	35	0.5	10.47	243.2	044.19	239.15	0	09.66	0	167.45	4.83	87.50	56.00		
3	9.5	16.5	35	0.5	15.83	250.8	068.41	241.29	0	09.87	0	168.95	4.94	87.00	57.42		
4	9.5	16.5	35	0.5	21.32	250.8	091.18	233.64	0	10.20	0	163.60	5.10	88.00	58.08		
5	9.5	15	35	0.5	27.04	228.0	103.65	203.08	0	10.67	0	142.20	5.34	88.75	53.25		
6	9.5	11	35	0.5	33.06	167.2	091.21	140.13	0	11.34	0	098.12	5.67	92.50	40.70		
7	9.5	6	35	0.5	39.52	091.2	058.03	070.35	0	12.32	0	049.26	6.16	93.00	22.32		
8	3.5	1.5	35	0.5	46.66	022.8	016.58	015.65	0	05.10	0	010.96	2.55	94.25	05.66		
							Σ=480.13						Σ=1126.87	Σ=51.93			Σ=404.88

K_S = 1.33 (avec séisme)

K_{SS} = 2.46 (sans séisme)

PLANS



مدرسة الهندسة
البيروتية
الهندسة المدنية

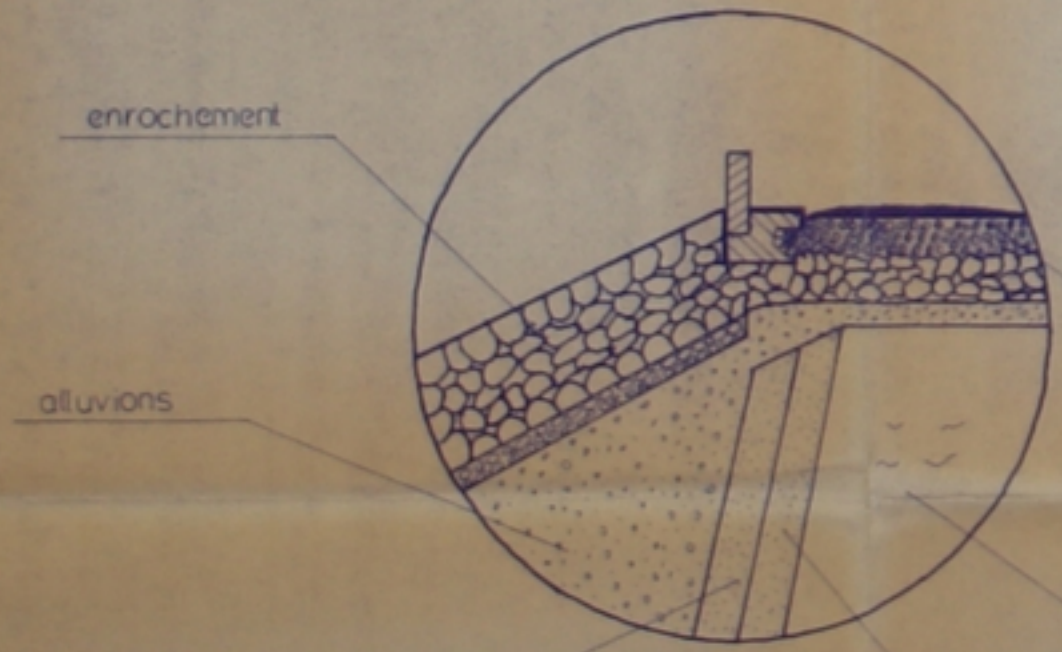
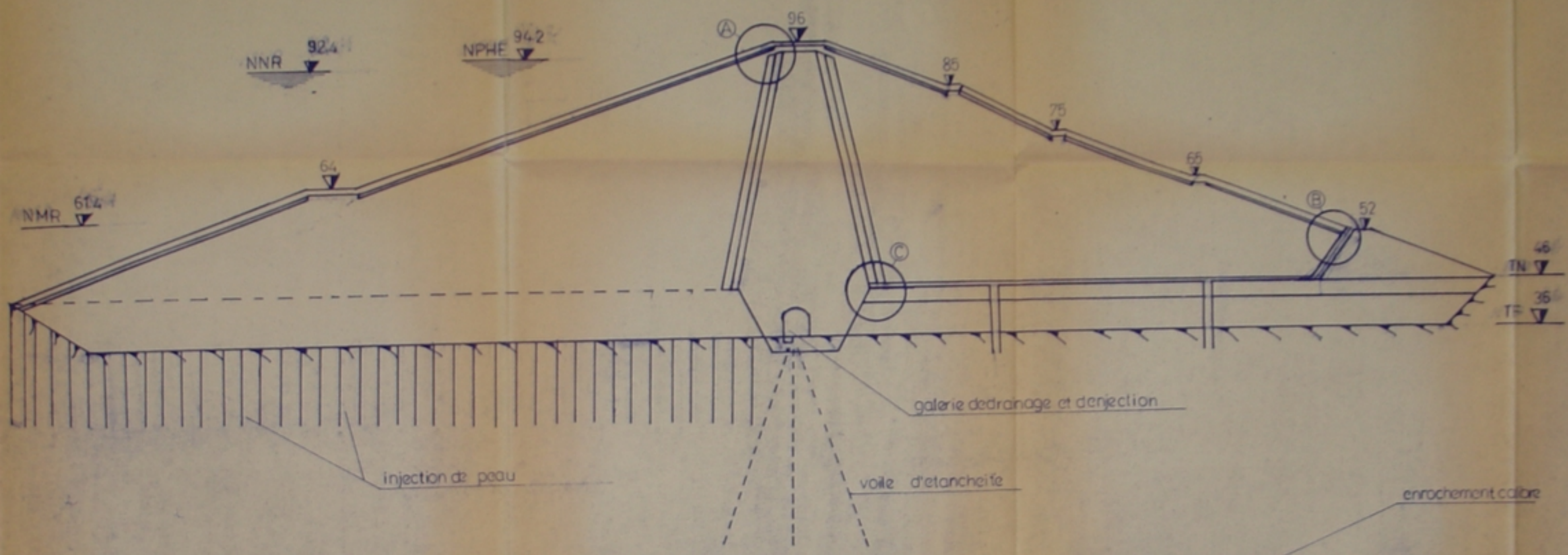
مدرسة الهندسة
البيروتية
الهندسة المدنية

