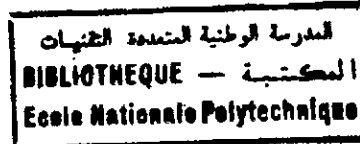


9/98

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

Ecole Nationale Polytechnique



PROJET DE FIN D'ETUDES

**en vue de l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur
d'Etat en Hydraulique**

THEME

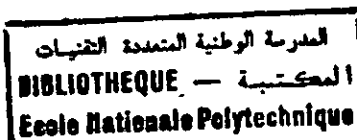
**ETUDE ET CONCEPTION D'UN BARRAGE
SUR L'OUED BOUZINA - W. BATNA**

Etudié par:
Melle Nacira CHAREF

Proposé et dirigé par:
Mr. Y. MOULOUDI

Promotion 1998

Ecole Nationale Polytechnique



PROJET DE FIN D'ETUDES

**en vue de l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur
d'Etat en Hydraulique**

THEME

**ETUDE ET CONCEPTION D'UN BARRAGE
SUR L'OUED BOUZINA - W. BATNA**

Etudié par:

Melle Nacira CHAREF

Proposé et dirigé par:

Mr. Y. MOULOUDI

Promotion 1998

*Je dédie ce modeste travail
A celle qui m'a mis au monde ma mère .*

A mon très cher père.

*A mes frères et soeurs (Sadek, houmed, Malika, Fatima, Ahmed, Abd el Kader, Ratiba,
Zakia et Rachid).*

A mes deux grands mères.

A tous mes oncles et tantes ainsi que mes cousins et cousines.

*A toutes mes amies (Fouzia, Sarah, Rachida, Katia, Asma, Samira, Saida, Naima,
Chérifa, Djamila, Zahia, Meriem.*

A toutes mes collègues spécialement à la promotion 97/98.

A toute la famille charef.

A toute la famille khallas.

Nacéra

Remerciements

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Je remercie vivement mon promoteur M^r y.Mouloudi pour la confiance et les encouragements et les subtiles orientations prodiguées tout au long de ce projet.

Je remercie infiniment tous les travailleurs du département d'hydrologie de l'ANRH surtout :

M^{lle} oueld yahia samia..

M^r El hadi.

Ainsi que les enseignants ont contribué à ma formation et les personnes qui m'ont assisté pour l'élaboration de ce modeste travail.

INTRODUCTION.....	1
I. Objectif et but du barrage.....	2
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Situation administrative.....	2
I.3. Données socio-économiques.....	2
I.4. Importance de l'intérêt du barrage.....	4
I.5. Conclusion et recommandations.....	4
II. Géologie.....	5
II.1. Géologie de la région.....	5
II.2. Aperçu physico-géographique.....	5
II.3. Structure hydrogéologique.....	7
II.4. Séismicité de la région au site du barrage.....	7
II.5. Géologie du site et de la cuvette.....	7
II.6. Les matériaux de construction.....	8
III. Hydrologie.....	9
III.1. Introduction.....	9
III.2. Caractéristiques du B.V.....	9
III.3. Schématisation numérique du B.V.....	9
III.4. Caractéristiques du relief.....	12
III.5. Densité de drainage.....	14
III.6. Temps de concentration.....	14
III.7. Climat.....	17
III.8. Les précipitations.....	18
III.9. Etude des apports liquides.....	31
III.10. Etude des crues.....	40
III.11. Hydrogramme de crue.....	44
III.12. Les transports solides.....	45
III.13. La régularisation.....	50
III.14. Laminage de crue.....	54
IV. Conception et l'étude technico-économique du barrage.....	57
IV.1. Dimensionnement de la digue.....	57
IV.1.1. Hauteur de la digue.....	57
IV.1.2. Détermination de la revanche.....	57
IV.1.3. Détermination de la hauteur de sécurité.....	58
IV.1.4. Détermination de la hauteur de la digue.....	59
IV.1.5. Calcul de la largeur en crête du barrage.....	59

V. Conception, choix du type et calcul du barrage.....	60
V.1. <i>Choix du type de la digue</i>	60
V.2. <i>Choix de l'axe de la digue</i>	60
V.3. <i>Barrage poids</i>	61
V.4. <i>Forces appliquées au barrage</i>	63
V.5. <i>Stabilité du barrage au glissement</i>	64
V.6. <i>Stabilité du barrage au renversement</i>	68
V.7. <i>Dispositions à prendre contre les sous pressions</i>	71
V.8. <i>Calcul des contraintes par la RDM</i>	74
V.9. <i>Calcul en élasticité</i>	85
V.10. <i>Importance et interprétations des lignes d'influence</i>	103
VI. Ouvrages annexes.....	105
VI.1. <i>Evacuateur de crue</i>	105
VI.2. <i>Dérivation provisoire</i>	108
VI.3. <i>Prise d'eau</i>	110
VI.4. <i>Vidange de fond</i>	111
VI. Estimation du prix de revient du mètre cube d'eau.....	115
Conclusion.....	116
Annexes.....	118
Annexe 1.....	118
Annexe2.....	120
Bibliographie	

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

INTRODUCTION

L'eau, comme le sol, est pour l'Algérie une ressource dont l'importance évidente est rehaussée par sa rareté.

Les ressources en eau constituent de plus en plus un élément stratégique dans le processus du développement socio-économique du pays.

De ce fait, en raison de ses incidences sur le développement, l'hydraulique bénéficie d'une attention particulière des pouvoirs publics.

Dans ce contexte, l'utilisation de toutes les potentialités s'avère nécessaire car les ressources en eau sont considérées aujourd'hui comme un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, l'alimentation en eau potable est un élément déterminant pour la croissance économique du pays et l'amélioration des conditions de vie du citoyen.

Aujourd'hui, la demande en eau a augmenté, ceci est dû à la croissance démographique et le développement social et économique, alors la moindre ressource hydrique fera l'objet d'une étude approfondie pour l'exploiter à fond. L'existence des petits oueds traversant plusieurs régions du pays a permis à l'Algérie de se pencher vers la construction des petits barrages.

Dans cette optique, la wilaya de Batna a bénéficié d'un projet de construction d'un aménagement hydraulique de Bouzina sujet de mémoire de fin d'étude.

En effet, le barrage sera réalisé dans une région semi-aride où l'hydrologie est irrégulière d'autant plus que les observations pluviométriques et hydrométriques n'ont pas été relevés régulièrement, ainsi qu'un apport solide très important.

Notre étude consistera à développer en détail la conception d'un barrage poids en béton sur l'oued Bouzina dans le but de l'utilisation de la ressource en eau du bassin versant de cet oued, d'exploiter les sources naturelles de Tassarift dont le débit est de 50 l/s pour l'AEP, de plusieurs villages et l'irrigation des régions limitrophes à vocation agricole.

CHAPITRE I

OBJECTIF ET BUT DU BARRAGE

Le futur barrage devrait pallier les déficits en eau potable et industrielle des agglomérations de la Daira de Ménaa et assurer éventuellement, si la disponibilité de la ressource le permet, un apport substantiel à l'agriculture.

Ce barrage aura l'avantage de valoriser les eaux de l'oued Bouzina que les sources de Tassarif qui pourront être captées en totalité à des fins d'alimentation en eau potable, ces sources totalisent un débit estimé grossièrement à plus de 50l/s, le barrage se situera à 2km plus à l'amont, se prête aisément à leur captage.

I.1. Situation géographique

Le site "Kef El Ahmer" se situe au pied du sommet du même non à environ 3 km de Ménaa dans les gorges dites "Khenguet El Annasser".

Ses coordonnées sont

- Coordonnées lambert : (carte de Menana au 1/50000)

X=802.00 Y=217.35

- Coordonnées MTU : (fuseau32) carte de Batna N° NI-32-XIX au 1/200000

X=227.00 Y=3900.00

I.2. Situation administrative

Le barrage se situe sur la ligne départageant les communes limitrophes de Bouzina et Ménaa, toutes les deux appartenant à la wilaya de Batna.

I.3. Données Socio-économique

Le bassin versant de l'oued Bouzina appartient au versant méridional du massif des aurès, dominant de ses 2321m d'altitude (D. El Mahmel), la dépression de Biskra, qui s'étale à perte de vue, à quelques dizaines de km plus au sud.

Peu peuplée et sous équipée en dépit de 2 unités industrielles sise à Ménaa et des infrastructures de base dont jouissent les villages, cette région montagneuse a conservé sa vocation agricole.

De nouvelles ressources, appelant de nouvelles méthodes modernes et rationnelles de mise en valeur et d'exploitation sont manifestement nécessaires à terme.

Actuellement, certaines souffrent cruellement de manque d'eau potable, tandis que d'autres, bien mieux pour ce qui est de l'A.E.P, n'en continuent pas moins de manquer déplorablement d'eau d'irrigation, condition essentielle de tout développement de ces terroirs à vocation agricole, à ce titre, ce barrage en question prend une valeur salutaire

• **Population (Estimation des besoins en eau potable)**

Le futur barrage alimentera les communes de Bouzina en amont, Ménaa et Tigharghar à l'aval.

• **Evaluation de la population de la commune de Ménaa chelma et Tamchet**

Tableau n° 1

Année	1995	2005	2015	2025
Population (hab)	7.632	10074	12476	14955

• **Evolution projetée de la population de Tigharghar**

Tableau n°2

Année	1995	2005	2015	2025
Population (hab)	6000	7920	9840	11760

• **Projection des besoins en eau potable**

Pour une dotation individuelle journalière de 150l/s, ces besoins sont :

Horizon	1995	2005	2015	2025
Commune de Ménaa	1144 m ³ /s	1511 m ³ /s	1871 m ³ /s	2243 m ³ /s
Commune de Tigharghar	900 m ³ /s	1188 m ³ /s	1476 m ³ /s	1764 m ³ /s

Le bilan comparatif /besoins/ mobilisation actuelles et besoins/potentialité (source de Tassarif) se présente comme suit :

Bilan besoins projetés / mobilisations actuelles et besoins / potentialités.

• **Commune de Ménaa**

Tableau n° 3

Horizon	1995	2005	2015	2025
Besoins (b)	1144 m ³ /s	1511 m ³ /s	1871 m ³ /s	2243 m ³ /s
Mobilisation actuelle (m.a) pour l'AEP.	864 m ³ /s	-	-	-
Potentialités de Tassarif (pot).	4320 m ³ /s	-	-	-
Bilan b/m.a	-288 m ³ /s	-647 m ³ /s	-1007 m ³ /s	-1379 m ³ /s
Bilan /pot	+3176 m ³ /s	+2809 m ³ /s	+2449 m ³ /s	+2077 m ³ /s

- Commune de Tigharghar

Tableau n° 4

Horizon	1995	2005	2015	2025
Besoins (b)	900 m ³ /s	1188 m ³ /s	1476 m ³ /s	1764 m ³ /s
Mobilisation actuelle (m.a) pour l'AEP.	1011 m ³ /s	-	-	-
Potentialités de Tassarif (pot).	4187 m ³ /s	3820 m ³ /s	3460 m ³ /s	3088 m ³ /s
Bilan b/m.a	+111 m ³ /s	-177 m ³ /s	-465 m ³ /s	-753 m ³ /s
Bilan /pot	+32876 m ³ /s	+2632 m ³ /s	+1984 m ³ /s	+1324 m ³ /s

- **Remarque** - : déficit.
+ : excédent.

- **Conclusion**

Avec le captage des sources de Tassarif, possibilités conditionné par la régularisation de l'oued Bouzina à l'aval, les deux communes de Ménaa et Tigharghar resteront excédentaires en eau potable bien au delà de l'horizon 2025.

1.4. Importance de l'intérêt du barrage

La région de Ménaa et Tigharghar dispose actuellement de quelques 500ha d'arboriculture.

Le barrage d'un apport régularisé de l'ordre de 30 Mm³, permettra éventuellement, le captage des sources de Tassarif qui assurera largement l'A.E.P.

- de couvrir le déficit en eau de plus de la moitié de 500ha de vergers existants.
- de mettre en valeur près de 2500ha de vergers irrigués.

1.5. Conclusion et recommandations

La construction du barrage de Ménaa amorcera le développement de cette région, développement conditionné par la maîtrise des eaux en sens large.

Le barrage résoudra le problème d'AEP que ceux de l'irrigation. A ce titre, il apparaît comme salutaire pour la vie de cette région.

La maîtrise des eaux devra obligatoirement s'accompagner d'une meilleure conscience du développement. Celui-ci devra tendre vers une agriculture de montagne intégrée, à fonctionnement moderne, incluant l'élevage et l'industrie agro-alimentaire, sans que soient négligées les autres activités et ressources liées au barrage : tourisme, pisciculture,etc.

CHAPITRE II

GEOLOGIE

II.1. Géologie de la région

La région de l'étude appartient au versant méridional de l'aurès, dominant du haut de ses 2000m d'altitude la plaine base de Biskra.

L'aurès est le plus imposant des massifs Algériens, certaines régularités de traits se retrouvent tant au niveau de la géologie qu'à celui de la géomorphologie et de la végétation ; même l'organisation de la vie socio-économique n'est pas exempté de l'influence des facteurs géologiques, la compartimentation générale des zones parallèles orientées NE- SW apparaît comme un trait majeur de cette région.

II.2. Aperçu physico-géographique

L'aspect du relief est celui d'une étroite vallée médianement longée par un oued profond et dominée de part et d'autre par deux crêtes calcaires très hautes et nues.

Le paysage est fait de la répartition de ce dispositif.

Les versants assez réguliers, à très faibles pente et s'adouçissent à mesure que l'on descend vers le fond des vallées, sont assez réguliers, continus.

Les bas des versants sont à talus doux et rarement abrupts, quand les terrains sont compétents et rigides.

Les terrains sont réputés forestiers, toute fois les forêts sont confinés aux hauteurs, semblent en net recul devant la déforestation dues aux incendies, le paysage apparaît à moitié nu.

Les vallées voisines de l'oued Bouzina et l'oued Abdi ; apparaissent presque entièrement nues avec le phénomène déforestation et aussi avec l'existence des terrains gypseux importants.

L'altitude des sommets dépasse les 2000m (D_j. Chelia 2326m, D_j. Mahmel :2320m, D_j. Boutlarmine : 2178m, D_j. Ichmoul : 2066m).

Conclusion

Le schéma général à retenir est celui d'une succession de N.W vers le S.E, de crêtes de calcaires dominants et de profondes vallées à talweg principal longitudinal, découpant des bassins versants allongés NE-SW, conformément à l'orientation générale des structures géologiques de l'atlas saharien dont fait partie notre région d'étude.

A. Formation du mésozoïque

• Trias

Sa lithologie est des plus variées : argile versicolore, à blocs de diverses tailles de calcaires, dolomies, dolérites, gypse et / ou sel gemme.

Le trias est responsable à djbel El-Azreg, de la salinité des eaux captées dans les agglomérations de Nara, Braid et Malou-Azlath (à l'est de Ménaa)

• Jurassique

Il est représenté au sud d'Ain-touta et à djbel El Melah et à djbel El azreg. Ce sont des calcaires en banc fortement diaclases.

C'est un imposant escarpement de calcaire siliceux et de brèches, fracturé et caverneux, constituant le dispositif aquifère.

La coupe reconstituée de Malm totalisé 800m d'épaisseur.

• Crétacé

Le crétacé inférieur est décrit sur les flancs de l'anticlinal de djbel El Azreg à djbel Chelia et djbel Adel.

Il est représenté par des marnes vers la base, se chargeant de plus en plus de sable vers le haut, la coupe se termine par des quartzites.

Le crétacé moyen est représenté dans l'aurès par des marno-calcaires à faune, ils deviennent oolithiques sur la périphérie de l'aurès.

Le crétacé supérieur est représenté dans le cœur des synclinaux, ce sont en général des marno-calcaires, en gros bancs avec par endroits d'épaisses intercalation de gypse, peuvent d'épisodes sublagunaires.

L'ensemble du crétacé supérieur se compose en général de marnes schistoides riches en faunes.

B. Formation du cénozoïque

Il est assez dans l'aurès comparativement aux régions voisins (les montagnes de Nemenchas par exemple où il constitue l'essentiel des affleurements du paysage).

On l'observe dans les deux synclinaux voisins de Bouzina et Rhoufi (crétacé inférieur) à calcaire marneux gris bleuâtre à patine blanche et rognons siliceux ou noirs. A la base de la série, c'est une marne noire.

- L'éocène moyen (em) est constitué par des argiles, et de limons rouges à l'intercalations de calcaires en bancs métriques et de gypse parfois très épais (100m à Bouzina).
- L'oligocène continental (Oc) est composé de poudings de couleur générale rouge avec de rares intercalations d'argiles. Ce sont des dépôts d'origine steppique de chotts, et de piements des massifs (Aurès), conservés dans les synclinaux en étroits pincements. C'est le cas dans les vallées de Bouzina Abdi, et dans la vallée de l'oued El Abiod.
- Cette formation de cénozoïque constitue le terrain d'assiette de notre barrage est puissante à Kef El Ahmar de plus de 300m. C'est un conglomérat rouge, à gros galets calcaires de crétacé, à rares passées de grès d'argiles. Les barres inframétriques ou pluviométriques, sont continus, l'aspect est parfois massif. Il repose sur l'argile rouge à gypse à l'éocène.

SCHEMA GEOLOGIQUE DE L'AURES (Tiré de la carte géologique d'Algérie au 500 000)



L é g e n d e :

Trias diapirique
 Jr Jurassique inférieur
 Js Jurassique supérieur
 ci Crétacé inférieur
 cm Crétacé moyen
 cs Crétacé supérieur

ei Eocène inférieur
 em Eocène moyen
 ec Eocène continental
 Oligocène continental (ou aquitainien)
 mi miocène inférieur marin
 Miocène continental

mp Miopliocène
 pc Pliocène continental
 qt Quaternaire
 D Dunes
 Faille
 Contour géologique

Sens du pendage
 Route.
 Echelle : 1/300,000

- **Néogène**

Il est représenté par le miocène inférieur (M_i) marin calcaire ou détritique très peu développé dans l'aurès (un témoin unique dans la vallée Abder), et par le Miocène continental, en témoins isolés, argileux ou gréseux. Ces formations trouvent une grande extension vers Biskra (dépression).

C. Quaternaire

Peu développé dans l'aurès, il se limite aux formations de pente et aux alluvions du fond des vallées.

II.3. Structure hydrogéologique

L'oued Bouzina draine, à la fois, un bassin versant hydrologique (topographique) et un bassin versant hydrogéologique. Les deux systèmes se confondent presque à peu de chose près.

Le système hydrogéologique qui nous intéresse est très important. Il constitue une réserve d'eau considérable pour les populations de la vallée, puisqu'il assure eau potable et survie de leurs vergers et ensuite par sa régularité morphologique et de fonctionnement.

La zone d'alimentation se confond avec l'immense affleurement de calcaire de crétacé qui ceinture le bassin versant et que les sources Abdessedek et Tassarift à Ménaa constituent les seuls exutoires naturels. Un substratum marneux étanche, et une géomorphologie régulière et continue élimine toute autre possibilité : l'infiltration vers le bas peut être tenue pour nulle.

II.4. Séismicité de la région au site du barrage

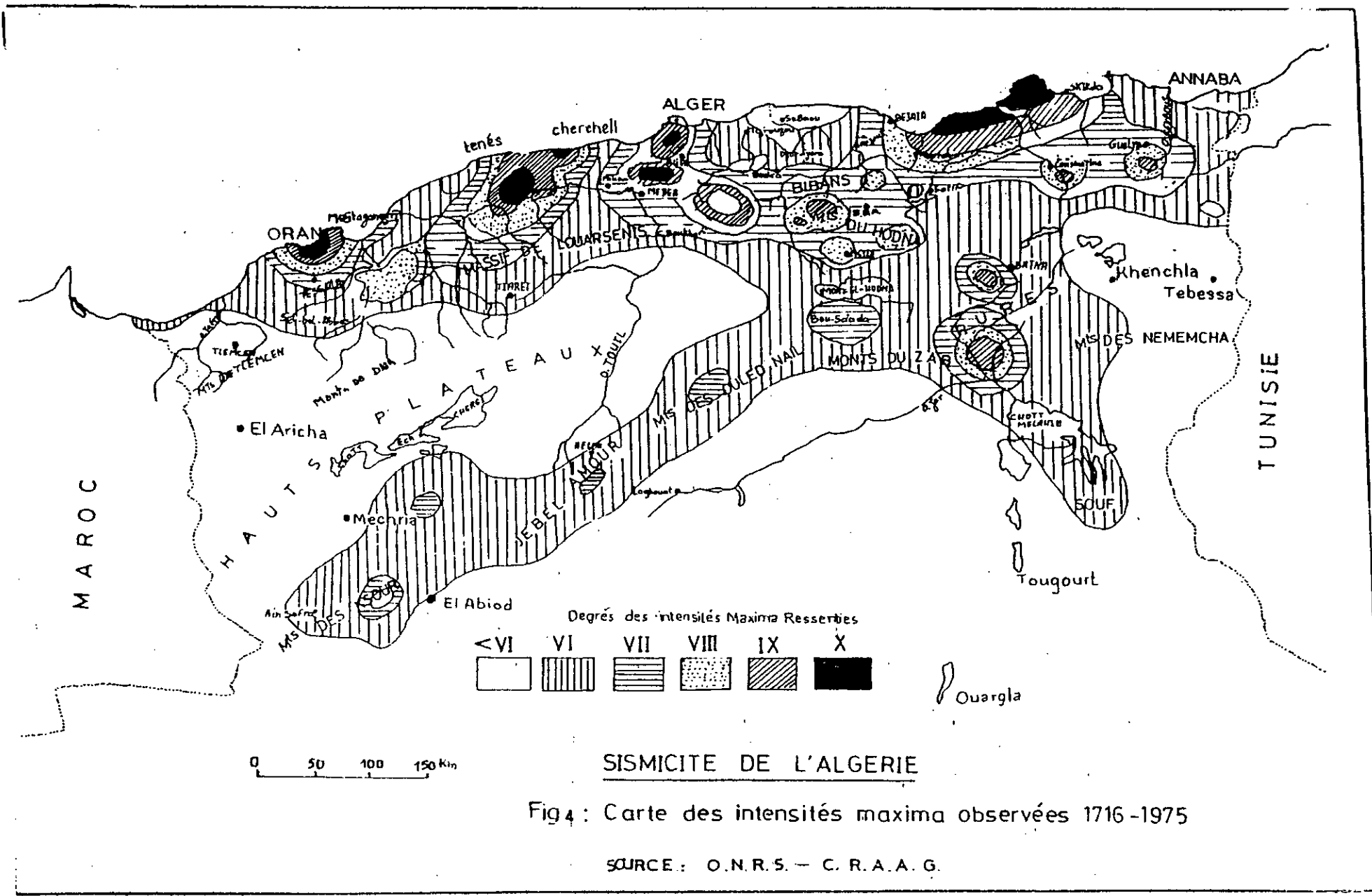
- Le risque sismique en termes de fréquence et d'intensité est relativement faible pour Ménaa. Le site du barrage se situe hors et bien loin des zones d'intensité supérieure à VIII selon Bockel.
- Pour une période de retour de référence 500 ans (pour un barrage), l'accélération maximum à retenir pour le projet est $a=0.1g$.

II.5. Géologie du site et de la cuvette

Le site dit Kef El Ahmar correspond à la zone de contact du conglomérat de l'oligocène (O_c) avec les argiles rouges à intercalations du gypse de l'éocène moyen (em).

Le conglomérat rouge à ciment sableux, de faciès continental établi et plissé en synclinal.

Les blocs sont souvent ongulés et de dimensions métriques.



Des poussées de sable et micro-conglomérats, ainsi que des argiles, biseautées, se laissent voir dans la coupe.

Les joints de stratifications soulignant les lits, sont fermés et s'estompent parfois pour céder la place à un aspect massif. L'épaisseur apparente des conglomérats avoisine les 300m. Le corps conglomératique repose directement sur le crétacé supérieur (Cs) marno-calcaire.

La cuvette est constituée presque totalement par les argiles et sable rouges à intercalations de grès et de gypse de l'éocène moyen. La puissance de celui-ci atteint les 400 à 500m, son pendage général est de 40°c à 50°c SE environ.

Il faut noter que les niveaux de grès, clair, tranchant avec la couleur rouge de l'argile, de puissance métrique (1 à 3m) et bien en relief, confère à l'ensemble une structure particulière, par leur répétition, géotechniquement, ils assurent en principe, une meilleure portance à l'ensemble.

II.6. Les matériaux de construction

ce sont

a. Les alluvions du quaternaire

Ils se trouvent au fond de la vallée de l'oued Bouzina et qui servent de support aux vergers, leur exploitation pourrait souffrir éventuellement le problème de volume, apparemment limité.

b. Les argiles et sables rouges de l'éocène moyen

Avec plus de 400m de puissance et des couches de 20 à 30m sans intercalations nuisibles, cette formation est sans doute très prometteuse, se trouvant à proximité du site et dans la cuvette, leurs conditions géotechniques sont très favorables.

c. Les conglomérats rouges de l'oligocène continental

L'aspect général est très favorable (solidité, débit,.....etc.), l'abondance également.

Il faut seulement pour cette formation, qui sert également de terrain d'assiette à notre futur barrage, de veiller à ce qu'elle ne soit pas ébranlée par les tirs d'abattage lors de l'exploitation éventuelle.

La reconnaissance a permis de déceler un massif situé à 1km du site vers le SW et naturellement non solidaire du massif de Kef El Ahmar (site), qui présente toutes les conditions technico-minières pour son exploitation : sûreté, accessibilité, condition de gisement,.....etc.

CHAPITRE III

HYDROLOGIE

III.1. Introduction

L'objet de cette étude est de fournir les éléments hydrologiques indispensables permettant la possibilité de construire un barrage sur l'oued Bouzina pour satisfaire les besoins en eau potable et d'irrigation de 3000 Ha environ.

III.2. Caractéristiques du B.V

III.2.1. Définition d'un B.V

Le B.V est défini par une section d'une rivière par le cours d'eau et ses affluents amonts .

Le comportement hydraulique des bassins versants est influencé par des paramètres physiques géométriques et morphologiques dont l'analyse et la mesure permettant une explication plus exacte de ceux ci .

III.2.2. Situation et caractéristiques physico- morphométriques

Le bassin versant de l'oued Bouzina au site du barrage appartient au grand bassin du chott Melkhir (06), entouré au nord par djbel Rherab, à l'est par Djbel bous et à l'est à sud est par djbel Mahmel.

Le site est situé dans la région du Kef el Ahmar, localisé sur la carte d'état major de Ain Touta, Arris et Menaà à une échelle 1/50000 par les coordonnées lambert suivantes :

$$X=802.0 ;$$

$$Y=217.35 ;$$

Le bassin versant s'étend sur une superficie de 195 Km² au site du barrage Menaà, et un périmètre 67 Km.

Les eaux de surface coulent le long du Thalweg principal de l'oued Bouzina sur une longueur de 30 Km en s'orientant du nord - est au sud - ouest et transitent par le site du barrage Menaà pour se déverser plus loin dans l'oued Djomorah.

Le réseau hydrographique du B.V est relativement dense, se caractérise par une densité de drainage de 2.83 km/km².

III.3. Schématisation numérique du B.V

Il peut être intéressant de définir quelques termes permettant de schématiser simplement la forme et la structure du B.V.

III.3.1. Indice de compacité

L'indice de compacité est le rapport entre le périmètre du bassin réel et celui du cercle de même superficie.

$$Kc = \frac{P}{P_c} = \frac{\text{Périmètre du bassin}}{\text{Périmètre du cercle}}$$

$$P=67 \text{ km}$$

$$P_c = 2\pi R \quad \text{avec } R = \text{rayon du cercle}$$

$$A = \pi R^2 = \text{surface du B.V.}$$

$$A = \pi R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad \text{donc } K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{A}{P}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

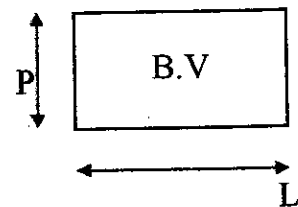
$$\text{AN : } K_c = \frac{67}{2\sqrt{3,14 \cdot 195}} = 1,35 > 1$$

\Rightarrow notre bassin versant est largement allongé.

III.3.2. Longueur et largeur du rectangle équivalent

Soit P : le périmètre du bassin versant

A : superficie du B.V



Le rectangle équivalent est un rectangle de longueur L et largeur l de même superficie A et de même périmètre P que le bassin versant réel.

$$A = L \cdot l$$

(1)

$$P = 2[L + l] \tag{2}$$

$$\text{Sachant que : } K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \Rightarrow P = \frac{K_c \sqrt{A}}{0,28}$$

$$P = 2(L + l)$$

D'après (1) $l = A/L$ on remplace dans (2)

$$P = 2\left[L + \frac{A}{L}\right] = \frac{K_c \sqrt{A}}{0,28}$$

(3)

$$\text{d'où (3)} \Rightarrow 2\left[L^2 + A\right] - \frac{K_c \sqrt{A}}{0,28} L = 0$$

$$\text{d'où : } L^2 - PL/2 + A = 0$$

$$\Delta = [P/2]^2 - 4A = \left(\frac{67}{2}\right)^2 - 4 \cdot 195 = 342.25 > 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 18.5$$

$$L = P^2/4 + 1/2 \sqrt{\Delta} = 16.75 + 9.25 = 26 \text{ km.}$$

$$L = 26 \text{ km}$$

$$l = A/L = 195/26 = 7.5 \text{ km}$$

Vérification

$$A = L \cdot l = 26 \cdot 7.5 = 195 \text{ km}^2$$

$$P = 2(L + l) = 2(7.5 + 26) = 67 \text{ km}$$

Conclusion:

En se basant sur ces deux paramètres on peut conclure que notre bassin versant est allongé.

III.3.3. Indice de pente moyenne

$$I_m = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_r} \quad \text{avec } H_{\max} = 2321 \text{ m}$$

$$H_{\min} = 980 \text{ m}$$

L_r : longueur du rectangle équivalent $L_r = 26 \text{ km}$

$$\text{AN : } I_m = \frac{2321 - 980}{26} = 51.60 \text{ m/km}$$

$$I_m = 0.51\%$$

III.3.4. Pente moyenne du bassin versant

$$I_0 = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$$

avec L : longueur du thalweg principal.

$$L = 30 \text{ km}$$

$$I_0 = \frac{2321 - 980}{30} = 45 \text{ m/km} \Rightarrow I_0 = 0.45\%$$

II.4. Caractéristique du relief

Le relief est caractérisé par la courbe hypsométrique du B.V, celle-ci fournit des renseignements qualitatifs sur l'allure de ce premier.

Elle représente la répartition des altitudes en fonction de la surface de bassin versant.

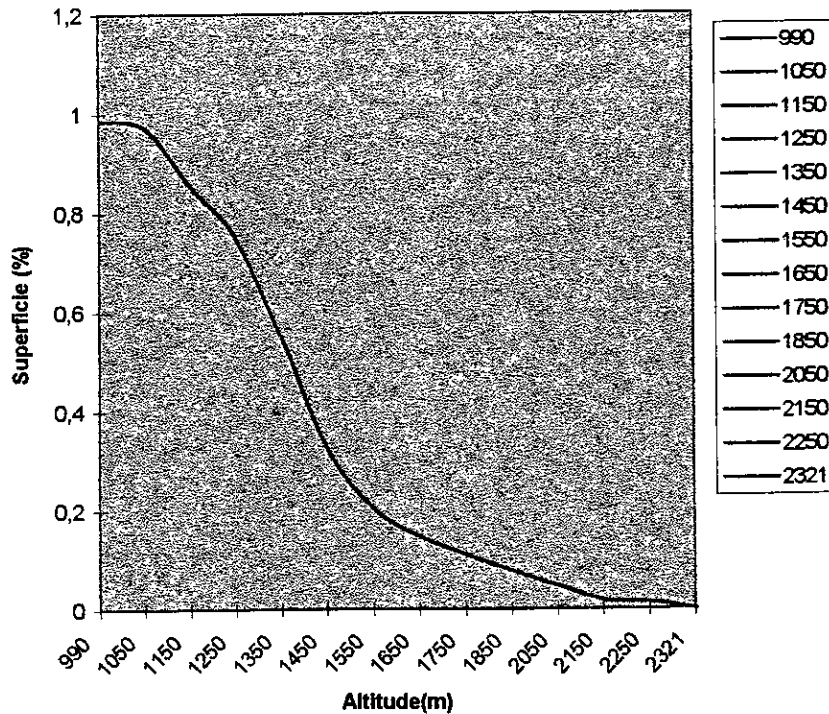
Pour le tracé de la courbe, voir les résultats du tableau :

Altitude (m)	2321	2250	2150	2050	1850	1750	1650	1550	1450	1350	1250
Surface partielle (km ²)	0.00	0.30	3.15	5.70	5.80	6.33	7.35	10.77	23.78	44.1	39.42
Surface cumulées (km ²)	0.00	0.30	3.45	9.15	14.95	21.28	28.63	39.40	63.18	107.28	146.70
Surface partielle (%)	0.00	0.15	1.62	2.92	2.97	3.25	3.77	5.52	12.19	22.62	20.21
Surface cumulées (%)	0.00	0.15	1.77	4.69	7.66	10.91	14.68	20.20	32.39	55.01	75.22

Altitude (m)	1150	1050	990	980
Surface partielle (km ²)	19.95	5.90	3.22	2.45
Surface cumulées (km ²)	166.65	189.33	1920.55	195.00
Surface partielle (%)	10.23	3.03	1.65	1.25
Surface cumulées (%)	85.45	97.09	98.74	100

Tableau n° 5

Courbe hypsométrique



- A partir de la courbe hypsométrique, on détermine :

III.4.1. Altitude moyenne du B.V

Analytiquement par la formule suivante :

$$H_m = \frac{\sum H_i \cdot S_i}{\sum S_i} \approx 1500m$$

III.4.2. Altitude médiane

$$H_{med} = H_{50\%} = 1450m$$

avec $H_{50\%}$: altitude correspondant à 50% de la surface globale du B.V.

III.4.3. Indice de pente globale

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

avec L_r : Longueur du rectangle équivalent

A partir de la courbe hypsométrique, on détermine $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$

$$H_{5\%} = 1950\text{m}$$

$$H_{95\%} = 1050\text{m}$$

$$I_g = \frac{1950 - 1050}{26000} * 100 = 3.46\%$$

III.5. Densité de drainage

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

avec L_i : longueur totale des affluents déterminé au curvimètre

S : surface du bassin versant.

$$\text{AN : } D_d = \frac{552}{195} = 2.83 \text{ km/km}^2$$

Conclusion

notre B.V est bien drainé.

III.6. Temps de concentration

Définition

C'est le temps que met la goutte de pluie la plus éloignée hydrauliquement à s'écouler pour arriver à l'exutoire. N'ayant pas d'observations directes faites en ce sens, ce paramètre sera déterminé en se basant sur l'utilisation des formules empiriques.

I. Formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{\bar{H} - H_{\min}}}$$

\bar{H} : Altitude moyenne = 1500m

H_{\min} : Altitude minimale = 980m

L : longueur du talweg = 30km

S : Surface du bassin = 195 km²

$$\text{AN : } T_c = \frac{4\sqrt{195} + 1.5 * 30}{0.8\sqrt{1500 - 980}} = 5.52 \text{ heures}$$

$$T_c = 5.52\text{h}$$

2. Formule de Ventura

$$T_c = 0.1272 \left(\frac{S}{I_0} \right)^{1/2} \quad S : \text{surface du B.V}$$

I_0 : pente moyenne.

AN : $T_c = 0.1272 \left(\frac{195}{I_0} \right)^{1/2} = 2.64\text{h}$

$$T_c = 2.64\text{h}$$

3. Formule de Passini

$$T_c = 4 \left[\frac{S.L}{10.I_0^{3/2}} \right]^{1/4}$$

$$S = 195\text{km}^2, I_0 = 0.45$$

$$T_c = 6.63 \text{ heures.}$$

4. Formule synthétique

$$T_c = 0.6615L^{0.77} . I_0^{-0.385}$$

L : longueur du thalweg principal.

I_0 : pente moyenne.

AN : $T_c = 0.6615(30)^{0.77} (0.45)^{-0.385}$

$T_c = 12.34 \text{ heures}$

5. Formule de Turraza

$$T_c = 0.10813 \sqrt[3]{\frac{S.L}{\sqrt{L}}}$$

S : surface du B.V en km^2 .

L : longueur du thalweg principal.

AN : $T_c = 2.9 \text{ heures.}$

6. Formule SCS (Soil conservation service)

$$T_c = \left[\frac{0.87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right]^{0.385}$$

H_{max} : altitude maximale.

H_{min} : altitude minimale.

L : longueur du thalweg principal.

AN : $T_c = \left[\frac{0.87 * 30^3}{2321 - 980} \right]^{0.386} = 3 \text{ heures}$

$T_c = 3 \text{ heures}$

7. Formule Algérienne

$$T_c = 0.055S + 0.16572L + 0.0078\Delta H$$

$$\Delta H = H_{5\%} - H_{95\%}; \quad H_{5\%} = 1950m$$

$$H_{95\%} = 1050m$$

$T_c = 15.7 \text{ heures}$

Tableau récapitulatif n° 6

Non de l'oued	Bouzina
<ul style="list-style-type: none"> • Superficie du B.V • Périmètre du • Indice de compacité • Longueur du talweg principal • Longueur du rectangle équivalent. • Densité de drainage. • Pente de l'oued • Pente du B.V. 	195km ² 67km 1.35 30km L=26.00km l=7.5km 2.83 km/km ² 0.45% 0.17%
Altitude	Max=2321m Med=1450m Moy=1500m Min=980m
Temps de concentration.	3 heures

Conclusion

En se basant sur les caractéristiques physiques du bassin versant, on adopte la formule de SCS, donc $T_c=3$ heures

- **Temps de base**

C'est le temps que met la dernière goutte de pluie quand la durée de précipitation est égale au temps de concentration.

$$T_b = 4 T_c = 12 \text{ heures.}$$

- **Vitesse de propagation moyenne dans le bassin**

$$V_0 = \frac{L}{T_c} \quad L : \text{longueur du thalweg en km.}$$

T_c : en heures.

$$V_0 = \frac{30}{3} = 10 \text{ km / h}$$

$V_0=10\text{km/h}$

III.7. Climat

Le bassin versant de l'oued Bouzina au site du futur barrage Menaâ ne dispose pas de station climatique, la seule station disponible est celle de Batna (lat=35.55N, long=06,18, Z=1051.9m) située à environ 80km au nord de ce bassin versant .

Les données climatiques (températures, humidité relative et vent) sont fournies par l'office national de la météorologie (O.N.M) et enregistrées sur une période de 28 ans (1967-1994).

Les paramètres mensuels enregistrés à la station de Batna durant cette période sont présentés au tableau ci-dessous : **Tableau n° 7**

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Température (°c)	4.8	6.1	8.4	11.5	16.3	21.8	25.1	24.5	19.9	14.3	9.7	5.9	14.00
Vent (m/s)	4.1	4.4	4.3	4.4	4.1	3.9	3.8	3.6	3.4	3.5	3.5	3.9	3.9
Humidité relative(%)	76	71	67	64	59	53	44	47	60	67	73	77	63
Déficit de l'air (mba)	2.06	2.75	3.60 0	4.90	7.60	12.2	17.9	16.3	9.2	5.3	3.3	2.12	6.00
Evaporation au plan d'eau (mm)	49.1	58.1	79.4	99.3	139.6	191.3	264.5	237.7	140.5	95.2	63.1	48.8	1467

•Le bassin versant de l'oued Bouzina au site du futur barrage fait partie d'une zone climatique semi-aride, caractérisé par une température moyenne de 14°C sur une période de 28 ans.

•Les valeurs moyennes mensuelles minimales et maximales atteignent respectivement 4.8°C pendant le mois le plus froid (janvier) et 25.1°C pendant le mois le plus chaud (juillet).

•L'humidité relative moyenne annuelle de la région est de 63%, ces valeurs extrêmes sont atteintes en décembre (77%) et en juillet (44%).

•La vitesse moyenne annuelle est de 3.9 m/s, elle n'est pas variable pendant l'année ; elle est de 4.4 m/s .

•Les directions générales du vent sont S-W et W avec des fréquences respectivement de 21% et 10.8%

III.8. Les précipitations

III.8.1. Traitement et analyse des données

Le bassin versant de l'oued Bouzina ne dispose pas de stations de mesure pluviométriques, pour déterminer la pluie moyenne annuelle sur le bassin versant, nous avons utilisé les données des postes pluviométriques se trouvant à proximité tel que Ain touta, sgag, el outaya, Menaa, Medina , el Anasseur, Arris et teniet el Abed.

La période d'observations de ces stations diffère d'une station à une autre, voir le tableau ci-dessous :

code de la station	nom de la station	Altitude (m)	coordonnées lambert		Période de fonctionnement	Nombre d'années d'observations
			X	Y		
061203	• Ain touta	917	790.100	235.90	1925-1979	20
061204	• Sgag	1650	817.75	236.90	1913-1993	33
061205	• El outaya	275	764.80	196.20	1967-1993	17
061302	• Tniet el abed	1320	817.80	222.20	1972-1993	16
061204	• Mena	983	801.25	213.25	1913-1993	28
061503	• Medina el anasseur	1451	846.80	231.10	1941-1993	24
061504	• Arris	1100	832.05	224.85	1914-1978	21

Tableau n° 8

La localisation de ces stations pluviométriques retenues pour cette étude est présentée à la figure ci-après

III.8.2. Homogénéité des séries pluviométriques

Nous avons testé l'homogénéité des séries de pluie moyennes annuelles des différentes stations par l'utilisation du test de Wilcoxon, le procédé est le suivant :

On divise la série des pluies d'origine en deux séries X et Y telles que N_1 et N_2 représentent des tailles de ces deux sous séries, généralement N_2 est supérieur à N_1 .

On constitue la série XUY après avoir classé la série d'origine par ordre croissant, on attribue à chaque valeur son rang en précisant à quelle sous série elle appartient.

Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95%

$$\text{Si : } W_{\min} < W_X < W_{\max}$$

avec $W_X = \sum |rang|_X$ et W_X : somme des rangs des sous série X.

