

1/86
18

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE DE FAISABILITE
D'UNE RETENUE COLLINAIRE
SUR L'OUED
AIN - KHABOUZIA
(WILAYA DE BOUIRA)

7 PLANCHES

Proposé par :
DHEF DE BOUIRA

Etudié par :
ABDELOUAHAB. B
MAIZ. B

Dirigé par :
BEDNARCZYK

PROMOTION : JANVIER 86

المقدمة : هذا مشروعنا هو سقي الأراضي الزراعية لمنطقة الخبوزية بكمية كافية من المياه
 ويقتصر هذا المشروع على الدراسة الهيدرولوجية للقاعدة والاشتمالية والمخاطر
 الهيدرولوجية للمنشآت الثانوية والكلفة المطلوبة لايجاز خواص الحوض التي تتم الحصول
 عليها حسب المعطيات الاصلية والدراسة هي :
 الارتفاع : الارتفاع = 13 م ، الطول : 1,9 كلم ، حجم كمية الماء = 850.000 م³
 نصريف الذي يسبب الفيضانات في كل ثلاثين سنة = 8 م³/ثا ، طول النزان = 0,23 كلم

Sujet : Etude de faisabilité d'une retenue collinaire sur l'Oued Ain Khabouzia.

Résumé : Le but de notre étude est de satisfaire le besoin en eau pour l'irrigation des terrains agricoles de la région de Khabouzia. Notre projet se limite sur l'étude hydrologique du site; optimisation; stabilité; calcul hydrotechnique des ouvrages annexes coût-estimation des ouvrages. Les caractéristiques de la retenue est obtenues d'après les données de bases et études :

Retenue : Hb = 13 m; l = 1,9 km capacité = 850.000 m³

Débit de crue trentenaire = 8,0 m³/s

Longueur du fetch = 0,23 km.

Sujet : the study of the design of small dam.

Astract: the object of our study is to satisfy the need of sufficient water for irrigation of agricultural lands in Khabouzia région our project is limited to the hydrological study and hydrotechnical and stability study for the secondary structures and the requiered cost for construction.

Neight (Hb) 13m; l = 1,9 km

capacity = 850.000 m³; May flood discharge every 30 years = 8,0 m³/s

Dams lenght = 0,23 km.



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

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à exprimer nos remerciements envers tous ceux qui de près ou de loin, ont contribué à la pleine élaboration de ce projet et tout particulièrement :

- à notre promoteur Mr S. BERNARCZYK professeur à l'E.N.P pour sa contribution à l'élaboration de cette thèse.
- le corps enseignant de l'école nationale polytechnique d'Alger pour l'ensemble de notre formation.
- le Sous-Directeur de la D.H.W de Bouira pour l'apport inestimable de documentation émanant de son service, ainsi que Mr LOUHLANI Hocine.
- Notre entière reconnaissance à nos amis pour leurs aides d'élaboration de ce mémoire, en particulier à Monsieur HADJ AISSA et Mr FERRAH Menouar.
- Nous ne saurions terminer sans exprimer notre respect aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

DEDICACES /

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

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

- A mes parents pour tout le sacrifice qu'ils ont consenti à mon égard.
- A mes frères et soeurs
- A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à ma formation.

ABDELOUAILAB BENALI

Je dédie cet ouvrage à la mémoire de ma regrettée mère que dieu à voulu rappeler à lui, en lui priant la miséricorde.

- A mes deux soeurs et mes deux frères qui m'ont beaucoup aidé durant toute ma formation
- A tout mes amis
- A mon petit frère Redouane.

/)/)AIZ BELKACEM/

INTRODUCTION/

CHAPITRE I

- I-1 Description du projet
- I-1-1 But et nature du projet
- I-1-2 Principales caractéristiques de la retenue collinaire de l'Oued Ain-Khabouzia
- I-2- Etude topographique
- I-2-1 Levé topographique
- I-3 Etude géologique du site
- I-3-1 But de l'étude
- I-3-2 Etude de reconnaissance réalisée sur le site
- I-3-2-1 Reconnaissance géologique
- I-3-2-2 Géologie de la cuvette
- I-3-2-3 Zone d'emprunt
- I-4 Aspect géotechnique
- I-4-1 Généralité
- I-4-2 Etanchéité de la cuvette

CHAPITRE II

Etude hydrologique

- II-1 Introduction
- II-2 Caractéristique du B.V
- II-3 Temps de concentration
- II-4 Pluviométrie
- II-4-1 Pluie moyenne annuelle
- II-4-2 Pluie moyenne annuelle de 24 h
- II-4-3 Pluie correspondant au temps de concentration
- II-5 Apports liquide
- II-5-1 Apport moyen annuel
- II-5-2 Apport annuel à 80 % de fréquence
- II-5-3 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel
- II-5-4 Evaporation
- II-5-5 Infiltration
- II-5-6 Coef de nissellement
- II-6 Etude des crues
- II-6-1 Débit des pointe de crue de différentes périodes de retour
- II-6-2 Hydrogramme de crue
- II-7 Transport solide
- II-7-1 Méthode de calcul de l'apport solide arrivant à la retenue

.../...

- II-8 Dimensionnement hydrologique du reservoir
- II-8-1 Calcul de l'effet de l'animation des crues
- II-8-2 calcul du rendement du reservoir
- II-8-3 Analyse du comportement du reservoir
- II-8-4 Calcul des dimensions optimales du reservoir et de son comportement
- II-8-5 Conclusion.

CHAPITRE III/ ETUDES HYDROTECHNIQUES DU BARRAGE

- III-1 Choix du type du barrage
- III-2 Dimensionnement du barrage
- III-2-1 Fuite des talus
- III-2-2 Protection des talus
- III-2-3 Niveaux des plus hautes eaux
- III-2-4 Calcul de la révanche
- III-2-5 Cote de la crête du barrage
- III-2-6 Hauteur du barrage
- III-2-7 Longueur de la crête
- III-2-8 Longueur de la crête
- III-2-9 Tassement
- III-2-10 Tranchée d'ancrage
- III-2-10 Tapis drainant et drains à pied
- III-2-12 Calcul de l'épaisseur du tapis filtrant
- III-2-13 Fondation de la digue

CHAPITRE IV/ STABILITE DE L'OUVRAGE

- IV-1 Stabilité hydraulique
- IV-1-1 Généralité
- IV-1-2 Infiltration et risque de renard
- IV-1-3 Protection de la digue contre l'eau et les infiltrations.
- IV-1-4 Position de la ligne de saturation
- IV-1-5 Estimation du débit de fuite
- IV-2 Stabilité
- 2-1 Généralité
- 2-2 principe de calcul
- 2-3 Méthode utilisée.

- 2-4 principe de la méthode suédoise
 - 2-5 forces agissantes sur une tranchée
 - IV-2-6 Moments des forces agissantes sur une tranchée.
 - IV-2-6-1 Moments des forces stabilisatrices
 - IV-2-6-2 moments des forces motrices
 - IV-2-7 coefficient de sécurité
 - IV-2-7-1 formules utilisées
 - IV-2-8 Cas étudiés
 - IV-2-9 Détermination du centre de cercle de glissement.
-

V-Couvrages annexes

- V-1 Généralités
 - V-2-Déivation provisoire
 - V-3-Evacuation de crue
 - V-3-1-Généralités
 - V-3-2-Choix du type de l'E.C
 - V-3-3-Déversoir
 - V-3.3.1-Calcul hydraulique du déversoir
 - V-3.3.2-Stabilité de l'évacuation de crue
 - V-3.4 - Canal évacuation
 - V-3.5 -Dissipation d'énergie
 - V-4 - Vidange de fond
 - V-4.1 -Vidange de fond
 - V-4.2- Prise d'eau.
-

VI- LE CHANTIER

- VI-1 Organisation du chantier
 - VI-2 -- Exécution des travaux
 - VI-2.1-Déviations des :
 - VI-2.2-Construction de l'évacuation de crue
 - VI-2.3 -Construction de la digue
 - VI-2.4-Tranchée de service.
 - VI-2.5- Tranchée d'ouvrage
 - VI-2.6 -Exécution du remblai
 - VI-2.7-Travaux de finition
-

VII-Estimation du coût

- Conclusions.

P L A N C H E S /

- 1 Plan d'implantation de la retenue collinaire sur l'oued Ain-Khabouzie
- 2 coupe géologique
- 3 profil en long de la digue
- 4 Profil en travers de la digue
- 5 Stabilité
- 6 Profil en long de l'évacuateur
- 7 Ouvrages annexes.

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

L'eau est l'élément vital pour le citoyen.

Resource précieuse, elle constitue aujourd'hui, à la fois, le facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole et l'élément déterminant pour la croissance du développement socio-économique.

Il est indéniable que des efforts importants ont été consentis par l'état durant ces dernières années, pour accroître la mobilisation de ressources en eau afin de répondre à la satisfaction des besoins de la population de l'industrie et de l'agriculture.

Cependant si effectivement des améliorations ont été constatées, principalement dans le domaine de l'alimentation en eau potable (A.EP), il n'en demeure pas moins que, pour l'agriculture et les zones rurales des efforts, importants restent à faire. Vue l'angle de l'effort d'investissement et des programmes mis en oeuvre, les actions engagées ces dernières années ont portées essentiellement sur la réalisation de grands barrages qui exigent de longs délais et qui ne peuvent avoir d'impact notable qu'à moyen et long termes et aussi sur les retenues collinaires, ces derniers permettent d'assurer une meilleure mobilisation des capacités de réalisation et de potentialités locales, notamment dans les régions qui offrent des conditions naturelles favorables, en outre ces petits ouvrages est faciles à réaliser, sont peu coûteux et ne nécessitent que des moyens locaux disponibles au niveau des Wilayas.

La D.H.E.F de Bouira, nous a proposée de faire l'étude de faisabilité de la retenue collinaire de oued Ain el Khabouzia, qui trouve dans la wilaya de Bouira. Des rapports tels que hydrologiques nous ont été remis. Notre étude est axée surtout sur la partie hydrologique, géologique du site et la conception.

hydrotechnique c'est à dire, retenue collinaire avec ses ouvrages annexes. Nous soulignons ainsi que cette étude contribue dans le ~~cadre~~ de notre formation, et nous donne ainsi un aperçu de la vie active future.

CHAPITRE I /Les études préliminaires :I- 1. Description du projet :I - 1. 1/ But et nature du projet :

La demande en eau pour l'irrigation de certains terrains agricoles à el Khabouzia impose de procéder à la création d'une retenue collinaire qui servira à satisfaire les besoins en eau pour cette région.

Le projet a pour objet l'étude d'exécution de la retenue collinaire de l'oued Ain el khabouzia sans prendre compte la mise en valeur des eaux stockées.

L'oued Ain el khabouzia est l'affluent de l'oued Soufflet (qui est ndmmé en amont de l'embauchure de l'oued El Ténine. Son bassin versant se trouve en moyenne à 7 km vers le nord ouest de la ville f'Ain Bessem. La site du bassin versant est accessible à partir de la route nationale N°18 sur le chemin inter-communale Ain Bessem - Khabouzia (Voir Plan de situation).

I- 1.2/ Principales caractéristiques de la retenue collinaire de l'oued Ain el Khabouzia :Retenue :

- Surface du bassin versant	14,1 km ²
- Volume de la retenue	850 000 m ³
- Volume mort	80 000 m ³
- Surface noyée (S.n)	19,2 ha

Digue :

- Hauteur maximale	13 m
- Revanche	1,2 m
- Côte de la crête	900 m
- Longueur de la crête	211,3 m
- Longueur en crête	4,0 m
- Pente : talus amont	1:3
- Pente : talus aval	1:2,5

Evacuateur :

- Type d'évacuateur : deversoir frontal	
- Débit de la crue	8,0 M ³ /s
- Longueur du seuil	6,0 m
- Lame d'eau	0,8 m

Périmètre :

- Surface irriguable	50 ha
----------------------	-------

I- 2/ Etude topographique :

I-2.1/ Levée topographique :

La D.H.E.F de Bouira a réalisée des études topographiques sur l'oued Ain el Khabouzia concernant :

- Un levé topographique de la cuvette en échelle 1/1000.
- Un levé topographique de la surface inondée et le volume d'eau, stockée en fonction des minéreaux dans la cuvette en échelle 1/1000.

Les levés topographiques ont été élaboré à partir d'un niveau choisi selon la carte d'état major.

I- 3/ Etude géologique du site :

I- 3.1/ But de l'étude : l'étude géologique nous ramène des éléments importants pour bien déterminer le type de barrage à adopter, et aussi il est nécessaire de connaître aussi complètement que possible la nature géologique des terrains de la cuvette et surtout ceux de la zone d'implantation du barrage. Il sera toujours nécessaire de faire des sondages. Pour les petites retenues on peut se contenter de forcer à la tarière ce qui permet un travail rapide et peu onéreux. Mais nous ne pouvons pas oublier le facteur économique qui joue un rôle très important, il est souvent le dernier qui impose à prendre la décision définitive sur le choix du type de barrage à adopter.

I-3.2/ Etudes de reconnaissances réalisées sur le site :

Dans le programme de reconnaissance, ont été examiné tous les sites possibles le long de l'oued, qui présentent des qualités intéressantes du point de vue topographique y compris la situation du terrain à irriguer. Les constatations ont permis de choisir le site le plus favorable à l'aval de l'embauchure droite d'un oued anonyme qui se trouve à l'amont de l'embauche de l'oued Ténine, à une distance de 1,5 km environ. En amont et aval de cette embauchure se trouve une vallée large avec la pente douce du lit de l'oued formant une cuvette volumineuse. La formation de la superficie nous a permis de choisir l'axe de la digue sur une trace, où la surface du côté droit de la vallée est en rocher, qui présente un grand avantage pour l'implantation de l'évacuateur. Le coursier sera presque naturel sur le rocher.