مدرسة الهندسة
البيروتية
الهندسة المدنية

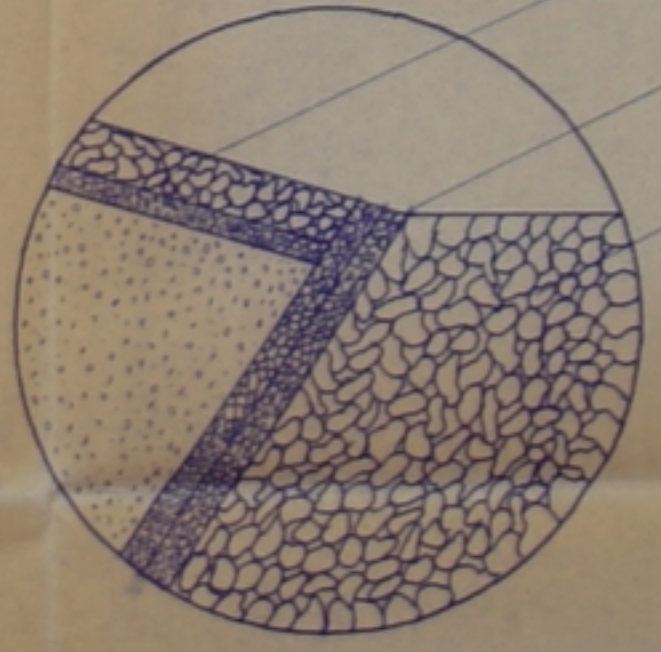
مدرسة الهندسة
البيروتية
الهندسة المدنية

FIGURE
-A-

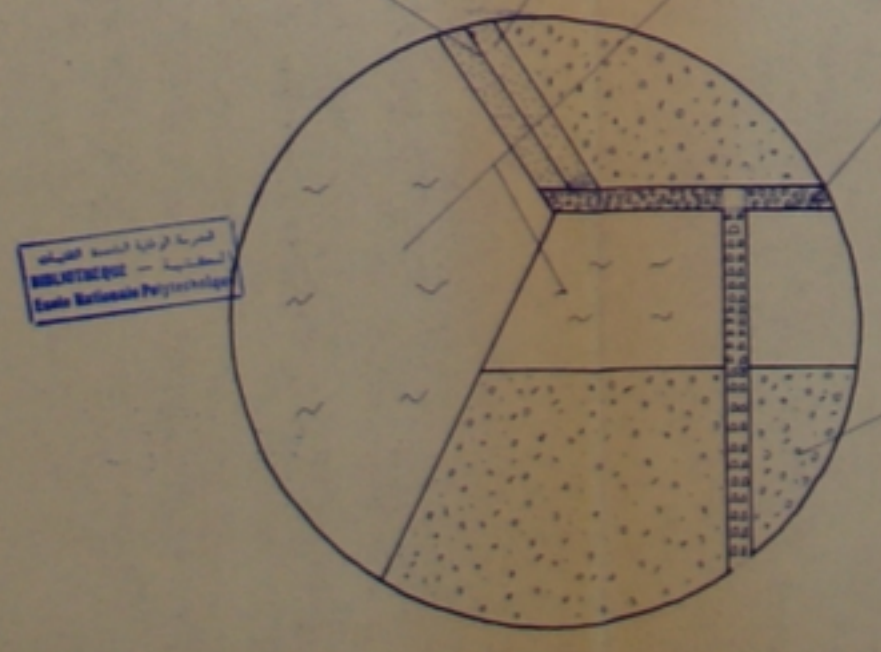
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
 ETUDE ET CONCEPTION D'UN BARRAGE
 DE TADIRIRA SUR OUED MESSELMOUN
 PLAN D'AMENAGEMENT
 ETUDE PAR: CHEHANE K. HERRAZIA II
 DIRIGE PAR: HOUJADI
 PLANCHE N° 01
 ECHELLE: 1/1000



