

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
«O»

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE  
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES  
«O»

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

THEME

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Etude de Faisabilité du Barrage  
de Fontaine des Gazelles (El-Ghazala)  
Sur l'oued El-Hai  
(Wilaya de Biskra)

8 PLANS

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

Le Prof. LEANG LIM. H.

O. ABDI

LEANG L. H.

Med N. GHAI A

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

«O»  
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE  
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES  
«O»

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

**THEME**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Etude de Faisabilité du Barrage  
de Fontaine des Gazelles (El-Ghazala)  
Sur l'oued El-Hai  
(Wilaya de Biskra)

Proposé par :

Le Prof. LEANG LIM. H.

Etudié par :

O. ABDI

Med N. GHAIA

Dirigé par :

LEANG L. H.

# R E M E R C I E M E N T S

oOo



La présente étude a été élaborée sous la direction de M  
Mr LEANG H. LIM professeur à l'E.N.P.A. qui nous a apporté  
l'aide efficace en même temps que les précieux conseils qu'il  
daigne trouver ici, nos plus vifs remerciements et l'expres-  
sion de notre profonde reconnaissance.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à  
Mr GESA-LAPRAY pour son rôle prépondérant au niveau du  
département et qui nous a bénéficié du fruit de son expérience.

Nos remerciements vont aussi à notre chef de département  
Mr A. KETTAB Docteur-Ingénieur pour les efforts déployés à  
notre formation.

Nos remerciements vont aussi à tous les professeurs et  
assistants qui ont contribué à notre formation.

oOo

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et  
reconnaissance :

- . à mes parents
- . à ma soeur pour son soutien moral
- . à mes frères et soeurs
- . à toute ma famille
- . à mes camarades et amis (es)

A B D I Osmane

—oJo—oJo—

Je dédie cet humble ouvrage à

- . mon père qui n'a ménagé aucun effort pour  
me combler d'aise et de bonheur
- . ma mère pour tous ses sacrifices consentis  
à mon égard
- . ma grande mère adoptive pour toute son  
affection et sa bonté
- . mes frères et soeurs
- . toute ma famille
- . tous mes amis (es)

G H A I A Med N.

ms et prénoms: O. ABDI et M<sup>me</sup> N. GHATA

nomoteur: LEANG. H. L

DEPARTEMENT: d'hydraulique

الموضوع: دراسة إنجاز سد "الغزالة" على واد "الحي"  
بولاية بسكرة.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

ملخص الموضوع

هذه الأطروحة تعالج مشاكل تغزير المياه التي تستعمل لسقي الأراضي المألحة للزراعة في نواحي بسكرة.  
هذا السد مصنوع بالمواد المحلية ارتفاعه 40 متر وقدرة حجمه العادي تبلغ 8,45 هكتومتر مكعب ويهتوي على مفرغ مياهي سطحي ذي مساحة مستطيلة الشكل وأنتايب لتصريف المياه بطول قدره 255 متر مستعملة لتفريغ الخزان.

Sujet: Etude de Faisabilité du barrage de Fontaine des Gazelles  
( El-Gazala ) sur l'oued El-Hai Wilaya de Biskra

Résumé du sujet

La présente thèse traite des problèmes concernant, l'accumulation des eaux qui sont destinées à l'irrigation des terres dans la région de Biskra. Le barrage est une digue en terre qui est dotée d'une hauteur de 40m pour une retenue de capacité normale de 8,45 hm<sup>3</sup>. Il est équipé d'un évacuateur de crue de section rectangulaire, d'une prise d'eau et d'une galerie de dérivation longue de 255 mètres utilisée pour la vidange de fond.

Subject: Study of Feasibility of Dam "El-Gazala" on the wadi  
El-Hai Wilaya of Biskra

Summary of Subject

The present thesis discusses the problems of water accumulation for the irrigation of the land used for agriculture at Biskra district. The Dam is done from local materials, its height is 40m and the reservoir volume is 8,45 Hm<sup>3</sup> and it consists of surface spillway of rectangular shape and pipes for discharging the wadi of 255 m length.

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Pages

CHAPITRE PREMIER

LOCALISATION ET CHOIX DU SITE .....	1
I. SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	1
I.1. Emplacement.....	1
I.2. Accès au site.....	2
II. SECTION DES SITES.....	2
II.1. Sites envisageables.....	2
II.2. Critères du choix du site.....	3

CHAPITRE DEUXIEME

ETUDE TOPOGRAPHIQUE.....	4
I. TOPOGRAPHIE DU BASSIN VERSANT.....	4
II. TOPOGRAPHIE DE LA RETENUE.....	4
III. TOPOGRAPHIE DU SITE.....	5

CHAPITRE TROISIEME

ETUDE GEOLOGIQUE.....	6
I. GEOLOGIE DU SITE.....	6
II. SITUATION TECTONIQUE.....	7
III. ETANCHEITE.....	8
IV. CONDITIONS SISMIQUES.....	9
V. MATERIAUX DE CONSTRUCTION.....	9

CHAPITRE QUATRIEME

ETUDE HYDROLOGIQUE.....	12
I. EQUIPEMENT DU BASSIN VERSANT.....	12

II. ETUDE DU CLIMAT.....	12
II.1. Température.....	13
II.2. Gelée.....	13
II.3. Neige.....	13
II.4. Vents.....	13
II.5. Répartition nouvelle des pluies d'El-Kantara.....	14
II.6. Evaporation.....	14
III. ETUDE PHYSIQUE DU BASSIN VERSANT.....	15
III.1. Caractéristiques de forme.....	15
III.1.1. Indice de compacité de gravellus.....	15
III.1.2. Le rectangle équivalent.....	16
III.2. Le relief.....	16
III.2.1. Répartition hypsométrique et courbe hypso-	
métrique.....	16
III.2.2. Indice de pente.....	18
III.3. Hydrographie et géomorphologie.....	19
III.3.1. Réseau hydrographique.....	19
III.3.2. Densité de drainage.....	19
III.3.3. Coefficient de torrentialité.....	19
III.3.4. Temps de concentration.....	20
IV. ETUDE DES APPORTS LIQUIDES.....	22
IV.1. Apport moyen annuel.....	22
IV.2. Etude des crues.....	23
IV.3. Etude des transports solides.....	24
IV.3.1. Définition.....	24
IV.4. Volume mort ou grande d'envasement.....	25
IV.5. Volume utile.....	25
V. LAMINAGE DES CRUES.....	26
I. BUT.....	26
I.1. Crue de projet.....	26
I.2. Hypothèse de calcul.....	26
I.3. Méthode appliquée.....	26
I.4. Détermination de la hauteur maximale sur le déversoir.....	27

CHAPITRE CINQUIÈME

ETUDE DU BARRAGE.....	29
I. TYPE DE BARRAGE.....	30
I.1. Dimensionnement du barrage.....	31
I.1.1. Niveau des plus hautes eaux.....	31
I.1.2. Calcul de la revanche.....	31
I.1.3. Côte de la crête.....	36
I.1.4. Hauteur maximale du barrage.....	36
I.1.5. Largeur de la crête du barrage.....	36
I.1.6. Longueur en crête du barrage.....	37
I.1.7. Pente des talus de la digue.....	38
I.1.8. Protection des talus.....	41
I.1.9. Batardeau.....	43
I.1.10. Noyau.....	43
I.1.11. Prisme de drainage.....	44
I.1.12. Filtres.....	45
II. INFILTRATIONS.....	46
II.1. Généralités.....	46
II.2. Détermination de la ligne phréatique par la méthode de DUPUIT.....	46
- Détermination de la ligne de saturation. Méthode de KOZENY.....	53
- Calcul des fuites à travers la barrage.....	58
- Voile d'étanchéité.....	60
- Galerie d'injection.....	60
III. ETUDE DE STABILITE DU BARRAGE.....	60
III.1. Méthode de calcul.....	60
III.2. Détermination du centre de cercle de glissement.....	67
III.3. Sollicitations dues aux seismes.....	70
III.4. Cas à envisager.....	71
a)- Fin de construction.....	71
b)- Fonctionnement normal .....	72
c)- La vidange rapide.....	72



- Tableau Récapitulatif des résultats.....	77
- Tassement.....	78

CHAPITRE SIXIEME

OUVRAGES ANNEXES.....	79
I. DIMENSIONNEMENT DE LA GALERIE DE DERIVATION.....	79
Utilisation et but.....	79
Calcul du débit évacué par la galerie.....	79
II. EVACUATION DE CRUE.....	85
II.1. Généralités.....	85
II.4.1. Le déversoir.....	87
II.4.2. Calculs hydrauliques.....	86
II.4.3. Le coursier.....	95
II.4.4. Construction de la courbe de Bresse.....	98
II.4.4.1. Méthode de BRESSE.....	99
III. DISSIPATEUR D'ENERGIE.....	105
III.1. Courbure des déflecteurs.....	105
III.2. Protection aval.....	107
IV. Prise d'eau.....	107
IV.1. But.....	107
IV.2. Dimensionnement.....	107

## NOMENCLATURE DES PLANS

- Plan N° I.3 Détermination de la ligne de saturation à l'aide de la méthode de KOZENY.
- Plan N° I.3 Détermination de la ligne de saturation à l'aide de la méthode de DUPUIT.
- Plan N° I.4 Calcul de la stabilité de la digue : cas de vidange rapide et fonctionnement normal.
- Plan N° I.5 Calcul de la stabilité de la digue: Fin de construction.
- Plan N° I.6 Plan d'ensemble.
- Plan N° I.7 Coupe type du barrage.
- Plan N° I.8 Sections transversales de la digue.
- Plan N° II Profil du terrain au droit de l'axe du barrage  
(coupe A-A) vue de l'aval

## I N T R O D U C T I O N

Inscrite au plan quinquenal, la construction du barrage de Fontaine des Gazelles (Wilaya de DISKRA) est considérée comme prioritaire. Or lorsqu'on envisage de construire un tel ouvrage, il faudra d'abord procéder à l'étude de sa faisabilité sur le site choisi, l'étude que nous propose notre professeur Mr LEANG LIM HENG et qui rentre dans le cadre de notre thèse de fin d'études à l'École National Polytechnique d'El-Harrach.

La méthodologie à adopter au cours de ce travail sera la suivante :

Dans un premier temps, nous nous consacrerons aux études préliminaires relatives à la recherche et au choix du site, à la connaissance de ses conditions topographiques, hydrologiques et géologiques; à l'aide des éléments obtenus de ces études, nous aborderons dans un second stade à la partie hydrotechnique qui comprendra l'étude de la digue, une approche de celle de l'évacuateur de crue et des ouvrages annexes, et enfin à une estimation du coût de la digue.

Nous ne prétendons pas apporter des solutions définitives, mais seulement une modeste contribution à l'étude de la réalisation du futur barrage de Fontaine des Gazelles.

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU  
BARRAGE DE FONTAINE DES GAZELLES

OUED EL HAI A FONTAINE DES GAZELLES

Superficie du bassin versant.....	1 520 Km <sup>2</sup>
Apport moyen annuel.....	37,4 hm <sup>3</sup>
Type de Barrage.....	barrage en terre
Longueur de la crête du barrage.....	<sup>408</sup> <del>450</del> m
Hauteur maximale au-dessus des Fondations.....	43 m
Côte de la crête du barrage.....	390
Type de l'évacuateur.....	évacuateur de surface
Débit maximum à évacuer.....	1 340 m <sup>3</sup> /s
Côte du seuil du réservoir.....	384 (m)
Capacité de la retenue (côte 384).....	59,5 hm <sup>3</sup>
Volume régularisé.....	15 hm <sup>3</sup>
Volume utile.....	45,5 m <sup>3</sup>
Volume mort.....	14 hm <sup>3</sup>

## CHAPITRE PREMIER

### LOCALISATION ET CHOIX DU SITE

#### I. SITUATION GEOGRAPHIQUE

##### I.1. EMBLACEMENT

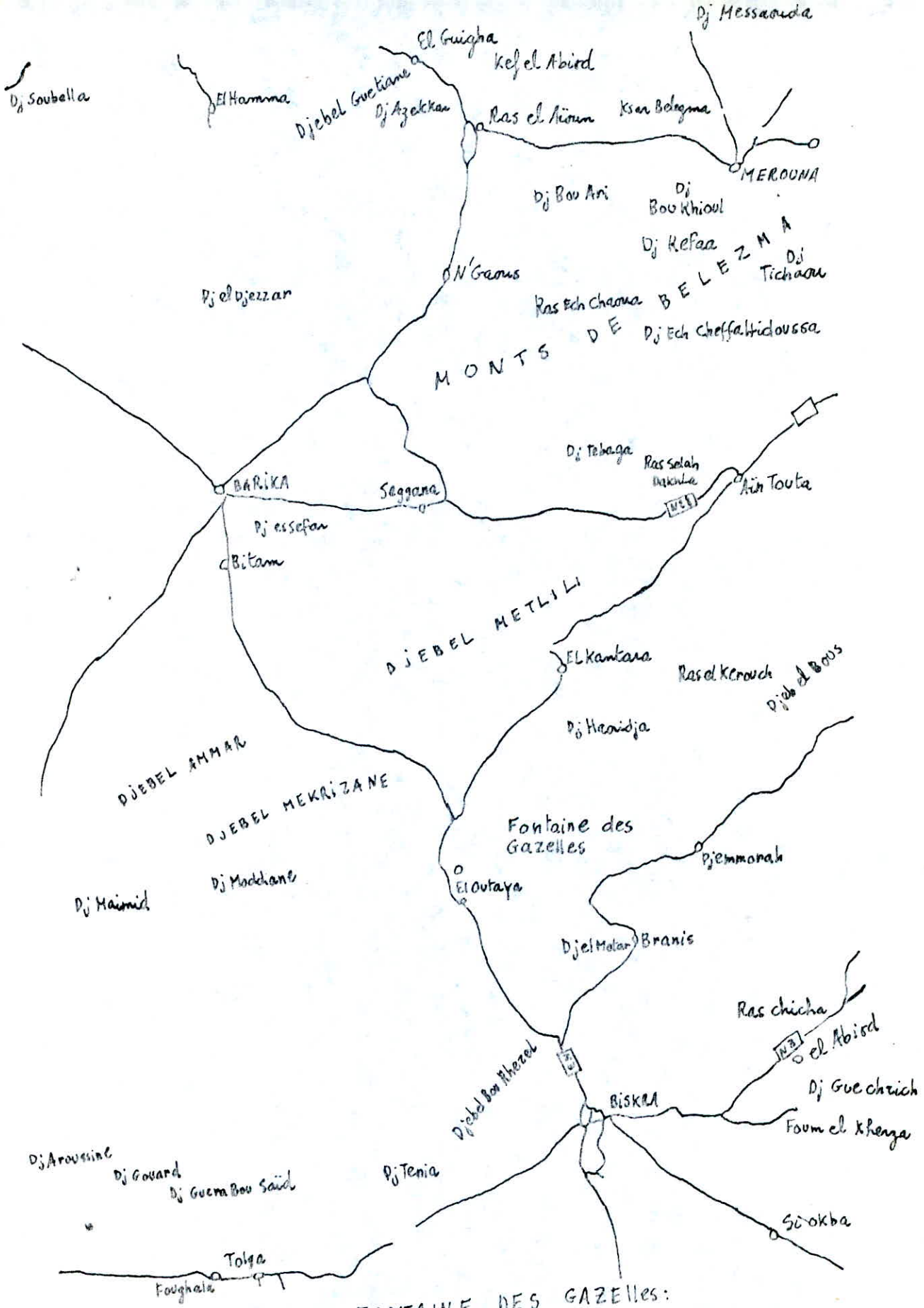
Le site du barrage de Fontaine des Gazelles (Al-Ghazala) sur l'oued El-Haï se situe à une distance d'environ 4 Km du village Fontaine des Gazelles, à 15 Km en aval d'El-Kanbara et à 35 Km au Nord Ouest de Biskra. L'oued El Haï prend son origine sur le plan Sud de l'Atlas Sahraoui.

D'après le découpage hydrologique en vigueur en Algérie il est attribué au bassin Chott Mehir.

Le bassin de l'oued est allongé dans la région Sud-Ouest et Nord-Est et entouré de chaînes montagneuses peu élevées (jusqu'à 2 000 m), les flancs Nord sont couverts de forêts tandis que les flancs Suds sont rocailleux dénudés.

Le réseau hydrologique est en général représenté par les cours d'eau ayant un écoulement périodique et les talwegs secs, seul l'oued El Haï a un écoulement permanent mais lui aussi se perd par endroit dours.

Le bassin de l'oued se trouve dans la zone semi-désertique caractérisé par ce que l'évaporation domine les précipitations. L'irrigation existante est attribuée à l'aval de l'oued elle a un caractère sans système n'est pas recensée selon les volumes d'eau ni les superficies.



FONTAINE DES GAZELLES:  
SITUATION - ACCÈS

Fig: 1

Ech: 1/500000<sup>e</sup>


Ech: 1/500 000e



BASSIN VERSANT  
DE FONTAINE DES GAZELLES

Legende

 Plaines

 Montagnes

D'après les estimations approximatives le volume d'eau annuel pris pour les besoins d'irrigation et en moyenne de 10 à 12 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>.

Les coordonnées Lambert du site sont : 762,5 et 206,80.

## I.2. ACCES AU SITE

L'accès au site du barrage se fera à 3 Km au Sud de la zone à partir de la route principales R.N. 3 reliant Biskra (à 31 Km, vers le Sud) à Batna et Constantine ( à 86 et 215 Km respectivement vers le Nord - Est ).

Une route secondaire goudronnée W. 35 passant par le centre de la vallée traverse l'oued par un fond en béton armé.

## II. SELECTION DES SITES

Le choix de l'emplacement et des caractéristiques géométriques (hauteur et forme) du barrage doit être effectué en tenant compte d'une série de conditions qui sont les suivantes :

- conditions relatives à la topographie
- conditions géologiques
- conditions hydrologiques
- conditions relatives à la géographie humaine

### II.1. SITES ENVISAGEABLES

De plus du site Fontaine des Gazelles il existe d'autres tels que Tahannet, Maafa, El-Kanbara où l'eau peut être emmagasinée pour l'irrigation. Si nous construisions un barrage sur l'un de ces sites (Tahannet, Maafa) qui sont situés sur l'oued



Fedhala dans ce cas il n'emmagasinerait que les eaux de cet oued par contre, un autre barrage serait alors nécessaire pour retenir le reste de l'écoulement de l'oued. Dans ce cas nous estimons qu'il serait plus économique de construire un seul barrage pour emmagasiner l'apport total de l'oued El Haï car c'est lui qui est principale.

## II.2. CRITERES DU CHOIX DU SITE DE FONTAINE DES GAZELLES

Ils sont assez nombreux :

- La disponibilité des voies d'accès : Biskra - Barika
  - \* route traversant l'axe du barrage : Biskra - barika
  - \* route rencontrant la nationale N° 3 : Biskra - Batna à 4 Km du site.
  
- Disponibilité du terrain pour la cuvette : à l'exception des pipes-lines dont l'un à gaz et l'autre à pétrole passant à travers la cuvette et d'une basse digue autour du village Fontaine des Gazelles contre les grandes crues.
  
- Disponibilité des matériaux de construction, il y a plusieurs types de matériaux de construction nécessaires pour le noyau imperméable, la recharge, les agrégats pour la réalisation du béton sont disponibles dans le voisinage du barrage.
  
- Caractéristiques géologiques : une vérification du terrain ne révèle aucune formation géologique anormale et les conditions existantes au site sont tout à fait favorables pour la construction d'un barrage en matériaux locaux.

## CHAPITRE DEUXIEME

### ETUDE TOPOGRAPHIQUE

#### I. TOPOGRAPHIE DU BASSIN VERSANT

Le bassin versant a une superficie de 1 520 Km<sup>2</sup> et a une forme rectangulaire. Sa longueur maximale est de 74 Km, la longueur suivant le talweg est de 97 Km et sa largeur est de 28Km en moyenne. Les principales chaînes de montagnes sont :

- au Nord Ouest d'El Kantara : Djebel Metlili 1 496 m
- au Nord Est d'El Kantara : l'Aurès avec la chaîne d'El Malou et Ras Gueddeline 2 091 m.
- au Nord d'Aïn Touta une partie des monts du Belezana dont le plus haut sommet est de 1 726 m.

La majeure partie de la zone montagneuse est boisée. L'oued El Haï reçoit comme principaux affluents l'oued Fedhala et l'oued Tilatou et les autres moins importants oued Beyada, oued Agroum, oued Hassi Ben Tamtam, oued Messaoud, oued El Ball, etc...

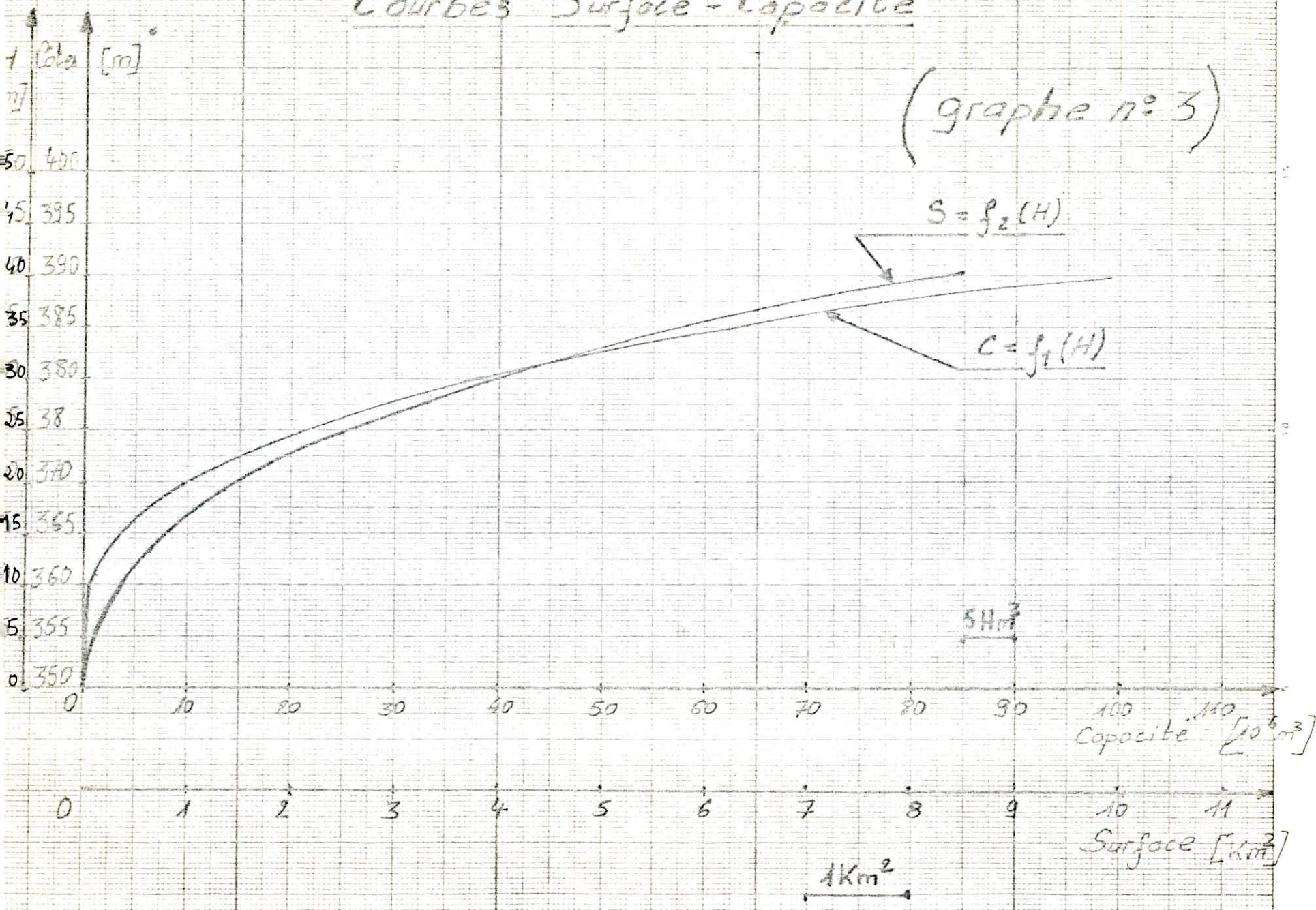
#### II. TOPOGRAPHIE DE LA RETENUE

Au site du barrage, il y a seulement une rangée de collines à travers lesquelles l'oued a creusé son lit et y a fait une gorge. En amont de cette rangée, il n'y a aucune obstruction le long des rives pouvant empêcher l'eau de s'y répandre. La caractéristique principale est la gorge étroite à l'axe du barrage. En effet, un grand confluent de l'oued Hassi Ben Tamtam et d'autres petits courants venant de différentes directions se jettent sur l'oued El Haï.

Afin de pouvoir connaître la capacité de la retenue en fonction de l'altitude nous avons par planimétrage de la carte

# Courbes Surface - Capacité

(graphe n° 3)



topographique de la retenue à l'échelle 1/5000; calculé les valeurs des surfaces et des capacités en fonction des hauteurs pour pouvoir établir les courbes surfaces - capacités.

Nous obtenons les résultats suivants : (voir courbe surface - capacité) N° 3.

Tableau 1 :

Côte (m)	350	355	360	365	370	375	380	385	390
Surface Km <sup>2</sup>	0,00	0,15	0,35	0,75	1,00	2,55	3,95	5,95	8,45
Capacité hm <sup>3</sup>	0,00	0,25	0,5	4,5	9,5	20,5	38,5	62,5	99,5

### III. TOPOGRAPHIE DU SITE

Juste en amont du futur barrage, l'oued afflue parallèlement à la rangée des collines et puis pénètre dans la gorge.

L'altitude du lit de l'oued est approximativement de l'ordre de 350 m tandis que les sommets des collines le bordant à gauche et à droite sont à une altitude de 485 à 600 m respectivement.

Au point le plus étroit, l'oued a une largeur d'environ 80 m. Il coule dans une dépression peu profonde à l'intérieur de ce lit majeur.

## CHAPITRE TROISIEME

### ETUDES GEOLOGIQUES

Pour l'étude géologique nous ne disposons que d'un rapport qui a été établi à l'I.N.R.H. à partir des tests de perméabilité et des tests géologiques reposant sur les méthodes électriques et sismiques sur le site.

Ce rapport comprend :

- quelques résultats de sondages de la géologie du site
- la situation tectonique
- l'étanchéité des fondation et de la cuvette
- des conditions susmiques
- et en fin des matériaux de construction

#### I. GEOLOGIE DU SITE (voir la carte géologique à l'échelle 1:1000).

Le lit de l'oued et la basse tenasse le long des rives gauches consistent d'alluvions quaternaires.

D'après des tests opérés par des forages ceci indique qu'il y a une profondeur significative de ces alluvions au-dessus de la roche-mère. Dans le lit profond de l'oued et à travers la rive gauche l'épaisseur des alluvions augmente de 20 à 24 m.

Les alluvions sont principalement composés de plusieurs couches telles que les sables, l'argile sableuse, galets de calcaires, des grés, des poudingues à ciment calcaire et des conglomérats à éléments de calcaire... En dessous des alluvions la roche mère consiste de marnes calcaires, calcaire marneux et calcaire de crétacé supérieur en couches.

La pente de la colline le long de la rive droite consiste en des bandes alternatives de crétacé supérieur coniacien calcaire marneux à ammoniates et crétacé sup-santonien - companien calcaires et marnes calcaires.

Sur la partie la plus haute de la pente on trouve du crétacé supérieur - companien - Maestrichien calcaire à échinoides  $C_{6b}$ . la partie la plus basse de la pente de la colline est constituée de crétacé supérieur - coniacien - calcaire marneux et marnes à ammoniacs  $C_3$ . tandis qu'entre  $C_3$  et  $C_{6b}$  une certaine partie est couverte de crétacé supérieur - santonien companien calcaires et marnes calcaires qui s'étendent jusqu'au pied de la gorge. Les sondages montrent aussi qu'il existe quelques éboulis de 1 m à 2,5 m de profondeur jusqu'au sommet et après quoi la roche mère consiste en couches de marnes calcaires, calcaire marneux et calcaire, etc...

Jusqu'à 2 ou 3 m de la pente se trouvent des éboulis dans une matrice argileux avec des blocs de calcaire. Dans le sondage  $S_2$  des marnes calcaires et des marnes sont trouvées dans plusieurs couches jusqu'à une profondeur de 42 m et également différentes couches de calcaires sont trouvées jusqu'à une profondeur de 54 m. Dans le sondage  $S_9$  les marnes à éléments calcaires et gypse sont rencontrés jusqu'à une profondeur de 22 m ainsi que des calcaires intercalés de fines couches de marnes calcaires.

Enfin, les résultats des essais en vue de la détermination des modules de YOUNG indiquent que la roche du lit n'est pas très dure.

## II. SITUATION TECHNIQUE

Notre site se trouve dans la partie Sud de l'Atlas saharien qui se présente comme une chaîne plissée lors de l'ère

secondaire. L'oued El Haï traverse au droit du site, d'Amont en Aval, le synclinal d'El Kantara, l'anticlinal des Beni-Ferah et le synclinal d'El Outaya.

D'Amont en Aval, de la gorge près de la rive droite, il semble y avoir une faible parallèle à l'oued ce qui peut être expliqué par l'augmentation dans les absorptions d'eau des tests de perméabilité dans les sondages  $S_5$ ,  $S_4$ ,  $S_8$ ,  $S_{10}$ .

### III. ETANCHEITE

Les résultats obtenus des sondages indiquent que la roche-mère du barrage est imperméable à cause de la présence de plusieurs couches de calcaires marneux, marnes, marne-calcaire, etc...

La possibilité d'infiltration en dessous du barrage pourrait être le long de la Faille  $F_3$  et le long de la roche fissurée rencontrée dans le sondage  $S_1$ ; les tests de perméabilité indiquent que pour une pression de  $10 \text{ Kgf/cm}^2$ , l'absorption maximum pourrait être de l'ordre de ( $14 \div 15 \text{ UL} =$ )  $0,14 \div 0,15 \text{ m/24h}$  qui est égale à  $0,00625 \text{ m / heure}$ . Dans les sondages  $S_1$ ,  $S_5$ ,  $S_4$ ; le long de la section A - A et  $S_8$ ,  $S_{10}$  le long de la section B-B. Ce taux d'absorption n'est pas très excessif et peut-être contrôlé en faisant pénétrer un voile d'étanchéité approprié.

Dans la cuvette, la possibilité de fuite pourrait se produire à travers les sédiments miocènes oligocènes, qui ont la forme de lits poreux. Sous ces sédiments, il existe un profond substratum détritique calcaire marneux et moduleux à marnes calcaires et marnes qui sont presque imperméable. Donc le danger de fuite ne peut provenir que d'une disposition défavorable des couches constituant le fond de la cuvette.

Mais il faut remarquer que le processus de sédimentation pourrait être avantageux dans la mesure où avec le temps, les vides des matériaux poreux étendus dans le lit, deviendraient pleins de fines particules de sédiments et la fuite d'eau à travers les matériaux poreux du lit arriverait à être arrêtée.

Lors de l'étude de l'avant projet, il faudrait faire une vérification minutieuse de tous ces inconvénients et exécuter quelques sondages dans la cuvette.

#### IV. CONDITIONS SISMIQUES

Le site pourra être soumis à l'influence des seismes semblent être en relation avec les grandes accidents N W / S W , M'Sila - Biskra.

Il existe des failles passant près du site dont l'une d'elles au N. E. (8 à 10 Km du futur barrage). Il existe 3 (trois) épïcêtres d'intensité 5,6 au N. W. (M'Sila), 5,5 au S. E. de Biskra situés à 35 Km et 5,6 au S. E. situé à 40 Km du barrage.

Cependant, nous allons prendre par mesure de sécurité la valeur de  $a = 0,15$ .

Au moment de l'étude de l'avant projet détaillé une valeur plus rationnelle peut-être déterminée après avoir effectué des tests d'explosion du site.

#### V. MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Il semble qu'aux alentours du site et d'après les détaillées géologiques, qu'il existe beaucoup de matériaux disponibles.



Les matériaux nécessaires pour le noyau imperméable sont disponibles sur les terrasses les plus hautes localisées entre la route de la wilaya N° 35 et la rive droite de l'oued El-Haï et également entre la rive gauche et le village Fontaines des Gazelles en amont du site du barrage.

Les matériaux perméables pour la recharge sont disponibles dans le lit et sur les terrasses les plus basses le long des rives de l'oued, à la fois en amont et en aval du barrage.

Au moment de la préparation de l'avant projet des investigations détaillées sont cependant nécessaires afin de déterminer la profondeur des sources de matériaux pour le barrage et les ouvrages annexes. Pour cela, il serait nécessaire de creuser quelques puits et faire des tests au laboratoire afin de connaître la qualité et le type de matériaux adéquats pour différentes constructions.

### CONCLUSION

Le site de Fontaine des Gazelles présente de sérieuses difficultés géologiques.

Cependant, nous estimons que l'étude géologique ne permet pas de définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols, c'est-à-dire leur aptitude à fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue ou à constituer des fondations suffisamment stables et imperméables.

Il importe donc de mener des études géotechniques en procédant à des essais de mécanique des sols et à des essais hydrauliques soit sur des échantillons (essais au laboratoire) soit directement sur le site (essai "in situ"). Pour nos calculs

hydrotechniques, nous nous servirons des caractéristiques mécaniques du sol du barrage de Sidi Mohamed Ben Aouda en raison de l'analogie existant entre les 2 (deux) sols.

Ces valeurs sont adoptées par la D. P. R. H.

Tout venant : (granulation %  $\angle$  8 microns de 0 à 10 %)

pois volumique à l'état humide =  $2 \text{ t / m}^3$

pois volumique à l'état saturée =  $2,2 \text{ t / m}^3$

Cohésion  $C = 0$

Coefficient de perméabilité  $K = 10^{-3} \text{ [ cm / S ]}$

Angle de frottement interne  $\varphi = 28^\circ$

Argile : (colluvions argileuses)

pois volumique à l'état humide =  $2,12 \text{ t / m}^3$

pois volumique à l'état saturée =  $2,17 \text{ t / m}^3$

Coefficient de perméabilité  $10^{-6} \text{ [ cm / S ]}$

Angle de frottement interne  $\varphi = 23^\circ$

Cohésion  $C = 1,5 \text{ t / m}^2$

Fondation : (alluvions consolidés)

pois volumique à l'état humide =  $2,7 \text{ t / m}^3$

pois volumique à l'état saturée =  $2,7 \text{ t / m}^3$

Coefficient de perméabilité  $K = 10^{-5} \text{ [ cm / S ]}$

Angle de frottement interne  $\varphi = 25^\circ$

Cohésion  $C = 2 \text{ t / m}^2$

CHAPITRE QUATRIEME

ETUDE HYDROLOGIQUE

I. EQUIPEMENT DU BASSIN VERSANT

En ce qui concerne la connaissance hydrologique de l'oued El-Haï elle est faible. Une seule station hydrométrique El-Kantara n'existe au total que 15 ans de 1953 à 1956 et de 1968 jusqu'à présent.

II. ETUDE DU CLIMAT

Le bassin versant de Fontaine des Gazelles est sous l'influence du climat de l'Atlas Saharien. C'est un climat très continental, caractérisé par des hivers froids et des étés chauds et secs.

Pour caractériser ce climat, nous allons calculer le quotient pluviométrique d'EMBERGER qui s'écrit comme suit :

$$Q = \frac{100 P}{M^2 - m^2}$$

où P = pluviométrie annuelle = 230 mm

M = moyenne des températures maxima du mois le plus chaud de l'année = 37°C

m = moyenne des températures minima du mois le plus froid de l'année = 3°C

d'où Q = 17

D'après les cartes des étages bioclimatiques en Algérie, avec Q = 17, notre bassin versant se trouve dans l'étage semi-aride.

### II.1. TEMPERATURE

Les mois les plus chauds sont Juillet et Août et les plus froids sont Décembre, Janvier et Février. Le tableau suivant résume au mieux la situation :

Températures mensuelles moyennes en °C observées à El-Kantara

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne annuelle
Max.	11	15	19	22	27	33	37	35	31	25	18	12	24
Moy.	7	10	13	16	20	26	29	28	24	19	13	8	18
Min.	3	5	7	10	13	19	21	21	17	13	8	4	12

### II.2. GELEE

Les gelées blanches sont très fréquentes sur le relief (altitudes supérieures à 1500m) où elles peuvent se produire 50 jours en moyenne par an. Lorsque l'altitude diminue, les gelées deviennent moins fréquentes et peuvent alors atteindre 25 jours par exemple à El-Kantara (altitude 513 m).

### II.3. LA NEIGE

La neige couvre les sommets dans les Aurès, au-dessus de 1500 m en moyenne 20 jours par an, mais il semble que l'épaisseur de la neige au sol ne dépasse pas en moyenne 30 centimètres.

### II.4. VENTS

Le sirocco est observé de 15 à 30 jour par an en moyenne sur la majeure partie de la région, cependant, il est beaucoup plus fréquent à El-Kantara où il souffle en moyenne 50 jours.

II.5. REPARTITION MENSUELLE DES PLUIES D'EL-KANTARA (en mm)

La pluviométrie moyenne à El-Kantara a été estimée à H = 230 mm. On a le tableau suivant :

S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
23	23	30	28	23	14	30	21	18	12	2	7	230

II.6. EVAPORATION

Pour déterminer les pertes par évaporation de la retenue, il est nécessaire de connaître l'évaporation de l'eau sur nappe libre. Ne disposant pas d'observation à la station d'El-Kantara, nous nous baserons sur celles effectuées aux stations de Batna, Biskra et Foug El Gherza. L'évaporation à partir du plan d'eau est de 1890 à 3220mm/an. Elle dépend en grande partie de l'altitude du pays, de la température et de l'humidité de l'air.

Les observations sont les suivantes :

Evaporation annuelle moyenne en mm

Station	Altitudes (m)	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Evaporation annuelle (mm)
Batna	1040	248	155	62	62	62	93	94	124	155	216	310	310	1890
Biskra	120	274	182	122	92	92	122	152	215	274	335	365	365	2500
Foug El Gherza	150	365	182	152	122	91	152	182	274	335	455	485	425	3220

A l'I. N. R. H. on adopte un facteur multiplicatif de 0,8 pour passer de l'évaporation sur ces stations à évaporation sur la retenue, ainsi nous obtenons le tableau suivant :

Evaporation mensuelle moyenne en mm de Fontaine des Gazelles

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Evaporation annuelle
Sur la Retenue	272	135	149	91	68	114	135	204	250	339	362	317	2400

III. ETUDE PHYSIQUE DU BASSIN VERSANT

III.1. CARACTERISTIQUES DE FORME

Le bassin versant de Fontaine des Gazelles couvrant une superficie de 1520 Km<sup>2</sup> possède un périmètre de 199 Km.

III.1.1. INDICE DE CAPACITE DE GRAVELLUS : K<sub>c</sub>

C'est un coefficient qui exprime la caractéristique de la forme du bassin versant et est égale au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle qui aurait la même surface. Plus cet indice sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court.

Nous avons :

$$K_c = \frac{P}{2 \sqrt{\pi A}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

où P = périmètre du bassin en Km

A = superficie du bassin en Km<sup>2</sup>

$$\text{d'où } K_c = 1,43$$

le bassin versant n'est pas ramassé

### III.1.2. LE RECTANGLE EQUIVALENT

Il sert à comparer les bassins entre eux du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement. On suppose qu'il possède les mêmes superficies et périmètre que le bassin considéré, donc le même indice de compacité d'où l'on tire les dimensions du rectangle comme suit:

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

L étant la longueur et l la largeur

Et nous obtenons pour application numérique :

$$L = 80,70 \text{ Km}$$

$$l = 18,8 \text{ Km}$$

### III.2. LE RELIEF

Le relief est un facteur décisif pour la vitesse de ruissellement. Il est indiqué sur les cartes par les courbes de niveau joignant des points d'égale altitude et est souvent caractérisé par la courbe hypsométrique.