I-3.2.1/ Reconnaissance géologique :

Le bassin versant se constitue les couches âgées de crétacé se composant d'argile chisteuse en masse et des bancs de marne intercalés en les couvrant par argile terrestre et alluvionnaire sur le fond de la vallée. Pour déterminer la nature des sols se trouvant sur le site en question, une campagne de reconnaissance géotechnique constituant à l'excavation des puits et des essais de laboratoire a été effectuée. Les puits ont été approfondis par pelle mécanique à l'assistance technique de D.H.E.F. Les échantillons du sol prélevés de ces puits ont été examinés au laboratoire de la D.G.I.H.

I-3.2.2/ Géologie de la cuvette :

Les puits approfondis sur l'axe ont traversé les couches alluvionnaires et terrestres, se reposant sur l'argile chisteuse crétacée (couche de base) mettant en évidence ainsi la nature de la structure géologique. Au fond, il y a une couche alluvionnaire argileuse pratiquement imperméable ayant une épaisseur de 2,7m à 3,5 m et elle ne contient qu'une petite lentille de sable argileuse parfaitement isolée par argile, se reposant sur la surface d'argile crétacée.

I- 3.2.3/ Zone d'emprunt :

L'argile apte à la digue peut être suffisamment exploitée à partir des couches superficielles (argile alluvionnaire et terrestre) se trouvant dans la cuvette. L'excavation doit être effectuée d'une manière à approfondir la cuvette afin de capter l'apport solide. En revanche Les matériaux filtrants et l'agrégat de béton ne sont pas disponibles sur le site immédiat, ils doivent être transportés de la vallée de l'oued Djenas par exemple.

I-4 / Aspect géotechnique :

I-4.1/ Généralités :

Il est à noter que seul l'essai d'identification (limite d'atterberg) et l'essai de compactage ont pu être réalisés, c'est ainsi que des valeurs estimées de frottements internes (φ) et de cohésion (C) ont été appliqués au dimensionnements de la digue et des ouvrages.

I-4.2/ Etanchéité de la cuvette :

Afin d'avoir une cuvette pratiquement étanche, il ne faut pas couper qu'une zone superficielle détendue par la végétation; autrement dit on doit réaliser une tranchée d'encrage en argile, dont la profondeur est 1 m. Au fond de la vallée, et sur les rives elle atteint consécutivement 0,5m (sur la rive droite) et 0,6m (sur la rive gauche).

CHAPITRE II /Etude Hydrologique :II-1/ Introduction :

La présente étude hydrologique, a été élaborée dans le cadre du projet d'exécution de la retenue collinaire de l'oued Ain El Khabouzia afin de fournir les éléments hydrologiques nécessaires pour la conception et le dimensionnement de la digue et de ses ouvrages correspondants et pour la projection de l'aménagement d'irrigation adhésif et de l'utilisation de la retenue.

Par la suite nous présentons les caractéristiques principales du régime hydrologique suivant :

- La pluviométrie
- Les apports liquides
- La répartition mensuelle de l'apport annuel
- Les débits et volumes des crues de probabilités différentes
- l'évaporation
- le transport solide
- le rendement de la retenue (dimensionnement hydrologique du réservoir)

II-2/ Caractéristique du bassin versant :

L'oued Ain el khabouzia est un affluent de l'oued Soufflat qui s'abouche à l'oued Djemaa qui est l'un des plus important affluent de l'oued Isser. La section favorable pour le barrage est située en aval du confluent de deux branches principaux de l'oued Ain Khabouzia. Le bassin versant de cette section est assez plat, la différence des altitudes max. et Min. n'atteint guère les 100m et il est assez concentré. Notre bassin est caractérisé par les coordonnées qui sont situées dans le tableau suivant :

Tableau 1 / Indices numériques lu bassin versant
de l'oued Ain Khabouzia.

COORDONNEES	SUPERFICIE	PERIMETRE	RAYON EQUIVALENT
X = 580,475 Y = 336,525 Z = 655m. NGA	S = 14,1km ²	P = 18,2 km	$r = \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2,12m$
Coéf. de capacité de GRAVELIUS	Rayon maximum	indice comparatif	longueur de l'oued
KG = 0,28 $\frac{P}{\sqrt{S}} = 1,37$	r max = 5,54 km	$I = \frac{r_{max}}{r} = 2,62$	L = 4,9 km
Somme des long. des oueds	densité de drainage	altitudes	Rectangle équivalent.
$\sum Li = 16,7km$	$D = \frac{\sum Li}{S} = 1,18$	h max = 769m NGA h moy = 712m NGA h min = 655m NGA	L1 = 7,12 km L2 = 1,98 km
Pente de l'oued (de Thalweg)	Pente moyenne	pente de M. Roche	coéf. de tortu- alité.
$I_{th} = 0,0204$	$I_m = \frac{D \cdot L_c}{S} = 0,0576$ D (dif. de niveau entre 2 courbes de niv. consécut.) D = 20 m. Lc = 40600 m. Lc (long. Totale des courbes de niv.)	$I_a = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \beta_i (a_i - a_{i-1})$ = 0,0719	$C_t = D_{or} \cdot F = 2,27$
Pluviométrie selon la carte chaumont 1910/1963	Moyenne des pluies en 24h (1910-1975)	Coéf. de variation des pluies de 24h max.an. selon carte Body	
Pluie moy. annuelle Pm = 580 mm/an selon les obs à Khabouzia (69-78) Pm = 520 mm/an	$\overline{P_j} \max = 49mm$	b = 0,34	

II-3. Temps de concentration :

Pour estimer le temps de concentration t on utilise la formule Ventura .

$$t = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{I_{th}}}$$

où I_{th} : pente de l'oued (du Talweg)

$$I_{th} = 0,0204$$

S = Superficie du bassin versant

$$S = 14,1 \text{ km}^2$$

d'où $t = 3\text{h}$

II-4/ Pluviométrie :

II-4.1/ Pluie moyenne annuelle:

La pluie moyenne annuelle à été estimée en partant de la carte de chaumont, cette carte fournit les valeurs : 580 - 610 mm/an. avant les analyses détaillées, la DHEF de Bouira a suggéré une diminution de 10 % des données de la carte de chaumont, alors les valeurs acceptées sont : 520 - 550 mm.

II-4.2/ Pluie maximale annuelle de 24h :

Au cours des calculs de pluie maximale de 24h appartenant au différentes fréquences, il est admis d'utiliser la loi de Gumbel. la loi de Gumbel nécessite les valeurs de la moyenne et du coefficient de variation. Les moyennes des pluies maximales annuelles de 24h et leur coefficient de variation sont extrait des cartes de body de l'INRH, les cartes sont construites en 1980. On a accpeté les valeurs des cartes mentionnées sans modification. Alors la moyenne des pluies annuelles maximale à 24h doit être :

$$P_j \text{ max.} = 49 \text{ mm/j}$$

et leur coefficient de variation

$$C_v (P_j \text{ max}) = 0,43.$$

selon la loi Gumbel.

$$P_j^T \text{ max} = \bar{P}_j^T \text{ max} \left[1 + K^T C_v (P_j \text{ max}) \right]$$

$$\text{où } K^T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left(\ln \ln \frac{T}{T-1} + \gamma \right)$$

et $P_j^T \text{ max}$: pluie maximale de 24h de T période de retour.

$\gamma = 0,577$ (constante de la loi de distribution ; constante d'Euler-Masche Roni).

Les valeurs calculées sont dressées dans le tableau ci-dessous :

PLUIE MAXIMALE DE 24h (P_j^T max)	
Période de retour T_1 (ans)	Pluie selon la loi de Gumbel mm/j
2	46
5	64
10	75
20	88
30	95
50	104
100	115

II- 4.3 Pluie correspondantes au temps de concentration.

Les hauteurs de pluies et les intensités respectives des différentes périodes de retour T correspondant au temps de concentration sont calculées en partant de la formule de Mantanari qui est comme suit :

$$P_{t_c}^T \text{ max} = P_{j\text{max}} \left(\frac{t}{24} \right)^b.$$

où $P_{t_c}^T$ max : pluie de durée de période de retour T

b = exposant climatique

d'après la carte de Body $b = 0,35$.

les résultats de calcul sont dressées dans le tableau suivant :

données des pluies correspondants au temps de concentration t							
Période de retour T (an)	2	5	10	20	30	50	100
Intensité (mm/h)	7,3	10,3	12,2	14,2	15,3	16,7	18,5
Hauteur mm	22	31	37	42	46	50	54

II-5 Apport liquide :

II-5.1/ Apport moyen annuel :

Pour avoir une estimation acceptable on a adopté les valeurs graphiquement homogénéisées des stations de voisinage de l'ain Tasta de Dechmia resp de pont de traille et de Lakhdaria on a complété et vérifié la figure de l'ENERGOPROJEKT concernant la relation de ruissellement et de précipitation moyenne par des données observées dans la dernière période de temps d'observation (fig.1). Donc le ruissellement annuel moyen pour une pluie moyenne annuelle 520 mm/an est \bar{R} $\bar{R} = 80$ mm/an qui correspond au débit spécifique : $\bar{q} = 2,5$ l/s km².

Remarque : En calculant par les précipitations de la carte chaumont on obtiendrait :

$\bar{R} = 125$ mm/an ruissellement et $\bar{q} = 4,0$ l/s km² débit spécifique.

Pour avoir une sécurité acceptable on suggère : $\bar{R} = 80$ mm/an ; qui correspond à un apport total .

$$\bar{A}_p = \bar{R} \times 5 \times 10^3 = 1,1 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$$

II- 5.2 Apport annuel à 80 % de fréquence :

Pour avoir une estimation approchée au rendement du réservoir on a calculé l'apport annuel à 80 % de fréquence (de sécurité 4ans sur 1) on a adopté les courbes de fréquence calculées des observations de Ain Tasta, de Dechmia, pont de traille (fig 2)

Les 3 courbes de fréquences des valeurs réduites de 3 stations Ain Tasta, Dechmia, pont de traille sont fortement différentes, les valeurs de fréquences de 80 % sont :

$$\text{a Ain Tasta : } \frac{A_p(80\%)}{\bar{A}_p} = 0,3$$

$$\text{a Dechmia : } \frac{A_p(80\%)}{\bar{A}_p} = 0,58$$

$$\text{a pont de traille : } \frac{A_p(80\%)}{\bar{A}_p} = 0,44$$

Pour notre cas on a accepté la relation : $\frac{A_p(80\%)}{\bar{A}_p} = 0,44$

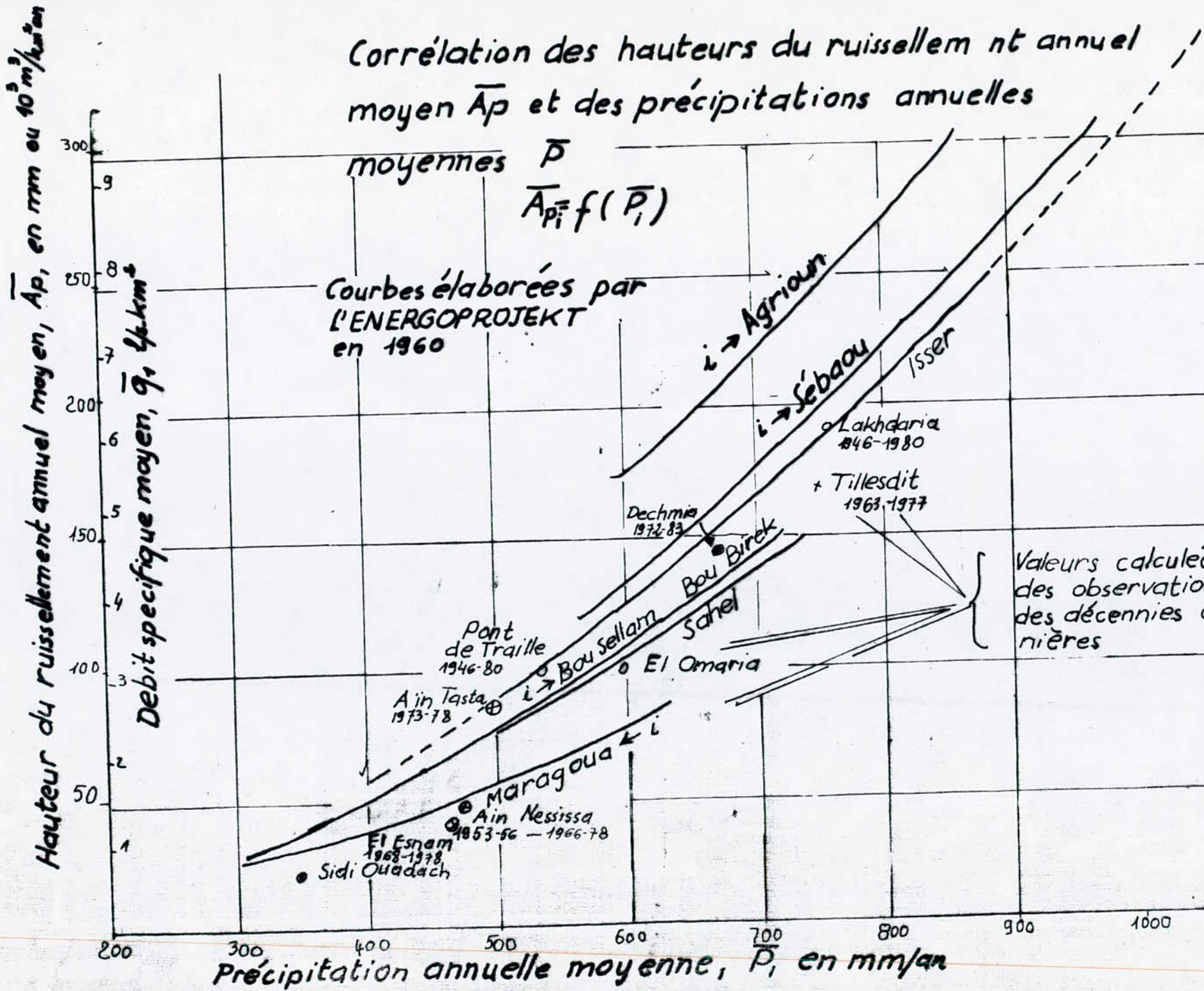
donc l'apport annuel à 80 % de fréquence pour notre cas est :

$$A_p(80\%) = 0,44 \bar{A}_{pk} = 0,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}.$$