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - 1.96 \left[\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right]^{1/2}$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min}$$

Les calculs et les résultats de ce test appliqué aux différentes stations :

Localisation des stations hydropluviométriques
dans la zone d'étude

Batna

Barika

061203

061204

061503

061802

SITE DU BARRAGE
MENAA

061804

061801

061205

Légende:

- station pluviométrique
- station hydrométrique
- ▲ site du barrage projeté de l'oued Bouzina

Biskra

a. test de Wilcoxon appliqué à la série pluviométrique annuelle de Ain touta (061203)

X	Y	Rang	Série classé par ordre croissant	XUY	Rang	Série classé par ordre croissant	XUY
303.5	187.8	1	122.9	Y	12	316.9	Y
474.6	223.1	2	182.2	X	13	334.0	Y
251.8	234.0	3	187.8	Y	14	337.2	X
217.6	213.9	4	213.9	Y	15	339.9	Y
182.2	339.9	5	217.6	X	16	348.4	Y
255.3	316.9	6	223.1	Y	17	369.4	X
337.2	469.6	7	234.6	Y	18	378.9	Y
369.4	122.9	8	243.6	X	19	469.6	Y
243.6	378.9	9	251.8	X	20	474.6	X
	348.4	10	255.3	X			
	334.0	11	303.5	X			

Tableau n° 9

$N_1=9, N_2=11$

$W_x = \sum |rang|_x = 2+5+8+9+10+11+14+17+20=96$

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - 1.96 \left[\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right]^{1/2}$$

$$W_{min} = \frac{(9 + 11 + 1)9 - 1}{2} - 1.96 \left[\frac{9 * 11(9 + 11 + 1)}{12} \right]^{1/2}$$

$W_{min} = 68.$

$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min} = (9 + 11 + 1)9 - 68 = 121.$

$W_{max} = 121.$

La condition du test ($W_{min} < W_x < W_{max}$) est vérifié, alors la série est homogène

b) test de Wilcoxon appliqué à la série pluviométrique de sgag (06-12-04)

X	Y	Rang	Série classée par ordre croissant	XU Y	Rang	Série classée par ordre croissant	XUY
577.7	632.4	1	132.9	Y	18	447.0	X
447.0	502.6	2	255.0	Y	19	484.3	X
427.2	897.2	3	262.1	Y	20	491.1	Y
319.5	611.9	4	283.5	X	21	502.6	Y
624.6	314.4	5	314.4	Y	22	506.2	Y
363.3	255.0	6	319.0	Y	23	551.7	X
569.2	398.5	7	319.5	X	24	539.3	X
569.2	399.0	8	337.5	Y	25	540.3	Y
484.3	337.5	9	346.7	X	26	596.2	X
388.7	262.1	10	363.3	X	27	577.7	X
436.9	506.2	11	382.9	X	28	611.9	Y
511.1	491.1	12	388.7	X	29	624.6	X
777.1	389.6	13	389.6	Y	30	632.4	Y
283.5	132.9	14	398.5	Y	31	690.6	Y
346.7	690.6	15	399.0	Y	32	777.1	X
382.9	319.0	16	427.2	X	33	897.2	Y
	540.3	17	436.9	X	34		

Tableau n° 10

$$N_1=16, N_2=17$$

$$W_X = \sum |\text{rang}|_X = 284$$

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - 1.96 \left[\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right]^{1/2}$$

$$W_{\min} = 217.$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min} = 327$$

$$W_{\max} = 327.$$

La condition du test ($W_{\min} < W_X < W_{\max}$) est vérifiée, alors la série est homogène.

c) test de Wilcoxon appliqué à la série pluviométrique annuelle d'el outaya (061205)

X	Y	Rang	Série classée par ordre croissant	XUY	Rang	Série classée par ordre croissant	XU Y
109.6	212.1	1	66.3	X	10	107.0	Y
386.8	100.5	2	70.0	Y	11	109.6	X
73.8	90.5	3	73.8	X	12	119.6	X
183.5	70.0	4	75.2	X	13	130.3	Y
168.6	107.0	5	80.6	Y	14	168.6	X
66.3	98.4	6	89.2	Y	15	183.5	X
75.2	130.3	7	90.5	Y	16	212.1	Y
119.6	80.6	8	98.4	Y	17	386.8	X
	89.2	9	100.5				

Tableau n°11

$$N_1=8, N_2=9$$

$$W_X = \sum |rang|_X = 77$$

$$W_{min} = 51.$$

$$W_{max} = 93$$

La condition du test ($W_{min} < W_X < W_{max}$) est vérifiée, alors la série est homogène.

d. test de Wilcoxon appliqué à la série pluviométrique annuelle de Teniet el Abed (061302)

X	Y	Rang	Série classée par ordre croissant	XUY	Rang	Série classée par ordre croissant	XUY
194.3	335.0	1	162.3	Y	10	265.8	X
207.3	317.7	2	170.6	X	11	269.9	X
265.8	238.8	3	194.3	X	12	277.0	Y
230.1	378.5	4	199.6	Y	13	317.7	Y
239.4	362.0	5	207.3	X	14	335.0	Y
170.6	199.6	6	230.1	X	15	362.0	Y
269.9	277.0	7	238.8	Y	16	378.5	Y
	239.0	8	239.0	Y			
	162.3	9	239.4	X			

Tableau n°12

$$N_1=7, N_2=9$$

$$W_X = \sum |\text{rang}|_X = 46$$

$$W_{\min} = 40.$$

$$W_{\max} = 79.$$

• La condition du test ($W_{\min} < W_X < W_{\max}$) est vérifiée, alors la série est homogène.

e) test de Wilcoxon appliqué à la série pluviométrique de Mena (061304)

X	Y	Rang	Série classée par ordre croissant	XUY	Rang	Série classée par ordre croissant	XUY
33.1	141.8	1	132.8	Y	16	235.7	Y
22.9	137.1	2	130.0	X	17	244.4	Y
221.0	232.3	3	137.1	Y	18	244.5	Y
345.7	249.3	4	141.8	Y	19	249.3	Y
306.0	201.7	5	142.9	Y	20	290.7	X
423.0	204.0	6	170.5	X	21	303.4	Y
170.5	142.9	7	191.7	Y	22	306.0	X
351.4	303.4	8	201.7	Y	23	315.3	Y
290.7	235.7	9	204.0	Y	24	333.1	X
136.0	211.0	10	211.0	X	25	345.7	X
244.5	191.7	11	217.8	Y	26	361.4	X
224.1	244.4	12	221.0	X	27	423.0	X
231.8	217.8	13	222.9	X	28	431.8	X
	132.8	14	224.1	X			
	315.3	15	232.3	Y			

Tableau n°13

$$N_1=13, N_2=15.$$

$$W_X = \sum |\text{rang}|_X = 219.$$

$$W_{\min} = 145.$$

$$W_{\max} = 232.$$

La condition du test ($W_{\min} < W_X < W_{\max}$) est vérifiée, alors la série est homogène.

f. test de Wilcoxon appliqué à la série pluviométrique de Menaâ el Anasseur (061503)

X	Y	Rang	Série classée par ordre croissant	XUY	Rang	Série classée par ordre croissant	XUY
385.7	517.2	1	236.4	Y	14	465.3	Y
323.3	465.3	2	244.6	X	15	482.6	Y
244.6	380.1	3	248.1	Y	16	482.9	X
482.9	236.4	4	250.0	Y	17	512.4	Y
658.7	420.0	5	280.4	X	18	517.2	Y
331.7	248.1	6	318.7	Y	19	521.3	X
388.6	537.1	7	331.7	X	20	523.3	X
546.4	527.9	8	360.9	Y	21	327.9	Y
521.3	318.7	9	373.6	X	22	537.1	Y
280.4	482.6	10	380.1	Y	23	546.4	X
373.6	360.9	11	385.7	X	24	658.7	X
	250.0	12	388.6	X			
		12	420.0	Y			

Tableau n°14

$$N_1=11, N_2=13.$$

$$W_X = \sum |rang|_X = 148.$$

$$W_{\min} = 103.$$

$$W_{\max} = 172.$$

La condition du test ($W_{\min} < W_X < W_{\max}$) est vérifiée, alors la série est homogène.

G. Test de Wilcoxon appliqué à la série pluviométrique de Arris (06-15-04)

X	Y	Rang	Série classée par ordre croissant	XUY	Rang	Série classée par ordre croissant	XUY
472.1	503.5	1	196.2	X	12	331.8	Y
491.7	331.8	2	198.9	Y	13	345.9	Y
282.2	249.6	3	203.2	Y	14	352.8	X
296.4	207.9	4	207.9	Y	15	357.6	X
352.8	499.3	5	210.9	Y	16	384.8	X
258.3	210.6	6	211.7	X	17	388.3	X
357.6	280.7	7	249.6	Y	18	472.1	X
211.7	345.9	8	265.7	Y	19	491.7	X
196.2	203.2	9	280.7	Y	20	499.3	Y
384.8	265.7	10	282.2	X	21	503.5	Y
	198.9	11	296.4	X			

Tableau n°15

$$N_1=10, N_2=11.$$

$$W_X = \sum |\text{rang}|_X = 127.$$

$$W_{\min} = 82.$$

$$W_{\max} = 138.$$

La condition du test ($W_{\min} < W_X < W_{\max}$) est vérifiée, alors la série est homogène.

III.8.3. Extension des séries

En premier lieu on procède au complètement des lacunes d'observations

- Nous avons utilisé la régression linéaire pour combler les lacunes et former des séries des pluies annuelles.

- La droite de régression est donné par $y=ax+b$

a : pente de la droite de régression.

$$a = \frac{n \sum XY - \sum X \sum Y}{n \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

b : constante de la droite

$$b = \frac{\sum Y - a \sum X}{n}$$

avec un coefficient de corrélation

$$r = \frac{n \sum XY - \sum X \sum Y}{\sqrt{(n \sum X^2 - (\sum X)^2)(n \sum Y^2 - (\sum Y)^2)}}$$

Les coefficients de corrélation entre les différentes stations sont donnés par le tableau suivant

	061203	061204	061205	061302	061304	061503
061203	1	0.60	0.83	0.32	0.84	0.76
061204		1	0.62	0.74	0.6	0.9
061205			1	0.2	0.81	0.42
061302				1	0.62	0.83
061304					1	0.67
061503						1

Tableau n°16

Remarque

On remarque que pratiquement tous les coefficients de corrélation sont bons.

III.8.4. Etude pluviométrique

Le tableau ci-dessous donne les précipitations moyennes annuelles de chaque station

Station	P(mm)
061203	255
061204	421
061205	118
061302	266
061304	232
061303	415

Tableau n° 17

III.8.4.a. Précipitations moyenne annuelle du B.V

Afin de donner une meilleure estimation, nous avons utilisé différentes méthodes.

III.8.4.a.i. Méthode arithmétique

La précipitation moyenne annuelle du BV est obtenue à partir de la moyenne des précipitations moyennes des stations

$$P_{\text{moy}} = \bar{P} = \frac{\sum P_i}{n} = 285 \text{ mm}$$

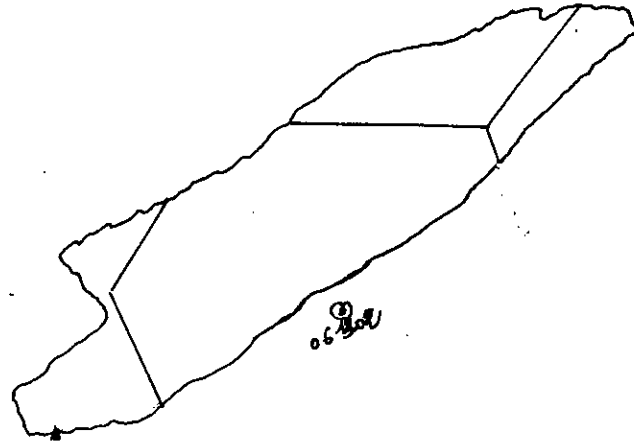
n: nombre de stations n=6

III.8.4.a.ii. Méthode de Thiessen

Cette méthode consiste à diviser la surface du BV en polygones à chaque polygone de surface correspond une précipitation moyenne annuelle

$$\bar{P} = P = \frac{\sum P_i S_i}{\sum S_i}$$

CARTE DE THELSSER



Légende

— Limite du bassin versant de l'oued Bouzina
au site du barrage Menaz

— Limite du Polygone

△ site du barrage Menaz

Echelle: 1/1250.000

06/1205

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau ci-dessous

Stations	P_i (mm)	S_i (km ²)	$P_i S_i$ (mm.km ²)
061503	415	17.45	7262.6
061204	421	36.35	15303.35
061203	266	105.3	28009.8
061304	232	35.9	8328.8

Tableau n°18

III.8.4.a.iii. Méthodes des isoyhètes

Les isoyhètes sont définies comme lieu géométrique des points de même précipitations pluviométrique pour une période considérée.

A l'aide d'un planimètre, on mesure la surface entre deux isoyhètes, chaque surface à une pluviométrie moyenne équivalente à la moyenne arithmétique des deux isoyhètes .

$$\sum S_i = S_{BV} = \text{surface du BV}$$

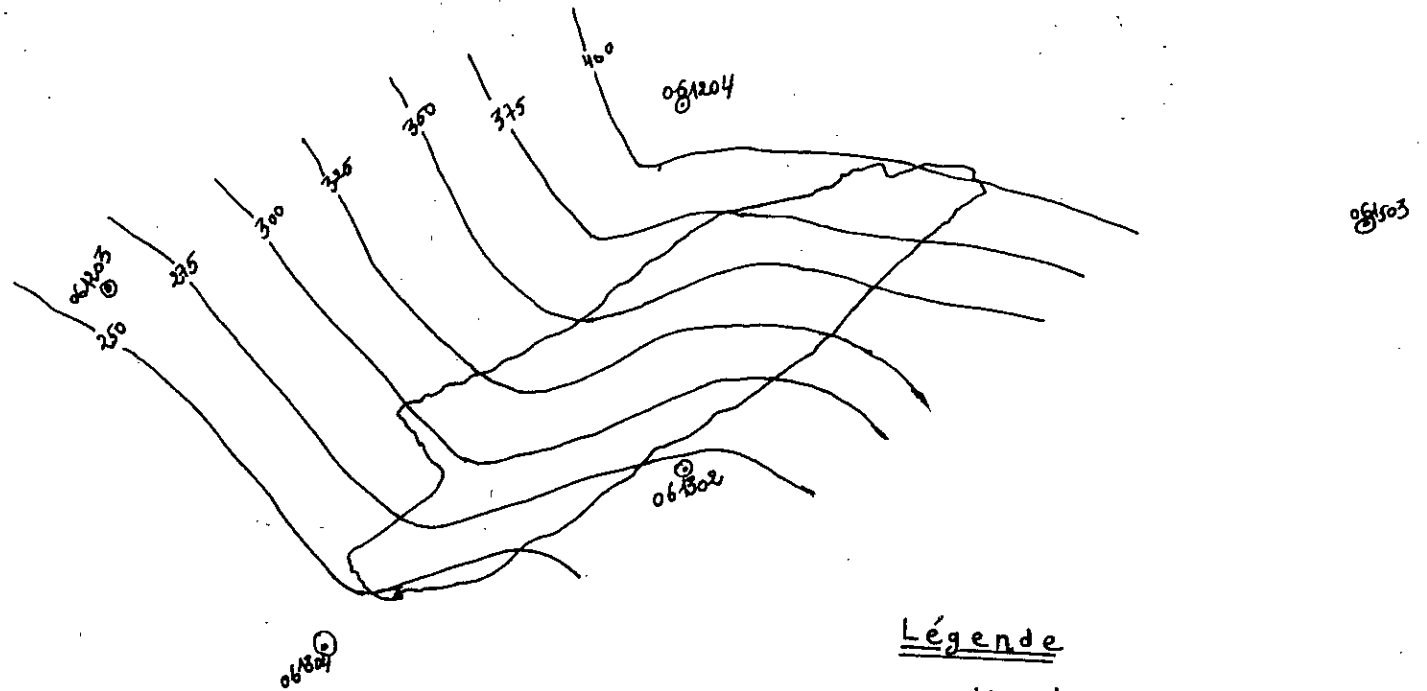
P_i :Pluviométrie moyenne

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous

Isoyhètes des hauteurs(m)	Pluie moyenne P_i (mm)	Surface partielle S_i (km ²)	$P_i S_i$ (mm.km ²)
< 250	250	4.5	1125
250-275	262.5	23.65	6208.13
275-300	287.50	31.50	9056.25
300-325	312.5	49.65	15515.63
325-350	337.5	38.70	13061.25
350-375	362.5	22.60	81921.5
375-400	387.5	22.7	8796.25
> 400	400	1.7	680

Tableau n°19

CARTE DES ISOHYETES



Légende

- Limite du bassin Versant de l'oued Bouzina
au site du barrage Menaa
 - Isohyète
 - △ site du barrage Menaa
 - ⊙ stations pluviométriques
- Echelle : 1/128.000

$$\bar{P} = P = \frac{\sum P_i S_i}{\sum S_i} = 321 \text{ mm}$$

III.8.4.b. Choix de la station la plus représentative

C'est la station (06-15-03) qui a été choisie parmi les six postes pluviométriques, car sa précipitation moyenne annuelle égale 415mm, elle est un peu grande que celle du bassin versant (360mm).

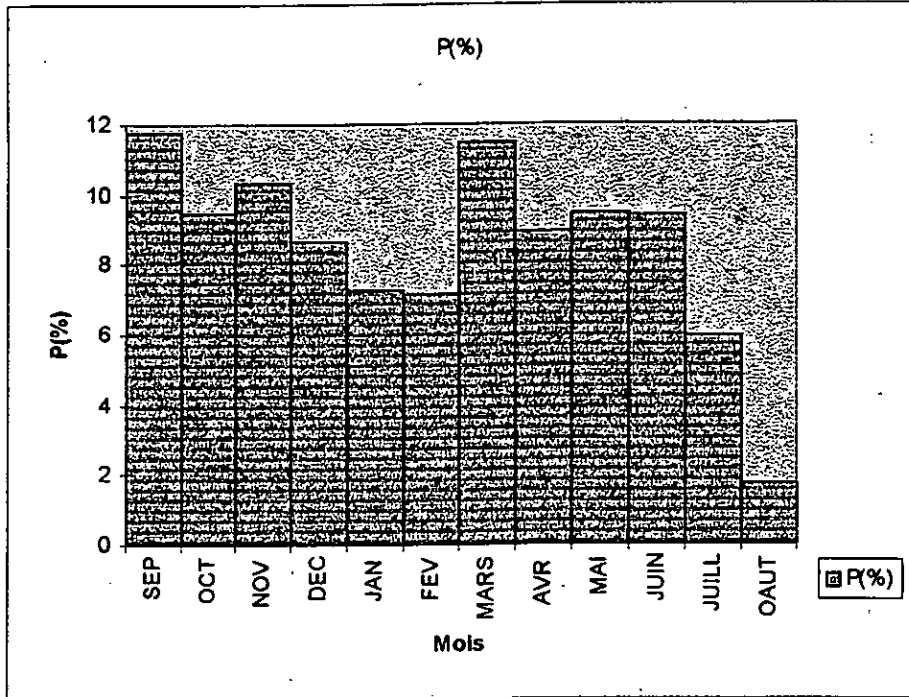
La station représentative est celle de Médina el Anasseur qui offre la série d'observation la plus au moins longue série d'observations (24ans) elle ne présente aucune année lacuneuse durant la période (1969-1993)

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	année
P _i (mm)	48.8 2	39.2 6	42.8 8	35.9 2	30.2	29.6	47.6 0	37.1 7	39.1 7	39.1 4	24.6 6	7.13	414.63
P(%)	11.7 7	9.46	10.3 4	8.66	7.28	7.13	11.5	8.96	9.44	9.43	5.94	1.71	100%

Tableau n°20

D'après le tableau, on remarque que le climat est irrégulier (les mois septembre et mai sont les plus pluvieux, le mois d'août le plus sèche (voir la figure ci-après).

**Répartition mensuelle moyenne des précipitations
Poste pluviométrique de Medina el Anasseur
Code ANRH 061503**



III.8.4.C. Précipitations maximales journalières

Pour l'ajustement de notre série d'observation de la station Medina el Anasseur, nous avons utilisé deux lois, celle de Gumbel et Galton.

III.8.4.C.i. Ajustement de la loi de Gumbel au P_{jmax}

On classe les n valeurs par ordre de grandeur croissant en attribuant à chacune d'elles un numéro d'ordre n, on calcule pour chacune des valeurs sa fréquence au non dépassement $F(x) = \frac{n - 1/2}{N}$

On porte les points observés et leurs fréquences expérimentales sur le papier Gumbel.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est

$$F(x) = \exp(-\exp(-\alpha(x-x_0)))$$

α, x_0 : sont les coefficients d'ajustement.

x : est une variable de l'échantillon.

$y = \alpha(x - x_0)$: étant la variable de Gumbel.

\bar{x} : La moyenne des variables de l'échantillon

La droite de Gumbel est :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0$$

$$\frac{1}{\alpha} = r \frac{\sigma_x}{\sigma_y}$$

avec $y = -\ln(-\ln F(x))$, c'est la variables de Guimbel).

Pour notre échantillon nous avons.

$$\bar{X} = 43.57$$

$$r = 0.98$$

$$\sigma_x = 18.31$$

$$x_0 = \bar{X} - \frac{1}{\alpha} \bar{Y} = 25.63$$

$$\bar{Y} = 0.56$$

$$\frac{1}{\alpha} = 14.7, \text{ et } C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{x}} = 0.42$$

$$\sigma_y = 1.22$$

La droite de Gumbel est :

$$X = 14.70Y + 25.63$$

Les résultats de calcul de le loi de Gumbel sont donné par

Rang	P	F(x)	Y	Rang	P	F(x)	Y
1	22.7	0.02	-1.36	14	39.2	0.54	0.48
2	24.7	0.06	-1.03	15	41	0.58	0.60
3	25	0.1	-0.8	16	43	0.62	0.73
4	25.5	0.14	-0.68	17	46.5	0.66	0.87
5	26.5	0.18	-0.54	18	50.1	0.70	1.03
6	28	0.22	-0.41	19	58.0	0.74	1.20
7	28	0.26	-0.29	20	58.1	0.78	1.39
8	31.6	0.30	-0.18	21	60.7	0.82	1.61
9	33.1	0.34	-0.075	22	67.2	0.86	1.89
10	33.9	0.38	0.033	23	72	0.90	2.25
11	35.9	0.42	0.14	24	72.2	0.94	2.78
12	36	0.46	0.25	25	95	0.98	3.90
13	36	0.5	0.36				

Tableau n °21

Les pluies maximales journalière pour différentes périodes de retour sur le tableau ci-dessous

T (ans)	2	5	10	20	50	100	200	500	1000
FND	0.5	0.8	0.9	0.95	0.98	0.99	0.995	0.998	0.999
P _j max(mm)	33	55	69	85	104	128	142	170	178

Tableau n°22

III.8.4.c.ii. Ajustement de la loi de Galton

On classe les valeurs de précipitations journalières maximales par ordre de grandeur décroissant, en attribuant à chacune d'elles un numéro d'ordre n , on calcule pour chacune des valeurs sa fréquence expérimentale

$$F(x) = \frac{n - 1/2}{N}$$

On porte les points observés et leurs fréquences expérimentales sur le papier Galton, et on trace la droite qui passe par le maximum de points.

Déterminons les paramètres d'ajustements a et b :

$$a = \frac{1.517}{\sqrt{\text{Log} \left(1 + \frac{\sigma_p^2}{(\bar{P} - P_0)^2} \right)}}, \quad b = \frac{1.151}{a} - a \text{Log}(\bar{P} - P_0)$$

P₀ = 0 ⇒ Les points sur le graphe de Galton sont alignés

$$\sigma_p = \sqrt{\frac{\sum (P_i - \bar{P})^2}{N}} = 18.31$$

$$\bar{P} = 43.57$$

$$a = 5.71, \quad b = -9.15$$

L'équation de Galton :

$$U = a \log P + b \quad U = 5.7 \log P - 9.15 \sigma_x \text{ : écart type}$$

\bar{P} : moyenne des précipitations

Les résultats de la loi de Galton sont donnés par le tableau suivant :

Rang	$P_{j \max}$ (mm)	log(P)	F(x)	Rang	$P_{j \max}$ (mm)	log(P)	F(x)
1	95	4.55	0.02	14	36	3.58	0.54
2	72.2	4.27	0.06	15	35.9	3.58	0.58
3	72	4.27	0.1	16	33.9	3.52	0.62
4	67.2	4.20	0.14	17	33.1	3.49	0.66
5	60.4	4.10	0.18	18	31.6	3.45	0.70
6	58.1	4.06	0.22	19	28	3.33	0.74
7	58.0	4.06	0.26	20	28	3.33	0.78
8	50.1	3.91	0.30	21	26.5	3.27	0.82
9	46.5	3.83	0.34	22	25.5	3.22	0.86
10	43	3.76	0.38	23	25	3.21	0.90
11	41	3.71	0.42	24	24.7	3.20	0.94
12	39.2	3.66	0.46	25	22.7	3.12	0.98
13	36	3.58	0.5				

Tableau n° 23

Les pluies maximales journalières pour différentes périodes de retour sur le tableau ci-après

T/ans	2	5	10	20	50	100	1000
FD	0.5	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
$P_{j \max}$ (mm)	36	52	64	80	90	94	100

Tableau n° 24

Remarque

On remarque que notre série s'ajuste bien à la loi de Galton

III.8.5. Pluie de courte durée

La pluie de courte durée doit être comme pour la construction de l'hydrogramme d'averse du projet :

les pluies de courte durée des différentes périodes de retour peuvent être calculées par la formule suivante :

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

P_{tc} : pluie de courte durée pour une fréquence donnée

$P_{j \max}$: pluie journalière maximale pour une fréquence donnée.

t_i : Temps considéré en heure.

b : exposant climatique, il est égal à 0.29

Dans notre cas, la pluie de courte durée est calculée à un temps correspondant au temps de concentration (t_c) étant égal à 3 heures, la formule suivante devient :

$$P_{tc} = P_{j \max} \left(\frac{t_c}{24} \right)^{0.29} = 0.547 P_{j \max}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
$P_{j \max}$ (mm)	52	64	80	90	94	100
P_{tc} (mm)	28.44	35	43.76	49.23	51.41	54.7

Tableau n° 25

III.9. Etude des apports liquides

Le B.V de l'oued Bouzina est assez singulier, il correspond à un système hydrogéologique régulier et à fort volume de restitution des sources.

Les sources de Bouzina et de Tasharift, ainsi que les pompages par sondages interviennent pour une large part dans un bilan hydrique.

Pour cette raison, il nous a semblé utile d'adopter pour l'étude qualitative et quantitative des apports liquides une méthode d'approche tout aussi bien particulière.

Nous calculerons les apports souterrains (les restitutions) et superficiels (le ruissellement) séparément, et nous les ramènerons ensuite à la formule du bilan hydrique global.

.9.1. Calcul du bilan hydraulique du système hydrologique de Bouzina

La formule générale s'écrit :

$$V_p = ETP + I + R$$

avec

V_p : le volume d'eau précipité.

I : Fraction d'eau infiltrée dans le sous sol rejoignant les aquifères .

R : Fraction ruisselé (écoulement superficiel).

ETP : évaporation potentielle.

En tenant compte des deux zones différentielles d'infiltration la formule du bilan devient :

$$V_p = ETP + (I_1 + R_1) + (I_2 + R_2)$$

$$V_p = ETP + R_1 + R_2 + I_1 + I_2$$

I_1 et R_1 : correspondent à la zone d'alimentation de l'aquifère (ceinture calcaire).

I_1 et R_2 : correspondent au reste de la surface.

or, les infiltrations I_1 sont restituées sous forme de débit de source (S) et de pompage dans les forages et les puits (F) et I_2 sont supposés restitués au ruissellement qui devient R_2 .

D'où

$$V_p = ETP + R_1 + R_2' + S + F$$

S : débit total des sources de Tassarift (S_T) et de Bouzina (S_B)

$$S = S_T + S_B$$

R_2' : ruissellement corrigé (augmenté de I_2).

$$V_p = ETP + R_1 + R_2' + S_T + S_B + F$$

Pour commodité, nous écrivons

$$V_p = ETP + R + S_T + S_B + F \quad (2)$$

R étant le ruissellement total

• L'apport hydrique du barrage correspond au ruissellement total (R) augmenté du débit annuel de la source Bouzina (S_B), soit :

$$A = R + S_B \quad (3)$$

or, partant de la formule du bilan général

$$V_p = ETP + R + S_T + S_B + F$$

peut écrire par substitution :

$$A = V_p - ETP + S_T - F \quad \text{ou} \quad A = V_p - (ETP + S_T + F)$$

Le terme entre parenthèse étant ce qui sort du système (ce qui se perd) et ne rejoint donc pas le barrage.

Nous écrivons pour commodité

$$A = S_B + R \quad (3)$$

et

$$A = V_p - S_T - F - ETP \quad (4)$$

La valeur de l'apport s'obtient en remplaçant les paramètres par leur valeur réelle dans les équations 3 et 4.

Le calcul par l'équation 3

$$A = S_B + R$$

Le débit de la source de Bouzina n'est pas connu avec exactitude. D'ailleurs, son régime étant très variable mensuellement et interannuellement, l'obtention d'une valeur fiable exigerait des mesures hydrométriques répétées et étalées sur de nombreuses années.

Le témoignage concordants des riverains tendent à accréditer le régime suivant :

Le régime d'étiage constant pendant 08 mois de l'année d'un débit qui estimé à l'été 1996 à $Q=100$ l/s, laisse place pendant la période de Février à Mai, à un régime conséquent aux pluies et neige avec un débit d'hiver nettement supérieur, très approximativement estimé à $Q_h=2$ m³/s sur la base des témoignages et des observations des niveaux limniques au niveau du pont du "vieux Bouzina", situé immédiatement à l'aval de la source, un troisième régime, aléatoire celui-ci observe une année sur trois ou quatre ($f \approx 1/4$), se caractérise par un débit très fort, estimé à $Q_{max}=20$ m³/s, et qui dure près de trois mois (environ 100 jours).

Donc l'apport de la source Bouzina, peut être calculé comme suit :

$$S_B = (Q_e)_{265 \text{ jours}} + (Q_h + 1/4 Q_{max})_{100 \text{ jours}}$$

En remplaçant, on obtient

$$S_B = 2.29 + 17.28 + 1/4 (Q_{max})_{100 \text{ jours}}$$

$$S_B = 19.57 + 1/4 (Q_{max})_{100 \text{ jours}} \quad (5)$$

or, $1/4 (Q_{max})_{100 \text{ jours}} = 43.2 \text{ hm}^3$

Ce dernier chiffre à lui seul paraît démesuré.

On peut écrire :

$$I_1 = S_B + S_t \Rightarrow S_B = I_1 + S_t$$

d'où

$$I_1 = P_n * S_n * C_i$$

ou

P_n : précipitation annuelle dans la zone d'alimentation $P_n = 500 \text{ mm}$.

S_n : surface de la zone = 90 km^2

C_i : coefficient d'infiltration dans cette zone, $C_i = 0.8$

$$S_B = 36 - 1.57 = 34.43 \text{ hm}^3$$

$$S_t = 1.57 \text{ hm}^3$$

Cette valeur est d'évidence bien faible pour expliquer et justifier l'apport annuel du débit de pente de la source Bouzina, à :

$$1/4 (Q_{max})_{100 \text{ jours}} = 43.2 \text{ hm}^3$$

Pour cette raison d'incohérence, il est préférable de se contenter, à ce stade de l'étude, du niveau de certitude de l'équation (5).

L'équation 4 devient : $A = 19.57 + 1/4 (Q_{max})_{100 \text{ jours}} + R$

L'équation 3 : $A = S_B + R$

Il s'agit maintenant d'estimer R, par analogie avec les bassins versants, voisins connus, ou par les formules empiriques

Le calcul de l'apport par l'équation 4

$$A = V_P - F - S_t - ETP$$

$$V_P = PS = 0.321 * 195 * 10^6 = 62.59 \text{ hm}^3$$

$V_P = 62.59 \text{ hm}^3$

F : le total annuel des puisages dans les forages et puits est estimé à :

$$F \approx 200 \text{ l/s} * 365 \text{ j} * 86400 \text{ s} = 6.3 \text{ hm}^3$$

et

$$S_t \approx 1.57 \text{ hm}^3 \text{ donc}$$

$$A = 62.59 - 6.3 - 1.57 - ETP = 54.72 - ETP$$

$$A = 54.72 - ETP$$

On peut l'estimer en faisant varier la valeur de L'ETP.

ETP	%V	40%	50%	60%	70%
	hm ³	25.036	31.29	37.55	49
	A(hm ³)	29.68	23.495	17.16	5.72

Tableau n° 26

On prend $ETP = 40\% V_P = 25.03 \Rightarrow (A = 29.68 \text{ hm}^3)$

III.9.2. L'estimation de l'apport superficiel (ruissellement)

Dans le B.V de l'oued Bouzina, au site du barrage Menaâ, aucune station hydrométrique n'existe, la seule station qui existe est celle de Djemorah (06-13-01) sur l'oued Djemorah qui contrôle un bassin de 595 km² alors que le site du barrage Menaâ à l'amont intercepte une superficie de 195 km².

L'absence de données hydrométriques dans ce bassin nous conduit à estimer le ruissellement par des formules empiriques et par analogie avec les bassins versants voisins.

III.9.2.1. Les formules empiriques

- **Formule de Samie**

$$Le = \bar{P}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) = 27.02 \text{ mm}$$

$$R = 5.26 \text{ hm}^3$$

$$Le : \text{mm}$$

$$\bar{P} : \text{m}$$

- **Formule de Mallet-Gautier**

$$Le = 600 \bar{P}^2 \left[1 - 10^{-0.36 \bar{P}^2} \right]$$

$$Le = 59.04 \text{ m}, \quad Le : \text{mm}, \quad \bar{P} : \text{m}$$

$$Le = 11.51 \text{ hm}^3$$

- **Formule de Gautagne**

$$Le = \bar{P}^2 (0.164 - 0.00145\sqrt{S}) = 46.14 \text{ mm}$$

$$R = 8.99 \text{ hm}^3, \quad Le : \text{mm}, \quad \bar{P} : \text{mm}, \quad S = \text{km}^2$$

- **Formule de Turc**

$$Le = \bar{P} - D$$

$$D = \frac{\bar{P}}{\left[0.9 + \left(\frac{\bar{P}}{2} \right)^2 \right]} = 342.27,$$

Le : mm, \bar{P} : mm, D : déficit d'écoulement en mm.

$$L = 300 + 25T + 0.05 T^3 = 787.2 \text{ mm}$$

$$Le = 21.27 \quad \text{d'où}$$

$$R = 4.14$$

- **Formule de Cautagne**

$$Le = \bar{P} - D$$

$$D = \bar{P} - \Gamma \bar{P}^2 = 283.66$$

$$\Gamma = \frac{0.001}{0.8 + 0.14T}$$

$$Le = 37.33 \text{ m}$$

d'où

$$R = 7.28$$

- **Formule de l'ANRH**

Cette relation a été établie à partir des données de base des B.V pour des superficies comprises entre 20 et 200 km².

$$A_{\text{moy}} = C_e P_{\text{moy}} S$$

$$0.075 \leq C_e \leq 0.175 \Rightarrow \text{on prend } C_e = 0.175$$

R=9.38

Les résultats obtenus sont donnés au tableau suivant

Formule	Lame d'eau écoulée Le (mm)	Ruissellement R(Mm ³)	C _R (%) Coefficient de ruissellement
Samie	27.02	5.26	8.4
Mallet gautier	59.04	11.51	18.3
Coutagne	46.14	8.99	14.37
Turc	21.27	4.14	6.6
Coutagne I	37.33	7.28	11.62
ANRH	48.10	9.38	14.98

Tableau n°27

III.9.2.2. Méthode d'analogie

Compte tenu des similarités entre le B.V de Bouzina et celui de Reboa, nous avons choisi ce dernier comme B.V analogue du point de vue hydrographie et climatologie, les deux B.V sont similaires comme on peut le constater au tableau suivant :

Code de la station		070403
Nom de la station	Menaa	Reboa
Nom de cours d'eau	Bouzina	Reboa
Périmètre du B.V	67	80
Surface du B.V	195	296
Longueur du thalweg	30	40
Indice de compacité	1.35	1.31
Coordonnées lambert X	802.00	848.20
Y	217.35	250.20
Altitude max	2321	2300
moy	1500	1410
min	980	1010
Pente moyenne de l'oued	0.45	0.32
Densité de drainage	2.83	2.2
Précipitation	321	394

Tableau n° 28

On applique la méthode d'analogie II

$$A = A_R \frac{S_B \overline{P_B}}{S_R \overline{P_R}}$$

$$A = 8.7 \text{ hm}^3$$

A_R : Apports annuels de la station Reboa

S_B : surface du BV de Bouzina

S_R : surface du BV de Reboa

$\overline{P_B}$: Précipitations moyenne du BV de Bouzina

$\overline{P_R}$: Précipitations moyenne du BV de Reboa

En conclusion les équations de l'apport s'écrivent

$$A = \begin{cases} 19.57 + 1/4(Q_{\max})_{100j} + R \\ 54.72 - 25.03 = 29.68 \text{ hm}^3 \end{cases}$$

Pour une valeur de R calculée analogiquement de l'ordre de 8.7 hm^3 .

Donc

$$A = \begin{cases} 28.32 + 1/4(Q_{\max})_{100j} \\ 29.68 \text{ hm}^3 \end{cases}$$

donc l'ordre de l'apport est

$$\bar{A} = 29 \text{ hm}^3$$

III.9.3. Variabilité de l'apport

La variabilité de l'apport moyen annuel au niveau du site peut être calculé par les formules empiriques, les grandeurs définies dans ces formules sont :

C_v : coefficient de variation.

S : superficie du B.V

k : coefficient de réduction $0.25 < k < 1$ pour notre cas $k=0.75$

Me : module de l'écoulement (l/s)

$$Me = \frac{\bar{A}}{T} = 919.58 \text{ l/s}$$

\bar{A} : apport moyen annuel = $2.9 \cdot 10^9$ l/s

T : période annuelle = $365 \cdot 24 \cdot 3600$ s

M_r : module relatif de l'écoulement en (l/s/km²).

$$M_r = \frac{Me}{S} = 4.71 \text{ l/s/km}^2$$

- **Formule de Sokolovsky-chevely**

$$C_v = 0.28 - 0.21 \log(M_r) - 0.063 \log(S+1)$$

$$C_v = 0.49$$

- **Formule de padoune**

$$C_v = \frac{0.93k}{(M_r)^{0.23}} = 0.48$$

$$\Rightarrow \boxed{C_v = 0.48}$$

- **Formule d'Antanov**

$$C_v = \frac{0.78}{(S+1000)^{0.076}} = 0.45$$

$$\boxed{C_v = 0.45}$$

- **Formule de ourkqupravodkhoz**

$$C_v = \frac{0.7}{(M_r)^{0.127}} = 0.57$$

Conclusion

Les valeurs obtenus par toutes les formules sont relativement convergentes, le coefficient de variation est donc, la moyenne des quatre valeurs obtenues

$C_v=0.49$

III.9.4. Coefficient d'asymétrie

$$C_s = 2C_v = 0.98$$

$C_s=0.98$

III.10. Etude des crues

Les crues d'une fréquence spécifique sont nécessaires pour effectuer le dimensionnement des ouvrages hydrauliques .

le bassin versant de l'oued, nous ne disposons pas de données sur les pointes des crues maximums instantanées, ces derniers sont déterminés par l'utilisation des méthodes suivantes

III.10.1. Les formules empiriques

- **Formule de Mallet gautier**

$$Q_{\max} = 2 K \log(1 + AP) \frac{S}{\sqrt{L}} (1 + 4 \log T - \log S)^{1/2} \quad \text{m}^3/\text{s}$$

S : superficie du Bv (Km²)

L : longueur du thalweg principal (Km)

p : pluie moyenne annuelle (m).

T : période de retour.

K : coefficient dépend de la forme du bassin , il varie de 0.5 à 6 , on prend K =1.3.

A : varie de 20 à 25.

- **Formule de Giandotti**

$$Q_{\max} = \frac{C S P_{tc} (H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4\sqrt{S} + 1.5L} \quad \text{m}^3/\text{s}$$

H_{moy} : altitude moyenne (m).

H_{min} : altitude minimale (m).

C : coefficient topographique (C =100).

P_{tc} : pluie frequentielle de courte durée (m).

- **Formule de Samie**

$$Q_{\max} = \frac{CSP_j \cdot 10^3 \cdot Ka}{86400} \quad \text{m}^3/\text{s}$$

P_j : pluie journalière fréquentielle (mm).

Ka : coefficient d'amortissement de la crue =1.

C : coefficient de ruissellement variant avec la période de retour.

- **Formule de Belbachir**

Cette formule n'est appliqué que pour la crue millénale

$$Q_{1000} = S \cdot 10^{[0.67 - S \cdot 10^{-4}]} \quad \text{m}^3/\text{s}$$

S : superficie du bassin versant en km².

- **Formule de Turraza**

$$Q_{\max} = \frac{P_{jc} \cdot S \cdot C_r}{3.6 \cdot T_c}$$

C_r : coefficient de ruissellement.

T_c : temps de concentration.

Les valeurs de débits de crue obtenues par ces formules empiriques sont :

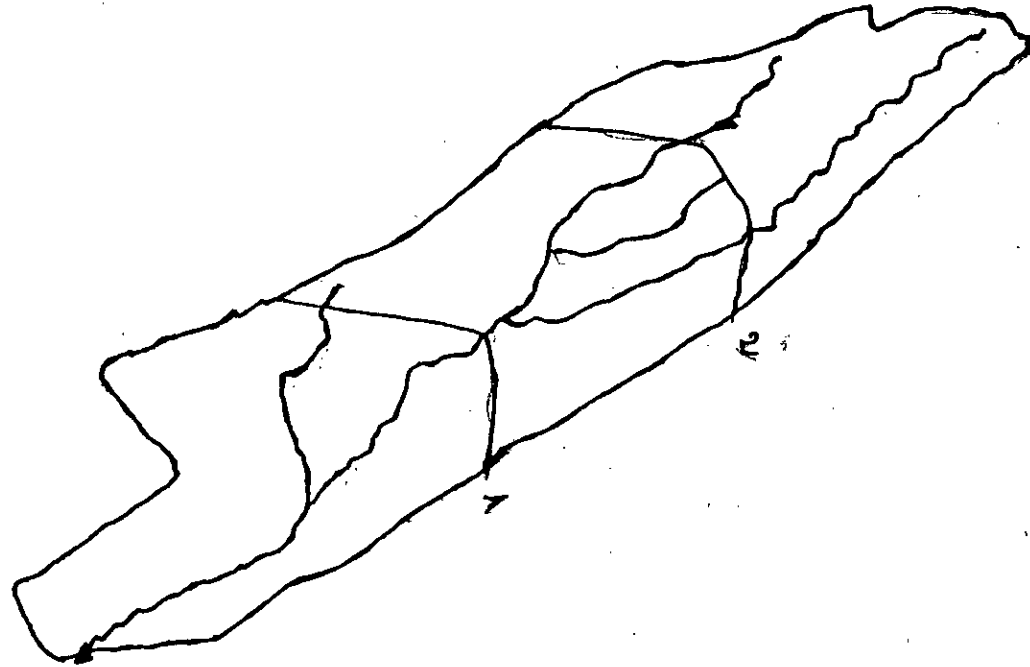
Période de retour	FD 1/T	$P_{j\max}$	Pluie de courte durée	Débits de crue de période de retour T				
				Mallet G	Giandotti	Samie	Belbachir	Turraza
10	0.1	64	35	132.62	154.31	130	-	568.75
20	0.05	80	43.76	159.38	190.51	162	-	711.1
50	0.02	90	49.23	189.03	219.38	182.25	-	799.98
100	0.01	94	51.41	208.63	226.66	190.35	-	835.41
1000	0.001	100	54.7	263.64	241.16	202.5	871.23	987.63

Tableau n° 29

III.10.2. La méthode synthétique

Elle permet de calculer les débits de crue instantanés de différentes fréquences, en appliquons cette méthode, on admet les hypothèses suivantes :

- $P_b = P_{j\max} \left(\frac{t}{24} \right)^b$
- $P_n = P_b - D(t)$
- $Q_{\max} = P_n \frac{S_{cum}}{3.6t}$
- P_b : pluie brute (mm).
- $P_{j\max}$: précipitations journalière maximale.
- t : le temps allant de 1h à $T_c = 3$ heures .
- b : exposant climatique $b=0.29$.
- P_n : pluie nette (mm).
- $D(t)$: coefficient de l'écoulement en fonction du temps.
- Q_{\max} : débit maximal de crue (m^3/s).
- S_{cum} : surface des isochrones cumulée (km^2).



METHODE DES ISOCHRONES

Durée de l'averse		1	2	3
Pluie brute	10	25.46	31.3	35.01
	20	31.82	38.91	43.77
	50	35.73	43.47	49.24
	100	37.31	45.68	51.43
	1000	39.7	48.6	54.71
Déficit		10.5	11	11.5
Pluie nette	10	14.96	20.13	23.51
	20	21.32	27.91	32.27
	50	25.23	32.74	37.74
	100	26.81	34.68	39.93
	1000	29.2	37.6	43.21
S_s cum		81.35	145.22	195
Q_{max} (m^3/s)	10	338.05	406	425
	20	481.77	562.92	585
	50	570.12	660.34	681
	100	605.83	699	721
	1000	659.83	758.37	780

Tableau n° 30

III.10.3. Comparaison avec des bassins versants voisins

Dans le but d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur des débits de crue de l'oued Bouzina ; nous avons utilisé les données enregistrées aux stations hydrométriques les plus proche au site de Menaa, telles que M'chouneche (06-15-02) sur l'oued Abiod, et el Kantara (06-1201) sur l'oued el Hai, chacune d'elles dispose d'une série d'observations de 25 ans (1969-1993), en plus de ces stations, il existe sur oued Abdi en aval du site Menaa, le poste de Djemorah (06-13-01) qui possède une série de données de 16 ans (1972- 1994).

Les séries des débits maximums instantanés ont été soumises à l'analyse statistique , cette dernière a montré que ces données s'ajustent au mieux à une loi de Gumbel. (voir annexe 1)

Le tableau ci-dessous donne les résultats des débits de crue fréquentiels aux stations les plus proches

Fréquence %	M'chaneche (061502)	el kantara (061201)	Djemorah (061301)
10	130	219	178
5	241	263	212
2	295	321	256
1	335	365	217
01	468	510	398
0.01	600	654	507

Tableau n° 23

III.10.4. Méthode d'analogie

Nous avons mentionné au chapitre précédent qu'il y a une analogie entre le bassin versant de Menaa et celui de la station Reboa, cette dernière dispose d'une série de 19 valeurs de débits maximums instantanées observées pendant la période (1978 - 1993).

Cette série a subi un traitement statistique, nous avons remarqué que la distribution de Gumbel s'accorde le mieux à la série de données.

Les débits de crue de différentes fréquences estimés à la station Reboa sont transposés au site du barrage Menaa en appliquant la relation suivante :

$$Q_{\text{Menaa}} = K Q_{\text{Reboa}}$$

Où : K, étant le coefficient de transposition égal à 0.54 qui compensera les différences de précipitations et de superficie.

Les débits de crue fréquentiels sont donnés au tableau suivant :

Fréquence(%)	10	5	2	1	0.1	0.01
Débit de crue de Reboa (m ³ /s)	259	311	379	430	598	766
Débits de crue de Menaa(m ³ /s)	140	168	190	232	323	414

Tableau n° 32

Nous admettons pour la présente étude les résultats obtenus par la méthode analogique mais ces valeurs sont approximatives, elles peuvent comme elles ne peuvent pas représenter réellement les crues de l'oued Bouzina.

Pour une bonne évaluation de ces crues, il est très utile d'implanter une station de jaugeage en aval du site.

III.11. Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue sera utile pour l'étude de la minage de crue, et pour le dimensionnement de l'ouvrage, son tracé permet d'estimer toutes les autres caractéristiques de la crue : forme, volume, temps de montée et de base.