#### III.2.1. REPARTITION HYSOMETRIQUE ET COURBE HYSOMETRIQUE

Le planimétrage par tranches d'altitudes (planimétrage de la surface comprise entre deux courbes de niveau voisines) nous a donné les résultats suivants :

Tableau N° 17

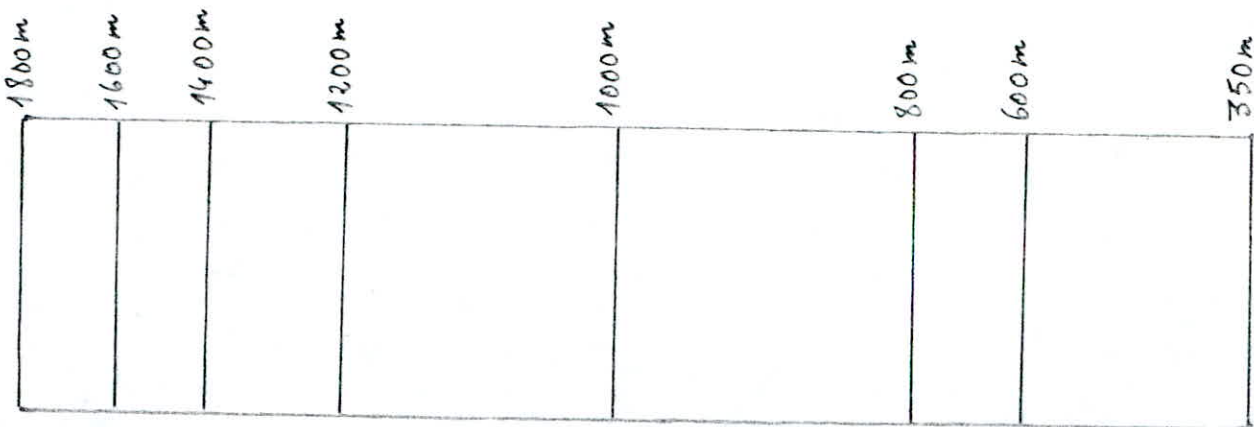
Tranche d'altitude	Superficies partielles $S_i$	Superficies partielle $\frac{S_i}{S_t}$	Superficies cumulées $S_i$	Superficies cumulées $\frac{S_i}{S_t}$
m	Km <sup>2</sup>	%	Km <sup>2</sup>	%
1800 - 1600	120	7,6	120	7,6
1600 - 1400	110	7,23	230	15,1
1400 - 1200	180	11,84	410	26,9
1200 - 1000	240	22,36	750	49,3
1000 - 800	310	20,4	1060	69,7
800 - 600	240	15,79	1300	85,5
600 - 350	220	14,47	1520	100,00
Total	1520	100,00		

A partir de la répartition hypsométrique, on peut tracer les courbes de niveau sur le rectangle équivalent (voir graphe 2).

Les distances de petit côté du rectangle, représentant le sommet du bassin aux différentes courbes de niveau sont :

distance à la courbe à 1600 m	$L \times 0,076 = 6,13 \text{ Km}$
distance à la courbe à 1400 m	$L \times 0,1468 = 11,84 \text{ Km}$
distance à la courbe à 1200 m	$L \times 0,2606 = 21,03 \text{ Km}$
distance à la courbe à 1000 m	$L \times 0,4818 = 38,88 \text{ Km}$
distance à la courbe à 800 m	$L \times 0,7220 = 58,26 \text{ Km}$
distance à la courbe à 600 m	$L \times 0,8137 = 65,66 \text{ Km}$
distance à la courbe à 350 m	$L \times 1,00 = 80,70 \text{ Km}$

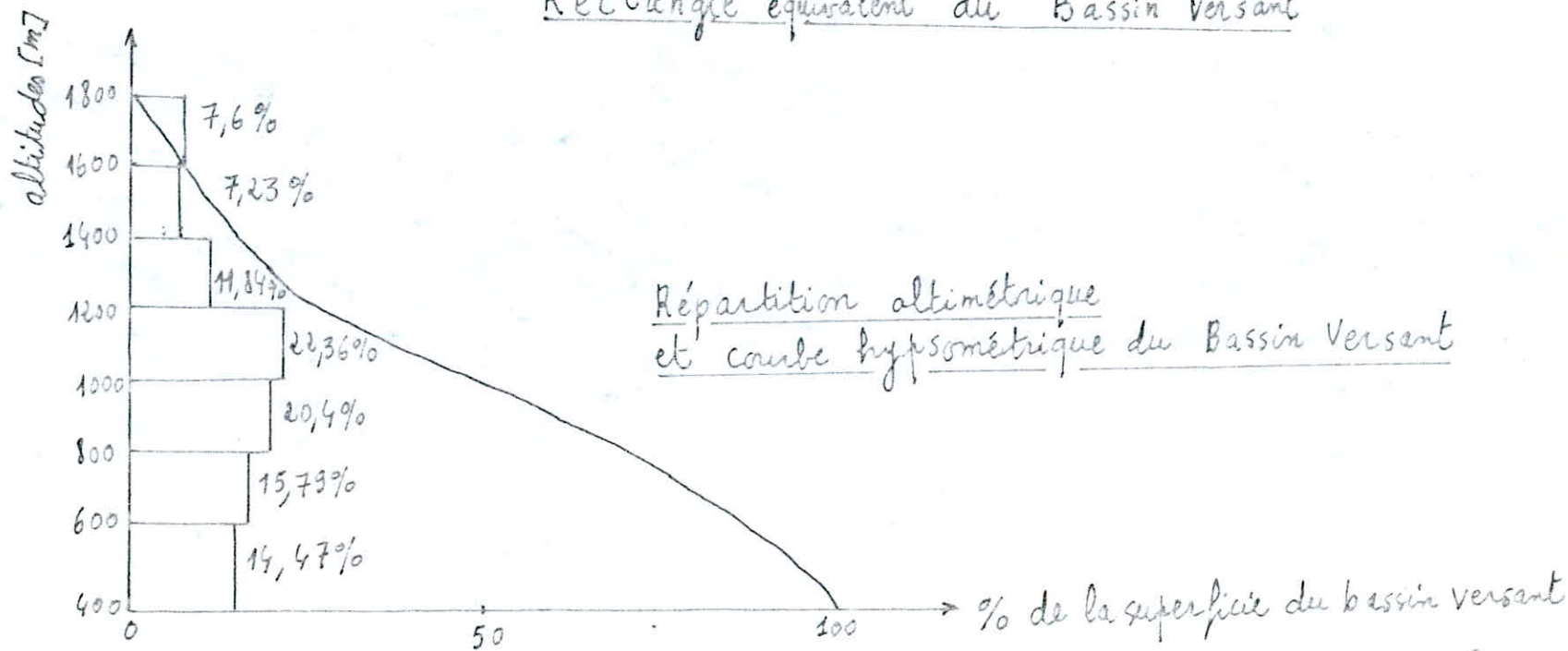




$L = 80,70 \text{ km}$  ;  $l = 18,8 \text{ km}$

Echelle: 

Rectangle équivalent du Bassin Versant



Graph N°2

A partir du tableau N° 17, nous avons tracé la courbe hypsométrique et les fréquences altimétriques, ( voir graphe 2 ).

Sur la courbe hypsométrique nous avons déterminé :

- l'altitude moyenne du bassin versant qui est l'ordonnée moyenne de la courbe hypsométrique. Le planimétrage de la surface comprise entre les axes de coordonnées et la courbe hypsométrique donne 32 cm<sup>2</sup> d'où une ordonnée moyenne de 3,2 cm. L'altitude moyenne du bassin versant est donc 1040 m.

- l'altitude médiane qui est l'altitude au-dessous de laquelle est située 50 % de la surface du bassin versant, H<sub>med</sub> = 800 m

- l'altitude maximale est 1800 m

- l'altitude minimale est 350 m

### III.2.2. INDICE DE PENTE

Le relief est aussi caractérisé par un paramètre qui est :

- Indice de pente de Roche : I<sub>p</sub>

C'est un indice un peu artificiel qui rend bien compte de l'influence du facteur pente sur le régime hydrologique du bassin et se détermine sur le rectangle équivalent :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{\beta_i (a_{i-1} - a_i)}$$

où : L = longueur du rectangle équivalent en mètres.

$\beta_i$  = la fraction de la surface totale du bassin en % comprise entre les côtes  $a_{i-1}$  et  $a_i$  (fraction donnée par la répartition hypsométrique du bassin).

$a_{i-1}$  et  $a_i$  sont en mètres.

$$I_p = 0,11$$

### III.3. HYDROGRAPHIE ET GEOMORPHOLOGIE

#### III.3.1. RESEAU HYDROGRAPHIQUE

But : C'est pour déterminer les paramètres qui caractérisent la forme du réseau hydrographique. Ils existent 3 paramètres:

#### III.3.2. LA DENSITE DE DRAINAGE

Définition : Elle est définie comme étant le quotient des longueurs des cours d'eau par la surface du bassin versant et donnée par l'équation :

$$D_d = \frac{\sum_{x=1}^S L_x}{A} \quad (\text{Km} / \text{Km}^2)$$

où  $L_x$  = longueur totale cumulée des rivières d'ordre X

S = numéro d'ordre le plus élevé dans la classification de Shum = 8

A = superficie du bassin versant

$$D_d = 4,9 \text{ Km} / \text{Km}^2$$

Cette densité exprime la longueur moyenne du réseau hydrographique par kilomètre carré du bassin versant, la méthode adoptée pour la classification des cours d'eau est celle de Shum qui définit un ordre de tronçon à partir de la règle suivante: est d'ordre X + 1, tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre X.

#### III.3.3. COEFFICIENT DE TORRENTIALITE

C'est un coefficient qui tient compte à la fois du nombre de thalwegs élémentaires (ordre 1) et de densité de drainage. Il est exprimé par la relation suivante:

$$C_T = D_d \cdot F_1$$

$$\text{où } F_1 = \frac{N_x}{A}$$

$$C_T = 46,7$$

#### II.3.4. LE TEMPS DE CONCENTRATIONS : $T_C$

C'est le temps que met l'eau du point hydrauliquement le plus loin pour arriver à l'exutoire du bassin. Nous le déterminerons à l'aide de la formule de GIANDOTTI, établie à partir d'observations faites sur les bassins d'Italie Méridionale et qui s'exprime comme suit :

$$T_C = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8 \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$$

où :  $T_C$  = temps de concentration en heures

$A$  = superficie du bassin versant en  $\text{Km}^2$

$L$  = longueur du thalweg principal = 97 Km

$H_{\text{moy}}$  = altitude moyenne = 1040 m

$H_{\text{min}}$  = altitude minimale = 348 m

d'où :  $T_C = 14,32$  heures

Caractéristiques hydrographiques et morphologiques

TYPE DE PARAMETRES		UNITE	SYMBOLE	VALEUR
Superficie du bassin		Km <sup>2</sup>	A	1520
Périmètre du bassin versant		Km	P	199
Indice de compacité de Gravellus		-	K <sub>C</sub>	1,43
Rectangle équivalent	Longueur	Km	L	80,70
	Largeur	Km	l	18,8
Altitude	Maximale	m	H <sub>max</sub>	1800
	Minimale	m	H <sub>min</sub>	350
	Moyenne	m	H <sub>moy</sub>	1040
Indice de pente		%	I <sub>o</sub>	11
Longueur du Thalweg principal		Km	I	97
Densité de drainage		Km/Km <sup>2</sup>	D <sub>d</sub>	4,9
Coefficient de torrentialité		-	C <sub>T</sub>	46,7
Temps de concentration		heures	T <sub>C</sub>	14,32

#### IV. ETUDE DES APPORTS LIQUIDES

Compte tenu des variations considérables des débits annuels, la série d'observations de l'écoulement à la station EL-Kantara (15 ans) s'est avérée insuffisante pour les calculs des apports. Afin de calculer l'apport annuel de l'oued EL-Haï nous avons pris à titre d'analogie une série d'observations (43 ans d'observations, y compris 15 ans communs) effectuées à la station Foum EL-Gherza sur l'oued EL-Abiod. Le bassin de l'oued EL-Abiod est voisin de celui de l'oued EL-Haï, il a presque la même superficie ( $1324 \text{ Km}^2$ ) d'après les conditions pédologiques et géologiques, ces deux bassins sont aussi proches, ainsi que d'après l'exposition en ce qui concerne le transport des masses d'air.

##### IV.1. APPORT MOYEN ANNUEL DU BASSIN VERSANT TOTAL

Les observations ont été faites sur une période de 28ans continue à la station d'EL-Kantara sur l'oued EL-Haï et ce depuis 1952 / 53 à l'année 1979 / 80.

Plusieurs méthodes ont été employées pour la détermination des apports on cite :

- Analyse de l'hydraucité en comparaison de la station de Foum-El Gherza;
- Corrélation linéaire
- Comparaison en utilisant d'autres bassins versants.

L' I. N. R. H a proposé comme valeur de l'apport moyen annuel :

$$A = 37,4 \text{ hm}^3$$

IV. 2 ETUDE DES CRUES

Les calculs des débits et volumes maximums des crues, effectués sur l'oued El-Haï sont basés sur les données d'observations des précipitations sur les analogues et sur les relations empiriques. La période d'observation est de 15 ans. Le traitement de la série d'observation au site de la station par la méthode grapho-analytique a donné des résultats suivants:

Fréquence %	0,1	1	10
Débits $m^3/s$	1880	1260	640
Volume $10^6 m^3 (hm^3)$	53,4	35	17,4

Nous avons le tableau suivant : (voir graphe N° 6) (voir tableau N° 9)

Tableau N°9

n mes	$Q_{10\text{ans}}$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q_{100\text{ans}}$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q_{1000\text{ans}}$ [m <sup>3</sup> /s]
1	16,0	22,1	40,2
2	50,0	70,2	110,1
3	95,0	130,15	190,3
4	150,0	220,1	300,4
5	220,0	370,5	790,1
6	320,0	670,9	1249,5
7	490,5	940,9	1740,6
8	640,0	1260,0	1880,0
9	550,7	1190,1	1730,1
10	490,0	1060,3	1360,6
11	430,0	927,2	1190,1
12	370,0	810,3	1074,3
13	320,0	710,6	970,3
14	280,0	650,1	871,6
15	250,0	580,0	785,1
16	220,0	525,2	705,3
17	190,0	475,0	630,1
18	170,0	425,0	565,4
19	150,0	370,7	510,0
20	130,0	330,2	458,0
21	100,0	290,1	405,0
22	85,0	240,0	355,0
23	70,0	200,0	310,0
24	55,0	167,1	269,0
25	40,0	135,2	228,0
26	29,1	105,3	186,1
27	17,1	80,0	150,0
28	10,0	55,0	110,1
29	5,0	35,0	79,1
30	3,1	15,0	45,0
31	2,3	6,1	15,3
32	0,00	0,00	0,00



# hydrogramme de crues

(Graphe n°6)

$Q$   
[m<sup>3</sup>/s]

2000

1500

1000

500

0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32  $t$  [heures]

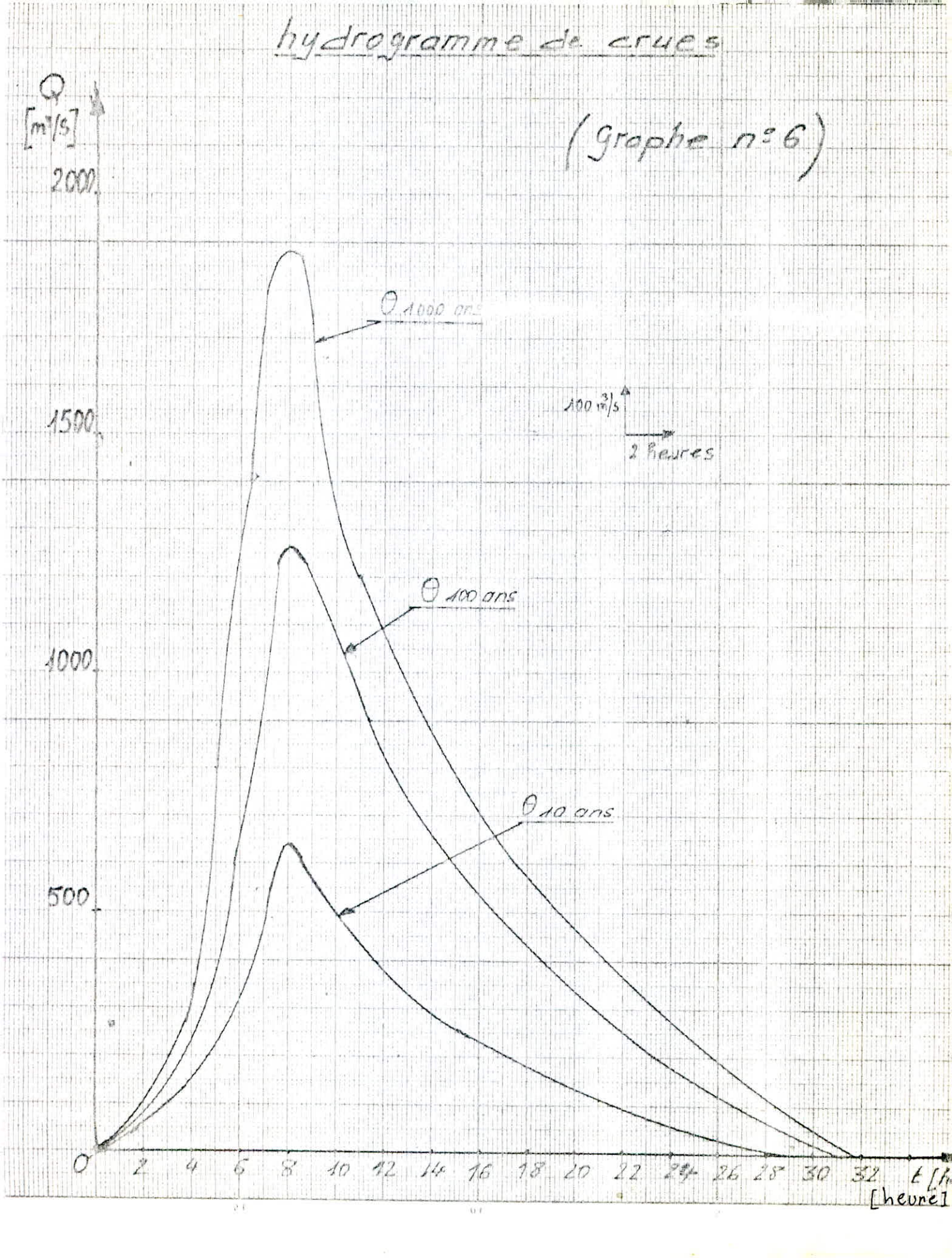
$\theta$  1000 ans

$\theta$  100 ans

$\theta$  10 ans

100 m<sup>3</sup>/s

2 heures



#### IV.3. ETUDE DES TRANSPORTS SOLIDES

##### IV.3.1. DEFINITION

Les dépôts solides sont constitués d'une part des matériaux grossiers et charriés sur le fond du lit et s'accumulent en amont de la retenue, d'autre part d'éléments fins transportés en suspension et qui se déposent par décantation sur le fond de la réserve et surtout contre la digue.

##### Apport solide moyen annuel

510 000 tonnes pendant les années de mauvaise hydraulique ce qui fait en moyenne 250 000 t/an.

Le volume approximatif de l'apport de matériaux en suspension doit être adopté égale à :

$$A_s = 300\ 000\ t / an$$

D'après le dossier 9 de l' "Etude générale des aires d'irrigation et d'assainissement agricole en Algérie", le taux d'érosion spécifique du bassin versant de Fontaine des Gazelles a été estimé à 160 t/Km<sup>2</sup>/an. Mais, après des mesures effectuées pendant 25 années au barrage de Foun El Gherza et qui ont abouti à un taux d'envasement de 10<sup>+6</sup> t/an, l'étude a été faite pour Fontaine des Gazelles et a estimé le taux d'érosion spécifique égal à :

$$A_s = 400\ t/Km^2/an$$

#### IV.4. VOLUME MORT OU GARDE D'ENVASEMENT

##### Définition

Le volume mort c'est la partie du lac qui sera colmatée aux dépôts solides durant la période de fonctionnement du barrage.

$$V_m = \frac{A_s \cdot A \cdot T}{\gamma}$$

$A_s$  : apport solide spécifique exprimé en t/Km<sup>2</sup>/an

$$A_s = 400 \text{ t / Km}^2 \text{ / an}$$

T : temps de fonctionnement du barrage

$$T = 30 \text{ ans}$$

A : superficie du bassin versant exprimée en [ Km<sup>2</sup> ]

$$A = 1520 \text{ Km}^2$$

$\gamma$  : poids spécifique des matériaux transportés

$$\gamma = 1,3 \text{ t/m}^3 \text{ cette valeur est adoptée par l'I.N.R.H.}$$

$$V_m = \frac{400 \times 1520 \times 30}{1,3}$$

Le volume mort,  $V_m = 14 \text{ km}^3$  correspond à une hauteur de 22 m; (voir courbe hauteur - capacité) et à une côte de 372 m.

#### IV.5. VOLUME UTILE

Le volume utile sera égale à :

$$V_u = V_{N.N.R.} - V_m = 59,5 - 14 = 45,5 \text{ km}^3$$

$$V_u = 45,5 \text{ km}^3 \text{ correspond à la côte } 381 \text{ m.}$$

## V.- LAMINAGE DES CRUES

### I.- BUT DE CETTE ETUDE

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est un phénomène très dangereux, et il est impérieux d'implanter un dispositif permettant d'évacuer l'eau dès que celle-ci dépasse le niveau de la retenue normale. Donc toute submersion d'un barrage entraîne sa destruction et sa ruine qui peut provoquer des dommages à l'aval.

#### I.1.- CRUE DE PROJET

A l'I.N.R.H. il a été étudié la crue millénaire ayant comme hydrogramme de crues défini dans l'étude hydrologique.

#### I.2.- HYPOTHESE DE CALCUL

Comme hypothèse un déversoir à profil pratique dans le débit est déterminé par la formule :

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

m : un coefficient de débit pris égal à 0,49

b : la largeur du déversoir en (m) pris égale à 140 m

h : hauteur de la lame d'eau déversante

#### I.3.- METHODE APPLIQUEE

Il existe beaucoup de méthodes pour faire les laminages de crues telles que :

- la méthode grapho-analytique
- la méthode graphique
- la méthode de calcul sur ordinateur

Pour le calcul des laminages des crues, nous avons proposé la méthode graphique. Pour une première approche nous allons donner des valeurs arbitraires à la charge sur le déversoir et calculer le débit correspondant

Tableau :

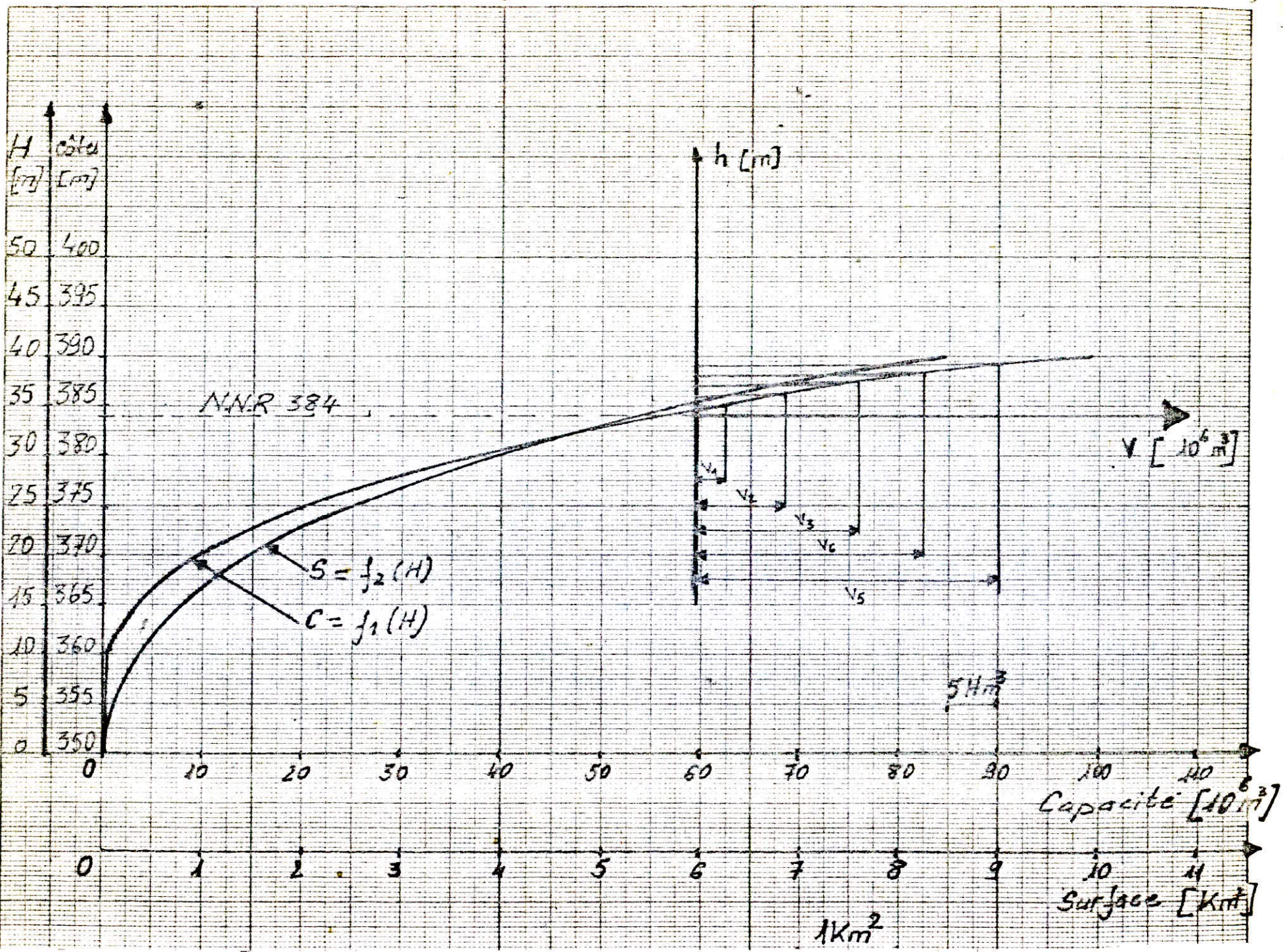
h (m)	Q déversé (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>d</sub> /2	V <sub>d</sub> /2 = $\frac{Q_d}{2} \times 7\ 200$ (h m <sup>3</sup> )
1	303,86	151,93	1,09
2	859,45	429,72	3,09
3	1 578,90	789,45	5,68
4	2 430,88	1 215,44	8,75
5	3 397,26	1 698,63	12,23

où  $\frac{V_d}{2} = \frac{Q_d}{2} \times st$  avec  $st = 2 \text{ heures} = 7\ 200 \text{ secondes}$

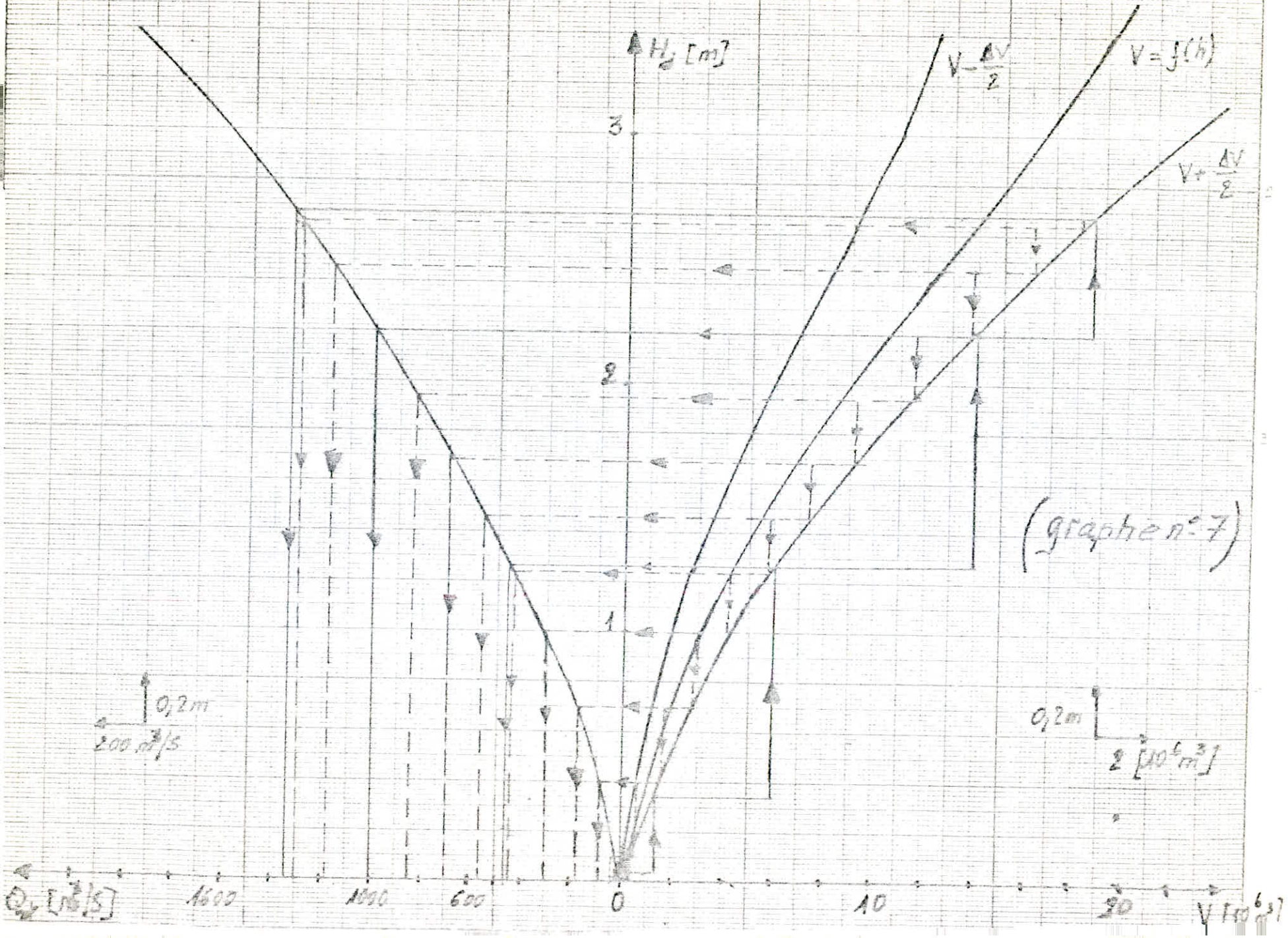
I.4.-- DETERMINATION DE LA HAUTEUR MAXIMALE SUR LE DEVERSOIR

En prenant la courbe  $V = f(h)$  à partir de la côte du NNR nous relevons les hauteurs caractéristiques 1, 2, 3, 4, 5 au dessus du NNR à ces valeurs correspondent des volumes déterminés.

Nous traçons ce tronçon à grande échelle voir graphe N° 7 sur le même graphe nous traçons de part et d'autre de la courbe  $V = f(h)$  les courbes :  $V + \frac{\Delta V}{2}$  et  $V - \frac{\Delta V}{2}$  la crue n'est établie que pour 32 heures avec tranches de 2 heures.

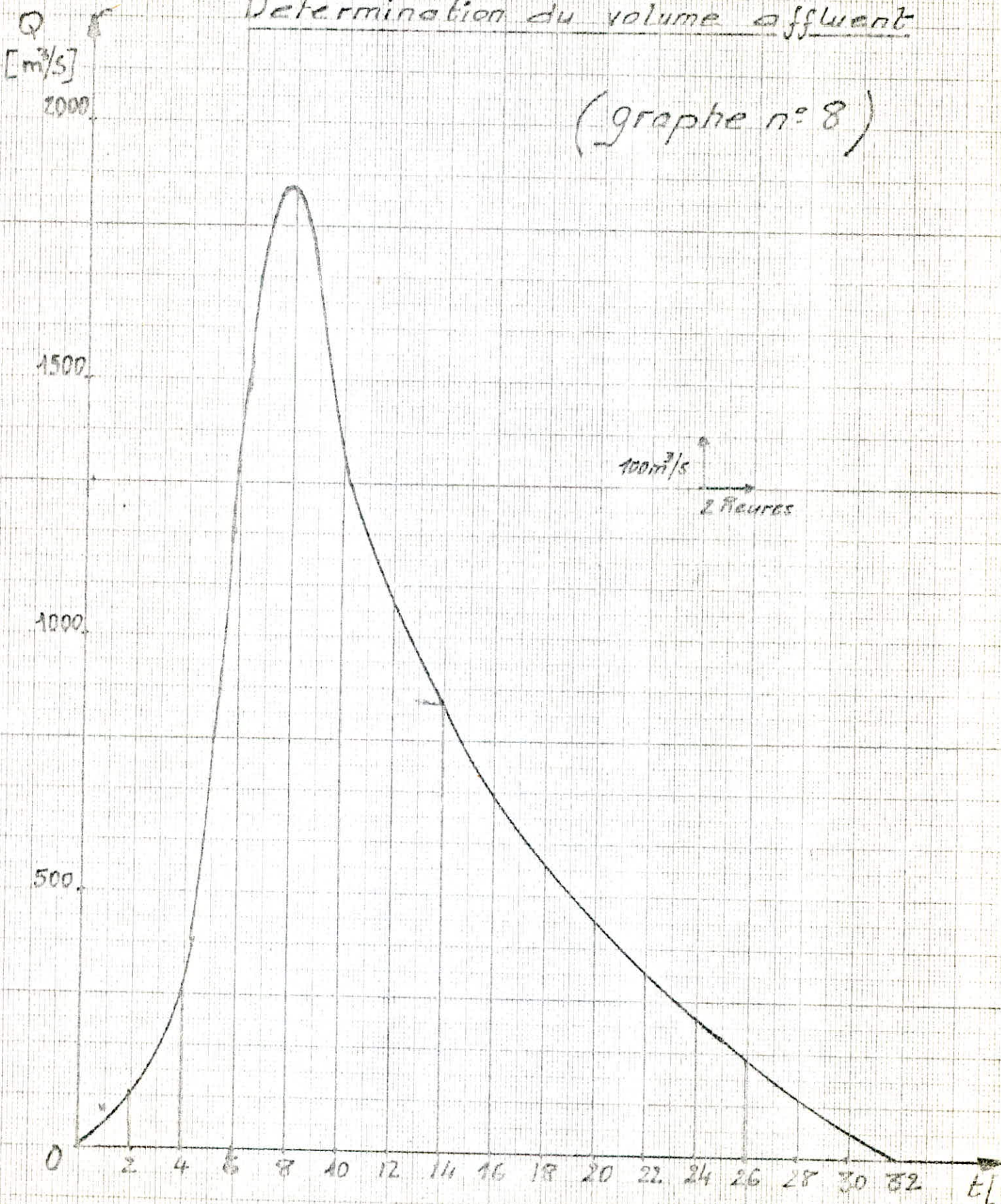


# Determination de la charge maximale au-dessus du déversoir



# Détermination du volume affluent

(graphe n° 8)





Nous allons calculer le débit moyen affluent  $Q_{\text{aff moy}}$  ainsi que le volume affluent moyen.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau N° 4. Nous obtenons la charge maximale sur le déversoir égale à 2,68 m ce qui correspond à un débit déversé de 1 340 m<sup>3</sup>/s.

Conclusion :

Pour des raisons de sécurité et dans le but de diminuer la largeur du déversoir, nous fixons la charge maximale à 3 m

Tableau N° 4 : Détermination de la charge maximale sur le déversoir

$\Delta t$ en heure	$Q_{\text{H moyen}}$ [ m <sup>3</sup> /s ]	$V_{\text{a H moyen}}$ [ 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	$h_d$ [ m ]	$Q_d$ [ m <sup>3</sup> /s ]
0 - 2	55,05	0,39	0,04	20
2 - 4	205,25	1,47	0,34	80
4 - 6	774,95	5,58	1,26	460
6 - 8	1564,75	11,26	2,2	1000
8 - 10	1620,3	11,66	2,68	1340
10 - 12	1217,45	8,76	2,64	1300
12 - 14	972,95	7,00	2,46	1180
14 - 16	788,45	5,67	2,2	1000
16 - 18	635,35	4,57	1,97	840
18 - 20	511,7	3,68	1,68	700
20 - 22	406,5	2,92	1,46	560
22 - 24	312,00	2,24	1,24	440
24 - 26	227,55	1,63	1,0	303,0
26 - 28	148,1	1,06	0,7	180
28 - 30	77,55	0,55	0,4	100
30 - 32	22,5	0,16	0,1	40

CHAPITRE CINQUIEME

ETUDE DU BARRAGE

BUT DU BARRAGE

L'accumulation d'eau est le but principale du barrage, servant à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adapter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins.

L'un des buts consiste à protéger les riverains avals contre les crues en emmagasinant celles-ci ou leur majeure partie de façon à éviter autant que possible les dégâts dûs aux inondations.

CORPS DU BARRAGE PRINCIPALE

Le barrage à travers la gorge de l'oued sera une digue en terre, la longueur de la crête sera d'environ ~~435~~<sup>408</sup> m à la côte nominale de la crête 390 m au-dessus du niveau de la mer. La côte actuelle de l'oued est de 350 m. Les fouilles de la tranchée du noyau imperméable dans le fond de la vallée devraient descendre à 10 m jusqu'à la côte 340m, ainsi la hauteur maximum du barrage serait de 43,0 m au-dessus de ses fondations les plus basses. Le noyau sera constitué essentiellement de colluvions argileuses encadré par des filtres.

Les recharges amont et aval seront constituées du tout-venant. Pour les fouilles, sous l'ensemble de la digue, un décapage général d'environ 3 mètres sera nécessaire.

LES DIFFICULTES A RESOUDRE DANS TOUTE ETUDE DE BARRAGE EN TERRE

- 1)- Garanti de tout danger de submersion;
- 2)- Tel que la ligne de saturation se trouve entièrement à l'intérieur du massif;

- 3)- Tel que sa face amont résiste à une vidange brusque totale ou partielle de la retenue;
- 4)- Tel que les pentes des faces amont et aval assurent la stabilité du massif en fonction des matériaux utilisés et laissant une marge de sécurité acceptable en égard aux méthodes de calcul utilisées et aux hypothèses faites;
- 5)- Tel que les efforts et charges diverses n'introduisent que des contraintes susceptibles d'être encaissées par les terrains de fondation;
- 6)- Tel qu'il n'existe dans le massif ou dans les terrains d'assise aucun passage préférentiel permettant aux eaux de cheminer de l'amont vers l'aval;
- 7)- Tel que l'eau qui arrive à passer à travers le massif ou les terrains d'assise rémerge à l'aval à des vitesses aussi faibles que possible de manière qu'en aucun cas les matériaux les plus fins ne puissent être entraînés.
- 8)- Tel que la face amont soit protégée contre l'action des vagues et des corps flottants et la face aval contre l'érosion des eaux de pluies.

#### I. TYPE DE BARRAGE

L'étude géologique effectuée a mis en relief la très grande épaisseur d'alluvions (20 à 24 m) au-dessus du bedrock et à partir des résultats des essais du module de YOUNG, elle représente la roche mère comme n'étant pas très dure. Ainsi, nous estimons qu'il ne serait pas recommandable de construire ni un barrage en béton, ni celui en enrochement sur un tel type de fondation car ils engendreraient des tassements assez considérables. La forte sismicité de la région exclut d'ailleurs la variante en béton.

Alors, le choix le plus judicieux, nous semble-il serait l'option pour un barrage en terre qui serait aussi favorisé par la disponibilité des matériaux de construction à proximité du site

### I.1.- DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

#### I.1.1.- NIVEAU DES PLUS HAUTES EAUX

Le seuil du déversoir étant calé à la cote de ~~3,00 m~~ (NNR). Nous obtenons après laminage de la crue, une charge maximale au dessus de cette cote de 3,0 m.

Nous obtenons ainsi la cote du niveau des plus hautes eaux égale :

$$\begin{aligned} &= \text{NNR} + h_{\text{max}} \\ \text{NRM}_{\text{ax}} &= 384 + 3 = 387 \text{ m} \end{aligned}$$

#### I.1.2.- CALCUL DE LA REVANCHE

La revanche au-dessus des plus hautes eaux correspond à la crue maximale probable et elle assure la sécurité de l'ouvrage contre les déferlements des vagues que le vent peut provoquer dans la retenue elle sert également à compenser le tassement du barrage après sa réalisation.

Cette revanche peut être calculée selon différentes formules:

$$R = 0,75H + \frac{v^2}{2g} + a$$

H : hauteur des vagues

V : vitesse de propagation des vagues

a = 1 m - Marge de sécurité choisi suivant le risque de submersion.