A: ech: 1/100



B ech: 1/100



C: ech: 1/100

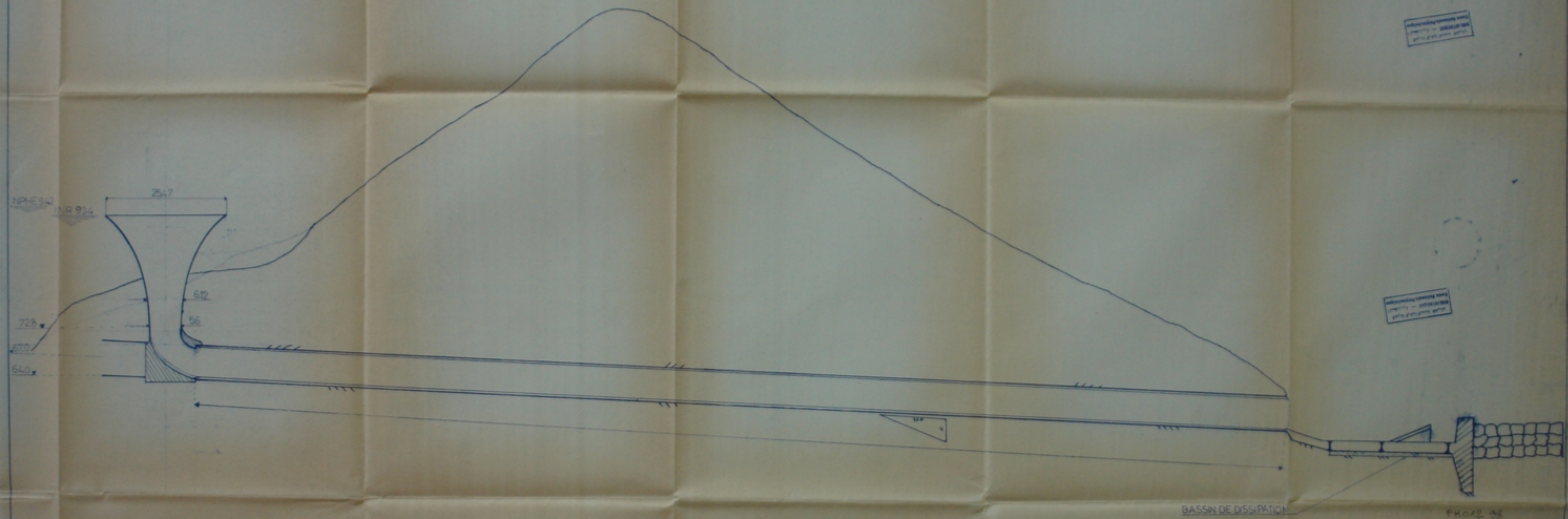
الجامعة الوطنية للهندسة المعمارية
الهندسة المعمارية - 2002/2003
الجامعة الوطنية للهندسة المعمارية

الجامعة الوطنية للهندسة المعمارية
الهندسة المعمارية - 2002/2003
الجامعة الوطنية للهندسة المعمارية

الجامعة الوطنية للهندسة المعمارية
الهندسة المعمارية - 2002/2003
الجامعة الوطنية للهندسة المعمارية

1401238
-2-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
 ETUDE ET CONCEPTION D'UN BARRAGE
 DE TAOURIRA SUR OUBO MESSERHOUB
 COUPE TYPE
 ETUDE PAR: CHEKANE R. MERAZKA R. DIRIGE PAR: MOULDI Y. PLANCHE N° 02
 ECHELLE 1:500