Ils sont calculés d'après la méthode de SOKOLOVSKY, elle assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques.

- La montée de crue : $Q = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m$

- La décrue : $Q_t = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_m} \right)^n$

t_m : temps de montée de la crue.

t_d : temps de décrue.

m, n : puissance des équations $m=2, n=3$.

$t_m = t_c = 3$ heures.

$t_d = \alpha t_m$

α : coefficient qui est tabulé en fonction de la taille du cours d'eau de la perméabilité et du taux de boisement du B.V : voir tableau.

Bassin versant	α
Si le B.V a petit cours d'eau + faiblement perméable	2 - 2.5
Si le BV a petit cours d'eau boisé et perméable	3 - 4
Pour grands et moyens cours d'eau avec terrasse de déformation	4 - 7

- On prend $\alpha=3$ d'où $t_d = 9$ heures.

• L'hydrogramme de crue de différentes périodes de retour

1. La montée de la crue (m^3/s)

t (h)	Q(10)	Q(20)	Q(50)	Q(100)	Q(1000)	Q(10000)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	3.88	4.67	5.28	6.26	8.97	11.50
1	15.55	18.66	21.11	25.77	35.88	46.00
1.5	35.00	42.00	47.50	58.00	80.75	103.5
2	62.22	74.66	84.44	103.11	143.55	184.00
2.5	97.22	116.66	131.94	161.11	224.30	287.50
3	140	168	190	232	323	414

Tableau n° 33

2. La décrue (m^3/s)

t (h)	Q(10)	Q(20)	Q(50)	Q(100)	Q(1000)	Q(10000)
0	140	168	190	232	323	414
0.5	117.90	141.12	159.6	194.88	271.32	347.76
1	98.32	117.99	133.44	162.94	226.85	290.76
1.5	81.01	97.22	109.95	134.25	186.92	239.58
2	65.87	79.04	89.39	109.15	151.97	194.79
2.5	52.74	63.28	71.57	87.39	121.67	155.95
3	41.48	49.77	56.29	68.74	95.70	122.66
3.5	31.95	38.34	43.36	52.94	73.71	94.48
4	24.00	28.80	32.57	39.78	55.38	70.98
4.5	17.50	21.00	23.75	29.00	40.37	51.75
5	12.29	14.74	16.80	20.36	28.35	36.34
5.5	8.23	9.88	11.17	13.64	18.99	24.34
6	5.18	6.22	7.03	8.59	11.96	15.33
6.5	3.00	3.60	4.07	4.97	6.92	8.87
7	1.53	1.84	2.08	2.54	3.54	4.54
7.5	0.64	0.77	0.87	1.07	1.49	1.91
8	0.19	0.23	0.26	0.31	0.44	0.56
8.5	0.02	0.03	0.04	0.04	0.06	0.08
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau n° 34

III.12. Les transports solides

III.12.1. Généralités

Les apports solides sont constitués d'une part de matériaux grossiers charriés sur le fond du lit de l'oued et qui s'accumulent en amont de la retenue, d'autre part, des éléments fins transportés en suspension et qui se déposent par décantation sur le fond de la cuvette de la rivière.

Les apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de leur résistance à l'érosion, liée elle même à la couverture végétale, au régime des pluies et des températures, l'envasement d'une retenue sera d'autant plus rapide que la capacité de la réserve sera faible vis à vis du débit solide, qui lui même est proportionnel à la surface du bassin versant.

Les apports solides sont importants en Algérie, où l'érosion est intense et les précipitations mal réparties dans l'année.

La quantification des transports solides sera déterminée dans ce cas à partir des formules empiriques, étant donné l'absence de mesures au niveau de l'oued Bouzina, au site du barrage Menaâ, qui draine le B.V étudié.

III.12.2. Les formules empiriques

III.12.2.i. Formule de Tixeront

Cette formule a été établie à partir des données de 32 bassins Algériens et 9 bassins tunisiens dont les surfaces varient de 90 à 22800 Km², elle tient compte de la répartition de la superficie du B.V en fonction de sa perméabilité .

Cette formule donne le taux d'abrasion en fonction de la lame d'eau écoulée

$$Ta = \alpha Le^{0.15}$$

Ta : taux d'abrasion (t/km².an) qui représente l'apport solide spécifique moyen annuel des matières solides en suspension

Le : lame d'eau écoulée (mm).

α : caractérise la perméabilité du bassin versant.

Le bassin versant de l'oued Bouzina est caractérisé par une forte perméabilité ($\alpha=8.5$) le long des sommets, qui devient moyenne ($\alpha=75$ à 350) à l'intérieur du bassin et elle est faible aux environs du site ($\alpha=1400$) .

$$\text{On a : } Le = A_{\text{moy}} / S$$

A_{moy} : apport liquide moyen.

S : surface du bassin versant.

$$Le = 148.7 \text{ mm.}$$

$$Ta = ((0.42 * 8.5) + (0.23 * 75 + 0.23 * 350) + 0.12 * 1400) L e^{0.15} = 570.31 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

$$Ta = 570 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

III.12.2.ii. Formule de Fournier

Cette formule donne l'estimation du taux d'abrasion à partir des indices pluviométriques et orographiques.

$$Ta = \frac{1}{36} \left[\frac{P_{\text{moy, men, max}}^2}{P_{\text{moy, an}}} \right]^{2.65} \left[\frac{h^2}{S} \right]^{0.46}$$

$P_{\text{moy, men, max}}$: précipitation mensuelle du mois le plus pluvieux = 45 mm.

$P_{\text{moy, an}}$: précipitation moyenne annuelle = 321 mm.

$h = 45\%(H_{\text{max}} - H_{\text{min}}) = 603.45$ m.

H_{max} : Altitude maximale = 2321 m.

H_{min} : Altitude minimale = 980 m.

$$Ta = \frac{1}{36} \left[\frac{45}{321} \right]^{2.65} \left[\frac{(603.45)^2}{195} \right]^{0.46}$$

d'où

$$Ta = 486 \text{ t/km}^2 \cdot \text{an}$$

III.12.2.iii. Formule de Gravelovic

Cette formule prend en considération le coefficient de température et les caractéristiques physiques du B.V

$$Ta = Ta_p \cdot Cr_m$$

$$Ta_p = T \cdot P_{\text{moy}} \cdot \Pi \cdot \sqrt{Z^3}$$

$$T = \left(\frac{t^0}{10} \right)^{1/2} + 0.1$$

$$Cr_m = \frac{\sqrt{PH_{\text{moy}}}}{0.2(10 + L)}$$

avec

Ta_p : Taux annuel de matériaux ($\text{m}^3 / \text{km}^2 \cdot \text{an}$).

T : Coefficient de température.

$P_{\text{moy, an}}$: Précipitation moyenne annuelle (mm).

Z : coefficient empirique caractérisant l'érosion du B.V donné dans le tableau qui suit :

Type d'érosion	Z
Erosion excessive	1-1.5
Intensité	0.7-1
Moyenne	0.4-0.7
Faible	0.2-0.4
Très faible	0.1-0.2

Tableau n° 35

t^0 : température moyenne annuelle en °c $t^0 = 14^{\circ}\text{c}$.
 P : périmètre du bassin versant (km) P=67km.
 H_{moy} : altitude moyenne (m) $H_{\text{moy}} = 1500\text{m}$.
 L : longueur du thalweg principal (Km) , L=30 km.

On note que les reliefs hauts du B.V correspondant à des terrains calcaires du crétacé supérieur, ayant résisté à l'érosion, tandis que le fond de la vallée correspond à des terrains argilo - gréseux, en général très susceptibles à l'action des agents de la dynamique externe (érosion) .

La détermination de l'érosion Z à prendre en compte pour ce bassin versant se fait en effectuant à chaque zone du bassin la valeur de l'érosion correspondante et en faisant la moyenne pondérée de ces valeurs d'érosion.

$$Z = (113 \cdot 0.7 + 90 \cdot 0.2) / 195 = 0.497 \approx 0.5.$$

AN :

$$T = 1.28$$

$$T_{ap} = 456.14$$

$$C_{r_m} = 0.65$$

$$T_a = T_{ap} \cdot C_{r_m} = 296.93 \text{ t/km}^2.\text{an}$$

$T_a = 297 \text{ t/km}^2.\text{an}$

- Des études de l'envasement de plusieurs retenues réalisées par différentes sociétés et organismes ont démontré que la plupart du transport charrié des oueds qui se jettent dans ces retenues, varie dans les limites de 25 à 40% de la totalité du transport en suspension

- Dans nos calculs on prendra le transport charrié égal à 30% du transport en suspension.

III.12.3. Tableau récapitulatif

Méthode	Ta t/km ² .a n	A _{T.SS} 10 ³ t/an	A _{T.S.C} 10 ³ t/an	A _S Tot 10 ³ t/an	Ta= $\frac{AS}{S}$
Tixeront	570	111.15	33.34	144.49	741
Fournier	486	94.77	28.43	123.20	631
Gravillovic	297	57.91	17.37	75.28	386

Tableau n°36**III.12.4. Conclusion**

Les formules empiriques ne sont pas suffisamment fiables pour la détermination des charges sédimentaires de référence pour le dimensionnement de la retenue, car elle donne des valeurs de différence très sensible.

On a adopté les valeurs de Tixeront par ce que c'est le seul qui a travaillé sur les bassins Algériens, on prendra donc $A_S=144.49$ t/an

$$\text{et } Ta=741 \text{ t/km}^2.\text{an}$$

III.12.5. L'envasement

La garde d'envasement correspond au volume mort de la retenue, elle est généralement calculé pour une durée de vie de 10 à 50 ans pour les petits ouvrages hydrauliques.

L'évaluation de l'envasement sera donnée par la formule suivante

$$V_m = \frac{Ta \cdot T \cdot S}{\gamma}$$

V_m : volume mort (hm³)

Ta : taux d'abrasion (t/km².an)

T : durée de vidange (an)

S : superficie du B.V (S=195km²)

γ : poids volumique des alluvions dans la retenue ($\gamma=1.5$ t/m³)

AN :

T (ans)	10	20	30	40	50
V_m (hm ³)	0.96	1.92	2.88	3.85	4.81
H(m)	20.0	25	33	36	37

Tableau n°37

on prend $V_m = 0.96 \text{ hm}^3$

et $H_{vm} = 20\text{m}$

Remarque

Comme les caractéristiques topographiques de la cuvette ne sont pas appréciables ; l'aménagement du B.V s'avère indispensable, des mini-barrages en gabion, seront prévues à travers les affluents principales, secondaires et tertiaires afin de piéger les sédiments, de favoriser d'avantage l'infiltration et d'atténuer le transport solide .

Cet aménagement sera favorisé dans les zones présentent des pentes appréciables et des sols très érodables et peu perméables.

La réalisation de cet aménagement hydraulique aura un impact considérable au niveau de la région considéré ce qui va atténuer le taux d'abrasion et par la suite d'optimisation et l'exploitation du barrage.

III.13. La régularisation

III.13.1. Généralités

L'écoulement superficiel est la source principal pour assurer les besoins en eau des différents consommateurs et des utilisateurs d'eau, mais comme l'écoulement superficiel varie beaucoup avec le temps et l'espace, c'est à dire qu'il est difficile d'utiliser les ressources en eau, dans leur état naturel, pour garantir l'approvisionnement en eau, à temps et en quantité nécessaire, on fait appel à la régularisation.

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

la capacité de régularisation d'un barrage dépend de :

- L'évaporation
- Des apports de la rivière
- Du volume demandé

La régularisation permet d'arrêter le choix des dimensions optimales du barrage et de ses ouvrages annexes, ainsi que de gérer rationnellement la capacité de la retenue .

Les données de base nécessaire à la régularisation sont :

Les résultats hydrologiques obtenues sont la base de la régularisation, notamment, la répartition des apports.

Modulation de la demande : notre barrage est destiné pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable .

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Modulation %	9.07	6.0	6.5	8.7	6.5	12.4	19.2	15.3	6.5	4.7	0.94	3.1

Tableau n° 37

La courbe capacité - hauteur - superficie, qui est fournie par l'A.N.B (Agence nationale des barrages) voir le tableau ci-dessous.

Tableau n° courbe hauteur - volume - surface

H(m)	987	1000	1010	1020	1030	1040	1050
V(Mm)	0	0.23	10.06	3.16	7.36	14.56	25.66
S(ha)	0	3.5	13	29	55	89	133

Tableau n° 38

La quantité d'eau perdue par évaporation et par infiltration

Remarque

Dans notre les infiltrations sont nulles.
Les données d'évaporation sont données dans le tableau ci-dessous

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	total
Evap (mm)	49.1	58.4	79.1	99.3	139.6	191.5	261.5	237.7	140.9	95.2	63.1	48.8	1467

Tableau n° 39

Pour aboutir à un dimensionnement optimal des ouvrages ou à une gestion rationnelle de la capacité, nous simulerons plusieurs variantes de régularisation en faisant varier les différents paramètres de sortie et d'entrée

III.13.2. Méthode d'évaluation

Les principes généraux de la méthodologie sont toujours les mêmes puisqu'ils s'agit de faire sur le système eau des bilans hydrologiques se rapportant à des intervalles de temps successifs et comportant toujours les termes sorties et stockages.

Seules les modalités d'application varient suivant les particularités des problèmes que nous pouvons classer en deux groupes :

- Régularisation saisonnière
- Régularisation interannuelle

III.13.2.i. Régularisation saisonnière

Les eaux du bassin sont exploités au maximum possible.

1^{er} mois

Soit a_i l'apport moyen mensuel du premier mois et soit V_m le volume mort.

L'apport cumulé du premier mois sera $a_i + V_m$

Soit S_i la surface inondée correspondante à l'apport cumulé déterminé à partir de la courbe surface - hauteur

Le volume évaporé sera $V_{evap} = h_{evap} * S_i$

En considérant plusieurs taux de régularisations t_i ($t_i = 0.6$ à 0.95), le volume de besoins sera déterminé comme suit : $V_b = \frac{V_r M}{100}$

ou

$$V_r : \text{volume régularisé} = \bar{A} t_i$$

M : modulation en %

- Le volume total consommé sera : $V_t = V_b + V_{evap}$
- Le volume d'eau restant à la fin du premier mois est $V_{rest} = a_i - V_t$
- Le volume résiduel sera : $V_{resid} = V_{rest} + V_m$

ou

V_{rest} : volume restant.

V_m : volume mort

2^{ème} mois

Soit $a_i + 1$ l'apport du 2^{ème} mois

L'apport cumulé du 2^{ème} mois sera : $a_{i+1} + V_{rest}$ du 1^{er} mois

Les autres étapes de calcul sont les mêmes que pour les premiers mois.

III.13.2.ii. Régularisation interannuelle

Satisfaisante avec une certaine garantie.

Le principe est le même sauf pour le calcul du volume de besoins.

Le coefficient de variation des apports C_v est inférieur à 0.5 donc, nous pouvons dire que ces derniers suivent une loi de Gauss qui nous donne un volume des besoins

$$V_b = \frac{A\%M}{100} \quad \text{avec } A\% = U\% * C_v \bar{A} + \bar{A}$$

ou \bar{U} : variable de Gauss pour le taux considéré

\bar{A} : apport moyen (hm^3)

M: modulation des besoins (%)

- on a travaillé sur deux taux (70 ;80)

Le calcul de la régularisation pendant la première année est le même que celui de la régularisation saisonnière pour le premier mois de la deuxième année, l'apport cumulé sera égal au volume résiduel du dernier mois de la première année plus l'apport du mois considéré

- Le volume de la retenue normal est le volume résiduel maximum pendant les cinq(5) années

- Le volume utile sera $V_u = V_{nr} - V_m$

ou V_u : volume utile de la retenue (hm^3)

V_{nr} : volume normal de la retenue(hm^3)

V_m : volume mort (hm^3).

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux qui suivent

- **Conclusion**

La situation hydraulique des villages qui devraient être alimentés par le barrage est satisfaisante, l'apport de l'oued est sensiblement constant dans le temps, pratiquement par les eaux de source, l'apport de l'oued peut facilement satisfaire la demande en eau par l'A.E.P et l'irrigation par n'importe quel barrage d'où le choix de ce type de remplacement.

Les résultats finaux sont donnés dans les tableaux cités ci-après .

Les caractéristiques volumétriques de la retenue sont :

taux = 60%

$V_u = 2.69 \text{ hm}^3$

NNR=1020m

$H_{NNR} = 33\text{m}$

$V_r = 17.40 \text{ Mm}^3$

taux de régularisation			60	65	70	75	80	85	90	95
Type										
SAISONNIERE	V_{reg} (hm^3)		17.4	18.5	20.3	21.75	23.2	24.65	26.1	27.55
	V_U (hm^3)		2.69	2.42	2.14	1.67	1.58	1.48	1.39	1.29
	h_b (hm^3)		33	32.5	30.5	29.5	28	27	26	25
	NNR (m)		1020	1019.5	1017	1016.5	1015	1014	1013	1012
INTERANNUELLE	V_{reg} (hm^3)				21.46		17.40			
	V_U (hm^3)				41.92		64.77			
	h_b (hm^3)				73		80			
	NNR(m)				1060		1067			

III.14. Laminage de crue

Le laminage de crue permet de trouver les dimensions du déversoir de telle sorte à évacuer la crue avec une grande sécurité.

III.14.1. Détermination des dimensions du déversoir de l'évacuateur de crue

Nous utilisons la méthode grapho-analytique dont les données seront :

1. Hydrogramme de crue (Q_{1000})
2. Courbe capacité-hauteur.

Nous choisissons un déversoir à profil pratique type "GREAGER" dont la formule de débit est de la forme :

$$Q = m b \sqrt{2g} h^{3/2}$$

Q : débit évacué par dessus du déversoir (m^3/s).

h : hauteur déversée par dessus du déversoir (m).

m : coefficient du débit $m=0.49$.

b : largeur du déversoir (m).

g : accélération de la pesanteur $g=9.81m/s^2$.

a. pour $b=30m$ $Q=65.11h^{3/2}$ (m^3/s).

H(m)	Q(m^3/s)	Q/2(m^3/s)	V/2=Q/2Δt (hm^3)	V(hm^3)	V+V/2 (hm^3)	V-V/2 (hm^3)
1	65.11	32.55	0.117	1.25	1.367	1.13
2	184.15	92.075	0.331	3	3.331	2.669
3	338.32	169.16	0.608	5	5.608	4.39
4	520.88	260.44	0.937	7.5	8.437	6.56
5	727.95	363.9	1.31	11	12.31	9.69

Tableau n°41

b. pour $b=40m$ $Q=86.81h^{3/2}$ (m^3/s).

H(m)	Q(m^3/s)	Q/2(m^3/s)	V/2=Q/2Δt (hm^3)	V(hm^3)	V+V/2 (hm^3)	V-V/2 (hm^3)
1	86.81	43.40	0.156	1.25	1.406	1.094
2	245.5	122.76	0.441	3	3.441	2.559
3	451.07	225.53	0.811	5	5.811	4.189
4	694.48	347.24	1.25	7.5	6.25	8.75
5	970.56	485.28	1.74	11	12.75	9.26

Tableau n°42

c. pour $b=50\text{m}$ $Q=108.52h^{3/2}$ (m^3/s):

H(m)	Q(m^3/s)	Q/2(m^3/s)	V/2=Q/2 Δt (hm^3)	V(hm^3)	V+V/2 (hm^3)	V-V/2 (hm^3)
1	108.52	54.25	0.195	1.25	1.445	1.055
2	306.94	153.47	0.552	3	3.552	2.449
3	563.88	281.94	1.01	5	6.01	3.99
4	868.16	434.08	1.56	7.5	9.06	5.94
5	1213.29	606.64	2.18	11	13.18	8.82

Tableau n°43

d. pour $b=60\text{m}$ $Q=184.16h^{3/2}$.

H(m)	Q(m^3/s)	Q/2(m^3/s)	V/2=Q/2 Δt (hm^3)	V(hm^3)	V+V/2 (hm^3)	V-V/2 (hm^3)
1	184.16	92.08	0.331	1.25	1.581	0.919
2	520.88	260.44	0.937	3	3.937	2.063
3	956.92	478.46	1.72	5	6.72	3.28
4	1473.28	736.64	2.65	7.5	10.15	4.85
5	2058.97	1029.48	3.70	11	13.70	7.3

Tableau n°44

Les valeurs de h déversée et Q déversé figurent dans le tableau

t(h)	Q _{moy} = Q ₁ +Q ₂	V _{moy} = Q3600	b=30m		b=40m		b=50m		b=60m	
			H _{dev}	Q _{dev}	H _{dev}	Q _{dev}	H _{dev}	Q _{dev}	H _{dev}	Q _{dev}
01	17.94	0.0645	0.025	5.00	0.025	10	0.025	10	0.025	20
12	107.65	0.3875	0.275	20	0.225	20	0.3	20	0.2	40
23	233.27	0.839	0.75	50	0.75	60	0.629	50	0.65	120
34	274.92	0.989	1.02	90	1.1	110	1	100	0.95	160
45	189.41	0.681	1.37	105	1.15	120	1.1	120	0.7	140
56	123.83	0.445	1.42	115	1.1	110	1.05	110	0.77	130
67	75.54	0.271	1.35	100	1	80	0.979	100	0.65	100
78	41.86	0.150	1.25	95	0.875	70	0.775	70	0.5	80
89	20.155	0.0725	1.1	75	0.65	50	0.45	30	0.3	40
910	7.75	0.028	0.9	60	0.32	30	0.25	20	0.15	10
1011	1.99	0.0071	0.65	45	0.25	20	0.12	10	-	-
1112	0.22	0.0079	0.325	25	0.125	10	0.025	5	-	-

Tableau n°45

III.14.2. Observation

La variation de la largeur du déversoir est assez appréciable de 40m engendre une faible variation de la hauteur déversée, la calcul technico-économique en fonction de la largeur présente une courbe sensiblement plate, comme le choix de la variante d'un barrage en béton est prépondérante par rapport aux autres.

La valeur de "b" adoptée est celle qui correspond à la valeur minimale ($b=30\text{m}$
 $\Rightarrow h_d=1.42, Q_{\text{dev}}=115\text{m}^3/\text{s}$).

CHAPITRE IV

*CONCEPTION ET ETUDE
TECHNICO-ECONOMIQUE
DU BARRAGE*

IV.1. Dimensionnement de la digue

IV.1.1. Hauteur de la digue

La hauteur totale du barrage 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, à partir de cette hauteur, on peut définir les niveaux suivants :

- **Niveau normal de la retenue (NNR)**

La hauteur normale de la retenue est calculée compte tenu de la capacité utile à stocker, de la tranche morte et de la tranche correspondante aux pertes par évaporation et infiltration.

$$\text{NNR} = 1020$$

- **Niveaux des plus hautes eaux (PHE)**

La charge maximale au dessus du déversoir dépend des caractéristiques de l'évacuateur de crue définie en fonction de l'hydrologie du B.V, de la retenue et du laminage de crue.

Le niveau des plus hautes eaux est le niveau normal de la retenue majoré de la charge sur le déversoir de crue

$$\begin{aligned} \text{PHE} &= \text{NNR} + h_d \\ \text{PHE} &= 1020.0 + 1.42 = 1021.42\text{m.} \end{aligned}$$

avec h_d : la charge sur le déversoir de crue ($h_d = 1.42\text{m}$).

- **Niveau mort de la retenue (NMR)**

C'est un niveau correspondant à la tranche morte éventuellement prévue en fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts, elle dépend de plusieurs facteurs le taux d'abrasion, la géologie, la surface du B.V, la végétation, le type d'écoulement et la topographie du B.V.

$$\text{NMR} = 1007\text{m}$$

IV.1.2. Détermination de la revanche

La revanche est située au delà du NPHE (niveau des plus hautes eaux). En général la revanche est calculée de telle sorte à ce qu'il n'y est pas de déversement d'eau par des vagues .

- **Calcul de la revanche**

- a. **Formule de Stevenson**

$$H_v = 0.75 + 0.34 \sqrt{F} - 0.25 \sqrt[3]{F}$$

avec

F = longueur du fetch, F = 3 km.

H_v = hauteur de la vague.

- b. **Formule de Mallet paquant**

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

- c. **Formule de Molitor**

$$H = 0.75 + 0.032 \sqrt{FW} - 0.27 \sqrt[4]{F}$$

avec w : vitesse du vent (km/h)

$$w_{\max} = 4.4 \text{ m/s} = 4.4 \cdot 10^{-3} \cdot 3600 = 15.84 \text{ km/h}$$

- **Détermination de la vitesse des vagues**

La vitesse des vagues est estimée par la formule suivante :

$$V = 1.5 + 2H_v$$

- **Formule simplifiée de la revanche**

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

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant

Formules	H _v (m)	Vitesse des vagues (m/s)	Revanche (m)
Stevenson	0.978	3.45	1.34
Mallet paquant	1.07	3.64	1.47
Molitor	0.61	2.73	0.83
Simplifiée	-	-	1.51

Tableau n° 46

Conclusion

En fonction de la qualité des résultats obtenus et du type de barrage choisi, la valeur de la revanche adoptée est de 1.34.

IV.1.3. Détermination de la hauteur de sécurité

$$H_b = h_{vmt} + h_{v \text{ utile}} + h_d + R + h_s$$

$$H_b = h_{vmt} + h_{v \text{ utile}} + H_s$$

$$H_b < 40, \text{ classe du barrage du type VI } 2 < H_s < 3$$

$$H_s = h_d + R + h_s$$

$$h_s = H_s - h_d + R = 3 - 1.42 - 1.34 = 0.24$$

La valeur de ΔV correspondant à h_s est de 0.75 Mm^3 .

Vu la qualité appréciable des résultats obtenue dans le calcul volumétrique de la retenue, la valeur de h_s est adéquate et convenable.

IV.1.4. Détermination de la hauteur de la digue

Côte de la crête :

$$N_{cr} = NNR + h_d + R + h_s$$

$$N_{cr} = 1020 + 1.42 + 1.34 + 0.24$$

$$N_{cr} = 1023 \text{ m}$$

Hauteur de la digue :

$$H_b = N_{cr} - NTN = 1023 - 987$$

$$H_b = 36 \text{ m.}$$

Hauteur brute de la digue (H'_b) en tenant compte de la hauteur excavée estimée à 3m au dessus du terrain naturel

$$H'_b = 36 + 3$$

$$H'_b = 39 \text{ m}$$

IV.1.5. Calcul de la largeur en crête du barrage

La largeur en crête du barrage doit être suffisante pour éviter la submersion de celui-ci par les eaux, elle est déterminée par différentes formules :

$$\text{Formule de Knappen : } b = 1.65 \sqrt{H_b} \Rightarrow b = 9.9\text{m}$$

$$\text{Formule de Preece : } b = 1.1 \sqrt{H_b} + 1 \Rightarrow b = 7.6\text{m}$$

$$\text{Formule simplifiée : } b = 1.6 + \sqrt[3]{H_b} + 3 \Rightarrow b = 8.28$$

$b = 8\text{m}$

- **Conclusion**

La largeur de la route est prise égale à 5m, la submersion du barrage poids est à la rigueur acceptable et non dangereuse.

CHAPITRE V

*CONCEPTION, CHOIX DU
TYPE ET CALCUL DU
BARRAGE*

V.1. Choix du type de la digue

Du point de vue géologique et géotechnique, le site de Kef el Ahmer jouit de bonnes conditions de stabilité importante (sismique et géomorphologiques) de portance et d'étanchéité appréciable.

Assez bonnes conditions topographiques, une vallée rétrécie et presque symétrique à l'endroit du site.

Pour ces raisons, conditions favorables pour la construction d'un barrage rigide, nous avons choisi deux variantes

- Variante I : digue en béton \Rightarrow barrage voûte
- Variante II : digue en béton \Rightarrow barrage poids

V.2. Choix de l'axe de la digue

Les conditions topographiques et de réalisation des ouvrages nous ont conduit à choisir deux axes pour les deux types de digue, de façon à minimiser les travaux, à utiliser moins de béton, en conséquence minimiser le coût du barrage.

Dans ce sens pour

a. Pour la variante I (barrage voûte)

Barrage voûte ou l'axe I est situé juste à l'entrée des gorges de Kef el Ahmar, dans un endroit rétréci, où la vallée est presque symétrique, du point de vue géologique et topographique, par rapport à l'axe de l'oued et de forme presque en V.

• Conclusion

Cette variante n'est pas économique par rapport à l'endroit où on pourrait concevoir un barrage poids en béton d'un côté, la technologie, la mécanisation des travaux et le coffrage utilisé et les ouvrages annexes correspondant à ce type de barrage ne sont pas technico-économique par rapport au barrage poids de l'autre côté.

b. Variante II (barrage poids)

L'axe (2) de la digue est situé à 150 m environ à l'aval de l'axe (1), à l'intérieur des gorges.

Cet endroit présente les mêmes conditions que l'axe (1), du point de vue topographique et forme la gorge, convient mieux pour un barrage poids.

V.3. Barrage poids

V.3.1. Préliminaire, historique et développement des méthodes de calcul

Comme son nom l'indique, un barrage poids résiste par son poids aux forces qui s'exerceront sur sa structure, et bien sur, principalement, à la poussée de l'eau qu'il est destiné à retenir.

A l'origine du dimensionnement de l'ouvrage, on tenait compte du rapport L/H où L représente la largeur de la base de l'ouvrage et H sa hauteur (voir la fig.1).

Les romains avaient perfectionné ce rapport en l'amenant à l'ordre de trois c'est à dire $L/H=3$.

Le profil ayant la forme trapézoïdale, le parement amont vertical alors que le parement aval légèrement courbe, et la hauteur de l'ouvrage était limitée.

Ce n'est que vers 1185 que l'on a établi que le profil rationnel se rapprocher du triangle, par la suite, l'utilisation du béton permet de réaliser des ouvrages de plus en plus grandes, et bien sur le rapport L/H est devenu très faible devant l'unité : $L/H \ll 1$, on verra plus loin la limite inférieure à ne pas dépasser faute de quoi la sécurité de l'ouvrage serait compromise.

C'est vers 1885 que la première théorie rationnelle de calcul des barrages poids fût mise au point, elle reposait sur la recherche de :

- *L'équilibre du profil au renversement autour de l'arrête aval.
- *L'équilibre du profil au glissement sur la base ou une assise quelconque, et enfin on arrive à estimer les contraintes dans l'ouvrage.
- *La condition de non existence qui permet d'éviter, de supprimer ou de réduire à des normes acceptables tout effort de traction dans la maçonnerie.

Les méthodes de dimensionnement de l'époque ne prenaient pas en compte les effets déstabilisateurs de la pression interstitielle, de ce fait, ils se trouvent souvent à leurs limites de stabilité voire sous dimensionnés .

C'est à la suite d'incidents et mêmes de catastrophes graves que l'on découvrait les phénomènes des sous pressions.

Les études de stabilité des barrages poids ont fort peu changé depuis le début de siècle et ont été pratiquement fixées par des travaux de projecteurs tels que Maurice Levy ou Oscar HOFFMAN, elles prennent en compte les deux points essentiels à considérer, qui sont la faible résistance mécanique du matériau en traction et en cisaillement et le rôle prépondérant de la pression interstitielle dans la stabilité des ouvrages.

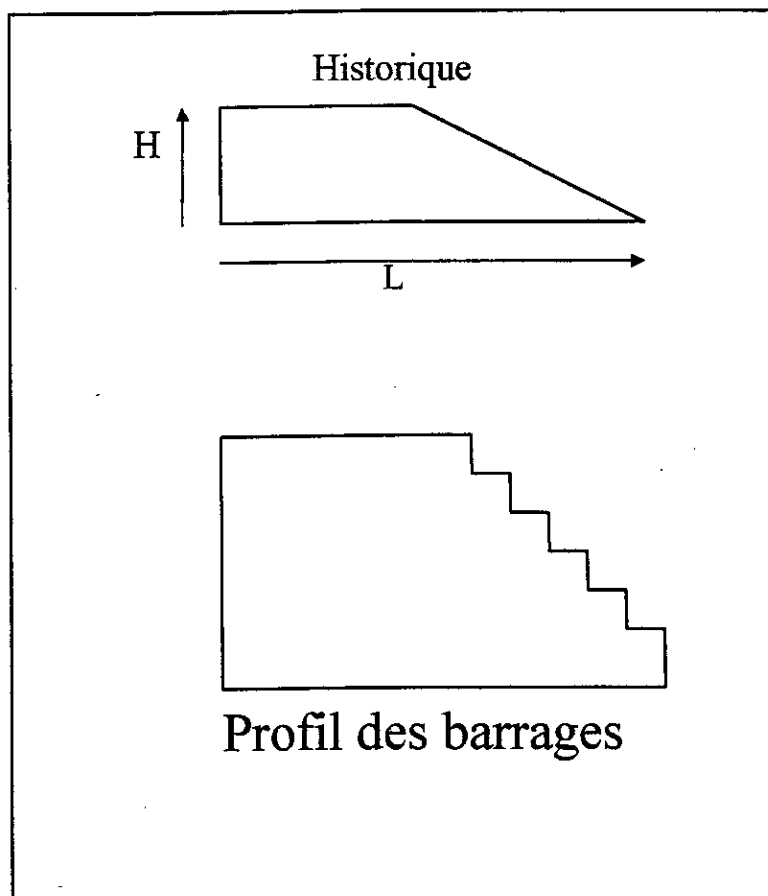


Fig.1

La règle de Maurice Levy repose sur le principe que la fatigue élastique sur un point horizontal doit rester supérieure à une pression hydrostatique de façon à refermer toute fissure.

Enfin, la théorie de l'élasticité dans le cas du barrage triangulaire permet ensuite vers les années 1920, de mettre au point une méthode complète de calcul des contraintes dans les sections autres que les sections horizontales.

Les principes de calcul des barrages poids ont été petit à petit mis au point en se posant les conditions suivantes :

* Qu'un barrage poids doit être stable au :

1. Renversement.
2. Glissement.

* Qu'il ne doit pas s'y développer des contraintes de traction .

* Que la condition de Maurice Levy soit satisfaite partiellement ou totalement.

V.4. Forces appliquées au barrage

V.4.1. Choix du profil

Le profil d'un barrage poids moderne en général est triangulaire rectiligne (fig.2).

Si on considère le système d'axes (OX, OZ) on aura :

$$\operatorname{tg}(\alpha_1) = \frac{DH}{OH} = m$$

$$\operatorname{tg}(\alpha_2) = \frac{HE}{OH} = n$$

$$m+n = \frac{DE}{OH}$$

On appelle m et n fruit amont et aval du barrage et m+n son fruit total.

On constate que cette notion de fruit du barrage nous ramène à un ancien procédé de dimensionnement des barrages poids qui considérait (prenait en compte) le rapport base/ hauteur au sujet duquel on va établir de nouvelles normes.

Le fruit total d'un barrage poids doit être supérieur à 0.66 car l'expérience a montré que dans le passé, les barrages poids qui ont rompu correspondaient à des fruits inférieurs à 0.66, pour cela, on a imposé une règle empirique tel que le fruit total d'un barrage poids doit être au minimum égal à 0.70, on adoptera le fruit 0.80 pour les grandes barrages.

Par définition le barrage se présente dans le calcul comme une poutre prismatique verticale d'une épaisseur unité, libre à l'extrémité supérieure encastrée à l'extrémité inférieure, donc comme une console verticale (voir fig.3).

Du fait, comme on le verra plus loin, que les forces qui s'appliquent sur le profil considéré sont toutes situées dans un plan vertical, nous allons étudier la stabilité dans le cas où le fruit amont du barrage est nul ou le parement amont est vertical.

Des corrections pourront être apportées si le barrage possède un fruit amont non nul ou si ses parement sont à définition géométrique non rectiligne.

CHOIX DU PROFIL

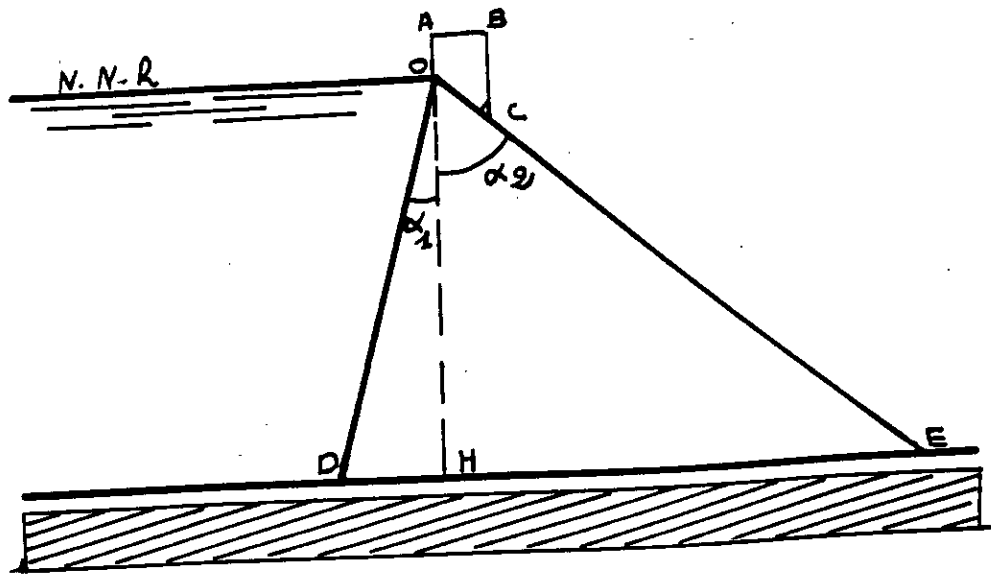


Fig:2

V.4.2. Les forces qui entrent en jeu

Les forces mis en jeu (fig.4) sont les suivantes :

- * Le poids p propre du barrage, vertical, appliqué au centre de gravité du profil si le barrage est homogène.
- * La poussée Q de l'eau résultante des pressions sur le parement amont, Q est horizontale et passe par le centre de gravité G .
- * La résultante V des sous pressions qui s'exercent sur la base du barrage, V est verticale.
- * Les réactions d'appui R du sol qui s'opposent au déplacement du barrage en particulier à son glissement et à son renversement.

Notons que d'autres efforts peuvent être pris en compte, exemples :

- Forces d'inerties engendrées par les tremblements de terre.
- Action du batillage des vagues.
- En amont du barrage, la poussée des dépôts solides.

V.5. Stabilité du barrage au renversement

V.5.1. Choix des hypothèses de calcul des barrages poids

Les hypothèses de calcul sont établies en faisant simplification sur la cohésion des maçonneries. De cette manière, on aura des résultats donnant une plus grande marge de sécurité.

On fait le calcul par tranches verticales d'épaisseur unité, appelées plots, on ne tiendra donc pas compte de la cohésion des maçonneries suivant les plans verticaux, puisque les plots sont indispensables et les fissures verticales sans importance en pareils ouvrages par contre, on étudiera le cas où l'ouvrage se fondrait selon une fissure franche horizontale d'amont en aval.

On a envisagé ce cas, car en plusieurs cas de ruptures catastrophiques, la partie supérieure de l'ouvrage cassait soudainement et totalement provoquant ainsi des dégâts importants (voir fig.6)

Les calculs seront faites suivant deux étapes :

1. On supposera qu'une fente générale coupe le barrage selon un plan horizontal, on étudiera le bloc supérieur reposant sur le sol inférieur et on examinera sa stabilité au renversement et au glissement.
2. On reviendra au cas normal (barrage non fendu) et on étudiera le comportement de la maçonnerie pour éviter l'écrasement du matériau constitutif, la rupture par traction et aussi l'apparition des fentes qui pourraient nous ramener au cas précité.

On aura à étudier donc la stabilité au renversement et au glissement de la portion OMN de hauteur "Z" reposant sur la partie MABN (voir fig.7).

LES FOROES MISES EN JEU

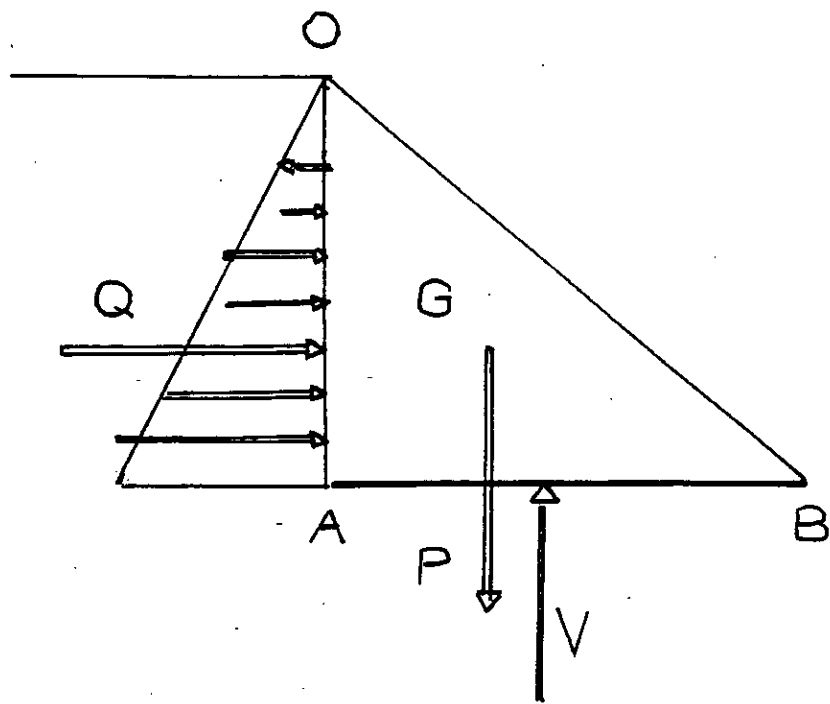
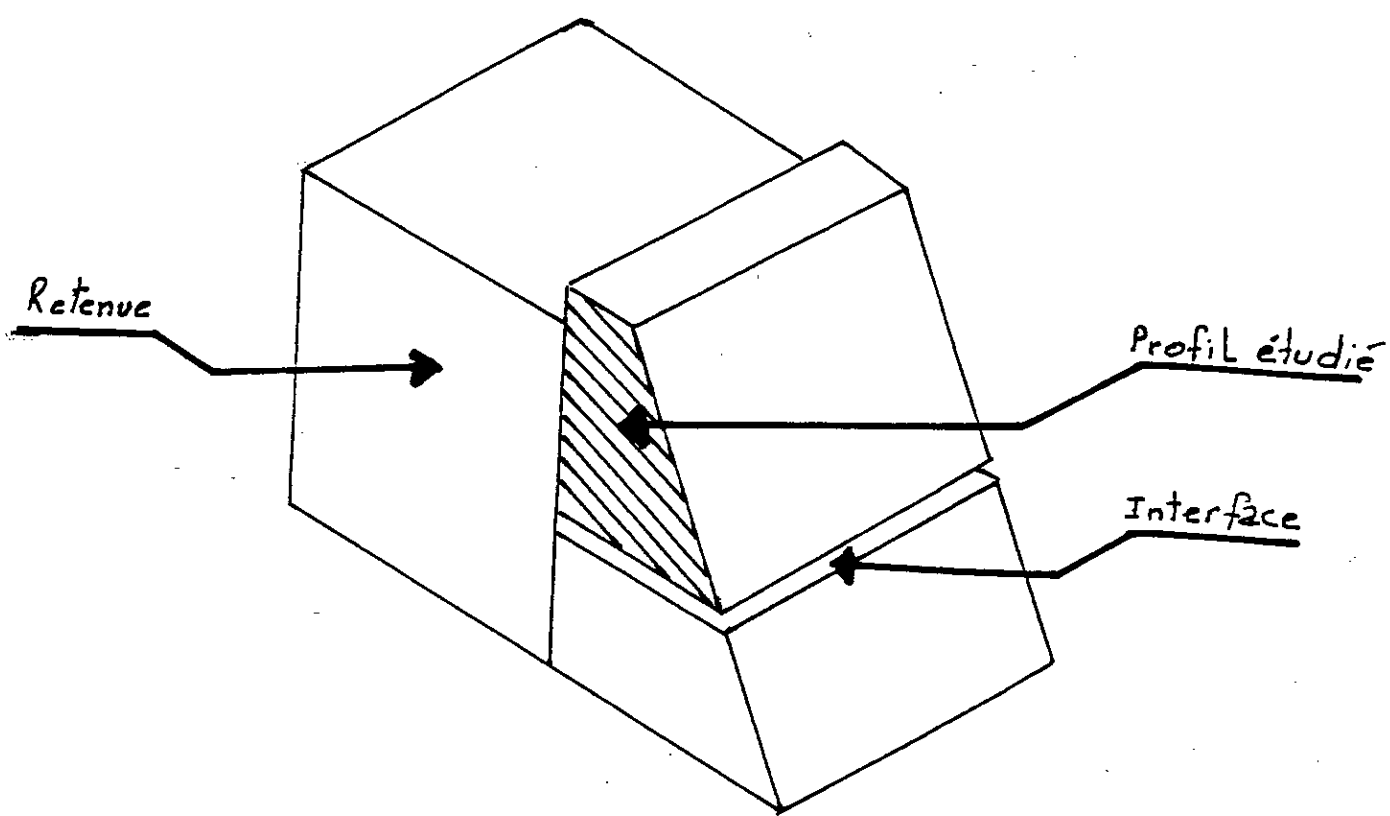
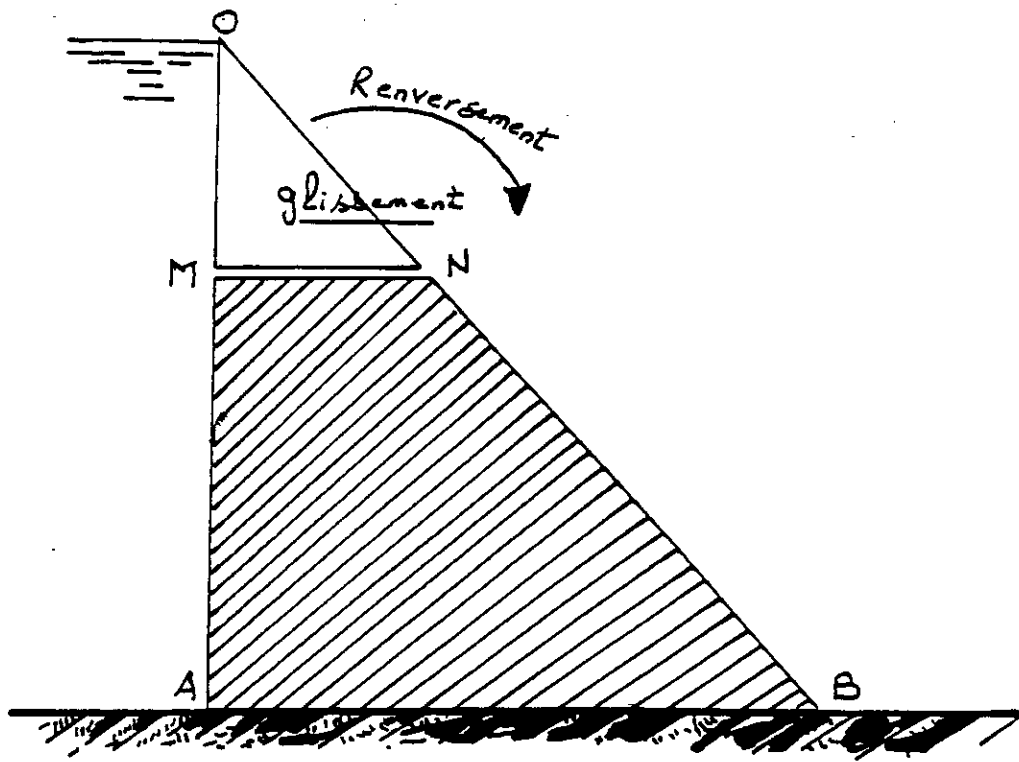


Fig: 4



HYPOTHESE DE BASE
CHOIX DU PROFIL

fig. 5



BARRAGE FONDU D'AMONT EN AVAL

-fig. 6

On prendra comme donné

δ : Densité de l'eau.