-- MALLETT -- PACQUANT

$$V = 1,50 + 2 H$$

$$H = 1,16 \text{ m}$$

$$V = 1,50 + 2 \times 1,16 = 3,82 \text{ m/s}$$

$$R = 0,75 \times 1,16 + \frac{(3,82)^2}{2 \times 9,81} + 1 = 2,61 \text{ m}$$

La revanche peut être aussi évaluée directement par la formule simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{L} + a$$

$$a = 1 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ Km}$$

$$\text{d'où } R = 1 + 0,3 \sqrt{4} + 1 = 2,6 \text{ m}$$

Formule de BELOKONEV

$$R = h_{\text{def}} + \Delta H + a$$

$h_{\text{def}}$  (m) : hauteur de déferlement des vagues au talus amont

$$h_{\text{def}} = \frac{2 K_r h}{m_1} \sqrt{\frac{\lambda}{h}}$$

$\lambda$  : longueur de la vague

$h$  : hauteur de la vague

$K_r$  : coefficient de rugosité de la protection du talus amont

$m_1$  : pente du talus amont

$W_2 = 15 \text{ m/s}$  valeur estimée dans la région

$$\text{d'où } W_{10} = 1,25 \times 15 = 19 \text{ m/s}$$

$H$  : hauteur du bief-amont  $H = 37 \text{ m}$

$\alpha$  : angle entre la direction du vent et l'axe horizontal de la retenue  $\alpha = 0$ .

$$\Delta H = 2.10^{-3} \times \frac{(19)^2 \times 4 \times 1}{9,81 \times 37} = 0,008 \text{ m}$$

Nous déterminons  $K_r$  du tableau ci-dessous :

Caractéristique de revêtement du talus amont	$K_r$
Béton bitumineux	1,0
Béton	0,90
Perré	0,75 ÷ 0,80
Pierre tout-venant	0,65 ÷ 0,55

Nous déterminons  $h$  et  $\lambda$  selon différentes formules :

- Formule d'ANDRIANOV

$$\begin{aligned} H &= 0,0208 W^{5/4} D^{1/3} \\ h &= 0,0208 \times (15)^{5/4} \times 4^{1/3} = 0,97 \text{ m} \\ &= 0,304 WD^{1/2} \\ &= 0,304 \times 15 \times 4^{1/2} = 9,12 \text{ m} \end{aligned}$$

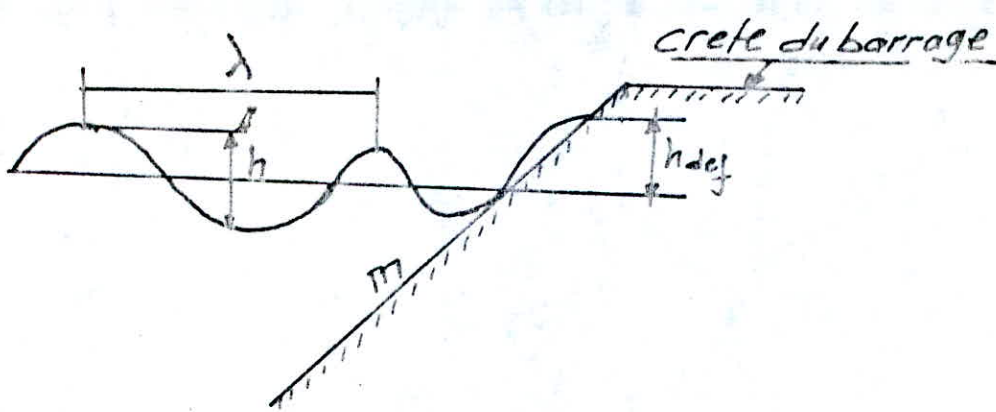
- Formule de LABZOVSKI

$$\begin{aligned} h &= 0,073 KW \sqrt{\frac{D}{\epsilon}} \\ \lambda &= 0,037 W \sqrt{\frac{D}{\epsilon}} \end{aligned}$$

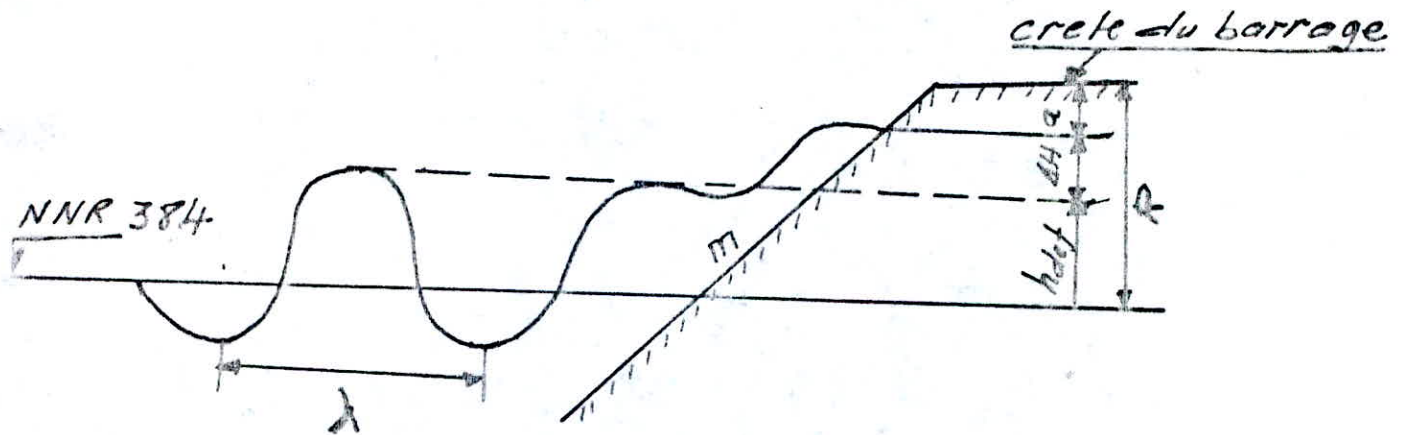
Tableau N°10

GRANDEURS DES ELEMENTS DES VAGUES  $h$  et  $\lambda_0$  en mètres

ELAN DU VENT D, Km	CAMBRURE DE VAGUE															
	1/10		1/12		1/13		1/14		1/15		1/17		1/18		1/19	
	VITESSE DE CALCUL								DU VENT $W^*$ , m/s							
	6		8		10		12		14		16		18		20	
$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$	
0,2	0,12	0,62	0,16	0,90	0,18	1,18	0,21	1,47	0,23	1,77	0,26	2,16	0,28	2,40	0,30	2,85
0,5	0,19	0,99	0,23	1,42	0,28	1,66	0,33	2,32	0,26	2,80	0,40	3,49	0,43	3,93	0,47	4,49
1,0	0,27	1,39	0,32	2,01	0,40	2,64	0,46	3,28	0,52	3,95	0,56	4,83	0,61	5,56	0,68	6,36
2,0	0,37	1,87	0,45	2,84	0,55	3,72	0,64	4,66	0,72	5,58	0,78	6,84	0,85	7,85	0,93	9,00
4,0	0,48	2,78	0,61	4,02	0,75	5,26	0,88	6,60	1,00	7,92	1,08	9,65	1,18	11,11	1,28	12,72
6,0	0,57	3,40	0,73	4,91	0,89	6,45	1,05	8,05	1,19	9,70	1,30	11,80	1,42	15,65	1,56	15,68
8,0	0,62	3,94	0,79	5,68	0,99	7,45	1,18	9,32	1,34	11,20	1,46	13,69	1,60	15,70	1,75	18,02
10,0	0,66	4,40	0,85	6,36	1,07	8,32	1,28	10,42	1,46	12,50	1,59	15,28	1,76	17,60	1,93	20,18
15,0	0,74	5,40	0,96	7,80	1,21	10,40	1,47	12,78	1,68	15,30	1,89	18,70	2,06	21,55	2,26	24,67
20,0	0,80	6,30	1,00	9,04	1,25	11,30	1,60	14,60	1,80	17,30	2,10	21,60	2,30	24,90	2,50	28,50
40,0	0,90	8,80	1,40	12,80	1,50	16,60	1,90	20,90	2,10	24,50	2,40	31,20	2,70	35,00	3,10	41,40
60,0	1,10	10,80	1,40	15,60	1,70	20,40	2,10	25,50	2,40	30,50	2,80	38,70	3,00	42,70	3,40	49,30
80,0	1,20	12,50	1,50	18,60	1,90	23,60	2,30	33,10	2,58	35,40	2,90	44,50	3,20	49,50	3,60	57,00
100,0	1,40	13,90	1,70	20,10	2,10	26,30	2,50	39,00	2,60	39,50	3,00	68,20	3,20	55,70	3,80	63,80

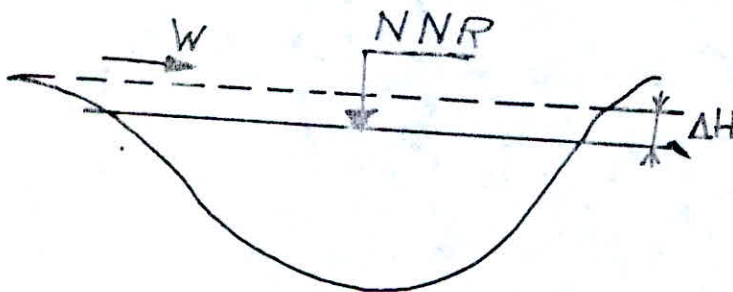


$\Delta H$  [m] - relevement du plan d'eau provoqué par le vent  
 $a = 1m$



$\Delta H$  est calculée d'après la formule

$$\Delta H = 2 \cdot 10^{-3} \frac{W_{10}^2 \cdot D \cdot \cos \alpha}{g \cdot H}$$



D - Longueur du FETCH [Km]

$W_{10}$  - vitesse du vent à la hauteur 10m au dessus du niveau de la retenue.  $W_{10} = 1,25 W_2$

$W_2$  - vitesse du vent à la hauteur 2m par rapport à la surface de la retenue.



Ainsi nous déterminons  $K$  et  $\epsilon$  d'après ces formules :

$$K = 1 + e^{-0,4D/W}$$

$$K = 1 + e^{-0,4 \cdot 4/15} = 1,89$$

$$\epsilon = \frac{1}{9 + 9 e^{-14/W}}$$

$$\text{donc } \epsilon = \frac{1}{9 + 9 e^{-14/15}} = 0,08$$

$$h = 0,073 \times 1,89 \times 15 \sqrt{4 \times 0,08} = 1,17 \text{ m}$$

$$\lambda = 0,037 \times 15 \sqrt{\frac{4}{0,08}} = 3,92 \text{ m}$$

D'après la tableau N° 10 nous aurons

$$h = 1,05$$

$$\lambda = 8,75$$

$$h_{\text{def}} = \frac{2 \times 0,75 \times 0,97}{3} \sqrt{\frac{9,12}{0,97}} = 1,48 \text{ m}$$

$$\text{avec } h = 0,97 \text{ m}$$

$$\lambda = 9,12 \text{ m}$$

$$K_r = 0,75$$

$$m_1 = 3$$

$$R = h_{\text{def}} + \Delta H + a$$

$$R = 1,48 + 0,008 + 1 = 2,50 \text{ m}$$

Récapitulons les résultats obtenus par la revanche

Formule de STEVENSON - GAILLARD,  $R = 2,46$  m

Formule de MALLET - PACQUANT,  $R = 2,61$  m

Formule simplifiée,  $R = 2,6$  m

Formule de BELLOKONEV,  $R = 2,50$

Par mesure de sécurité on a aménagé une revanche de 3,0 m

### I.1.3.- COTE DE LA CRETE

La cote de la crête sera obtenue, en additionnant à la cote des plus hautes eaux la revanche de sécurité.

$$\begin{aligned} \text{Côte de la crête} &= \text{côte de NRM}_{ax} + R \\ &= 387 + 3 = 390 \text{ m} \end{aligned}$$

### I.1.4.- HAUTEUR MAXIMALE DU BARRAGE

Au niveau de la section maitresse, on encavera 3,0 dans les alluvions pour y assoir le noyau d'argile, cela nous donnera une hauteur maximale égale à 43 m.

$$H_b = 43 \text{ m}$$

### I.1.5.- LARGEUR DE LA CRETE DU BARRAGE

La largeur de la crête doit assurer une sécurité suffisante contre tout risque de submersion par les vagues.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment les risques de tremblement de terre et de la longueur minimale du chemin d'infiltration et aussi de la catégorie du barrage et de la catégorie de la route.

Formule de T.T. KNAPPEN

$$B_{cr} = 1,65 \sqrt{H}$$

ou  $B_{cr}$  = largeur en crête en m

H = hauteur du barrage en m

d'où  $B_{cr} = 1,65 \sqrt{43} = 10,82 \text{ m}$

- Formule de E. F. PREECE

$$B_{cr} = 1,1 \sqrt{H} + 1$$

$$B_{cr} = 1,1 \sqrt{43} + 1 = 8,21 \text{ m}$$

-- Formule empirique suivante donnée dans la "technique des barrages en aménagement rural" (voir bibliographie)

$$B_{cr} = 3,6 \sqrt[3]{H} - 3$$

$$B_{cr} = 3,6 \sqrt[3]{43} - 3 = 9,61 \text{ m}$$

En conclusion pour le largeur en crête de notre barrage, nous prendrons  $B_{cr} = 10 \text{ m}$ .

#### I.1.6.- Longueur en crête du barrage

On mesure directement la longueur L sur la vue en plan du barrage.

$$L = ~~408~~ \text{ m } 408 \text{ m}$$

I.1.7.- PENTE DES TALUS DE LA DIGUE

Dans le cas des barrages en terre, il n'existe pas de formules théoriques où empiriques qui permettent de calculer les pentes de talus.

En pratique, on admet des pentes qui paraissent optimales compte-tenu de la hauteur, et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ses pentes.

Dans les "Retenues collinaires" (voir bibliographie), on suggère quelques chiffres pour le cas des barrages à zones et que nous écrivons dans le tableau ci-dessous

Tableau N° 18

Hauteur de la digue [ m ]	Pente des parements	
	Amont	Aval
3 à 5	1/2	1/2
5 à 10	1/2	1/2
10 à 20	1/2,5	1/2,5
20 à et plus	1/3	1/3

En ce qui concerne notre barrage dont la hauteur est de 43 m, nous pouvons prendre la pente des 2 parements  $m_1 = m_2 = 1/3$ . Mais il existe aussi la méthode japonaise pour la prédétermination de la pente des talus et que nous allons décrire comme suit : (voir Fig P)

Prédétermination des pentes de talus  
(méthode japonaise)

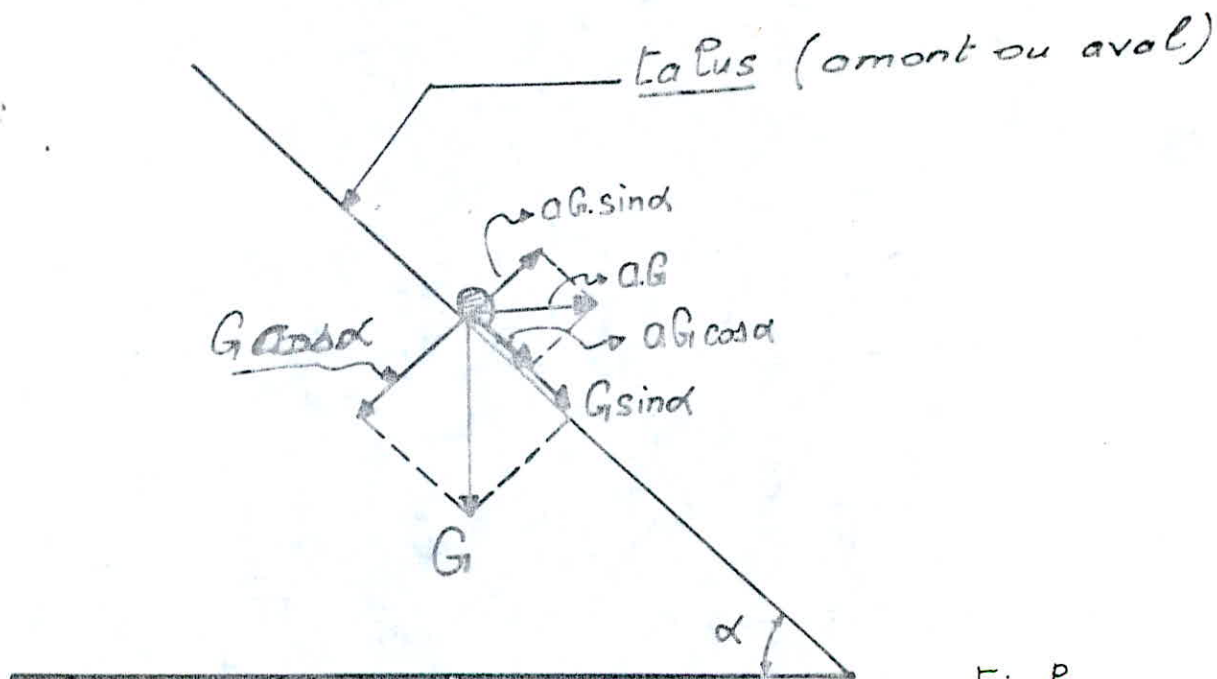


Fig. P

On considère un talus faisant un angle  $\alpha$  avec le plan horizontal. On place sur ce talus une pierre de poids  $G_1$  on se propose de déterminer la stabilité de cette pierre qui est soumise aux forces dynamiques dues au séisme ainsi qu'à son propre poids.

La stabilité sera réalisée lorsque la somme algébrique des forces actives  $\sum F_a$  sera inférieure à celle des forces passives  $\sum F_p$ , ou plus précisément, lorsque le rapport

$$\frac{\sum F_a}{\sum F_p} \geq \frac{tg \varphi}{K}$$

$\varphi$  = Angle de frottement de la pierre avec le talus  $\varphi = 33^\circ$

K = Coefficient de sécurité admis en Algérie K = 1,05

$\alpha$  = Angle du talus

Nous avons

$$\sum F_a = a \cdot G \cdot \cos \alpha + G \sin \alpha$$

$$\sum F_p = G \cos \alpha - a \cdot G \cdot \sin \alpha$$

a = Coefficient d'intensité sismique (a = 0,15)

On pose  $f = tg \varphi$

On aura

$$\frac{a \cdot G \cdot \cos \alpha + G \sin \alpha}{G \cdot \cos \alpha - a \cdot G \sin \alpha} \geq \frac{f}{K}$$

d'où :

$$\frac{a \cdot \cot g \alpha + 1}{\cot g \alpha - a} = \frac{f}{K}$$

d'où :

$$K.a \cotg \alpha + K = f \cotg \alpha - a.f$$

d'où :

$$\cotg \alpha (f - Ka) = K + a.f$$

$$\text{par conséquent : } \cotg \alpha = \frac{K + a.f}{f - K.a}$$

Application numérique :

$$\cotg \alpha = \frac{1,05 + 0,15 \times 0,65}{0,65 - 1,05 \times 0,15} = 2,3299$$

finalement :  $\cotg \alpha = 2,33$

Soit la pente de talus  $1/2,5$

Nous proposons les pentes de talus ci-dessous que nous vérifierons plus tard dans le calcul de la stabilité du barrage.

-- Parement Amont :

Une pente de  $1/3$  jusqu'à une hauteur de 18 m puis une pente de  $1/3,5$  jusqu'au batardeau.

-- Parement aval :

Une pente de  $1/2$  de la crête jusqu'à une profondeur de 18m d'où une berme aval de 3 m et une pente de  $1/2,25$  jusqu'à une profondeur de 14 m.

I.1.8.- PROTECTION DES TALUS

Les talus doivent être protégés contre les dangers d'érosion provoqués par les vagues de la retenus, par le ruissellement d'eau de pluie ou par le vent. Il faut parfois prévoir une protection contre les animaux fouisseurs qui peuvent creuser des terriers à travers les petites digues. En amont, ils doivent être également protégés en cas de vidange.

Il existe beaucoup de formules empiriques pour déterminer l'épaisseur minimale de protection en pierre

Formule de CHANKIN

Selon Mr CHANKIN l'épaisseur est donnée en mètres par la relation suivante

$$t = 1,7 h \cdot \frac{\gamma}{\gamma_p - \gamma} \cdot \frac{\sqrt{1 + m_1^2}}{m_1 (2 + m_1)}$$

où :

t : l'épaisseur de protection en mètres

h : hauteur des vagues (Formule de MALLET et PACQUANT)

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau = 1 t/m<sup>3</sup>

$\gamma_p$  : Poids volumique des pierres  $\gamma_p = 2 \div 2,2$  t/m<sup>3</sup>

donc  $m_1 = 3$ ,  $\gamma = 1$  t/m<sup>3</sup>,  $\gamma_p = 2,1$  t / m<sup>3</sup>,  $h = 1,16$  m

Alors  $t = 0,3779$  m soit en arrondissant on prend

$t = 0,40$ m
--------------



Formule de PICKIN:

Selon M PICKIN, l'épaisseur minimale de protection en pierre est déterminée en mètre par la formule suivante :

$$t = \frac{\eta \cdot 0,178 \cdot h}{\gamma_p - \gamma} \sqrt{\frac{1 + m_1^2}{m_1^2}}$$

ou  $\eta$  : coefficient de sécurité  $\eta = 1,2 \div 1,5$  ( $\eta = 1,5$ )

$h$  : hauteur des vagues en mètre (formule de GAILLARD)

$\gamma_p$  : poids volumique des pierres  $\gamma_p = 2 \text{ t/m}^3$

$\gamma$  : poids volumique de l'eau  $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$

A.N.  $t = 0,298329 \text{ m}$  en arrondissant on trouve

$t = 0,3 \text{ m}$
---------------------

Nous prenons la valeur trouvée à l'aide de la formule de CHANKIN mais pour des raisons de sécurité et de pratique d'exécution, nous prenons  $t = 0,60 \text{ m}$ , ainsi on peut faire en 2 couches de  $0,30 \text{ m}$ .

Le talus aval

Le parement aval, ne devra être protégé que contre l'érosion produite par le ruissellement des eaux de pluies, on envisage d'utiliser les enrochements comme celui de l'amont à une épaisseur égale à sa moitié c'est-à-dire  $t = 0,30 \text{ m}$ .

I.1.9. BATARDEAU

Utilisation et But

Pendant la construction, le barrage est exposé à plusieurs dangers qui peuvent causer des catastrophes considérables. La submersion est l'un des dangers les plus redoutables, ainsi pour réaliser la protection du chantier et lui assurer des conditions de travail satisfaisantes, on prévoit une dérivation provisoire du cours de l'oued El-Haï par l'intermédiaire d'un batardeau (voir dimensions sur la coupe du barrage).

I.1.10. LE NOYAU

Le noyau a pour rôle de limiter le débit de fuite. Les dimensions doivent être choisies de telle manière qu'elles assurent un gradient hydraulique faible pour que ce dernier soit égal à celui admissible.

Les pentes des parements doivent être supérieure ou égale à 1/0,3 on prend 1/0,5.

-- Dimension du noyau

Il est placé à 1 m en dessous de la crête du barrage, la largeur en crête est de  $t_1 = 4$  m.

Nous proposons une couche de filtre en amont et en aval. La pente des parements amont et aval est de 0,5 donc la valeur de la base du noyau sera égale à :

$$t_2 = m_1 H_n + t_1 + m_1 H_n =$$

$$t_2 = 2 m_1 H_n + t_1$$

$t_2$  : largeur à la base du noyau

$t_1$  : largeur en cote du noyau  $t_1 = 4$  m

$m_1$  : coefficient de pente du noyau  $m_1 = 0,5$

$H_n$  : hauteur du noyau  $H_n = 42$  m

A.N.

$t_2 = 46$ m
--------------

### I.1.11... LE PRISME DE DRAINAGE

#### . Hauteur du prisme

$$h_d = (0,18 \div 0,21) H$$

ou  $H$  est la hauteur du barrage

Nous prendrons  $h_d = 0,20 H$

d'où  $h_d = 8$  m

Les pentes de parement amont  $1/m'$  et aval  $1/m''$  sont choisies des conditions suivantes:

$$m' \geq 1,0 \quad \text{et} \quad m'' \geq 1,25$$

Nous prendrons  $m' = 1,0$  et  $m'' = 2,5$

La longueur de la berme du prisme est choisie dans les limites  $b_d = (1 \div 4)$  m.

Nous prendrons  $b_d = 3$  m

But du prisme de drainage

Dans le but de rabattre la ligne phréatique et augmenter la stabilité du talus aval, nous disposons d'un prisme de drainage au pied du talus aval.

I.1.12.- FILTRES

Ils jouent un rôle considérable, dans la sécurité des barrages, et permettent de réduire les risques de sous-pression.

Nous disposons de 3 couches sur chaque côté du noyau, dont la largeur de chacune est de 1 m.

Il est prévu aussi une couche de préparation de sable et gravier entre le tou-venant et les enrochements, ainsi que 3 couches de filtres de part et d'autre du prisme de drainage dont l'épaisseur est de 0,5 m.

## II.- INFILTRATIONS

### II.1.- GENERALITES

Un barrage forme avec ses assises une barrière, qui crée entre le plan d'eau de la réserve, et l'aval une charge hydraulique. Dans le cas d'un barrage en terre formé de matériaux plus ou moins perméables, s'asseyant bien souvent sur des terrains également plus ou moins perméables, l'eau de la retenue aura tendance à s'infiltrer dans le massif et dans les terrains d'amise pour venir resurger à l'aval.

Ces infiltrations peuvent être étudiées sous deux angles différents :

-- D'une part, elles ont pour conséquence des pertes d'eau, dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée dépendant de l'économie générale du projet.

-- D'autre part, elles peuvent mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre sa stabilité si certaines précautions ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent les renards, et leur pression de filtration.

#### -- EFFET DE RENARD

On appelle ainsi l'entraînement des particules de matériaux par l'eau d'infiltration de vitesse suffisamment grande, il provoque l'érosion progressive au pied aval de la digue, qui peut mener à la ~~ruine~~ **ruine** de l'ouvrage.

### II.2. DETERMINATION DE LA LIGNE PHREATIQUE

La filtration d'eau à travers le barrage en terre, est créée par la charge d'eau amont  $H_1 = 37$  m. L'écoulement de filtration libre, est limité au dessus par la surface de dépression (ligne phréatique).

Il existe plusieurs méthodes expérimentales, hydro-mécaniques et hydrauliques pour déterminer la ligne de saturation.

Alors pour le calcul on propose la méthode graphique de DUPUIT qui donne le débit de fuite à travers le barrage et a pour expression :

$$\frac{q}{K} = \frac{H_1^2 - h_1^2}{2 (L - m_2 h_1)} \quad (1)$$

ou :

$H_1$  : la hauteur normale de la retenue en [ m ]

$h_1$  : ordonnée à laquelle sort la courbe de saturation

$K$  : coefficient de perméabilité des recharges.

$L$  : distance horizontale entre l'origine des coordonnées 0 et le point B (voir fig. 1 2)

$m_2$  : Pente de talus aval

En posant  $y = h_1$  et  $X = L - m_2 h_1$  dans l'équation (1)

on aura :

$$\frac{q}{K} = \frac{H_1^2 - Y^2}{2 X}$$

$$\text{soit } Y^2 = H_1^2 - 2 \cdot \frac{q}{K} X \quad (2)$$

C'est une équation de parabole de centre 0.

Le point d'intersection au niveau d'eau et du talus amont se trouve à une distance  $\Delta L$ . Celle-ci peut-être calculée à l'aide de Formule de MATHALLOV

$$\Delta L = \beta H_1 = 0,43 \cdot 37 = 15,91 \text{ m}$$

$$\text{où } \beta = \frac{m_1}{2 m_1 + 1} = \frac{3}{2 \cdot 3 + 1} = 0,43$$

$m_1$  : Le fruit du talus amont = 3

$H_1$  : Hauteur normale de la retenue = 37 m

Comme nous avons un barrage à zones construit sur le lit d'un oued (Oued EL-HAI) alors  $H_2 = 0$  .

Le principe de calcul est le suivant :

On remplace le noyau initial de perméabilité  $K_1$  par une bande de terre équivalente qui à la même perméabilité de celle des recharges en amont et en aval de largeur  $T$ .

$$T = t_{\text{moy}} \frac{K}{K_1}$$

$$\text{où } t_{\text{moy}} = \frac{t_1 + t_2}{2} = \text{Largeur moyenne du noyau } [ \text{ m } ]$$

$K$  : coefficient de perméabilité des recharges [ m/s ]

$K_1$  : Coefficient de perméabilité du noyau [ m/s ]

Pour obtenir la ligne de saturation dans le barrage initial, il suffit de procéder comme indique sur la fig. I.2.

D'après la formule de DUPUIT, nous avons :

$$\frac{q}{K} = \frac{H^2 - h_1^2}{2 (L_c - m_2 h_1)}$$

où :

$L_c - m_2 \cdot h_1$  : distance horizontale de l'origine des coordonnées au point d'intersection du talus aval avec la ligne de surface d'Assise du barrage.

- 4,9 -

$$* L_c = L + (H - H_1) m_1 + b - t_1 + T + (H - 25) m_2 + 3(25 - h_{d1})$$

$$m_2^1 = m' h_{d1} + 1$$

$$l = 0,08 \cdot H_1 = 0,08 \cdot 37 = 2,96 \text{ m}$$

où :

H : hauteur maximale du barrage , H = 43 m

H<sub>1</sub> : hauteur normale de la retenue H<sub>1</sub> = 37 m

(m<sub>1</sub> = 3,0; m<sub>2</sub> = 2,0; m<sub>2</sub><sup>1</sup> = 2,25) sont les fruits des talus amont et aval.

(m<sup>1</sup> = 1) fruit du talus amont du prisme de drainage.

b = 10m; Largeur en crête du barrage

h<sub>d1</sub> = 11m : Hauteur du prisme de drainage

$$T = \frac{t_2 + t_1}{2} \cdot \frac{K}{K_1} = 25 \text{ 000 m}$$

t<sub>1</sub> = 4 m : largeur en crête du noyau

t<sub>2</sub> = 46 m : largeur à la base du noyau

En remplaçant les valeurs ci-dessus dans la formule, nous obtenons ainsi :

$$L_c = 25 \text{ 102,37 m}$$

Nous calculons h<sub>1</sub> qui est l'ordonnée à laquelle sort la courbe de saturation, d'après la formule de ZAMARINE qui s'écrit comme



suit :

$$h_1 = \frac{L_c}{m_2} - \sqrt{\left(\frac{L_c}{m_2}\right)^2 - H_1^2}$$

alors on aura :

$$h_1 = 0,056 \dots$$

. Equation de la courbe :

$$H_1 = 37 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,056 \text{ m}$$

$$L_c = 25\ 102,37 \text{ m}$$

$$m_2 = 2,0$$

par conséquent :

$$\frac{q}{K} = \frac{H_1^2 - h_1^2}{2(L_c - m_2 \cdot h_1)} = 0,02727$$

On remplace la valeur obtenue de  
et on aura :

$$\frac{q}{K} \quad \text{dans l'équation (2)}$$

$$Y^2 = H_1^2 - 0,0546 x$$

où :

$$x \text{ varie de } 0 \text{ à } (L_c - m_2 h_1)$$

Le débit de fuite est donc :

$$q = K \cdot \frac{K_1^2 - h_1^2}{2(L_c - m_2 h_1)}$$

$K = 10^{-8}$  m/s coefficient de perméabilité des recharges

Application numérique

$$Y^2 = 1\,369 - 0,0546 x$$

$$q = 27,27 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$$

• Vérification des dimensions du noyau

Après avoir construit la courbe de saturation, on détermine graphiquement la valeur de :

$$\Delta H = h_2 - h_3 = 36,97 - 1,44 = 35,53 \text{ m}$$

$h_2 = 36,97$  m hauteur de la ligne de saturation à l'intersection avec le talus amont du noyau.

$h_3 = 1,44$  m hauteur de la ligne de saturation à l'intersection avec le talus aval du noyau.

On calcul le gradient hydraulique (I)

$$I = \frac{\Delta H}{t_{\text{moy}}}$$

$$t_{\text{moy}} = \frac{t_1 + t_2}{2}$$

• Application numérique

$$t_1 = 4 \text{ m} ; t_2 = 46 \text{ m} ; \Delta H = 35,53 ; t_{\text{moy}} = 25 \text{ m}$$

$$I = 1,42$$

Le gradient hydraulique admissible pour le noyau en argile varie entre

$$I_{\text{adm}} = 8 \div 12$$

Par conséquent on voit que la condition est satisfaisante car :

$$1,42 < I_{\text{adm}}$$

DETERMINATION DE LA LIGNE DE SATURATION A L'AIDE DE LA METHODE DE KOZENY

Position de la ligne de saturation dans un massif zoné:  
Massif formé de plusieurs zones, chacune de ces zones se différencie par leurs perméabilités. La partie centrale peut être formée de matériaux relativement imperméables, (argile). Pour de tels massifs qui doivent reposer en général sur des terrains d'assises imperméables, la position de la ligne de saturation se détermine en ne faisant entrer en ligne de compte que la section centrale, les autres parties relativement plus perméables et notamment la partie amont étant supposées sans effet sur la ligne de saturation.

Pour pouvoir faire cette supposition, la perméabilité de la partie centrale doit être au moins 100 fois inférieure à celles des autres parties. La méthode sera appliquée en supposant le massif formé entièrement d'un matériau homogène de perméabilité égale à la plus forte perméabilité des matériaux employés.

A partir de l'équation de KOZENY :  $(x + y_0)^2 = x^2 + y^2$   
on commence par construire la parabole de base de foyer A.

La valeur de  $y_0$  sera déduite de l'équation :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (2)$$

Si la hauteur  $h$  dans la retenue est égale à 37 m, il s'ensuit que  $d$  est la largeur en base du barrage diminuée de 0,7 s, s'étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

donc on aura :

$$d = B - 0,7 s = 46 - 0,7 \times 18,5 = 33,05 \text{ m}$$

$B$  = largeur en base du noyau

$$B = 46 \text{ m}$$

D'après les pentes adoptées  $s = 18,5 \text{ m}$

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point  $B_2$  situé à une distance horizontale de ce parement  $B_2 B = ~~33,5~~ 33,5$ . Rappelons que nous ne prenons en compte que la partie centrale du massif et que nous faisons abstraction des matériaux de couverture. L'équation (2) nous permet de calculer la valeur de l'ordonnée  $y_0$  du point D intersection de la parabole de base avec la verticale passant par le pied aval du massif d'argile. Dans ce cas de la figure voir planche N° 3 cette ordonnée vaut :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d = \sqrt{37^2 + 33,05^2} - 33,05$$

$$y_0 = 16,56 \text{ m}$$

L'équation de la parabole de base peut alors s'écrire :

$$x^2 + y^2 = (x + 16,56)^2$$

Et on peut alors facilement la tracer par points, donc on a le tableau suivant :

$x_i$	30	25	20	15	10	5	3	1	0	-5	-8,28
$y_i$	35,6	33,2	30,6	27,7	24,6	20,9	19,3	17,5	16,56	10,42	0

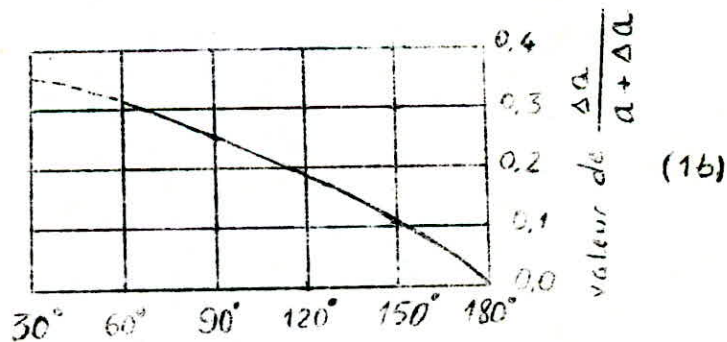
Le point d'intersection de la parabole de base avec la face aval de la section centrale du massif sera déterminé à partir de l'équation :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \quad (4)$$

qui est l'équation en coordonnées polaires de cette parabole : l'origine étant au foyer A.

En désignant par  $a$  la distance  $A C_1$ , C étant l'intersection de la parabole de base avec la face aval, par  $\Delta a$  la distance  $C C_1$ . En se reportant à la figure voir planche N° 13 on voit que le point  $C_1$  d'intersection de la ligne de saturation avec la face aval du massif se trouve à une distance  $\Delta a$  en dessous du point C, intersection de la parabole avec le parement aval, CASAGRANDE a montré que la distance  $\Delta a$  variait avec la pente du parement ou, si la ligne de saturation reste à l'intérieur du massif, avec l'angle que fait la face de décharge avec l'horizontal (angle  $\alpha$ ).

Le graphique (1 b) donne en fonction des angles du talus aval avec l'horizontal, les valeurs correspondantes du rapport  $\frac{a}{a + \Delta a}$



$\alpha$  = angle de la face aval de décharge avec l'horizontal

Le graphique (1 b) nous permettrait également de trouver les valeurs  $a$  et  $a + \Delta a$  nous voyons en effet pour:

$$\alpha = 63^{\circ},43 \Rightarrow \frac{a}{a + \Delta a} = 0,32$$

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} = \frac{16,56}{1 - \cos 63^{\circ},43} = 30 \text{ m}$$

donc :  $\Delta a = 0,32 \times 30 = 9,6$

Et le point  $C_1$  se trouve sur la face aval à une distance égale à  $a = 30 - \Delta a = 30 - 9,6 = 20,4$  m du point A.

Une fois tracée la parabole de base et connue la position du point  $C_1$ , la ligne de saturation peut alors être dessinée en raccordant la parabole de base aux points  $C_1$  et B comme indiquée au figure (voir planche N°I3).

Il est à remarquer qu'au point B sur le parement amont de la partie centrale du massif la ligne de saturation pénètre normalement à ce parement, mais elle s'incurve si rapidement pour rejoindre la ligne de saturation de la parabole de base que le tracé de la figure (planche N°I3) peut être considéré comme correct. De même au point  $C_1$  la ligne de saturation aurait tendance à suivre à partir de ce point et dans les matériaux plus perméables une direction tangente à celle déjà suivie au voisinage de ce point mais la grande perméabilité de ces matériaux fait admettre comme acceptable le tracé de raccordement de la figure. Nous pouvons dès lors déterminer la ligne de saturation dans la partie aval formée de matériaux relativement plus perméables, si l'on suppose comme nous avons indiqué sur la figure (voir planche N°I3) que le plan d'eau à l'aval du barrage est 0,90 m au-dessus du terrain d'assise imperméable, la position de la ligne

d'infiltration peut être obtenue en partant de la relation de DARCY

Si on représente par  $h_1'$  la hauteur de la ligne de saturation au pied aval du massif (0,90) par  $h_2'$  la différence de niveau que présente la ligne de saturation entre l'amont et l'aval de la zone perméable par  $L_1$  la longueur de ce massif (44,5 m) et par  $K'$  la perméabilité du matériau ( $10^{-3}$  cm/s) on peut écrire :

$$q = K' i A = K' \frac{h_2'}{L_1} \left( h_1' + \frac{h_2'}{2} \right) \quad (9)$$

La valeur de  $q$  est évidemment celle trouvée c'est à dire le débit de fuite ( $q = 16,56 \cdot 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s) et qui représente le débit d'infiltration par unité de largeur dans la partie centrale du massif.

$h_1' + \frac{h_2'}{2}$  représente la hauteur moyenne de la section intéressée par l'écoulement et  $\frac{h_2'}{L_1}$  le gradient hydraulique moyen.

En remplaçant dans l'équation (9) on aura :

$$\begin{aligned} h_2' &= 0,61 \text{ m avec } L_1 = 44,5 \text{ m} \\ h_1' &= 0,90 \text{ m} \\ K' &= 10^{-3} \text{ cm/s} \end{aligned}$$

La hauteur de la ligne de saturation au voisinage du point A au pied aval de la zone centrale se situe à  $0,61 + 0,90 = 1,51$  m au-dessus du terrain d'assise.



Il devient alors possible de tracer complètement la ligne de saturation comme l'indique la figure (voir planche N°13).

Conclusion :

Par la méthode de KOZENY, nous voyons que la ligne de saturation est la même quels que soient les matériaux constituant le corps du barrage, ce qui n'est pas le cas pour la méthode de DUPUIT qui fait intervenir les coefficients de perméabilité de ces matériaux. Certes, les deux méthodes donnent des solutions approchées, cependant, nous semble-t-il, la méthode de KOZENY paraît plus précise. C'est la ligne de KOZENY que nous proposons alors d'utiliser pour nos calculs intérieurs.

#### CALCUL DES FUITES A TRAVERS LE BARRAGE

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY.

$$Q = K i A$$

Q : débit d'infiltration

$$i : \text{gradient hydraulique} = \frac{h}{L} \quad \frac{\text{Charge}}{\text{Longueur de cheminement}}$$

K = coefficient de perméabilité du noyau

A = aire soumise à l'infiltration

On représente pour chaque tranche de barrage de largeur unité l'aire de la section par  $y$  et si on prend comme valeur du gradient hydraulique  $i$  la pente de la ligne de saturation  $\frac{dy}{dx}$ , le débit écoulé aura pour expression :

$$q = Ky \frac{dy}{dx}$$

Le cas le plus simple est celui où le massif composé de matériaux homogènes s'appuie sur une assise imperméable et où l'eau d'infiltration est recueillie à l'aval par un filtre, dans ce cas, la ligne de saturation est la parabole de KOZENY et en utilisant une propriété bien connue de cette courbe on obtient:

$$q = K_y \frac{d_y}{d_x} = K_{y_0}$$

Le cas le plus simple est celui où le massif composé de matériaux homogènes s'appuie sur une assise imperméable et où l'eau d'infiltration est recueillie à l'aval par un filtre, dans ce cas, la ligne de saturation est la parabole de KOZENY et en utilisant une propriété bien connue de cette courbe on obtient :

$$q = K_y \frac{d_y}{d_x} = K_{y_0}$$

d'où, nous en tirons :  $q = K_{y_0} = K \left( \sqrt{h^2 + d^2} - d \right)$

où :  $h = 37 \text{ m}$

$$d = 33,05 \text{ m}$$

$$K = 10^{-8} \text{ m/s}$$

d'où le débit de fuite est  $q = 16,56 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

- Voile d'étanchéité

Les essais de perméabilité réalisés à des profondeurs diverses dans les sondages montrent que jusqu'à une profondeur presque de 40 mètres dans chaque sondage, la valeur de la perméabilité dépasse 1 UL (unité Lugeon) = 1cm / jour.