Corrélation des hauteurs du ruissellement annuel moyen \bar{A}_p et des précipitations annuelles moyennes \bar{P}

moyennes \bar{P}
 $\bar{A}_p = f(\bar{P})$

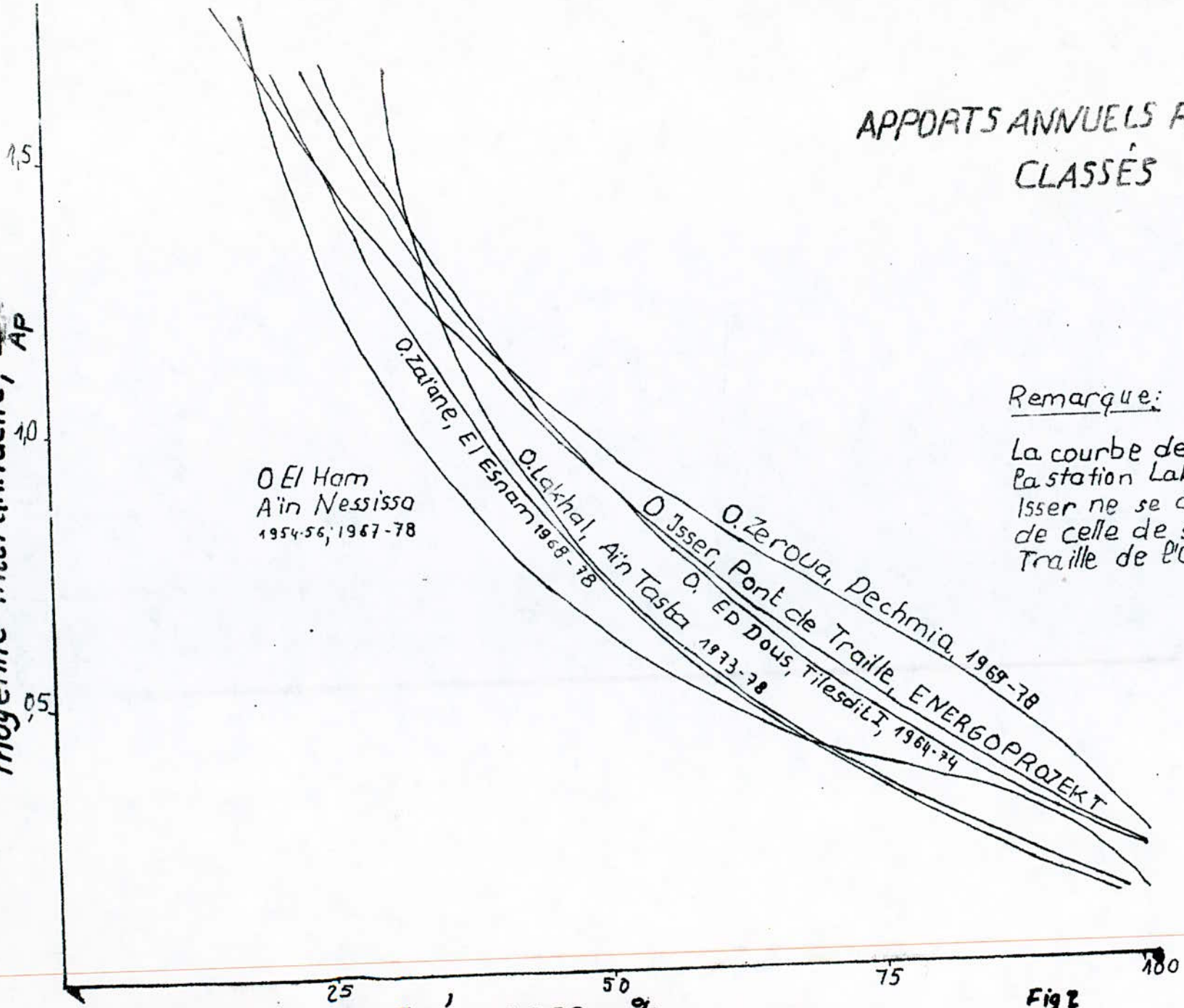
Courbes élaborées par
 L'ENERGOPROJEKT
 en 1960



Valeurs calculées
 des observations
 des décennies der-
 nières

Fig 1

Valeurs réduites des apports annuels par rapport à la
moyenne inter-annuelle, $\frac{AP_i}{AP}$



APPORTS ANNUELS RELATIFS CLASSÉS

Remarque:

La courbe des apports de la station Lakhdamia de l'Oued Isser ne se diffère guère de celle de station Pont de Traïlle de l'Oued Isser.

Fréquence, %

Fig 2

100

II- 5.3 Répartition mensuelle de l'apport annuel :

L'estimation de la répartition mensuelle de l'apport moyen à été effectué à l'aide des données des stations d'Ain Tasta, de Dechmia et de pont de traïlle. Les résultats se trouvent dans le tableau suivant :

MOIS	Apports mensuels moyens				en $10^3 \text{ m}^3/\text{mois}$
	en % où l'apport moyen annuel				
	Ain Tasta	Dechmia	Pont de traïlle	site de barrage	Section
	G U E D S				
Lakhal	Zerouz	Isser	Khabouza		
Septembre	1,5	5,2	1,7	2	22
Novembre	0,5	1,2	5,6	2	22
Novembre	2,5	2,6	7,6	3	33
Décembre	4,0	7,6	12,7	7	77
Janvier	10,0	8,1	16,4	10	110
Février	31,0	26,2	17,8	26	286
Mars	26,0	27,9	17,2	25	275
Avril	16,0	11,4	11,8	15	165
Mai	5,0	5,3	6,3	6	66
Juin	2,0	1,8	1,8	2	22
Juillet	1,0	1,4	0,7	1	11
Août	0,5	1,1	0,4	1	11

II-5.4/ Evaporation:

Selon les observations du bac évaporatoire de la station Sétif en envisageant la pluviométrie de la région des sections, on a estimé les valeurs moyennes mensuelles des pertes en mm/mois.

Remarque : Au cours du calcul du rendement du réservoir et de son comportement on a utilisé les données d'évaporation comme variables aléatoires. Les résultats se trouvent dans le tableau suivant

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Perte d'évaporation moyenne estimée.	130	80	50	30	20	30	70	100	120	150	240	230
E1 (mm/mois)											$\sum =$	1250

II-5.5/ Infiltration :

On suppose que l'infiltration dans la première heure de la pluie est 25 mm/h et dans les ultérieurs 1,0 mm/h. Les valeurs sont motivées par le taux des terrains labourés et par les pentes relativement faible. Donc l'infiltration totale dans le temps de concentration de 3h est : $25 + 2 \times 1 = 27$ mm.

II-5.6 Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement correspondant aux périodes de retour différentes sont calculées comme suit :

$$\alpha = \frac{R}{P} \text{ et } R = P - I \text{ donc } \alpha = \frac{P - I}{P}$$

P : précipitation (C.A.d hauteur en mm).

I : Infiltration

R : ruissellement

Les résultats sont dressés dans le tableau suivant :

Période de retour T1(an)	2	5	10	20	30	50	100
Coefficient de ruissellement	—	0,13	0,29	0,36	0,41	0,46	0,50

II- 6/ Etude des crues :

II-6.1/Débits de pointe des crues de différente période de retour :

Faute des observations directe des débits de crues de différentes période de retour ont été déterminé par la méthode de l'analogie hydrologique par les données de l'oued Zeroua et de l'oued Isser. La supposition hypothétique de la méthode rationnelle en cas de petits bassins versants est bien acceptable, la durée de l'averse critique est égale au temps de concentration.

Donc la formule de base s'écrit :

$$Q^T_{\max} = \frac{C_t I_t^T S}{3,6} \text{ m}^3/\text{s}.$$

où Q^T_{\max} : débit de pointe de crue d'une période de retour T en m^3/s .

C_t : coefficient de ruissellement

I_t^T : Intensité de la pluie en mm/h

S : superficie du bassin versant en km^2 .

Les résultats sont dressés dans le tableau ci-dessous :

Période de retour T(an)	2	5	10	20	30	50	100
Débits de pointe de crue Q_{max}^T (m ³ /s)	(2)	5	13	20	25	30	38

Comme le réseau des oueds est rare et que les pentes du bassin versant, ^{font défaut} on suggère une diminution des débits par 20 %. Les valeurs acceptées donc sont :

$$Q_{q}^{T=2}_{max} = 2,0 \quad - \quad Q_{max}^{T=5} = 4,0 \quad - \quad Q_{max}^{T=10} = 10,0 \quad - \quad Q_{max}^{T=20} = 16$$

$$Q_{max}^{T=30} = 20 \quad - \quad Q_{max}^{T=50} = 24 \quad - \quad Q_{max}^{T=100} = 31 \text{ m}^3/\text{s}$$

II-6.2/ Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue fut estimé par voie synthétique en se basant sur le temps de concentration calculé par les formules. La montée de la crue, le temps de base, dure juste le temps de concentration donc le temps de montée : $t_m = 3,0h$
- le temps de base : $t_b = 9,0h$.

l'hydrogramme de crue à la période de retour de 30 ans est présenté à la fig (3).

Les valeurs estimées de volume de crue aux fréquences sont dressées dans le tableau ci-dessous :

Période de retour T(an)	Volume de crue V en 10 ³ m ³ ;
2	30
5	60
10	180
20	270
30	330
50	420
100	510

II-7/ Transport solide :

II-7.1/Méthode de calcul de l'apport solide arrivant à la retenue :

Formule générale : $VA = \frac{A_s + A_r + A_n}{D} \text{ (m}^3/\text{an)}$

VA : volume d'apport arrivant à la retenue (m³/an)

A_s : Volume d'apport solide en provenance des surfaces (t/an)

A_n : Volume d'apport solide en provenance des espaces.

OUED AIN KHABOUZIA

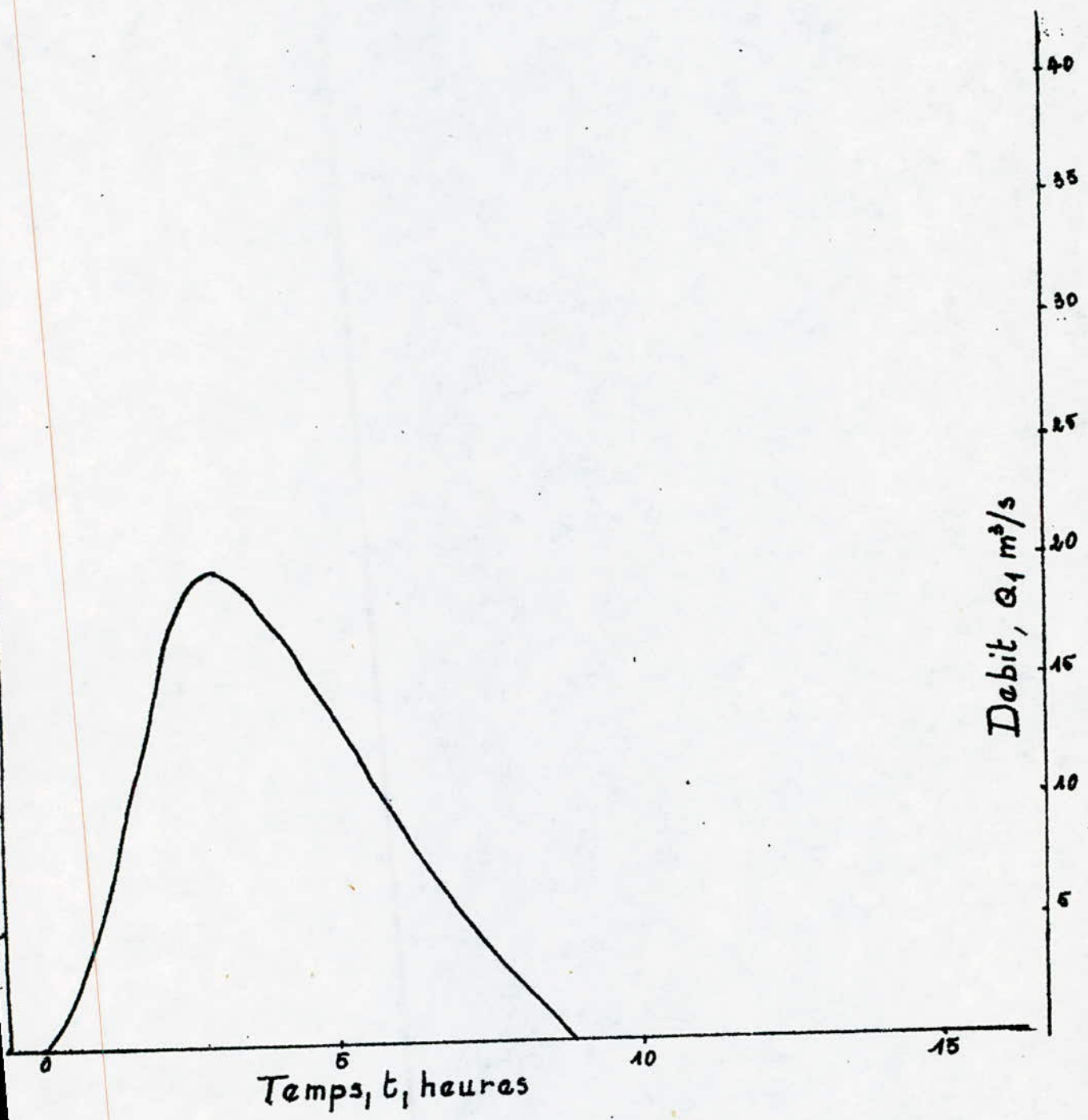


fig.3

D : densité d'apport solide (t/m³)

Calcul du volume d'apport solide en provenance des surfaces.

$$A_s = \frac{S_d \ S \ T}{100} \quad (t/an)$$

S_d : quantité probable des sols déplacés sur la surface (t/ha par an).