Δ : Densité de la maçonnerie.

$m = \text{tg}(\alpha)$: Fruit aval du barrage.

Les forces mises en jeu

*La poussée de l'eau Q dont l'intensité est $Q = \frac{\delta z^2}{2}$, elle est appliquée au tiers inférieur de OM et passe par le centre de gravité K (voir fig.8).

*Le poids P de la portion OMN du barrage est appliquée au centre de gravité K et son intensité est

$$P = \Delta \overline{MN} \frac{\overline{OM}}{2}$$

or $\overline{OM} = z$ et $\overline{MN} = \overline{OM} \text{tg} \alpha$

$MN = Zm$ d'où

$$P = \frac{\Delta m z^2}{2}$$

Les sous pressions V de l'eau

On suppose que l'eau s'introduisant par la fissure franche MN , V est la résultante des pressions élémentaires $V_x dx$, qui s'exercent verticalement de bas en haut suivant une loi de répartition, au sujet de laquelle, on va établir trois hypothèses :

Vérifions la stabilité au renversement du solide OMN reposant sur son socle inférieur, N constituant l'arrête possible de renversement, on calculera les moments des forces appliquées par rapport à cette arrête et l'on prendra comme sens positif le sens contraire des aiguilles d'une montre.

V.5.2. Calcul sans sous pression ($V=0$)

L'étanchéité totale est assurée sur le parement amont du barrage par suite les sous pressions sont nulles.

Le moment de renversement est :

$$(2/3) m z P + (-1/3) z Q > 0$$

$$\text{D'où : } 2/3 m \Delta z \frac{mz^2}{2} - 1/3 z \delta \frac{z^2}{2} > 0$$

$$\Rightarrow \frac{\Delta}{3} m^2 z^3 - \frac{\delta z^3}{6} > 0$$

$$\Rightarrow m > \sqrt{\frac{\delta}{2\Delta}}$$

STABILITE AU RENVERSEMENT

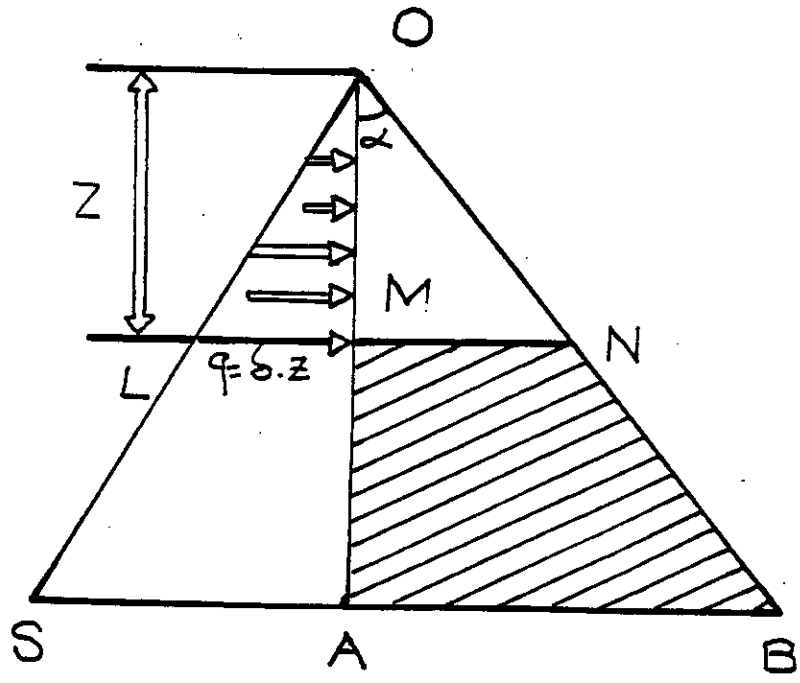


Fig : 7

POUSSEE DE L'EAU SUR
LE PAREMENT AMONT

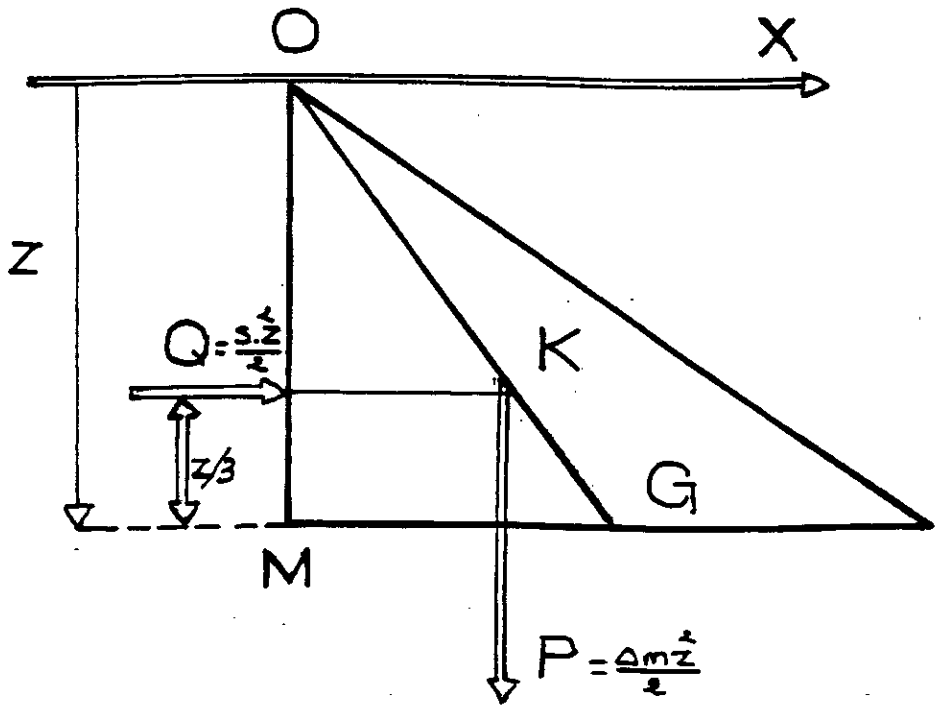


Fig: 8

avec des maçonneries d'un poids spécifique $\Delta = 2400 \text{ kg/m}^3$ et en se plaçant successivement dans le cas d'une eau propre ($\delta = 1000 \text{ kg/m}^3$) et une eau chargée ($\delta = 1200 \text{ kg/m}^3$):

On trouve :

$$\text{Pour } \delta = 1000 \text{ kg/m}^3 \quad m > 0.456$$

$$\text{pour } \delta = 1200 \text{ kg/m}^3 \quad m > 0.50$$

• Conclusion

Les fruits trouvés sont inférieurs à 0.70 donc la stabilité au renversement est assurée.

V.5.3. Effets des sous pressions

V.5.3.i. Répartition uniforme (voir fig.9)

C'est le cas le plus défavorable (cas d'une fissure nette totale) V est uniforme et égale à $V = \delta z$ en tout point.

Sa résultante V passe par le milieu G et son intensité vaut :

$$V = v \cdot M \cdot N$$

$$V = \delta Z \cdot mZ = \delta m z^2$$

Le moment de renversement est :

$$+\frac{2}{3}m \cdot z \cdot P - \frac{1}{3}z \cdot Q - \frac{1}{2}m z V > 0$$

d'où

$$\frac{\Delta m^2 z^3}{3} - \frac{\delta z^3}{6} - \frac{\delta m^2 z^3}{2} > 0$$

$$\Rightarrow m^2 \left(\frac{\Delta}{3} - \frac{\delta}{2} \right) > \frac{\delta}{6}$$

donc
$$m > \sqrt{\frac{\delta}{2\Delta - 3\delta}}$$

$$\text{pour } \delta = 1000 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow m > 0.748$$

$$\text{Pour } \delta = 1200 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow m > 1$$

REPARTITION UNIFORME
DES SOUS PRESSIONS

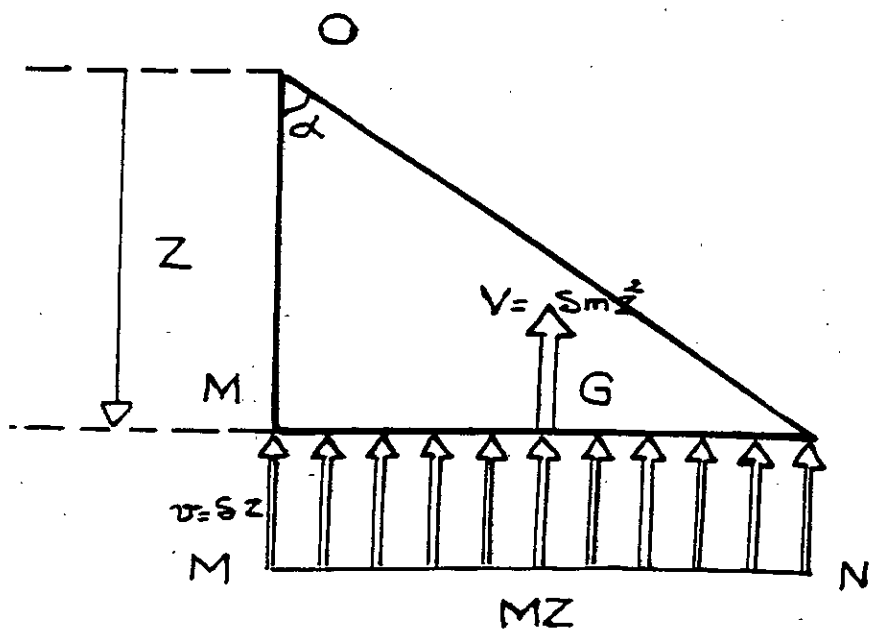


Fig:9

La règle empirique consistant à prendre $m=0.70$ est en défaut et quand l'eau est chargé ($\delta = 1200 \text{ kg/m}^3$), il en est de même pour la règle $m=0.80$.

On voit donc pour un barrage dont le fruit m s'approche de 0.75, la condition de stabilité est tout juste satisfaite et le barrage est près de flotter, la moindre impulsion, une variation de densité comme on a vu avec ($\delta = 1200 \text{ kg/m}^3$), ou une surélévation du plan d'eau provoqueraient le basculement du barrage.

Remarque

On voit déjà à partir de ça, la nécessité absolue d'établir un bon drainage pour dissiper les sous pressions ou du moins les affaiblir.

V.5.3.ii. Répartition triangulaire (voir fig.10)

En pratique, il n'y a pas introduction franche de l'eau dans la maçonnerie cas les dispositions et les précautions sont prises pour éviter la cassure nette dans le barrage, en plus il y a l'existence des drains dont le rôle est d'évacuer les eaux introduites dans les corps du barrage.

Les différentes allures des courbes de sous pressions sont schématisés (fig 11 et 12) suivant le type de drainage.

On adoptera dans nos calculs une courbe de sous pressions linéaire (triangulaire), la résultante V d'une telle répartition est directement opposée au poids et passe comme P et Q par le centre de gravité du triangle OMN . Elle passe également par le tiers amont de MN , son intensité :

$$V = \delta m z^2 / 2$$

Le moment de renversement est :

$$+\frac{2}{3} m . z . P + \left(-\frac{1}{3}\right) z . Q - \left(-\frac{2}{3}\right) m z V > 0$$

d'où

$$\frac{\Delta m^2 z^3}{3} - \frac{\delta z^3}{6} - \frac{\delta m^2 z^3}{3} > 0$$

$$\Rightarrow \boxed{m > \sqrt{\frac{\delta}{2(\Delta - \delta)}}$$

Pour $\delta = 1000 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow m > 0.597$

Pour $\delta = 1200 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow m > 0.707$

Ces conditions sont satisfaites avec la règle empirique $m=0.80$, mais pas avec $m=0.70$.

REPARTITION LINEAIRE
DES SOUS PRESSIONS

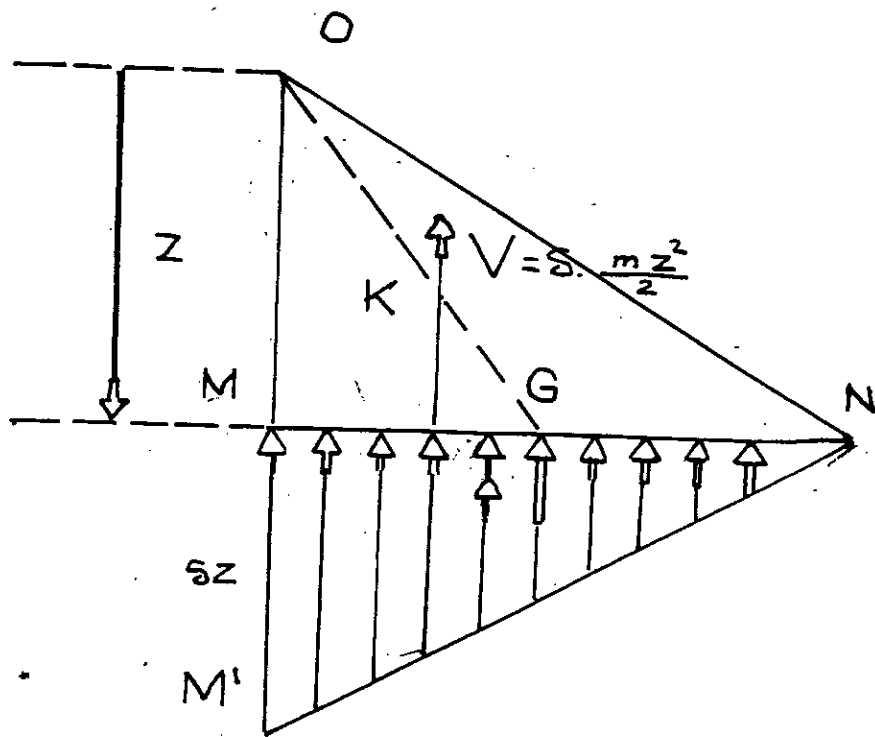


fig:10

REPARTITION LINEAIRE
DES SOUS PRESSIONS

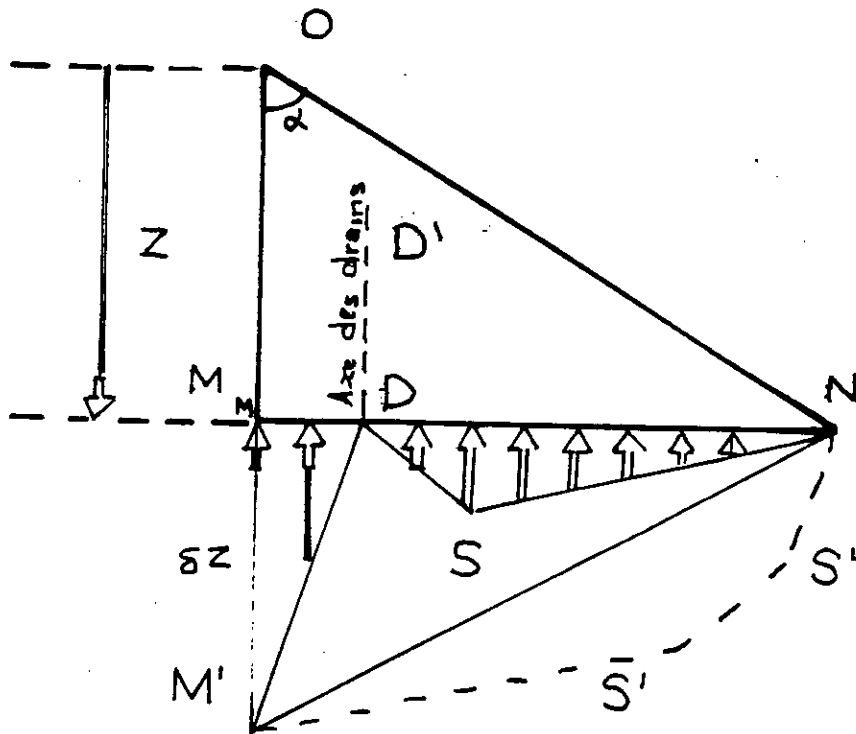


fig. 11

• **Tableau récapitulatif**

Forces		Bras de levier	Moment de renversement	Condition pour m
Poids : $P = \Delta m z^2 / 2$		$\frac{2mz}{3}$	$\frac{\Delta m^2 z^3}{3} - \frac{\delta z^3}{6}$	$m > \sqrt{\frac{\delta}{2\Delta}}$
Poussée $Q = \delta z^2 / 2$		$\frac{z}{3}$		
Sous pression	nulle	0	$\frac{\Delta m^2 z^3}{3} - \frac{\delta z^3}{6}$	$m > \sqrt{\frac{\delta}{2(\Delta - \delta)}}$
	linéaire $\frac{\delta}{2} m z^2$	$2/3 m z$	$\frac{\Delta m^2 z^3}{3} - \frac{\delta z^3}{2} - \frac{\delta m^2 z^3}{3}$	
	maximale $\delta m z^2$	$1/2 m z$	$\frac{\Delta m^2 z^3}{3} - \frac{\delta z^3}{6} - \frac{\delta m^2 z^3}{2}$	

Tableau n°47

V.6. Stabilité du barrage au glissement

On raisonne toujours sur la partie supérieure du barrage c'est à dire la partie OMN, le système de forces appliquées au centre de gravité du tronçon est une résultante R de translation qui admet (voir fig.13)

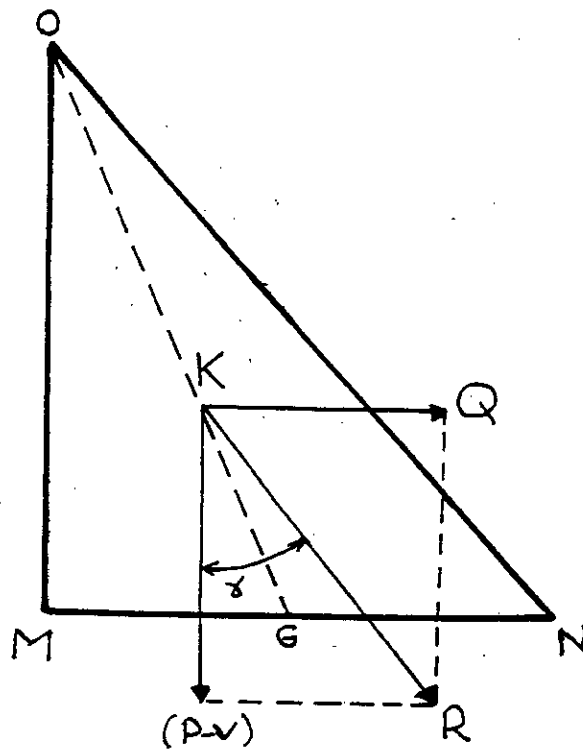
1. une composante horizontale Q
2. une composante verticale (P-V)

• **Remarque**

Le poids P sur lequel on compte pour assurer la stabilité de l'ouvrage se trouve allégé de la quantité V (les sous pressions), cela peut avoir des effets négatifs qu'on étalera un peu plus loin, la résultante R fait avec la verticale un angle γ tel que

$$\text{tg}(\gamma) = \frac{Q}{P - V}$$

Pour qu'il n'y ait pas glissement, il faut qu'ils naissent " au contact du solide OMN avec la face MN du socle AMNB " des forces de frottements suffisantes qui s'opposent à Q.



STABILITE AU GLISSEMENT

Fig: 13

Soit $k = \operatorname{tg} \varphi$; le coefficient de frottement maçonnerie sur maçonnerie, on doit avoir comme condition de résistance au glissement :

$$Q < K(P - V)$$

$$\text{d'où } \frac{Q}{(P - V)} < K$$

$$\Rightarrow \operatorname{tg} \gamma < \operatorname{tg} \varphi \Rightarrow \gamma < \varphi$$

Il faut donc que la résultante R fasse avec la verticale un angle (γ) inférieur à l'angle de frottement φ , regardons si cette condition est satisfaite quand on admet les différentes formes et valeurs des sous pressions, on prendra $k = \operatorname{tg} \varphi = 3/4$ généralement admise.

V.6.1. Parement vertical / sans sous pressions

Le poids P n'est pas allégé puisque les sous pressions sont nulles, la condition de non glissement s'écrit :

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{Q}{P} = \frac{\delta}{\Delta m} < 0.75$$

$$\text{d'où } m > \frac{\delta}{0.75\Delta}$$

$$\text{Pour } \delta = 1000 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow m > 0.555$$

$$\text{Pour } \delta = 1200 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow m > 0.66$$

avec les fruits $m = 0.7$ et $m = 0.80$, la stabilité est assurée.

• Remarque

$m = 0.66$ est la limite en dessous de laquelle, dans le passé, des barrages poids ont péri, le calcul qu'on vient de faire (avec $\delta = 1200 \text{ kg/m}^3$) montre que même sans sous pression, la stabilité d'un barrage poids se trouve menacée si $m < 0.66$, cela justifie les constatations statistiques qui ont été faites.

V.6.2. Parement vertical / sous pression uniforme maximales

$$P - V = m \frac{z^2}{2} (\Delta - 2\delta)$$

Le poids spécifique apparent des maçonneries varie de Δ à $(\Delta - 2\delta)$ avec une eau propre ($\delta = 1000 \text{ kg/m}^3$), la densité apparente n'est pas nulle, mais elle est très faible : $\Delta - 2\delta = 400 \text{ kg/m}^3$, on peut dire que le tronçon du barrage OMN est près de flotter.

Dans le cas d'une eau chargée ($\delta = 1200 \text{ kg/m}^3$), la quantité $(\Delta - 2\delta)$ s'annule : $2400 - 2 \cdot 1200 = 0$.

Par conséquent P-V s'annule aussi, ce qui signifie que le poids du tronçon OMN est totalement éliminé par l'effet des sous pressions et donc l'entraînement de ce dernier par la pression de l'eau Q est imminent.

Ecrivons la condition de non glissement pour $\delta=1000 \text{ kg/m}^3$

$$\text{tg}\gamma = \frac{\delta}{m(\Delta - 2\delta)} \quad \text{or} \quad \text{tg}\gamma < \text{tg}\varphi$$

$$\text{d'où} \quad \frac{\delta}{m(\Delta - 2\delta)} < 0.75 \Rightarrow m > \frac{1000}{400 \cdot 0.75}$$

$$\text{d'où} \quad m > 3.33$$

Cette condition n'est jamais réalisée pratiquement d'où,

• Conclusion

Si une fissure venait à s'ouvrir horizontalement à l'amont d'un barrage poids et si elle progresse de proche en proche vers le parement aval, l'eau s'introduit dans la cassure franche obtenue et exerce des forces de sous pressions qui ruineront le barrage dans un délai très court.

V.6.3. Parement vertical / sous pressions triangulaires

$$\text{ici on a : } P-V = \frac{mZ^2}{2}(\Delta - \delta)$$

Conditions de non glissement

$$\text{tg}\gamma < 0.75 \Rightarrow \frac{Q}{P-V} < 0.75$$

$$\Rightarrow \frac{\delta z^2 / 2}{m z^2 (\Delta - \delta)} < 0.75$$

$$\text{d'où : } \frac{\delta z^2 / 2}{m z^2 (\Delta - \delta)} < 0.75 \Rightarrow m > \frac{\delta}{0.75(\Delta - \delta)}$$

Pour $\delta = 1000 \text{ kg/m}^3$ on trouve $m > 0.952$

Pour $\delta = 1200 \text{ kg/m}^3$ on trouve $m > 1.33$

• Observations

On constate dans ce cas qu'avec un fruit de 0.8 la condition de stabilité $\text{tg}\gamma < 0.75$ n'est pas satisfaite, le glissement du tronçon OMN risque de se produire alors que la stabilité au renversement était assurée (voir précédemment)

Tableau récapitulatifavec $\gamma = 1000 \text{ kg/ m}^3$

Cas de stabilité	Condition sur m et valeur minimale		
	S/P nulle	S/P triangulaire	S/P uniforme
Renversement	0.456	0.597	0.748
Glissement	0.555	0.952	3.33

Tableau n° 48**V.6.4. Conclusion**

Si on arrive à satisfaire les conditions au renversement pour $0.70 < m < 0.80$, on ne peut pas satisfaire au glissement dans la même fourchette de m quand les sous pressions ne sont pas nulles en d'autres termes, quand des sous pressions naissent à l'amont d'un barrage poids, la stabilité du barrage au glissement (surtout) se trouve compromise.

Elle le sera encore plus, s'il y a progression des sous pressions le long du barrage d'où la nécessité impérieuse d'empêcher leurs apparition à l'amont du barrage, et de prévoir un bon réseau de drainage.

V.7. Dispositions à prendre contre les sous pressions

On a vu auparavant les dangers engendrés par les sous pressions dues à l'infiltration de l'eau dans le barrage ou sous les fondations.

Pour parer à l'apparition des sous pressions, donc aux infiltrations, les dispositions suivantes sont prises :

1. Assurer l'étanchéité du parement amont et des fondations.
2. Le drainage vertical dont le rôle est de capter les eaux ayant franchi la première ligne de défense.
3. Le drainage horizontal dans le corps du barrage, qui par des drains subhorizontaux disposés sur toute sa hauteur, permet de capter les eaux ayant échappées aux drains verticaux.

V.7.1. Etanchéité amont

V.7.1.a. Parement proprement DIT

Une des plus anciennes solutions adoptée pour assurer l'étanchéité amont est le masque de Maurice Levy.

V.7.1.a.i. Masque de Maurice Levy

Le masque de Maurice Levy est constitué par une série de voûtes parallèles en maçonnerie, chacune d'axe vertical, venant s'appuyer sur le parement amont du barrage (voir fig. 14).

Les eaux d'infiltrations sont drainées par les puits situés entre les voûtes et le parement amont.

Les voûtes du masque de Maurice Levy sont parfois remplacées par un écran vertical en béton s'appuyant au parement amont par un certain nombre de contreforts.

La solution de Maurice Levy a été abandonnée à cause du coût élevé, des difficultés de mise en œuvre, de l'entretien qu'exigeaient les voûtes et des fuites assez élevées qui mettaient en charge les galeries de drainage menaçant ainsi la stabilité du parement amont.

V.7.1.a.ii. Traitement du parement amont

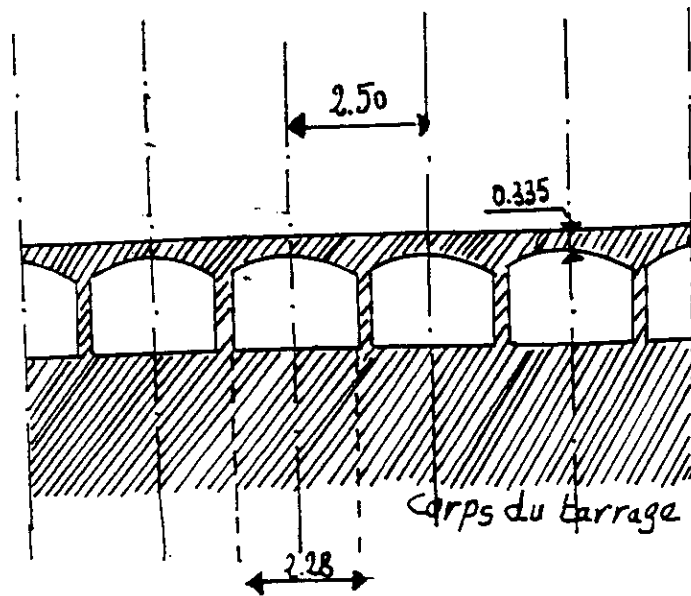
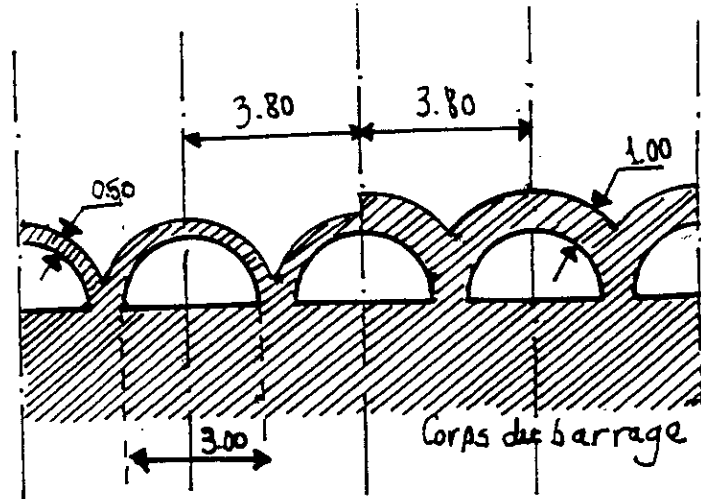
Des procédés plus récents ont été établis pour obtenir une meilleure étanchéité du parement amont :

• Le surdosage du béton

1. Dans le cas d'un barrage en béton, on étudie dans un premier temps la granulométrie du béton et on le surdose de façon à améliorer l'imperméabilité du parement amont (voir fig. 15).
2. Lorsque le barrage est en maçonnerie, on soigne les dosages des mortiers liant les matériaux, on réalise aussi des injections de ciment à dosages appropriés à travers le parement amont.
3. On peut recouvrir le parement amont d'un enduit spécial étanche (asphalte, couche de peinture bitumineuse), mais ces enduits ont perdu de leur efficacité à cause des batillages des vagues, au choc des épaves flottantes et les alternances du niveau de l'eau, il faut noter aussi, que la qualité des bétons actuellement réalisés est telle que l'on a abandonné peu à peu ces solutions d'étanchéisation spéciales.

V.7.1.b. Les fondations

On prolonge le parement amont dans le sol de fondation par un mur de garde ou parafouille que l'on prolonge lui même en profondeur par un voile d'étanchéité constitué d'injections de ciment, d'argile ou de produits chimiques.



MASQUE DE MAURICE LÉVY

Fig: 14

ETA NCHEITE DU PAREMENT AMONT

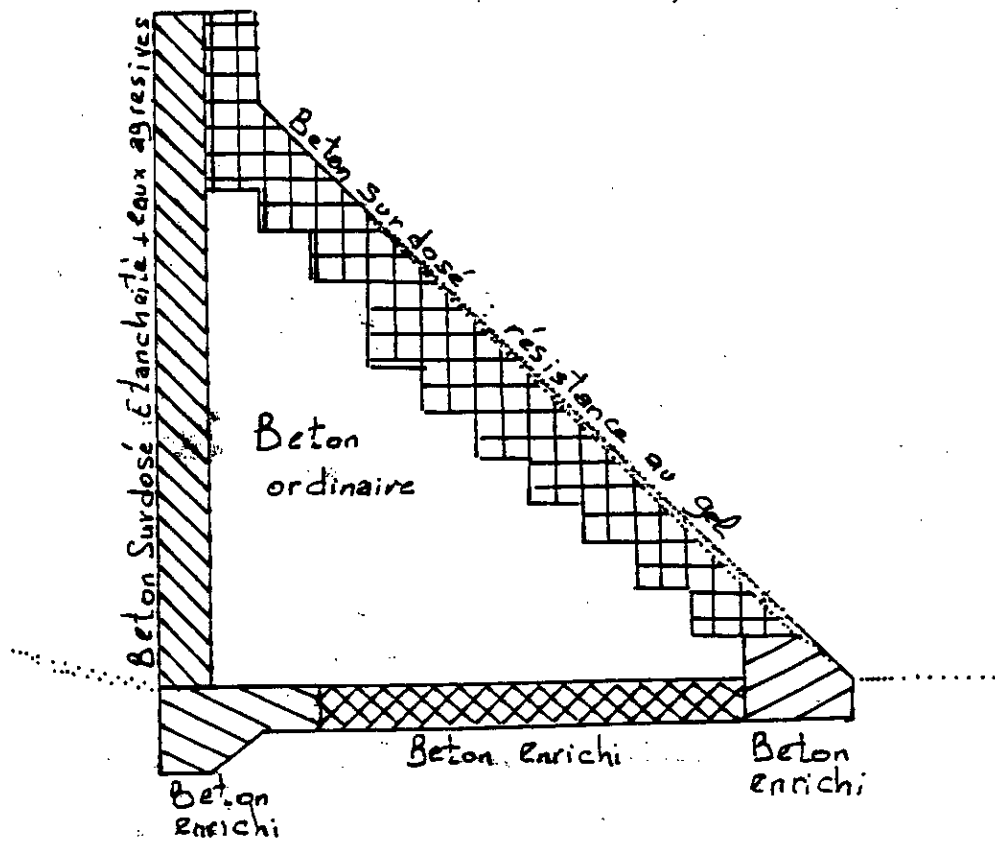


Fig: 15

Les injections peuvent être réalisées, avant, pendant ou après la construction du barrage.

On prolonge également le barrage latéralement sur les rives par un voile d'injection (voir fig.16).

Ces dispositions sont prises dans les fondations et sur les côtés car l'eau peut s'infiltrer sous le barrage ou le contourner, pour réapparaître sous forme de sous pression dont on a vu auparavant les conséquences.

V.7.2. Drainage

Il existe deux sortes de drainage dans les barrages : un réseau vertical qui se trouve à deux ou trois mètres du parement amont et un réseau horizontal en arrière de ce réseau (voir fig. 17)

V.7.2.a. Réseau vertical

Les drains verticaux sont espacés de 3 à 4 mètres. Ils sont destinés à capter les eaux qui s'infiltrent à travers la face amont du barrage, les drains débouchent à leurs extrémités inférieurs dans une galerie collectrice visitable.

Dans sa longueur, la galerie collectrice qui comprend deux branches, l'une descendant la rive gauche, l'autre la rive droite, suit le contour du profil à travers de la vallée (voir fig.18).

Les deux branches se rejoignent au point le plus bas, à l'origine d'une galerie d'évacuation qui elle même débouche sur le pied aval du barrage où elle jette les eaux de drainage.

On doit faire un calcul hydraulique pour déterminer la côte du radier de la galerie d'évacuation, de façon à ce que celle-ci débouche au-dessus des plus hautes eaux pouvant s'établir à l'aval surtout en cas de crue exceptionnelle.

On pratique dans le rocher d'appuis des fondations des trous verticaux débouchant à leurs extrémités supérieures dans la galerie collectrice, ces trous servent à drainer les fondations en cas de fuite.

Dans certains barrages on prévoit des pompes destinés à évacuer l'eau des drains de fondation dans la galerie d'évacuation.

Les drains verticaux doivent être bien dimensionnés (diamètre d'environ 0.60 cm) et souvent nettoyés, pour éviter toute obstruction, dans le cas des grands barrages.

On prévoit des galeries horizontales de visite recoupant tous les drains à une certaine hauteur pour faciliter le nettoyage (voir fig.18).

Il est recommandé de prévoir des puits verticaux de drainage (diamètre minimum 80 centimètres) pour remédier aux éventuelles fissures qui pourraient apparaître dans les drains, on les place généralement dans les joints verticaux de contraction qui séparent les tranches verticales.

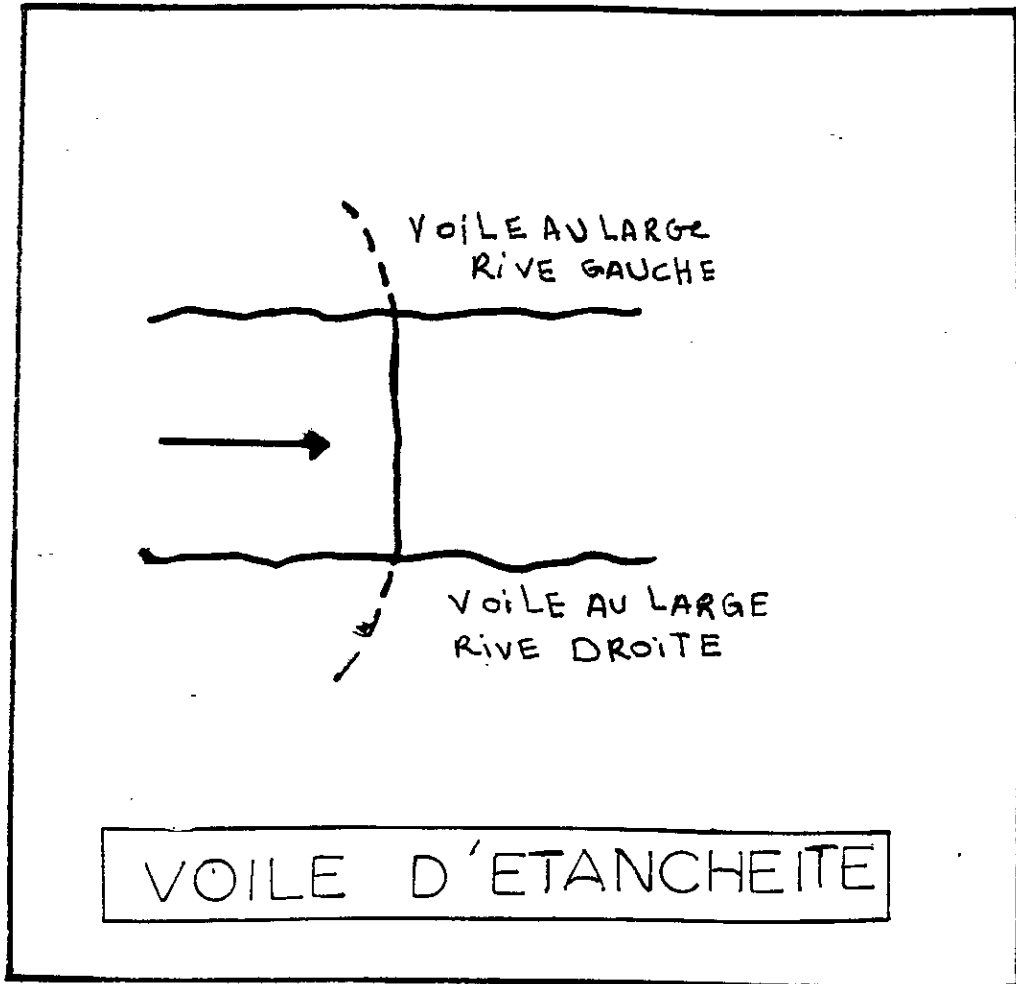


Fig: 16

PLAN VERTICAL DE DRAINAGE ET HORIZONTAL

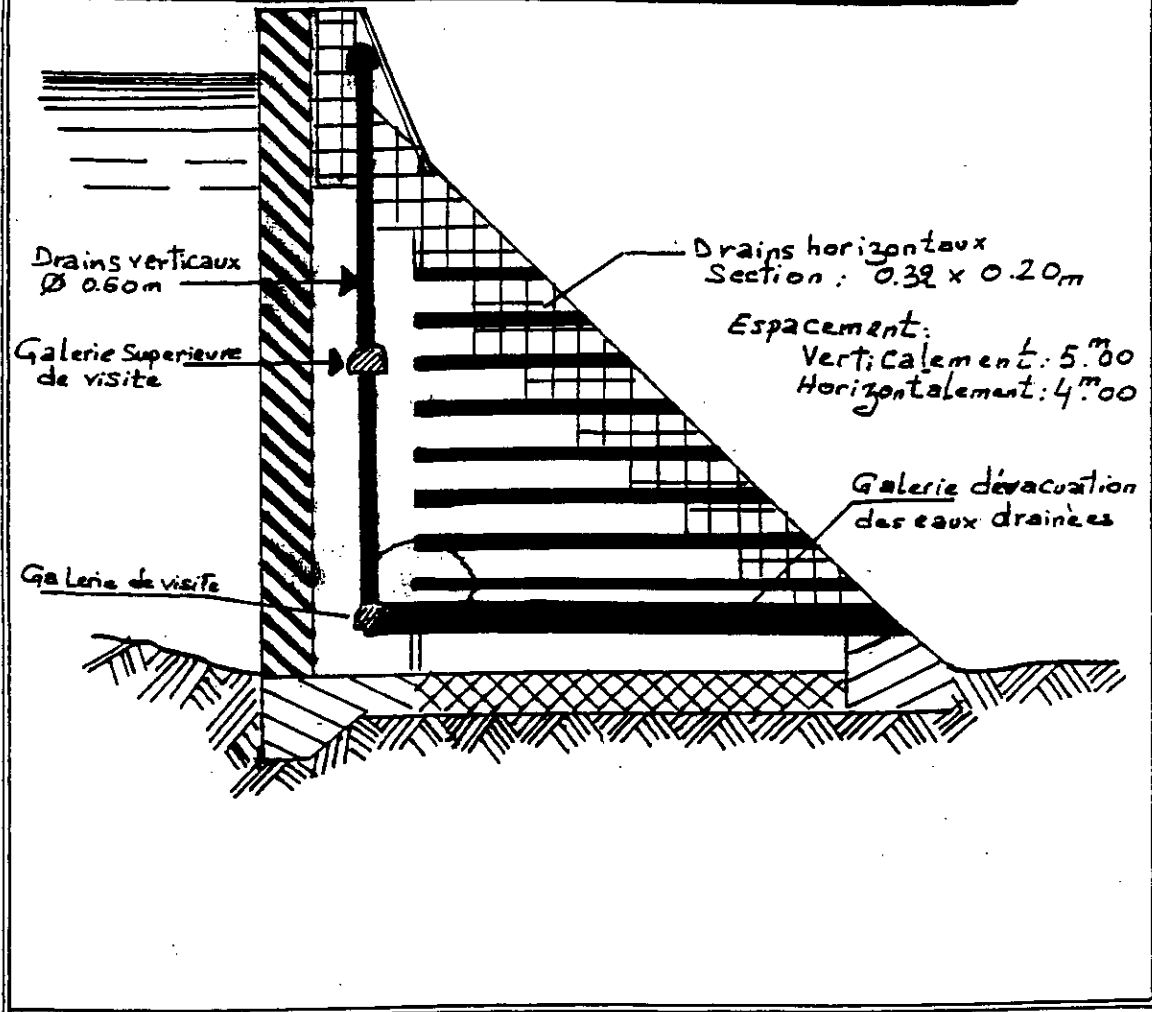
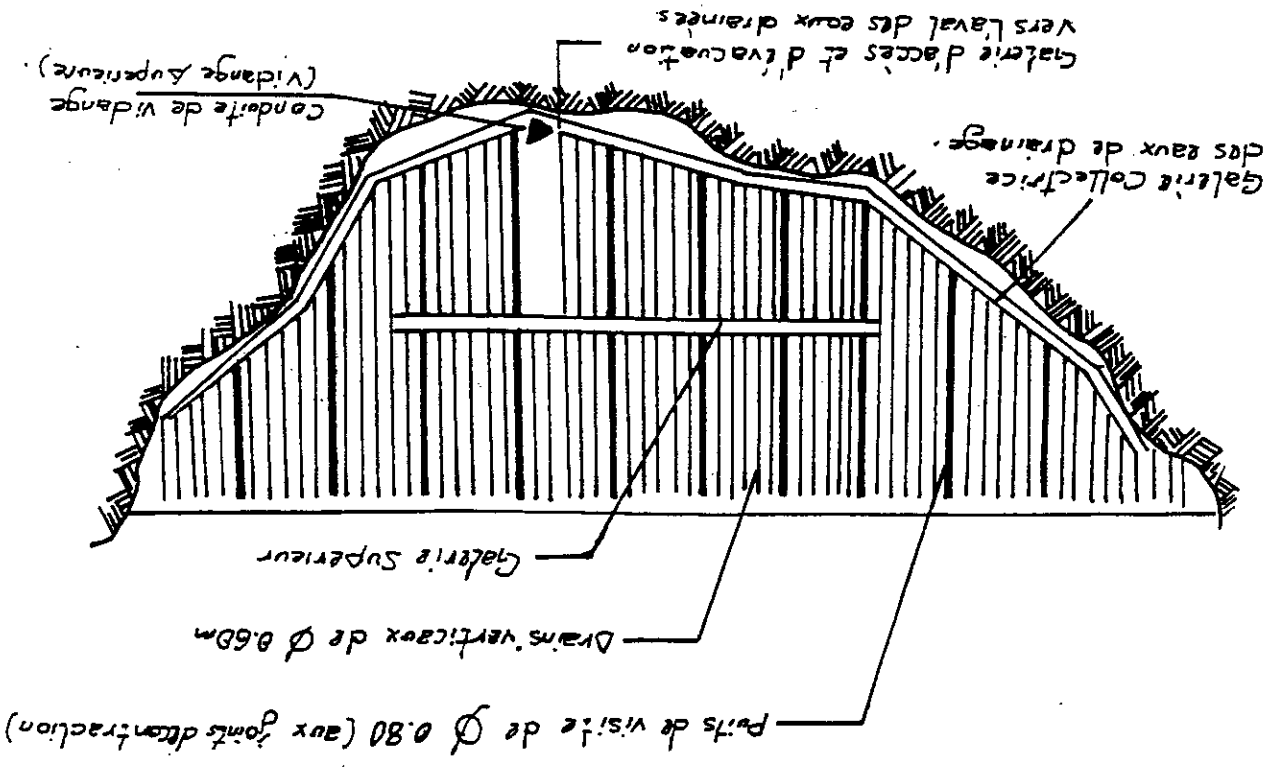


Fig: 17

Fig: 18

COUPE LONGITUDINALE DU SYSTEME DE DRAINAGE



V.7.2.b. Réseau horizontal

On rajoute un réseau de drainage horizontal qui a pour but d'évacuer les eaux d'infiltration qui auraient franchi le parement amont et le réseau de drainage vertical.