Or, dans le cas des barrages de hauteur supérieure à 30 m et dont la roche de fondation possède une perméabilité supérieure à 1 UL, il faut y exécuter un voile d'étanchéité. D'où, nous proposons alors une profondeur du voile d'étanchéité de 40 mètres sur toute la longueur de la fondation.

- Galerie d'injection

Pour permettre de mener à bien le travail d'injection il est prévu une galerie d'injection.

Pour les détails sur le dimensionnement (voir planche N°II )

III.- ETUDE DE STABILITE DU BARRAGE

III.1.- METHODE DE CALCUL

La stabilité d'un barrage sur sa fondation dépend de celle de ses deux talus. Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèse. Ainsi, afin de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement, une surface cylindrique circulaire à axe horizontal est généralement prise et est nommée cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue.

Partant de cette hypothèse, nous découperons la partie du massif limitée par le cercle de glissement en tranches verticales de faible épaisseur juxtaposées et étudierons l'équilibre de l'ensemble.

Nous savons que lorsque le barrage et sa fondation sont alluvionnaires, ils sont formés de terre dont la résistance au cisaillement  $t$  est fonction de la contrainte normale  $n$ , de la pression interstitielle  $p$  et des deux caractéristiques cohésion  $c$  et angle de frottement  $\varphi$  interne selon la relation:

$$t = c + (n - p) \operatorname{tg} \varphi$$

Il existe plusieurs méthodes de calcul, mais celle la plus courante est la méthode de Fellenius. Dans cette méthode, nous admettrons d'une part que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire. Et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface de rupture. On trace sur une coupe transversale de la digue plusieurs cercles de glissements et rechercher le cercle le plus critique ayant le coefficient de glissement minimum.

donc soient :

Considérons une tranche d'ordre  $n$  on a :

$dl$  : la portion de cercle de glissement interceptée par la tranche

$l$  : la longueur de l'arc de cercle situé dans la partie saturée, c'est à dire sous la ligne phréatique

$N_n$  : la composante normale et  $T_n$  la composante tangentielle du poids  $G_n$  de la tranche

$X_n$  et  $Z_n$  : les composantes de l'action de la tranche  $n - 1$  sur la tranche d'ordre  $n$  ~~sur la tranche~~ (voir fig. 11).

$X_{n+1}$  et  $Z_{n+1}$  : les composantes de l'action de la tranche d'ordre  $n+1$  sur la tranche  $n$ .

Calcul de stabilité par la méthode de FELLINUS (Détails d'une tranche)

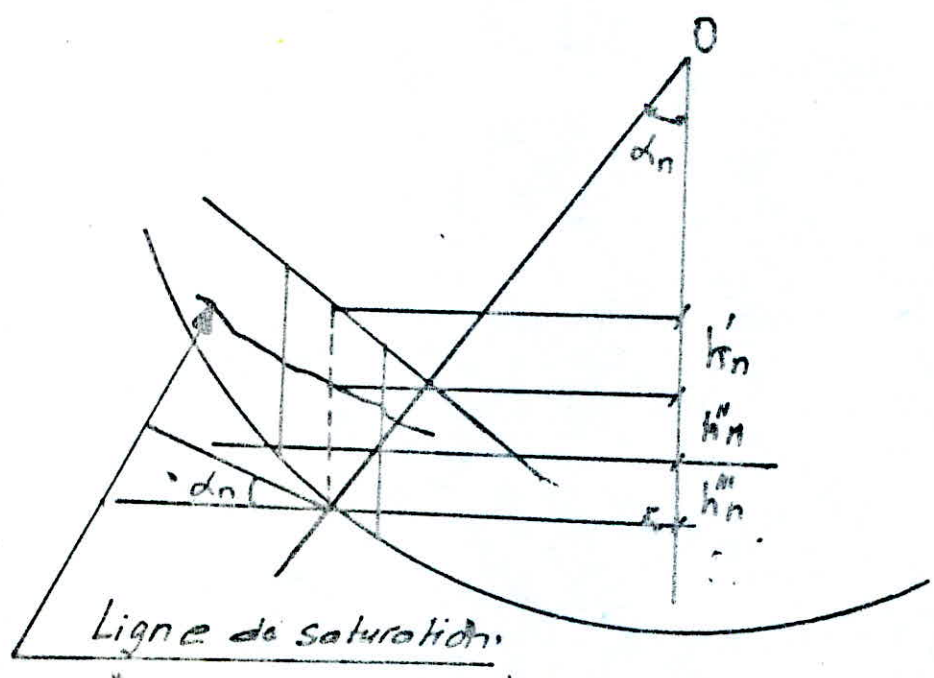
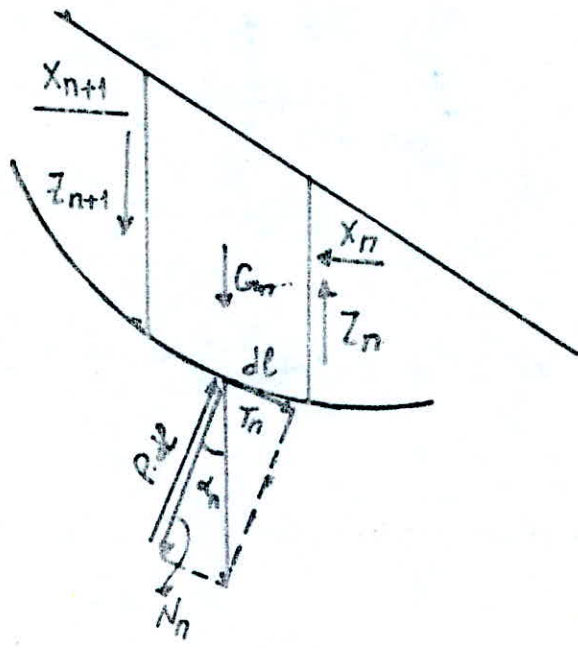


Fig. 11

Pour simplifier les calculs, Fellenius admet les hypothèses suivantes:

- au niveau de chaque tranche

$$X_{n+1} - X_n = 0$$

$$Z_{n+1} - Z_n = 0$$

Ce qui veut dire que l'interaction entre les tranches est nulle

- La force tangentielle  $T$  a tendance à entraîner le glissement. Elle est motrice.  $T_n$  est la composante tangentielle du poids de toute la matière contenue dans la tranche  $n$ , sol et eau. La densité que nous utiliserons pour calculer  $T_n$  sera la densité saturée pour la portion située sous la ligne phréatique et la densité humide pour la partie située au-dessus.

- La force  $N$  est stabilisatrice car elle mobilise le frottement interne et crée une force résistance  $N \operatorname{tg} \varphi$  opposée à  $T$ . en tenant compte de la pression hydrodynamique nous prendrons pour  $N$  la composante normale du poids total calculé à partir de la densité saturée.  $N$  engendre sur  $dl$  une pression totale moyenne  $\frac{N}{dl}$  de laquelle il faut déduire la pression hydrostatique interne  $p$  régnant dans la zone. La force de frottement mobilisée le long de  $dl$  est alors :

$$\left( \frac{N}{dl} - p \right) \operatorname{tg} \varphi \cdot dl = (N - p dl) \operatorname{tg} \varphi$$

Le mouvement se fait le long du cercle de glissement si le matériau constituant la tranche a un angle de frottement et une cohésion  $C$ ,

les forces stabilisatrices sont :

$$\frac{(N - p \, dl) \, \text{tg } \varphi}{\text{Force de frottement}} + \frac{C. \, dl}{\text{Force de cohésion}}$$

Soit  $R$  le rayon du cercle de glissement.

Le moment des forces résistantes s'écrit :

$$\sum (N - p \, dl) \, \text{tg } \varphi \cdot R + \sum (C. \, dl) \, R = R \left[ \sum (N - p \, dl) \, \text{tg } \varphi + c \, dl \right]$$

Le moment des Forces motrices s'écrit :

$$\sum T. \, R = R \sum T.$$

Le coefficient de sécurité  $K$  est égal au rapport de moment des forces

d'où :

$$K = \frac{\sum (N - p \, dl) \, \text{tg } \varphi + c \, dl}{\sum T}$$

Le découpage de la partie du massif limitée par le cercle de glissement

se fait en tranche d'égale épaisseur  $b = \frac{R}{n_t}$

où :  $R$  = rayon du cercle de glissement

$n_t$  = le nombre de tranches

prenons :  $b = 10 \, \text{m}$

Ensuite, nous procéderons à un numérotage des tranches à partir d'une tranche numérotée par le chiffre 0. Les tranches se trouvant à *droite* de cette tranche 0 seront affectées de chiffres positifs et celles se trouvant à *gauche* porteront des numéros de signe négatif. Ainsi par exemple, la première, la deuxième, ....; la sixième tranche à *droite* de la tranche 0 porteront respectivement les numéros + 1, + 2, ..., + 6 et celles de même ordre qui sont à *gauche* porteront les numéros - 1, - 2, ... - 6.

La tranche 0 est celle qui est partagée en deux parties égales par la ligne verticale abaissée du centre de glissement 0.

N.B.:

Cet ordre de numérotage correspond au talus aval, pour le talus amont, les signes sont inversés. Le poids  $G_n$  de la tranche d'ordre n est égal à :

$$G_n = ( \gamma_1 h_n' + \gamma_2 h_n'' + \gamma_3 h_n''' ) b$$

où :

$\gamma_1$  = le poids volumique de la zone du massif du barrage située au-dessus de la ligne de saturation à l'état humide.

$\gamma_2$  = poids volumique du massif du barrage située sous la ligne de saturation à l'état saturé.

$\gamma_3$  = poids volumique du sol de fondation à l'état humide.

$h_n'$  = hauteur moyenne de la partie de la tranche située au-dessus de la ligne de saturation



$h_n''$  = hauteur moyenne de la partie de la tranche située entre la ligne de saturation et la ligne de la surface de fondation

$h_n'''$  = hauteur moyenne de la partie de la tranche située dans la fondation.

La composante normale  $N_n$  est égale à :

$$N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$$

et la composante tangentielle  $T_n$

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n$$

$\sin \alpha_n$  est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$\sin \alpha_n = \frac{n \cdot b}{R}$$

où  $n$  est le numéro de la tranche considérée

$$\text{or : } b = \frac{R}{n_t}$$

où :  $n_t$  est le nombre de tranches

$$\text{d'où : } \sin \alpha_n = \frac{n}{R} \cdot \frac{R}{n_t}$$

$$\text{d'où : } \sin \alpha_n = \frac{n}{n_t}$$

$$\text{d'où : } \cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{n_t}\right)^2}$$

La pression hydrodynamique est égale à :

$$P = \gamma \cdot h_p$$

où :  $\gamma$  = poids spécifique de l'eau

$h_p$  = hauteur piézométrique de la tranche considérée.  $h_p$  est déterminée soit à partir du réseau d'infiltration ou soit elle est prise approximativement égale à la hauteur de l'eau d'infiltration sur la courbe de glissement.

ainsi pour la tranche d'ordre n, nous avons :

$$h_p = h_n'' + h_n'''$$

La force de la pression hydrodynamique est alors :

$$p \cdot dl = \gamma (h_n'' + h_n''') dl$$

En pratique, on prend  $dl = \frac{b}{\cos \alpha_n}$  ; c'est à dire on l'assimile à

la portion de la tangente à la courbe de glissement délimitée par la tranche.

Le coefficient de sécurité peut alors s'écrire :

$$K_C = \frac{\sum \left[ G_n \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{n}{n_t}\right)^2} - \gamma (h_n'' + h_n''') \frac{b}{\cos \alpha_n} \right] t_g \rho_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \frac{n}{n_t}}$$

$C_i$  et  $t_g \rho_i$  étant fonction de la zone du terrain englobé par la ligne supposée de glissement

III.2.- DETERMINATION DU CENTRE DE CERCLE DE GLISSEMENT

En cas de calcul des talus ayant le frottement et la cohésion (liaison) FONDEEV recommande de disposer les centres de courbes de glissement "0" dans les limites de la zone  $MZZ_1 M_1$  (voir figure 2 a) dont la construction est exécutée selon la pente du talus du barrage "m"(tableau 2.8).

Tableau 2.8.

Pente du talus (m)	1	2	3	4	5	6
$\frac{B M}{H_b} = K_1$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$\frac{B M}{H_b} = K_2$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

ORDRE DE CALCUL

- 1.- Tracer en échelle un profil en travers du barrage (voir fig. 2 a)
- 2.- Tracer deux lignes au milieu (point B) du talus moyen (de mise en moyenne)
  - la première ligne est verticale
  - la deuxième ligne avec un angle  $85^\circ$  par rapport à la ligne du talus.
- 3.- D'après le tableau 2.8 déterminer les rayons  $B M = K_1 H_b$  et  $B Z = K_2 H_b$  où  $H_b$  est la hauteur du barrage.  
Former une zone  $M Z Z_1 M_1$  par  $Z M$  et  $M_1 Z_1$  en prenant comme centre le point B.

Schema pour la détermination des efforts,  
agissant dans le barrage en terre avec drainage

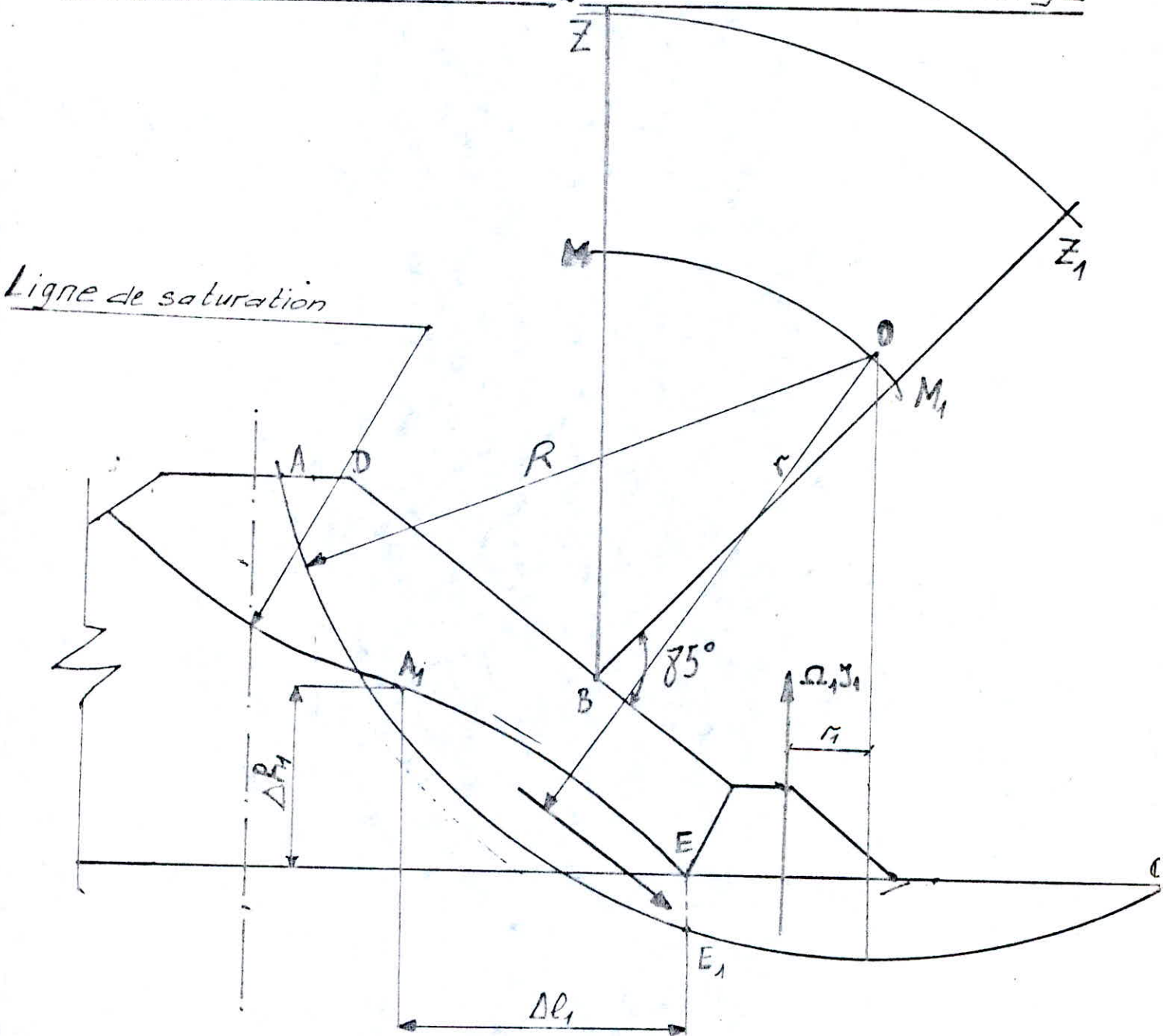


Fig 2a;2b

4.- Disposer dans cette zone les centres de cercle de glissement de façon à ce que les courbes de glissement se trouvent dans les limites du talus aval, c'est à dire entre l'axe longitudinal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval (voir fig. 2 a). Donc en indiquant le centre de glissement "O" on trace la courbe A C par un rayon "R".

5.- Il est à noter que pour les barrages en terre avec drainage (voir Fig 2 b) que ZAMARINE recommande de tenir compte de l'écoulement de filtration dans la zone  $A_1 EE_1 A_1$  jusqu'au drainage.

Coefficients de stabilité admissibles des talus  $K_{ad}$

Tableau 2.7

Combinaisons des charges et des actions	Coefficients de stabilité admissibles des talus des barrages en terre de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales	$1,3 \div 1,4$	$1,25 \div 1,3$	1,2	$1,10 \div 1,05$

Pendant le calcul il faut tracer quelques courbes de glissement (de 3 jusqu'au 5) de centres différents et conformément à ces centres calculer les coefficients de stabilité. Le coefficient devra être égal ou supérieur au coefficient admissible qu'on prend d'après le tableau 2.7. c'est à dire  $K \geq K_{ad}$

III.3.- SOLLICITATIONS DUES AUX SEISMES

Le site de Fontaine des Gazelles se situe sur une région seismique, il prévu dans l'étude de stabilité de tenir compte des effets statistiques d'un seisme. On applique à la zone susceptible de glisser plus exactement au centre de gravité de la tranche une force horizontale due à l'accélération :

$$Y = ag \quad (\text{voir 2c})$$

L'expression du coefficient de sécurité devient :

$$K_e = \frac{\sum \left[ G_n \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{n}{n_t}\right)^2} - Y (h_n'' + h_n''') \frac{b}{\cos \alpha_n} \right] \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \cdot \frac{n}{n_t} + \frac{1}{R} \sum T_{t_n} \cdot d_n}$$

$d_n$  : bras de levier

$T_{t_n} = a G_n$  : forces dues au seisme

$a$  : coefficient d'intensité du séisme de la région

$$a = 0,15$$

Sollicitation dues aux seisme

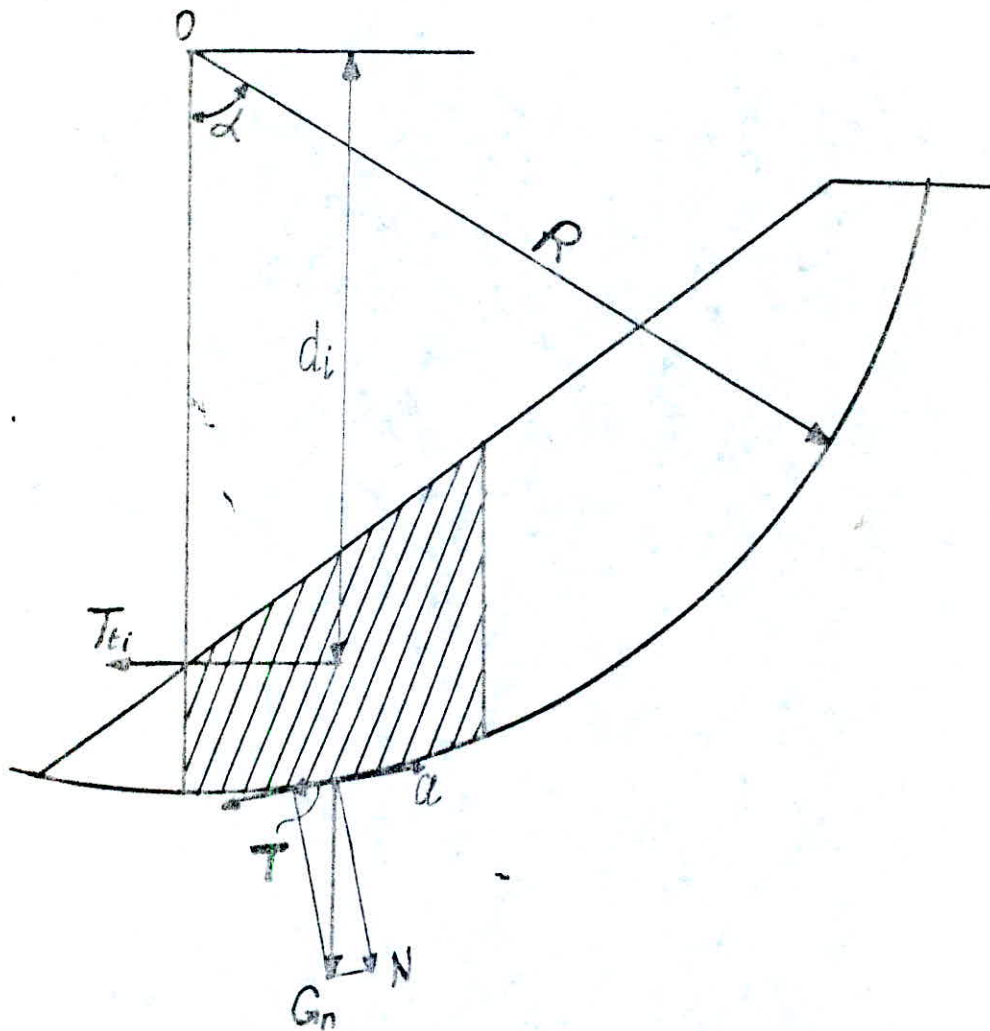


Fig. 20



II.4.- CAS LES PLUS FAVORABLES A ENVISAGER POUR LE CALCUL DE LA  
STABILITE D'UN BARRAGE EN TERRE

Pour un barrage en terre on devra s'assurer de la stabilité  
des :

- Talus amont
- Talus aval

a)- Le réservoir est vide (fin de construction)

Notre calcul se fera pour l'amont et l'aval, 3 cercles,  
chaque cas, sans seisme et avec seisme.

Dans ce calcul on prend les poids volumiques naturels  
c'est à dire on ne tient pas compte de la force de pression hydrodynamique  
c'est à dire (P dl).

Le coefficient de sécurité a pour expression sans seisme :

$$K = \frac{\sum [G_n \sqrt{1 - \left(\frac{n}{n_t}\right)^2}] \times \text{tg } \beta_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \frac{n}{n_t}}$$

avec seisme :

$$K_2 = \frac{\sum [G_n \sqrt{1 - \left(\frac{n}{n_t}\right)^2}] \times \text{tg } \beta_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \frac{n}{n_t} + \frac{1}{R} \sum T_n \cdot d_n}$$

b)- Le réservoir est plein (fonctionnement normal)

Il y a infiltration continue à travers la digue, c'est le talus aval qui est en danger sous l'effet des forces d'infiltrations.

Notre calcul se fera pour le talus aval, (3 cercles) sans seisme et avec seisme.

Le coefficient de sécurité a pour expression :

sans seisme

$$K_2 = \frac{\sum \left[ C_n \sqrt{1 - \left(\frac{n}{n_t}\right)^2} - \gamma (h_n'' + h_n''') \frac{b}{\cos \alpha_n} \right] \operatorname{tg} \phi + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum C_n \frac{n}{n_t}}$$

avec seisme

$$K = \frac{\sum \left[ C_n \sqrt{1 - \left(\frac{n}{n_t}\right)^2} - \gamma (h_n''' + h_n''') \frac{b}{\cos \alpha_n} \right] \operatorname{tg} \phi + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum C_n \frac{n}{n_t} + \frac{1}{R} \sum T_{t_n} d_n}$$

c)- La vidange rapide

Le réservoir étant plein, il est vidangé rapidement c'est le talus amont qui est en danger, c'est le cas généralement le plus défavorable.

Notre calcul se fera pour le talus amont (3 cercles) sans seisme et avec seisme.

Le calcul de stabilité du talus amont dans la circonstance le plus critique est celui effectué en cas de vidange rapide. Toute vidange de 21 jours est considérée comme rapide (délai adopté en Algérie par la D.P.R.H.).

Une vidange est dite rapide lorsqu'elle se fait en un temps suffisamment court pour que le volume de la digue imbibé d'eau reste pratiquement dans cet état, le niveau d'eau étant descendu partiellement ou ramené complètement au pied du talus amont. Toute vidange durant moins d'un mois est considérée comme rapide, voir même plusieurs semaines si la digue est constituée de terrains très imperméables (notion relative). Le calcul de la pression interstitielle est délicat dans ces conditions.

L'approximation suivante est plutôt employée : juste après la vidange, l'eau qui est dans le barrage n'a pas eu le temps de s'écouler et cette eau supporte par sa pression une partie du poids du massif mouillé.

Cette pression n'est pas génératrice de frottement. Nous admettrons donc que la composante normale à multiplier par  $\text{tg } \mathcal{F}$ , est égale au produit de la densité immergée ( $\gamma_{sa} - 1$ ) par la composante normale  $n$  de la hauteur moyenne  $h_n$  et par la largeur  $b$  de la tranche. soit :

$$N - p \, dl = (\gamma_{sa} - 1) \, n \cdot b$$

avec  $n = h_n \cos \alpha_n$

Par contre, le poids de l'eau emmagasiné dans le massif est générateur d'une force d'entraînement et, dans le calcul de la composante tangentielle T nous devons prendre le poids volumique  $\gamma_{sa}$  ; à l'état atuné; si t est la composante tangentielle de  $h_n$ , nous avons :

$$T = \gamma_{sa} \cdot t \cdot b$$

avec :

$$t = h_n \sin \alpha_n$$

donc le coefficient de sécurité a pour expression :

Sans seisme

$$K = \frac{\sum [(\gamma_1 h_n' + (\gamma_2 - 1) h_n'' + (\gamma_3 - 1) h_n''') \cos \alpha_n b] x \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum [(\gamma_1 h_n' + \gamma_2 h_n'' + \gamma_3 h_n''') \sin \alpha_n b]}$$

Avec seisme

$$K = \frac{\sum [(\gamma_1 h_n' + (\gamma_2 - 1) h_n'' + (\gamma_3 - 1) h_n''') \cos \alpha_n b] x \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum [(\gamma_1 h_n' + \gamma_2 h_n'' + \gamma_3 h_n''') \sin \alpha_n b] + \frac{1}{R} \sum T_{t_n} d_n}$$

Dans notre calcul de stabilité nous comparerons le coefficient de sécurité d'après les classes de barrage.

Les classes des barrages en terre en fonction de la hauteur et du type de sol de fondation sont représentées dans le tableau suivant :

Type de sol de Fondation	CLASSES DES BARRAGES			
	I	II	III	IV
Sols rocheux	100	70 ÷ 100	25 ÷ 70	25
Sols sableux, pierreux, terrains argileux, non plastique	75	35 ÷ 75	15 ÷ 35	15
Terrains argileux plastique	50	25 ÷ 50	15 ÷ 25	15

NOTA :

Les valeurs qui sont dans le tableau représentent les hauteurs du barrage en m.

Comme la hauteur de notre barrage est de 43 m nous pouvons considérer notre barrage comme étant de la classe II. Donc en conclusion nous comparerons le coefficient de sécurité calculé d'après le tableau 2.7.

# Fin de Construction (talus amont) Cercle de glissement N°2 ( $R_2 = 101\text{ m}$ ,

N° des tranches	$b$ [m]	$h_n$	$h''_n$	$h'''_n$	$r_1$	$r_2$	$r_3$	$G_n = (b_1 h_n + b_3 h_n''') \cdot b$	$\sin \alpha_n = \frac{r_1}{R_2}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{r_1}{R_2}\right)^2}$	$G_n \sin \alpha_n$	$G_n \cos \alpha_n$	$dl = \frac{b}{\cos \alpha}$	$\tan \varphi_i$	$G_n \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi_i$	$c_i$	$c_i dl$	$d_n$ [m]	$T_{tn} = A \cdot G_n$	$T_{\text{total}} = \sum G_n$
0	10	16,5	-	4,0	2	-	2,7	438	0	1	0	438	10	0,47	205,86	2	20	91	65,7	597
+1	"	19,5	-	3,5	2	-	"	484,5	0,07	0,99	34	479,5	10,10	"	225,36	"	20,2	89	72,67	6467
+2	"	22,5	-	2	2	-	"	504,0	0,15	0,98	75,6	493,5	10,2	"	231,94	"	20,4	87,5	75,6	661
+3	"	24,5	-	-	2	-	-	490	0,23	0,97	112,7	475,2	10,3	0,53	251,85	0	0	85	73,5	624
+4	"	23,5	-	-	2	-	-	470	0,3	0,95	141,0	446,5	10,5	0,53	236,64	0	0	81	70,5	5710
+5	"	22	-	-	2	-	-	440	0,38	0,92	167,2	404,4	10,86	"	214,33	0	0	77,5	66,0	5110
+6	"	18,5	-	-	2	-	-	370	0,46	0,88	170,5	325,6	11,36	"	172,56	0	0	72,5	55,5	4023
+7	"	14	-	-	2	-	-	280	0,53	0,84	148,5	235,2	11,9	"	124,65	0	0	66,5	42,0	2790
+8	"	6	-	-	2	-	-	120	0,61	0,79	73,5	94,8	12,65	"	50,24	0	0	60	18,0	1080
-1	"	14,5	-	2,5	2	-	2,7	357,5	-0,07	0,99	-25,02	353,9	10,10	0,47	166,33	2	20,2	90,5	53,62	4850
-2	"	12	-	1,5	2	-	2,7	280,5	-0,15	0,98	-42,07	274,80	10,20	0,47	129,15	2	20,4	92	42,07	3870
-3	"	8,5	-	-	2	-	-	170	-0,23	0,97	-39,1	164,9	10,30	0,53	87,39	0	0	92,5	25,5	2358,1
-4	9	3	-	-	2	-	-	54	-0,30	0,95	-16,2	51,3	9,47	0,53	27,18	0	0	91,5	8,1	741,1

Coefficients de sécurité

$$\Sigma = 800,61$$

$$\Sigma 2123,48 \quad \Sigma = 101,2$$

$$\Sigma = 55854,1$$

- avec seisme  $K' = 1,64$

- sans seisme  $K = 2,77$

( $R_1 = 81,5 \text{ m}$ ) Fin de construction (talus aval) Cercle de glissement N° 1 ( $R_1 = 81,5$ )

N° des tranches	$b$ [m]	$h'_n$	$h''_n$	$h'''_n$	$R_1$	$R_2$	$R_3$	$G_n = (h'_n h''_n + \delta h'''_n) \cdot b$	$\sin \alpha_n = \frac{r}{r_c}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - (\frac{r}{r_c})^2}$	$G_n \cdot \sin \alpha_n$	$G_n \cdot \cos \alpha_n$	$dl = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	$\tan \varphi_c$	$G_n \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi_c$	$c_i$	$c_i \cdot dl$	$d_n$	$T_{tn} = a \cdot G_n$	$T_{tn} \cdot d_n$
0	10	10,5	-	5,5	2	-	2,7	358,5	0	1	0	358,5	10	0,47	168,49	2	20	73,5	53,77	3952,05
+1	"	15	-	4,5	2	-	2,7	421,5	0,1	0,99	42,15	417,28	10,10	"	196,12	2	20,2	70,5	63,22	4457,0
+2	"	19,5	-	2,5	2	-	2,7	457,5	0,2	0,97	91,5	443,77	10,30	"	208,5	2	20,6	67,5	68,62	4631,0
+3	"	21	-	-	2	-	-	420	0,3	0,95	126	399	10,52	0,53	211,4	0	0	63,5	63,0	4000,5
+4	"	22,5	-	-	2	-	-	450	0,4	0,91	180	409,5	10,98	"	217,03	0	0	59,5	67,5	4016,2
+5	"	20,5	-	-	2	-	-	410	0,5	0,86	205	352,6	11,62	"	186,17	0	0	53,5	61,5	3290,2
+6	"	16,5	-	-	2	-	-	330	0,6	0,8	198	264	12,5	"	139,92	0	0	46,5	49,5	2301,7
+7	"	$\frac{7}{0,5}$	-	-	$\frac{2}{2,12}$	-	-	150,6	0,7	0,71	105,42	106,92	14,08	0,42	44,90	1,5	21,12	36,5	22,59	824,5
-1	"	6,5	-	4,5	2	-	2,7	251,5	-0,1	+0,99	-25,15	248,98	10,10	0,47	117,02	2	20,2	74,5	37,72	2810,14
-2	9,25	2	-	2,5	2	-	2,7	99,43	-0,2	+0,97	-19,88	96,44	10,30	"	45,32	2	20,6	77	14,91	1148,07

$\Sigma = 903,04$

$\Sigma = 1535,71$

$\Sigma = 122,72$

$\Sigma = 31432,44$

• coefficient de sécurité:

- avec seisme  $K = 1,28$

- sans seisme  $K = 1,83$

Fin de Construction ( talus aval ) Cercle de glissement N°2 (  $R_2 = 83,5m$  )

N° des tranches	b [m]	$h'_n$	$h''_n$	$h'''_n$	$r_1$	$r_2$	$r_3$	$G_n = (G_1 \cdot h'_n + G_2 \cdot h''_n) \cdot b$	$\sin \alpha_n = \frac{n}{R_2}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{R_2}\right)^2}$	$G_n \cdot \sin \alpha_n$	$G_n \cdot \cos \alpha_n$	$dL = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	$\text{tg } \varphi_i$	$G_n \cos \alpha_n \cdot \text{tg } \varphi_i$	$c_i$	$c_i \cdot dL$	$e_n$	$T_{tn} = a \cdot G_n$	$T_{tn} \cdot d_n$
0	10	11	-	3,5	2	-	2,7	314,5	0	1	0	314,5	10	0,47	147,81	2	20	76	47,17	3584,1
+1	"	15,5	-	3	2	-	"	391,0	0,1	0,99	39,1	387,09	10,10	"	181,93	"	20,2	73,5	58,65	4310,77
+2	"	20	-	1	2	-	"	427,0	0,2	0,97	85,4	414,19	10,30	"	194,66	"	20,6	70	64,05	4438,5
+3	"	22	-	-	2	-	-	440	0,3	0,95	132	418,0	10,52	0,53	221,54	0	0	66,5	66,0	1389,0
+4	"	20,5	-	-	2	-	-	410	0,4	0,91	164	373,1	10,98	"	197,74	0	0	63,0	61,5	3874,5
+5	"	19	-	-	2	-	-	380	0,5	0,86	190	326,8	11,62	"	173,2	0	0	57,0	57,0	3249,0
+6	"	15,5	-	-	2	-	-	310	0,6	0,8	186	248	12,5	"	131,44	0	0	50,0	46,5	2325,0
+7	"	8	-	-	2,12	-	-	169,6	0,7	0,71	118,72	120,41	14,08	0,42	50,57	1,5	21,12	41,0	25,44	1043,04
-1	"	6,5	-	3	2	-	2,7	211	-0,1	0,99	-21,1	208,89	10,10	0,47	98,17	2	20,2	78	31,65	2468,7
-2	"	2,5	-	1	2	-	2,7	77	-0,2	0,97	-15,4	74,49	10,30	"	35,10	"	20,6	79	11,55	912,45

$\Sigma = 878,72$

$\Sigma = 1432,16$

$\Sigma = 122,72$

$\Sigma = 30595,88$

coefficient de sécurité:

• avec seisme  $K' = 1,24$

• sans seisme  $K = 1,76$



( $R_2 = 92,5m$ ) Fin de Construction (talus aval) Cercle de glissement N°3 ( $R_3 = 92$ )

N° des tranchées	b [m]	$h_n$	$h_n''$	$h_n'''$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$G_n = (\delta_1 \cdot h_n' + \delta_3 \cdot h_n''') \cdot b$	$\sin \alpha_n = \frac{r}{r_t}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - (\frac{r}{r_t})^2}$	$G_n \cdot \sin \alpha_n$	$G_n \cdot \cos \alpha_n$	$c \cdot l = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	$t g \varphi_i$	$G_n \cdot \cos \alpha_n \cdot t g \varphi_i$	$E_i$	$E_i \cdot c \cdot l$	$c \cdot h_n$ [m]	$T_{kn} = \alpha \cdot G_n$	$T_{kn} \cdot d_n$
0	10	8,5	-	2,5	2	-	2,7	237,5	0	1	0	237,5	10	0,47	111,62	2	20	86,5	35,62	3081,5
+1	"	13	-	2	2	-	2,7	<del>314,0</del>	0,09	0,99	28,26	310,86	10,10	"	146,10	2	20,2	84,0	47,1	3956,1
+2	"	17,5	-	-	2	-	-	350	0,18	0,98	63,0	343,0	10,20	0,53	181,79	0	0	81,0	52,5	4252,1
+3	"	19,5	-	-	2	-	-	390	0,27	0,96	105,3	374,4	10,41	0,53	198,43	0	0	77,5	58,5	4533,1
+4	"	18,5	-	-	2	-	-	370	0,36	0,93	133,2	344,1	10,75	0,53	182,37	0	0	74,0	55,5	410,1
+5	"	17,5	-	-	2	-	-	350	0,45	0,89	157,5	311,5	11,23	0,53	165,09	0	0	68,5	52,5	3596,1
+6	"	15,5	-	-	2	-	-	310	0,54	0,84	167,4	260,4	11,9	0,53	138,01	0	0	62,5	46,5	2906,1
+7	"	10,5	-	-	2	-	-	210	0,63	0,77	132,3	161,7	12,98	0,53	85,7	0	0	55,0	31,5	1732,1
+8	5	3	-	-	2	-	-	31,8	0,72	0,69	22,9	21,94	7,24	0,42	9,21	1,5	10,16	49,0	4,77	233,7
-1	10	4,5	-	2	2	-	2,7	144	-0,09	0,99	-12,96	142,56	10,10	0,47	67,00	2	20,2	88,5	21,6	1911,1
-2	5	1	-	1	2	-	2,7	23,5	-0,18	0,98	-4,23	23,03	5,10	0,47	10,82	2	10,2	89,5	3,52	315,48

$\Sigma = 792,67$

$\Sigma = 1296,14$

$\Sigma = 81,46$

$\Sigma = 30627,0$

- Coefficient de sécurité

• avec seisme  $K' = 1,22$

• sans seisme  $K = 1,73$

Fin de construction ( talus amont ) Cercle de glissement N°1 (  $R_1 = 95,5m$  )

N° des tranches	b [m]	$h_n'$	$h_n''$	$h_n'''$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	$G_n = (\gamma_1 h_n' + \gamma_2 h_n'' + \gamma_3 h_n''') \cdot b$	$\sin \alpha_n = \frac{r}{R_t}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - (\frac{r}{R_t})^2}$	$G_n \cdot \sin \alpha_n$	$G_n \cdot \cos \alpha_n$	$dl = \frac{b}{\cos \alpha}$	$\tan \varphi_i$	$G_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi_i$	$c_i$	$c_i \cdot dl$	$d_n$ [m]	$T_{tn} = a \cdot G_n$	$T_{tn} \cdot d_n$
0	10	17,5	-	5	2	-	2,7	485	0	1	0	485	10	0,47	227,95	2	20	85	72,75	6183
+1	"	20,5	-	4,5	2	-	2,7	531,5	0,07	0,99	37,2	526,18	10,10	0,47	247,3	2	20,2	82,5	79,72	6576
+2	"	23	-	3	2	-	"	541,0	0,15	0,98	81,15	530,18	10,2	"	249,18	2	20,4	80,5	81,15	6532
+3	"	25	-	0,5	2	-	"	513,5	0,23	0,97	118,10	498,09	10,3	"	234,10	2	20,6	77,5	77,02	5969
+4	"	25	-	-	2	-	-	500	0,3	0,95	150	475	10,5	0,53	251,75	0	0	73,5	75,0	5512
+5	"	23	-	-	2	-	-	460	0,38	0,92	174,8	423,2	10,76	"	224,29	0	0	69	69,0	4762
+6	"	19,5	-	-	2	-	-	390	0,46	0,88	179,4	343,2	11,36	"	181,89	0	0	65	58,5	3802
+7	"	13,5	-	-	2	-	-	270	0,53	0,84	143,1	226,8	11,9	"	120,2	0	0	59	40,5	2389
+8	7,5	6	-	-	2	-	-	90	0,61	0,79	54,9	71,1	9,49	0,53	37,68	0	0	51,5	13,5	695,2
-1	10	15	-	4,5	2	-	2,7	421,5	-0,07	0,99	-29,5	417,28	10,10	"	196,12	2	20,2	84,5	63,22	5342
-2	"	13	-	2,5	2	-	2,7	327,5	-0,15	0,98	-49,12	320,95	10,2	"	150,84	2	20,4	85,5	49,12	4200
-3	"	10,5	-	0,5	2	-	2,7	223,5	-0,23	0,97	-51,4	216,79	10,3	0,47	101,89	2	20,6	85	33,52	2849
-4	"	4	-	-	2	-	-	80	-0,3	0,95	-24,0	76	10,5	0,53	40,28	0	0	84	12	1008

$\Sigma = 784,63$

$\Sigma = 2263,47$

$\Sigma = 55822$

- coefficients de sécurité  
 . avec seisme  $K^1 = 1,75$   
 . sans seisme  $K = 3,06$

Caractéristiques des matériaux de construction

Recharges : tout venant

poids volumique à l'état humide = 2 t/m<sup>3</sup>

poids volumique à l'état saturée = 2,2 t/m<sup>3</sup>

cohésion = 0

angle de frottement interne = 28°

Noyau : colluvions argileuses

poids volumique à l'état humide = 2,12 t/m<sup>3</sup>

poids volumique à l'état saturée = 2,17 t/m<sup>3</sup>

angle de frottement interne = 23°

cohésion = 1,5 t/m<sup>3</sup>

Fondation : alluvions consolidées

poids volumique à l'état humide = 2,7 t/m<sup>3</sup>

poids volumique à l'état saturée = 2,7 t/m<sup>3</sup>

Angle de frottement interne = 25°

cohésion = 2 t/m<sup>3</sup>

Ces données sont adoptées par la D. P. R. H.