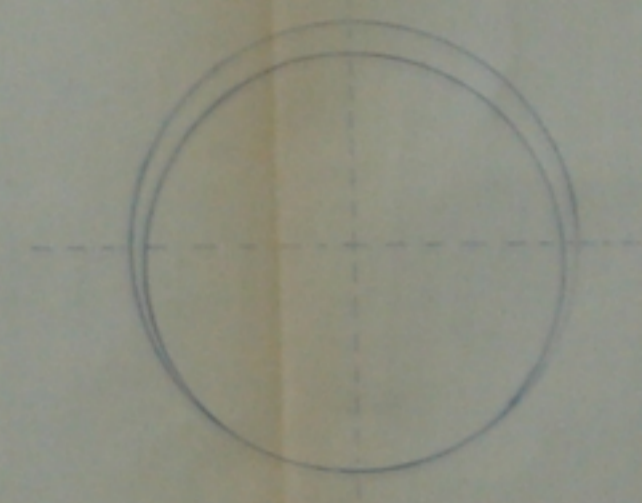
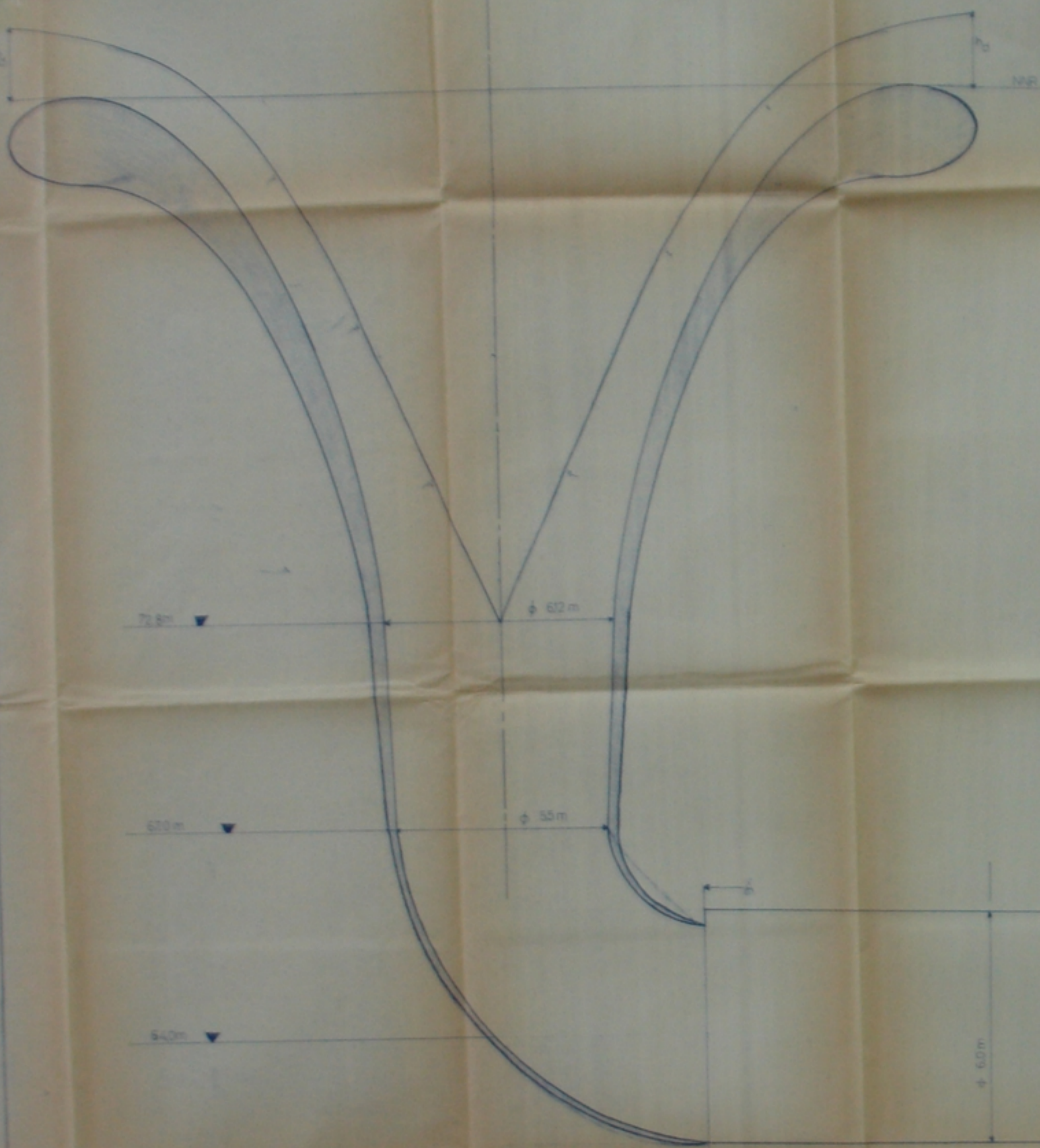


BASSIN DE DISSIPATION

PROF. 05

- 3 -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
 ETUDE ET CONCEPTION D'UN BARRAGE
 DE TAOURBA SUR OUED MESSELMOUN
 COUPE LONGITUDINALE IN LEVACUATEUR
 DE CRUE
 ETUDE PAR: CHENANE R. MENAZKA R.
 DIRIGE PAR: M. ELLOUADI Y.
 PLANCHE N° 103
 ECHELLE 1:250



COUPE A-A

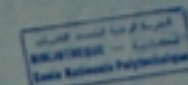
PROJET DE
BARRAGE

PROJET DE
BARRAGE

PROJET DE
BARRAGE

PROJET DE
BARRAGE

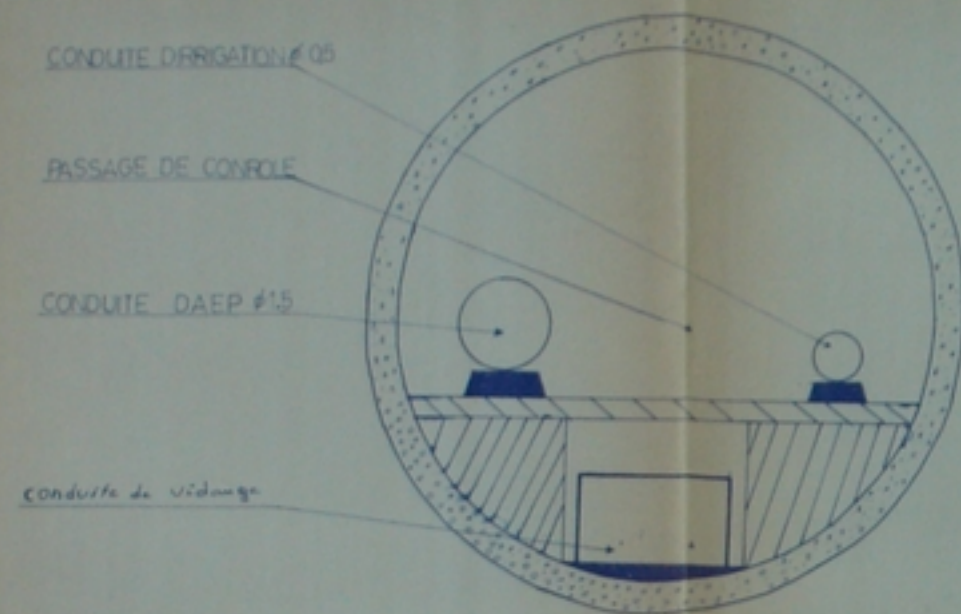
ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'INGÉNIEURS
 DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
 ÉTUDE ET CONCEPTION D'UN BARRAGE
 DE TAD-HERA SUR OUED MESSEMOUA
 CORPS ÉLÉMENTAIRE
 DE TAD-HERA SUR OUED MESSEMOUA
 DRESSÉ PAR : M. EL-BAZ
 CORRIGÉ PAR : M. EL-BAZ
 PLAN N° 1
 ÉCHELLE 1/500