Il est placé en arrière du plan de drainage vertical (voir fig.17).

V.8. Calcul des contraintes par la R.D.M

V.8.1. Hypothèses

On va considérer l'ensemble du barrage avec les hypothèses suivantes :

1. Le barrage est en liaison parfaite avec le sol.
2. La maçonnerie du barrage garde partout sa cohésion.

Le barrage constitue ainsi un solide en état d'équilibre, soumis à des forces extérieures (poids propre, poussée de l'eau, réaction du sol), cet équilibre est caractérisé par des déformations qui engendrent des tensions à l'intérieur du barrage.

Nous avons trois hypothèses (valable pour la RDM et l'élasticité).

1. Les déformations sont assez petites pour qu'on puisse appliquer les équations de la statique sans tenir compte de la variation, des points d'application des forces.
2. Les déformations sont purement élastiques c'est à dire que le solide retrouve son état initial une fois que les forces extérieures cessent d'agir.
3. Les contraintes développées dans le corps du barrage suivant la loi de Hooke.

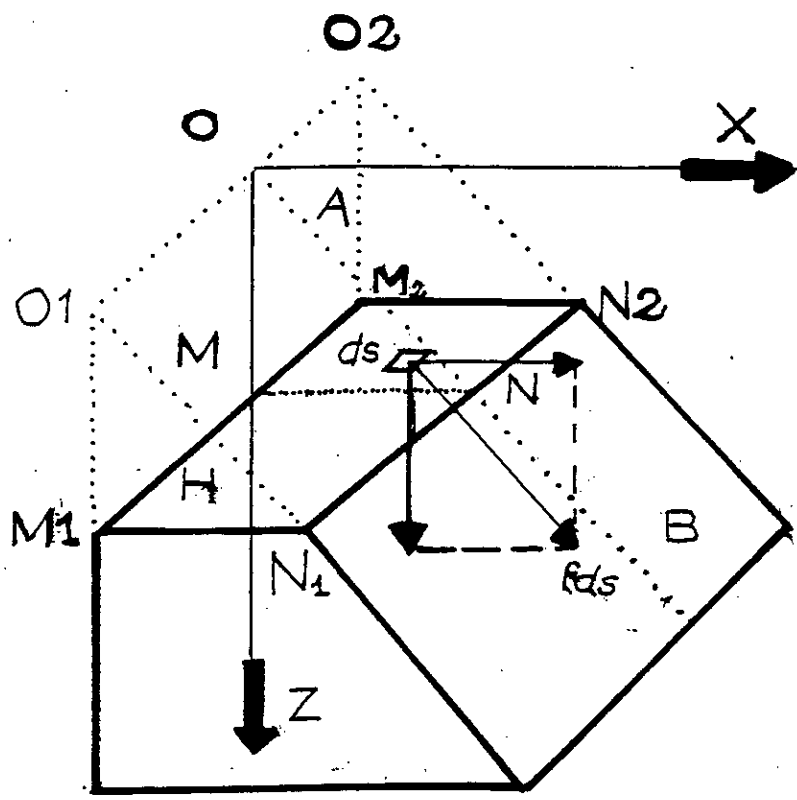
Ces hypothèses ainsi posées, on se propose de calculer les efforts se développant dans la masse du barrage, à partir des résultats obtenus, on pourra voir en quels points et dans quelles directions ces efforts dépassent la limite permise et par conséquent provoquer des fentes dans la maçonnerie.

V.8.2. Application des règles de la R.D.M

Considérons un plot quelconque du barrage, si on élevait fictivement une partie A selon un plan horizontal, il nous faudra appliquer des tensions (fds) en chaque élément de surface "ds" pour garder la partie inférieure "B" en équilibre élastique (voir fig.19).

La résultante des contraintes intérieures fds se confond avec la résultante des forces extérieures appliquées en "A", par suite, utilisant ce résultat, nous pouvons calculer les contraintes agissant dans la section considérée et connaître leur répartition et leur directions en utilisant les méthodes de calcul de la R.D.M.

COUPE
FICTIVE DU BARRAGE



COUPE HORIZONTALE

Fig: 19

LA MACONNERIE

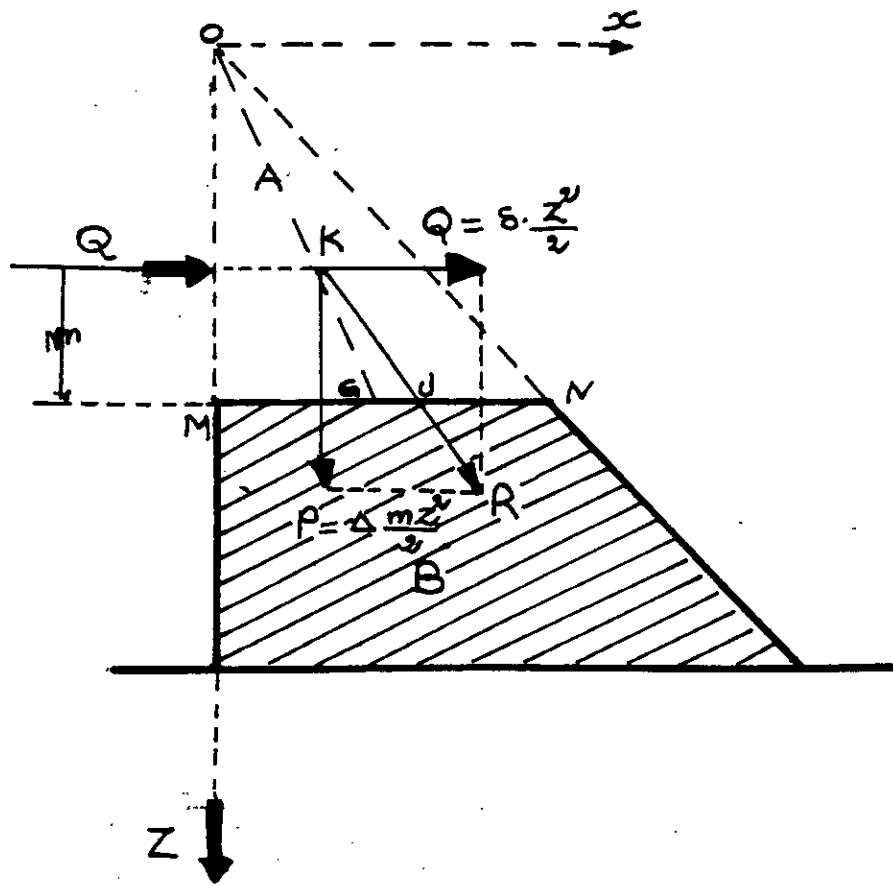


Fig: 20

La résultante R de ces forces passe par "k", le centre de gravité du triangle OMN et coupe la base MN en un point J, le lieu du point J, quand MN varie s'appelle "courbe de pression".

Réduisons le système des forces extérieures au centre de gravité G de la section (voir fig.21) on aura :

$$1. \text{ un effort normal : } N = \frac{\Delta m Z^2}{2}$$

Si N est positif il y a compression simple, et si N est négatif il y a traction simple, la contrainte engendrée par N sera égale à N/S (N est perpendiculaire à la section S).

Le sens positif est pris suivant l'axe "OZ".

$$2. \text{ Un effort tranchant } T = Q = \frac{\delta Z^2}{2} \text{ dirigé suivant Gh, le cisaillement développé par } T \text{ dans l'étendue de la section est } t = T/S.$$

3. Un moment fléchissant "M" perpendiculaire au plan des forces suivant un axe GL qui fait tourner la section considérée autour de cet axe "GL", sachant qu'en déformation par flexion simple, la section transversale "S" demeure plane, égale à elle même et normale à la fibre moyenne.

Les contraintes développées seront normales à la section S et leur intensité sera : (M/I)h.

I : moment d'inertie de la section S par rapport à l'axe GL

h : la distance à laquelle se trouve l'élément de surface "ds" par rapport à "GL" (voir fig.22).

Cette contrainte peut être positive (compression) ou négative (traction).

Les contraintes N/S et (M/I)h superposées, nous donnent une contrainte également normale à S (voir fig.23), son intensité est :

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} h$$

σ varie en fonction de h et peut être positive (compression) ou négative (traction).

V.8.2.b. Calcul et application

Dans ce qui suit, on va calculer la contrainte pour :

$$N = P = \frac{\Delta m}{2} Z^2$$

$$\text{et } M = \left(\frac{-1}{6}\right)P + \left(\frac{Z}{3}\right)Q$$

1/6 : Bras de levier du poids P par rapport au point G.

z/3 : Bras de levier de la poussée Q par rapport au point G.

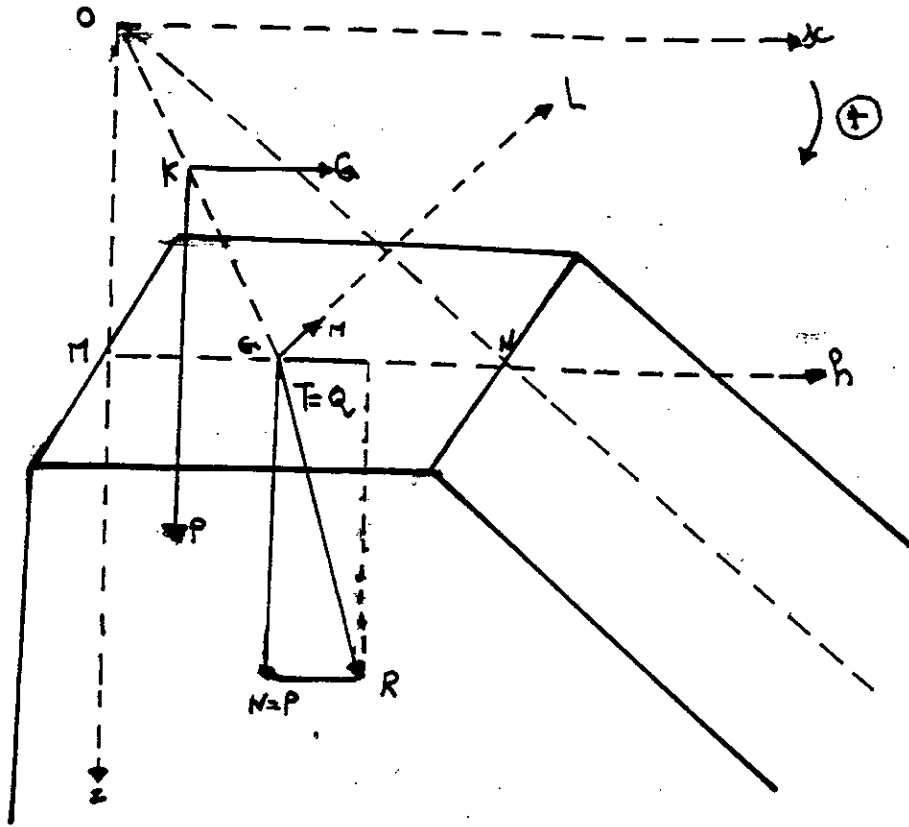
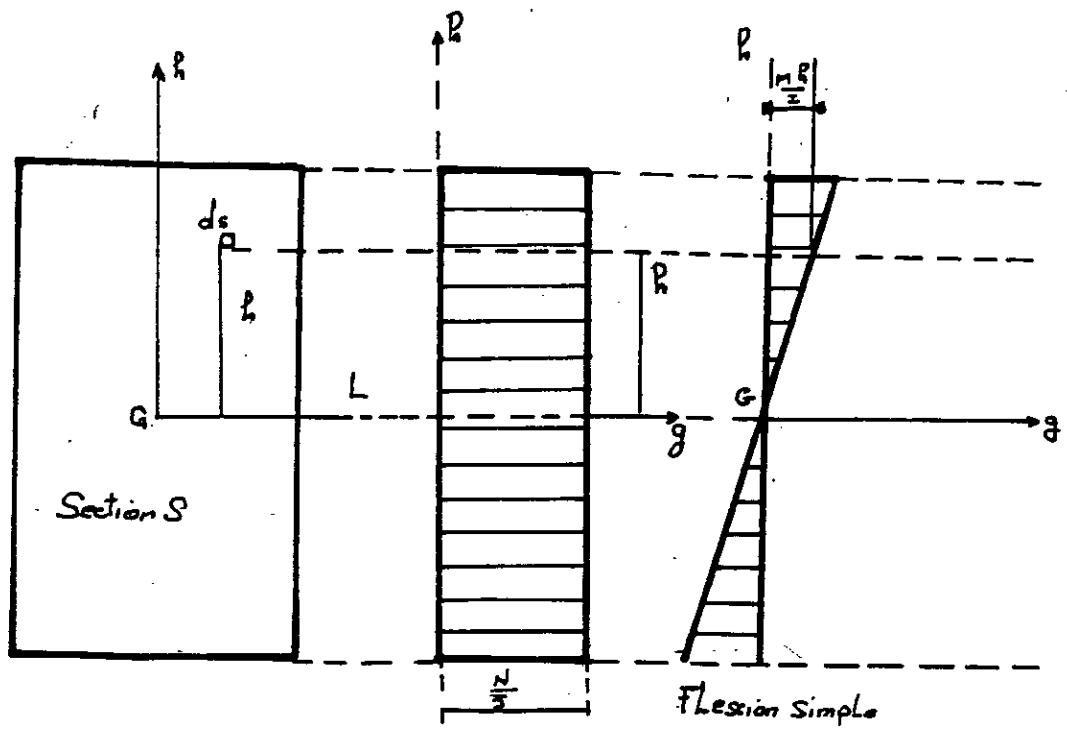


Fig : 21



Compression simple.

Fig: 22

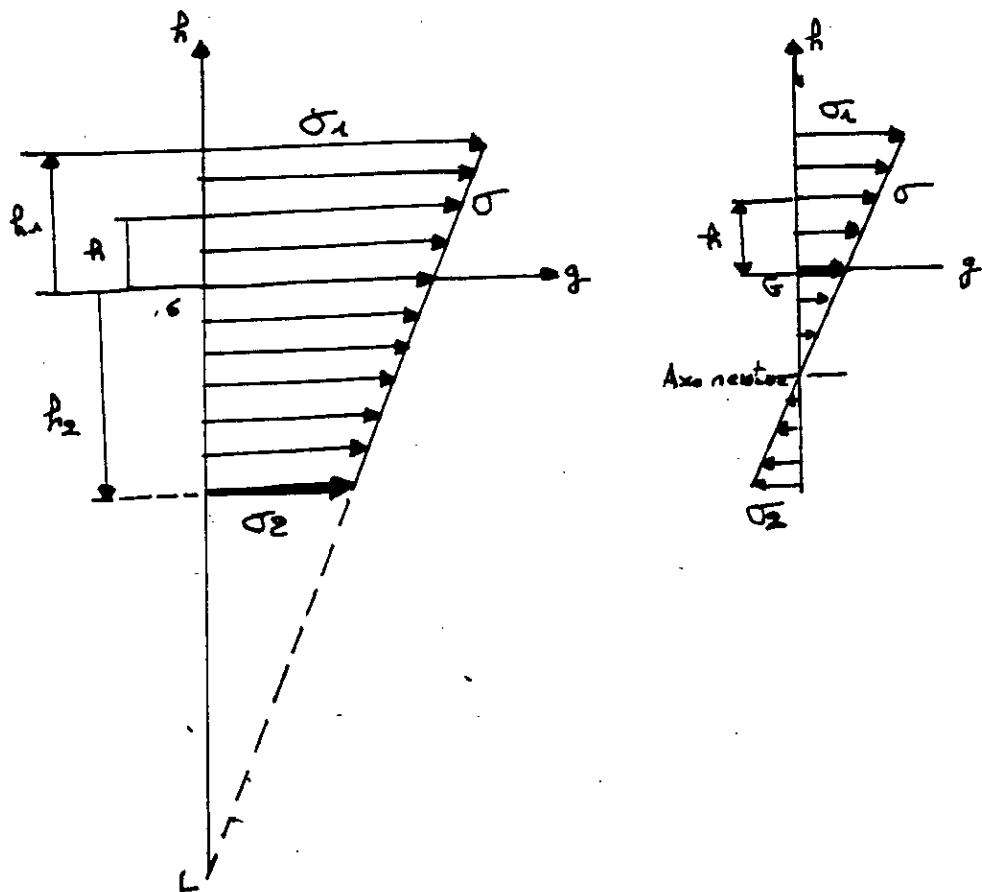


Fig: 23

Pour une section rectangulaire de largeur $a=1$ de longueur $b=l$, le moment d'inertie :

$$I = \frac{a \cdot b^3}{12} = l^3 / 12$$

La représentation graphique de σ nous donne une droite (voir figure) c'est la règle du trapèze.

σ_1 et σ_2 sont les valeurs que prend σ aux extrémités. $h = +l/2$ et $h = -l/2$ (GL étant l'axe de symétrie).

Le terme h / I de l'expression de σ devient : $\frac{h}{I} = \pm \frac{l}{2} \frac{12}{l^3} = \pm \frac{\sigma}{l^2}$

Remplaçons h / I dans σ

$$\sigma = \frac{P}{l} \pm \left[-P \frac{l}{6} + Q \frac{Z}{3} \right] \cdot \frac{6}{l^2}$$

d'où

$$\sigma = \frac{P}{l} \pm \left[\frac{P}{1} + 2Q \frac{Z}{3} \right]$$

En aval (signe +) : $\sigma_1 = 2Q \frac{Z}{l^2}$

En amont (signe-) : $\sigma_2 = \frac{2P}{l} - \frac{2QZ}{l^2}$

Sachant que $P = \frac{\Delta m z^2}{2}$ et $Q = \frac{\delta z^2}{2}$

On obtient :

$$\sigma_1 = \frac{2\delta z^2 z}{2 l^2} = \frac{\delta z^3}{l^2} \quad \text{avec } l = mz$$

d'où

$$\sigma_1 = \frac{\delta z^3}{m z^2} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{\delta}{m^2} z$$

de même

$$\sigma_2 = z \left(\Delta - \frac{\delta}{m^2} \right)$$

Ces formules sont valables pour un réservoir plein ,

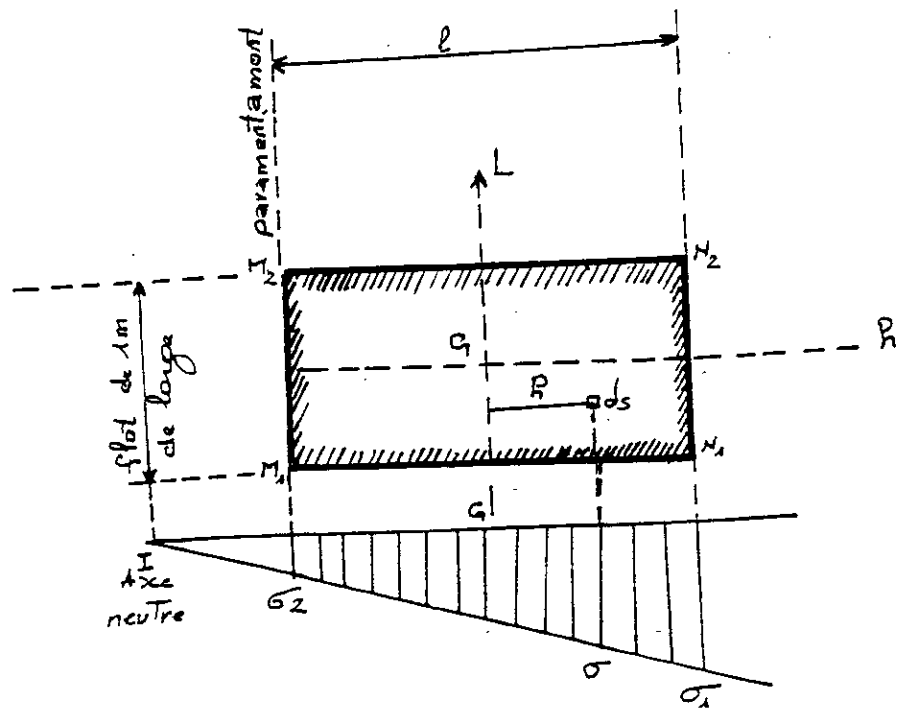


Fig:24

A réservoir vide la poussée Q s'annule donc $\delta = 0$ et on aura

$$\sigma_1 = 0$$

et

$$\sigma_2 = Z\Delta$$

Tableau récapitulatif n° 49

Contrainte sur une section horizontale	Réservoir	
	Plein	Vide
aval σ_1	$\tau \frac{\delta}{m^2}$	0
amont σ_2	$\tau \left(\Delta - \frac{\delta}{m^2} \right)$	$\tau \Delta$

Remarque

Les contraintes varient en profondeur en fonction de Z , par suite les fatigues seront maximales dans la section de base du barrage (voir fig.25).

La procédure pratique pour remédier à ce problème est d'enrichir le béton des parties basses et de garder le même dosage partout sur la hauteur du barrage.

Les points A et B sont les points où la maçonnerie atteint ses plus grandes fatigues à réservoir vide et à réservoir plein respectivement.

Calcul des contraintes aux points A et B.

$$z=H=33\text{m.}$$

$$\delta = 1200\text{kg/m}^3$$

$$\Delta = 2400\text{ kg/m}^3$$

$$m=0.80$$

A réservoir plein

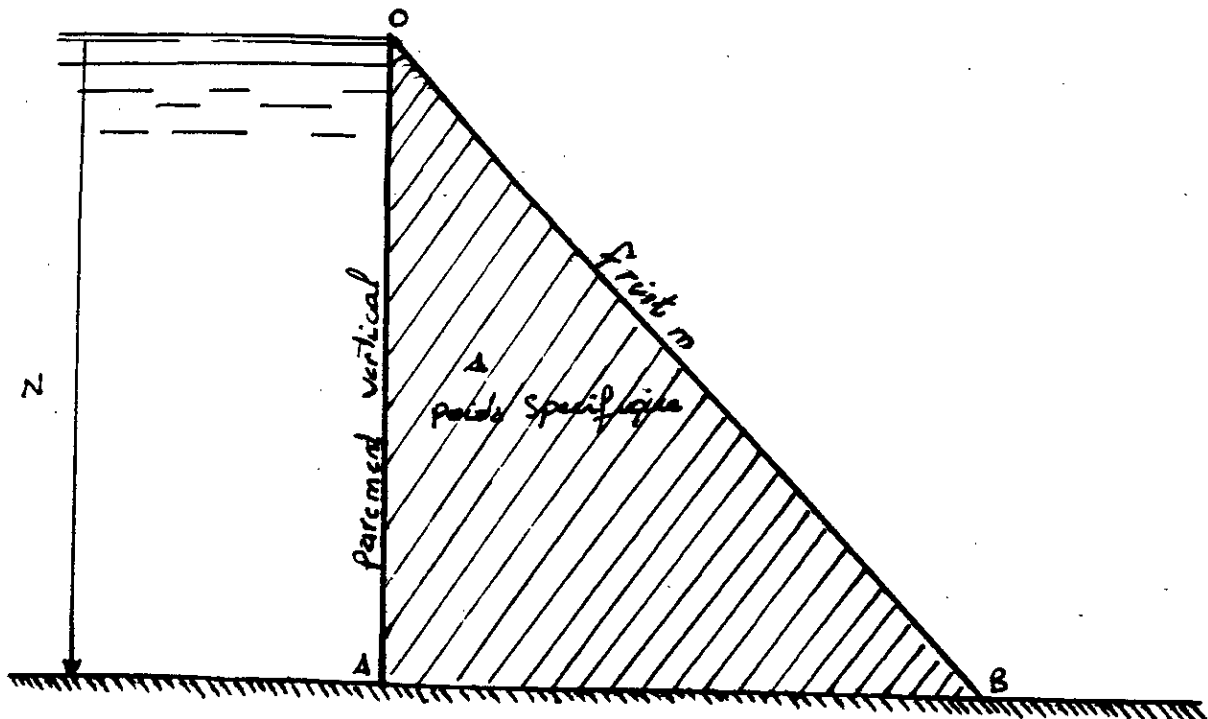
$$\sigma_1 = \sigma_B = 515.62\text{ t/m}^2 = 51.56\text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \sigma_A = 27.63\text{ t/m}^2 = 2.76\text{ bars}$$

A réservoir vide

$$\sigma_1 = \sigma_B = 0$$

$$\sigma_2 = \sigma_A = 79.20\text{ t/m}^2 = 7.92\text{ bars.}$$



Point le plus fatigué
à réservoir vide $F_2 = z \cdot \Delta$

Point le plus fatigué
à réservoir plein $F_1 = z \cdot \frac{\delta}{m^2}$

Points les plus fatigués d'un barrage - poids

Fig: 25

La valeur de contrainte normale σ en un point quelconque de la section MN à la distance h de GL est

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{h}{l}(\sigma_1 - \sigma_2)$$

V.8.3. Contraintes à ne pas dépasser à la compression

Désignons par E la charge de rupture à la compression du matériau utilisé et par S le coefficient de sécurité imposé par le règlement, on adopte en général pour S des valeurs comprises entre 0.1 et 1.125 pour les barrages poids.

La contrainte maximale de compression doit rester inférieure à σ_0 ($\sigma_0 = SE$) qu'on appellera la contrainte maximale admissible.

Si le matériau utilisé est le béton, la charge de rupture varie avec l'âge, pour E on adoptera la résistance minimale à l'écrasement acquise après 90 jours de prise.

Elle varie avec le dosage en ciment comme le montre le tableau suivant ;

Pour des bétons composés de 800 L de pierrailles, 400 L de sable et du ciment 20/25, on a :

Dosages (kg/cm ²)	300	350	400
E (kg/cm ²)	215	235	250
σ_0 (kg/cm ²) $S=0.10$	21.5	23.5	25.0
σ_0 (kg/cm ²) $S=0.125$	26.85	29.35	31.25

Tableau n° 50

V.8.4. Condition de non extension

Sachant que la résistance de la maçonnerie à la traction est presque nulle, il nous faudra éliminer tout effort de ce type.

Dans le cas d'un réservoir vide, le risque est écarté puisque σ_1 et σ_2 sont toutes des compressions, mais à réservoir plein, nous pouvant avoir une traction si le terme (δ/m^2) viendrait à l'emporter sur Δ (voir l'expression de σ_2).

La condition de non extension s'écrit

$$\sigma_2 \geq 0 \Rightarrow \left(\Delta - \frac{\delta}{m^2} \right) \geq 0 \Rightarrow m \geq \sqrt{\frac{\delta}{\Delta}}$$

ce qui donne pour $\Delta=2400$ kg/m

$$\delta = 1000 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow m \geq 0.645$$

$$\text{Pour } \delta = 1200 \text{ kg/m}^3 \text{ et } \Delta = 2400 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow m \geq 0.707$$

Avec un fruit $m=0.80$ cette condition est largement satisfaite, mais pour un fruit inférieur (à 0.66), certains barrages ont rompu dans le passé, pour cela on va formuler la condition de non extension d'une autre manière et d'une façon plus rigoureuse et pratique : c'est la règle du tiers central.

• Règle du tiers central

$$\text{Revenons à l'expression de } \sigma: \sigma = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} h$$

On sait que la résultante R perce la section MN en un point J qui s'appelle centre de pression, on désignera par u la distance de ce point par rapport au centre de gravité G (voir fig.26.a).

Si on fait glisser le vecteur R sur sa ligne d'action jusqu'à son origine coïncide avec le point J , le moment de R par rapport à G ne changera pas et sera égal à NU (voir fig.26.b).

donc on a : $M = N.U$

d'où

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6u}{l}\right) \frac{N}{\rho}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6u}{l}\right) \frac{N}{\rho}$$

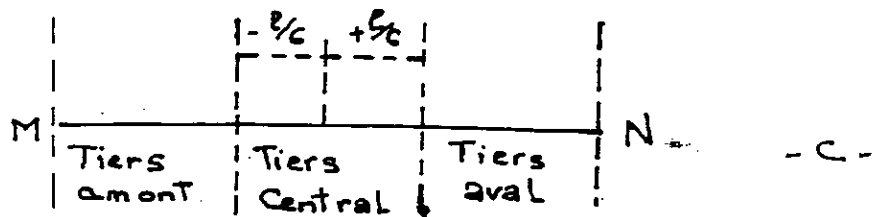
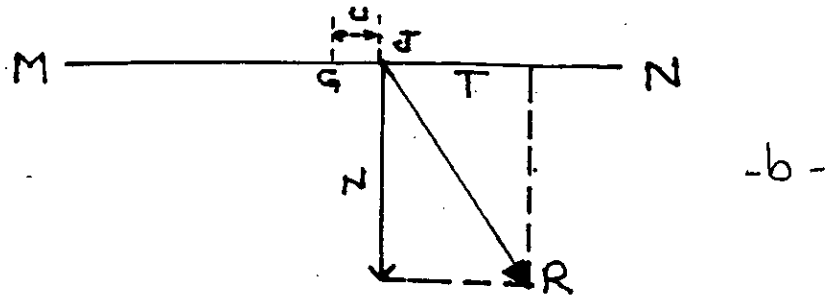
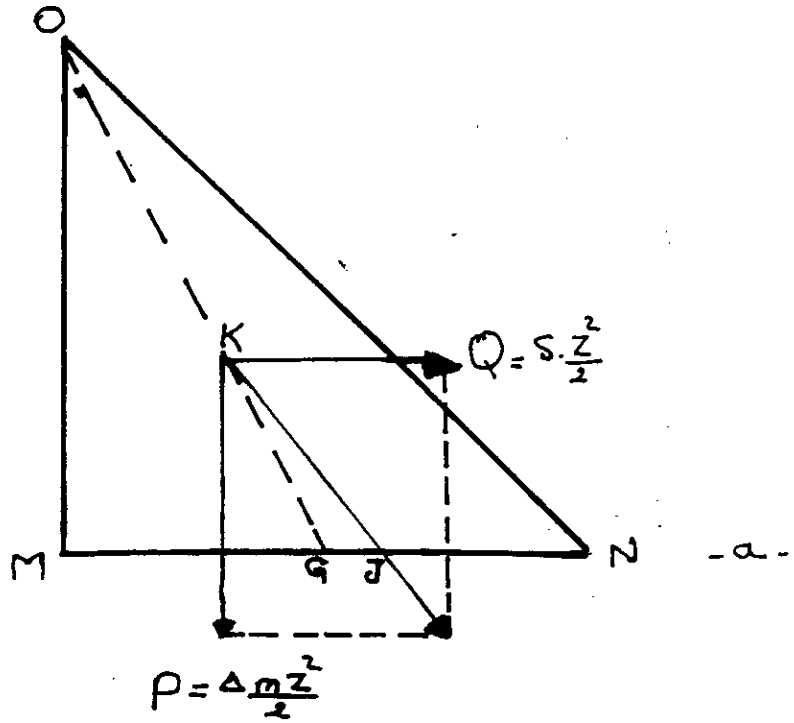
La condition pour que la contrainte σ soit positive est : $-\frac{1}{6} < u < \frac{1}{6}$

Ce qui signifie que le point J doit rester tout le temps compris dans le tiers central de la section : condition de non extension (voir fig.26.c).

• Remarque

1. (fig.27) : les droites suivant lesquelles s'exerceront la résultante R et le poids P divisent la droite MN en trois tronçons : MJ_1 , J_1J_2 et J_2N .

J_1J_2 étant le tiers central.



REGLE DU TIERS CENTRAL

Fig: 26

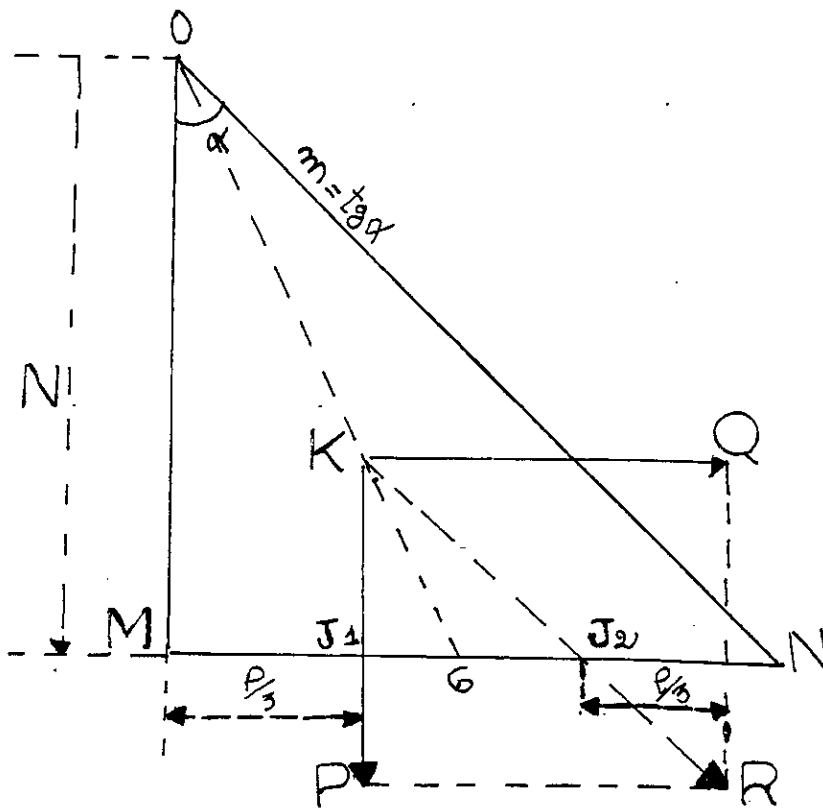


Fig : 27

• A retenue pleine

La résultante des forces P et Q passe par l'extrémité aval du tiers central (J2) si $Q/P = \tan \alpha = m$.

$$\text{d'où si } m = \sqrt{\frac{\delta}{\Delta}}$$

Dans ce cas la contrainte σ_2 , $\sigma_2 = z \left(\Delta - \frac{\delta}{m^2} \right)$ agissant à l'extrémité amont de la section MNL s'annule, la répartition des contraintes se transforme en un triangle MNL (voir fig.28.a) l'aire de ce triangle sera égale au poids P.

$$P = \sigma_1 m \frac{z}{2} = \Delta m \frac{z^2}{2}$$

d'où

$$\sigma_1 = z \Delta$$

• A retenue vide

La poussée de l'eau Q devient nulle, la résultante R se confond avec le poids P et passe par l'extrémité amont du tiers central J1 quelque soit le fruit du barrage, dans ce cas, la contrainte est nulle $\left(\sigma_1 = \frac{\delta z}{m^2} \right)$

La représentation des contraintes σ est triangulaire (triangle $M\sigma_2N$) (voir fig.28.b) et on aura comme σ_1 au premier cas :

$$P = \sigma_2 \frac{m z}{2} = \Delta m \frac{z^2}{2}$$

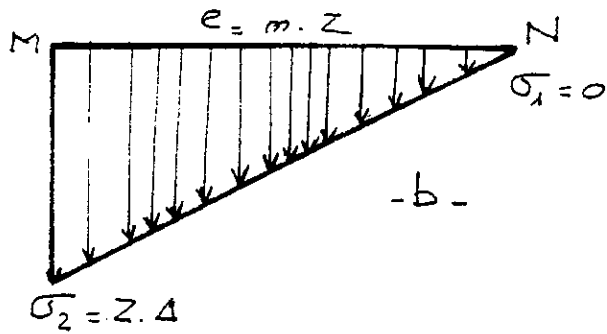
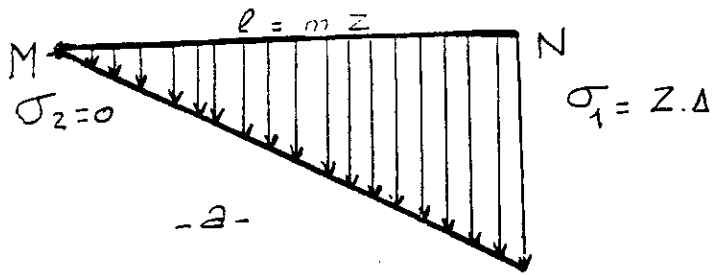
$$\text{d'où } \sigma_2 = z \Delta$$

2. S'il y a baisse du plan d'eau, la poussée Q de l'eau varie tandis que le poids P reste constant, le point d'application des forces Q et P et de la résultante R se trouve modifié marquant à chaque niveau du plan d'eau une nouvelle position.

Le lieu de l'extrémité du vecteur représentant Q change aussi décrivant ainsi une parabole d'axe horizontal MN et de sommet J1.

Le lieu de l'extrémité du vecteur représentant R décrit également une parabole depuis R1 à R suivant les différents niveaux du plan d'eau.

Le centre de pression se déplace progressivement de J (réservoir plein) jusqu'à J1 (réservoir vide) (voir fig.29).



EPURES DES CONTRAINTES
 NOTION DE TIERS CENTRAL

Fig: 28

V.8.5. Condition de Maurice levy

Elle a pour but d'éliminer les sous pressions dues aux eaux infiltrées à travers les fissures éventuelles dans le parement amont, pour cela il ne suffit pas que la contrainte en un point quelconque du parement amont soit positive, mais il faudrait qu'elle soit en plus supérieure à la pression hydrostatique (δZ) de façon à expulser l'eau de toute fissure sur le parement.

La condition d Maurice levy s'écrit

$$\sigma_2 \geq z \delta \quad \text{donc} \quad z \left(\Delta - \frac{\delta}{m^2} \right) \geq z \delta$$

$$\text{d'où } m \geq \sqrt{\frac{\delta}{(\Delta - \delta)}}$$

avec $\delta = 1000 \text{ kg/m}^3$ et $\Delta = 2400 \text{ kg/m}^3$ on trouve :

$m > 0.845$ supérieur à $m=0.80$ imposé

pour $\Delta = 1200 \text{ kg}$ et $\Delta = 2400$ on trouve $m > 1$

Calculons maintenant m pour divers valeurs de Δ ($\delta = 1000 \text{ kg/m}^3$)

Δ	2235	2384	2400	2560
m	0.9	0.85	0.845	0.80

Tableau n° 51

Pour satisfaire à la condition de Maurice levy, on fait introduire des valeurs plus importantes de m et par suite des volumes plus importants de maçonnerie puisque le volume de maçonnerie d'un barrage poids est directement proportionnel à m (volume d'un plot de largeur unité et de hauteur z : $V = \frac{mZ^2}{2}$) ce qui élève la barrage à un coût plus important, en fait on ne pourra pas satisfaire entièrement à la règle de Maurice levy puisque le fruit donné au barrage, en pratique est $m=0.80$ ce qui nous permet de satisfaire la condition de non extension ($\sigma_2 > 0$) mais pas totalement à la condition de Maurice levy car la contrainte ne pourra jamais atteindre la valeur $Z\delta$.

donc on aura : $0 < \sigma_2 < z\delta$

posons : $\sigma_2 = r (z\delta)$ avec $0 < r < 1$

$$\text{d'où} : z \left(\Delta - \frac{\delta}{m^2} \right) = r (z\delta) \quad \text{donc} \quad r = \frac{1}{\delta} \left(\Delta - \frac{\delta}{m^2} \right)$$

$$\text{où } m = \sqrt{\frac{\delta}{(\Delta - r\delta)}}$$

on aura pour différentes valeurs de r $\delta = 1000 \text{ kg/m}^3$

	0%	50%	75%	100%
m	0.645	0.725	0.778	0.845
v	1.0	1.20	1.24	1.31
augmentation du volume	0%	20%	24%	31%

Tableau n° 52

$$V = \frac{\text{volume du barrage pour } r \text{ différent de zéro}}{\text{volume du barrage pour } r \text{ égal à zéro}}$$

Pour un fruit $m=0.80$ on trouve : $r=0.837$

ce qui veut dire que la condition de Maurice Levy est satisfaite à 84%.

V.8.6. Compressions principales suivant les parements

Jusqu'à présent, on a calculé les contraintes agissant sur des sections horizontales, ces contraintes étaient maximales à l'extrémité aval (σ_1) et à l'extrémité amont (σ_2).

Mais il se peut qu'il y ait des contraintes plus fortes s'exerçant en M et N sur des sections planes d'orientation variables autour de ces points.

On peut calculer les contraintes agissant sur un élément plan dont la normale fait un angle ω avec la contrainte principale grâce à la théorie de l'élasticité, on aura donc :

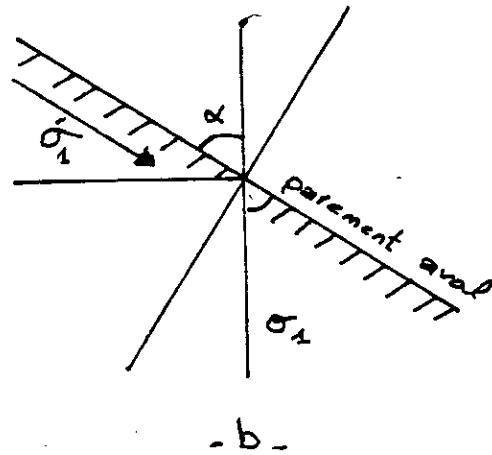
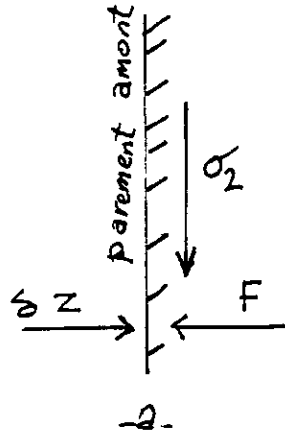
$$\begin{cases} N = \frac{(P+Q)}{2} + \frac{(P-Q)}{2} \cos 2\omega \\ T = \frac{(P-Q)}{2} \sin 2\omega \end{cases}$$

Connaissant les contraintes (N) sur les assises horizontales, nous allons calculé les contraintes P et Q suivant les parements

*Parement amont (voir fig.30.a)

L'angle $\omega=0$ donc on aura :

$$\begin{cases} \sigma_2 = \gamma \left(\Delta - \frac{\delta}{m^2} \right) \\ F = \delta \cdot z \end{cases}$$



COMPRESSIONS PRINCIPALES
SUIVANT LES PAREMENTS

Fig:30

Si la condition de Maurice Levy est satisfaite :

$\sigma_2 > F \Rightarrow \sigma_2$ est la contrainte la plus forte en M dans le cas contraire, c'est qui est la plus forte

*Parement aval (voir fig.30.b)

$$\omega = \alpha \begin{cases} \sigma_1 = \frac{\sigma'_1}{2} + \frac{\sigma'_1}{2} \cos 2\alpha = \sigma'_1 \cos^2 \alpha \\ F = 0 \end{cases}$$

d'où $\sigma_1 = \sigma'_1 \cos^2 \alpha \Rightarrow \sigma'_1 = \sigma_1 / \cos^2 \alpha$

$\sigma'_1 = \sigma_1(1 + \tan^2 \alpha)$ or $\tan \alpha = m$

donc $\sigma'_1 = \sigma_1(1 + m^2)$

Tableau des contraintes maximales n°53

Contraintes maximales	Réservoir	
	Vide	Plein
Aval	$\sigma'_1 = 0.0$	$\sigma'_1 = \delta Z(1 + m^2)/m^2 = Z(1 + m^2)/m^2$
Amont	$\sigma_2 = \Delta Z$	$\sigma_2 = Z\left(\Delta - \frac{\delta}{m^2}\right)$ si la condition de Maurice Levy est satisfaite
		$\sigma_2 = Z\delta$ si la condition de Maurice Levy est satisfaite

Si la condition de Maurice Levy est satisfaite à la limite, on aura un réservoir plein

$\sigma_2 > F$ d'où $\tau\left(\Delta - \frac{\delta}{m^2}\right) = \tau\delta$

Soit $m = \sqrt{\frac{\delta}{(\Delta - r\delta)}}$

Par suite, on remplace dans l'expression de σ'_1 (à réservoir plein)

$\sigma'_1 = \tau\delta\left(1 + \frac{1}{m^2}\right)$ d'où $\sigma'_1 = \tau\Delta$

D'où le tableau suivant dans ce cas :

Contraintes maximales	Réservoir	
	Vide	Plein
Aval	$\sigma'_1 = 0$	$\sigma'_1 = z\Delta$
Amont	$\sigma_2 = z\Delta$	$\sigma_2 = z\Delta$

Tableau n° 54

Remarque

1. Le taux de travail de la maçonnerie atteint son maximum à la base du barrage (z = hauteur du barrage), ce taux de travail est $z\Delta$ (maximal) quand la condition de Maurice Levy est satisfaite, c'est la valeur prise par en amont, à réservoir vide et par en aval à réservoir plein. pour notre barrage $z=33$ m.

$$\tau\Delta = 33 * 2400 = 79200 \text{ kg/m}^2 = 7.92 \text{ kg/cm}^2$$

2. Il faudrait s'assurer que le taux de travail maximal de maçonnerie ne dépasse pas la contrainte maximale permise par le matériau utilisé qui est caractérisé par son poids spécifique Δ (σ_0 exprimée en kg/cm^2).