Fin de construction ( talus amont ) Cercle de glissement N°3 (  $R_3 = 107,5$  )

N° des tranches	b [m]	$h_n$	$h''_n$	$h'''_n$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$G_n = (\delta_1 h'_n + \delta_2 h''_n + \delta_3 h'''_n) \cdot b$	$\sin \alpha_n = \frac{r}{R}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - (\frac{r}{R})^2}$	$G_n \cdot \sin \alpha_n$	$G_n \cdot \cos \alpha_n$	$dl = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	$\tan \varphi_i$	$G_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi_i$	$c_i$	$c_i \cdot dl$	$d_n$	$T_{tn} = a \cdot G_n$	$T_{tn} \cdot d_n$
0	10	15	-	4	2	-	2,7	408	0	1	0	408	10	0,47	191,76	2	20	97,5	61,2	5967,
+1	"	18	-	3,5	2	-	"	454,5	0,07	0,99	31,81	449,95	10,10	"	211,47	2	20,2	96,0	68,17	6544,
+2	"	21	-	2	2	-	"	474,0	0,15	0,98	71,1	464,52	10,2	"	218,32	2	20,4	93	71,1	6612,
+3	"	24	-	-	2	-	"	480,0	0,23	0,97	110,4	465,6	10,30	0,53	246,76	0	0	91	72,0	6552
+4	"	22,5	-	-	2	-	"	450	0,3	0,95	135,0	427,5	10,5	0,53	226,57	0	0	88	67,5	594,0
+5	"	21	-	-	2	-	"	420	0,38	0,92	159,6	386,4	10,86	0,53	204,79	0	0	84,5	63,0	5323,5
+6	"	18,5	-	-	2	-	"	370	0,46	0,88	170,2	325,6	11,36	0,53	172,56	0	0	80,0	55,5	444,0
+7	"	13,5	-	-	2	-	"	270	0,53	0,84	143,1	226,8	11,9	0,53	120,20	0	0	73,5	40,5	2976,7
+8	"	7,0	-	-	2	-	"	140	0,61	0,79	85,4	110,6	12,65	0,53	58,61	0	0	67,50	21,0	1417,5
-1	"	14	-	3,5	2	-	2,7	374,5	-0,07	0,99	-26,21	370,75	10,10	0,47	174,25	2	20,2	98	56,17	5505,1
-2	"	11	-	2	2	-	2,7	274,0	-0,15	0,98	-41,1	268,52	10,20	"	126,20	2	20,4	98,5	41,1	4058,3
+3	"	8,5	-	-	2	-	"	170	-0,23	0,97	-39,1	164,9	10,3	0,53	87,39	0	0	99	25,5	2524,5
-4	9	1,5	-	-	2	-	"	27	-0,3	0,95	-8,1	25,65	9,47	0,53	13,59	0	0	98	4,05	396,9

coefficients de sécurité :

• avec seisme  $K' = 1,61$

$$\Sigma = 792,1$$

sans seisme  $K_2 = 2,71$

$$\Sigma = 2052,47$$

$$\Sigma = 101,2$$

$$\Sigma = 58248,75$$

(R<sub>1</sub> = 91m)

Fonctionnement Normal (talus aval) Cercle de glissement N°1 (R<sub>1</sub> = 91m)

N° des tranches	b (m)	h <sub>n</sub> '	h <sub>n</sub> ''	h <sub>n</sub> '''	Y <sub>1</sub>	Y <sub>2</sub>	Y <sub>3</sub>	G <sub>n</sub> = (R <sub>1</sub> h <sub>n</sub> ' + 2h <sub>n</sub> '' + 0,5h <sub>n</sub> ''') / b	sin α <sub>n</sub> = $\frac{r}{R_1}$	cos α <sub>n</sub> = $\sqrt{1 - (\frac{r}{R_1})^2}$	G <sub>n</sub> · sin α	G <sub>n</sub> · cos α	c <sub>dl</sub> = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$	P <sub>dl</sub> = $\delta / (h_n'' + h_n''') / dl$	tg φ <sub>i</sub>	(G <sub>n</sub> cos α <sub>n</sub> - P <sub>dl</sub> ) · tg φ <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	C <sub>i</sub> dl	d <sub>n</sub> (m)	T <sub>bn</sub> = a · G <sub>n</sub>	T <sub>bn</sub> · d <sub>n</sub>
0	10	8	-	6	2	-	2,7	322	0	1	0	322	10	60	0,47	123,14	2	20	80,5	48,3	38
+1	"	13	-	4,5	2	-	2,7	381,5	0,1	0,99	38,15	377,68	10,10	45,45	0,47	156,79	2	20,2	77,4	57,22	44
+2	"	16,5	0,75	4	2	2,2	2,7	454,5	0,2	0,97	90,9	440,86	10,30	48,92	0,47	184,9	2	20,6	76	68,17	51
+3	"	20,5	0,75	1	2	2,2	2,7	453,5	0,3	0,95	136,05	430,82	10,52	18,41	0,47	153,33	2	21,04	73,2	68,02	49
+4	"	22	-	-	2	-	-	440	0,4	0,91	176	400,4	10,98	-	0,53	212,21	0	0	68,5	66	45
+5	"	21	-	-	2	-	-	420	0,5	0,86	210	361,2	11,62	-	0,53	191,43	0	0	63,4	63	39
+6	"	18,5	-	-	2	-	-	370	0,6	0,8	222	296	12,5	-	0,53	156,88	0	0	58,0	55,5	32
+7	"	13,5	-	-	2	-	-	270	0,7	0,71	189	191,7	14,08	-	0,53	101,6	0	0	50,5	40,5	20
+8	6	$\frac{1}{1,5}$	-	-	$\frac{2}{2,12}$	-	-	31,08	0,8	0,6	24,86	18,64	10	-	0,42	7,82	1,5	15	42,3	4,66	19
-1	10	4	-	5,75	2	-	2,7	235,25	-0,1	0,99	-23,52	232,89	10,10	58,07	0,47	82,16	2	20,2	83	35,28	29

Σ = 1063,44

Σ = 1409,42    Σ = 117,04

Σ = 3538

· coefficient de sécurité:

- avec seisme K = 1,051
- sans seisme K = 1,43

# Fonctionnement Normal (talus aval) Cercle de glissement N°2 ( $R_2=8$ : ( $R_2=85,5m$ )

N. des tranches	$b$ [m]	$h'_n$	$h''_n$	$h'''_n$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$G_n = (\delta_1 h'_n + \delta_2 h''_n + \delta_3 h'''_n) \cdot b$	$\sin \alpha = \frac{n}{R_2}$	$\cos \alpha = \sqrt{1 - (\frac{n}{R_2})^2}$	$G_n \cdot \sin \alpha$	$G_n \cdot \cos \alpha$	$dL = \frac{b}{\cos \alpha n}$	$PdL = \delta (h'_n + h''_n) \cdot dL$	$\tan \varphi_i$	$(G_n \cos \alpha - PdL) \cdot \tan \varphi_i$	$c_i$	$c_i \cdot dL$	$\Delta n$ [m]	$T_{bn} = a \cdot G_n$	$T_{bn} \cdot d_n$
0	10	9	-	3	2	-	27	261	0	1	0	261	10	30	0,47	108,57	2	20	80	39,15	3 132
+1	"	13,25	-	2	"	-	"	319	0,1	0,99	31,9	315,81	10,10	20,2	0,47	138,93	2	20,2	77,5	47,85	3 708,3
+2	"	17	0,75	0,5	"	2,2	"	370	0,2	0,97	74	358,9	10,3	12,87	0,47	162,63	2	20,6	74,5	55,5	4 134,1
+3	"	19,5	-	-	"	-	-	390	0,3	0,95	117	370,5	10,52	-	0,53	196,36	0	0	70,5	58,5	4 124,1
+4	"	18,5	-	-	"	-	-	370	0,4	0,91	148	336,7	10,98	-	0,53	178,45	0	0	66	55,5	3 633
+5	"	17,5	-	-	"	-	-	350	0,5	0,86	175	301	11,62	-	0,53	159,53	0	0	61	52,5	3 202,1
+6	"	14	-	-	"	-	-	280	0,6	0,8	168	224	12,5	-	0,53	118,72	0	0	54,5	42	2 280,1
+7	"	7	-	-	"	-	-	140	0,7	0,71	98	99,4	14,08	-	0,53	52,68	0	0	46	21	966
-1	"	4,5	-	1,5	"	-	27	130,5	-0,1	0,99	-13,05	129,19	10,10	15,15	0,47	53,59	2	20,2	82	19,57	1 604,1
-2	5,0	1	-	1	"	-	27	23,5	-0,2	0,97	-4,7	22,79	10,3	10,3	0,47	5,87	2	20,6	80,5	3,52	2 83,1

$\Sigma = 794,15$

$\Sigma = 1175,33$   $\Sigma = 101,6$

$\Sigma = 27107,9$

- coefficient de sécurité:

- avec seisme  $K' = 1,14$
- sans seisme  $K'' = 1,18$

Fonctionnement Normal (talus aval). Cercle de glissement N°3 ( $R_3 = 79 \text{ m}$ )

N° des tranches	b [m]	$h'_n$	$h''_n$	$h'''_n$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$G_n = (\delta_1 h'_n + \delta_2 h''_n + \delta_3 h'''_n) \cdot b$	$\sin \alpha_n = \frac{n}{R_3}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{R_3}\right)^2}$	$G_n \cdot \sin \alpha_n$	$G_n \cdot \cos \alpha_n$	$dL = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	$PdL = \int (h''_n + h'''_n) dL$	$c \cdot dL$	$(G_n \cos \alpha_n - PdL) \cdot \tan \varphi_i$	$c_i$	$c_i \cdot dL$	$d_n$ [m]	$T_{tn} = a \cdot G_n$	$T_{tn} \cdot d_n$
0	10	11	-	6	2	-	2,7	382	0	1	-	382	10	60	0,47	151,34	2	20	70	57,3	4011
+1	"	15	0,75	5	2	2,2	2,7	451,5	0,1	0,99	45,15	446,98	10,10	58,07	0,47	182,78	2	20,2	67,5	67,72	4571,1
+2	"	19	0,75	3	2	2,2	2,7	477,5	0,2	0,97	95,50	463,17	10,3	38,62	0,47	199,53	2	20,6	64,5	71,62	4619,1
+3	"	23,5	0,75	-	2	2,2	-	486,5	0,3	0,95	145,95	462,17	10,52	7,90	0,53	240,76	0	0	61,0	72,97	4451,1
+4	"	22,5	-	-	2	-	-	450	0,4	0,91	180	409,5	10,98	-	0,53	217,03	0	0	56	67,5	378
+5	"	20,5	-	-	2	-	-	410	0,5	0,86	205	352,6	11,62	-	0,53	186,87	0	0	50	61,5	307
+6	"	16,0	-	-	2	-	-	320	0,6	0,8	192	256	12,5	-	0,53	135,68	0	0	42,5	48,0	2040
+7	7	6,5	-	-	2	-	-	91	0,7	0,71	63,7	64,61	9,86	-	0,53	34,24	0	0	34,5	13,65	470,9
-1	10	6,5	-	5,5	2	-	2,7	278,5	-0,1	0,99	-27,85	275,71	10,10	55,55	0,47	103,47	2	20,2	72,0	41,77	3007,1
-2	10	2	-	3,5	2	-	2,7	134,5	-0,2	0,97	-26,9	130,46	10,3	36,05	0,47	44,37	2	20,6	73	20,17	1472,4

$\Sigma = 872,55$

$\Sigma = 1496,07$

$\Sigma = 101,6$

$\Sigma = 31498,1$

- coefficient de sécurité:

• avec seisme  $K' = 1,25$

• sans seisme  $K = 1,83$

Vidange Rapide (talus amont) Cercle de glissement N°2 (R<sub>z</sub> = 110,5 m)

N° des franches	b [m]	h <sub>n</sub> '	h <sub>n</sub> ''	h <sub>n</sub> '''	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>	γ <sub>3</sub>	Sin α <sub>n</sub> = $\frac{n}{n_t}$	cos α <sub>n</sub> = $\sqrt{1 - (\frac{n}{n_t})^2}$	$\frac{T_n}{(r_1 h_n' + r_2 h_n'' + r_3 h_n''') \times \sin \alpha_n \cdot b}$	$\frac{N - P \cdot dl}{[r_1 h_n' + (r_2 - 1) h_n'' + (r_3 - 1) h_n'''] \cdot \cos \alpha_n \cdot b}$	tg φ <sub>i</sub>	(N - P · dl) · γ <sub>i</sub>	dl = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$	C <sub>i</sub>	C <sub>i</sub> dl	d <sub>n</sub> [m]	T <sub>t<sub>n</sub></sub> = a · b · n	T <sub>t<sub>n</sub></sub> · d <sub>n</sub>
0	10	-	15	8	-	2,2	2,7	0	1	0	316	0,47	148,52	10	2	20	96,5	81,9	7903,35
+1	"	-	18	7,5	-	2,2	2,7	0,06	0,99	35,91	340,06	"	159,82	10,10	2	20,2	93,4	89,77	8384,51
+2	"	-	21	6,5	-	2,2	2,7	0,13	0,99	82,87	358,87	"	168,66	10,10	2	20,2	92,5	95,61	8843,92
+3	"	-	24	4	-	2,2	2,7	0,2	0,97	127,2	345,32	"	162,3	10,3	2	20,6	90,5	95,4	8639,7
+4	"	-	26	1	-	2,2	2,7	0,26	0,96	155,74	315,84	"	148,44	10,41	2	20,82	87	89,85	7816,95
+5	"	-	25	-	-	2,2	-	0,33	0,94	185,13	287,64	0,53	152,44	10,63	-	-	82,7	84,15	6959,2
+6	"	-	23	-	-	2,2	-	0,4	0,91	202,4	251,16	"	133,11	10,98	-	-	75,3	75,9	5715,27
+7	"	-	19	-	-	2,2	-	0,46	0,88	192,28	200,64	"	106,33	11,36	-	-	72,2	62,7	4526,94
+8	"	2,5	10,5	-	2	-	-	0,53	0,84	148,93	147,84	"	78,35	11,90	-	-	64,3	42,15	2710,24
+9	6,5	5	-	-	2	2,2	-	0,6	0,8	39	52	"	27,56	8,12	-	-	60,5	9,75	589,77
-1	10	-	14	7,5	-	2,2	2,7	-0,06	0,99	-30,63	292,54	0,47	137,49	10,10	2	20,2	95,4	76,57	7304,77
-2	"	-	11	6	-	2,2	2,7	-0,13	0,97	-52,52	231,66	"	108,88	10,10	2	20,2	93,7	60,6	5679,22
-3	"	-	6	4	-	2,2	2,7	-0,2	0,96	-48	135,8	"	63,82	10,30	2	20,6	91,4	36,0	3290,4
-4	"	-	5,5	0,5	-	2,2	2,7	-0,26	0,96	-34,97	71,52	"	33,61	10,41	2	20,82	92,5	20,17	1865,72
-5	3,5	-	1,5	-	-	2,2	-	-0,33	0,94	-3,81	5,92	0,53	3,13	3,72	-	-	93,6	1,73	161,92

Sans seisme K<sub>z</sub> = 1,81

Σ = 999,53

Σ = 1632,46

Σ = 473,64 avec seisme K<sub>z</sub> = 1,051  
Σ = 80374,98



Vidange Rapide (talus amont) Cercle de glissement N°1 (R<sub>1</sub> = 105m)

N° des tranches	b [m]	h <sub>n</sub> '	h <sub>n</sub> ''	h <sub>n</sub> '''	γ <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	γ <sub>3</sub>	Sin α <sub>n</sub> = $\frac{n}{r_c}$	cos α <sub>n</sub> = $\sqrt{1 - (\frac{n}{r_c})^2}$	T <sub>n</sub> = $(\gamma_1 h_n' + \gamma_2 h_n'' + \gamma_3 h_n''')$ Sum. n°	N-pdl = $[\gamma_1 h_n' + (\gamma_2 - 1) \cdot h_n'' + (\gamma_3 - 1) \cdot h_n'''] \times \cos \alpha_n \cdot b$	tg φ <sub>i</sub>	(N-pdl) · tg φ <sub>i</sub>	dL = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$	C <sub>i</sub>	C · dl	d <sub>n</sub> [m]	T <sub>n</sub> = a · G <sub>n</sub>	T <sub>n</sub> · d <sub>n</sub>
0	10	-	15	12,5	-	2,2	2,7	0	1	0	392,5	0,47	184,47	10	2	20	91	100,12	9110,92
+1	"	-	17	12	-	2,2	2,7	0,06	0,99	41,88	403,92	0,47	189,84	10,10	2	20,2	90	104,7	9423
+2	"	-	20	10,5	-	2,2	2,7	0,13	0,99	94,05	414,31	0,47	194,72	10,10	2	20,2	88	108,51	9548,88
+3	"	-	22,5	8	-	2,2	2,7	0,2	0,97	142,2	393,82	0,47	185,09	10,30	2	20,6	85,5	106,65	9118,57
+4	"	-	25	4,5	-	2,2	2,7	0,26	0,96	174,6	361,44	0,47	169,87	10,41	2	20,8	81,5	100,73	8209,49
+5	"	-	27,5	-	-	2,2	-	0,33	0,94	199,65	310,2	0,53	164,40	10,63	0	0	78,5	90,75	7123,87
+6	"	-	25	-	-	2,2	-	0,4	0,91	220	273	0,53	144,69	10,98	0	0	74,0	82,5	6105
+7	"	-	20	-	-	2,2	-	0,46	0,88	202,4	211,2	0,53	111,93	11,36	0	0	69	66,0	4554
+8	"	0,5	12,5	-	2	2,2	-	0,53	0,84	151,05	134,4	0,53	71,23	11,9	0	0	62,5	42,75	2671,87
+9	7	3,5	1	-	2	2,2	-	0,6	0,8	38,64	45,92	0,53	24,33	8,75	0	0	54,5	9,66	526,47
-1	10	-	12,5	12	-	2,2	2,7	-0,06	0,99	-35,94	350,46	0,47	167,71	10,10	2	20,2	92,5	89,85	8311,12
-2	"	-	10	10,5	-	2,2	2,7	-0,13	0,99	-65,45	295,51	0,47	138,88	10,1	2	20,2	93	75,51	7022,43
-3	"	-	7	8	-	2,2	2,7	-0,2	0,97	-74,0	213,4	0,47	100,29	10,3	2	20,6	92,5	55,5	5133,75
-4	"	-	4,5	4,5	-	2,2	2,7	-0,26	0,96	-57,33	125,28	0,47	58,88	10,41	2	20,8	92	33,07	3042,44
-5	4,5	-	2	1	-	2,2	2,7	-0,33	0,94	-10,54	173,4	0,47	8,14	4,78	2	9,56	91,5	4,79	438,28

avec séisme K' = 1,11

Sans séisme K = 1,06

Σ = 1911,47

Σ = 193,2

Σ = 90340,08

Vidange Rapide (talus amont) Cercle de Glissement N°3 (R<sub>3</sub> = 99m)

N° des branches	b [m]	h' <sub>n</sub>	h'' <sub>n</sub>	h''' <sub>n</sub>	α <sub>1</sub>	α <sub>2</sub>	α <sub>3</sub>	Sin α <sub>n</sub> = $\frac{N}{R}$	cos α <sub>n</sub> = $\sqrt{1 - (\frac{N}{R})^2}$	T <sub>n</sub> = $(\delta_1 \cdot h'_n + \delta_2 \cdot h''_n + \delta_3 \cdot h'''_n) \times \sin \alpha_n \cdot b$	N - P = $[(\delta_1 \cdot h'_n + (\alpha_2 - 1) \cdot h''_n + (\alpha_3 - 1) \cdot h'''_n) \cdot \cos \alpha_n \cdot b]$	tg φ <sub>i</sub>	[N - P] · tg φ <sub>i</sub>	dl = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$	c <sub>i</sub>	c <sub>i</sub> · dl	dh [m]	T <sub>tn</sub> = c <sub>i</sub> · G <sub>n</sub>	T <sub>tn</sub> · dh
0	10	-	16,5	16,5	-	2,2	2,7	0	1	0	478,5	0,47	224,89	10	2	20	72,5	121,27	10004,77
+1	"	-	19,5	16	-	2,2	2,7	0,06	0,99	51,66	500,94	0,47	235,44	10,10	2	20,2	81,0	129,15	10461,15
+2	"	-	22	14,5	-	2,2	2,7	0,12	0,99	105,06	505,39	0,47	237,53	10,10	2	20,2	78,5	131,32	10308,62
+3	"	-	25	12	-	2,2	2,7	0,18	0,98	157,32	493,92	0,47	232,14	10,2	2	20,4	75,5	131,15	9901,82
+4	"	-	27,5	8,5	-	2,2	2,7	0,25	0,96	208,62	455,52	0,47	214,09	10,41	2	20,82	73	125,17	9137,41
+5	"	-	30,5	3,0	-	2,2	2,7	0,31	0,95	233,12	396,15	0,47	196,19	10,52	2	21,04	68,5	112,8	7726,8
+6	"	-	30,5	-	-	2,2	-	0,37	0,92	248,27	336,72	0,53	178,46	10,86	0	-	63,5	100,65	6391,27
+7	"	0,5	24,5	-	2	2,2	-	0,43	0,90	236,07	273,6	0,53	145,0	11,11	0	-	57,5	82,35	4735,12
+8	"	3,5	13,5	-	2	2,2	-	0,5	0,86	183,5	199,52	0,53	105,74	11,62	0	-	50	55,05	2752,5
+9	5	$\frac{4,5}{1}$	-	-	$\frac{2}{2,12}$	-	-	0,56	0,82	31,73	45,59	0,42	19,14	6,09	1,5	9,13	43	8,33	358,19
-1	10	-	15	16	-	2,2	2,7	-0,06	0,99	-45,72	447,48	0,47	210,31	10,10	2	20,2	83	114,3	9486,9
-2	"	-	12	15	-	2,2	2,7	-0,12	0,99	-90,28	395,01	0,47	185,65	10,10	2	20,2	83,5	100,35	8391,2
-3	"	-	9,5	12,5	-	2,2	2,7	-0,18	0,98	-135,37	319,97	0,47	150,37	10,2	2	20,4	84	81,97	6885,48
-4	"	-	7	8,5	-	2,2	2,7	-0,25	0,96	-180,87	219,36	0,47	103,1	10,41	2	20,82	83	57,52	4774,16
-5	"	-	4	4	-	2,2	2,7	-0,31	0,95	-231,76	110,12	0,47	51,79	10,52	2	21,04	82	29,14	2410,8
-6	4	-	2	-	-	2,2	-	-0,37	0,92	-282,65	8,83	0,53	4,68	4,34	0	-	80	24,63	210,4

K' = 1,28 ; K = 2,54

Σ = 1067,24

Σ 2484,53

Σ 234,45

Σ = 103924,61

Tableau récapitulatif des résultats  
du coefficient de la sécurité

Cas de Sollicitations	Coefficients de sécurité Minimum		Valeurs Admises	
	sans séisme	avec séisme	sans séisme	avec séisme
Fin de construction (Amont)	2,77	1,64	1,5	1,05
Fin de construction (Aval)	1,73	1,22	1,5	1,05
Fonctionnement normal (Aval)	1,43	1,051	1,3	1,05
Vidange rapide (Amont)	1,81	1,051	1,4	1,05

- TASSEMENT

INTRODUCTION

En général un massif en terre soumis à l'action d'une charge de compression constante subit une réduction de volume qu'on appelle Tassement.

DECOMPOSITION DU TASSEMENT

Une observation attentive montre que ce tassement se décompose en deux parties: au moment de l'application de la charge il se produit un tassement instantané, puis la charge étant maintenue, il se produit un tassement progressif.

Le premier phénomène s'arrête dès que les volumes des vides entre les grains de terre est suffisamment réduit pour que l'eau l'occupe entièrement.

L'eau étant incompressible le tassement ultérieur ne pourra se produire que si elle est chassé par l'effet de la pression extérieure.

Alors que le premier phénomène peut être instantané, le second dure plus ou moins longtemps suivant la perméabilité de la terre.

C'est ce tassement progressif qu'on appelle consolidation. Le tassement est estimé à 1 ou 2 % de la hauteur du barrage. Ainsi la hauteur à l'exécution dans la partie médiane du barrage sera donc de :

$$43,0 + 0,015 \times 43,0 = 43,64 \text{ m}$$

## CHAPITRE SIXIEME

### OUVRAGES ANNEXES

#### I.- DERIVATION PROVISOIRE BATARDEAU

##### I.1.- UTILISATION ET BUT

Pendant la construction, le barrage est exposé à plusieurs dangers qui peuvent causer des catastrophes considérables.

La submersion est l'un des dangers les plus redoutables, ainsi pour réaliser la protection du chantier et lui assurer des conditions de travail satisfaisantes, on prévoit une dérivation provisoire du cours d'eau de l'oued El-Haï par l'intermédiaire d'une galerie.

Après exécution du barrage la galerie de dérivation sera aménagée comme une galerie de vidange de fond ayant pour fonction :

- Vidanger le barrage en cas d'accident
- Abaisser le niveau du plan d'eau pour permettre l'entretien
- Evacuer une partie de la vase accumulée au fond de la retenue lors des crues
- Evacuer une partie des eaux apportées par les crues exceptionnelles
- Le débit estimé à évacuer est de 640 m<sup>3</sup>/s (débit décénal)
- La galerie de dérivation est aménagée sur la rive gauche

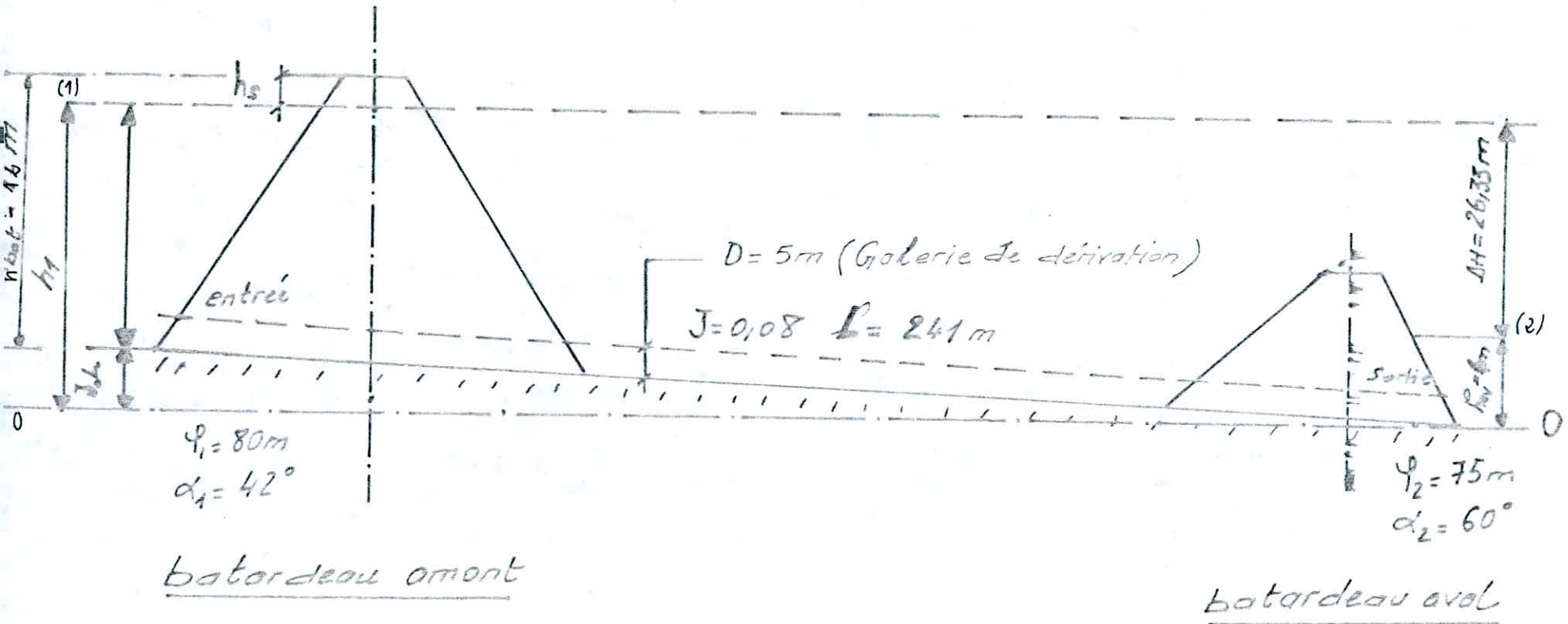
##### I.2.- CALCUL DU DEBIT EVACUE PAR LA GALERIE

Pour la galerie de vidange nous avons opté une galerie circulaire de 5 m de diamètre que nous allons vérifier à l'aide d'un calcul hydraulique, si le diamètre choisi sera suffisant pour que la vidange puisse se dérouler dans des bonnes conditions.

Cette galerie de déviation possède deux coudes respectivement d'angles intérieurs :  $\alpha_1 = 42^\circ$  et rayon  $\mathcal{J}_1 = 80$  m

$$\alpha_2 = 60^\circ \quad \mathcal{J}_2 = 75 \text{ m}$$

# Schema de calcul de la Galerie de dérivation



- Calcul du coefficient de résistance dans les coudes de la galerie d'après la formule de WEISBACH

$$\xi = \frac{\alpha}{90^\circ} \left( 0,131 + 1,847 \left( \frac{D}{2g} \right)^{3,5} \right)$$

Les coefficients de résistances moyens dans les coudes s'élèvent à :

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 42^\circ \\ f_1 &= 80 \text{ m} \end{aligned} \implies \xi_1 = 0,06$$

$$\begin{aligned} \alpha_2 &= 60^\circ \\ f_2 &= 75 \text{ m} \end{aligned} \implies \xi_2 = 0,09$$

A l'entrée de la conduite à l'amont le coefficient de résistance est égal à 0,05 (en considérant que l'entrée est bien raccordée). En négligeant les pertes de charge linéaires on aura :

$$\Delta H = \left( \xi_1 + \xi_2 + \xi_{\text{entrée}} + 1 \right) \frac{v^2}{2g}$$

$$\Delta H = \left( 0,06 + 0,09 + 0,05 + 1 \right) \frac{v^2}{2g}$$

$$\Delta H = 1,2 \frac{v^2}{2g}$$

$\Delta H$  = perte de charge singulière dans la galerie en mètre.

A la sortie de la galerie au point (2) (voir schéma) l'eau aura une hauteur de  $H_2 = 4,00$  (hauteur dans le lit de l'oued

correspondant à un débit exceptionnel décénal de 640 m<sup>3</sup>/s):

\* L'écoulement dans la galerie est supposé permanent

\* La galerie étant en charge, l'écoulement se fait à section pleine.

Appliquons la formule de Bernouilli aux sections (1) et (2) voir schéma)

$$H_1 + \frac{P_1}{\bar{\omega}} + \frac{V_1^2}{2g} = H_2 + \frac{P_2}{\bar{\omega}} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_{1-2} \quad \text{-(I)}$$

-  $H_1$  et  $H_2$  étant les hauteurs géométriques de l'eau aux sections (1) et (2)

-  $P_1$  et  $P_2$ : Poids volumique de l'eau  $\bar{\omega} = \rho g$

-  $g$  : Accélération de la pesanteur

-  $\sum h_{1-2}$  : Somme de pertes de charges totale dans la galerie.

Considérant la surface de l'eau à l'air libre, l'expression (I) devient :

$$H_1 = H_2 + \sum h_{1-2} \quad \text{(II)}$$

Car  $P_1 = P_2 = 0$  (pression atmosphérique)

et

$V_1 = V_2 = 0$  (la surface de l'eau supposée infiniment grande par rapport au diamètre de la galerie, d'où une variation très lente au niveau de l'eau).

$$H_1 = H_2 + \sum h_{1-2} = H_{\text{bat}} + J.L - 1 \quad \text{(II)}$$

$H_2 = h_{\text{av}} = 4\text{m}$  : hauteur d'eau à l'aval de la galerie

$H_s = 1\text{ m}$  : revanche du batardeau



La hauteur du batardeau  $H_{bat}$  étant fixé égal à 12 m

$L = 241$  m : longueur développée dans l'axe de l'oued entre l'amont et l'aval du barrage.

$J = 0,08$  : c'est la pente géométrique dans l'axe de l'oued .

Donc la hauteur du batardeau ayant une hauteur de 12 m , l'expression (II) devient :

$$H_{bat} = H_2 - J.L + 1 + \sum h_{1-2} \quad (III)$$

$$\text{Mais } \sum h_{1-2} = \Delta H + \frac{f l V^2}{2 g D} = 1,2 \frac{V^2}{2g} + \frac{f l V^2}{2 g D}$$

$$\frac{f l V}{D 2g} : \text{perte de charge linéaire dans la galerie}$$

$l = 255$  m longueur de la galerie

$\sum h_{1-2} =$  perte de charge totale dans la galerie

$$\Delta H = 1,2 \frac{V^2}{2g} = \text{perte de charge singulière dans la galerie}$$

On suppose que le régime est turbulent rugueux dans la conduite.

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D_h})^{-2} : \text{Coefficient de frottement}$$

$D_h = 5$  m : diamètre hydraulique

$\xi = 1$  mm rugosité absolue

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{0,001}{5})^{-2} = 0,013956$$

L'expression (III) devient

$$H_{\text{bat}} = H_2 - J.L + 1 + \frac{v^2}{2g} \left( 1,2 + \frac{f l}{D} \right)$$

$$H_{\text{bat}} - 1 + J.L - H_2 = \frac{v^2}{2g} \left( 1,2 + \frac{f l}{D} \right)$$

$$12 - 1 + 0,08.241 - 4 = \frac{v^2}{2g} \left( 1,2 + \frac{0,013956 \times 255}{5} \right)$$

$$26,28 = 1,91 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Or  $Q = VS$       $S = \frac{\pi D^2}{4}$       $\Rightarrow Q = S \sqrt{\frac{52,56 g}{1,91}}$

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{52,56 g}{1,91}} = \frac{3,14.25}{4} \sqrt{\frac{52,56 \times 9,81}{1,91}} = 322,44 \text{ m}^3/\text{s}$$

donc le débit à évacuer par la galerie est de 322,44 m<sup>3</sup>/s

Vérification du régime :

$$R_e = \frac{VD}{\nu} = \frac{Q D}{S \nu} = \frac{4 Q}{\pi D \nu} = \frac{4 \times 322,44}{3,14 \cdot 5 \cdot 10^{-6}} = 8,2 \cdot 10^7$$

$$\frac{\xi}{D_h} = \frac{0,001}{5} = 0,0002$$

$$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \text{ (viscosité cinématique)}$$

D'après le diagramme de Moody le régime est turbulent rugueux

$$Q = VS \quad V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{4Q}{\pi D^2} = 16,43 \text{ m/s}$$

### Conclusion

Le diamètre de la galerie que nous avons choisi est suffisant, mais la vitesse de l'eau dans la galerie est très grande cela est dû au grand débit à évacuer.

Nous pouvons diminuer cette vitesse en augmentant le diamètre.

Pour notre projet, nous estimons que la vitesse est admissible. Ainsi pour des raisons de sécurité, nous utiliserons le béton de très grande résistance pour les revêtements en galerie.

### I.3. VIDANGE DE FOND

La galerie de dérivation provisoire de diamètre 5 m sera aménagée, comme organe pour la vidange de fond. On construit cet ouvrage dans le but de vider la retenue en cas de besoin ou en cas des forces majeures. Il constitue un moyen de lutte contre l'envasement. Comme vidange de fond nous proposons une galerie qui peut évacuer l'eau de la retenue dans une période de 21 jours (délai adopté en Algérie par la D. P. R. H.)

Le débit à évacuer est :

$$Q = \frac{59,5 \cdot 10^6}{21 \times 24 \times 3600} = 32,80 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Vannes

On dotera la conduite de vidange de fond de deux vannes en série, l'une de garde et l'autre batardou qui ne sera utilisée qu'en cas d'avarie.

II.- EVACUATEUR DE CRUE

II.1.- GENERALITE

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue à toujours des conséquences catastrophiques, allant de la destruction des constructions à l'aval, à l'inondation des terres agricoles, et la destruction de l'ouvrage lui-même. Il est essentiel d'éviter tout déversement par dessus la crête du barrage.

Ceci est dû à l'insuffisance du dimensionnement des organes d'évacuation ou leur mauvaise évacuation.

II.2.- CHOIX DU TYPE DE L'EVACUATEUR DE CRUE

Pour choisir le type d'évacuateur de crue, il est nécessaire de prendre en considération:

- Le type du barrage et les valeurs de la charge d'eau (hauteur d'eau dans la retenue en amont).
- Les conditions topographiques et géologiques du site du barrage.
- La destination de l'aménagement hydraulique

II.3.- TYPES D'EVACUATEURS

On distingue:

- Les évacuateurs de crue de surface
- Les évacuateurs de crue en puits
- Les évacuateurs de crue en double puits.

La conception de notre évacuateur de crue dépendra essentiellement des conditions topographiques et géologiques, les études géotechniques manquant. Nous devons la mener le plus simplement possible afin d'éviter d'avoir un ouvrage onéreux, le but à atteindre étant de conduire le débit de crue dans le lit de l'oued à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible.

Nous devons chercher à placer l'évacuation dans une zone dégagée où la pente du versement est faible, ceci en vue de diminuer le volume du terrassement. L'étude des cartes topographiques à l'échelle 1/50 000 et 1/1 000 de la cuvette et du site nous a conduit à placer l'évacuateur de crue sur la rive gauche en raison du fait que la quantité du déblai est moindre, de plus la longueur de l'évacuateur de crue est minimale.

Les conditions topographiques et géologiques nous obligent à opter pour un évacuateur de surface à seuil libre constitué au départ de la retenue par un déversoir de profil pratique et du type GREAGER débitant dans un coursier à section rectangulaire.

Le coursier sur toute sa longueur sera revêtu de béton. Les parois latérales seront verticales. Une revanche de 60 cm est laissée au-dessus de la ligne d'eau calculée pour limiter l'action des vagues et empêcher l'eau de se déverser par dessus le canal.