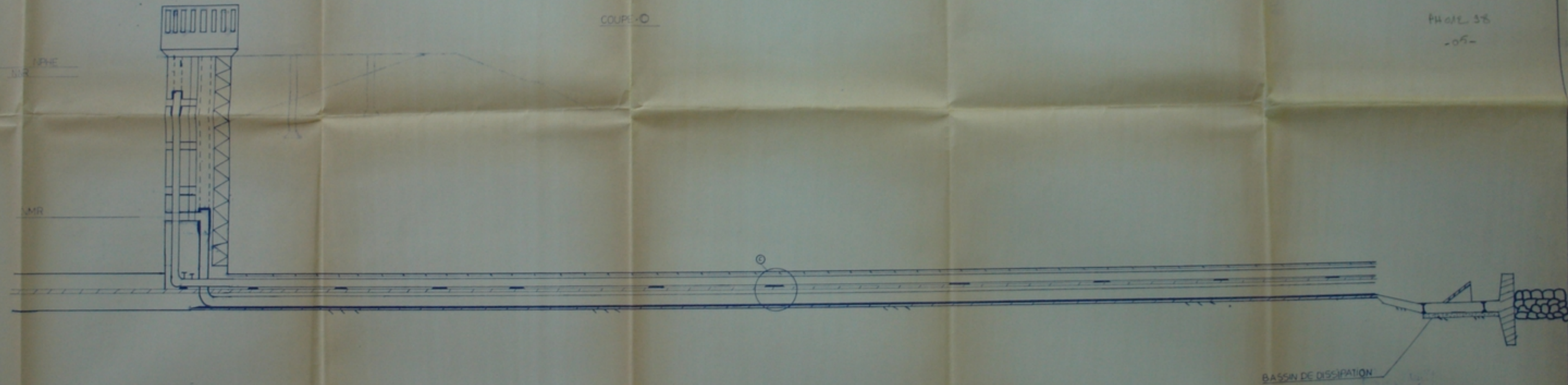
ETUDE ET CONCEPTION D'UN BARRAGE DE TAOURIRA SUR OUED MESSELMOUN

COUPE LONGITUDINALE DE LA TOUR DE PRIS DEAU ET COUPES TRANSVERSALES DE SES OUVRAGES

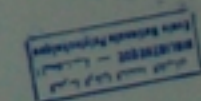
ETUDIE PAR: DIRIGE PAR: PLANCHE N° 05
CHEKIANE K. MOULDUDI Y. ECHELLE : 1/300
MERAZKA R.