S : surface du bassin versant sauf des forêts et des espaces intérieures (ha)

T : partie du sol déplacée arrivant à la retenue en %.

Calcul de S_d :

$$S_d = R.K \ L_s \ C.P \ (t/ha \ par \ an) \quad \text{formule de WISCHNEIR-SMITH.}$$

R : Indice d'érosion

K : facteur d'érodabilité du sol

L_s : facteur topographique

C : facteur de couverture végétale

P : facteur de culture du sol

T : partie du sol déplacée

Calcul de A_r :

$$A_r = R.L. \ L_s \ K_s \ S_r \ (t/ha/an)$$

K_s : Coefficient faisant intervenir l'ensemble des facteurs d'érodabilité du sol K & des facteurs topographiques L_s.

Les résultats de calculs nous ont été remis par la DHEF de Bouira. Apport solide avant les travaux de protection m³/an est : 1270 m³/an à 100 %. après les travaux de protection : 760 m³/an à 60 % .

le volume mort : AK = 80 000 m³.

II-8 Dimensionnement hydrologique du réservoir :

II-8.1/ Calcul de l'effet de lamination des crues :

Pour estimer l'effet de diminution du débit de pointe de crue provoquée par le réservoir projeté, on a appliqué la méthode graphique-analytique nommée JUHASZ-SORRENSEN en supposant avoir une cuvette pleine. La construction et son résultat "la courbe de rendement de diminution de crue" sont représentés sur la figure (4).

Les calculs ont été effectués pour les niveaux du seuil d'évacuateur différents.

$H_c = 893,0$; $H_c = 894,0$; $H_c = 895,0$; $H_c = 896,0$;

$H_c = 897,0$; $H_c = 897,5$; $H_c = 898,0$ m N.G.A

On a appliqué les déversoirs aux largeurs différentes.

($L = 0$) ; $L = 1,0$; $L = 2,0$; $L = 3,0$; $L = 4,0$; $L = 5,0$

$L = 6,0$; $L = 7$; $L = 8$ et ($L = \infty$) m

On a analysé les crues aux temps de retour à $T = 100$;

$T = 50$; $T = 25$; $T = 10$ et $T = 5$ ans.

Pour avoir une démonstration la graphique, on a spécifié la construction concernant le niveau $H_0 = 893$ m NGA et la crue trentenaire. Cette graphique mentionné démontre bien que l'approche linéaire de MM. Marone et BUKOVSKY est adaptable. Des abaques on voit que l'effet de lamination de crue fortement s'augmente avec l'altitude du seuil de l'évacuateur. Tandis que le déversoir situé au niveau 893,0 m NGA à une largeur minimale de 6 m laminé au débit de pointe trentenaire $20 \text{ m}^3/\text{s}$ à $15 \text{ m}^3/\text{s}$, avec une hauteur de lame déversant à 1,2m et le débit centenaire de $31 \text{ m}^3/\text{s}$ à $23 \text{ m}^3/\text{s}$ avec une hauteur de 1,60 m. Le déversoir au niveau 898,0 m NGA diminue le débit trentenaire à $8 \text{ m}^3/\text{s}$ avec hauteur 0,8 m et le débit centenaire à $14 \text{ m}^3/\text{s}$ avec une hauteur 1,15m. Dans ce cas la hauteur 1,5m de lame déversant donne une sécurité mainte fois plus grande qu'une hauteur 2,0 m au dessus d'un déversoir se situant plus bas (soit au niveau 897m NGA). Les résultats de calculs sont dressés dans le tab. ci-dessous:

Altitude du seuil du déversoir H m NGA	L = 6,0m ; largeur du déversoir											
	Temps de retour T des débits de crue aval. Q_{\max} aval qui se déversent avec la hauteur h											
	5		10		20		30		50		100	
	$T_{Q_{\max}}$ m ³ /s	h m	Q_{\max}^T m ³ /s	h m	Q_{\max}^T m ³ /s	h m	Q_{\max}^T m ³ /s	h m	Q_{\max}^T m ³ /s	h (m)	Q_{\max}^T m ³ /s	h (m)
8870 (fd vallée)	4*	-	11*	-	17*	-	20*	-	25*	-	34*	-
893,0	2,5	0,37	7,5	0,80	13	1,15	15	1,27	19	1,48	23	1,69
894,0	1,9	0,32	5,6	0,60	9,5	0,94	12	1,09	15	1,27	19,5	1,51
895,0	1,8	0,31	5,4	0,64	9,2	0,92	11,3	1,05	14,5	1,24	18,5	1,46
896,0	1,7	0,30	4,9	0,60	8,8	0,89	10,4	0,99	13,6	1,19	17,5	1,41
897,0	1,4	0,28	4,7	0,58	7,7	0,81	9,3	0,92	12,5	1,12	16,2	1,34
897,5	1,3	0,25	4,5	0,57	7,5	0,80	9,0	0,90	12,3	1,11	16	1,32
898,0	1,2	0,24	4,0	0,53	6,8	0,75	8,0	0,83	10,5	1,02	14,2	1,22

Remarque : La sécurité contre les crues est bien caractérisée par lamination parfaite des crues aux temps de retour différentes.

Ces données se trouvent dans le tableau suivant :

$Q_{\max, \text{aval}}^T L_0 = 0$ (emmagasinement entier des crues arrivant).						
Altitude du seuil du réservoir c a d du niveau normal H_m NGA	Enlèvement du niveau au dessus d'altitude du réservoir, c-a-d au dessus du niv. normal					
	Tps de retour des crues emmagasinées entièrement					
	5	10	20	30	50	100
	T ans					
	enlèvement h^T m					
893,0	0,70	2,0	2,6	2,85	3,5	4,1
894,0	0,50	1,3	2,1	2,4	3,1	3,85
895,0	0,45	1,2	1,9	2,1	2,6	3,15
896,0	0,40	1,05	1,65	1,95	2,3	2,7
897,0	0,35	0,95	1,45	1,60	1,95	2,25
897,5	0,32	0,90	1,35	1,45	1,80	2,10
898,0	0,30	0,80	1,15	1,30	1,60	1,9

Ces calculs sont faits en supposant que la crue arrivant trouve un réservoir plein c-a-d il n'y a rien de consommation.

II-8.2/ Calcul de rendement du réservoir :

La famille des courbes de rendement de la retenue $K = f(M, P)$

K : volume de la retenue en 10^3 m^3

M : demande annuelle à livrer de la retenue en $10^3 \text{ m}^3/\text{an}$.

$P = P_t$: la sécurité en temps fig.(5)

$P = P_v$: la sécurité volumétrique fig. (6)

se trouve sur la figure 5 & 6.

Ces courbes représentent les résultats des calculs faits par l'ordinateur suivant un modèle spécial de queues construit par M.MORAN en 1958, introduit en Algérie par MM Roux et Bernier, développé et généralisé en Hongrie.

Les calculs s'étaient effectués par l'unité de temps à $\Delta t = \frac{1}{2}$ an et on a adopté l'hypothèse de M. Moran, selon laquelle le remplissage de la cuvette s'avance, la période de la consommation. Donc les capacités K calculées au cours de ces calculs sont surestimées. Cette surestimation est en faveur de la sécurité. Le redement garantis par la sécurité en temps $P_t = 0,8$ sont dressés dans le tableau suivant. La P_t sécurité en temps garantis une consommation (redement) totalement satisfaite pendant 80 % pourcentage des années d'une période assez longue, quand au 20 % pourcentage des années il y aura des restrictions dans la consommation.

Dans la deuxième partie du tableau ce sont des consommations (rendement) garanties par la sécurité volumétrique $P_v = 0,75$ qui se trouvent. On y rappelle que la sécurité volumétrique est le rapport de la moyenne des consommations réelles \bar{M}_r , et la demande M1 donc.

$$P_t = \frac{H_0}{M} \quad \text{et} \quad H_0 = M \quad \text{si } \xi > M \\ M_r = \xi \quad \text{si } \xi < M$$

ξ : volume d'eau emmagasiné au début de la consommation.

Les tableaux sont comme suit :

Capacité K, 10^3 m^3	Les variantes analysées				
	270**	510**	670**	770*	850**
Altitude normale.	894,0	896,0	897,0		898,0
H_0 , m NGA					

rendements garantis par .

Sécurité en tps à $P_t = 80\%$, $M = f(K, P_t)$	330	500	570	610	630
sécurité volumétrique à : $P_v = 75\%$; $M = f(K, P_v)$	540	720	810	850	900

Remarque : * capacité envisagée - ** capacité brute.

Les calculs ont été faits en se basant sur les observations des stations limnimétriques Dechmia et Ain Tasta. La site et l'oued se situent entre les deux stations donc on peut estimer l'intervalle de confiance de ces calculs.

Courbes caractéristiques de la retenue

P_L sécurité en temps

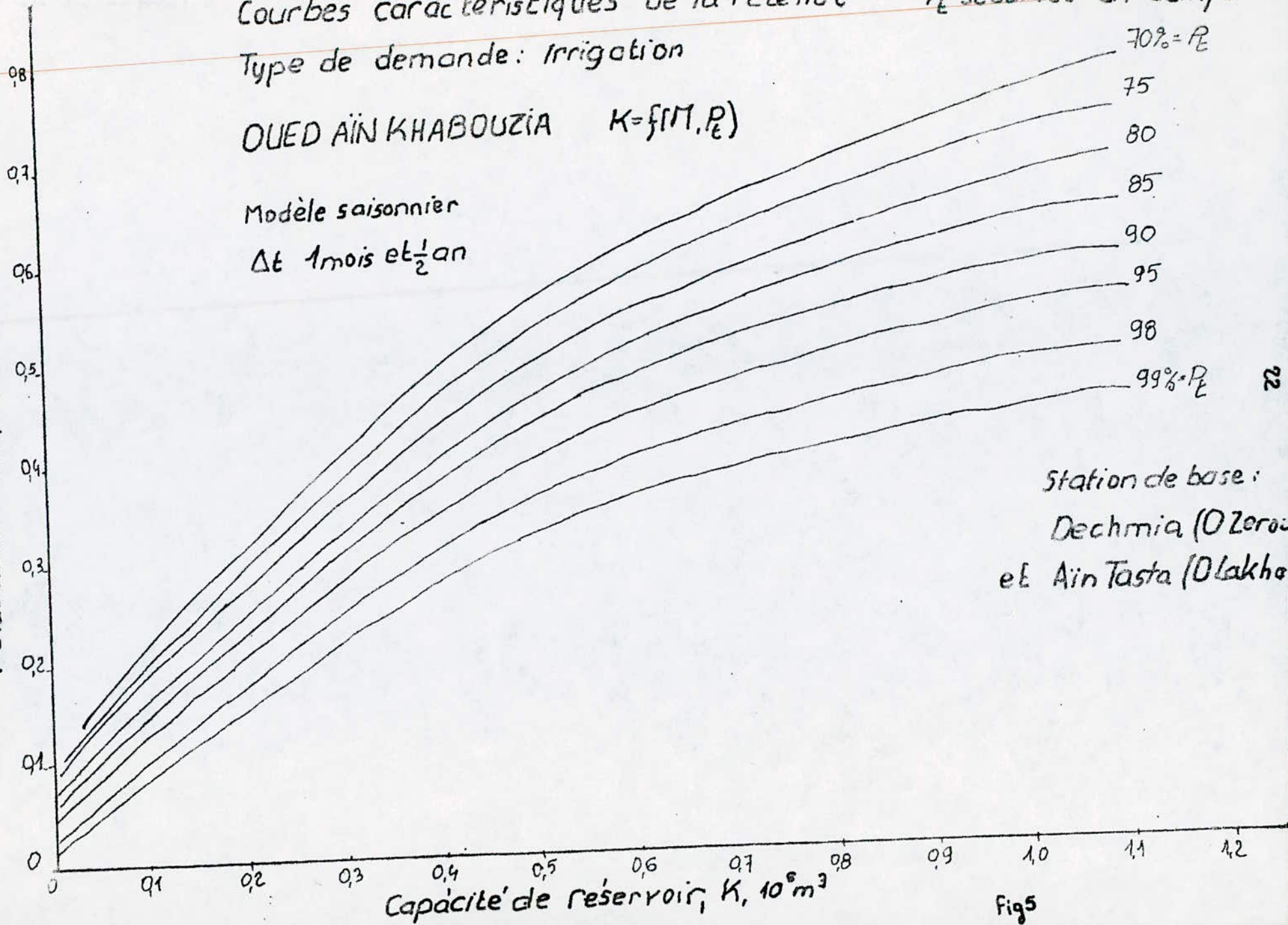
Type de demande: Irrigation

OUED AÏN KHABOUZIA $K = f(M, P_L)$

Modèle saisonnier

Δt 1 mois et $\frac{1}{2}$ an

Rendement annuel, M , $10^6 m^3/an$



Station de base:

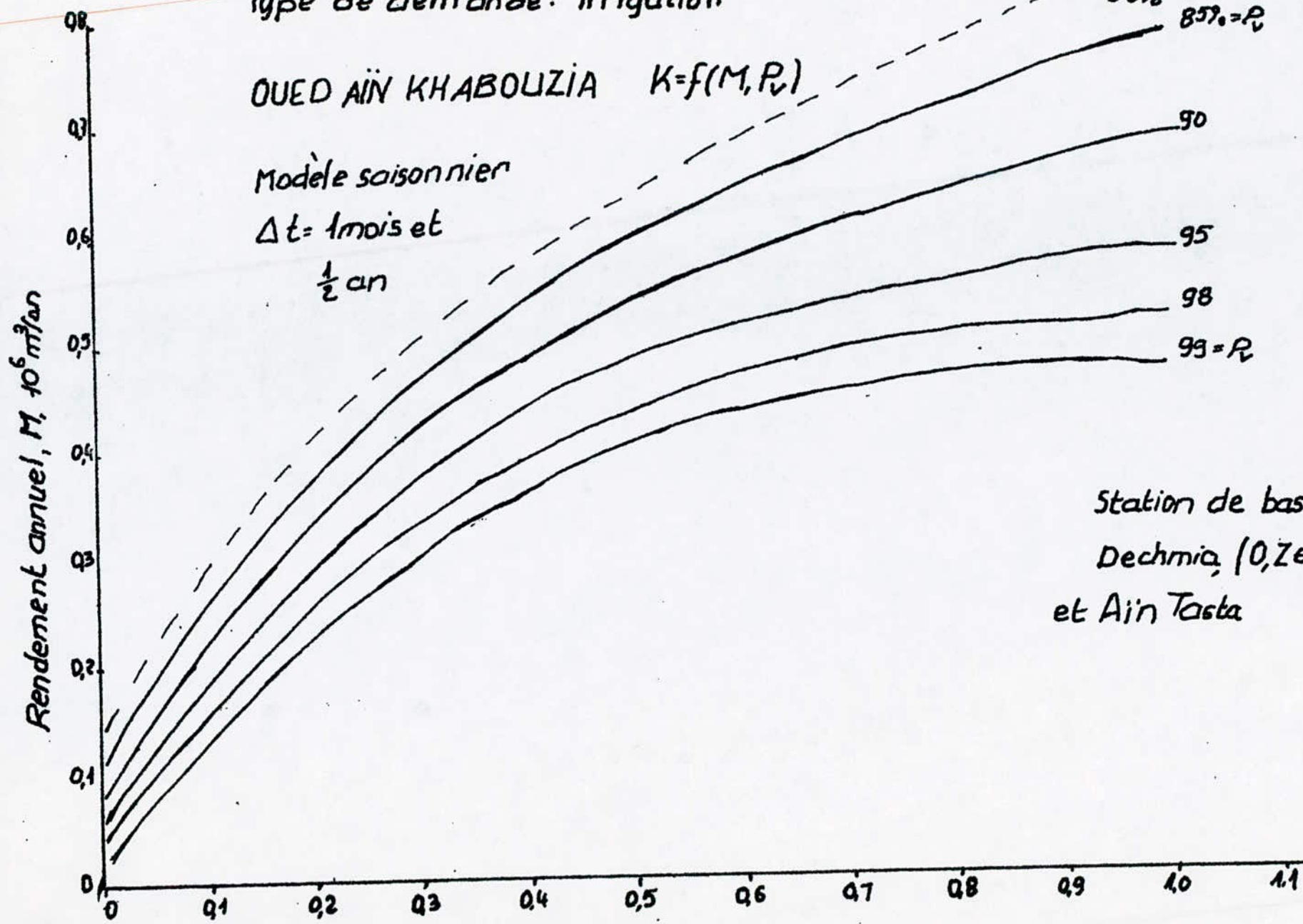
Dechmia (0 Zero)

et Ain Tasta (0 Lakha)

Courbes caractéristiques de la retenue P_v sécurité volumétrique
 Type de demande: irrigation

OUED AÏN KHABOUZIA $K=f(M, P_v)$

Modèle saisonnier
 $\Delta t = 1 \text{ mois et } \frac{1}{2} \text{ an}$



Station de base
 Dechmia, (O, Zeroua)
 et Aïn Tasta

Fig 6

II-8.3/ Analyse du comportement du réservoir :

La figure 7 caractérise en détail le comportement entier du réservoir à capacité $K = 800 \cdot 10^3 \text{ m}^3$ et aux demandes variées. De la Fig. 7 on voit qu'en automne, au début de la consommation assez restreinte le réservoir ne se vide pas (ou, il se vide par une probabilité "0"). La même figure montre qu'en cas d'une demande $M = 0,7 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$ le réservoir sera plein en hiver avec une probabilité $1 - 0,34 = 0,66$) 66%, c'est à dire que le réservoir se remplira entièrement 2 ans sur 1 en moyenne.

De la fig. 8 on constate que pendant la saison humide le réservoir se remplit, le ruissellement remplace la consommation d'automne, la probabilité d'avoir le réservoir rempli est $1 - 0,55 = 0,45$ c'est à dire 45 % par la même probabilité on aura des volumes évacués.

Sur la fig. 9, on voit des dessins de faisceau des courbes $F(x/K = 0,8 ; M, = y)$, alors les courbes de distribution des crues quittant le réservoir à la capacité $K = 0,8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ et aux consommations variantes, on y voit que, en cas de consommation à $M = 0,625 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$ le débit de crue centenaire se diminue de $31 \text{ m}^3/\text{s}$ à $10 \text{ m}^3/\text{s}$ et la crue trentenaire sera laminé parfaitement donc l'évacuateur dimensionné par voie hydraulique en supposant une cuvette pleine qui fournira une sécurité acceptable.

II-8.4/Calcul des dimensions optimales du réservoir et de son remlement :

Du point de vue purement morphologique la relation $\rho = \frac{V_c}{V_d}$

est un indice efficace pour caractériser les conditions de la site choisie . V_o : Volume de la cuvette

V_d : volume du barrage.

on peut voir que ρ est la fonction de la hauteur H .

$$\rho(H) = \frac{V_c(H)}{V_d(H)}$$

Dans la plus part des cas pratique la fonction $\rho(H)$ atteint une hauteur exacte sa valeur maximum. La hauteur H_o^* ou $\rho(H) = \max$ désigne les dimensions optimales du point de vue morphologique.

arbitrairement on dit que le site est excellente si $\rho > 10$

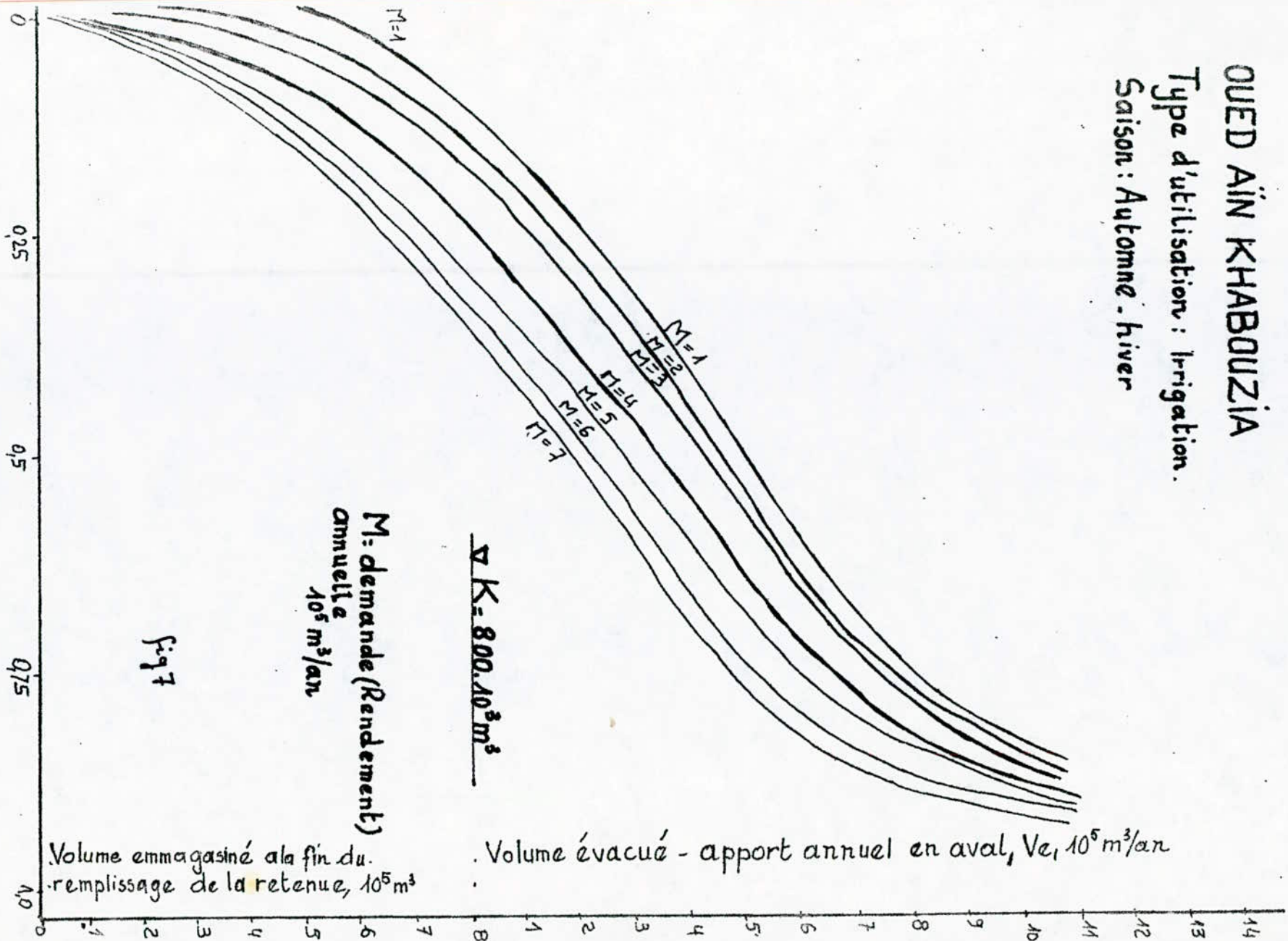
est bonne si $\rho > 5$ et encore acceptable si $\rho > 3$

$K = 800 \cdot 10^3 m^3$

OUED AÏN KHABOUZIA

Type d'utilisation : Irrigation.

Saison : Automne - hiver

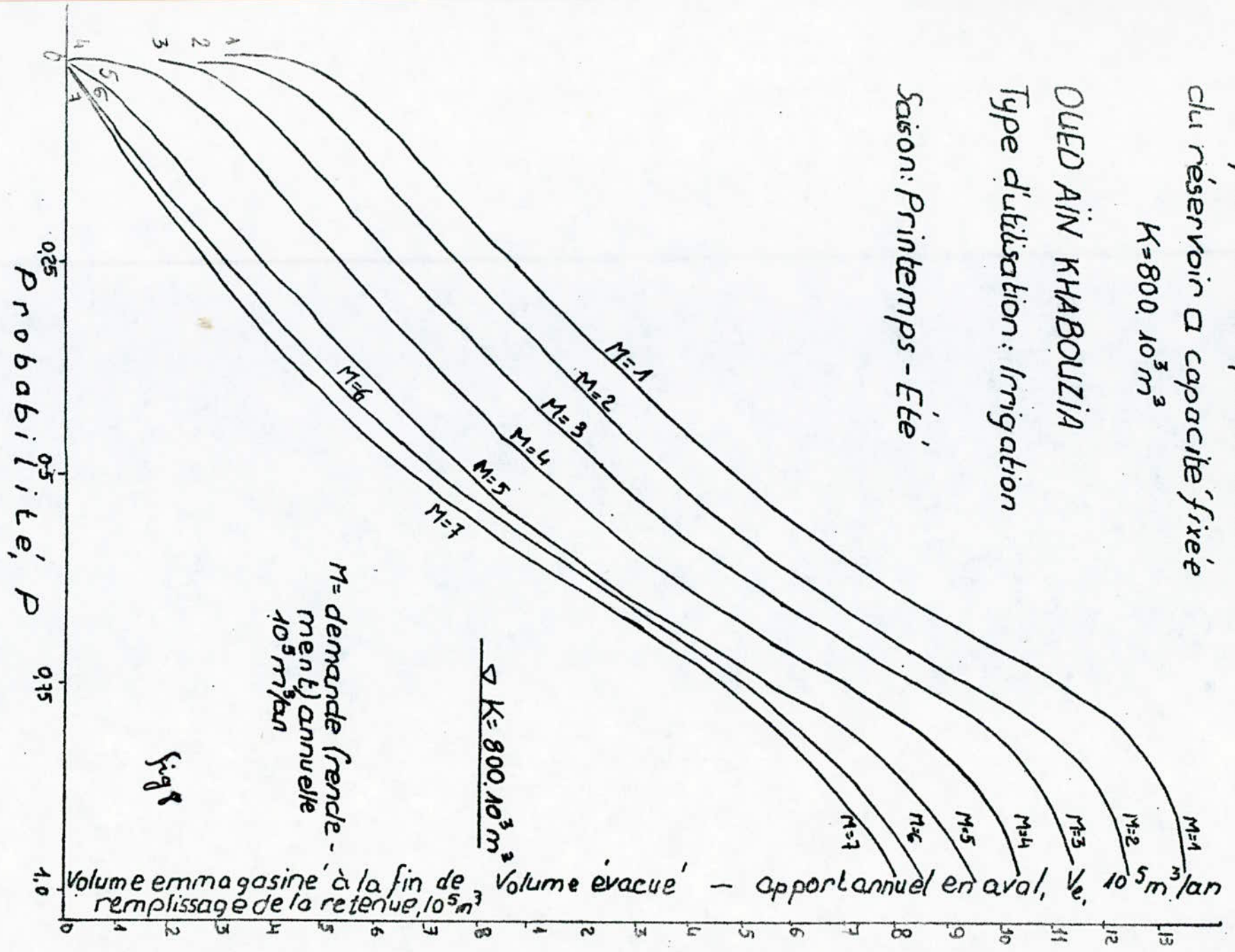


Abaque de comportement
du réservoir à capacité fixée
 $K=800 \cdot 10^3 m^3$

OUED AIN KHABOUZIA

Type d'utilisation: Irrigation

Saison: Printemps - Ete



$M =$ demande (rendement) annuelle $10^5 m^3/an$

$\Delta K = 800 \cdot 10^3 m^3$

Volume emmagasiné à la fin de remplissage de la retenue, $10^5 m^3$ Volume évacué - apport annuel en aval, V_e , $10^5 m^3/an$