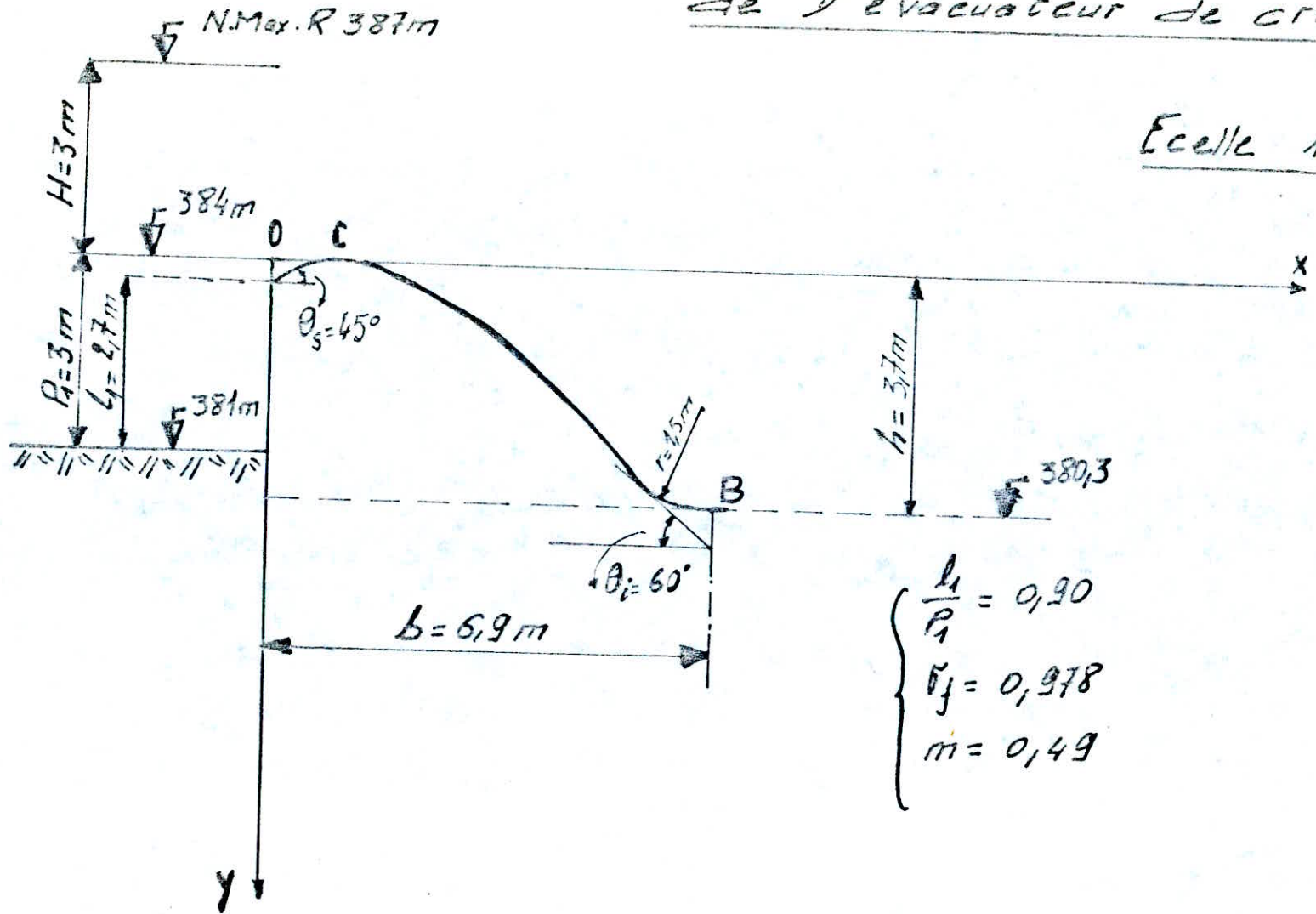
A la charge de l'évacuateur, l'eau sera projetée vers le haut et l'extérieur par un saut de ski et retombera dans un bassin de plongée pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau sous forme de turbulence.

#### II.4.- CALCUL HYDRAULIQUE DE L'EVACUATEUR DE CRUE

L'étude théorique d'un tel écoulement est très difficile et seules des études sur modèle réduit et des recherches expérimentales peuvent apporter des éléments d'informations satisfaisants.

tracé du profil du déversoir  
de l'évacuateur de crue

Echelle 1:100



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{R} = 0,90 \\ \theta_i = 0,978 \\ m = 0,49 \end{array} \right.$$

On peut cependant essayer de formuler certaines règles grâce aux quelles les dimensions des ouvrages peuvent être définies avec une marge suffisante de sécurité.

II.4.1.- LE DEVERSOIR

Le déversoir a pour rôle d'évacuer le débit de crue. Les partie avals (Chenal, coursier, bassin de dissipation d'énergie) doivent être conçues pour évacuer l'eau du déversoir sans perturber l'écoulement. Pour cela nous adopterons un déversoir à seuil normal de profil GREAGER, déversoir donc la crête et la partie avale sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversante.

Le parement amont est vertical de hauteur égal à 3 m, la charge maximale au-dessus du seuil étant égale à 3 m. Le profil est obtenu à partir d'un profil type correspondant à une charge d'eau de 1m.

Les coordonnées CRAEGER - OFFITCHEROV pour  $H_0 = 1m$  et  $m = 0,49$  sont les suivants:

0	0,126	1,0	0,256	2,0	1,235	3,0	2,824
1	0,036	1,1	0,321	2,1	1,369	3,1	3,073
2	0,007	1,2	0,394	2,2	1,508	3,2	3,207
3	0,000	1,3	0,475	2,3	1,653	3,3	3,405
4	0,006	1,4	0,565	2,4	1,804	3,4	3,609
5	0,087	1,5	0,661	2,5	1,960	3,5	3,818
6	0,060	1,6	0,764	2,6	2,122	3,6	4,031
7	0,100	1,7	0,873	2,7	2,289	3,7	4,249
8	0,147	1,8	0,987	2,8	2,462	3,8	4,471
9	0,198	1,9	1,108	2,9	2,640	3,9	4,698
						4	6,22

En multipliant le profil type par 3 m, nous obtenons les coordonnées suivantes:

X	Y	X	Y
0,0	0,377	4,2	1,695
0,9	0,000	4,5	1,983
0,6	0,021	4,8	2,292
1,2	0,021	5,1	2,62
1,5	0,261	5,4	2,961
1,8	0,18	5,7	3,324
2,1	0,3	6,0	3,705
2,4	0,441	6,3	4,107
2,7	0,594	6,6	4,524
3,0	0,768	6,9	4,96
3,3	0,963	7,2	5,412
3,6	1,182	7,5	5,88
3,9	1,425	8,1	6,867
		8,4	7,386

Le rayon de courbure de la doncine pour les déversoirs dont la hauteur est inférieur à 10 m est égale à :

$$r = 0,5 \times p_1 \quad \text{donc} \quad r = 0,5 \times 3 = 1,5 \text{ m}$$

Le débit passant au-dessus du déversoir est égal à :

$$Q = \epsilon_n \cdot \epsilon \cdot m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_o^{3/2}$$



$\xi$  : Coefficient de contraction latéral

où  $H_0 = H + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g}$  = la charge d'eau avec la vitesse d'approche

$\alpha_0$  : coefficient d'énergie cinétique

$m$  : coefficient de débit qui peut être déterminé par la formule de PAVLOVSKY :

$$m = m_r \text{ e.f. e}$$

Soient :  $m_r$  : coefficient de débit réduit que l'on prend égal à 0,504 d'après l'expérience d'OFIZEROV

$\text{e.f. e}$  : coefficient de forme dépendant des angles  $\theta_i$  et  $\theta_s$  et le rapport  $\frac{L_1}{P_1}$  ; nous prenons  $\theta_i = 60^\circ$   
 $\theta_s = 45^\circ$

Le rapport  $\frac{L_1}{P_1} = \frac{2,7}{3} = 0,9$

d'après le tableau N° 21 on trouve  $\text{e.f. e} = 0,978$

Tableau 21

$\theta_s$	$\theta_i$	$\frac{P_i}{P_j}$				
		0	0,3	0,6	0,9	1,0
45°	15°	0,915	0,915	0,911	0,919	0,933
45°	30°	0,950	0,950	0,950	0,956	0,974
45°	60°	0,974	0,974	0,970	0,978	1,00

Nous prenons  $\epsilon_n = 1$  car le déversoir est libre

$\epsilon_n$  = coefficient qui dépend des conditions hydrauliques du barrage appelé coefficient de submersement.

- Largeur du déversoir

de la formule générale :  $Q = m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}$  on tire :

$$b = \frac{Q}{m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} = \frac{1\ 340}{0,49 \sqrt{2 \times 9,81} \ 3^{3/2}}$$

donc

$b = 119 \text{ m}$

avec  $m = m_r \epsilon_n \epsilon_f = 0,504 \times 0,978 \times 1 = 0,49$

Au-dessus du seuil du déversoir qui forme une section de contrôle la hauteur critique est déterminée comme suit :

$$K = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{b}\right)^2 \times \frac{1}{g}}$$

K = hauteur cinétique en (m)

Q = débit évacué = 1 340 m<sup>3</sup>/s

b = largeur en crête du déversoir = 119 m

g = 9,81 m/s accélération de la pesanteur

Après application numérique on trouve :

$$K = 2,34 \text{ m}$$

- La charge critique au-dessus du seuil est égale à :

$$H_K = \frac{3}{2} K = \frac{3}{2} \times 2,34 = 3,51 \text{ m}$$

Pour le calcul de l'évacuateur de crue, il faut déterminer la profondeur contractée, c'est à dire la charge au pied du déversoir. Pour cela nous prenons deux sections : 1 - 1 avant le déversoir et 2 - 2 juste après celui-ci.

Le plant de référence étant 0 - 0.

En appliquant le théorème de BERNOLLI entre ces deux sections, nous avons:

$$E_o = E_c + h_w = h_c + \frac{\alpha V_c^2}{2g} + \frac{\alpha V_e^2}{2g}$$

où :  $h_w$  : la perte de charge qui peut être déterminée par la formule de WEISBACH

$$h_w = \frac{\xi V_c^3}{2g} \quad \text{où } V_c \text{ la vitesse moyenne dans la section comprimée}$$

$\xi$  : coefficient de résistance

$$\text{où } V_c = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}} \times \sqrt{2g (E_0 - h_c)}$$

En posant :

$$J_c = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}}$$

nous avons :

$$V_c = J_c \sqrt{2g (E_0 - h_c)} \quad (I)$$

où  $E_0$  : l'énergie spécifique du bief amont

$J_c$  : coefficient de vitesse nous le déterminerons à l'aide de la formule de BELANCHEVSKY

$$J_c = 0,97 + 0,19 \log \frac{H_0}{P}$$

où  $H_0$  : la charge maximale au-dessus du déversoir

$P$  : la hauteur du parement amont

$$H_0 = 3 \text{ m}$$

$$P = 3,7 \text{ m}$$

d'où  $f_c = 0,95$

Or :  $V_c = \frac{Q}{W_c}$

où :  $W_c$  : l'aire de la section comprimée, pour la section rectangulaire

$$W_c = b \cdot h_c$$

où :  $b$  : la largeur du canal en (m)

et  $h_c$  : la profondeur contractée

et le débit  $Q = q \cdot b$

d'où :  $V_c = \frac{q}{h_c}$

En posant la valeur de  $V_c$  dans l'équation (I) nous avons :

$$h_c = \frac{q}{f_c \sqrt{2g (E_0 - h_c)}} \quad \text{(II)}$$

où :  $q$  : débit spécifique en m<sup>2</sup>/s

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{1340}{119} = 11,26 \text{ m}^2/\text{s}$$

$f_c$  : coefficient de vitesse

$h_c$  : profondeur contractée en mètre

$E_0$  : énergie spécifique du bief amont

$$E_0 = H_0 + P = 3 + 3,7 = 6,7 \text{ m}$$

La résolution de l'équation (II) se fait par la méthode d'approximations successives. Pour la 1ère approximation, on prend  $h_c$  sous le radical égal à zéro.

La valeur de  $h_c$  trouvée, on la met sous le radical et ainsi de suite jusqu'à ce qu'on obtient la valeur de  $h_c$  constante.

Tout calcul fait, nous obtenons :  $h_c = 1,13$  m

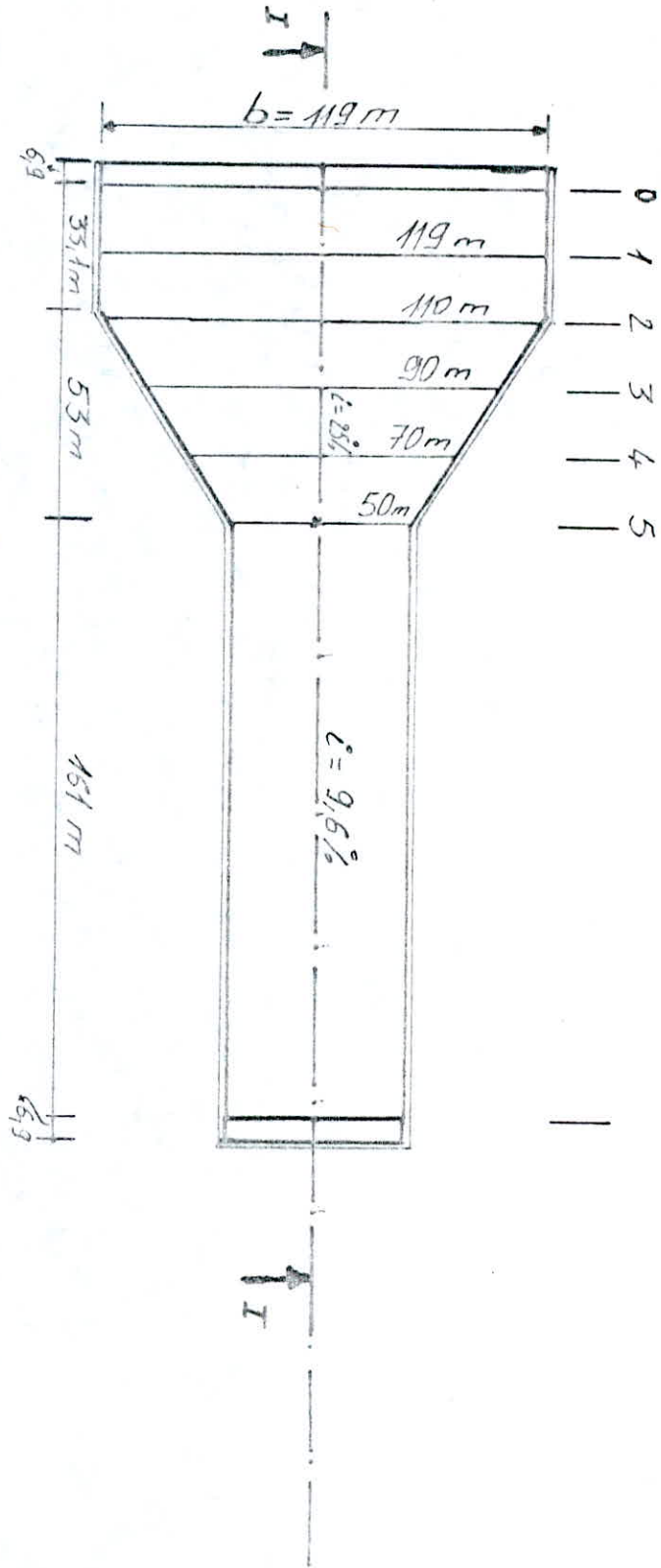
#### II.4.2.- LE CHENAL D'ÉCOULEMENT

- Entrée du coursier :

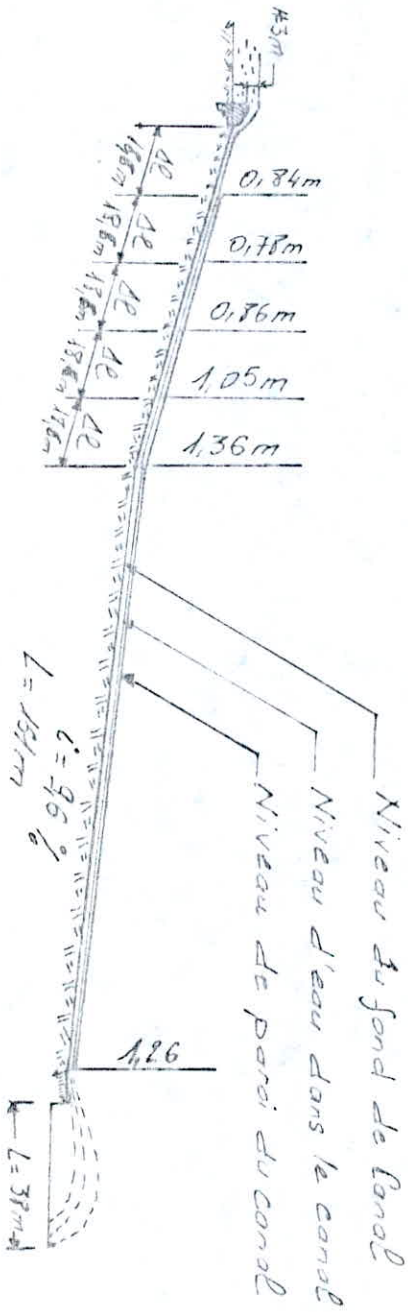
Le chenal fait suite directement au déversoir. Le canal est rectangulaire sa longueur est 93 m et la pente est égale à 25 %. Les calculs hydrauliques précis sont relativement difficiles. Comme nous n'avons pas des moyens informatiques avec les programmes adéquats, seules des recherches expérimentales peuvent apporter des éléments d'informations satisfaisants.

Dans le chenal d'écoulement, le régime n'est pas uniforme cela est dû au fait que sa longueur est courte. Alors immédiatement à l'aval du déversoir il s'établit un résaut qui amène l'écoulement fluvial. A l'extrémité du chenal là où s'amorce le coursier, on établit au niveau de changement de pente un léger rétrécissement pour bien marquer le passage en écoulement torrentiel.

Du point de vue hydraulique ce n'est pas bon car en régime torrentiel, le rétrécissement crée des ondes stationnaires qui peuvent provoquer de débordement dans le canal. Il est donc nécessaire d'ajouter une revanche de 60 cm à la hauteur d'eau correspondant à la crue de projet.



Coupe I-I



Calcul Hydraulique de l'évacuateur de crue

Echelle 1:2000

En général, dans une étude de faisabilité d'un barrage, on propose plusieurs variantes de l'évacuateur de crue dont chacune d'entre elle présente des avantages et des inconvénients. Pour des raisons économiques nous avons proposé un évacuateur **Frontal**. Quand le projet sera réalisé, les études sur modèle réduit donneront la forme définitive de l'évacuateur de crue.

#### II.4.3.- Le coursier

Le coursier fait suite au chenal et conduit l'eau au thalweg la section est rectangulaire et sa longueur est de 161 m.

Selon les consignes reçues à la D. P. R. H., le long du coursier, l'eau écrétée doit subir un régime torrentiel afin d'éviter qu'il y ait ressaut hydraulique. La vérification de l'écoulement se fait en calculant la profondeur critique  $h_{cr}$  et la pente critique  $i_{cr}$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$$

où : Q : débit d'eau en m<sup>3</sup>/s

g : accélération de la pesanteur en m/s<sup>2</sup>

Application numérique

$$Q = 1\,340 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$b = 4,2 \text{ m}$$

$$\text{d'où : } h_{cr} = 4,2 \text{ m}$$

La pente critique est calculée à partir de la formule

$$i_{cr} = \frac{Q}{C_{in}^2 W_{cr}^2 R_{cr}}$$

Il faut que la pente du coursier soit supérieur à la pente critique.



Détermination de la pente critique

N° Sections	$b_i$ (m)	$q = \frac{Q_i}{b_i}$ (m <sup>2</sup> /s)	$h_a = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ (m)	$w_a = b_i \cdot h_a$ (m <sup>2</sup> )	$X_{im} = b_i + 2h_i$ (m)	$R_a = \frac{w}{X}$	$C = \frac{1}{h} R^{1/6}$ (m <sup>1/2</sup> /s)	$i_a = \frac{q^2}{C_a^2 w_a^2 R_a}$
I	119	11,26	2,34	278,46	123,68	2,25	81,76	0,0015
II	75	17,86	3,28	246,0	81,56	3,01	85,82	0,0013
III	50	26,8	4,2	210,0	58,4	3,6	88,42	0,0014

$$i_{ca} = 0,0014$$

Donc pour la première tranche de longueur 93 m on a la perte égale à 25 % donc la pente de la première tranche est supérieure à la pente critique.

Le processus de calcul est résumé dans le tableau N° 23. Le calcul se fait en utilisant la théorie de TCHARNOMSKY sur la base de théorème de BERNOULLI, c'est à dire le calcul se fera par tronçons .

Donc on a :

$$h_1 + i_1 \Delta l + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + \Delta h_w \quad (5)$$

où :

$\Delta l$  : la distance entre 2 sections voisines

$\Delta h_w$  : perte de charge sur la longueur  $\Delta l$

$h_1$  : la profondeur de l'eau initiale dans le coursier cette profondeur est prise égale à  $h_c = 1,13$  m pour la première section 0 - 1 (voir tableau N° 23) c'est à dire la profondeur contractée.

TABLEAU N° 23

N° des points	$\Delta L$ (m)	$h_i$ (m)	$h_{i+1}$ (m)	$b_i$ (m)	$b_{i+1}$ (m)	$W_i = b_i \cdot h_i$ (m <sup>2</sup> )	$W_{i+1} = b_{i+1} \cdot h_{i+1}$ (m <sup>2</sup> )	$W_m = \frac{W_i + W_{i+1}}{2}$ (m <sup>2</sup> )	$Z_i = 2h_i + b_i$ (m)	$Z_{i+1} = 2h_{i+1} + b_{i+1}$ (m)	$R_i = \frac{W_i}{Z_i}$ (m)	$R_{i+1} = \frac{W_{i+1}}{Z_{i+1}}$ (m)	$R_m$ (m)	$x_i$ (m)	$x_{i+1}$ (m)	$C_i = \frac{1}{n} R^2$	$C_{i+1} = \frac{1}{n} R^2$	$C_m$	$\Delta L$	A	$h_{cal}$ (m)	$h_{dat}$ (m)
0-1	18,6	1,13	0,84	119	119	134,47	99,96	117,21	121,26	120,68	1,10	0,828	0,964	0,293	0,293	73,45	67,98	70,51	4,67	-4,997	0,783	0,842
	18,6	1,13	0,849	119	119	134,47	100,59	117,51	121,26	120,69	1,10	0,833	0,966	0,293	0,293	73,45	67,10	70,57		-4,887	0,895	
	18,6	1,13	0,841	119	119	134,47	100,08	117,27	121,26	120,68	1,10	0,829	0,964	0,293	0,293	73,45	67,60	70,52		-4,977	0,803	
	18,6	1,13	0,843	119	119	134,47	100,31	117,4	121,26	120,69	1,10	0,831	0,965	0,293	0,293	73,45	67,65	70,55		-4,927	0,853	
	18,6	1,13	0,842	119	119	134,47	100,20	117,33	121,26	120,68	1,10	0,830	0,965	0,293	0,293	73,45	67,63	70,54		-4,938	0,842	
1-2	18,6	0,842	0,830	119	110	100,20	91,30	95,75	120,68	111,66	0,83	0,817	0,823	0,293	0,293	67,63	67,32	67,47	4,67	-3,016	2,476	0,78
	18,6	0,842	0,820	119	110	100,20	90,20	95,20	120,68	111,64	0,83	0,808	0,820	0,293	0,293	67,63	67,10	67,36		-3,338	2,153	
	18,6	0,842	0,80	119	110	100,20	88,0	94,10	120,68	111,60	0,83	0,788	0,809	0,293	0,293	67,63	66,61	67,12		-3,077	2,415	
	18,6	0,842	0,77	119	110	100,20	84,70	92,145	120,68	111,54	0,83	0,759	0,794	0,293	0,293	67,63	65,90	66,76		-5,098	0,394	
	18,6	0,842	0,79	119	110	100,20	86,90	93,55	120,68	111,58	0,83	0,778	0,804	0,293	0,293	67,63	66,26	67,0		-4,354	1,130	
	18,6	0,842	0,78	119	110	100,20	89,80	93,0	120,68	111,56	0,83	0,770	0,80	0,293	0,293	67,63	66,16	66,90		-4,712	0,780	
2-3	18,6	0,78	0,90	110	90	89,8	81,0	83,40	111,56	91,8	0,77	0,88	0,826	0,293	0,293	66,16	68,80	67,48	4,67	-2,946	2,484	0,86
	18,6	0,78	0,85	110	90	89,8	76,50	81,15	111,56	91,7	0,77	0,834	0,802	0,293	0,293	66,16	67,72	66,94		-4,937	0,149	
	18,6	0,78	0,87	110	90	89,8	78,30	82,05	111,56	91,74	0,77	0,853	0,811	0,293	0,293	66,16	68,17	67,16		-4,102	1,328	
	18,6	0,78	0,859	110	90	89,8	76,95	81,37	111,56	91,71	0,77	0,839	0,804	0,293	0,293	66,16	67,84	67,0		-4,726	0,704	
	18,6	0,78	0,865	110	90	89,8	77,85	81,82	111,56	91,73	0,77	0,848	0,809	0,293	0,293	66,16	68,06	67,11		-4,303	1,126	
	18,6	0,78	0,858	110	90	89,8	77,22	81,51	111,56	91,72	0,77	0,842	0,806	0,293	0,293	66,16	67,92	67,04		-4,605	0,825	
	18,6	0,78	0,860	110	90	89,8	77,40	81,60	111,56	91,72	0,77	0,843	0,807	0,293	0,293	66,16	67,94	67,05		-4,570	0,860	
3-4	18,6	0,86	1,20	90	70	77,40	84,00	80,70	91,72	72,40	0,843	1,16	1,002	0,293	0,293	67,94	74,60	71,3	4,65	1,928	7,038	1,05
	18,6	0,86	1,00	90	70	77,40	70,00	73,70	91,72	72,00	0,843	0,972	0,907	0,293	0,293	67,94	70,83	69,4		-5,148	0,36	
	18,6	0,86	1,150	90	70	77,40	80,50	78,95	91,72	72,30	0,843	1,113	0,978	0,293	0,293	67,94	73,70	70,82		0,171	5,68	
	18,6	0,86	1,10	90	70	77,40	77,00	77,20	91,72	72,20	0,843	1,06	0,951	0,293	0,293	67,94	72,66	70,3		-1,367	4,142	
	18,6	0,86	1,05	90	70	77,40	73,50	75,45	91,72	72,10	0,843	1,02	0,931	0,293	0,293	67,94	71,84	69,6		-4,46	1,05	
4-5	18,6	1,05	1,90	70	50	73,5	79,0	74,25	72,1	53,0	1,02	1,41	1,21	0,293	0,293	71,84	78,96	75,4	4,65	-0,14	5,56	1,36
	18,6	1,05	1,35	70	50	73,5	67,5	70,5	72,1	52,7	1,02	1,28	1,15	0,293	0,293	71,84	76,78	74,31		-4,514	1,18	
	18,6	1,05	1,40	70	50	73,5	70,0	71,75	72,1	52,8	1,02	1,32	1,17	0,293	0,293	71,84	77,48	74,66		-2,906	2,79	
	18,6	1,05	1,37	70	50	73,5	68,5	71,0	72,1	52,74	1,02	1,30	1,18	0,293	0,293	71,84	77,13	74,48		-3,841	1,85	
	18,6	1,05	1,34	70	50	73,5	68,0	70,75	72,1	52,72	1,02	1,28	1,15	0,293	0,293	71,84	76,78	74,31		-4,340	1,56	

$h_2$  : la profondeur d'eau finale en (m)

$V_1$  : vitesse initiale de l'eau dans le coursier en (m/ s)

$V_2$  : vitesse finale de l'eau en m/s)

$$\text{Or : } \Delta h_w = \frac{V_m^2 \Delta l}{C_m^2 \cdot R_m}$$

$$\text{et : } V = \frac{Q}{W} \text{ avec } \frac{\alpha}{2g} = 0,0565^2/m$$

où :  $V_m$  : vitesse moyenne

$R_m$  : rayon hydraulique moyen en (m)

$C$  : le coefficient de CHEZY qui est calculé par la formule suivante :

$$C_i = \frac{1}{n} R^{y_i}$$

$n$  : rugosité du béton  $n = 0,014$

$y$  : est calculé d'après la formule de PAVLOVSKI

$$y = 2,5 \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 (\sqrt{n} - 0,1)$$

L'équation (5) dévient :

$$h_2 = i_1 \Delta l + h_1 + \frac{2g}{2g} (V_1^2 - V_2^2) - \Delta h_w \quad (6)$$

$$h_2 = i_1 \Delta l + h_1 + 0,056 \left( \frac{Q^2}{W_1^2} - \frac{Q^2}{W_2^2} \right) - \left[ \frac{Q^2}{W_m^2} \cdot \frac{\Delta l}{C_m^2 R_m} \right]$$

$$h_2 = i_1 \Delta l + h_1 + 0,056 Q^2 \left[ \frac{1}{W_1^2} - \frac{1}{W_2^2} - \frac{18 \Delta l}{W_m^2 C_m^2 R_m} \right]$$

en posant  $A = 0,056 Q^2 \left[ \frac{1}{W_1^2} - \frac{1}{W_2^2} - \frac{18 \Delta l}{W_m^2 C_m^2 R_m} \right]$

L'équation (6) devient :

$$h_2 = i_1 \Delta l + h_1 + A$$

En utilisant la méthode d'approximations successives, nous calculons la valeur de  $h_2$  en prenant des valeurs approximatives jusqu'à ce que l'on obtient les termes de droite qui soient égale à celui de gauche.

Nous avons effectué le processus de calcul sous forme de tableau (voir tableau N° 23).

On calcule la position du niveau d'eau dans la limite du 1er tronçon avec la pente du fond  $i = 25 \%$ .

En utilisant la méthode d'approximations successives, nous obtenons la profondeur d'eau à la fin du 1er tronçon égale à 1,36 m.

#### II.4.4.- CONSTRUCTION DE LA COURBE DE BRESSE

Le calcul et la construction exacte de cette courbe nécessite l'intégration de l'équation différentielle du mouvement:

$$\frac{d_h}{d_s} = I \frac{1 - \frac{J}{I}}{1 - \frac{Q^2 L}{g \Omega^3}} \quad (I)$$

On connaît le débit  $Q$ , la pente du lit  $I$  et sa rugosité. Les variables sont l'abscisse  $s$  et la profondeur  $h$  correspondante. En effet le second membre de (I) est une fonction de  $h$ , de sorte que cette relation est de forme :

$$ds = f(h) dh$$

équation différentielle à variables séparées qui par intégration entre deux sections d'abscisses  $s_0$  et  $s_1$  donnera :

$$s_1 - s_0 = \int_{h_0}^{h_1} f(h) dh$$

Il est difficile de résoudre l'intégrale du second membre car l'expression  $f(h) dh$  est complexe. Dans quelques cas simples on peut toutefois effectuer cette intégration, notamment BRESSE a donné une solution analytique du problème pour le cas d'un canal de section rectangulaire et de largeur très grande.

Quel que soit le procédé de calcul utilisé, le résultat ne donnera l'équation de la ligne d'eau qu'à une constante près. Or il est bien évident que la position de cette ligne par rapport au fond du canal est unique, pour lever l'indétermination il faudra obligatoirement connaître l'un de ses points; celui-ci appelé point de repère que nous désignerons par  $P_0$  (coordonnées  $s_0, h_0$ ) sera généralement défini à partir des propriétés hydrauliques de la singularité qui est à l'origine du mouvement graduellement varié considéré (par exemple : barrage déversoir).

#### II.4.4.1.- METHODE DE BRESSE

- Calcul pratique d'une courbe de remous par la méthode de BRESSE :

Pour un canal de section rectangulaire, en introduisant le débit par unité de largeur  $q = \frac{Q}{L}$ , il vient successivement :

$q = U.h$        $V$  : vitesse     $h$  : profondeur d'eau

$$h_c^3 = \frac{q^2}{g}$$

Si ce canal a, en outre, une largeur très grande par rapport à sa profondeur on sait qu'on a approximativement :

$$R = h$$

Pour calculer la perte de charge  $J$ , faisons l'hypothèse déjà utilisée que cette perte de charge unitaire est celle que produirait dans la section considérée le courant uniforme de même profondeur  $h$  et de même débit  $Q$ , c'est à dire que  $J$  sera donnée par la formule de CHEZY :

$$U = C \sqrt{RJ} \quad \text{où} \quad J = \frac{U^2}{C^2 R} = \frac{b U^2}{R} = \frac{b q^2}{R h^2} = \frac{b q^2}{h^3}$$

Pour calculer  $I$  nous utiliserons la formule de CHEZY en supposant l'écoulement uniforme, donc de profondeur  $h_n$  profondeur normale correspondant au débit considéré :

$$U = C_n \sqrt{R_n I} \quad I = \frac{U^2}{C_n^2 R_n} = \frac{b_n q^2}{h_n^3}$$

$b_n$  étant le coefficient correspondant à la hauteur normale  $h_n$ .

Si nous supposons que la profondeur réelle  $h$  le long de la courbe de remous diffère peu de la profondeur normale  $h_n$ ; nous pouvons admettre que  $b$  est constant tout le long de cette courbe et il vient :

$$\frac{J}{I} = \frac{b q^2}{h^3} \cdot \frac{h_n^3}{b q^2} = \frac{h_n^3}{h^3}$$

Quant à  $\frac{Q^2 L}{\varepsilon \Omega^3}$ , il s'écrit, compte tenu des hypothèses :

$$\frac{Q^2 L}{\varepsilon \Omega^3} = \frac{q^2 L^3}{\varepsilon \Omega^3} = \frac{q^2}{g h^3} = \frac{h_c^3}{h^3}$$

En définitive l'équation (I) s'écrit :

$$\frac{dh}{ds} = I \frac{1 - \frac{h_n^3}{h^3}}{1 - \frac{h_c^3}{h^3}} \quad \text{ou} \quad \frac{dh}{ds} = I \frac{h^3 - h_n^3}{h^3 - h_c^3} \quad \text{(II)}$$

Pour intégrer cette équation BRESSE effectue l'analyse suivante :

$$I ds = \left[ \frac{h^3 - h_c^3}{h^3 - h_n^3} \right] dh$$

$$I ds = \left[ 1 + \frac{h_n^3 - h_c^3}{h^3 - h_n^3} \right] dh$$

$$I ds = dh + \left[ 1 - \frac{h_c^3}{h_n^3} \right] \frac{dh}{\frac{h^3}{h_n^3} - 1}$$

Posons :  $\frac{h}{h_n} = y$  d'où  $dh = h_n dy$

Donc  $Ids = h_n dy + h_n \left[ 1 - \frac{h_c^3}{h_n^3} \right] \frac{dy}{y^3 - 1}$  (III)

posons :  $\phi(y) = - \int \frac{dy}{y^3 - 1}$

Intégrons entre deux sections  $(S_0)$  et  $(S_1)$  d'abscisses  $s_0$  et  $s_1$  où les profondeurs sont  $h_0$  et  $h_1$ , correspondant à  $y_0$  et  $y_1$ .

Il vient après division des deux membres par  $h_n$  :

$$I \frac{s_0 - s_1}{h_n} = \frac{h_0 - h_1}{h_n} + \left( 1 - \frac{h_c^3}{h_n^3} \right) \left[ \phi \left( \frac{h_1}{h_n} \right) - \phi \left( \frac{h_0}{h_n} \right) \right] \quad (IV)$$

Telle est l'équation finie du remous dans l'hypothèse considérée. Pour utiliser cette équation, il faut toutefois connaître les valeurs de  $\phi \left( \frac{h}{h_n} \right)$  ou  $\phi(y)$  appelée "fonction de DRESSE".

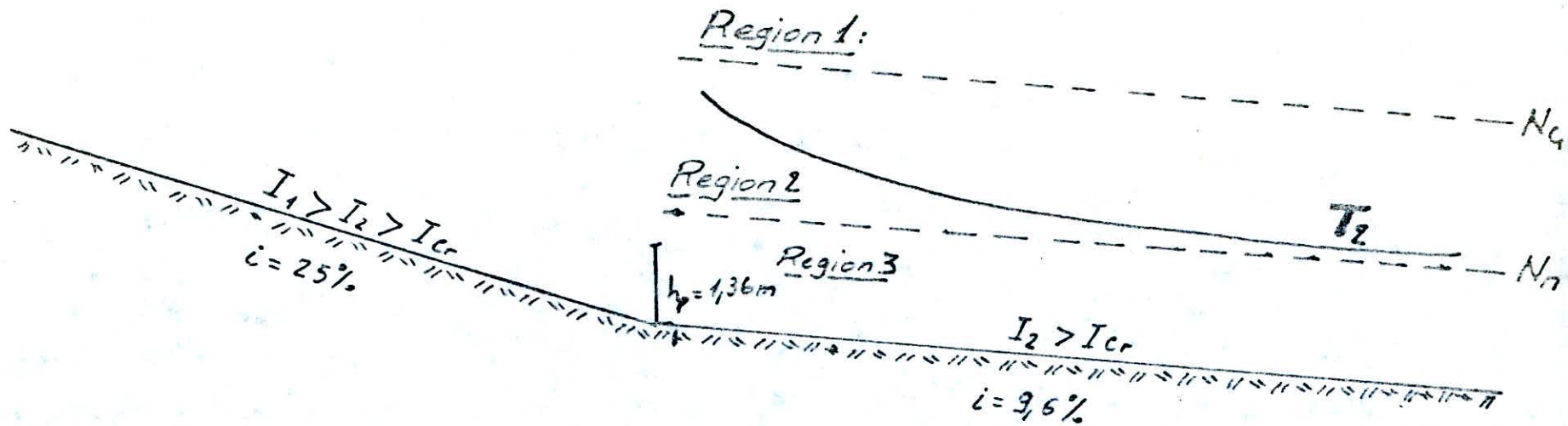
Pour notre cas et plus exactement pour le deuxième tronçon de longueur 161 m on connaît le débit  $Q = 13,40 \text{ m}^3/\text{s}$  donc le débit unitaire

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{13,40}{50} = 26,8 \text{ m}^2/\text{s}.$$

La pente  $I$  du canal qui est égale à 9,6 %, sa rugosité  $n = 0,014$ . On calcule d'abord  $h_c$  qui est la hauteur critique et  $h_n$  dont la comparaison précise le type de courbe de remous, auquel on a affaire.



## Schema A



$h_n < h < h_{cr} \rightarrow$  Region (2), La ligne est représentée en  $T_2$   
c'est une courbe de remous d'abaissement  
qui correspond à un mouvement  
graduellement accéléré

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{26,8}{9,81}} = 4,2 \text{ m}$$

$$h_n^3 = \frac{b q^2}{I}, \text{ Si on utilise la formule de MANNING :}$$

$$b = \frac{1}{c^2} = \frac{n^2}{R^{1/3}} = \frac{n^2}{h_n^{1/3}} \quad \text{d'où} \quad h_n^{10/3} = \frac{n^2 q^2}{I}$$

$$h_n^{10/3} = \frac{(0,014)^2 \times (26,8)^2}{0,096} = 1,466$$

d'où  $h_n = 1,12 \text{ m}$

$I > 0$  } pour  $I > I_c$  c'est la classe T ce qui correspond à  
Canal descendant }  $h_n < h_c$  la pente est dite forte, le cours  
d'eau est un torrent.

Donc la courbe de remous est de la classe T.

Pour préciser son type c'est à dire le numéro d'ordre de la région dans laquelle elle est située, il faut comparer la profondeur  $h_0$  du point de repère  $P_0$  à  $h_n$  et  $h_c$ . La profondeur  $h_0$  est celle qui a été trouvé à la fin du 1er tronçon dans notre cas  $h_0 = 1,36 \text{ m}$  qui correspond à la pente 25 %.

Donc on a  $h_n < h_0 < h_c$  car  $1,12 < 1,36 < 4,2$  ce qui correspond à la région (2) la ligne est représentée en  $T_2$  (voir schéma N° A).

On peut conclure que c'est une courbe de remous d'abaissement qui correspond à un mouvement graduellement accéléré.