COUPE O

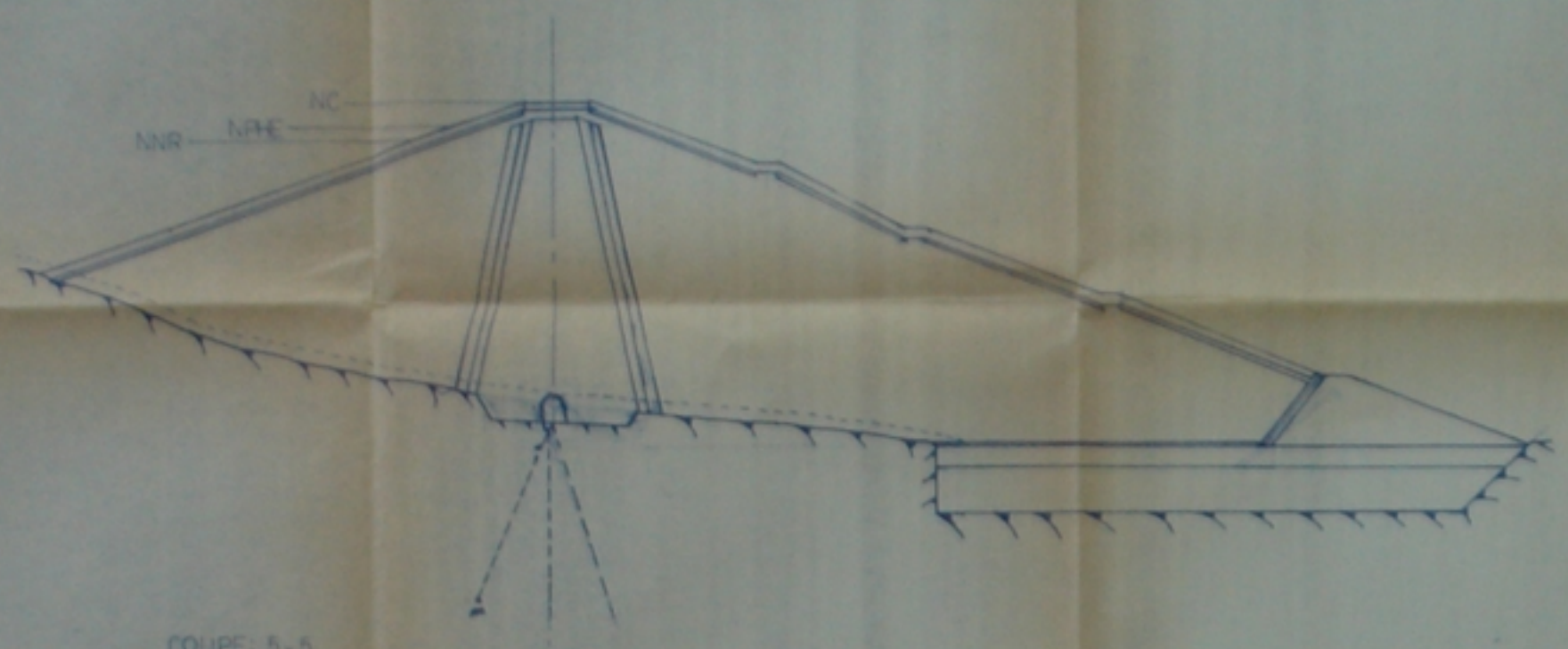


BASSIN DE DISSIPATION

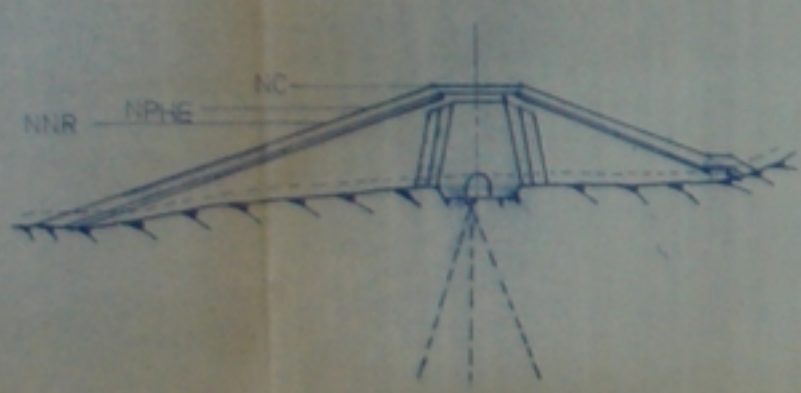


PL 012 38

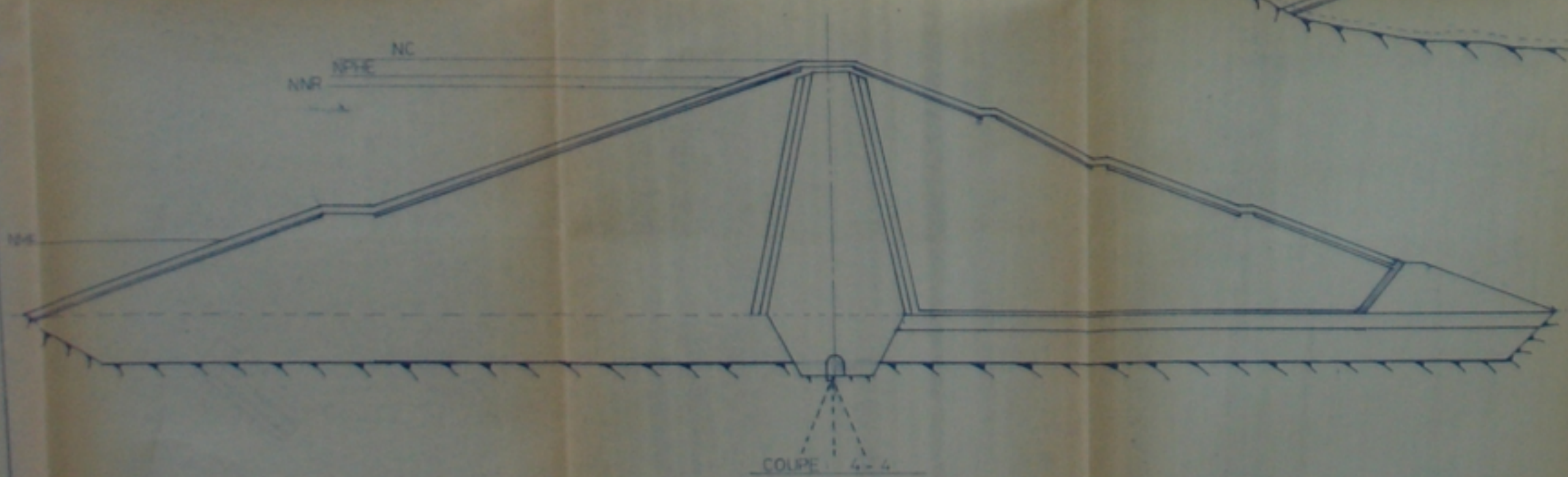
-05-



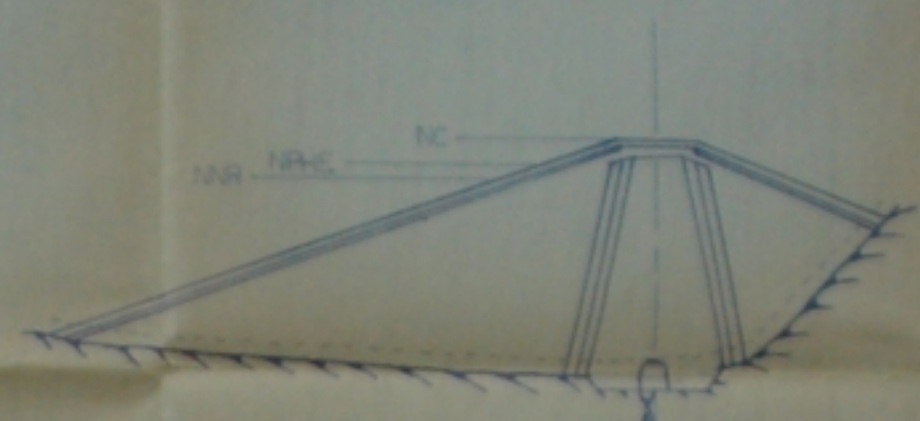
COUPE 5-5



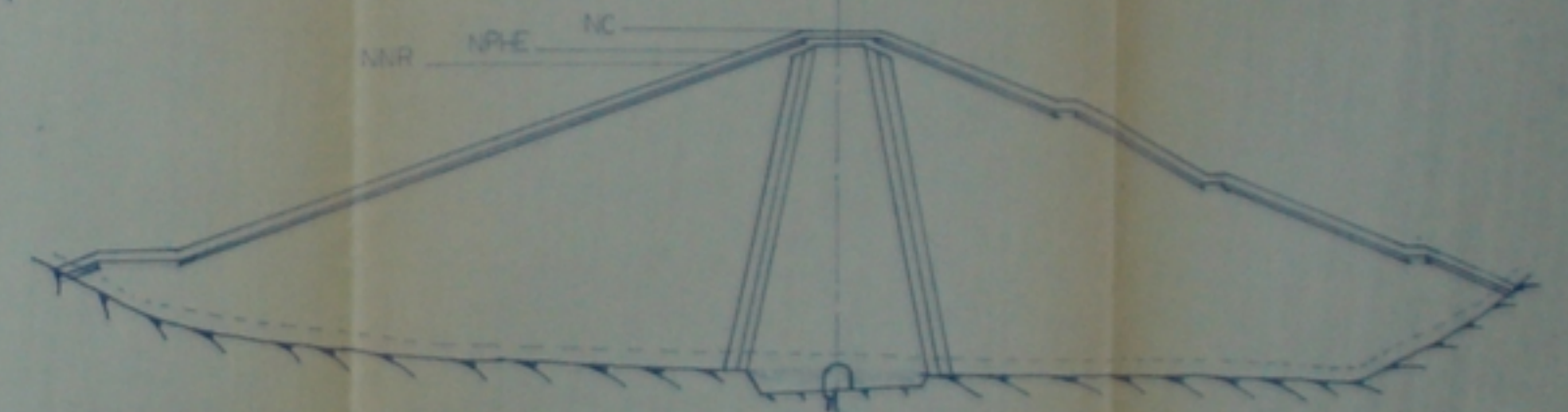
COUPE 6-6



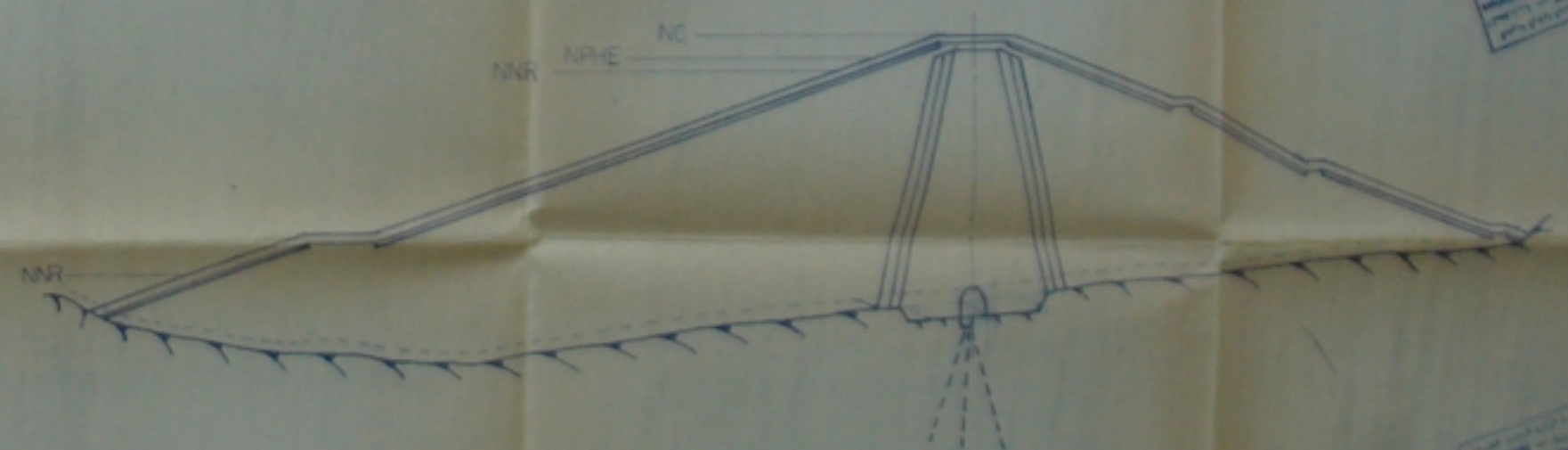
COUPE 4-4



COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3

PROJET DE BARRAGE
DE TAOURRA SUR OUED
MESSELMOUIN

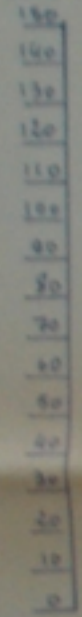
PROJET DE BARRAGE