Fig 8

$$F(x|K, y) = \text{prob}(Q_{\text{aval}}^{\text{max}} < x | K=800, M=y)$$

OUED AÏN KHABOUZIA

Débit; Q^{max} , m^3/s , x

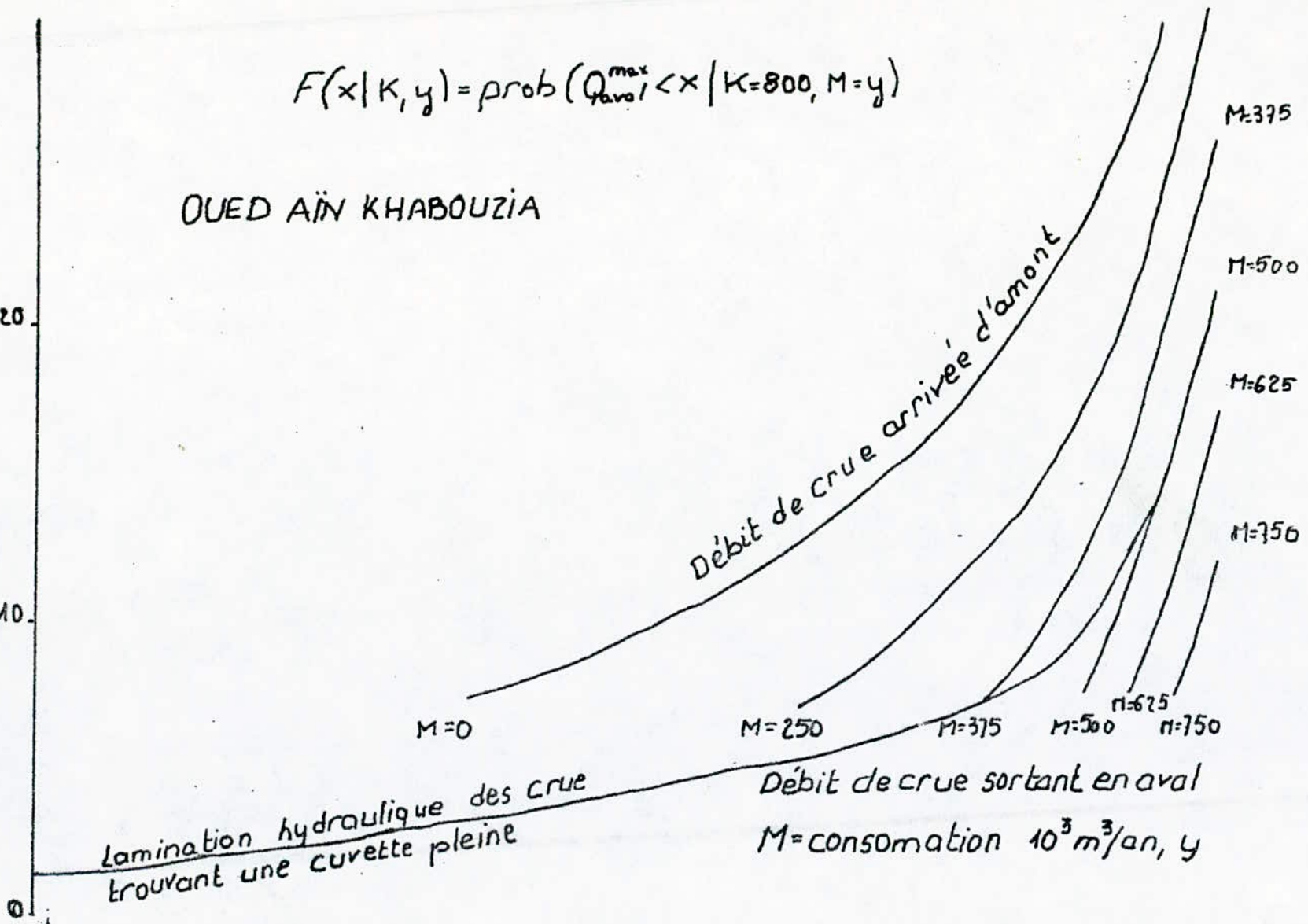


Fig 9

Probabilité de non-dépassement, $P = \text{prob}(Q^{\text{max}} < x)$
 Probabilité de dépassement $(1-P) \cdot 100 = P = \text{prob}(Q^{\text{max}} > x)$, %

Temps $T = \frac{100}{P}$, ans

10, 6, 4, 3, 2, 1, 0
 20, 25, 33, 50, 100
 30

La fonction $f(H)$ pour l'oued Ain Khabouzia est représentée sur le graphique de la fig. 10, on y voit que la fonction dans le domaine réel a une allure croissante et ses valeurs dépassent partout la limite 10.

Du point de vue de l'aménagement en eau il faut analyser les pertes éventuelles. La perte des manques de rendement est bien connue, on y change pour un risque à 20%, c'est à dire on y applique une sécurité à 80 %, ainsi on peut assurer que sur 100 années seront en moyen 80 ans quand il n'y aura pas manque. Prés de cetype de perte, il y en a une autre, ce sont les volumes évacués. Pendant la période de remplissage totale de la retenue qui représente aussi perte : ces volumes quittent le réservoir sans être utiles. En s'accordant aux principes de la recherche opérationnelle on écrit la fonction d'objectif :

$$R - ch \Rightarrow \max \text{ où}$$

$$ch = \frac{D}{T}$$

ch : charge brute annuelle

R = aM : rendement financier annuel (DA/an)

D : charge entière de la construction (DA)

T : durée de service de la retenue (ans)

Les éléments de la fonction d'objectif doivent satisfaire au système des conditions ci-après :

$$M = f(K, P)$$

$$K = f(H)$$

$$ch = f(H)$$

où

H : hauteur du barrage

M : rendement de l'eau de la retenue $10^3 \text{ m}^3/\text{an}$.

K : capacité de la retenue , 10^3 m^3

P : sécurité qui peut être fixée (P=0,8 (cas1))

où variant $P = f(K, M)$ (cas2)

les deux constante économiques

a : prix unitaire de l'eau

T : durée de service sont les facteurs fortement douteux & faute des experts, économiste, leurs estimation sont presque impossibles.

A cause de ces incertitudes, on a évité l'utilisation des méthodes numériques et on a choisit la méthode graphique pour laquelle on peut suivre l'effet de la variation des valeurs économiques. Deux constructions s'étaient élaborées. La 1ère pour la sécurité fixée. $P_t = 0,8$

la deuxième pour la sécurité variante. Les résultats de la 1ère construction sont résumés sur la fig. 11

Dans la partie supérieure de la figure c'est la courbe des rendements assurables pour $P = 80 \%$ de sécurité en temps qui relie les valeurs K, M , sur le champ inférieur se trouvent deux faisceaux de courbes, des courbes vertes, on obtient les charges brutes annuelles pour les différentes durées de service :

$T = 20$; $T = 30$; $T = 50$ ans,

La construction de ces courbes est bien simple, on a calculé pour chaque K capacité, la dépense de la construction et ces valeurs furent divisées par les durées différentes.

Les courbes bleus représentent les rendements financiers annuels. La courbe supérieure $K = f(M, P_t = 0,8)$ relie avec une manière univoque, les valeurs K et M donc pour chaque K capacité on peut obtenir une seule valeur M en multipliant ces valeurs M par les prix unitaires d'eau différents : $a = 1,0 \text{ DA/m}^3$; $a = 2,0$; $a = 3,0 \text{ DA/m}^3$. On peut voir que les courbes des charges (courbes vertes) sont nettement concaves d'en bas et les courbes des rendements financiers sont nettement convexes d'en bas. Alors la différence de deux valeurs $R - ch$ doivent atteindre une valeur extrême. On peut constater que pour les valeurs quelconques de a et T , ces valeurs extrêmes dépassent la capacité $K = 0,6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. La valeur de sécurité en temps fixée à $P = 0,8$ est tout à fait arbitraire. Dans le deuxième essai on a utilisé la sécurité volumétrique, on y rappelle que la sécurité volumétrique est définie par le rapport :

$$P_v = \frac{\bar{M}_r}{\bar{M}}$$

d'où la moyenne des demandes satisfaites $\bar{M}_r = P_v M$

La construction de la fig. 12, s'est commencée par la partie supérieure du graphique, le faisceau de la courbe noir représente la relation de base $K = f(M, P)$, on a construit pour chaque capacité K les courbes des demandes moyennes. Les courbes bleues ont un point maximum qui fournit la base de la courbe $\bar{M}_{\max} = P_v \cdot M = f(K)$
 $M = f(K)$.

A l'aide de cette courbe on a répété la construction des deux faisceaux de courbes de la partie inférieure de la fig. 12.

En effet selon cette construction, les plus valeurs réalisables augmentent avec la grandeur de la retenue, cette augmentation est significative au moins jusqu'à la valeur $K = 850 \cdot 10^3 \text{ m}^3$.

II-8.5/ Conclusion :

Selon les calculs hydrologiques, en envisageant les circonstances morphologiques, on recommande la construction d'un réservoir à capacité de $K = 850 \cdot 10^3 \text{ m}^3$

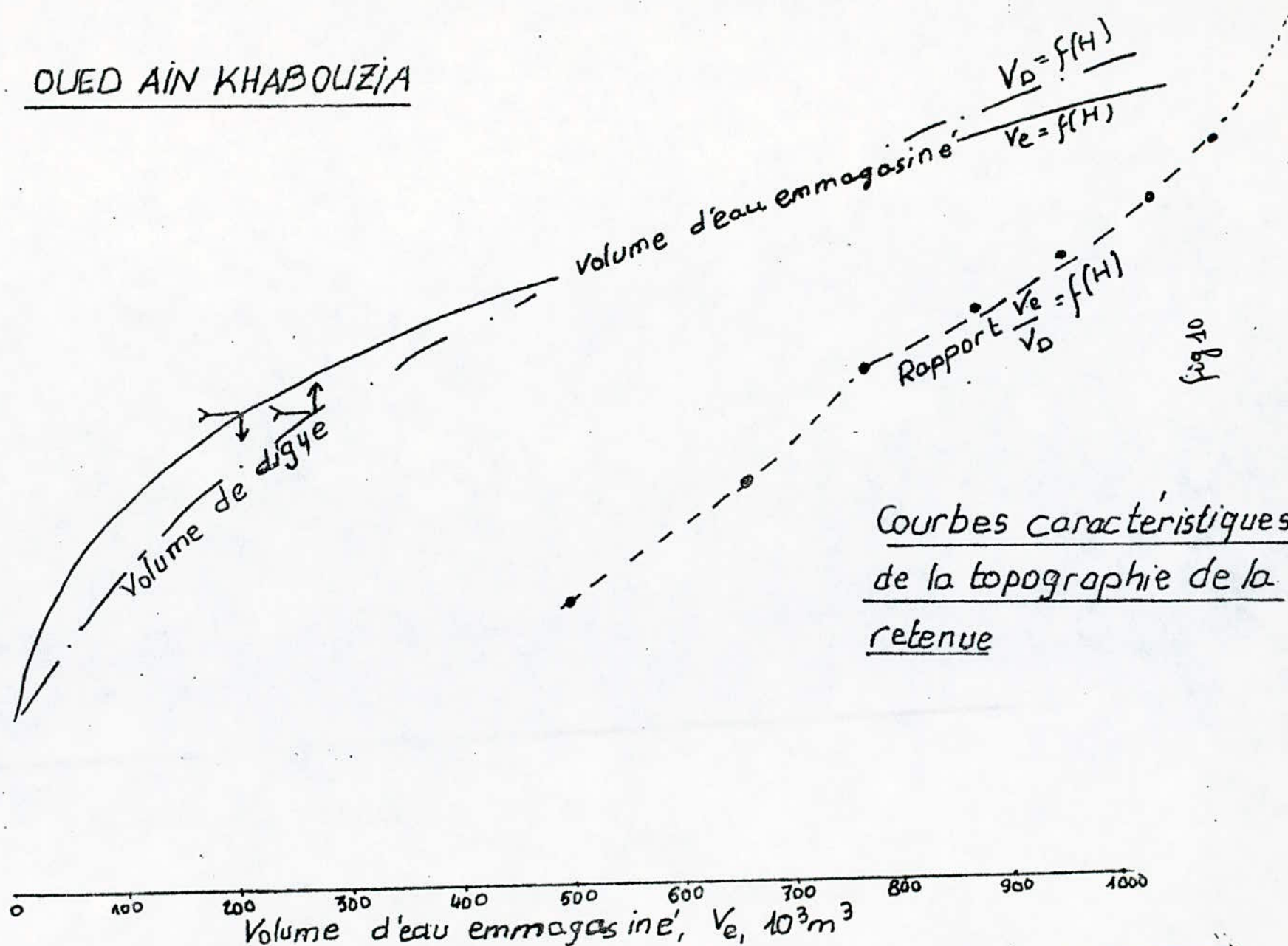
dont $AK = 80 \cdot 10^3 \text{ m}^3$ sera le volume mort, (dont le volume utile sera : $K_u = K - AK = 770 \cdot 10^3 \text{ m}^3$) ? De ce réservoir on satisfaira une demande d'eau d'irrigation : $M = 630 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$, avec une sécurité de temps de $P_t = 80 \%$ dont $400 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$ pourra être livré par une sécurité $P_t = 90 \%$. La sécurité volumétrique atteindra la valeur $P_v = 92 \%$, donc la moyenne des rendements réel sera : $\bar{M}_r = 0,92M = 580 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$.