DIFFICULTES D'APPLICATION
DE LA R.D.M

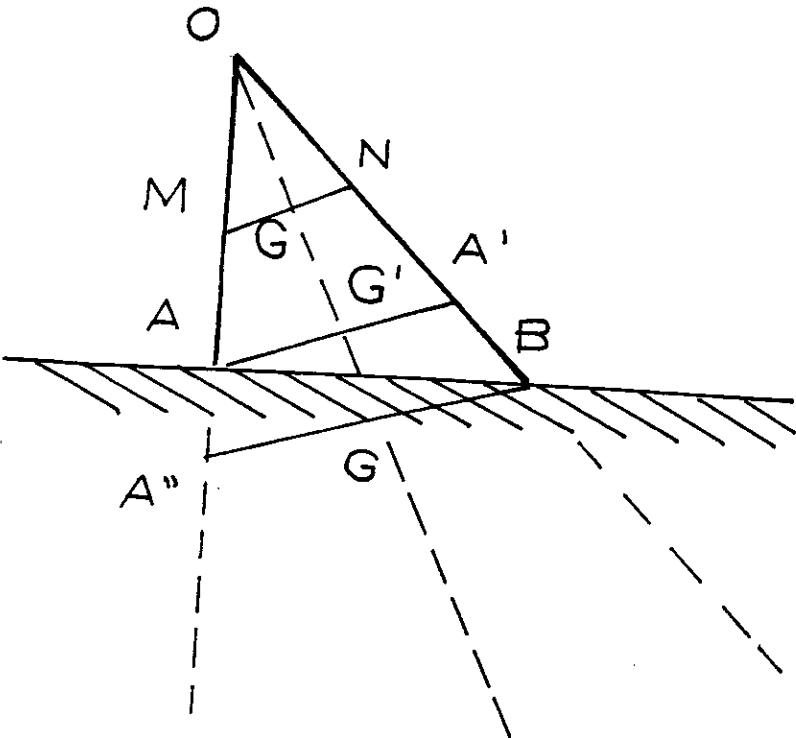


Fig. 3.1

V.8.7. Cisaillement sur une section horizontale

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule

$$T = \frac{(P - Q)}{2} \sin 2\omega$$

Sur le parement amont

$$\omega = 0 \text{ donc } T_2 = 0$$

Sur le parement aval

$$\omega = \alpha \text{ donc } T_1 = \frac{\sigma'_1 - 0}{2} \sin \alpha \cos \alpha = \sigma_1 (1 + m^2) \cos \alpha \sin \alpha$$

$$\text{d'où } T_1 = \frac{\tau \delta}{m^2} (1 + m^2) \sin \alpha \cos \alpha$$

$$\text{or } m = \operatorname{tg} \alpha \text{ donc } T_1 = \frac{\tau \delta}{\operatorname{tg} \alpha^2} (1 + \operatorname{tg} \alpha^2) \sin \alpha \cos \alpha$$

$$\text{Puisque } (1 + \operatorname{tg} \alpha^2) = \frac{1}{\cos^2 \alpha}$$

$$\text{d'où } T_1 = \frac{Z \delta}{\operatorname{tg} \alpha^2} \frac{1}{\cos^2 \alpha} \sin \alpha \cos \alpha$$

$$T_1 = \frac{\tau Z \delta}{\operatorname{tg} \alpha^2} \operatorname{tg} \alpha \quad \text{d'où } T_1 = \frac{Z \delta}{\operatorname{tg} \alpha}$$

et finalement

$$T_1 = \delta Z / m$$

Le cisaillement agissant sur la surface S de la section considérée (longueur $l = mZ$ et largeur unité) varie de zéro à l'amont pour atteindre $(\delta Z/m)$ à l'aval.

En supposant une variation linéaire de T, on pourra écrire que la résultante des forces de cisaillement est :

$$\frac{\delta Z m Z}{m} \frac{1}{2} = \delta Z^2 / 2 \text{ égale à la poussée Q (effort tranchant).}$$

V.9. Calcul en élasticité

On a utilisé dans ce qui a précédé, les règles de la résistance des matériaux pour calculer les contraintes de compression sur les sections horizontales du barrage.

Nous allons faire appel dans ce qui suit, à la théorie de l'élasticité qui nous permettra de déterminer les efforts élastique s'exerçant en chaque point du barrage dans n'importe quelle direction.

V.9.1. Méthode de Pigeaud

Considérons un massif triangulaire de sommet o (voir fig.32), un point p quelconque du barrage est défini par ses coordonnées cartésiennes (x, y) ou par ses coordonnées polaires (ρ, ω), $m = \text{tg}\beta$ est le fruit aval du barrage, $n = \text{tg}\alpha$ fruit amont autour du point p, on découpe un cube de dimensions unitaires et de côtés parallèles à ox et oz, les forces qui s'exercent sur ce cube de volume unitaire, sont :

* Sur ses faces opposées parallèles à oz :

- l'effort normal $\pm N_1$
- l'effort tangentiel $\pm T_3$

* Sur ses faces opposées parallèles à ox :

- l'effort normal $\pm N_2$
- l'effort tangentiel $\pm T_3$

V.9.2. Equations d'équilibre élastique

Les forces citées font équilibre à la résultante des forces du volume dont les composantes sont X et Z.

Les équations caractérisant cet équilibre élastique sont :

$$(1) \begin{cases} \frac{\partial N_1}{\partial x} + \frac{\partial T_3}{\partial z} = X \\ \frac{\partial T_3}{\partial x} + \frac{\partial N_2}{\partial z} = Z \end{cases}$$

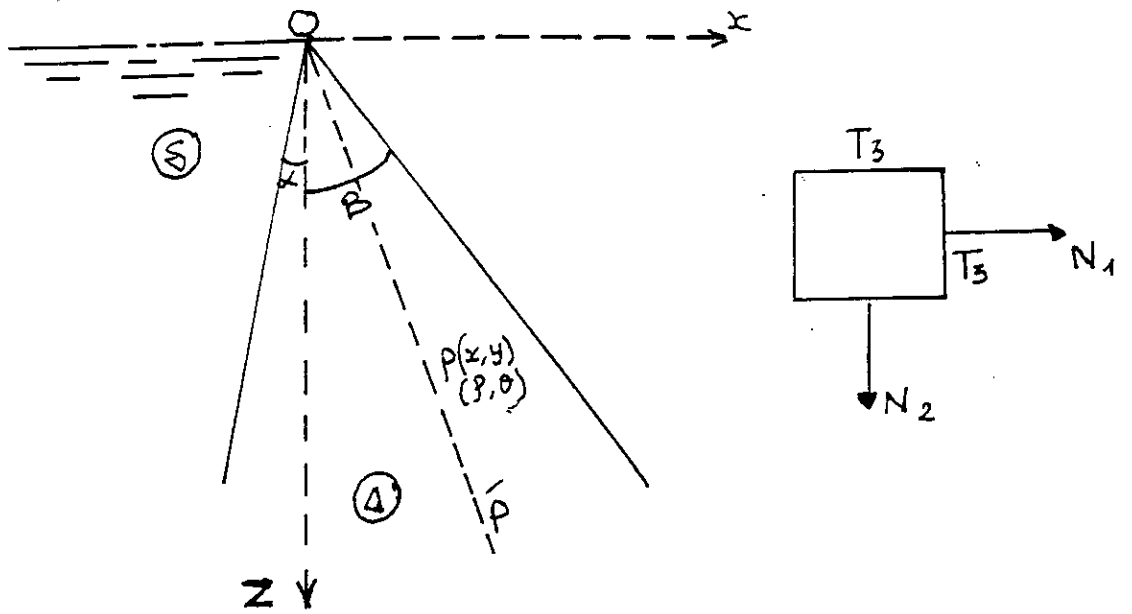
Dans le cas d'un barrage poids : $x=0$ et $z=\Delta$

On considère que le barrage est de composition homogène c'est à dire que son poids spécifique des maçonnerie est constant, ce qui nous amène à dire que les forces de volume dérivent d'un potentiel (Z, Δ).

On suppose que les déformations sont élastiques et suivent la loi de Hooke, par conséquent, on pourra dire que le laplacien de $(N_1+N_2) = u$ est nul,

$$\Delta u = \Delta(N_1+N_2) = 0$$

Soit
$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0$$



CALCUL EN ELASTICITE

Fig: 32

Avec cette équation et les deux équations d'équilibre, on pourra déterminer les efforts unitaires N_1 , N_2 , T_3 s'exerçant au point p, la résolution de ces équations peut être simplifiée en prenant compte de l'homothétie de centre o, qui existe entre les forces de surface d'une part, et les forces de volume d'autre part.

En effet

- Sur le parement amont règne la pression hydrostatique ($\delta\Delta$) proportionnelle à Z, donc à la distance séparant le point o du point p considéré.
- Sur le parement aval règne la pression atmosphérique considérée comme nulle : cas particulier de l'homothétie par rapport à o.
- Sur une assise horizontale quelconque du barrage, d'aire $z \operatorname{tg}\beta + z \operatorname{tg}\alpha = (m+n)z$, le poids de la maçonnerie est $\Delta(m+n) \frac{Z^2}{2}$

La pression unitaire qui se crée par l'action du poids est $\frac{\Delta Z}{2}$ (proportionnelle à Z).

Par conséquent, on aura une répartition homothétique des efforts élastiques suivant la même direction op faisant un angle ω avec oz, on en déduit que

$$U = N_1 + N_2 = \rho F(\omega)$$

$F(\omega)$: est une fonction de ω

$\Delta(u) = 0$, donc en coordonnées polaires $\begin{cases} x = \rho \cos\omega \\ y = \rho \sin\omega \end{cases}$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial u}{\partial \rho} + \frac{1}{\rho^2} \frac{\partial^2 u}{\partial \omega^2} = 0$$

En remplaçant U par $\rho F(\omega)$

$$\text{on aura : } F(\omega) + \frac{\partial^2 [F(\omega)]}{\partial \omega^2} = 0$$

une équation différentielle dont la solution générale est :

$$F(\omega) = A \sin\omega + B \cos\omega$$

A et B sont des constantes d'intégration

$$\text{or } U = \rho F(\omega) = A\rho \sin\omega + B\rho \cos\omega$$

$$\text{donc } U = AX + BZ$$

par suite :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial X^2} = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} = 0$$

En différentiant les équations générales, la première par rapport à x et la deuxième par rapport à z :

$$\frac{\partial^2 N_1}{\partial X^2} = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial^2 N_2}{\partial Z^2} = 0$$

et en soustrayant membre à membre, on aura :

$$\frac{\partial^2 N_1}{\partial X^2} - \frac{\partial^2 N_2}{\partial Z^2} = 0 \quad (2)$$

en tenant compte des identités suivantes :

$$2N_1 = (N_1 + N_2) + (N_1 - N_2) = U + (N_1 - N_2)$$

$$2N_2 = (N_1 + N_2) - (N_1 - N_2) = U - (N_1 - N_2)$$

$$(2) \text{ devient : } \frac{\partial^2 (N_1 - N_2)}{\partial X^2} - \frac{\partial^2 (N_1 - N_2)}{\partial Z^2} = 0$$

ce qui revient à dire que le laplacien de $(N_1 - N_2)$ est nul.

$$\Delta (N_1 - N_2) = 0$$

En raison de l'homothétie de centre o , qui existe dans le barrage, nous pourrions écrire que :

$$U_1 = N_1 - N_2 = \rho F_1(\omega)$$

de la même manière on aura :

$$U_1 = \rho F_1(\omega) = A_1 X + B_2 Z$$

on en déduit que N_1 et N_2 sont des fonctions linéaires de x et z .

Maintenant, reprenons les équations générales et différencions la première par rapport à z et la seconde par rapport à x :

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 T_3}{\partial z^2} &= 0 \\ \frac{\partial^2 T_3}{\partial x^2} &= 0 \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial^2 T_3}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 T_3}{\partial x^2} = 0$$

On en déduit que le laplacien de T est nul

En suivant le même raisonnement, on montre que T est une fonction linéaire de x et de z , ce qui fait que :

$$\begin{cases} N_1 = a_1 X + b_1 Z \\ N_2 = a_2 X + b_2 Z \\ T_3 = cX + dZ \end{cases}$$

Les coefficients a_1 , a_2 , b_1 , b_2 , c et d sont des constantes dépendant des conditions aux limites, ce qui veut dire les pressions sur les parements amont et aval.

dans les équations générales N_1 , N_2 , T_3 par leurs valeurs

$$\frac{\partial N_1}{\partial x} + \frac{\partial T_3}{\partial z} = 0$$

$$\frac{\partial T_3}{\partial x} + \frac{\partial N_2}{\partial z} = \Delta$$

$$\begin{cases} a_1 + d = 0 \\ c + b_2 = \Delta \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} d = -a_1 \\ c = \Delta - b_2 \end{cases}$$

Il nous reste maintenant à déterminer les coefficients a_1 , a_2 , b_1 , b_2 par les conditions aux limites.

V.9.3. Calcul des contraintes en un point du barrage

Nous savons que les contraintes N_1 , N_2 , T_3 en un point p du barrage valent :

$$N_1 = a_1 x + b_1 z$$

$$N_2 = a_2 x + b_2 z$$

$$T_3 = (\Delta - b_2)x - a_1 z$$

Examinons les conditions aux limites :

1. Réservoir plein :

Sur le parement amont de fruit n (voir fig.33.a) considérons un point de coordonnées $x = -nz$ et z .

Les composantes de la poussée Q qui s'exerce sur le parement sont :

$$X = Z\delta \cos\alpha$$

$$Z = Z\delta \sin\alpha$$

La condition d'équilibre élastique s'écrit (équilibre du tétraèdre élémentaire)

$$X = N_1 \cos\alpha + T_3 \sin\alpha = Z\delta \cos\alpha$$

$$Z = T_3 \cos\alpha + N_2 \sin\alpha = Z\delta \sin\alpha$$

ce qui donne ($\tan\alpha = n$)

$$\begin{cases} N_1 + T_3 n = \delta Z \\ T_3 + N_2 n = \delta Z n \end{cases}$$

b. Sur le parement aval (voir fig.33.b), au point de coordonnées $(+mz$ et $z)$, la poussée Q est nulle, par suite $x=0$ et $t=0$

CONTRAINTES EN UN POINT
DU BARRAGE

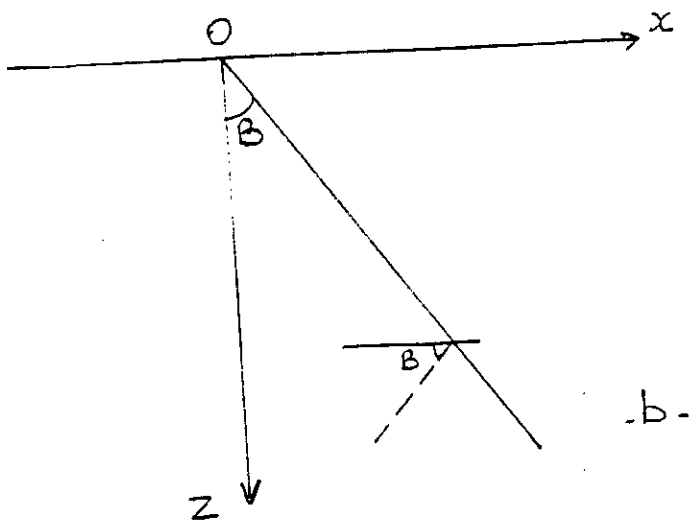
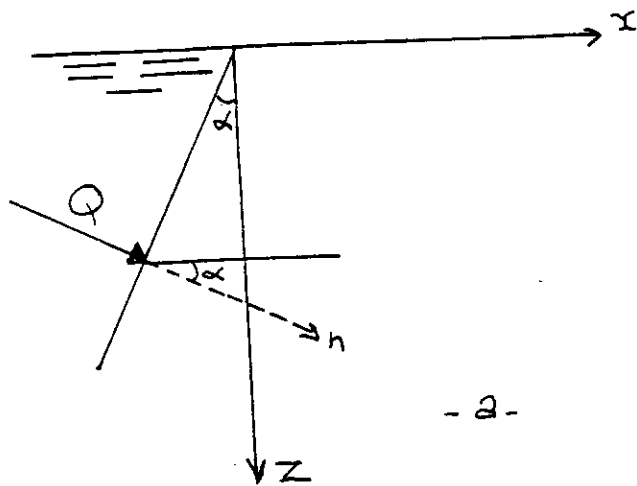


Fig:33

La condition d'équilibre s'écrit :

$$-N_1 \cos \beta + T_3 \sin \beta = 0$$

$$-T_3 \cos \beta + N_2 \sin \beta = 0$$

d'où ($\operatorname{tg} \beta = m$)

$$+N_1 - T_3 m = 0$$

$$T_3 - N_2 m = 0$$

On aura donc quatre équations qui nous permettront de calculer : a_1 , a_2 , b_1 , b_2 en y remplaçant N_1 , N_2 , T_3 par leurs expressions et on aura, après simplifications et réductions :

$$a_1 = \Delta mn \frac{(m-n)}{(m-n)^2} + \frac{\delta mn}{(m+n)^3} (mn - m^2 - 2)$$

$$b_1 = \frac{2\Delta m^2 n^2}{(n+m)^2} - \frac{\delta m^2 (2mn^2 - 3n - m)}{(m+n)^3}$$

$$a_2 = -\frac{\Delta(m-n)}{(m+n)^2} - \frac{\delta(n^2 + 3mn - 2)}{(n+m)^3}$$

$$b_2 = -\frac{\Delta(m^2 + n^2)}{(m+n)^2} - \frac{\delta(m-n-2m^2n)}{(n+m)^3}$$

Si le réservoir est vide $\Rightarrow \delta = 0$

d'où

$$\begin{cases} a_1 = \Delta mn \frac{(m-n)}{(m+n)^2} \\ b_1 = \frac{2\Delta m^2 n^2}{(m+n)^2} \\ a_2 = -\Delta \frac{(m-n)}{(m+n)^2} \\ b_2 = \Delta \frac{(n^2 + m^2)}{(n+m)^2} \end{cases}$$

En définitive, connaissant les valeurs des fruits m et n du barrage, on peut calculer les coefficients a_1 , b_1 , a_2 , b_2 et par suite les valeurs des contraintes N_1 , N_2 , T_3 , en n'importe quel point p du barrage.

• **Variation des efforts élastiques autour du point p**

N_1 et T_3 sont les composantes suivant l'axe des x des efforts élastiques, qui s'exerçant sur un élément plan horizontal, parallèle à ox .

De même N_2 et T_3 sont les composantes suivant l'axe des Z des efforts élastiques s'exerçant sur un élément plan vertical, parallèle à oz , les deux plans (vertical et horizontal) passent par le point p .

Prenons maintenant, autour du point p , un élément plan de direction quelconque et dont la normale fait un angle α avec ox (α définit l'orientation de la normale à l'élément plan considéré dont l'orientation est caractérisé par $(\alpha - \frac{\Pi}{2})$).

Il y aura une contrainte unitaire f dont les composantes seront, soit x, z suivant ox et oz ou N suivant la normale à l'élément plan considéré et T suivant la direction de l'élément plan.

D'après l'équilibre du tétraèdre élémentaire :

Les composantes suivant ox et oz :

$$\begin{cases} X = N_1 \cos \alpha + T_3 \sin \alpha \\ Z = T_3 \cos \alpha + N_2 \sin \alpha \end{cases}$$

et aussi

$$\begin{cases} N = +X \cos \alpha + Z \sin \alpha & \text{suivant la normale à l'élément plan.} \\ T = -X \sin \alpha + Z \cos \alpha & \text{suivant sa propre direction} \end{cases}$$

tout calcul fait, on pourra écrire que

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2} + \frac{N_1 - N_2}{2} \cos(2\alpha) + T_3 \sin(2\alpha)$$

$$T = \frac{N_2 - N_1}{2} \sin(2\alpha) + T_3 \cos(2\alpha)$$

Nous avons vu précédemment comment calculer N_1 , N_2 , et T_3 en fonction des fruits m et n , par suite N et T peuvent s'exprimer également en fonction de m et n et l'angle α .

V.9.4. Contraintes principales

Nous allons chercher l'angle pour lequel l'effort N est maximal ou minimal, cela revient à chercher les contraintes principales et les directions principales ;

pour cela, faisant : $\frac{\partial N}{\partial \alpha} = 0$

d'où

$$\frac{(N_1 - N_2)}{2} (-2 \sin 2\alpha) + 2T_3 \cos(2\alpha) = 0$$

$$\Rightarrow \operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2T_3}{N_1 - N_2}$$

Cette condition revient à écrire que $T=0$, donc que l'effort élastique F est normal à l'élément plan sur lequel il s'exerce

Donc :
$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2T_3}{N_1 - N_2}$$

lui correspondent deux valeurs particulières : β et $\left(\beta + \frac{\Pi}{2}\right)$ c'est à dire deux éléments plans rectangulaires entre eux, leurs directions s'appellent directions principales ; les efforts élastiques s'exerçant sur les deux éléments perpendiculaire, sont appelés contraintes principales, et on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = \frac{N_1 + N_2}{2} + \frac{N_1 - N_2}{2} \cos(2\beta) + T_3 \sin(2\beta) \\ \text{avec} \quad \operatorname{tg} 2\beta = \frac{2T_3}{N_1 - N_2} \end{array} \right.$$

En exprimant $\cos 2\beta$ et $\sin 2\beta$ à partir de $\operatorname{tg} 2\alpha$ les contraintes principales s'écrivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = \frac{N_1 + N_2}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T_3^2} \\ B = \frac{N_1 + N_2}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T_3^2} \end{array} \right.$$

On voit bien que A et B s'expriment en fonction de N_1 , N_2 et T_3 donc de m et n .

Remarque

Les contraintes N et T , s'exerçant sur un élément plan quelconque dont la normale fait un angle φ avec l'une des directions principales, peuvent s'exprimer en fonction des contraintes principales A et B , et on aura comme on a vu un effort unitaire f dont les composantes suivant ox et oz sont :

$$\vec{f} \left\{ \begin{array}{l} X = A \cos \varphi \\ Y = A \sin \varphi \end{array} \right.$$

et aussi

$$\vec{f} = \left\{ \begin{array}{l} N = \frac{A+B}{2} + \frac{A-B}{2} \cos(2\varphi) \\ T = \frac{A-B}{2} \sin(2\varphi) \end{array} \right.$$

V.9.5. Cisaillement effectif maximum

On a vu que la composante tangentielle T , de l'effort élastique s'exerçant sur un élément plan dont la normale fait un angle avec ox est :

$$T = \frac{N_2 - N_1}{2} \sin 2\alpha + T_3 \cos(2\alpha)$$

Cherchons pour que T soit maximum : $\Rightarrow \frac{\partial T}{\partial \alpha} = 0$

$$\text{soit } (N_2 - N_1) \cos 2\alpha - 2T_3 \sin(2\alpha) = 0$$

$$\text{d'où } \operatorname{tg} 2\alpha = \frac{(N_2 - N_1)}{2T_3}$$

donc la valeur de α pour laquelle T est maximal est $\alpha = \gamma$

$$\text{tel que : } \operatorname{tg} 2\gamma = \frac{(N_2 - N_1)}{2T_3} \quad \text{or } \operatorname{tg} 2\beta = \frac{2T_3}{N_1 - N_2}$$

d'où

$$\operatorname{tg} 2\gamma = \frac{1}{\operatorname{tg} 2\beta}$$

on voit bien que $2\gamma = 2\beta \pm \frac{\pi}{2}$ soit $\gamma = \beta \pm \frac{\pi}{4}$ les directions de cisaillement maximum T_m sont les bissectrices des directions principales, la valeur de T_m est donnée par :

$$T_m = -\frac{A - B}{2} \sin 2\omega \quad \text{avec } \omega = \pm \frac{\pi}{4}$$

d'où

$$|T_m| = \frac{A - B}{2} = \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T_3^2}$$

Mais en fait, il existe des efforts qui font équilibre au cisaillement T :

* La force de frottement N , $\operatorname{tg} \varphi$ ou N : contrainte normale

et φ : angle de frottement sur maçonnerie.

* La cohésion propre du matériau limite c

la condition de coulomb s'écrit :

$$|T| - |N| \operatorname{tg} \varphi < c$$

La quantité $|T| - |N| \operatorname{tg} \varphi$ est appelée cisaillement effectif

$$\tau = |T| - |N| \operatorname{tg} \varphi$$

$$\tau = \frac{A-B}{2} \sin 2\omega - \frac{A+B}{2} \cos 2\omega \operatorname{tg} \varphi - \frac{A-B}{2} \operatorname{tg} \varphi$$

$$\tau = \frac{A-B}{2} [\sin(2\omega) \cos 2\omega - \cos 2\omega] / \cos \varphi - \frac{A+B}{2} \operatorname{tg} \varphi$$

d'où

$$\tau = \frac{A-B}{2 \cos \varphi} \sin[2\omega - \varphi] - \frac{A+B}{2} \operatorname{tg} \varphi$$

cherchons l'angle ω pour lequel τ est maximum, faisons alors $\frac{\partial \tau}{\partial \omega} = 0$.

Donc
$$\frac{A-B}{2 \cos \varphi} 2 \cos(2\omega - \varphi) = 0$$

d'où
$$\cos(2\omega - \varphi) = 0 \Rightarrow 2\omega = \varphi + \Pi / 2 \Rightarrow \omega = \pm(\varphi/2 + \Pi / 4).$$

Donc le cisaillement effectif est maximal sur un élément plan dont la normale fait un angle $\pm(\Pi/4 + \varphi/2)$ avec la direction de la composante maximale.

τ_m (le cisaillement effectif maximum) doit rester inférieur à c (conditions de coulomb), on prendra le taux de contrainte limite admissible au cisaillement effectif (pour c) égal au quart du taux admissible à la compression.

En remplaçant ω trouvé pour un cisaillement effectif maximal, on aura :

$$\tau_m = \frac{1}{2 \cos \varphi} [(A-B) - (A+B) \sin \varphi]$$

Remarque

On peut aussi exprimer le cisaillement effectif en fonction de N_1 , N_2 et T_3

V.9.6. Contraintes sur les parements

V.9.6.a. Parement amont / retenue pleine

La condition d'équilibre nous avait amené précédemment à établir que ces équations

$$\begin{cases} N_1 + T_3 n = Z \delta \\ T_3 + N_2 n = Z \delta n \end{cases}$$

concernant un point M de coordonnées ($x=-nz$ et z) pris sur le parement amont (n étant le fruit amont du barrage), remarquons que N_1 et T_3 peuvent s'exprimer en fonction de N_2 , en effet :

D'après 2 on a :

$$T_3 = Zn\delta - N_2 n$$

donc : $T_3 = (\delta Z - N_2)n$

En reportant dans (1) on aura :

$$N_1 + (Z\delta - N_2)n^2$$

d'où $N_1 = Z\delta + (N_2 - Z\delta)n^2 = Z\delta$

$$N_2 = a_2 x + b_2 Z = (-a_2 n + b_2)Z$$

En remplaçant a_2 et b_2 par leurs valeurs, on aura :

$$N_2 = \frac{Z}{(m+n)^2} [m(m+n)\Delta - (1 - 2mn - n)\delta]$$

Si le barrage est à parement vertical donc $n=0$, on aura : $\left(\Delta - \frac{\delta}{m^2}\right)Z$.

Ce qui se confond avec l'expression de σ_2 trouvée en employant les méthodes de la résistance des matériaux.

En plus des résultats $N_2 = \sigma_2$, la théorie de l'élasticité nous permet de déterminer la compression maximale A s'exerçant en un point p du parement.

NB : $N_2 = \sigma_2$ est la contrainte de compression unitaire s'exerçant verticalement en bordure du parement, sur une assise horizontale de côte Z .

Sur le parement amont règne la pression hydrostatique δZ , elle s'exerce normalement au parement, sur un élément plan qui passe par le point p , c'est la seule contrainte agissant suivant cette direction donc c'est une contrainte principale et sa direction est principale.

Désignons par σ' l'autre compression principale que nous allons calculer en utilisant les équations donnant les contraintes A et B donc σ et σ' .

En reportant N_1 et T_3 en fonction de N_2 dans A et B , on aura :

$$\sigma = \frac{N_1 + N_2}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T_3^2} \quad (1)$$

$$\sigma' = \frac{N_1 + N_2}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T_3^2} \quad (2)$$

de (1) on aura :

$$\sigma = \frac{Z\delta + (N_2 - Z\delta)n^2 + N_2}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{Z\delta + (N_2 - \delta Z)(n^2 - N_2)^2 + 4(Z - N_2)n^2}$$

$$\text{Soit } c = \frac{Z + (N_2 - Z\delta)n^2 + N_2}{2}$$

donc

$$\sigma = c + \frac{1}{2} \sqrt{\left((Z\delta - N_2) - (Z\delta - N_2)n^2 \right)^2 + 4(Z\delta - N_2)^2 n^2}$$

$$\sigma = c + \frac{1}{2} \sqrt{(Z\delta - N_2)^2 + \left[(Z\delta - N_2)n^2 \right]^2 + 2(Z\delta - N_2)^2 n^2}$$

$$\text{Soit la quantité } D = \frac{1}{2} \sqrt{(Z\delta - N_2)^2 + \left[(Z\delta - N_2)n^2 \right]^2 + 2(Z\delta - N_2)^2 n^2}$$

$$D = \frac{1}{2} \sqrt{(Z\delta - N_2) + \left[(Z\delta - N_2)n^2 \right]^2} = \frac{\left((Z\delta - N_2) + (Z\delta - N_2)n^2 \right)}{2}$$

$$\sigma = c + D$$

et donc $\sigma = 2Z\delta/2 = Z\delta$ (pression hydrostatique) et $\sigma' = c - D$ donc $\sigma' = N_1 + (N_2 - \delta Z)n$.

σ et σ' représentant les compressions principales donc A et B on va voir dans ce qui suit laquelle des deux est maximale, selon une discussion que se portera sur l'expression de σ' , on aura donc :

1. Si $N_2 > Z\delta$ (inégalité satisfaisant la condition de Maurice Levy on aura $\sigma < N_2 < \sigma'$.

Par suite, la compression maximale sera σ' qui s'identifiera à A et la compression minimale sera σ qui s'identifiera à B (voir fig.34.a).

les directions des contraintes seront :

pour B : normale au parement

pour A : perpendiculaire à B et dirigée suivant le parement.

1. Si $N_2 < \delta Z$ ici la condition de Maurice Levy n'est pas satisfaite et dans ce cas, on aura $\sigma' < N_2 < \sigma$ par suite, la compression σ sera maximale et s'identifiera à A et σ' sera minimale et s'identifiera à B (voir fig.34.b).

A est dirigée normalement au parement.

B est perpendiculaire à A et s'exerce suivant le parement.

Remarque

Il suffit de mettre $n=0$ pour un parement amant vertical et on aura :

$$N_2 = \left(\Delta - \frac{\delta}{m^2} \right) Z \quad \text{et} \quad \sigma = Z\delta \quad \text{ce qui donne :}$$

$$\begin{cases} \sigma' = N_2 \\ \sigma = Z\delta \end{cases}$$

la contrainte maximale sera N_2 au σ selon le cas

V.9.6.b. Parement amont / retenue vide

On aura à faire $\delta=0$ dans les expressions qui donnent N_1, N_2, T_3 on obtient :

$$N_1 = n^2 N_2$$

$$N_2 = \frac{zm\Delta}{(m+n)}$$

$$T_3 = -n N_2$$

Lorsque le réservoir est vide, la pression hydrostatique est nulle $\sigma = 0$, par conséquent

$$\sigma' = N_2 + n(N_2 - 0)$$

d'où

$$\sigma' = N_2 + n^2 N_2 = N_2 (1 + n^2)$$

σ' s'identifie à A et constitue une compression maximale orientée suivant le parement, calculons le cisaillement effectif maximum τ_m

on sait que

$$\tau_m = \frac{1}{2 \cos \varphi} [(A - B) - (A + B) \sin \varphi]$$

$$\beta = 0 \text{ donc } \tau_m = \frac{A(1 - \sin \varphi)}{2 \cos \varphi}$$

d'où

$$\tau_m = \frac{N_2 (1 + n^2) (1 - \sin \varphi)}{2 \cos \varphi}$$

NB : si on fait $n=0$ (parement amont vertical) on retrouve les résultats obtenus par les calculs de la résistance des matériaux.

V.9.6.c. Parement aval/ retenue pleine

Sur le parement aval règne la pression atmosphérique négligeable donc nulle, il n'existe pas d'autres efforts s'exerçant suivant cette direction, donc c'est une direction principale, cette compression principale est minimale et par suite s'identifie à B.

Sur un point du parement aval de coordonnées ($x=mz$ et z) les contraintes N_1, N_2, T_3 seront :

$$m = \text{tg} \beta \text{ donc } : N_1 - T_3 m = 0$$

$$T_3 - N_2 m = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_1 = m^2 N_2 \\ T_3 = m N_2 \end{cases}$$

$$N_2 = Z \frac{[n(m+n)\Delta + (1-mn)\delta]}{(m+n)^2}$$

La contrainte de compression maximale σ' est donc s'écrit :

$$\sigma' = N_2 + m^2 N_2$$

$$\text{d'où } \sigma' = (1+m^2)N_2$$

elle s'exerce sur un élément perpendiculaire au parement (voir fig.)

Dans le cas d'un barrage à parement amont vertical ($n=0$) on aura : $N_2 = \frac{Z\delta}{m^2}$

résultats déjà trouvé avec les méthodes de calcul de la résistance des matériaux effectuées pour le calcul de la contrainte de compression sur le parement aval (σ_1) dans ce cas $N_2 = \sigma_1$

On peut calculer le cisaillement effectif sachant que $B=0$ et on aura :

$$\tau_m = \frac{(1+m^2)(1-\sin\varphi)N_2}{2\cos\varphi}$$

V.9.6.d. Parement aval / retenue vide

Il suffit de reprendre le calcul précédent en faisant $\delta=0$

V.9.7. Conditions de stabilité

Les conditions de stabilité sont telles que les contraintes principales restent tout le temps positives (élimination des efforts de traction) et inférieures au taux de travail limite (c) adopté dans le projet.

V.9.7.a. Parement amont / réservoir plein

$\sigma = \delta Z$ étant positive, nous allons porter notre discussion sur

$$\sigma' = N_2 + n^2(N_2 - z\delta)$$

Donc la condition de non extension est telle que :

$$\sigma' \geq 0 \quad \text{soit } N_2 + n^2(N_2 - Z\delta) \geq 0$$

or

$$N_2 = Z \frac{[n(m+n)\Delta + (1-2mn-n^2)\delta]}{(m+n)^2}$$

En remplaçant dans l'expression de , on aura

$$Z \left[\frac{\Delta m(1+n^2)}{(m+n)} - \frac{\delta(1-mn)^2}{(m+n)^2} \right] \geq 0$$

donc
$$\Delta m(m+n)(1+n^2) - \delta (1-mn)^2 \geq 0$$

Si on est dans le cas d'un barrage à parement amont vertical ($n=0$) on aura :

$$\Delta m^2 - \delta \geq 0$$

d'où
$$m \geq \sqrt{\frac{\delta}{\Delta}}$$

résultat déjà trouvé dans le calcul par la résistance des matériaux

Condition de Maurice Levy

Il faut que σ' soit supérieure à la pression hydrostatique (δz) ce qui implique que N_2 doit être supérieure à δz en effet :

$$\Rightarrow \sigma' \geq \delta z \quad \text{d'où} \quad N_2 + n^2 (N_2 - z\delta) \geq \delta z$$

donc

$$N_2(1+n^2) \geq \delta z(1+n^2)$$

$$\Rightarrow N_2 \geq \delta z$$

on aura après calcul : $\Delta m(m+n) - \delta(1+m^2) \geq 0$

Si $n=0$ (parement amont vertical), on aura :

$$\Delta m^2 - \delta m^2 - \delta \geq 0 \quad \text{d'où} \quad m^2 (\Delta - \delta) \geq \delta$$

Soit
$$m \geq \sqrt{\frac{\delta}{(\Delta - \delta)}}$$

résultat déjà trouvé par le R.D.M

V.9.7.b. Parement amont / réservoir vide

$$\sigma = \delta z = 0 \quad \text{et} \quad \sigma' = (1+n^2)N_2 \quad (\sigma' = A)$$

avec
$$N_2 = Zm\Delta / (m+n)$$

d'où
$$\sigma' = \Delta m (1+n^2)Z / (m+n) : \text{ doit être inférieur à } c$$

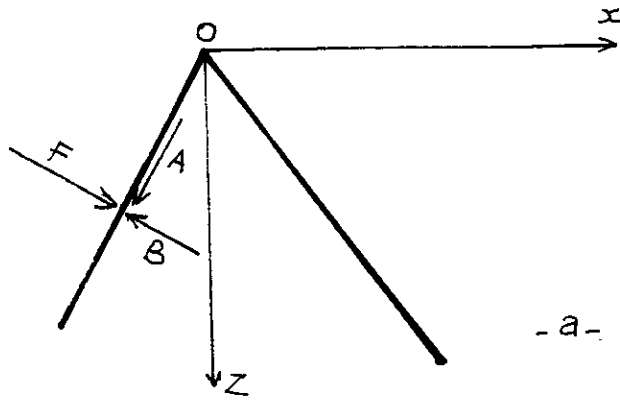
V.9.7.c. Parement aval / réservoir plein

La contrainte de compression maximale $\sigma' = A$ s'écrit :

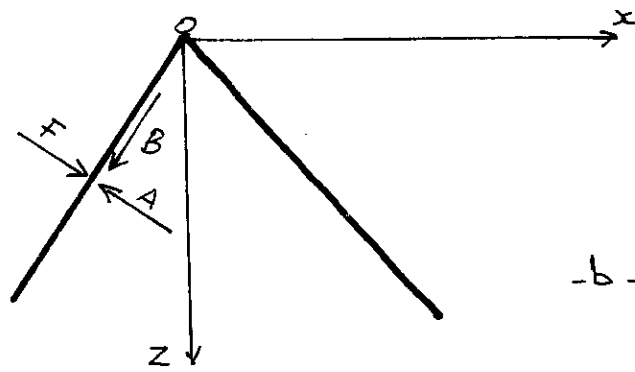
$$\sigma' = (1+m^2) N_2 \quad \text{avec} \quad N_2 = Z [n(m+n)\Delta + (1-m-n)\delta] / (m+n)^2$$

d'où

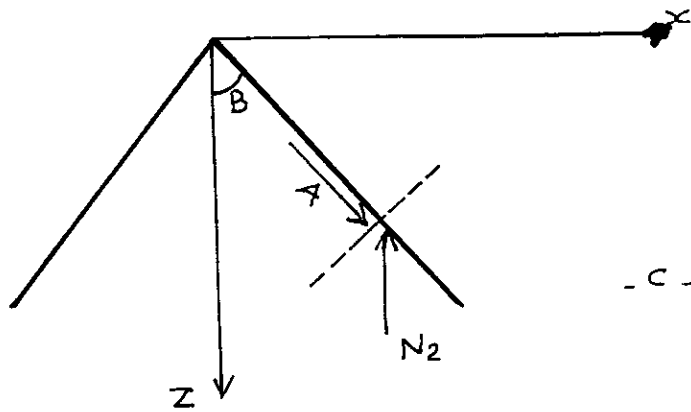
$$\sigma' = z(1+m^2) \left[\frac{\Delta n}{(m+n)} + \frac{(1-m-n)}{(m+n)^2} \right]$$



- a -



- b -



- c -

CONTRAINTES SUR LES PAREMENTS

Fig. 34

V.9.7.d. Parement aval / réservoir vide

$$N_2 = Z\Delta n / (m+n).$$

La compression maximale $\sigma' = \Delta = (1+m^2)N_2$

d'où :
$$\sigma' = (1+m^2)ZN_2\Delta n / (m+n)$$

Cette quantité est supérieure à zéro, donc la condition de non extension est vérifiée par ailleurs σ' doit demeurer inférieure à c

un cas particulier est $n=0 \Rightarrow \sigma'=0$ résultat trouvé par la R.D.M.

V.9.8. Lignes caractéristiques**V.9.8.a. Courbes d'égale compression maximale**

Reprenons l'équation donnant la contrainte maximale

$$A = \frac{(N_1 + N_2)}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T_3^2}$$

Afin de connaître la répartition des contraintes maximales dans le corps du barrage, on dresse des courbes d'égale compression maximale, pour cela, construisons une courbe $A = \text{constante}$, c'est à dire que pour une même valeur de A , on aura une courbe reliant les points d'égale compression, une fois qu'on a une courbe, les autres se déduisent par homothétie l'une de l'autre par rapport au sommet 0.

Les courbes déduites sont des branches hyperboliques (voir fig.35), elles nous informent sur les parties où on doit surdoser le béton et nous permettent d'établir les différentes lignes de séparation, la contrainte maximale A doit rester inférieure au taux de travail limite par la maçonnerie.

V.9.8.b. Courbe d'égale cisaillement effectif maximal

On peut également tracer les courbes d'égale cisaillement effectif en faisant

$$\tau_m = \text{constante}$$

donc
$$\tau_m = \frac{1}{2c \cos \varphi} [(A - B) - (A + B) \sin \varphi] = \text{constante}$$

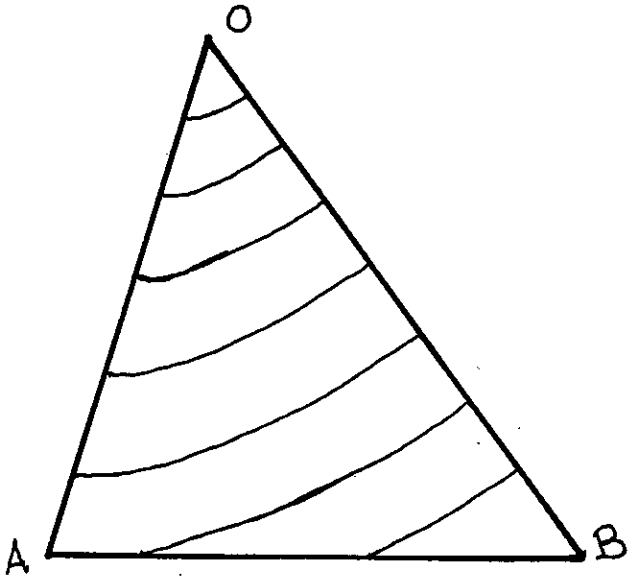
De la même manière que nous avons procédé précédemment

V.9.8.c. Lignes isostatiques

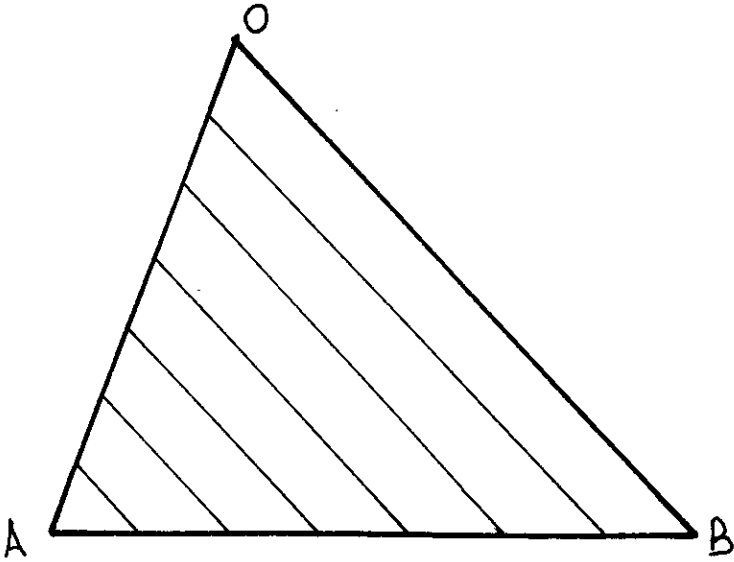
Les lignes isostatiques sont les lignes tangentes aux tensions principales en chaque point du barrage.