Tableau 24

N° des points	$h_i$ (m)	$y_n = \frac{h_i}{h_n}$	$\phi\left(\frac{h_i}{h_n}\right)$	$\frac{h_i - h_{i+1}}{h_n}$	$\phi\left(\frac{h_{i+1}}{h_n}\right) - \phi\left(\frac{h_i}{h_n}\right)$	$1 - \frac{h_i^2}{h_n^2}$	I% les coordonnées (m) $S_i - S_{i+1}$	
$S_0$	1,36	1,21	0,479	0,039	0,03	-51,73	9,6	0
$S_1$	1,32	1,18	0,509	0,017	0,032	-51,73	9,6	14,158
$S_2$	1,30	1,16	0,541	0,017	0,039	-51,73	9,6	29,46
$S_3$	1,28	1,14	0,580	0,017	0,046	-51,73	9,6	48,08
$S_4$	1,26	1,12	0,626	0,017	-	-51,73	9,6	70,19

$$\Sigma = 161,89 \text{ m}$$

La longueur  $\sum_{i=0}^4 S_i - S_{i+1} = 161,89 \text{ m}$

qui correspond à la longueur du 2<sup>e</sup> tronçon de pente I = 9,6%

La hauteur finale à la fin du coursier qui correspond à  $h_4 = 1,26 \text{ m}$

TABLE DE LA FONCTION DE BRESSE :  $\phi = - \int \frac{dy}{y^2 - 1}$

y	$\phi(y)$	y	$\phi(y)$
0,00	-0,605	1,06	0,958
0,10	-0,504	1,07	0,783
0,20	-0,404	1,08	0,749
0,30	-0,302	1,09	0,712
0,40	-0,198	1,10	0,676
0,45	-0,144	1,11	0,651
0,50	-0,088	1,12	0,626
0,55	-0,029	1,13	0,602
0,60	+0,032	1,14	0,580
0,65	0,099	1,15	0,561
0,70	0,171	1,16	0,544
0,72	0,202	1,17	0,525
0,74	0,235	1,18	0,509
0,75	0,252	1,19	0,493
0,76	0,270	1,20	0,479
0,77	0,288	1,22	0,454
0,78	0,306	1,25	0,420
0,79	0,326	1,30	0,373
0,80	0,346	1,35	0,335
0,81	0,367	1,40	0,304
0,82	0,387	1,45	0,277
0,83	0,411	1,50	0,257
0,84	0,435	1,60	0,218
0,85	0,460	1,70	0,190
0,86	0,487	1,80	0,166
0,87	0,516	1,90	0,146
0,88	0,546	2,00	0,132
0,89	0,578	2,25	0,102
0,90	0,614	2,50	0,082
0,91	0,650	2,75	0,0674
0,92	0,695	3,00	0,0564
0,93	0,743	3,25	0,0479
0,94	0,798	3,50	0,0412
0,95	0,862	4,00	0,0375
0,96	0,940	4,50	0,0248
0,97	1,040	5,00	0,0201
0,98	1,178	7,00	0,0102
0,99	1,472	10,00	0,0050
1,00	$\infty$	15,00	0,0022
1,01	1,416	30,00	0,0006
1,02	1,196	50,00	0,0002
1,03	1,060	100,00	0,0001
1,04	0,970	$\infty$	0,0000
1,05	0,895		

Connaissant le type et la classe de la courbe de remous on procède à son calcul proprement dit.

Donc la section de repère on a :

$$y_0 = \frac{h_0}{h_n} = \frac{1,36}{1,12} = 1,21$$

La table de BRESSE donne la valeur correspondante  $\phi(y_0)$ . On se donne une valeur arbitraire  $h_1$  de la profondeur plus petite; la table de BRESSE donne  $\phi(y_1)$  et en portant toutes ces valeurs dans l'équation (IV) on obtient  $s_0 - s_1$  c'est à dire l'abscisse comptée à partir de la section de repère, de la section de profondeur  $h_1$ . On recommence les mêmes calculs à partir de  $s_1$  et ainsi de suite jusqu'à ce que les profondeurs obtenues soient aussi voisines qu'on le désire de la profondeur normale  $h_n$ .

La précision obtenue est d'autant meilleure que les abscisses  $s_0$  et  $s_1$  sont plus rapprochées c'est à dire que la différence  $|h_0 - h_1|$  est plus faible.

Bien entendu les calculs sont conduits de l'amont (section de contrôle) vers l'aval en régime torrentiel.

Les calculs sont résumés dans le tableau N° 24.

Tout calcul fait on aura en définitive la hauteur finale à la fin du 2ème tronçon de pente 9,6 % qui correspond à une hauteur de 1,26 m et bien entendu à la longueur du coursier qui est égale à 161 m.

### III.- DISSIPATEUR D'ENERGIE

En passant du bief amont au bief aval, l'énergie potentielle de l'eau se transforme en une grande énergie qui peut entraîner des destructions ou des affouillements à l'aval.

La dissipation de l'énergie cinétique de l'eau peut être réalisée par :

- un bassin normal (bassin à ressaut)
- un bassin de dissipation à dents REHBOCK
- un bec diviateur (saut de ski)

Mais un tel choix dépendra du coût de réalisation, de la géologie, de la topographie.

Le choix sera porté sur un saut de ski pour des raisons topographiques.

#### III.1.- COURBURE DES DEFLECTEURS

Pour choisir le rayon de courbure, il faut tenir compte de la pression exercée sur le radier.

En pratique, le rayon est tel que :

$$R \gg 5 h$$

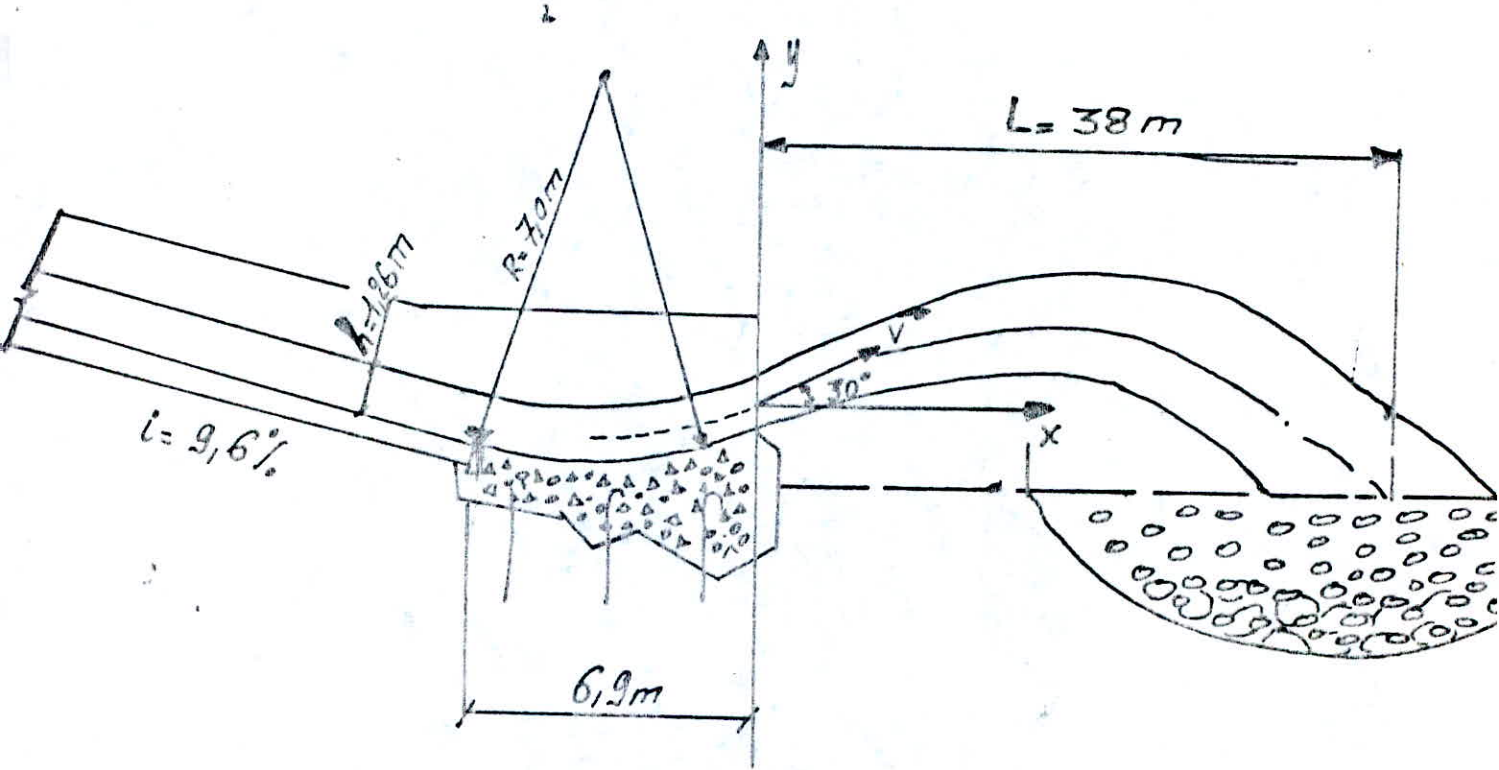
h : hauteur d'eau au niveau du saut de ski

$$h = 1,26 \text{ m}$$

Nous adopterons pour un rayon de courbure qui est égal à

$$R = 7,0 \text{ m}$$

- Schema B -



Schema du Saut de Ski et tracé du jet

- Tracé du jet

D'après le schéma N° B on a les relations suivantes:

$$x = (V \cos \alpha) t \quad (1)$$

$$y = (V \sin \alpha) t - \frac{1}{2} g t^2 \quad (2)$$

Nous tirons  $t$  de l'équation (1)

$$t = \frac{x}{V \cos \alpha}$$

puis nous remplaçons  $t$  dans l'équation (2)

$$y = x t g \alpha - \frac{x^2}{4 h \cos^2 \alpha}$$

$$\text{avec } h = \frac{v^2}{2g}$$

On détermine la portée à partir de la relation suivante :

$$X = 1,8 \left( h + \frac{v^2}{2g} \right) \sin 2\alpha$$

$V$  : vitesse au départ du saut de ski

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{h_b} = \frac{1340}{1,26 \times 50} = 21,26 \text{ m/s}$$

$\alpha$  = l'angle qui correspond à la portée égal en général à  $30^\circ$

$$X = 1,8 \left( 1,26 + \frac{(21,26)^2}{19,62} \right) \sin 60^\circ = 37,87$$

done  $X = 38 \text{ m}$



### III.2.- PROTECTION AVAL

La zone de portée sera protégée par la mise en place de blocs d'enrochements.

### IV.- PRISE D'EAU

#### IV.1.- BUT

L'ouvrage de prise d'eau a pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'alimentation ou à l'irrigation.

#### IV.2.- DIMENSIONNEMENT

Nous proposons une conduite en acier de diamètre  $D = 1$  m

Les données :

Il est souligné que la conduite a été dimensionnée pour répondre à la consommation à l'aval de la retenue.

Cette conduite est dimensionnée pour répondre à la pointe de demande qui correspond au plus fort taux de la demande que devra assurer la retenue.

Cette pointe correspond à 16,7 % du volume régularisé pendant le mois de Juillet.

Volume régularisé = 15 hm<sup>3</sup>

Débit de pointe que devra assurer la prise d'eau :

$$Q_{\max} = \frac{15 \cdot 10^6 \times 0,167}{3600 \times 24 \times 31} = 0,935 \text{ m}^3/\text{s}$$

- le diamètre  $D = 1$  m

d'où la vitesse  $V = 1,19$  m/s

## CALCUL DU VOLUME DE LA DIGUE

Profils	Longueurs [m]	SURFACES (m <sup>2</sup> )				VOLUMES (m <sup>3</sup> )			
		Alluvions Tout-Venant	Argiles Colluvionneuses	Filtres	Enrochements	Alluvions Tout-Venant	Argiles colluvionneuses	Filtres	Enrochements
0									
1	48,0	1809,5	1040,5	145,2	99,1	86856,0	49944,0	6969,6	4756,8
2	"	2928,8	1089,6	188,1	130,6	140582,4	52300,8	9028,8	6268,8
3	"	3044,8	1089,1	190,8	300,1	146150,4	52276,8	9158,4	14404,8
4	"	3915,925	1128,75	265,5	362,075	187964,4	54180,0	12744,0	17379,6
5	"	3915,0	1128,0	265,0	362,0	187920,0	54144,0	12720,0	17376,0
6	"	3300,9	1090,3	210,5	350,8	158443,2	52334,4	10104,0	16838,4
7	"	2494,8	1052,3	180,7	127,075	119750,4	50510,4	8673,6	6099,6
8	"	1505,75	1013,3	130,6	92,975	72276,0	48638,4	6268,8	4462,8
9	24,0	1105,5	976,3	115,3	73,75	26532,0	23431,2	2767,2	1770,0
<u>Volume total:</u>		1732026				1126474,8	437760	78434,4	89356,8

## Estimation du Coût de La Digue

Afin de déterminer le volume des parties constituantes de la digue, nous avons réalisé 9 coupes transversales de cette dernière. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau n° 27

Désignation		Unité	Quantité	Prix Unitaire D.A	Prix total D.A
Fouilles	Décapage	m <sup>2</sup>	108943	20	2 178 860
	Excavation	m <sup>3</sup>	236986,5	23	5 450 689,5
Remblai	Noyau	m <sup>3</sup>	437 760	55	24 076 800
	Filtre	m <sup>3</sup>	78 434,4	70	5 490 408
	Recharge	m <sup>3</sup>	1 126 474,8	30	33 794 244
	Enrochement	m <sup>3</sup>	89 356,8	72	6 433 689,6
Voile d'étanchéité		mL	6000	260	1 560 000

Volume total du remblai: 1.732.026 m<sup>3</sup>

Coût total de la digue: 78984690 D.A

## C O N C L U S I O N

Vu l'importance des besoins en eau de la région de BISKRA tant sur le plan du développement industriel, agricole et que celui urbain, il est souhaitable de construire un barrage.

Malgré le ~~manque~~ <sup>manque</sup> d'information sur certains paramètres hydrauliques et l'absence des études géotechniques, nous estimons que le site de Fontaine des Gazelles pour la construction du barrage ne présente pas de problèmes majeurs.

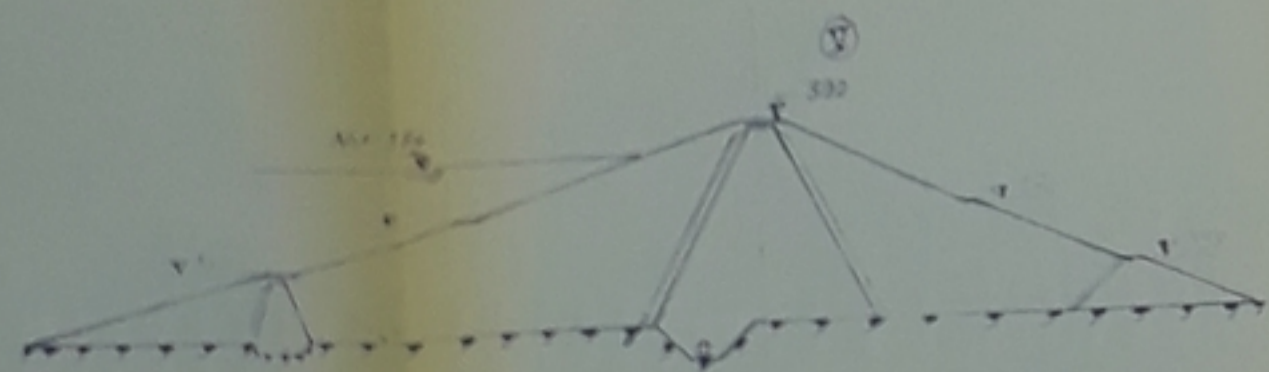
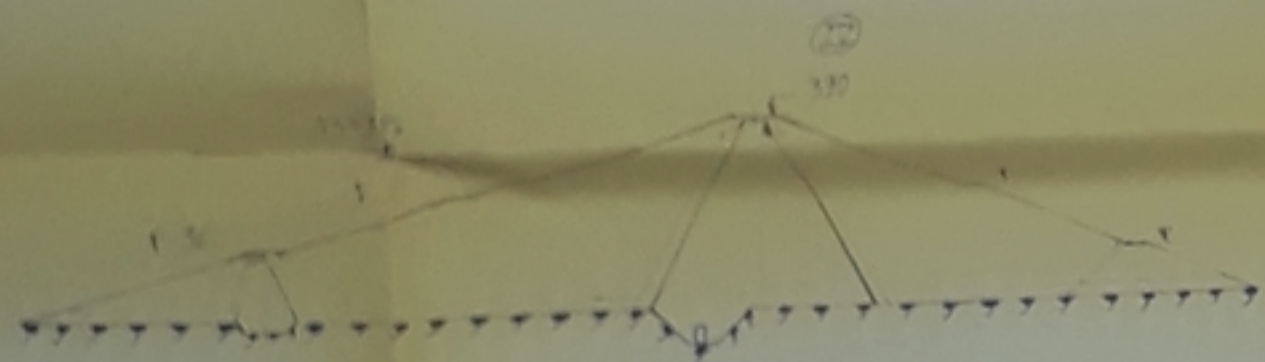
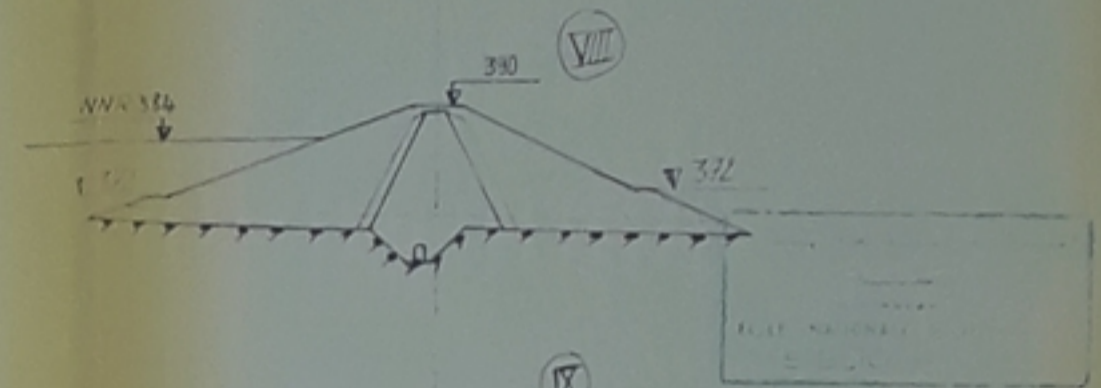
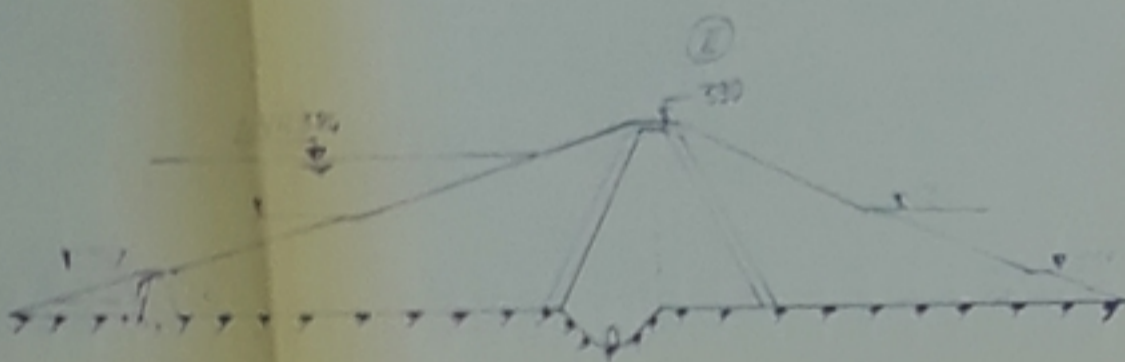
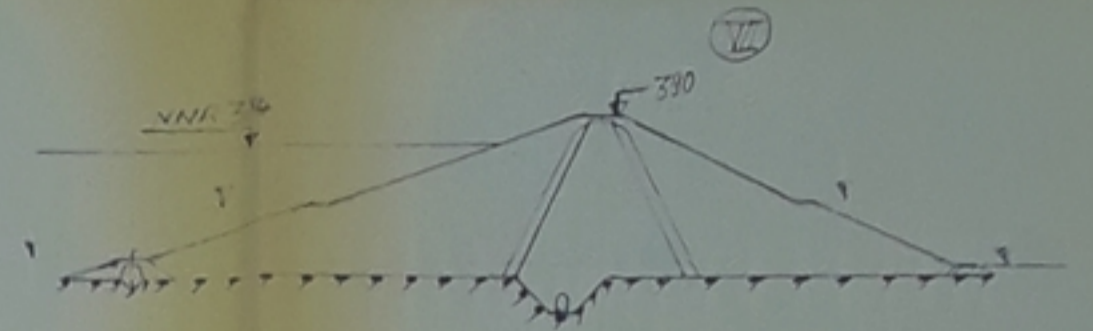
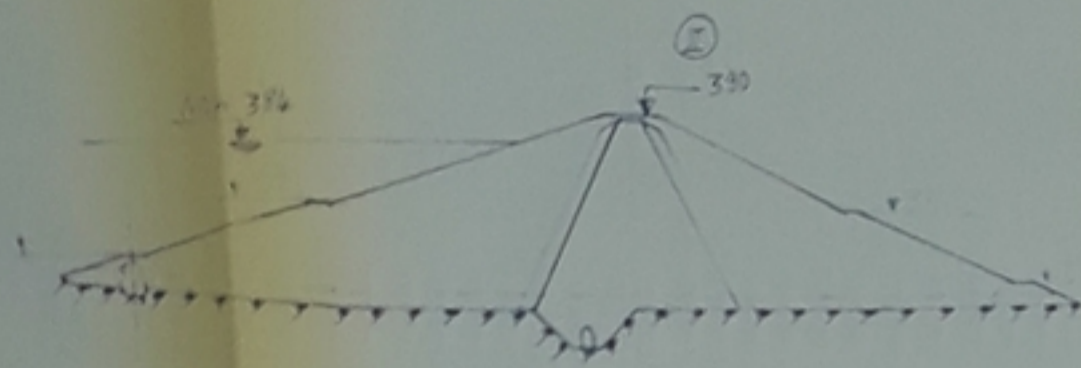
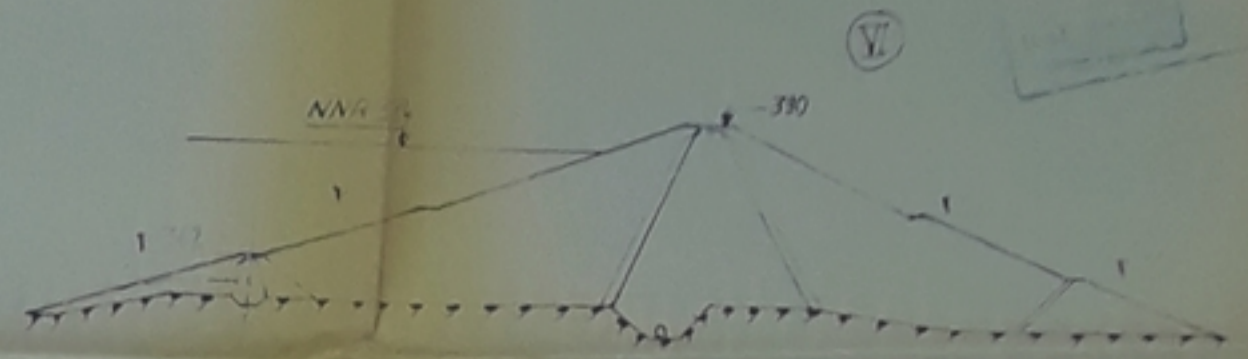
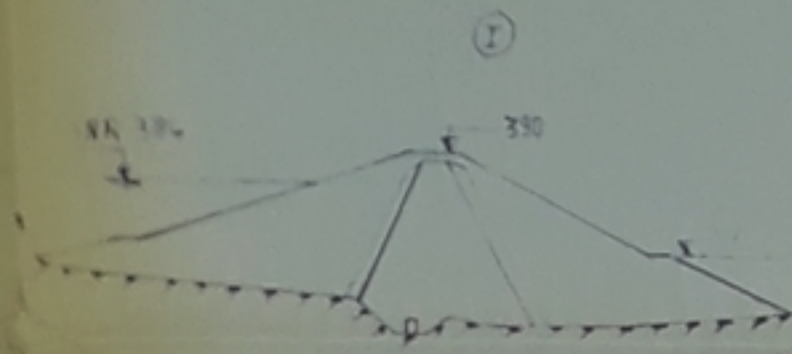
Du point de vue hydrologie nous estimons que le remplissage de la future retenue est assuré par l'apport annuel de  $37,4 \text{ hm}^3$ . Sur le plan de la faisabilité de l'ouvrage nous ne pouvons pas nous prononcer étant donné que nous ne connaissons pas avec exactitude les caractéristiques mécaniques du sol, d'autre part nous n'avons étudié qu'une seule variante, ce qui nous interdit toute conclusion objective.

L'étude de l'avant projet détaillé doit cependant se pencher sur l'analyse approfondie des caractéristiques mécaniques du sol qui sont très déterminantes pour la conception et le calcul de la stabilité de l'ouvrage.

## B I B L I O G R A P H I E

- Mr CARLIER..... Hydraulique générale et appliquée  
Ed. Eryrolles PARIS, 1972
- Mr BOYADGIEV..... Rapport géologique sur l'étude de la faisabilité  
du barrage de Fontaine des Gazelles  
D.P.R.H. ALGER, 1976
- Mr LEANG L.H. .... Cours d'ouvrages hydrauliques professé à  
l'E.N.P., 1984
- Mr E. BELOKONEV..... Polycopie Barrages en Matériaux locaux  
l'I.H.B.; 1981
- RAVANONAMA F..... Thèse : Etude de faisabilité du barrage de Souk-  
El-Tleta sur l'oued Bougdoura (W. de Tizi-Ouzou)  
I.N.A. 1982.
- Mr CH. MALLET et J. PACQUANT Les barrages en terre. Edition Eryrolles
- REMINIERAS G.....Eléments d'hydrologie appliquée  
Ed. Eyrolles PARIS, 1972
- Technique des barrages en Aménagement rural PARIS, 1977
- B. NEKRASSOV..... Cours d'hydraulique Ed. Mir Moscou 1968
- POSTG. et LONDE P. . Les barrages en terre compactée. Pratiques  
Américaines Ed. Gauthier Villars, PARIS, 1953

# SECTIONS TRANSVERSALES DE LA DIGUE



PH 00185  
01

République Algérienne Démocratique et Populaire

**ENP**  
Ecole Nationale Polytechnique

Etude de Faisabilité  
du Barrage de Fontaine  
des Gazelles (ALHAZALA)

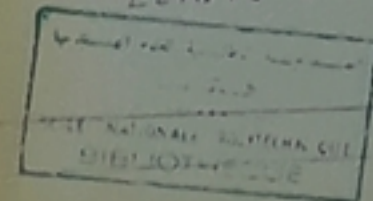
Sections Transversales de la Digue  
(Planche N° I.8) Ech: 1:1000

Proposé par M<sup>r</sup> LEANG LIM-H  
Professeur à l'ENPA

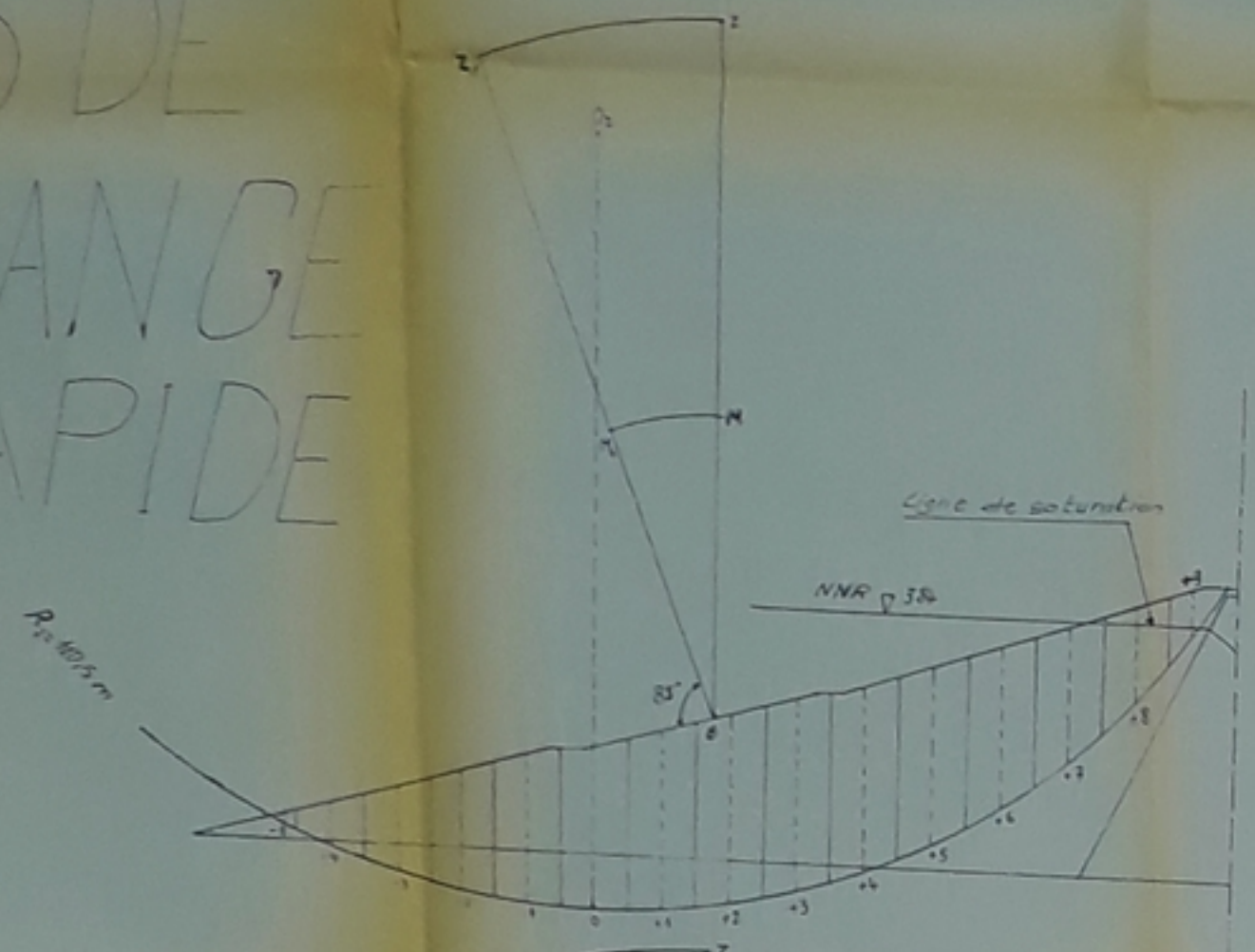
Réalisé par les étudiants:  
- GHATA M<sup>me</sup> Noureddine  
- ABDI Osmiane

Sous la direction de M<sup>r</sup>  
LEANG LIM-H

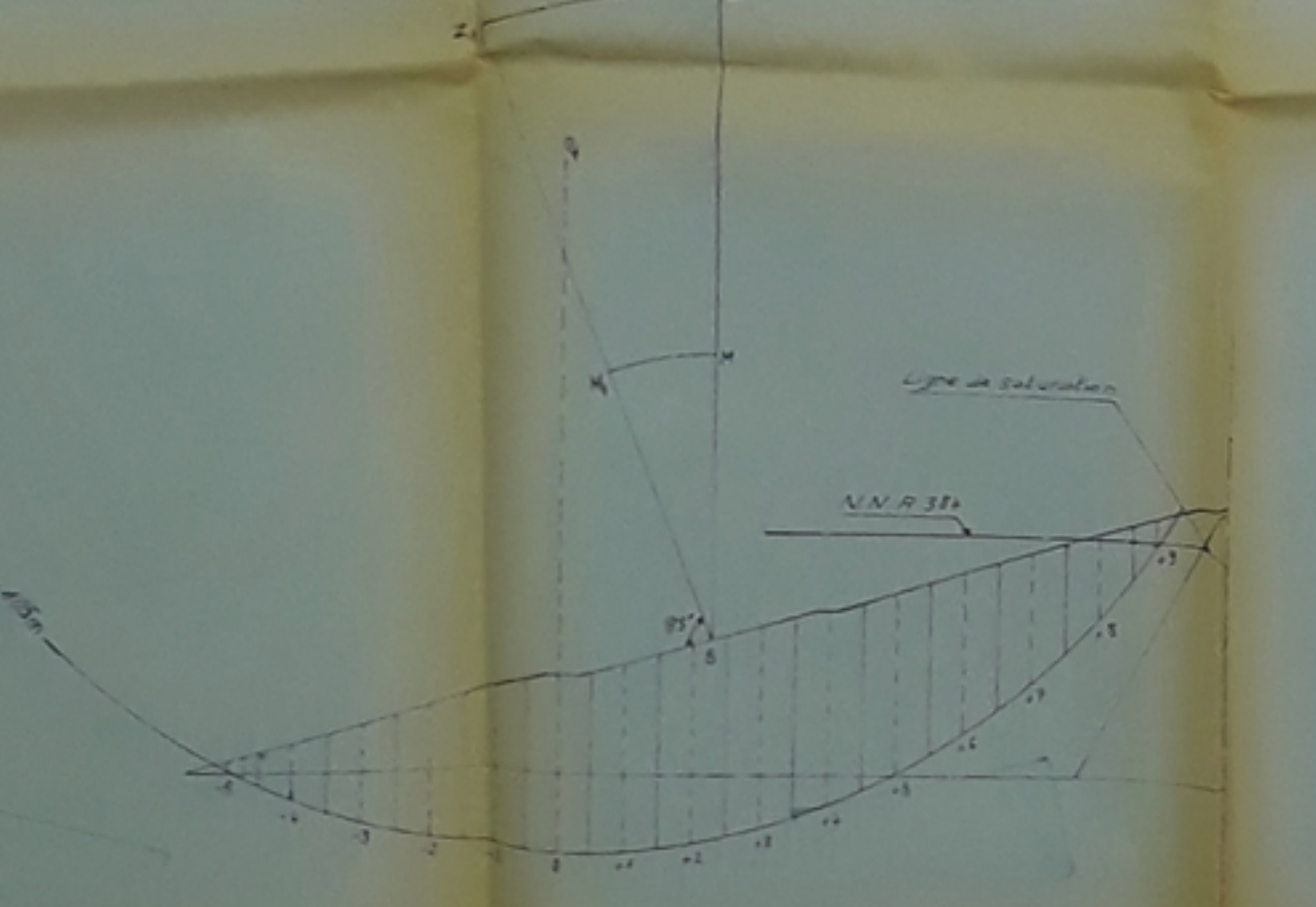
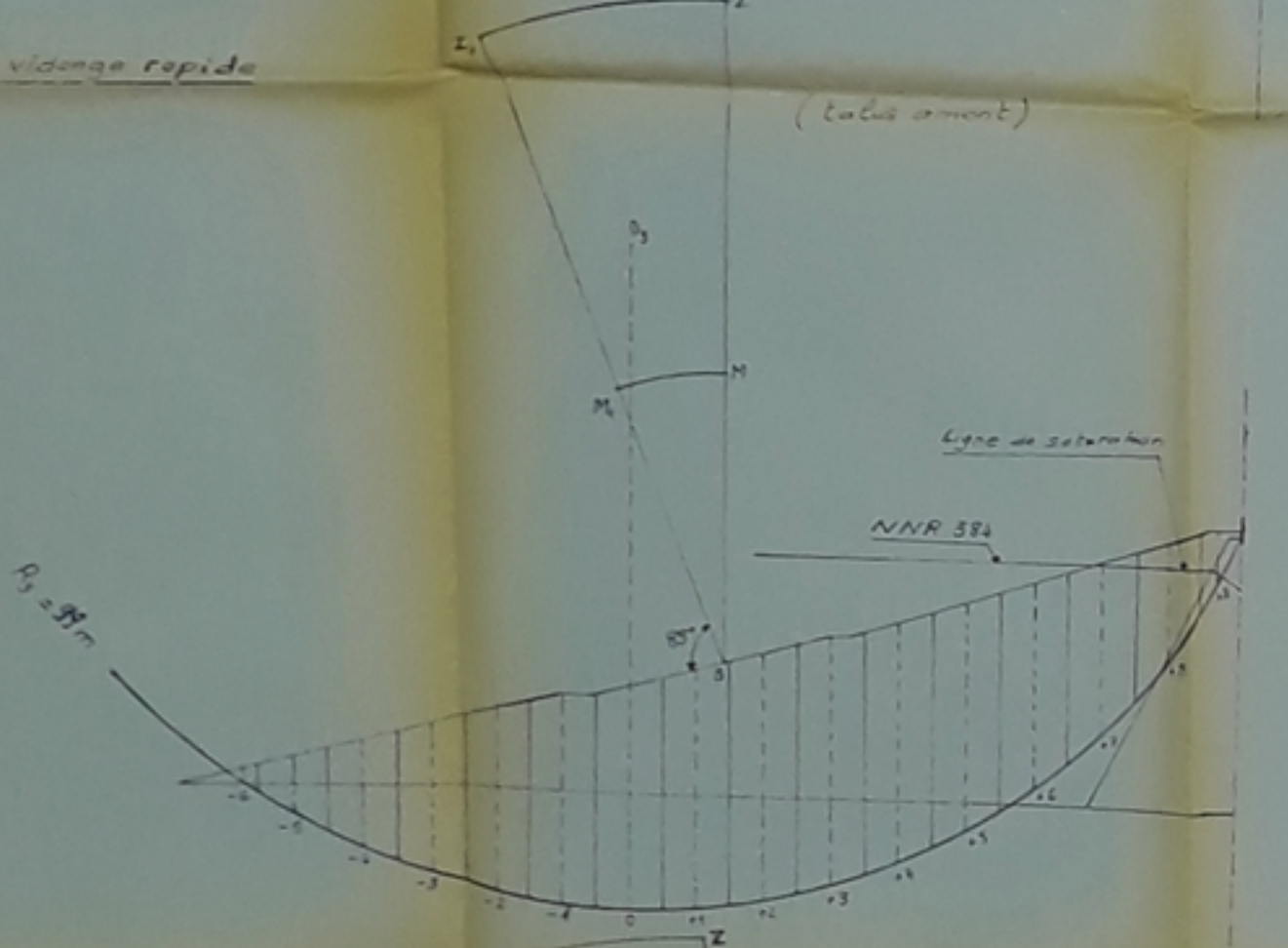
Préparé en Janvier 1975