Le débit de crue trentenaire laminée par la cuvette entièrement pleine sera : $Q_{\max} = 8,0 \text{ m}^3/\text{s}$.

La cuvette relativement étendue ne remplira entièrement que dans 45-50 % des années. C'est pourquoi les crues inférieures à la crue trentenaire disparaîtront pratiquement. La crue centenaire se diminuera au dessus de : $Q_{T=100}^{\max} < 10 \text{ m}^3/\text{s}$.

OUED AIN KHABOLIZIA

Niveau d'eau m.NGA
31
900
895
890
885



Courbes caractéristiques
de la topographie de la
retenue

Fig 10

Volume d'eau emmagasiné, V_e , $10^3 m^3$

Rapport V_e/V_D

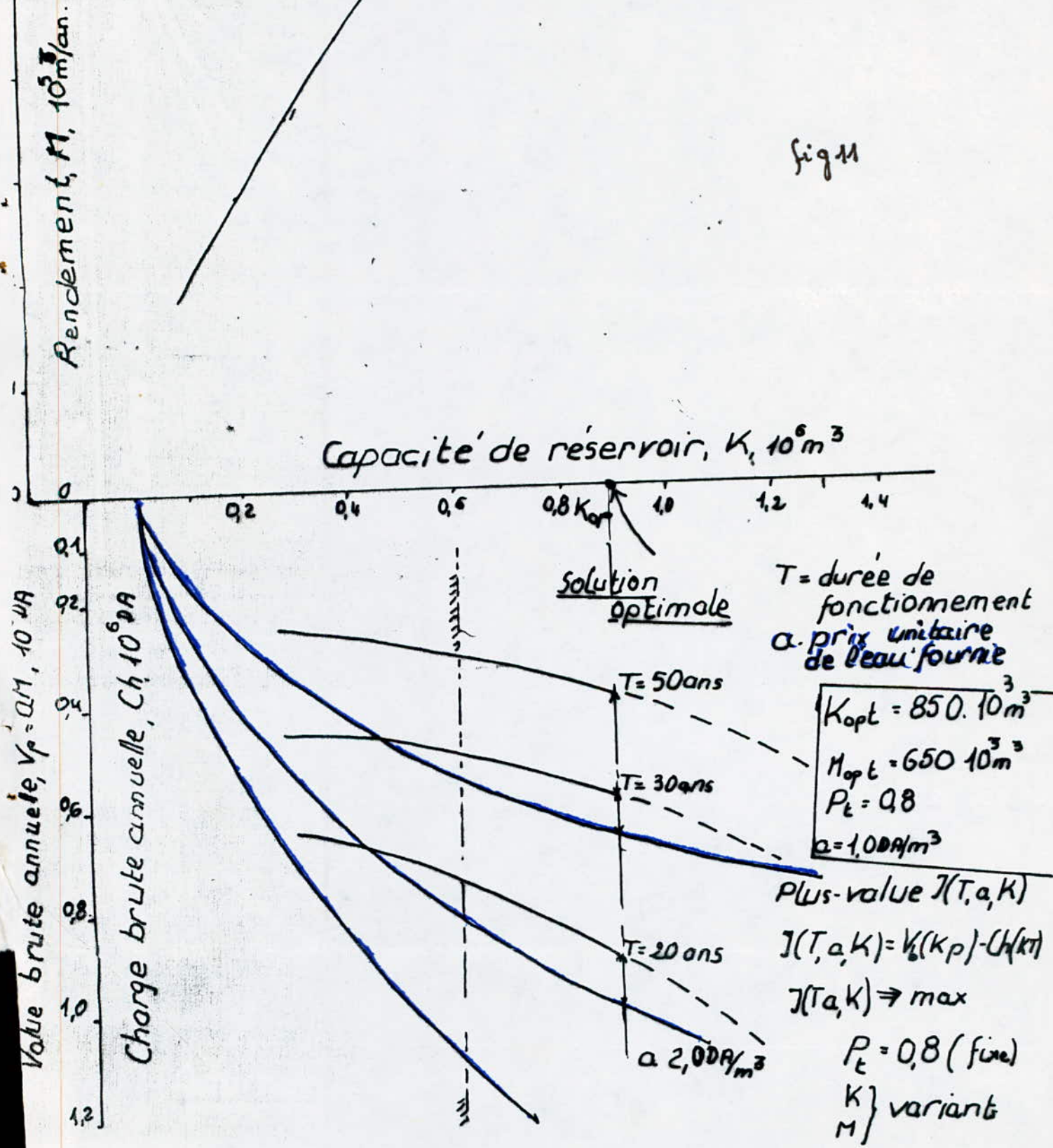
domaine

domaine

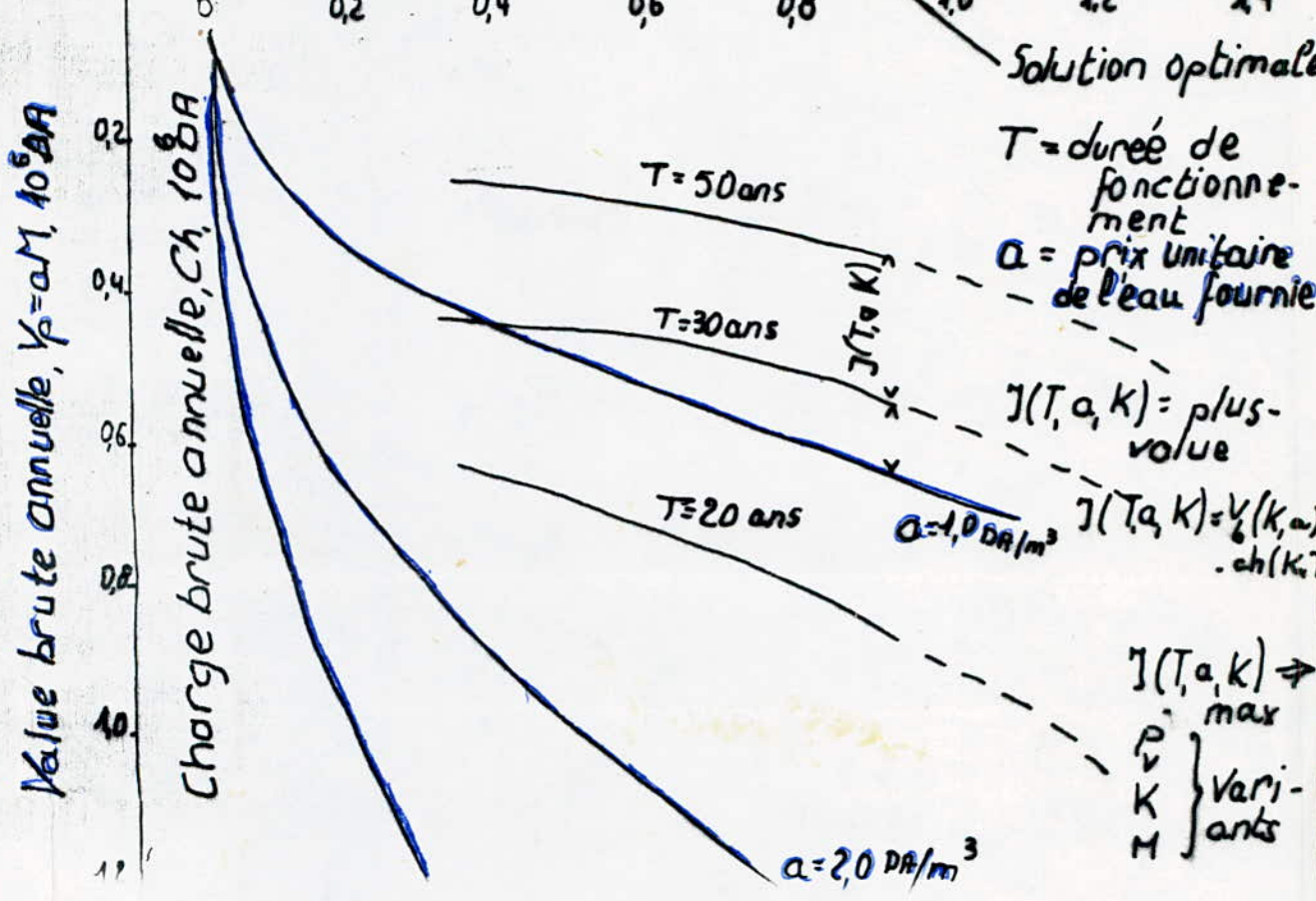
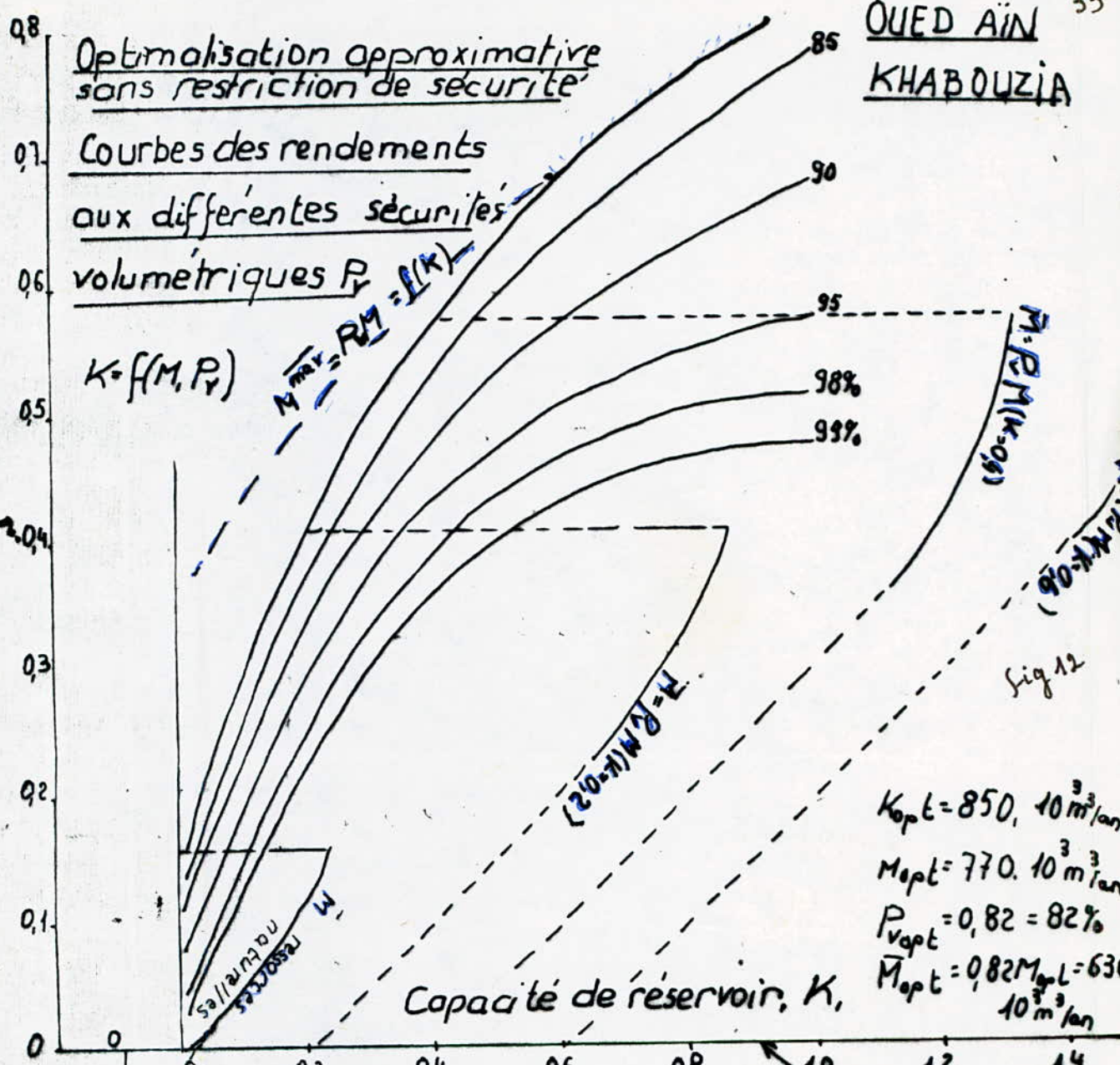
Courbe des rendements assurables
par 80% de sécurité en temps $K = f(M, P = 80\%)$

OUED AIN KHABOUZIA

fig 11



OUED AÏN
KHABOUZIA



CHAPITRE III/ETUDE HYDROTECHNIQUE DE LA RETENUE
COLILINAIREIII-1 Choix du type du barrage :

Le choix du type du barrage dépend de la nature géologique terrain de fondation, des caractéristiques des matériaux de constructions disponibles et de l'éloignement de la zone d'emprunt. Dans notre cas le site est favorable, au fond de la cuvette il y a une couche alluvionnaire pratiquement imperméable d'épaisseur (3m) ; sur les rives une couche crétacée également imperméable est recouverte par l'argile terrestre d'épaisseur (0,2-1,2m). Vu les matériaux de constructions (argile alluvionnaire et terrestre sans compter le gravier et agrégat de béton) disponibles dans l'immédiat du site nous amène à opter un barrage en terre homogène.