Les lignes tangentes aux compressions maximales s'appellent isostatique de première espèce.

COURBES D'EGALE COMPRESSION
MAXIMALE



BARRAGE PLEIN



BARRAGE VIDE

Fig: 35

Les lignes tangentes aux compressions minimales s'appellent isostatiques de deuxième espèce.

La tangente d'une isostatique en un point fait un angle avec ox tel que

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{2T_3}{N_1 - N_2} \quad \text{or} \quad \operatorname{tg} 2\beta = \frac{2\operatorname{tg}\beta}{1 - \operatorname{tg}^2\beta}$$

d'où $T_3 \operatorname{tg}^2\beta - (N_2 - N_1) \operatorname{tg}\beta - T_3 = 0$

or $\operatorname{tg}\beta = \frac{dZ}{dx}$ donc $T_3 = \left(\frac{dZ}{dx}\right)^2 - (N_2 - N_1) \frac{dZ}{dx} - T_3 = 0$

Les solutions de cette équation différentielle sont des courbes orthogonales (isostatiques de première et de deuxième espèce). Prenons les contraintes élastiques s'exerçant sur les parements amont et aval selon (7-6), on aura :

V.9.8.c.i. A réservoir plein

* Condition de Maurice Levy est satisfaite :

Le parement amont constitue une isostatique de première espèce, de même que le parement aval, les isostatiques de deuxième espèce sont perpendiculaire (voir fig.36.a).

* Condition de Maurice Levy non satisfaite :

les isostatiques de première espèce sont perpendiculaire au parement amont, le parement aval constituant toujours une isostatique de première espèce.

Les isostatiques de deuxième espèce partent suivant le parement amont pour couper perpendiculairement le parement aval (voir fig.36.b)

V.9.8.c.ii. A réservoir vide

Le parement amont et le parement aval sont des isostatiques de première espèce, les isostatiques de deuxième espèce les coupent selon un plan perpendiculaire (voir fig.36.c), les isostatiques représentent les trajectoires des contraintes principales, elles nous renseignent sur la façon dont la maçonnerie travaille.

Deux isostatiques voisines de première espèce délimitent des sortes de voûtes transmettant dans le corps du barrage, les compressions exercées par l'eau sur le parement amont.

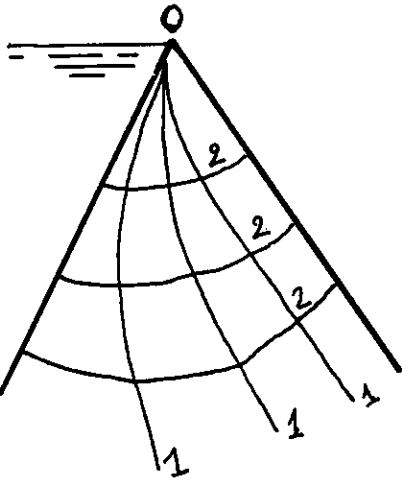
Les surfaces de reprise du béton devront être orientées suivant les isostatiques.

V.9.8.d. Lignes isoclines

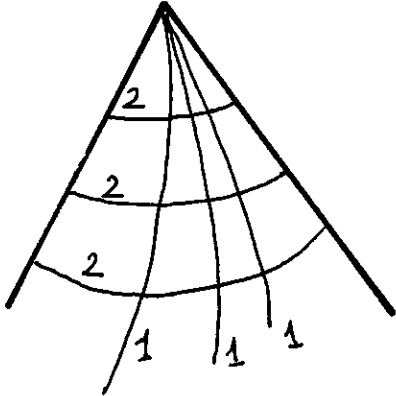
Ce sont les lignes lieux géométriques des points de profil où les isostatiques ont la même direction (voir fig.37), leur tracé permet de tracer les isostatiques et de calculer en tout point les contraintes principales.

V.9.8.e. Lignes de glissement effectif

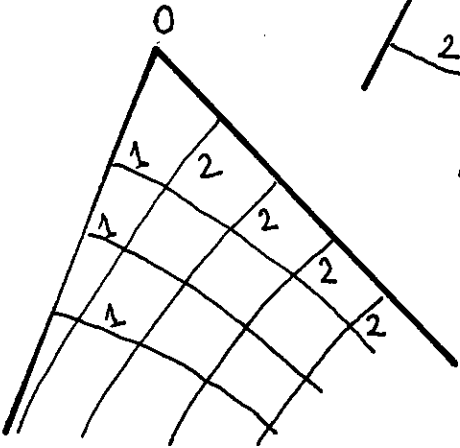
RESEAUX DE LIGNES ISOSTATIQUES



-a-



-c-



-b-

- a- RESERVOIR PLEIN (Condition de M.LEVY Satisfait)
- b- RESERVOIR PLEIN (Condition de M.LEVY non Satisfait)
- c- RESERVOIR VIDE

Fig:36

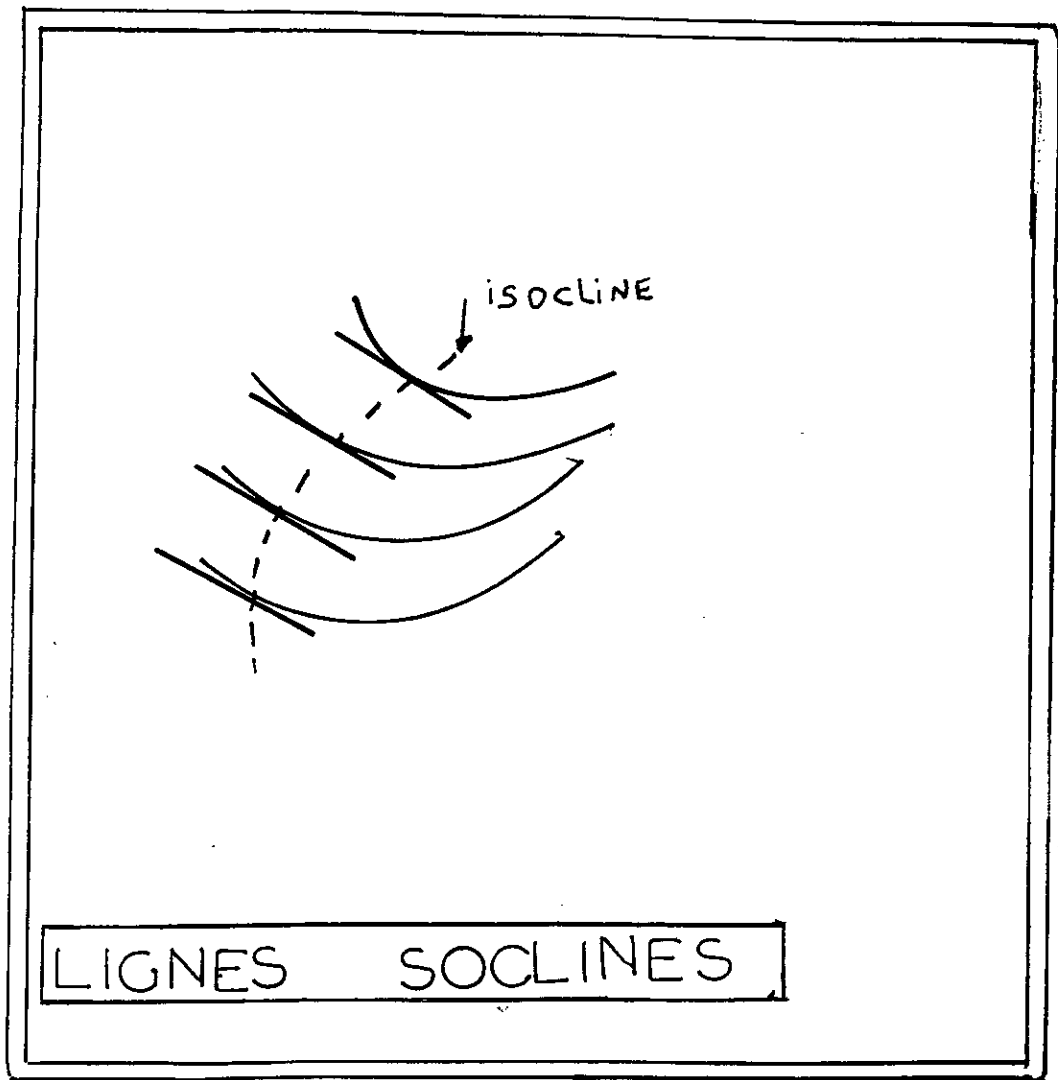


Fig: 37

Ce sont des courbes le long desquelles le cisaillement effectif est maximal, elles admettent en chaque point une tangente qui la direction de l'élément plan sur lequel s'exerce ce cisaillement.

Ces courbes sont isogonales avec les isostatiques de première espèce, c'est à dire qu'elles les coupent sous un angle constant (voir fig.38.a)

Il y a deux catégories de courbes de glissement :

- Une ligne presque verticale qui coupe le sol de fondation et qui est dangereuse dans le cas de tassement des fondations (voir fig.38.b).
- Une autre ligne que ne coupe pas le sol de fondation et qui représente le cas le plus défavorable, on évitera les reprises de bétonnage le long de ces courbes de même que l'implantation des conduites (voir fig.38.c).

Les lignes d'influence

$$\text{On a } \begin{cases} N_1 = a_1x + b_1z \\ N_2 = a_2x + b_2z \\ T_3 = cx + dz \end{cases}$$

On prend $n=0$ et $m=0.8$ (parement amont vertical) on trouve les coefficients a_1 , b_1 , a_2 , b_2 , c , d .

$$\text{D'où } \begin{cases} N_1 = 1000z \\ N_2 = 906.25x + 837.5z \\ T_3 = 1562.5x \end{cases}$$

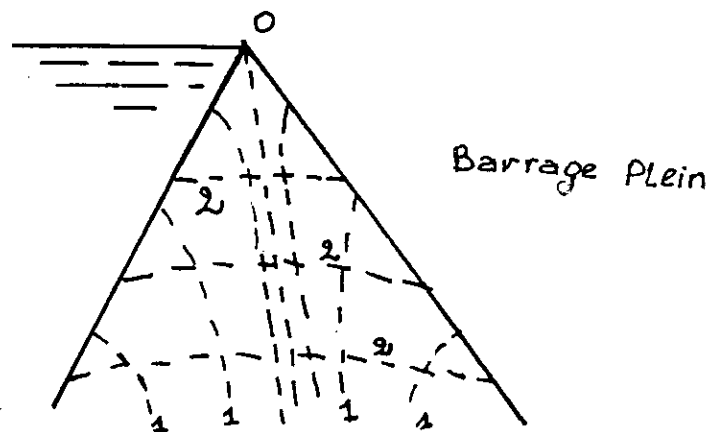
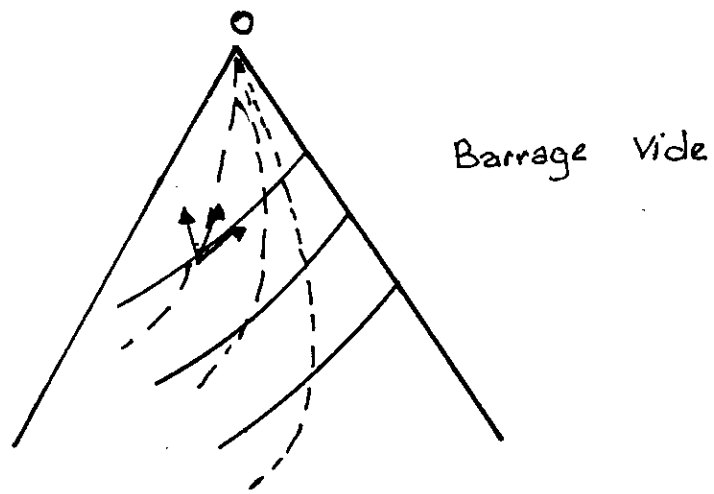
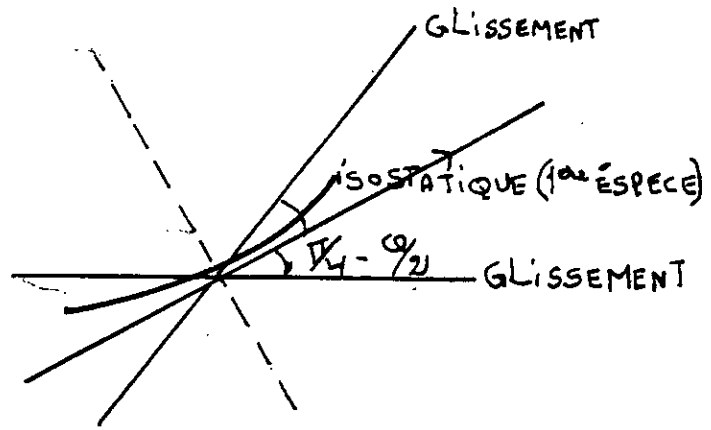
Les contraintes principales

$$A = \frac{N_1 + N_2}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T_3^2}$$

$$B = \frac{N_1 + N_2}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T_3^2}$$

$$T_m = \frac{A - B}{2}$$

Les résultats obtenus aux tableaux ci-après



COURBES DE GLISSEMENT

Fig:38

Points	Contraintes	N_1 (kg/m^2) $\cdot 10^3$	N_2 (kg/m^2) $\cdot 10^3$	T_3 (kg/m^2) $\cdot 10^3$	A (kg/m^2) $\cdot 10^3$	B (kg/m^2) $\cdot 10^3$	T_m (kg/m^2) $\cdot 10^3$
1 (0,3)		3	2.51	0.00	3	2.51	0.24
2 (2, 4, 3)		3	4.68	3.75	7.68	0.00	3.83
3 (0, 6)		6	5.02	0.00	6.00	5.02	0.48
4 (3, 6)		6	7.74	4.68	11.63	2.10	6.87
5 (4, 8, 6)		6	9.37	7.50	15.37	0.00	7.68
6 (0, 9)		9	7.53	0.00	9.00	7.53	0.73
7 (3, 9)		9	10.25	4.68	14.35	4.89	4.729
8 (6, 9)		9	12.97	9.37	20.57	1.40	9.58
9 (7, 2, 9)		9	14.06	11.25	23.06	0.00	11.53
10 (0, 12)		12	10.05	0	12.00	10.05	0.97
11 (3, 12)		12	12.76	4.68	17.08	7.68	4.70
12 (6, 12)		12	15.48	9.37	23.27	13.74	4.76
13 (9,0,12)		12	18.20	14.00	29.83	3.71	14.73
14 (6, 12)		12	18.75	15.00	30.75	0.00	15.37
15 (0, 15)		15	12.56	0.00	15	12.53	1.21
16 (3, 15)		15	15.28	4.68	19.83	10.45	4.68
17 (6, 15)		15	18.00	9.37	25.99	7.00	9.49
18 (9, 15)		15	20.71	14.06	32.20	3.50	14.350
19 (12, 15)		18	23.43	18.75	38.43	0.00	19.21
20 (0, 18)		18	15.07	0	18.00	15.07	1.462
21 (3, 18)		18	17.79	4.68	22.58	13.20	4.68
22 (6, 18)		18	20.51	9.37	28.71	19.25	4.72
23 (9, 18)		18	23.23	14.06	34.91	6.31	7.15
24 (12, 18)		18	25.95	18.75	41.14	2.80	19.16
25 (14, 4, 18)		18	28.12	22.50	46.12	0.00	23.06
26 (0, 21)		21	17.58	0.00	21.00	17.58	1.70
27 (3, 21)		21	20.30	4.68	25.35	20.65	2.359
28 (6, 21)		21	23.02	9.37	31.44	12.58	9.42
29 (9, 21)		21	25.74	14.06	37.63	9.11	14.26
30 (12, 21)		21	28.46	18.75	43.84	5.61	19.11
31 (15, 21)		21	31.18	23.43	50.14	2.03	24.05
32 (16, 8, 21)		21	32.81	26.25	53.81	0.00	26.906
33 (0, 24)		24	20.10	0.00	24.00	20.10	1.95
34 (3,24)		24	22.81	4.68	28.13	18.68	4.72
35 (6, 24)		24	25.53	9.37	34.17	15.36	9.40
36 (9, 24)		24	28.25	14.062	40.35	11.90	14.22
37 (12, 24)		24	30.97	18.75	46.55	8.41	19.07
38 (15, 24)		24	33.69	23.43	57.02	6.66	28.18
39 (18, 24)		24	36.41	28.12	59.00	1.40	28.80
40 (19, 2, 24)		24	37.50	30.00	61.50	0.00	30.75
41 (0, 27)		27	22.61	0.00	27	22.61	2.19
42 (3, 27)		27	25.33	4.68	30.92	21.40	4.67
43 (6, 27)		27	28.05	9.37	36.91	18.13	9.38
44 (9, 27)		27	30.76	14.06	43.07	14.69	14.18
45 (12, 27)		27	33.48	18.75	46.58	23.90	6.34
46 (15, 27)		27	36.20	23.43	55.49	7.71	23.88
47 (18, 27)		27	38.92	28.12	61.71	4.21	28.75
48 (21, 27)		27	41.64	32.81	67.94	0.70	33.61
49 (21, 6, 27)		27	42.18	33.75	69.18	0	34.59
50 (0, 30)		30	25.12	0	30	25.12	2.43

51 (3, 30)	30	27.84	4.68	33.73	24.11	4.80
52 (6, 30)	30	30.56	9.37	39.66	20.90	9.37
53 (9, 30)	30	33.28	14.06	45.79	17.48	14.157
54 (12, 30)	30	36	18.75	51.19	14.01	18.98
55 (15, 30)	30	38.71	23.43	58.19	10.51	23.83
56 (18, 30)	30	41.43	28.12	64.41	7.018	28.70
57 (21, 30)	30	44.10	32.81	70.64	3.510	33.56
58 (24, 30)	30	46.87	37.50	76.8	0.0	38.43
59 (0, 33)	33	27.63	0.00	33	27.63	2.68
60 (3, 33)	33	30.35	4.68	38.48	43.30	4.87
61 (6, 33)	33	33.07	9.37	42.41	23.66	9.37
62 (9, 33)	33	35.79	14.06	48.52	20.26	14.13
63 (12, 33)	33	38.51	18.75	54.70	16.80	18.95
64 (15, 33)	33	41.23	23.43	62.27	14.68	23.79
65 (18, 33)	33	43.95	28.12	67.12	9.822	28.65
66 (21, 33)	33	46.66	32.81	73.35	36.51	33.51
67 (24, 33)	33	49.38	37.50	104.27	27.50	38.38
68 (26, 4, 33)	33	51.56	41.25	84.56	0.00	42.28

Tableau n° 54

V.10. Importance et interprétation des lignes d'influence: (lignes isostatiques)

Les valeurs max (A) et min (B) de la compression ont un certain nombre de conditions.

"A" : doit rester partout inférieure au taux de travail limite admis pour la maçonnerie.

$$\text{Le taux de travail est de } \frac{\Delta}{Z} = \frac{2400}{33} = 72.7 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{La contrainte à l'écrasement est } F_0 = \frac{44\Delta}{Z} = 80 \text{ kg/m}^2$$

La condition de Maurice Levy est satisfaite à 84% ($r=0.84$) pour $m=0.80$ et $\delta=1000 \text{ kg/m}^2$.

Toutes les conditions de compression vérifient cette condition.

"B" : doit être supérieure à zéro (pas de travail à la traction).

Cette condition est aussi satisfaite, ce qui montre la conformité de calcul du côté technique.

Les lignes isostatiques sont des lignes tangentes en chaque point à l'une des deux tensions principales qui règnent en ce point. Il existe deux sortes de lignes isostatiques. (voir schéma).

1. Les lignes tangentes aux compressions maximales A.
2. Les lignes tangentes aux compressions minimales B.

Les premières s'appellent isostatiques de première espèce, les secondes isostatiques du second espèce, l'ensemble forment des courbes orthogonales.

L'intérêt de ces courbes est de montrer comment se propagent les compressions principales dans le corps du barrage ; de choisir le type et les caractéristiques du matériau à utiliser dans chaque zone de telle sorte à ce que le matériau puisse

travailler au maximum possible afin que le côté technico-économique soit mis en relief, c'est un point primordial dans les barrages poids.

L'intérêt et l'importance de ces courbes montrent et exigent que les surfaces de reprise de béton ont intérêt à être orientées suivant les isostatiques.

Les courbes d'influence donnent un bon aperçu sur le comportement du barrage à réservoir vide et réservoir plein.

Elles nous renseignent aussi sur le comportement du barrage lorsque la condition de Maurice Levy est satisfaite partiellement ou totalement.

Ex : Si la condition de Maurice Levy est totalement satisfaite le parement amont est une isostatique de première espèce, en tout point A est dirigé suivant ce parement, même constatation pour le parement aval où la compression principale maximale est dirigée aussi suivant ce parement.

Si cette condition n'est pas satisfaite, les isostatiques A partent perpendiculairement du parement amont.

Dans notre cas la condition de Maurice Levy est satisfaite partiellement :

$$\text{Pour } m=0.80 \quad \begin{cases} r = 0.84 & \text{avec } \delta = 1000 \text{ kg/m}^3 \\ r = 0.44 & \text{avec } \delta = 1200 \text{ kg/m}^3 \end{cases}$$

La représentation des isostatiques donnent des allures ou formes intermédiaires aux conditions citées ci-dessus ; ce qui donne une idée sur la fiabilité des résultats obtenus.

Observation

Il faut éviter de vérifier la condition de Maurice Levy, totalement pour ne pas remettre en cause le côté technico-économique car on risque de ne pas faire travailler le matériaux au maximum possible, le volume du matériau utilisé serait très important, la stabilité serait sur-vérifiée, la prix de revient du mètre cube serait onéreux (trop cher) et le barrage ne serait pas économique donc pas faisable.

Les isostatiques du 1^{er} espèce et 2^{ème} espèce pour notre cas où la condition de Maurice Levy est satisfaite.

Partiellement sont orthogonales, ce qui montre encore la précision et la fiabilité des résultats élaborés.

Remarque

Les lignes de rupture par cisaillement effectif indiquent nettement les directions suivant lesquelles, il est contre indiqué de faire des reprise de bétonnage.

Courbes d'influence du type N₁

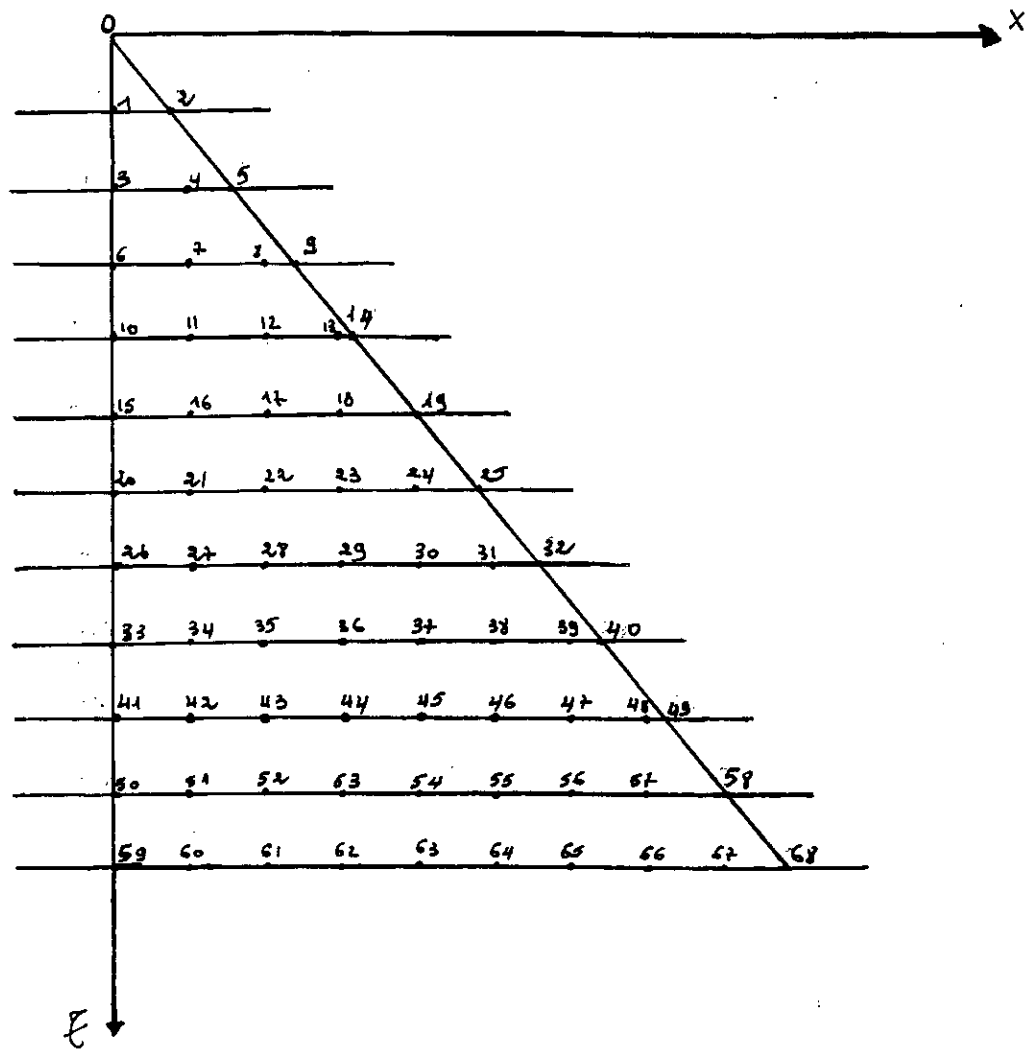


Fig: 39

Courbe d'influence du type N_2

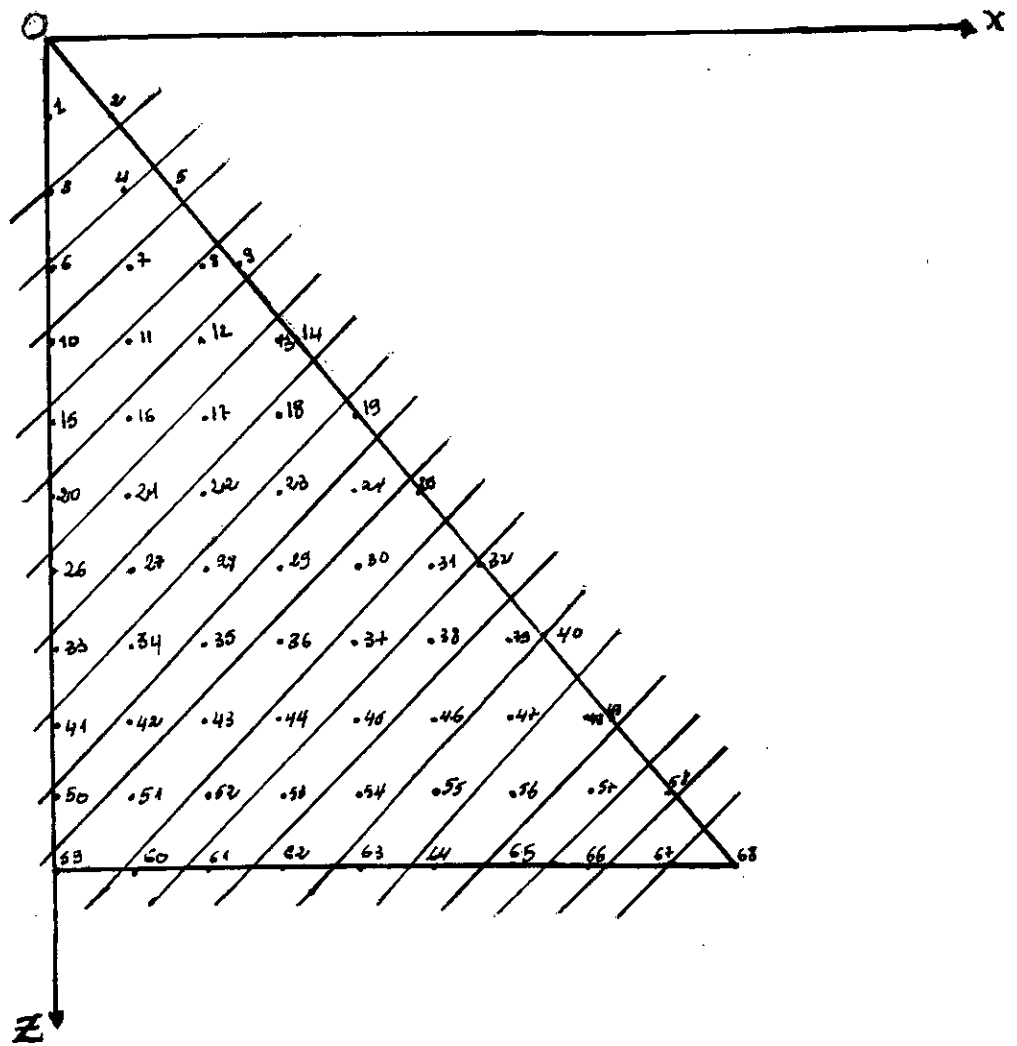


Fig: 40

Courbe d'influence du type T₃

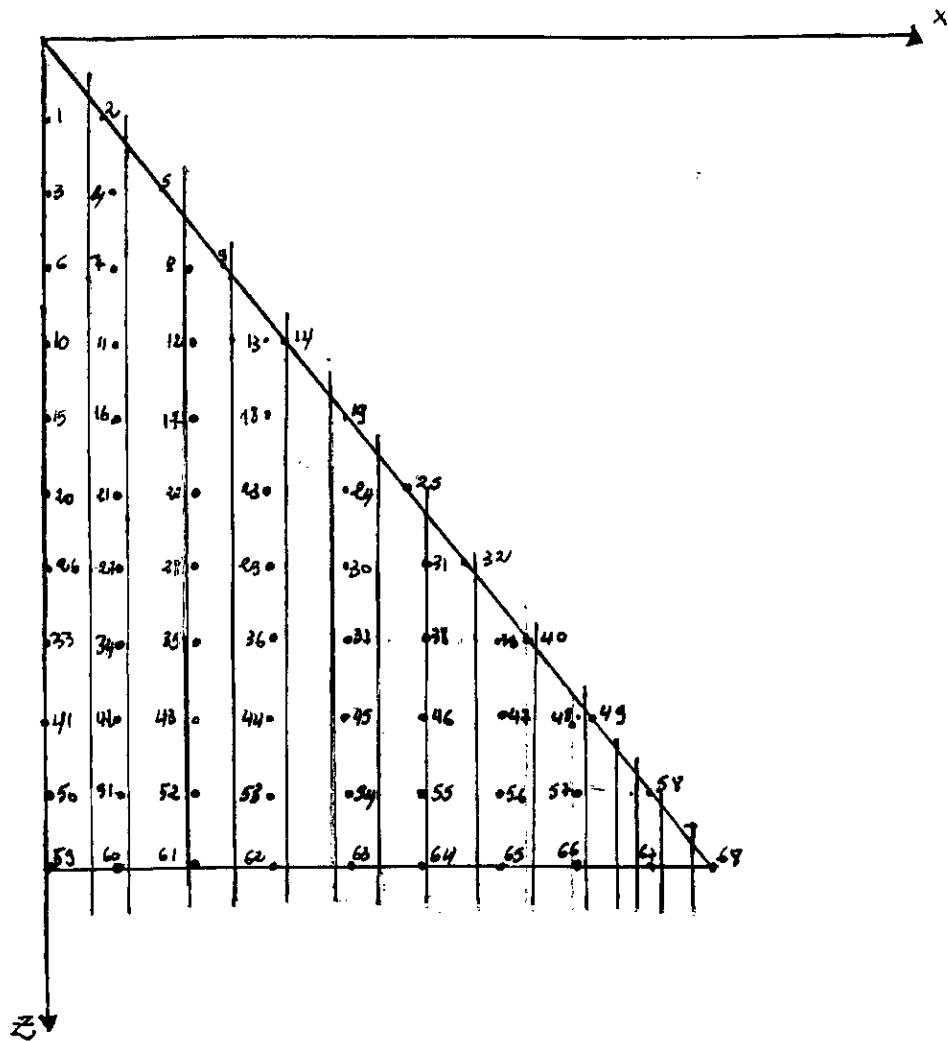


Fig: 41

Lignes d'influence de Cisaillement τ_{ax} T_m
(Lignes de glissement effectif)

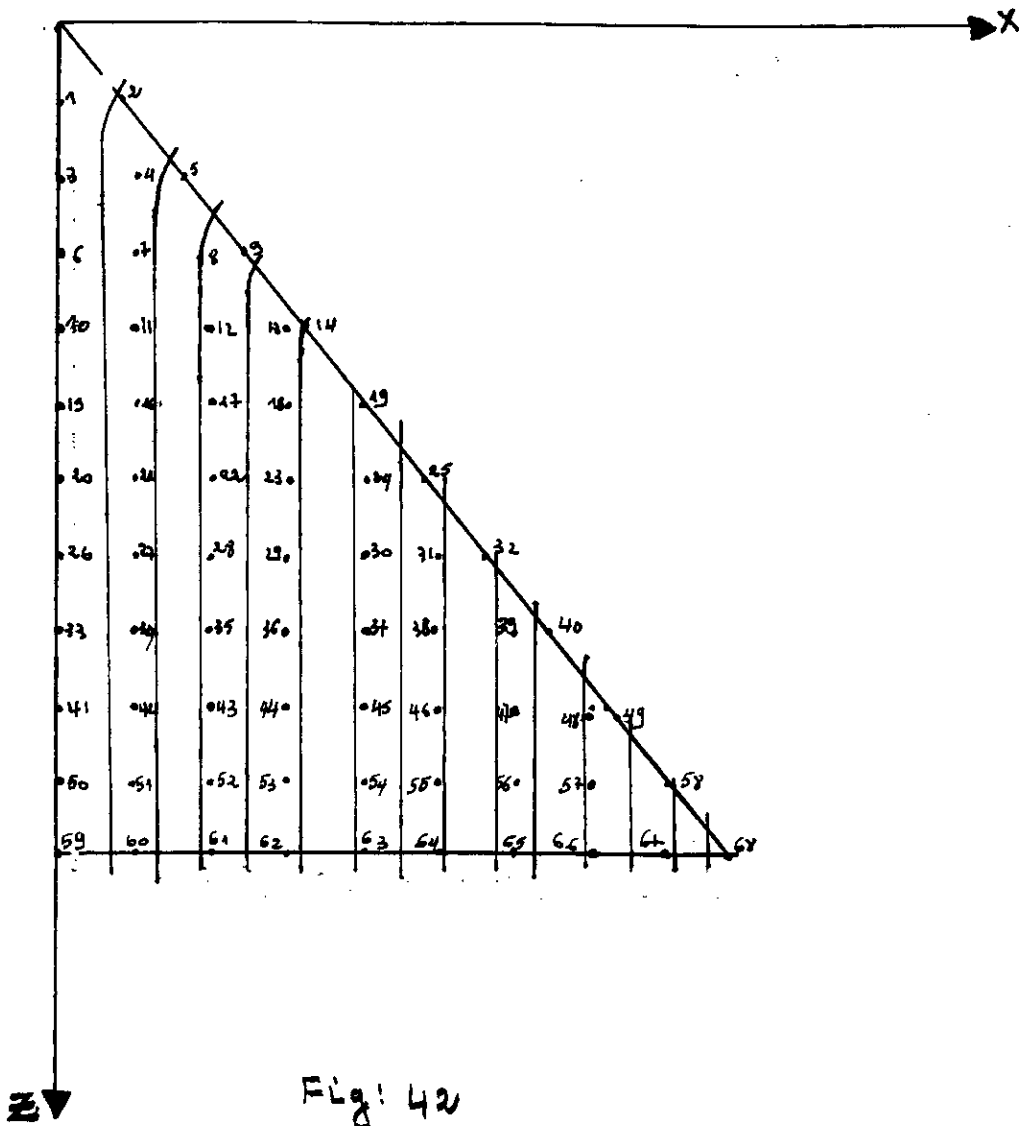


Fig: 42

Courbe d'influence du Contrainte principale (A)
(isostatique de 1^{er} Espèce)

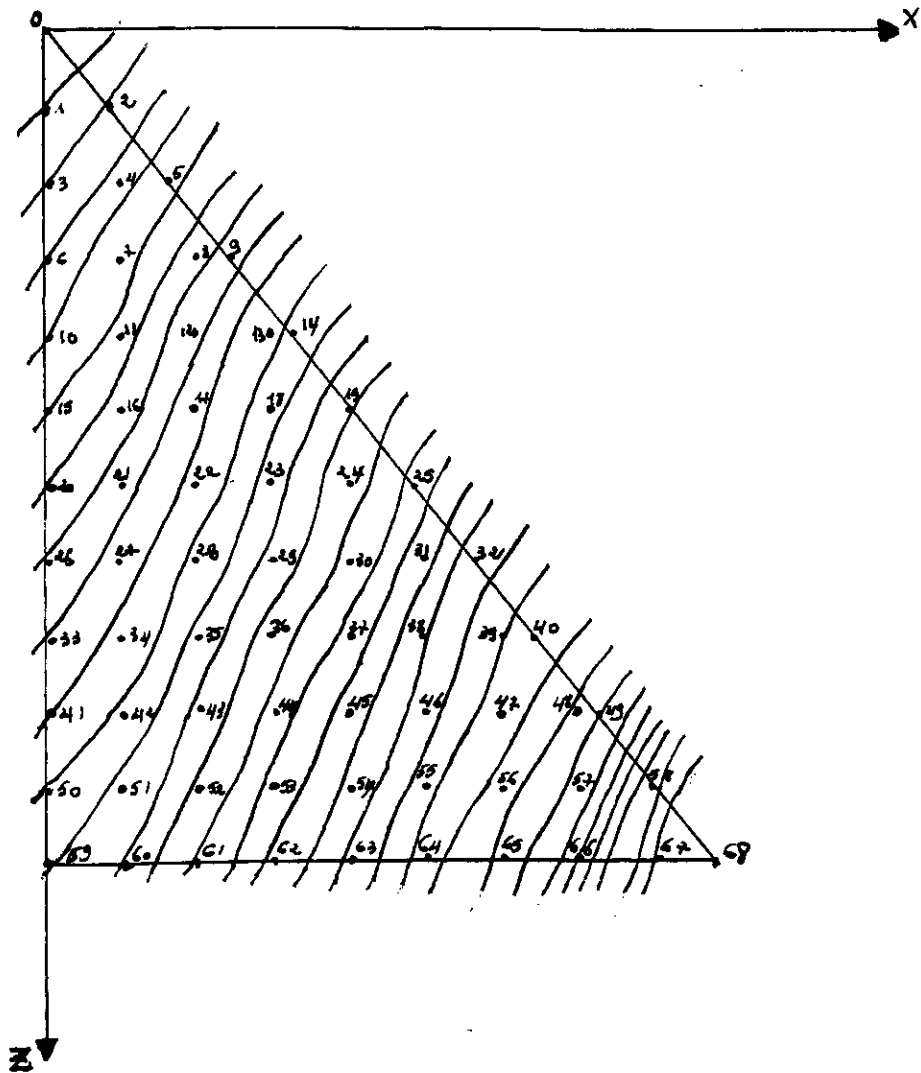


Fig: 43

Courbe d'influence de Contrainte Maximale
(isostatique du L'espèce)

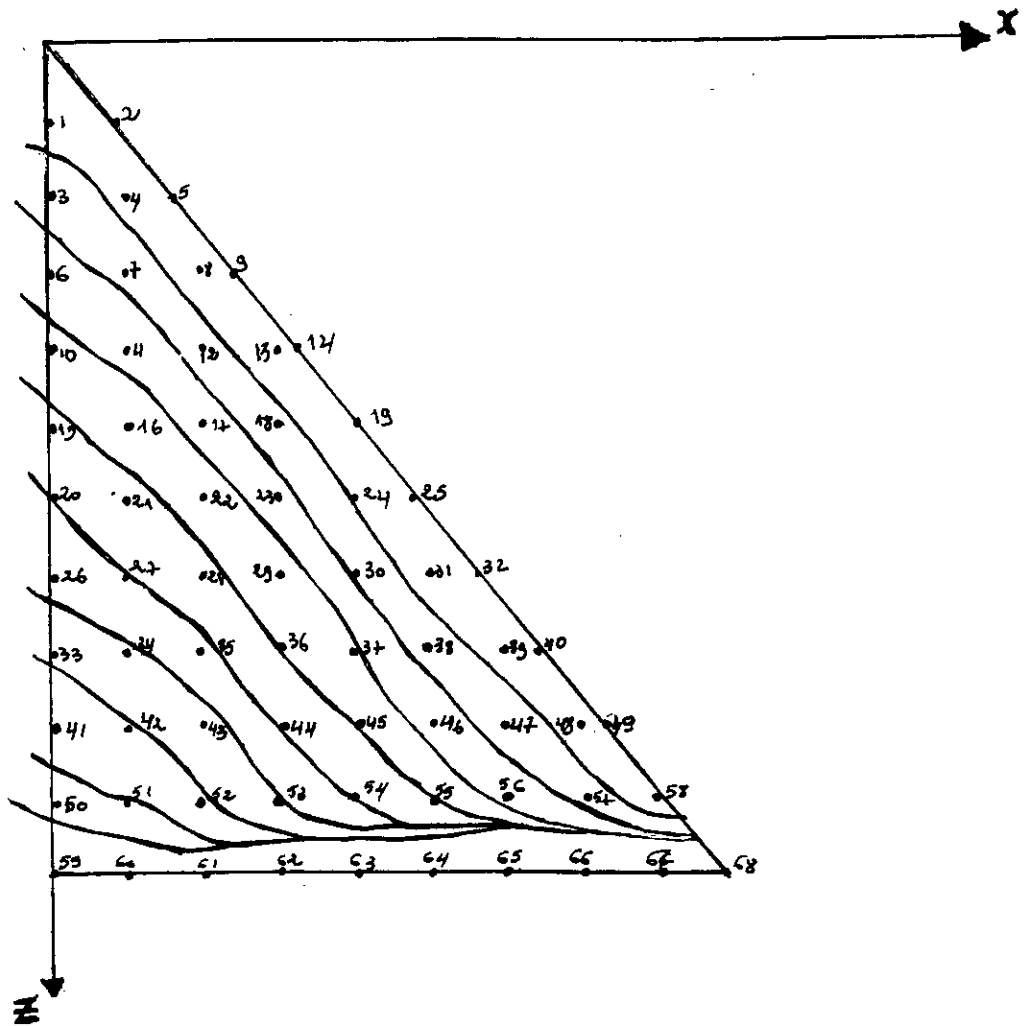


Fig. 44

CHAPITRE VI

OUVRAGES ANNEXES

VI.1. Evacuateur de crue

L'évacuateur de crue est un ouvrage complémentaire aux ouvrages de retenues, il permet la restitution des débits de crues excédentaires à l'aval du barrage.

Le choix de l'emplacement de l'évacuateur de crue dépend essentiellement de la topographie et de la géologie du site ainsi que le côté technico-économique et surtout du type de barrage.

VI.1.1. Calcul et dimensionnement du déversoir (type Greager)

Le déversoir envisagé est un profil greager qui s'adapte le mieux à l'écoulement de la lame d'eau de façon que celle-ci ne se décolle pas pour créer des sous pressions nuisibles au béton du déversoir : ce profil est obtenu à partir de celui correspondant à la charge $H=1\text{m}$ pour obtenir les coordonnées réelles, ces valeurs sont multipliées par la charge profilée ($H_{pr}=H_{dev}$) correspondant à la lame déversée.