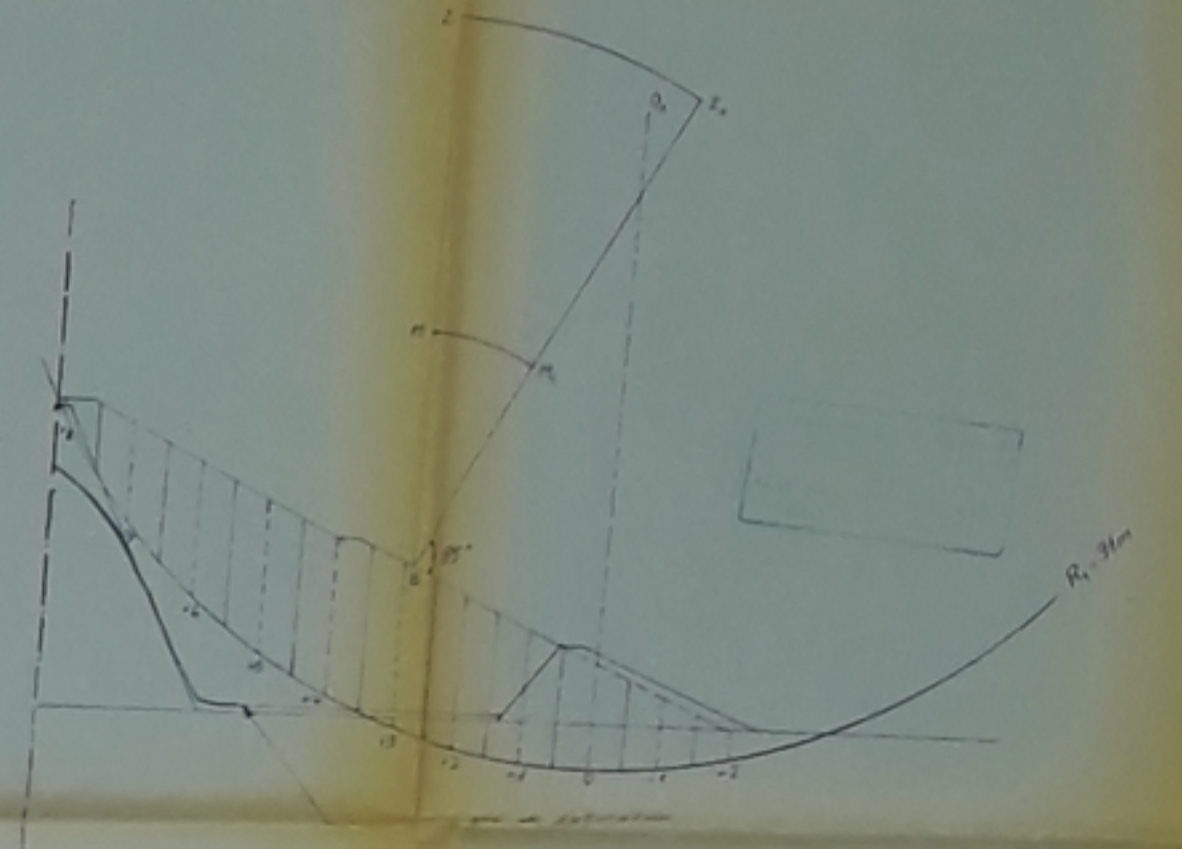
# CAS DE VIDANGE RAPIDE



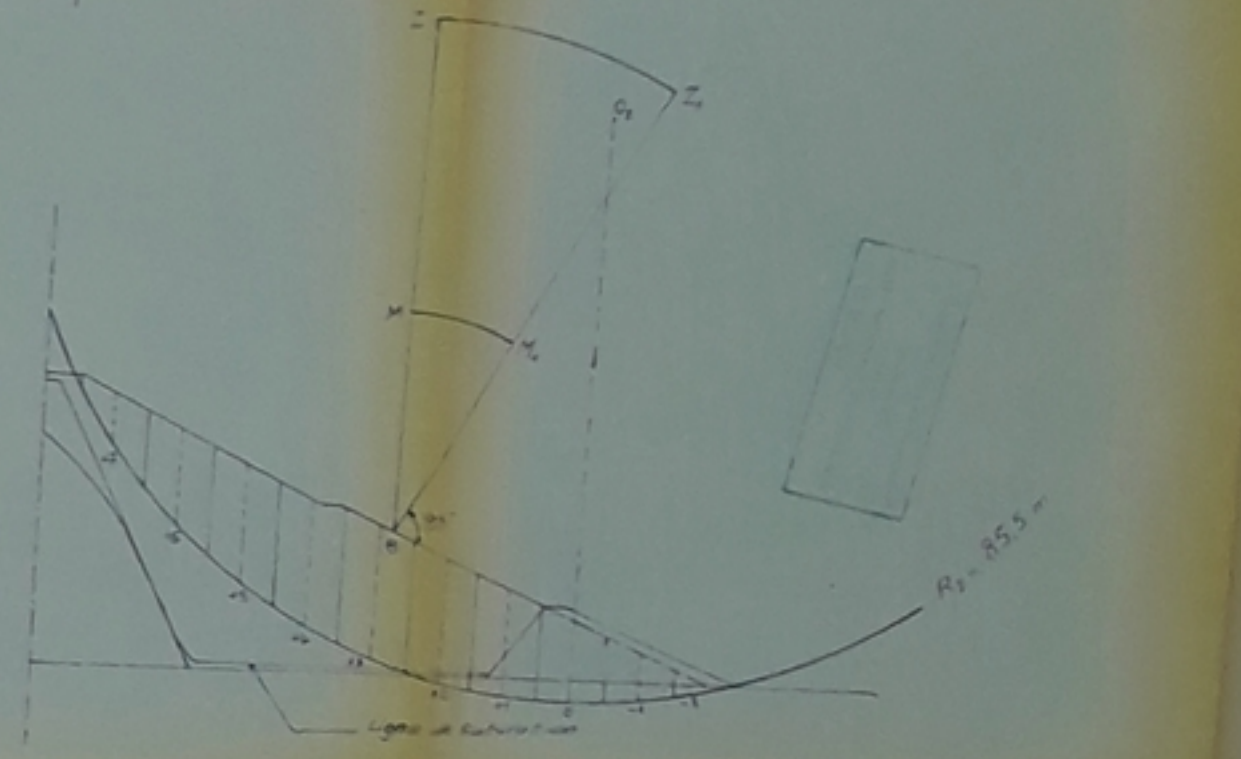
Cas de vidange rapide



# CAS DE RETENUE PLEINE

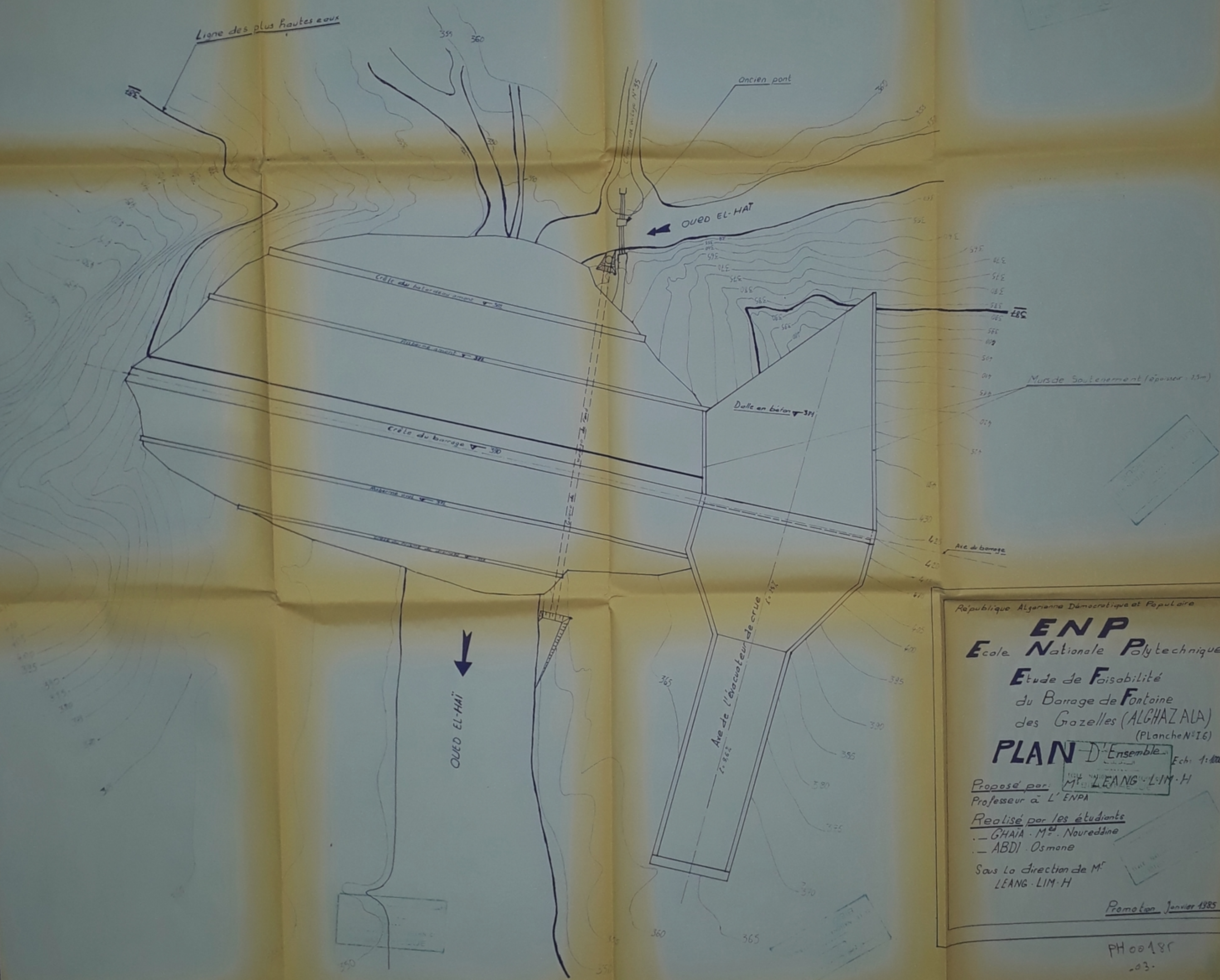


Fonctionnement normal (talus aval)



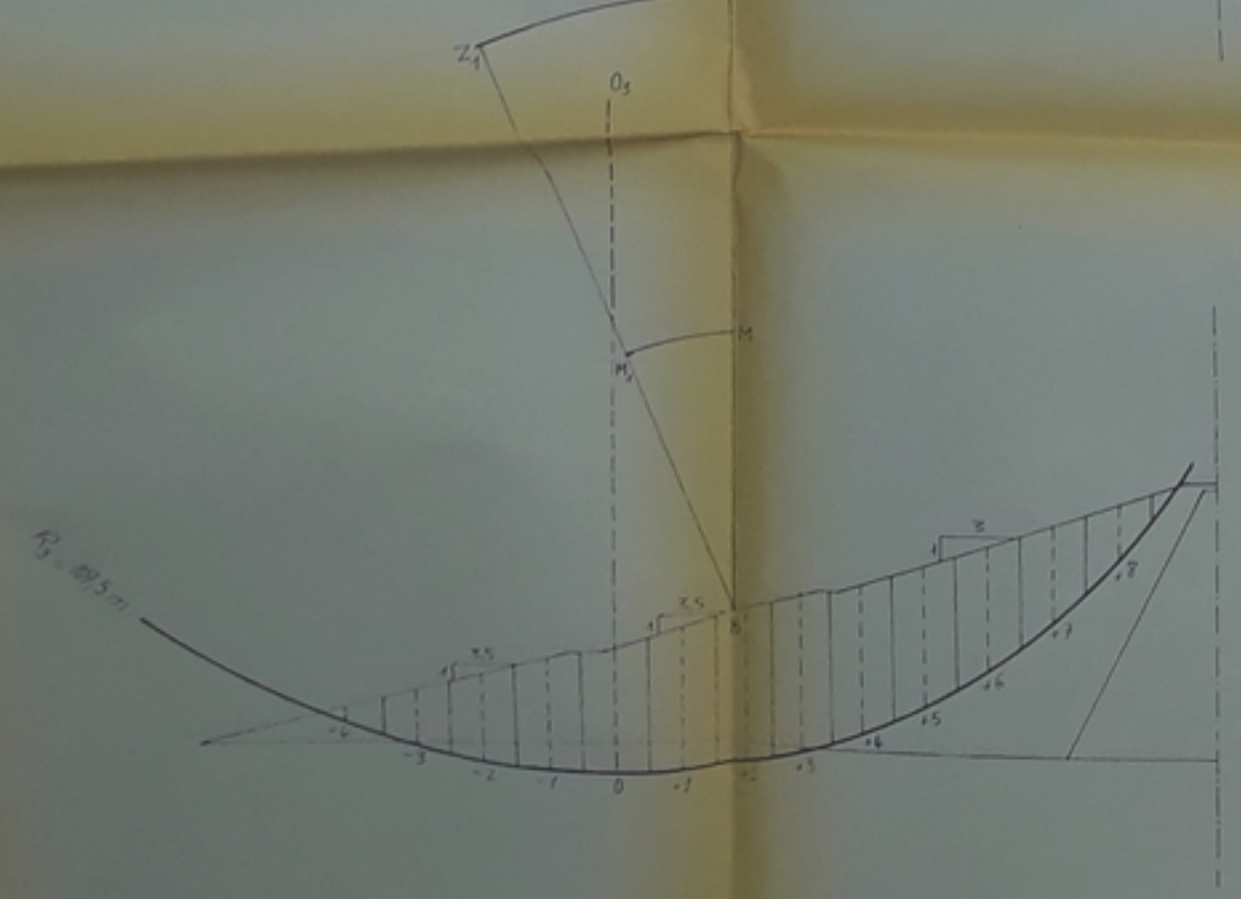
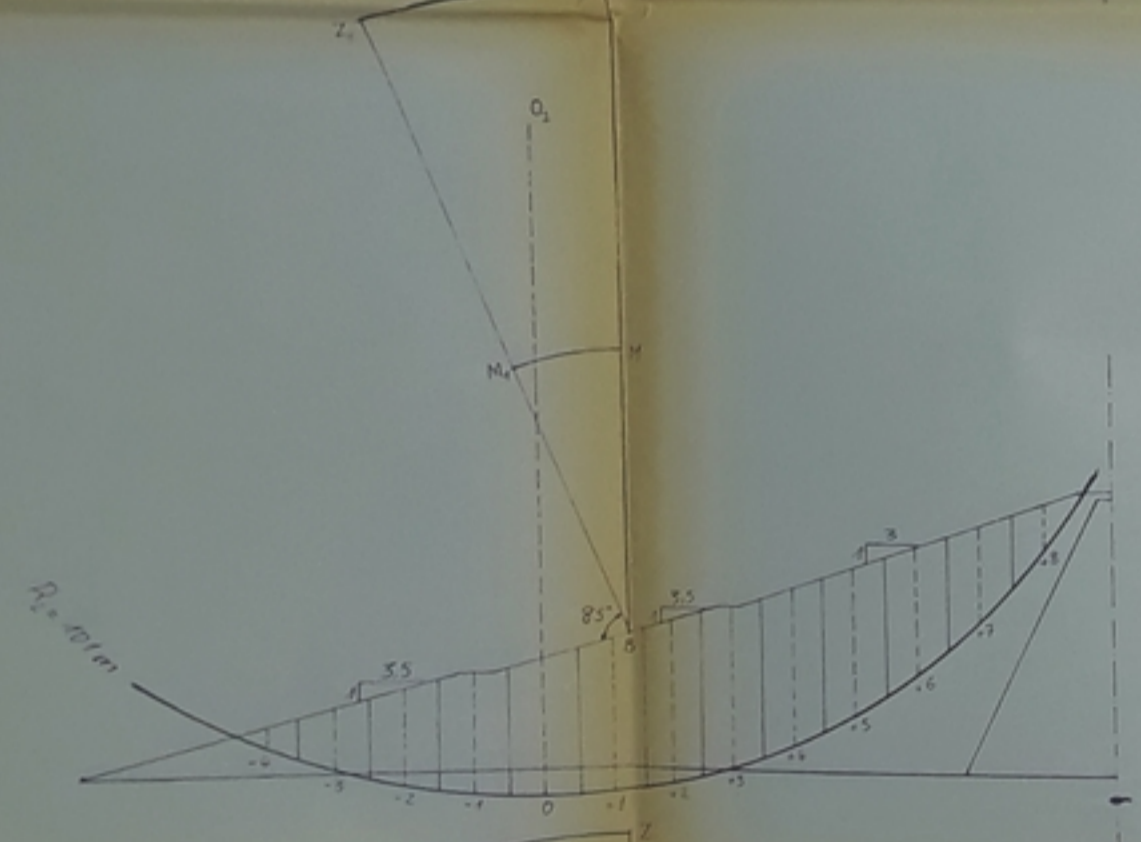
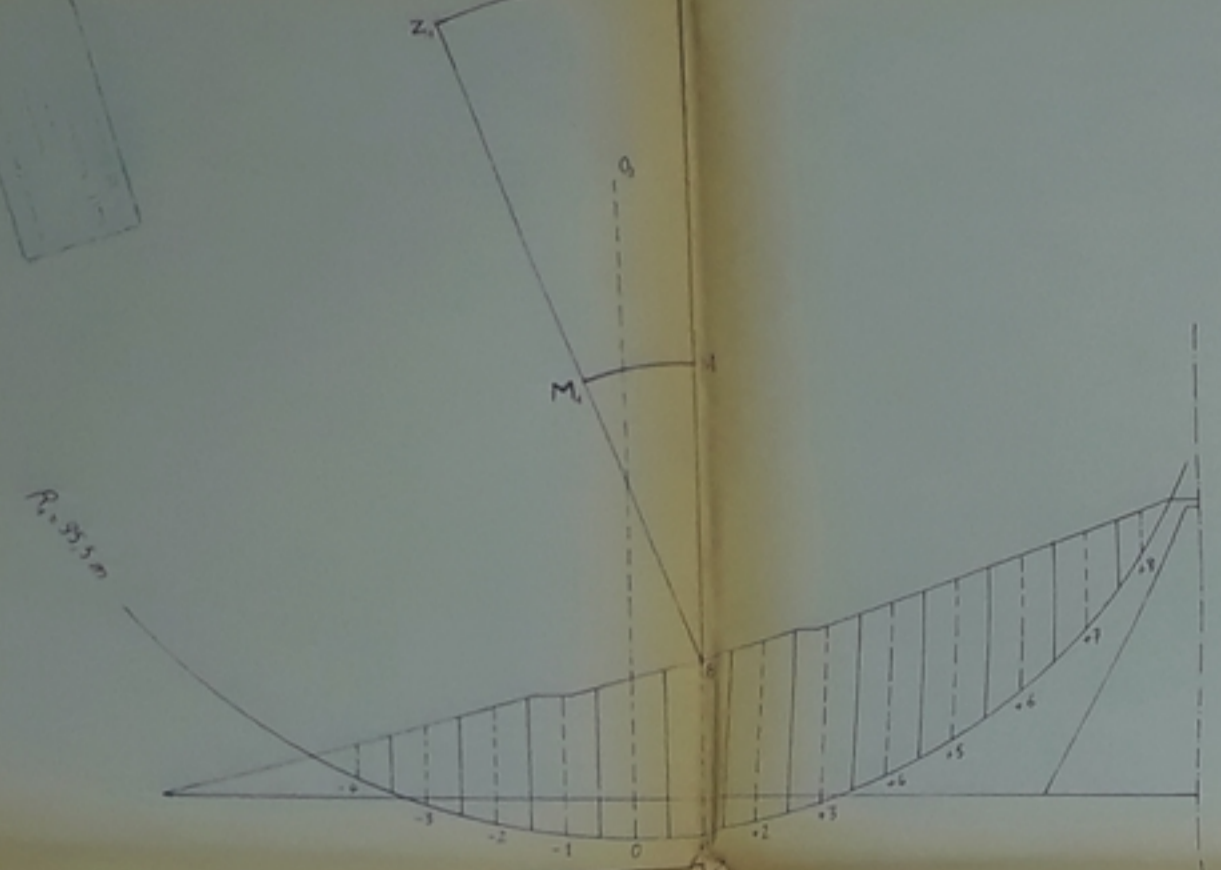
Niveau	Type	Elevations	
		Superieur	Inférieur
Aval	1	105 m	1.05
	2	105 m	1.11
	3	88 m	1.54
Aval	1	86 m	1.43
	2	85 m	1.6
	3	75 m	1.73

République Algérienne Démocratique et populaire  
**ENP**  
 Ecole Nationale Polytechnique  
 Etude de faisabilité  
 du barrage de Fontaine  
 des Gzeles (ALGHIZALA)  
 Calcul de stabilité au glissement  
 pour le cas de vidange rapide  
 Planche N°114  
 Révisé par M. LEANG LIM H.  
 Professeur à l'ENP  
 Révisé par les étudiants  
 GHATA M. Nouredine  
 ASOUI Osmane  
 Sous la direction de M.  
 LEANG LIM H.  
 Promotion 2012-2013

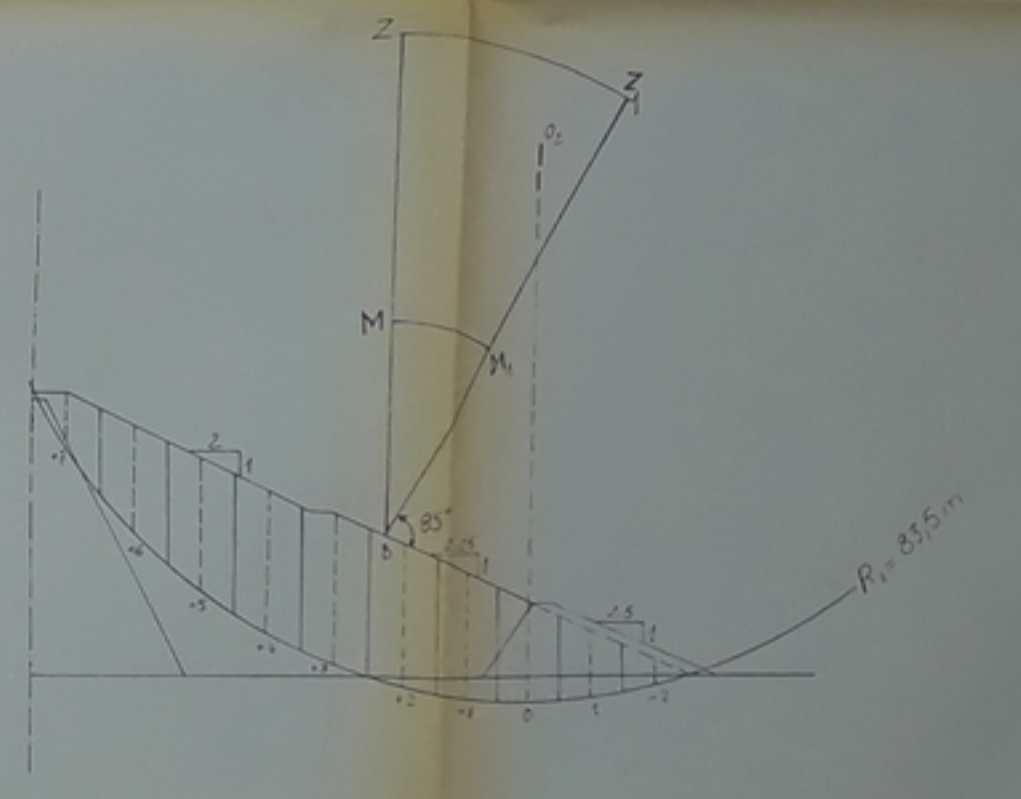
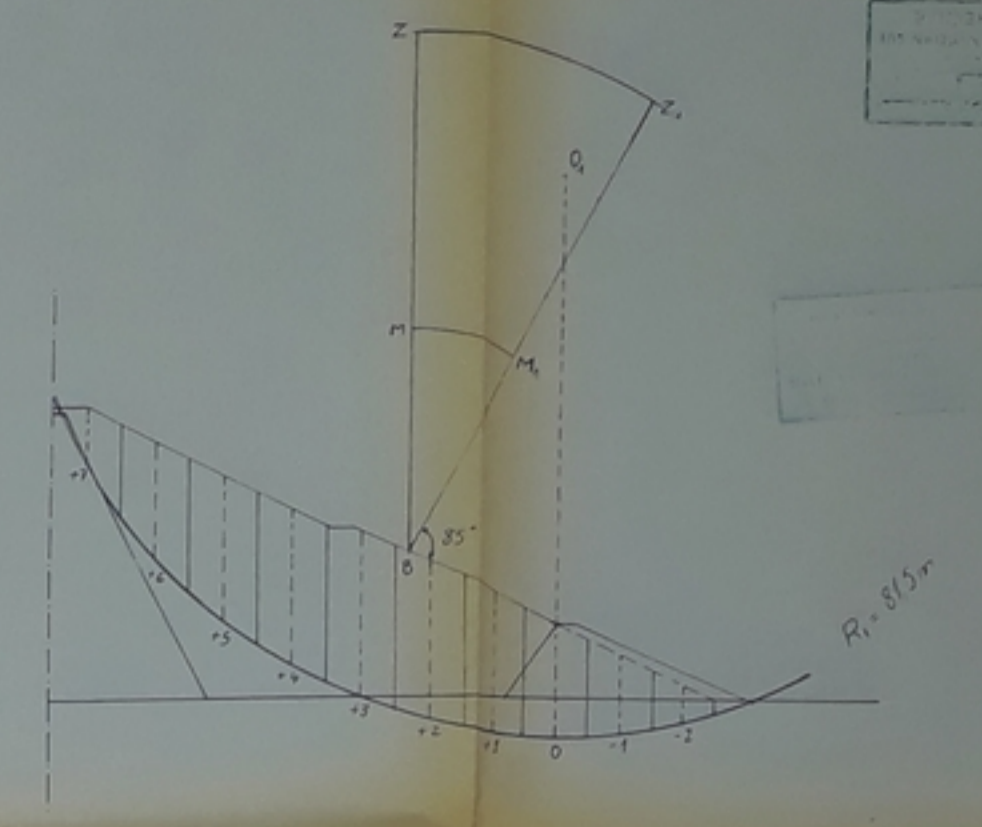
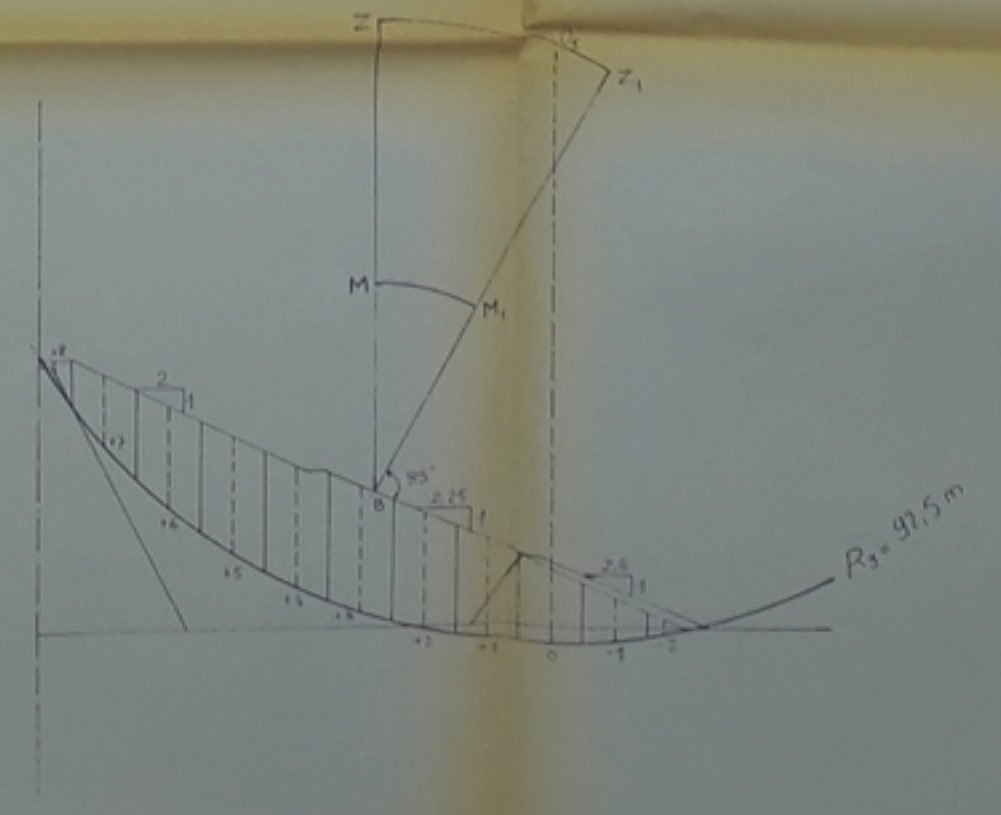


République Algérienne Démocratique et Populaire  
**ENP**  
 Ecole Nationale Polytechnique  
 Etude de **Faisabilité**  
 du Barrage de **Fontaine**  
 des **Gozelles (ALHAZALA)**  
 (Planche N°16)  
**PLAN D'Ensemble** Ech. 1:100  
 Proposé par: **M<sup>r</sup> LEANG LIM H**  
 Professeur à L'ENPA  
 Réalisé par les étudiants  
 - **GHAIA M<sup>me</sup> Noureddine**  
 - **ABDI Osmone**  
 Sous la direction de M<sup>r</sup>  
**LEANG LIM H**  
 Promotion **Janvier 1985**





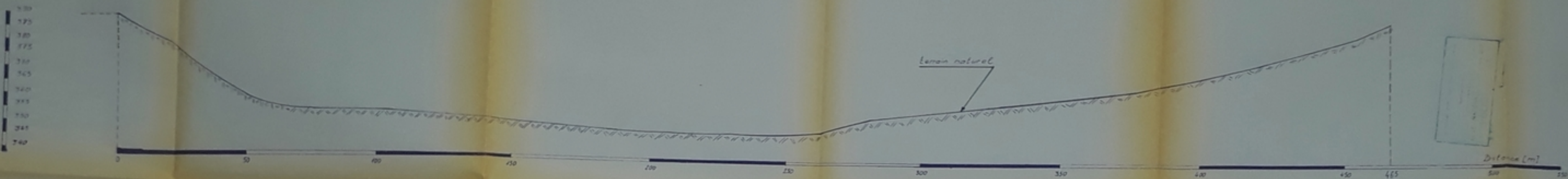
Echelle	Rayon en fonction du glissement	Coefficient de sécurité K	
		Sans sautoir	Avec sautoir
Aval	1 35.5 m	3.06	1.75
	2 40 m	2.72	1.66
	3 45 m	2.71	1.61
Aval	1 45 m	1.83	1.28
	2 40 m	1.76	1.24
	3 35.5 m	1.73	1.22



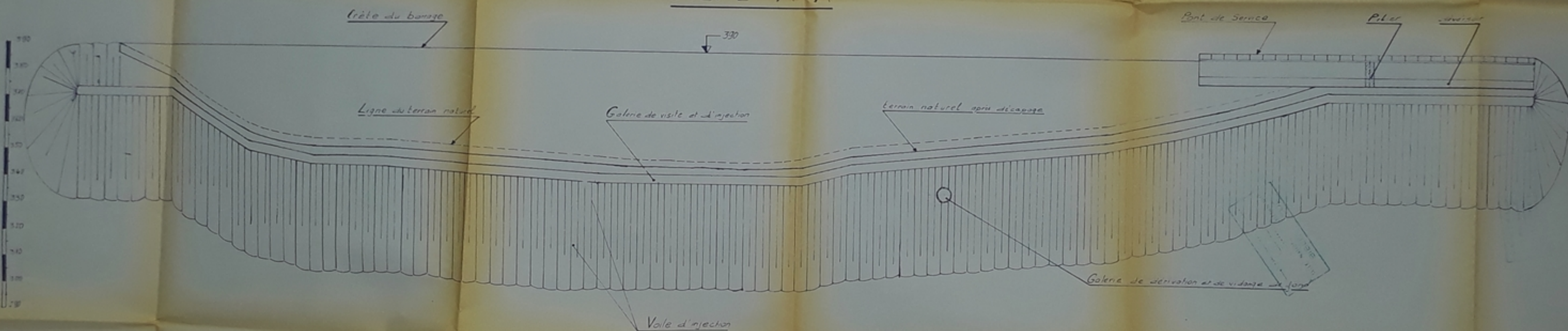
République Algérienne Démocratique et Populaire  
**ENP**  
 Ecole Nationale Polytechnique  
 Etude de Faisabilité  
 du Barrage de Fontaine  
 des Gazelles (ALGHAZALA)  
 Calcul de stabilité de la digue (Planche N°15)  
 (Cas de Fin de Construction) Ech. 1:500  
 (Planche N°15)  
 Révisé par M<sup>r</sup> LEANG LIM H  
 Professeur à l'ENP  
 Réalisé par les étudiants  
 - GHAI M<sup>r</sup> Noureddine  
 - ABDI Osmane  
 Sous la direction de M<sup>r</sup>  
 LEANG LIM H  
 Promulgué le 1965



Profil du terrain au droit de l'axe du barrage



COUPE A-A



Republique Algérienne Démocratique et Populaire

**ENP**  
Ecole Nationale Polytechnique

Etude de Faisabilité  
du Barrage de Fontaine  
des Crazelles (ALGHAZALA)

Profil du terrain au droit de l'axe du Barrage

Coupe A-A (vue de l'aval) Planche N° II

Proposé par M<sup>r</sup> LEANG-LIM-H  
Professeur à l'ENPA

Réalisé par les étudiants

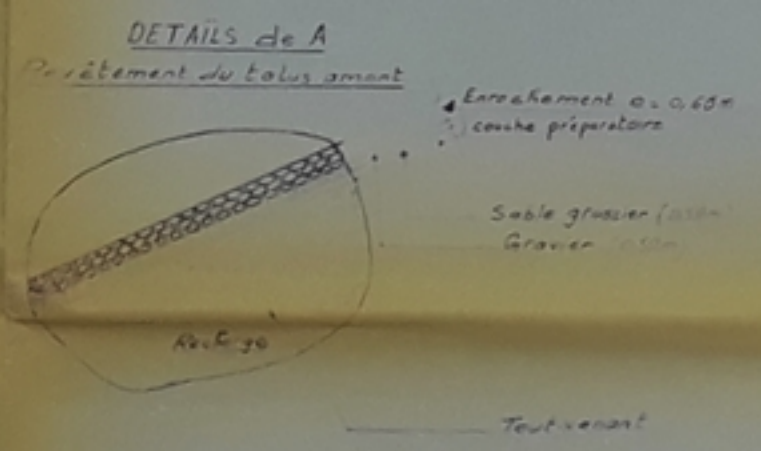
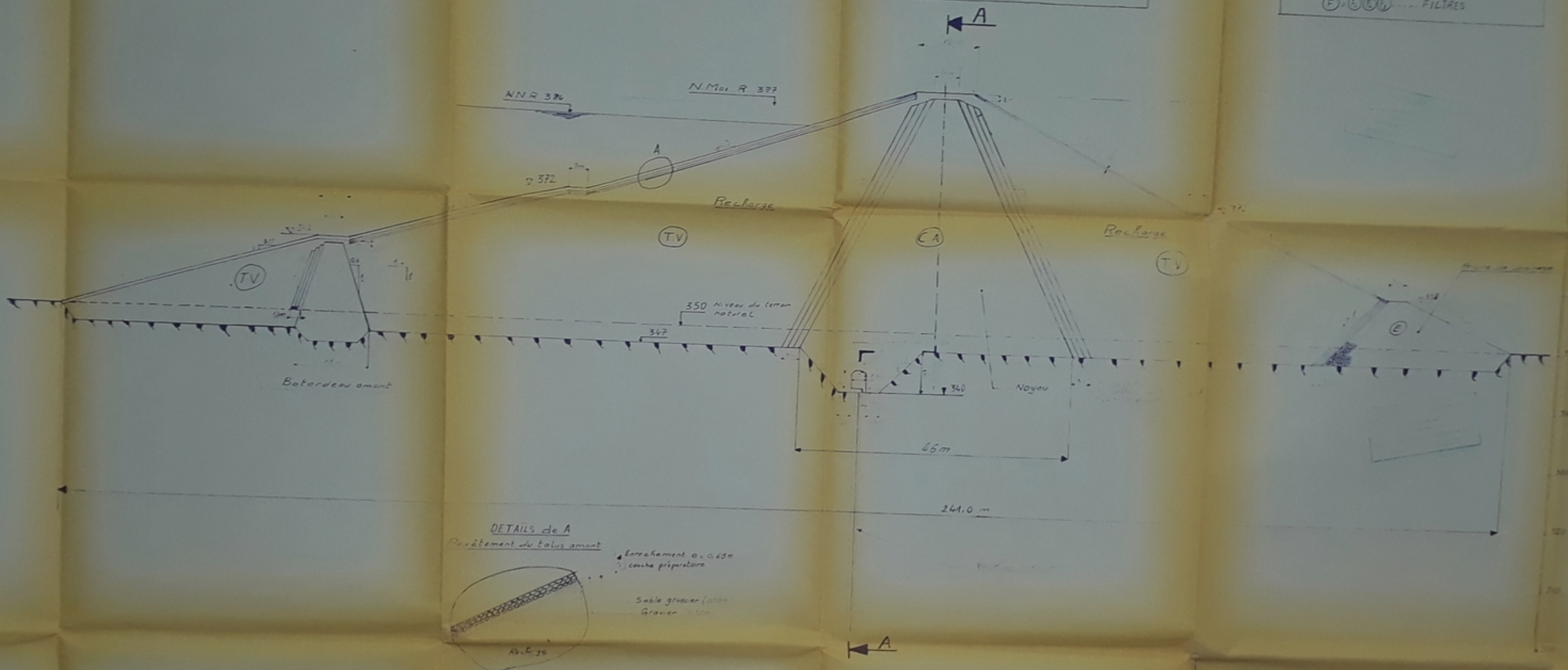
... GHATA M<sup>me</sup> Noureddine  
... ABDI Osmane

Sous la direction de M<sup>r</sup>  
LEANG-LIM-H

Émission Janvier 1985

# SECTION TRANSVERSALE TYPE DU BARRAGE

LEGENDE	
(CA)	COLLECTEURS ARBRES
(TV)	TOUT VENANT
(E)	ENROCHEMENTS
(F) (E) (F)	FILTRES



L.N.P.

NATIONAL POLYTECHNIC

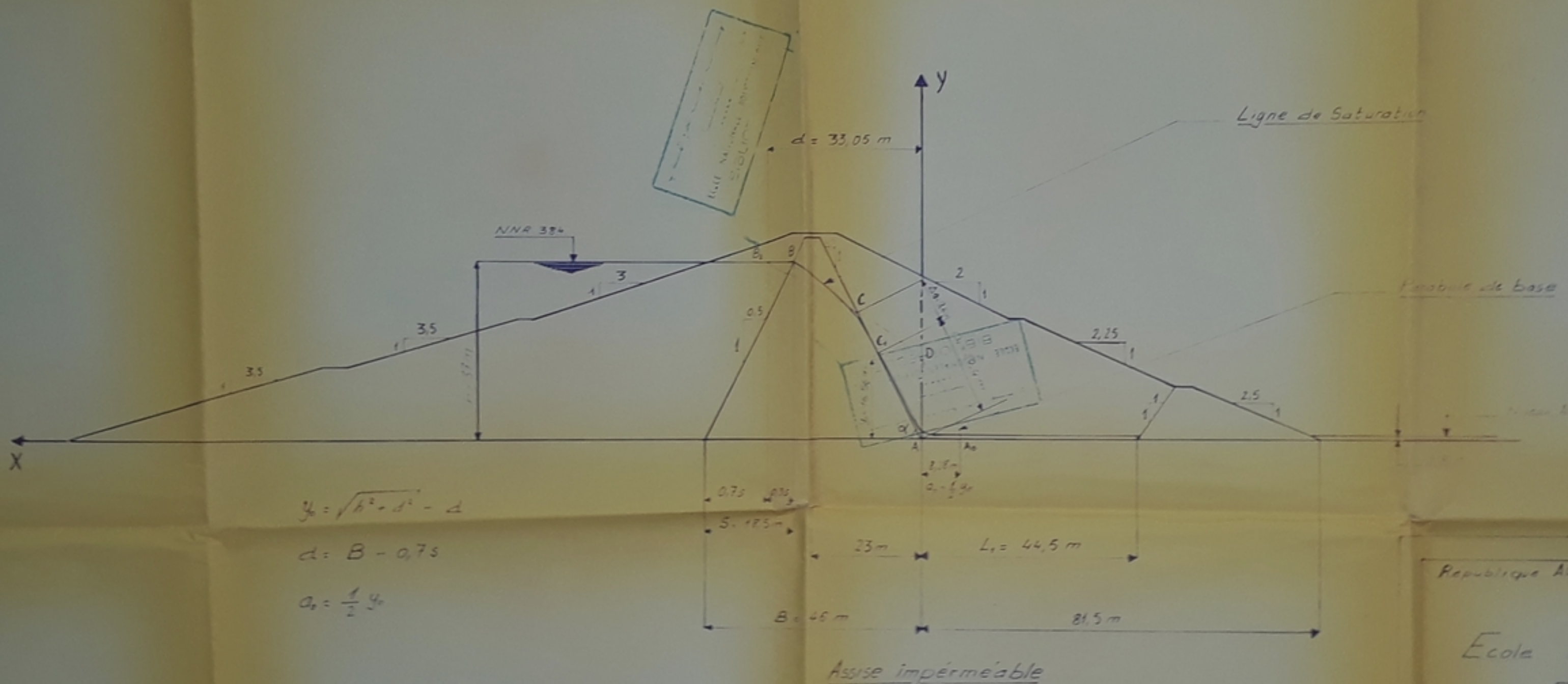
Etude de faisabilité  
 Passage de l'ouvrage  
 au stade (A.G. 2014)

Section transversale type de barrage  
 Plaque N°17 Echelle 1:250

Projet de loi  
 L. 2014-1120

L.N.P.

TRACE DE LA LIGNE DE SATURATION  
PAR LA METHODE DE KOZENY



$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$$d = B - 0.75$$

$$a_0 = \frac{1}{2} y_0$$

Republique Algérienne Démocratique et Populaire

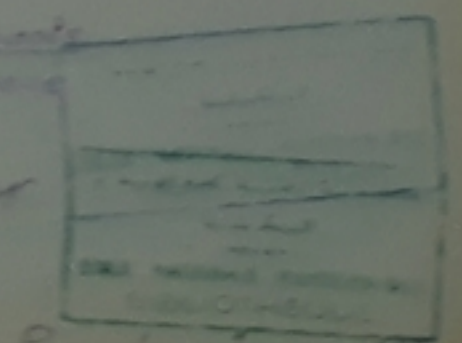
**ENP**  
Ecole Nationale Polytechnique  
Etude de Faisabilité  
du Barrage de Fontaine  
des Gazelles (ALHAZALA)  
(Planche N°13)

Détermination de la Ligne de Saturation  
(Méthode de Kozeny) Ech. 1:500

Proposé par M<sup>r</sup> LEANG LIM H  
Professeur à l'ENPA

Réalisé par les étudiants  
- GHATA M<sup>me</sup> Nourine  
- ABDI Osmane

Sous la direction de M<sup>r</sup>  
LEANG LIM H



Promulgué le 10/01/1982