DE TAOURRA SUR OUED
MESSELMOUIN

PROJET DE BARRAGE
DE TAOURRA SUR OUED
MESSELMOUIN

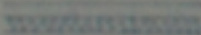


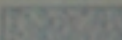
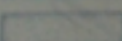
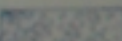
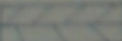
Plan 08
-6-

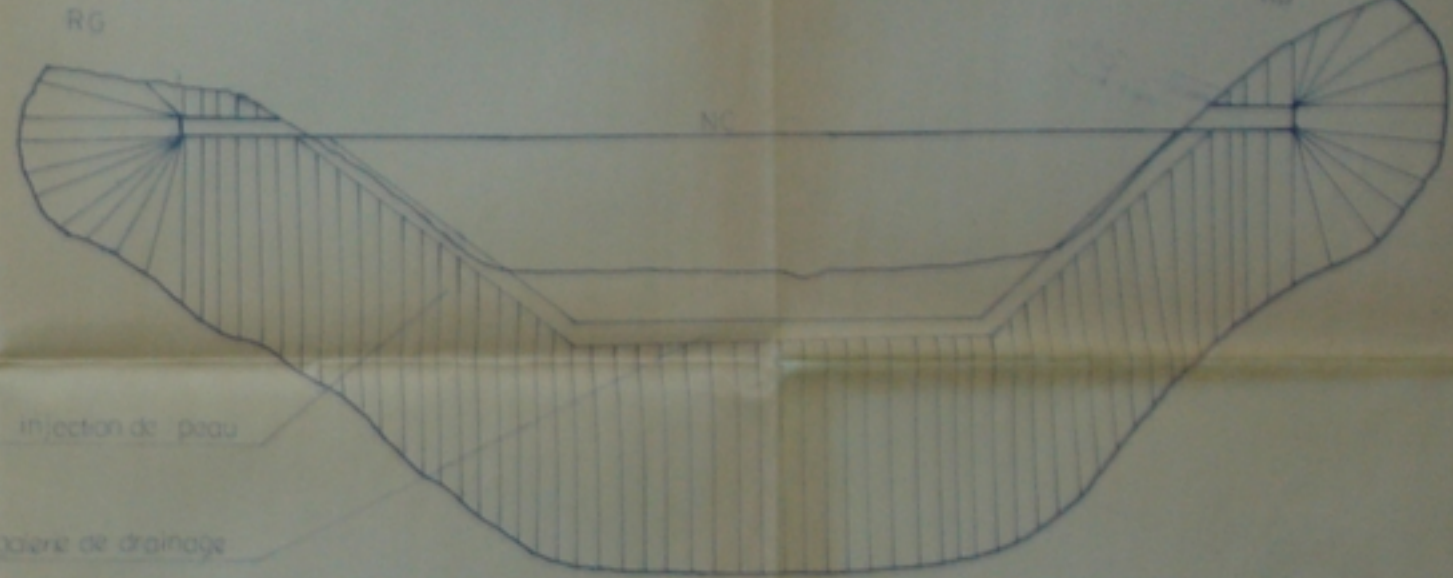
ECOLE	NATIONALE	POLYTECHNIQUE
	DEPARTEMENT	HYDRAULIQUE
ETUDE ET CONCEPTION D'UN BARRAGE DE TAOURRA SUR OUED MESSELMOUIN		
COUPES TRANSVERSALES DE LA DRUE		
ETUDE PAR :	DIRIGE PAR :	PLANCHE N° 08
CHENANE R	MOLLOUEN Y	ECHELLE 1/500
MEBAJAA R		

COTE (m)



LEGENDE

-  alluvions de conglomérat
-  schiste fracture
-  sol résiduel et colluvion
-  conglomérat fin à moyen
-  grès fin
-  conglomérat moyen à gros
-  marne



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

ETUDE ET CONCEPTION D'UN BARRAGE DE TAOURRA SUR OUED MESSELMOUN

COUPE TRANSVERSALE DE LA GORGE

ET PRESENTION DE TRAITEMENT

DE FONDATION

ETUDE PAR: DIRIGE PAR: PLANCHE N° 07
 CHEVANE H MOULOU Y ECHELLE 1/500
 HRAZKA R