A partir de ces coordonnées, on trace le profil point par point

$$X = x \cdot H_{dev}$$

$$Y = y \cdot H_{dev}$$

Les résultats obtenues au tableau ci-après

Profil $H_{dev}=1m$		Profil $H_{dev}=1.42$	
x	y	x	y
0.00	0.126	0.00	0.178
0.1	0.036	0.142	0.051
0.2	0.007	0.284	0.009
0.3	0.00	0.426	0.00
0.4	0.006	0.568	0.008
0.5	0.027	0.71	0.038
0.6	0.060	0.852	0.085
0.7	0.10	0.994	0.142
0.8	0.146	1.136	0.207
0.9	0.198	1.278	0.281
1.0	0.256	1.42	0.363
1.1	0.321	1.562	0.455
1.2	0.394	1.704	0.559
1.3	0.475	1.846	0.674
1.4	0.564	1.988	0.800
1.5	0.661	2.13	0.938
1.6	0.764	2.272	1.084
1.7	0.873	2.414	1.239
1.8	0.987	2.556	1.401
1.9	1.108	2.698	1.573
2.0	1.235	2.84	1.753
2.1	1.369	2.982	1.943
2.2	1.608	3.124	2.141
2.3	1.653	3.266	2.347
2.4	1.804	3.408	2.561
2.5	1.980	3.55	2.811

Tableau n° 55

• Dimensionnement du bassin dissipateur

$$a+H_A = \text{NPHE-NT}$$

$$a+H_A = 1020 + 1.42 - 9.87$$

$$H_A = 1020 + 1.42 - 978 - a = 34.42 - a$$

$$H_A = 29.86 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0.14 \Rightarrow h_i = h_1 = 0.14 * 1.143$$

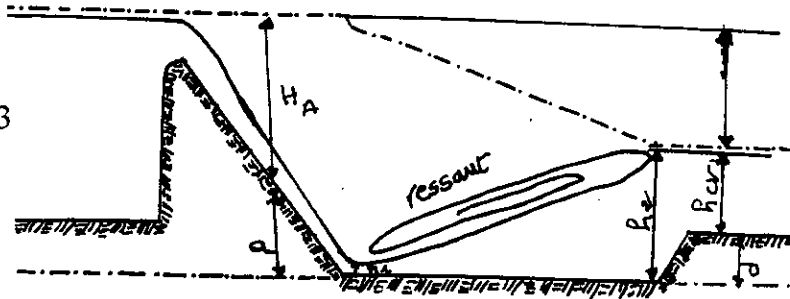
$$h_1 = 0.16 \text{ m}$$

D 'après l'abaque on trouve

$$h_v^* = 3.28 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_2 = h_{vt} * k = 3.28 * 1.143 = 4.43$$

$$\Rightarrow h_2 = 4.321 \text{ m}$$



$$\Delta H = \frac{(h_2 - h_1)}{2h_1 h_2} = \frac{4.342 - 0.16}{2 * 4.34 * 0.16} = 3.01 \text{ m}$$

$$\Delta H = 3.01 \text{ m}$$

Longueur du ressaut

$$L = 7(h_2 - h_1) = 29.26 \text{ m}$$

$$L = 29.6 \text{ m}$$

Hauteur du seuil

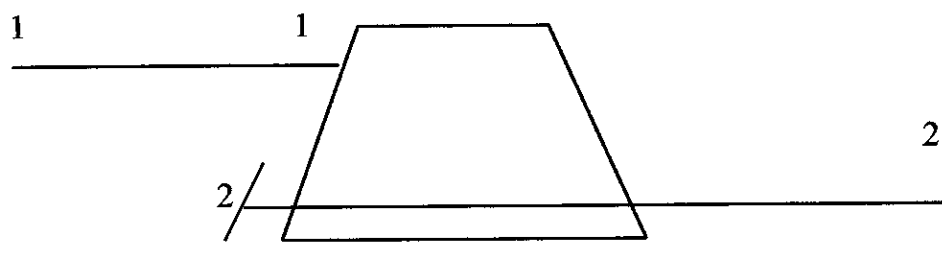
$$d + h_{cr} = h_2 \Rightarrow d = h_2 - h_{cr}$$

$$d = 4.34 - 1.143 = 3.197 \text{ m}$$

$$d = 3.19 \text{ m}$$

V.2.1. Dimensionnement de la dérivation provisoire et du batardeau

En supposant le régime permanent pour l'évacuation de la crue décennale en toute sécurité en évitant la submersion du chantier, le calcul du diamètre se fait comme suit en utilisant la théorie de l'équation de Bernoulli en se rapportant à la schématisation ci-après



$$h_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H_{1-2}$$

$$\frac{P_1}{\rho g} = 0, \quad \frac{P_2}{\rho g} = 0$$

$$\frac{v_1^2}{2g} = 0 \quad h_2 = 0$$

$$h_1 = \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H_{1-2}$$

$$h_1 = \frac{v_2^2}{2g} + \frac{v_2^2}{2g} \left[\sum k + \frac{\lambda L}{D} \right]$$

$$h_1 = \frac{v_2^2}{2g} \left[1 + \sum k + \frac{\lambda L}{D} \right]$$

$$\sum k = k_{\text{entrée}} = 0.5$$

avec k : coefficient de perte de charge.

λ : coefficient de frottement.

ϵ : rugosité absolue.

VI.1.2. Présentation de l'évacuateur de crue et du dissipateur d'énergie

Le déversoir à surface libre incorporé dans le corps du barrage et du type Greager qui permet d'évacuer le débit max avec une grande sécurité tout en ayant des pressions (contact eau structure) égales ou sensiblement égales à la pression atmosphérique, épousant parfaitement le talus aval du barrage par un raccordement adéquat pour maintenir les caractéristiques hydrauliques comme prévu, suivi d'un bassin de dissipation classique de longueur de 30m dans lequel se forme un ressaut complet qui dissipera l'exhaussement du plan d'eau crée par l'obstacle qui est le barrage, ce dissipateur d'énergie se termine par un seuil dimensionné de telle sorte à maintenir la formation d'un ressaut quelque soit la crue laminée qui tentera de passer par le déversoir, ce seuil sera suivi par un autre bassin naturel d'enrochement qui amortira et anéantira complètement l'énergie de l'eau.

VI.2. Dérivation provisoire

La dérivation des eaux de chantier est un des problèmes principaux, pour l'organisation et l'exécution des travaux de barrage.

Conformément aux normes internationales, le dimensionnement des ouvrages de dérivation de chantier, s'effectue avec une crue décennale.

L'ouvrage de dérivation, qui conduit les eaux de l'amont vers l'aval a les mêmes caractéristiques qu'un conduite d'amenée, c'est la raison pour laquelle, la recherche d'une solution est liée aux possibilités de combinaison de ces ouvrages pendant les différentes périodes de travaux.

Dans le cas en béton, les conduites prévues pour la dérivation provisoire seront utilisées une fois le barrage est construit, pour la vidange de fond et éventuellement en cas de nécessité, pour l'évacuation de crues.

L'avantage que présente le dérivation provisoire dans la digue en béton

1. L'ouvrage en construction, peut être submergé sans que les dégâts occasionnés soient d'une ampleur prohibitive.
2. La réalisation par plots permet de dévier le cours d'eau sur le tracé d'un plot non construit en première phase et dans la conduite de vidange en deuxième phase.

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2}$$

$$D = D_h = 3.5$$

$$L = 30 \text{ m}$$

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{0.001}{3.5}\right)^{-2} = 0.015$$

$$\frac{\lambda L}{D} = \frac{0.015 * 30}{3.5} = 0.126$$

$$h_1 = \frac{v_2^2}{2g} (1 + 0.5 + 0.126) = 1.626 \frac{v_2^2}{2g}$$

avec

$$V = \frac{Q}{S}$$

d'où

$$h_1 = 1.626 \frac{Q^2}{S^2 2g}$$

D(m)	3	3.5	4
h(m)	33.16	17.43	10.18

Observation

En analysant la forme de l'hydrogramme de crue et en prenant en considération le mécanisme de la formation de la crue décennale ainsi que le régime de l'écoulement proprement dit.

La présence d'un batardeau pour un petit barrage en béton n'est pas indispensable, puisque la construction de l'ouvrage se fait par plot, la présence d'un plot central non surélevé facilite l'évacuation de la crue décennale pendant la saison humide, que le choix du diamètre de la dérivation provisoire est indépendant du calcul classique comme c'est le cas pour les autres types du barrage et en plus dans le cas extrême on peut utiliser les palplanches qui peuvent jouer le rôle de batardeau.

En fonction de toutes ces observations avantages on fixe le diamètre de la dérivation provisoire égale à 3m.

VI.3. Prise d'eau

La prise d'eau est un ouvrage qui permet le prélèvement de l'eau du barrage pour l'acheminer vers l'utilisateur.

Le barrage sert à l'alimentation en eau potable et à l'irrigation. Le réseau de la prise d'eau est incorporé dans le cors du barrage qui sera relié à la galerie de visite. Il est constitué par deux systèmes de conduite totalement différentes et indépendantes.

Le système pour l'A.E.P est composé par une tuyauterie de 700mm de diamètre, deux fenêtres d'alimentation placées au niveau 1007m et 1014 surmontées par des grilles acheminant l'eau dans une conduite maîtresse équipée par un système de vanne doublée (vanne de garde et réglage) à l'aval et à l'amont de cette dernière.

Le système d'irrigation dont l'entrée se trouve au niveau 1007, protégé par une grille est composé par une conduite de 700mm de diamètre placée dans la galerie de visite, comportant un équipement hydraulique constitué par un système de vanne doublée à l'amont et à l'aval et d'un répartiteur à l'aval permettant la lubrification de l'eau vers les différentes destinations.

VI.3.1. Calcul et dimensionnement des conduites

- Alimentation en eau potable

$$Q = \mu S \sqrt{2gh}$$

h : hauteur de l'eau jusqu'au centre de gravité.

S : section de la conduite.

$\mu = 0.82$ coefficient du débit (ajutage).

h = 6.5m $Q_{AEP} = 60\%Q$.

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gh}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{3.14}} \Rightarrow D = 500\text{mm}.$$

Le type de conduite choisi est en acier, pour avoir des vitesses appréciables répondant aux normes et recommandations,

Le diamètre des conduites adoptée est de 700mm

• Conduite d'irrigation

$$S = \frac{Q}{\mu\sqrt{2gh}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{3.14}} \Rightarrow D = 400\text{mm.}$$

Pour avoir des vitesses d'écoulement dans les normes, tout en évitant les phénomènes néfastes qui puissent détériorer l'état des conduites, le diamètre adopté est finalement de 700mm

V.4. Vidange de fond

La vidange de fond est un ouvrage annexe qui nous permet de vidanger le barrage partiellement dans le cas d'une éventuelle répartition au sein du corps du barrage et de vidanger totalement la retenue quand le dévasement du barrage devient indispensable.

Le calcul de vidange se détermine par la méthode graphique en fonction de la caractéristique volumétrique $v=f(h)$ et la fonction caractéristique de la vidange par la conduite $Q=f(h)$ en imposant une série de diamètre à la conduite et on calcul le temps de vidange correspondant.

Les volumes ΔV pris en considération seront assez petit pour que le régime puisse être permanent

Les résultats sont présentes dans le tableau ci dessous

$$D=1\text{m}$$

$\Delta V(\text{Mm}^3)$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$t(\text{h})$
1	9.6	28.94
0.5	8.7	15.96
0.5	7.85	17.69
0.5	3.4	40.84

$$t_v = \sum t = 4.3\text{j}$$

- **Présentation de la vidange de fond**

C'est une conduite d'un mètre de diamètre dont l'entrée est placée à la côte du niveau mort protégée par des grilles coulissantes du côté amont, qui traversera le corps du barrage verticalement et partiellement pour aboutir à la dérivation provisoire. L'exploitation et la régularisation de cette conduite se fera par deux vannes (une de garde et l'autre de réglage) qui se trouvent dans la chambre de vanne ou de commande au niveau inférieur du barrage dans la galerie de visite qui était la dérivation provisoire lors de la construction du barrage.

CHAPITRE VII

*ESTIMATION DU PRIX DE
REVIENT DU METRE
CUBE D'EAU*

Le volume du béton utilisé dans la réalisation de ce barrage poids s'élève à 42420,6 / m³.

Le prix de revient d'excavation de la roche altérée et le prix de revient de la réalisation du barrage (tout frais compris) s'élèvent généralement pour les petits barrages poids en béton à (50 à 60) % du prix total du barrage.

- Le prix de revient du mètre cube (m³) du béton industrielle a été pris à 2500.00 DA.
- Le volume régularisé est de 17.4 Mm³. Le prix du revient du mètre cube d'eau est déterminé et égale à 14.63 DA.

En se basant sur le prix de revient du mètre cube, la barrage est techniquement faisable.

CONCLUSION

CONCLUSION

Le thème du P.F.E consiste à l'étude et conception d'un barrage sur l'oued Bouzina (W.Batna) ; qui est composé de 03 parties distinctes (hydrologie, conception du barrage et ouvrages annexes, dimensionnement des ouvrages hydrauliques).

Une prudence et un grand soin ont été pris en considération pour une très bonne détermination des paramètres de dimensionnement et un très bon choix de méthodes et d'étude de conception afin de permettre et d'aboutir à une étude technico-économique.

Le manque de stations pluviométriques adéquat tant à l'intérieur et à l'extérieur du bassin versant, nous a conduit à avoir recours à développer toutes les théories hydrologiques afin de cerner et de calculer les paramètres hydrologiques le mieux possible.

- *Une étude comparative approfondie et des critiques des résultats ont été à la base de détermination de ces paramètres avec l'utilisation des formules empiriques, semi-empiriques, théorique et méthode théorique et appliquées ont contribué à cette étude en prenant en considération les paramètres et caractéristiques du B.V.*
- *Une étude de régularisation saisonnière et interannuelle à différents taux de régularisation a été élaboré pour la détermination du volume utile du barrage et permettre une bonne gestion et utilisation des ressources hydrique et l'exploitation des sources de Tassarift suivant la destination de l'ouvrage.*
- *Ce barrage permettra de régulariser un volume 17,4 Millian de mètres cube par an qui sera utilisé pour l'irrigation et d'utiliser les sources de Tassarift uniquement pour l'A.E.P (l'apport annuel des sources dépassent largement les besoins en potable à l'horizon 2025).*
- *Ce barrage créera un micro-climat aux bienfaits certains.*
- *Le transport solide à fait d'une étude minutieuse tant l'importance de ce phénomène au niveau de la région d'étude et à l'échelle nationale afin d'exploiter l'ouvrage d'une manière optimale.*
- *L'aménagement du B.V diminuera l'érosion du sol grâce aux aménagements (reboisement, réaménagement agricole,....., etc) et d'épargner aux populations locales la dégradation de la ressource sol.*

Une étude judicieuse et rigoureuse a été réalisée pour le choix de l'axe et du type de barrage (barrage poids en béton) et la conception des ouvrages qui s'est basé essentiellement sur la topographie, géologie et exploitation des ouvrages, de ce fait plusieurs variantes en ce sens ont été proposées (barrage voûte et barrages poids).

- *Un dimensionnement adéquat des ouvrages hydrauliques a été bien pris en considération vu la complexité de ces derniers en tenant de l'exploitation, régularisation, régulation de la prise d'eau et vidange de la retenue. Les ouvrages annexes (évacuateurs de crue, tour de prise, dérivation provisoire vidange de fond) sont incorporés dans le corps du barrage.*
- *Vu le choix, l'utilisation des différentes méthodes de calcul, et de dimensionnement, la critique et l'étude comparative des résultats et en prenant en considération tous les paramètres et phénomènes qui peuvent influencer les paramètres de dimensionnement, on a pu obtenir des résultats appréciables, fiables avec une précision non négligeable de ces derniers.*
- *On laissera le soin aux membres de jury d'apprécier la qualité des résultats et de porter des critiques objectifs afin de développer et d'améliorer ce genre d'étude.*

En se basant sur la qualité du volume du matériaux utilisé et le prix unitaire du volume régularisé, on peut dire que notre barrage est techniquement faisable.

BIBLIOGRAPHIE

1. Technique des barrages en aménagement rural. Ministère de l'agriculture de France. Direction de l'aménagement.
2. Hydraulique générale et appliquée M.Carlier. Edition Eyrolles.
3. Technique américaine des barrages en terre compacte Georges Post et Pierre Londe Gauthier Villars .Edition Eyrolles 1953.
4. Barrages en terre CH.Mallet et J.Pacquant.
5. Hydrologie de l'ingénieur. Réminéras .Edition Eyrolles .1972.
6. Hydraulique générale N.Kremenetski, D.Smteren Liht, V.ALY.CHEV, L.YAKOVLEVA. Edition Flamariou 1981.
7. Barrages réservoirs Henri-Varlet. Edition Eyrolles 1966.
8. Aménagements hydrauliques références tractionnel. Stucky.
9. Cours du barrage Y.MOULOUDI. E.N.P.
10. Cours d'Aménagement - Hydraulique Y.MOULOUDI. E.N.P.
11. Barrages en matériaux locaux E.BELOKONEV. Polycopie tipaza.1981.

ANNEXES

• L'ajustement de loi de Gumbel à la série (07-04-03)

Rang	$Q_{\max}(\text{m}^3/\text{s}) = X$	F(x)	Y
1	18.17	0.03	-1.25
2	18.17	0.08	-0.93
3	18.74	0.13	-0.71
4	23.3	0.18	-0.54
5	25.94	0.24	-0.36
6	34.05	0.29	-0.21
7	56.16	0.34	-0.08
8	72.24	0.39	0.06
9	76.20	0.45	0.23
10	80.20	0.50	0.37
11	103.6	0.55	0.51
12	169	0.61	0.70
13	207.20	0.66	0.88
14	224	0.71	1.07
15	235.20	0.76	1.29
16	255	0.82	1.62
17	297.5	0.87	1.97
18	309.8	0.92	2.48
19	350.4	0.97	3.49

$$\sigma_x = 111.23$$

$$\bar{Y} = 0.56$$

$$\bar{X} = 135.52$$

$$\sigma_y = 1.19$$

$$\frac{1}{\alpha} = 72.91$$

$$X_0 = 94.69$$

La droite de Gumbel : $X = 72.91Y + 94.69$

Analyse statistique de la série d'el Kantara (061201)

• loi de Gumbel

Rang	$Q_{\max}(\text{m}^3/\text{s}) = X$	$F(x)$	Y
1	1.1	0.02	-1.36
2	15	0.06	-1.03
3	19.4	0.1	-0.83
4	34.02	0.14	-0.68
5	35.7	0.18	-0.54
6	36.02	0.22	-0.41
7	38	0.26	-0.3
8	52.96	0.30	-0.19
9	61.2	0.34	-0.08
10	61.2	0.38	0.03
11	82.6	0.42	0.14
12	83.1	0.46	0.25
13	88.56	0.50	0.37
14	94.2	0.54	0.48
15	98.3	0.58	0.61
16	108	0.62	0.74
17	121	0.66	0.88
18	124.3	0.70	1.03
19	130.6	0.74	1.20
20	147	0.78	1.39
21	170	0.82	1.62
22	178.5	0.86	1.89
23	182	0.90	2.25
24	273	0.94	2.78
25	467	0.98	3.90

$$\sigma_x = 98.09$$

$$\bar{Y} = 0.5$$

$$\bar{X} = 108.11$$

$$\sigma_y = 1.22$$

$$X = 62.71 Y + 76.75$$

L'ajustement de loi de Gumbel à la série de M'chanèche (06-15-02)

Rang	$Q_{\max}(\text{m}^3/\text{s}) = X$	$F(x)$	Y
1	1	0.02	-1.36
2	1.27	0.06	-1.03
3	3	0.1	-0.83
4	5	0.14	-0.68
5	5.5	0.18	-0.54
6	13.38	0.22	-0.41
7	34.32	0.26	-0.3
8	45.85	0.30	-0.19
9	52.1	0.34	-0.08
10	53.9	0.38	0.03
11	60	0.42	0.14
12	63.06	0.46	0.25
13	79	0.50	0.37
14	91	0.54	0.48
15	105	0.58	0.61
16	107	0.62	0.74
17	120	0.66	0.88
18	127.6	0.70	1.03
19	172	0.74	1.20
20	178.2	0.78	1.39
21	196.05	0.82	1.62
22	237	0.86	1.89
23	242.6	0.90	2.25
24	283	0.94	2.78
25	297	0.98	3.90

$$\sigma_x = 90.00$$

$$\bar{Y} = 0.57$$

$$\bar{X} = 102.95$$

$$\sigma_y = 1.22$$

$$\frac{1}{\alpha} = 57.54$$

$$X_0 = 70.15$$

La droite de Gumbel : $X = 57.54 Y + 70.15$

L'ajustement de la loi de Gumbel à la série de Djemorah (06-13-01)

Rang	$Q_{\max}(\text{m}^3/\text{s}) = X$	$F(x)$	Y
1	24.35	0.031	-1.24
2	34.07	0.093	-0.86
3	35.25	0.15	-0.64
4	39.54	0.21	-0.44
5	44.90	0.28	-0.24
6	52.92	0.34	-0.075
7	56.92	0.40	-0.087
8	82.70	0.46	0.25
9	97.76	0.53	0.45
10	101.6	0.59	0.63
11	102.9	0.65	0.84
12	114	0.71	1.07
13	135	0.78	1.39
14	138	0.84	1.74
15	159.4	0.90	2.25
16	314	0.96	3.19

$$\begin{aligned} \sigma_x &= 69.64 & \bar{Y} &= 0.51 \\ \bar{X} &= 95.88 & \sigma_y &= 1.15 \\ \frac{1}{\alpha} &= 47.23 & X_0 &= 71.8 \end{aligned}$$

La droite de Gumbel : $X = 47.23 Y + 71.8$

Régularisation saisonnière de taux 95%

$$A_{95\%} = 27.55 \text{ Hm}^3$$

Période	Apport(Hm ³)	S(ha)	h(mm)	V _{eva} (Hm ³)	V _b (Hm ³)	V _{cum} (Hm ³)	V _{rest} (Hm ³)	V _{res} (Hm ³)
J	3.1	33	49.1	0.016	1.79	1.806	1.294	2.254
F	3.94	43	58.4	0.025	3.41	3.435	0.505	1.465
M	6.08	49	79.1	0.038	5.28	5.31	0.762	1.722
A	4.85	45	99.3	0.044	4.21	4.254	0.592	1.556
M	2.06	23	139.6	0.032	1.79	1.822	0.238	1.198
J	1.49	16	191.3	0.030	1.29	1.320	0.17	1.13
J	0.3	3	264.5	0.008	0.25	0.258	0.042	1.002
A	1.003	12	237.5	0.028	0.85	0.878	0.125	1.085
S	1.91	18	140.9	0.025	2.49	2.515	0.605	1.565
O	2.08	23	95.2	0.021	1.65	1.671	0.409	1.369
N	2.76	27	63.1	0.017	1.79	1.807	0.953	1.913
D	2.08	25	48.8	0.0122	2.39	2.402	-0.322	0.638

Régularisation saisonnière de taux 90%

$A_{90\%} = 26.10 \text{ Hm}^3$

Période	Apport(Hm ³)	S(ha)	h(mm)	V _{eva} (Hm ³)	V _b (Hm ³)	V _{cum} (Hm ³)	V _{rest} (Hm ³)	V _{res} (Hm ³)
J	3.1	33	49.1	0.016	1.69	1.706	1.394	2.354
F	3.94	43	58.4	0.025	3.23	3.255	0.585	1.545
M	6.08	49	79.1	0.038	5.01	5.048	1.032	1.992
A	4.85	47	99.3	0.046	3.99	4.036	0.814	1.774
M	2.06	24	136.6	0.032	1.69	1.722	0.338	1.298
J	1.49	17	191.3	0.032	1.22	1.252	0.238	1.98
J	0.3	9	264.5	0.023	0.24	0.263	0.037	0.997
A	1.003	9	237.5	0.021	0.80	0.821	0.182	1.142
S	1.91	17	140.9	0.023	2.36	2.383	0.473	1.433
O	2.08	22	95.2	0.021	1.56	1.581	0.499	1.459
N	2.76	27	63.1	0.017	1.69	1.707	1.05	2.013
D	2.08	26	48.8	0.012	2.27	2.28	0.202	1.162

Régularisation saisonnière de taux 85%

$$A_{85\%} = 24.65 \text{ Hm}^3$$

Période	Apport(Hm ³)	S _i (ha)	h _{eva} (mm)	V _{eva} (Hm ³)	V _b (Hm ³)	V _{cum} (Hm ³)	V _{rest} (Hm ³)	V _{resid} (Hm ³)
J	3.1	33	49.1	0.016	1.60	1.616	1.484	2.444
F	3.94	44	58.4	0.025	3.05	3.075	+0.865	1.825
M	6.08	53	79.1	0.041	4.73	4.771	1.309	2.269
A	4.85	31	99.3	0.030	3.77	3.80	1.05	2.01
M	2.06	27	139.6	0.037	1.60	1.637	0.423	1.383
J	1.49	17	191.3	0.032	1.15	1.182	0.308	1.268
J	0.3	6	264.5	0.015	0.23	0.245	0.055	1.015
A	1.003	9	237.5	0.021	0.76	0.781	0.222	1.182
S	1.91	18	140.9	0.025	2.23	2.255	-0.345	0.615
O	2.08	16	95.2	0.015	1.47	1.485	0.595	1.555
N	2.76	27	63.1	0.017	1.60	1.617	1.143	2.103
D	2.08	26	48.8	0.012	2.14	2.152	-0.072	0.888

Régularisation saisonnière de taux 80%

$$A_{80\%} = 23.20 \text{ Hm}^3$$

Période	Apport(Hm ³)	S _i (ha)	h _{eva} (mm)	V _{eva} (Hm ³)	V _b (Hm ³)	V _{cum} (Hm ³)	V _{rest} (Hm ³)	V _{resid} (Hm ³)
J	3.1	33	49.1	0.016	1.50	1.516	1.584	2.544
F	3.94	45	58.4	0.026	2.87	3.896	1.044	2.004
M	6.08	55	79.1	0.043	4.45	4.493	1.58	2.547
A	4.85	49	99.3	0.048	3.54	3.588	1.262	2.222
M	2.06	28	139.6	0.039	1.50	1.539	0.521	1.481
J	1.49	18	191.3	0.034	1.09	1.124	+0.366	1.326
J	0.3	6	264.5	0.015	0.21	0.225	0.075	1.035
A	1.003	12	237.5	0.028	0.71	0.738	0.265	1.225
S	1.91	18	140.9	0.025	2.10	2.125	0.215	0.175
O	2.08	20	95.2	0.019	1.39	1.409	0.671	1.31
N	2.76	29	63.1	0.018	1.50	1.518	1.242	2.202
D	2.08	29	48.8	0.014	2.01	2.024	0.056	1.016

Régularisation saisonnière de taux 75%
 $A_{75\%} = 21.75 \text{ Hm}^3$

Période	Apport(Hm^3)	S_i (ha)	h_{eva} (mm)	V_{eva} (Hm^3)	V_b (Hm^3)	V_{cum} (Hm^3)	V_{rest} (Hm^3)	V_{resid} (Hm^3)
J	3.1	33	49.1	0.016	1.41	1.426	1.674	2.634
F	3.94	47	58.4	0.027	2.69	2.717	+1.223	1.183
M	6.08	55	79.1	0.043	4.21	4.253	1.827	2.78
A	4.85	53	99.3	0.052	3.32	3.372	1.478	2.438
M	2.06	29	139.6	0.040	1.41	1.45	+0.61	1.57
J	1.49	17	191.3	0.032	1.02	1.052	+0.438	1.398
J	0.3	7	264.5	0.018	0.2	0.21	0.082	1.042
A	1.003	9	237.5	0.021	0.67	0.691	+0.312	1.272
S	1.91	20	140.9	0.028	1.97	1.998	0.088	1.048
O	2.08	13	95.2	0.012	1.30	1.312	0.768	1.728
N	2.76	29	63.1	0.018	1.41	1.428	1.33	2.29
D	2.08	27	48.8	0.013	1.89	1.903	0.177	1.37

Régularisation saisonnière de taux 70%

$A_{70\%} = 20.3 \text{ hm}^3$

Période	Apport(Hm ³)	S _i (ha)	h _{eva} (mm)	V _{eva} (Hm ³)	V _b (Hm ³)	V _{cum} (Hm ³)	V _{rest} (Hm ³)	V _{resid} (Hm ³)
S	1.91	25	140.9	0.035	1.84	1.875	+0.035	0.995
O	2.08	19	95.2	0.018	1.21	1.228	+0.852	1.812
N	2.76	29	63.1	0.018	1.31	1.328	1.432	2.392
D	2.08	29	48.8	0.014	1.76	1.774	+0.306	1.266
J	3.1	28	49.1	0.013	1.31	1.323	1.777	2.737
F	3.94	45	58.43	0.026	2.51	2.536	1.404	2.364
M	6.08	57	79.4	0.045	3.89	3.935	2.145	3.105
A	4.85	54	99.3	0.053	3.1	3.153	1.697	2.657
M	2.06	31	139.5	0.043	1.31	1.353	0.707	1.667
J	1.49	20	191.3	0.038	0.95	0.98	+0.502	1.462
J	0.3	7	264.5	0.018	0.19	0.208	0.092	1.052
A	1.003	20	237.7	0.0475	0.62	0.667	+0.335	1.295

Régularisation saisonnière de taux 65%

$A_{65\%} = 18.5 \text{ hm}^3$

Période	Apport(Hm ³)	S _i (ha)	h _{eva} (mm)	V _{eva} (Hm ³)	V _b (Hm ³)	V _{cum} (Hm ³)	V _{rest} (Hm ³)	V _{resid} (Hm ³)
S	1.91	25	140.9	0.035	1.70	1.735	+0.175	1.135
O	2.08	20	95.2	0.019	1.13	1.149	+0.931	1.891
N	2.76	29	63.1	0.018	1.22	1.238	1.522	2.482
D	2.08	30	48.8	0.014	1.63	1.644	+0.436	1.396
J	3.1	29	49.1	0.014	1.22	1.234	1.866	2.826
F	3.94	47	58.4	0.027	2.33	2.357	1.583	2.543
M	6.08	56	79.4	0.044	3.61	3.654	2.426	3.386
A	4.85	55	99.3	0.054	2.88	3.934	1.916	2.876
M	2.06	33	139.5	0.046	1.22	1.266	0.794	1.754
J	1.49	20	191.3	0.038	0.88	0.918	+0.572	1.532
J	0.3	8	264.5	0.021	0.17	1.191	0.109	1.069
A	1.003	13	237.7	0.031	0.58	0.611	+0.392	1.352

Régularisation saisonnière de taux 60%

$$A_{60\%} = 18.5 \text{ hm}^3$$

Période	Apport(Hm ³)	S _i (ha)	h _{eva} (mm)	V _{eva} (Hm ³)	V _b (Hm ³)	V _{cum} (Hm ³)	V _{rest} (Hm ³)	V _{resid} (Hm ³)
S	1.91	25	140.9	0.035	1.57	1.605	+0.305	1.26
O	2.08	19	95.2	0.018	1.04	1.058	1.022	1.982
N	2.76	31	63.1	0.019	1.13	1.149	1.611	2.571
D	2.08	29	48.8	0.014	1.51	1.554	0.526	1.48
J	3.1	29	49.1	0.014	1.13	1.144	1.95	2.916
F	3.94	46	58.4	0.026	2.15	2.176	1.764	2.72
M	6.08	58	79.1	0.0458	3.34	3.385	2.69	3.65
A	4.85	56	99.3	0.056	2.66	2.716	2.134	3.094
M	2.06	35	139.5	0.048	1.13	1.178	+0.882	1.842
J	1.49	20	191.3	0.038	0.81	0.848	0.642	1.602
J	0.3	9	264.5	0.023	0.16	1.183	0.116	1.076
A	1.003	13	237.7	0.031	0.53	0.561	+0.442	1.402

Régularisation interannuelle (garantie de 80%)

1^{ère} année

$A_{80\%} = 17.20 \text{ hm}^3$

Période	Apport(Hm ³)	A _{cum} (hm ³)	S _i (ha)	h _{eva} (mm)	V _{eva} (Hm ³)	V _b (Hm ³)	V _{cum} (Hm ³)	V _{rest} (Hm ³)	V _{resid} (Hm ³)
S	1.91	2.87	25	140.9	0.035	1.54	1.575	0.335	1.295
O	2.08	3.375	26	95.2	0.024	1.02	1.044	1.036	2.331
N	2.76	5.091	41	63.1	0.025	1.10	1.125	1.635	3.966
D	2.08	6.046	48	48.8	0.023	1.48	1.503	0.577	4.543
J	3.1	7.643	56	49.1	0.027	1.10	1.127	1.973	6.516
F	3.94	10.45	72	58.4	0.042	2.11	2.152	1.788	8.304
M	6.08	14.384	88	79.4	0.069	3.27	3.339	2.741	11.045
A	4.85	15.895	93	99.3	0.092	2.61	2.702	2.148	13.19
M	2.06	15.25	91	139.5	0.126	1.10	1.226	0.834	14.024
J	1.49	15.51	92	191.3	0.175	0.80	0.975	0.515	14.539
J	0.3	14.83	89	264.5	0.235	0.16	1.395	-0.095	14.44
A	1.003	15.44	91	237.7	0.216	0.52	0.736	0.267	14.707

Régularisation interannuelle (garantie de 80%)

2^{ème} année $A_{80\%} = 17.20 \text{ hm}^3$

Période	Apport(Hm^3)	A_{cum} (hm^3)	S_i (ha)	h_{eva} (mm)	V_{eva} (Hm^3)	V_b (Hm^3)	V_{cum} (Hm^3)	V_{rest} (Hm^3)	V_{resid} (Hm^3)
S	1.91	16.61	98	140.9	0.138	1.54	1.678	0.232	14.939
O	2.08	17.019	93	95.2	0.088	1.02	1.108	+0.972	15.911
N	2.76	18.671	104	63.1	0.065	1.10	1.165	1.595	17.506
D	2.08	19.586	108	48.8	0.052	1.48	1.532	0.548	18.054
J	3.1	21.15	115	49.1	0.056	1.10	1.156	1.944	19.998
F	3.94	23.93	125	58.4	0.073	2.11	2.183	1.757	21.755
M	6.08	27.83	136	79.4	0.108	3.27	3.378	2.702	24.45
A	4.85	29.30	143	99.3	0.141	2.61	2.751	2.098	26.549
M	2.06	28.60	140	139.5	0.195	1.10	1.295	0.765	27.314
J	1.49	28.80	141	191.3	0.269	0.80	1.069	0.421	27.736
J	0.3	28.03	138	264.5	0.365	0.16	0.525	0.225	27.961
A	1.003	28.96	142	237.7	0.337	0.52	0.857	0.146	28.107

Régularisation interannuelle (garantie de 80%)

3^{ème} année $A_{80\%} = 17.20 \text{ hm}^3$

Période	Apport(Hm^3)	A_{cum} (hm^3)	S_i (ha)	h_{eva} (mm)	V_{eva} (Hm^3)	V_b (Hm^3)	V_{cum} (Hm^3)	V_{rest} (Hm^3)	V_{resid} (Hm^3)
S	1.91	30.017	144	140.9	0.202	1.54	1.742	0.168	28.275
O	2.08	30.35	144	95.2	0.137	1.02	1.157	+0.923	29.198
N	2.76	31.958	146	63.1	0.092	1.10	1.192	1.568	30.766
D	2.08	32.84	150	48.8	0.0732	1.48	1.553	+0.526	31.292
J	3.1	34.39	156	49.1	0.076	1.10	1.176	1.924	33.216
F	3.94	37.156	164	58.4	0.095	2.11	2.205	1.735	34.951
M	6.08	41.03	170	79.4	0.134	3.27	3.404	2.676	37.627
A	4.85	42.477	174	99.3	0.172	2.61	2.782	2.068	39.695
M	2.06	41.75	170	139.5	0.237	1.10	1.337	0.723	40.418
J	1.49	41.90	172	191.3	0.329	0.80	1.129	0.361	40.779
J	0.3	41.06	170	264.5	0.449	0.16	0.609	-0.309	40.47
A	1.003	41.47	170	237.7	0.404	0.52	0.924	0.079	40.549

Régularisation interannuelle (garantie de 80%)

4^{ème} année $A_{80\%} = 17.20 \text{ hm}^3$

Période	Apport(Hm ³)	A _{cum} (hm ³)	S _i (ha)	h _{eva} (mm)	V _{eva} (Hm ³)	V _b (Hm ³)	V _{cum} (Hm ³)	V _{rest} (Hm ³)	V _{resid} (Hm ³)
S	1.91	42.45	174	140.9	0.245	1.54	1.785	0.125	40.674
O	2.08	42.75	174	95.2	0.165	1.02	1.185	+0.895	41.569
N	2.76	44.329	178	63.1	0.112	1.10	1.212	1.548	43.117
D	2.08	45.19	180	48.8	0.0878	1.48	1.567	0.513	43.63
J	3.1	46.73	184	49.1	0.090	1.10	1.19	1.91	45.54
F	3.94	49.48	190	58.4	0.111	2.11	2.221	1.719	47.259
M	6.08	53.33	200	79.4	0.158	3.27	3.428	2.652	49.911
A	4.85	54.76	204	99.3	0.202	2.61	2.812	2.038	51.949
M	2.06	54.00	203	139.5	0.283	1.10	1.383	+0.677	52.626
J	1.49	54.11	203	191.3	0.388	0.80	1.188	0.302	52.928
J	0.3	53.22	200	264.5	0.529	0.16	0.689	-0.389	52.539
A	1.003	53.54	200	237.7	0.475	0.52	0.995	0.013	52.552

Régularisation interannuelle (garantie de 80%)

5^{ème} année $A_{80\%} = 17.20 \text{ hm}^3$

Période	Apport(Hm^3)	A_{cum} (hm^3)	S_i (ha)	h_{eva} (mm)	V_{eva} (Hm^3)	V_b (Hm^3)	V_{cum} (Hm^3)	V_{rest} (Hm^3)	V_{resid} (Hm^3)
S	1.91	54.462	202	140.9	0.284	1.54	1.824	0.086	52.638
O	2.08	54.71	202	95.2	0.192	1.02	1.212	0.860	53.506
N	2.76	56.266	206	63.1	1.129	1.10	1.229	1.531	55.131
D	2.08	57.21	208	48.8	0.101	1.48	1.581	0.499	55.63
J	3.1	58.73	210	49.1	0.103	1.10	1.203	1.897	57.527
F	3.94	61.46	214	58.4	0.124	2.11	2.234	1.706	59.233
M	6.08	65.313	224	79.4	0.177	3.27	3.447	2.633	61.866
A	4.85	66.71	230	99.3	0.228	2.61	2.838	2.012	63.878
M	2.06	65.93	226	139.5	0.315	1.10	1.415	0.645	64.523
J	1.49	66.01	230	191.3	0.439	0.80	1.239	0.251	64.774
J	0.3	65.07	224	264.5	0.5924	0.16	0.752	-0.452	64.322
A	1.003	65.32	224	237.7	0.532	0.52	1.052	-0.049	64.273

Régularisation interannuelle (garantie de 70%)

1^{ème} année $A_{70\%} = 21.46 \text{ hm}^3$

Période	Apport(Hm ³)	A _{cum} (hm ³)	S _i (ha)	h _{eva} (mm)	V _{eva} (Hm ³)	V _b (Hm ³)	V _{cum} (Hm ³)	V _{rest} (Hm ³)	V _{resid} (Hm ³)
J	3.1	4.01	33	49.1	0.016	1.39	1.406	1.694	2.654
F	3.94	6.594	52	58.4	0.030	2.66	2.69	1.25	3.904
M	6.08	9.98	70	79.4	0.055	4.12	4.175	1.905	5.809
A	4.85	10.659	72	99.3	0.071	3.28	3.351	1.499	7.308
M	2.06	9.36	66	139.5	0.092	1.39	1.482	0.578	7.886
J	1.49	9.376	64	191.3	0.122	1.00	1.122	0.368	8.254
J	0.3	8.55	62	264.5	0.163	0.20	0.363	-0.063	8.191
A	1.003	9.194	63	237.7	0.149	0.66	0.809	0.194	8.385
S	1.91	10.29	70	140.9	0.098	1.94	2.038	-0.128	8.257
O	2.08	10.33	70	95.2	0.066	1.28	1.346	0.734	8.991
N	2.76	11.75	74	63.1	0.046	1.39	1.436	1.323	10.134
D	2.08	12.394	76	48.8	0.037	1.86	1.898	+0.182	10.316

Régularisation interannuelle (garantie de 70%)

2^{ème} année $A_{70\%} = 21.46 \text{ hm}^3$

Période	Apport(Hm ³)	A _{cum} (hm ³)	S _i (ha)	h _{eva} (mm)	V _{eva} (Hm ³)	V _b (Hm ³)	V _{cum} (Hm ³)	V _{rest} (Hm ³)	V _{resid} (Hm ³)
J	3.1	13.416	84	49.1	0.041	1.39	1.431	1.669	11.98
F	3.94	15.925	96	58.4	0.056	2.66	2.716	1.224	13.204
M	6.08	19.284	110	79.4	0.087	4.12	4.207	1.873	15.077
A	4.85	19.92	112	99.3	0.111	3.28	3.391	1.459	16.536
M	2.06	18.59	108	139.5	0.150	1.39	1.54	0.52	17.056
J	1.49	18.54	108	191.3	0.206	1.00	1.206	0.284	17.34
J	0.3	17.64	106	264.5	0.280	0.20	0.48	-0.18	17.16
A	1.003	18.163	108	237.7	0.256	0.66	0.916	0.087	17.24
S	1.91	19.15	110	140.9	0.154	1.94	2.094	-0.18	17.05
O	2.08	19.136	110	95.2	0.104	1.28	1.384	0.696	17.74
N	2.76	20.50	114	63.1	0.079	1.39	1.469	1.291	19.031
D	2.08	21.11	116	48.8	0.056	1.86	1.916	0.164	19.19

Régularisation interannuelle (garantie de 70%)

3^{ème} année $A_{70\%} = 21.46 \text{ hm}^3$

Période	Apport(Hm^3)	A_{cum} (hm^3)	S_i (ha)	h_{eva} (mm)	V_{eva} (Hm^3)	V_b (Hm^3)	V_{cum} (Hm^3)	V_{rest} (Hm^3)	V_{resid} (Hm^3)
J	3.1	22.29	120	49.1	0.058	1.39	1.448	1.652	20.842
F	3.94	24.78	130	58.4	0.075	2.66	2.735	1.205	22.047
M	6.08	28.127	142	79.4	0.112	4.12	4.232	1.848	23.895
A	4.85	28.74	144	99.3	0.142	3.28	3.422	1.428	25.323
M	2.06	27.38	140	139.5	0.195	1.39	1.58	0.48	25.803
J	1.49	27.29	140	191.3	0.267	1.00	1.267	0.223	26.026
J	0.3	26.32	138	264.5	0.365	0.20	0.565	-0.265	25.761
A	1.003	26.76	140	237.7	0.332	0.66	0.992	0.011	25.772
S	1.91	27.68	140	140.9	0.197	1.94	2.137	-0.227	25.545
O	2.08	27.62	140	95.2	0.133	1.28	1.413	0.667	26.212
N	2.76	28.97	142	63.1	0.089	1.39	1.479	1.281	27.493
D	2.08	29.57	144	48.8	0.070	1.86	1.93	0.15	27.643

Régularisation interannuelle (garantie de 70%)

4^{ème} année

$A_{70\%} = 21.46 \text{ hm}^3$

Période	Apport(Hm ³)	A _{cum} (hm ³)	S _i (ha)	h _{eva} (mm)	V _{eva} (Hm ³)	V _b (Hm ³)	V _{cum} (Hm ³)	V _{rest} (Hm ³)	V _{resid} (Hm ³)
J	3.1	30.74	146	49.1	0.071	1.39	1.461	1.639	29.282
F	3.94	33.22	152	58.4	0.088	2.66	2.748	+1.192	30.474
M	6.08	36.554	158	79.4	0.125	4.12	4.245	++0.609	31.079
A	4.85	35.92	156	99.3	0.154	3.28	3.434	1.416	32.495
M	2.06	34.55	154	139.5	0.214	1.39	1.604	0.456	32.95
J	1.49	34.44	154	191.3	0.294	1.00	1.294	+0.196	33.146
J	0.3	33.44	152	264.5	0.402	0.20	0.602	-0.302	32.844
A	1.003	33.84	152	237.7	0.361	0.66	1.021	-0.018	32.826
S	1.91	34.736	154	140.9	0.217	1.94	2.157	-0.247	32.579
O	2.08	34.65	154	95.2	0.146	1.28	1.426	+0.654	33.233
N	2.76	35.99	156	63.1	0.098	1.39	1.488	1.272	34.505
D	2.08	36.56	158	48.8	0.077	1.86	2.63	-0.55	33.95

Régularisation interannuelle (garantie de 70%)

5^{ème} année $A_{70\%} = 21.46 \text{ hm}^3$

Période	Apport(Hm ³)	A _{cum} (hm ³)	S _i (ha)	h _{eva} (mm)	V _{eva} (Hm ³)	V _b (Hm ³)	V _{cum} (Hm ³)	V _{rest} (Hm ³)	V _{resid} (Hm ³)
J	3.1	37.05	158	49.1	49.1	1.39	1.467	1.633	35.583
F	3.94	39.52	164	58.4	58.4	2.66	2.755	1.185	36.768
M	6.08	42.84	174	79.4	79.4	4.12	4.258	1.822	38.59
A	4.85	43.44	174	99.3	99.3	3.28	3.452	1.398	39.988
M	2.06	42.04	172	139.5	139.5	1.39	1.629	0.431	40.419
J	1.49	41.90	172	191.3	191.3	1.00	1.329	0.161	40.58
J	0.3	40.88	172	264.5	264.5	0.20	0.654	-0.354	40.226
A	1.003	41.22	172	237.7	237.7	0.66	1.068	-0.065	40.161
S	1.91	42.07	172	140.9	140.9	1.94	2.182	-0.272	39.889
O	2.08	41.96	172	95.2	95.2	1.28	1.443	0.637	40.526
N	2.76	43.28	174	63.1	63.1	1.39	1.499	1.261	41.787
D	2.08	43.86	174	48.8	48.8	1.86	1.944	0.136	41.923