III-2 Dimensionnement de la digue :

L'ouvrage est géométriquement déterminé par sa hauteur, sa largeur en crête et la pente des talus amont et aval.

III-2. 1/ Pente des talus :

Elle dépend de sa structure du barrage et de la nature des matériaux :

- Talus amont (pente 1 : 3)
- Talus aval (pente 1 / 2,5).

III-2. 2/ Protection des talus :

-Talus amont : le revêtement sur le talus amont est en enrochement en 3 couches différentes :

- ‡ En tout venant par couche de 15 cm
- * Gravier en couche de 20 cm
- * Grosses pierres en couche de 25 cm. (voir fig 1)

Remarque : Pour réduire la surface revêtue sur le talus amont, la digue est munie d'un risberme avec un talus de (1:3,5) sans protection.

Talus aval : sur le talus aval la protection est par gazonnement

-Mise en place de la terre végétale d'une épaisseur de 20 cm.

(voir fig 2)

DETAIL DU REVETEMENT AMONT

ECH 1:20

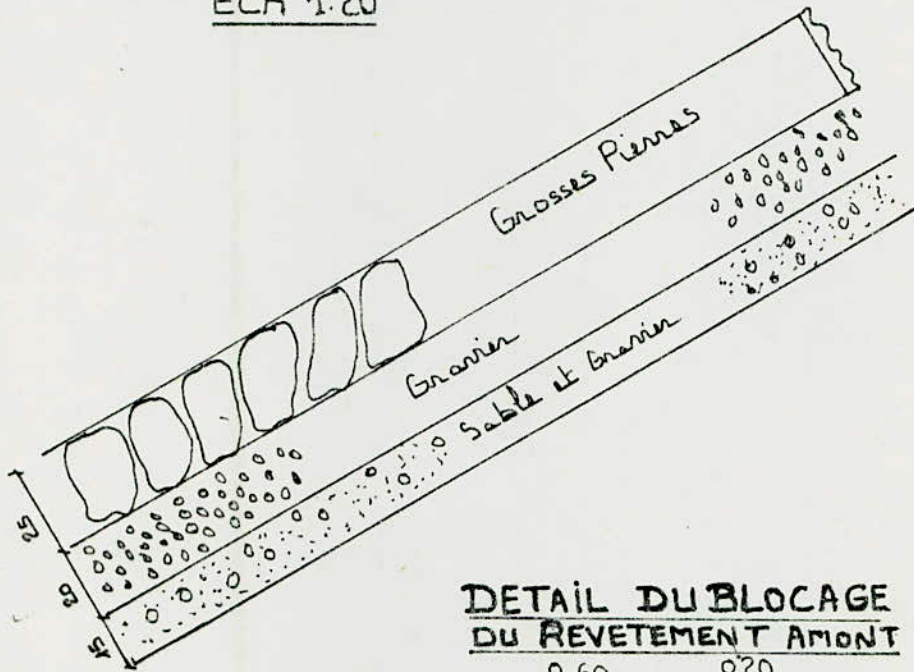
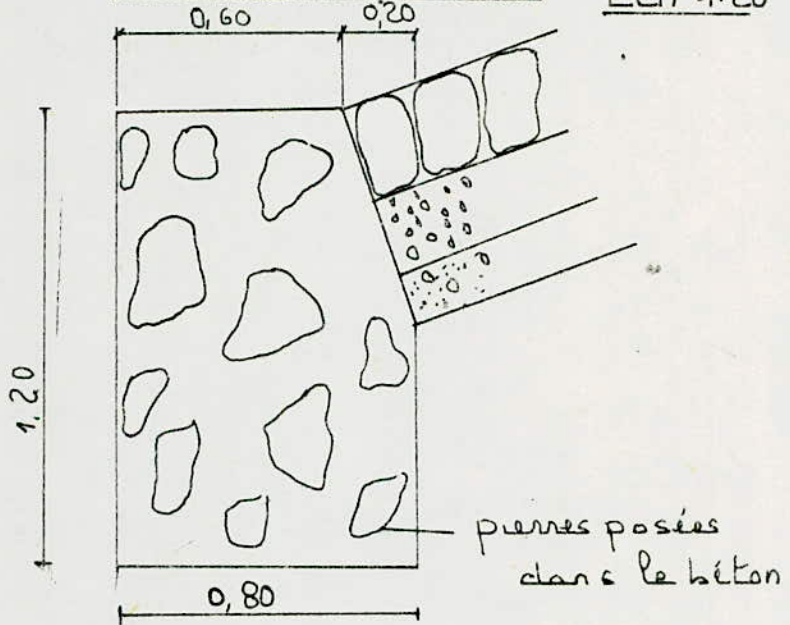


fig1

DETAIL DU BLOCAGE DU REVETEMENT AMONT

ECH 1:20



Protection du talus aval

ECH: 1:20

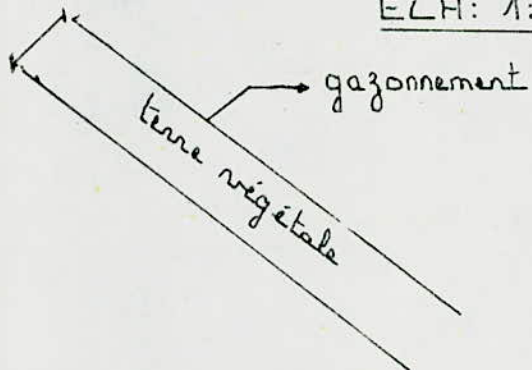


fig2

III-2. 3/ Niveau des plus haute eaux :

Le seuil du deversoir étant calé à la cote normale de retenue 898,00 m.

Nous obtenons par laminage de la crue de projet une charge maximum au dessus de cette cote de 0,80m, la cote des plus haute eaux NMR.

$$NMR = NNR + ha \text{ max} = 898,00 + 0,80 = 898,80 \text{ m.}$$

III-2. 4/ Calcul de la revanche :

La revanche assure la sécurité de l'ouvrage contre :

- le déperlement des vagues
- le tassement résiduel de la digue, naturel ou dû à des secousses sismiques.

Nous pouvons calculer cette revanche à l'aide de la formule de DAVIS (reprise par pest et londe)

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

H : hauteur des vagues

V : Vitesse des vagues

- ne s'agit de déterminer H hauteur des vagues et la vitesse des vagues.

a) Hauteur des vagues : plusieurs formules sont proposées.

- Formule de Stevensen : $H = 0,75 + 0,34 \sqrt{L} - 0,26 \sqrt[4]{L}$.

L : Fetch - longueur de la retenue en (Km)

$$L = D_{dr} \cdot S_n$$

D_{dr} : Densité de drainage égale 1,18 (km / km²)

S_n : Surface noyée égale 19,2 (ha).

$$L = 0,23 \text{ km.}$$

H : hauteur des vagues en

- formule de Mallet et Pacquant

$$H := 0,5 + 0,33 \sqrt{L}$$

b) Vitesse des vagues :

$$V = 1,5 + 2 H$$

V : Vitesse en (m/s)

H : hauteur en (m).

- On peut évaluer directement la revanche par la formule simplifiée :

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

Tableau récapitulatif :

	Valeur calculées	Valeur opté
STEVENSON	0,96	
Mallet Pacquant	0,81	1,20
Formule simplifiée	1,10	

III- 2. 5/ Côte de la crête de la digue :

Celle ci est obtenue en additionnant au niveau normal de la retenue la charge d'eau maximale au dessus de la cote du NMR et la revanche de securité.

$$\begin{aligned} \text{côte de la crête} &= \text{côte NMR} + h \text{ dev max} + R \\ &= \text{côte NMR} + R \\ &= 898,80 + 1,20 = 900 \text{ m.} \end{aligned}$$

III- 2. 6/ Hauteur du barrage :

en tenant compte de la revanche, la hauteur projetée est de 13 m correspondant à la côte de 900 m.

III-2. 7/ Largeur de la crête :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur de la digue, elle ne saurait être inférieur à 3 m.

- en général on prend le 1/3 de la hauteur.

formule proposée :

- formule de T.T KNAPPEN (1) $b = 1,65 \sqrt{Hb}$.
- formule de E.F PREECE (2) $b = 1,1 \sqrt{H^3 + 1}$
- (3) $bc = 3,6 \sqrt[3]{Hb^3} - 3$.

bc : largeur en crête de la digue.

Hb : hauteur max de la digue

(1)	5,95
(2)	4,97
(3)	5,46

Les valeurs trouvées d'après les formules proposées dans le tableau précédent sont optées pour les grands barrages, comme on a un petit ouvrage (retenue collinaire) et du moment qu'on aménage pas une chaussée on a opté pour le $\frac{1}{3} H_b$.

$$\text{Soit } bc = \frac{1}{3} H_b = \frac{13}{3} = 4,3$$

Valeur adoptée $\boxed{bc = 4,0 \text{ m}}$

III- 2.8/ Longueur de la crête de la digue:

Cette valeur mesurée directement sur la vue du plan de l'ouvrage.

III- 2.9/ Tassement :

Les massifs en terre subissent un tassement sous l'action de charges constantes de compression.

Lors de la construction du massif on s'efforcera de faciliter le tassement en compactant par couche d'une épaisseur de 20 cm sous l'action de rouleau, il existe deux types de rouleaux : rouleau à pied de mouton - et rouleau vibrant, après finition d'une couche on le reprend sur quelques centimètres au scarificateur pour bien le lier à la couche supérieur.

la densité souhaiter doit être au moins 95 % de la densité sèche à l'optimum; notamment 15,80 kg/m³ au moins ; cette densité peut être réalisé économiquement à la teneur en eau 17 % à 22 % .

III- 2. 10/ Tranchée d'ancrage :

Elle empêche l'infiltration gênante. La tranchée a une largeur de 3,0 cm de fond et des talus 1:1 le remblai de cette tranchée sera réalisé en argile on la compactant par couche de 20 cm sous l'effet de 5 passes de rouleau à pied de mouton. Avant le compactage les couches doivent être arrosées.

III- 2. 11/ Tapis drainant et drain a pied :

Le tapis drainant et drain a pied ont pour rôle d'abaisser la ligne de saturation pour que l'écoulement souterrain ne porte pas sur le talus aval afin d'éviter le phénomène de renard .

- la hauteur du drain a pied est déterminée par,

$$hd = (0,18 - 0,21) Hb$$

$$hd = 2,3 \quad , \quad \text{on prend} \quad hd = 2m.$$

III- 2. 12/ Calcul de l'épaisseur du tapis filtrant :

$$q1 = K1 J A .$$

$$A = a - 0,80 \quad a : \text{épaisseur du tapis filtrant}$$

$$J = \frac{a - 0,80}{L} \quad L = \text{largeur du tapis}$$

$$q1 = \frac{K1}{L} (a - 0,80) (a - 0,80)$$

$$q1 = \frac{K1}{L} (a^2 - 1,6 a + 0,64)$$

égalisant cette équation a q on a :

$$5,10^{-9} = \frac{K1}{27,4} (a^2 - 1,6 a + 0,64)$$

$$\text{Soit } a = 0,80 \text{ m .}$$

III- 2. 13/ Fondation de la digue :

Dès qu'on décape la terre végétale (30 cm au fond de la cuvette et 20 cm sur les rives). La digue doit être directement fondée sur l'argile alluviale et terrestre ainsi que sur l'argile chistaise crétacée.

Afin d'empêcher l'infiltration gênante la couche détendue par végétation doit être traversée par une tranchée d'ancrage . le tassement du sol de fondation et de l'ordre de 15 cm du milieu de la digue.

CHAPITRE IV / STABILITE DE L'OUVRAGE

IV-1 Stabilité hydrclique :

IV-1.1/ Gébéralités :

Le problème de la stabilité d'un barrage enterre est complexe car en plus des forces, tel que poids propre, poussée hydrostatique éventuellement effort d'inertie dûes aux séismes il existe des forces d'infiltrations de l'eau dans le massif; leur prise en compte dans l'étude de l'équilibre est assez délicate. Quoi qu'il en soit une infiltration engendre toujours un temps de pression interstitielle qu'il convient de déterminer pour traiter le problème de la stabilité pour ça on est amené à tracer dans le massif les lignes de courant et plus particulièrement la plus haute d'entre elles qui est la ligne de station.

IV-1.2/ Infiltration et risque de renard :

Il convient d'assurer que les infiltrations ne risquent pas de compromettre la terre de l'ouvrage. Deux manifestations des infiltrations sont à prévenir :

- a) les seus pressions: Qui s'instaurent dans le corps de la digue réduisant ainsi la résistance de cisaillement des matériaux constituant la digue ce qui menace sa stabilité.
- b) l'effet de renard : qui est l'entraînement des particules de matériaux par l'eau qui s'infiltré à des vitesses importantes, cet effet provoque l'érosion du pied aval de la digue, ce qui peut mener à la ruine de l'ouvrage.

IV-1.3/ Protection de la digue contre l'eau & les infiltrations :

Organes d'étanchéité, amélioration de la stabilité. L'action de l'eau et en particulier les infiltrations dans le massif et dans sa fonction soit en régime transitaire vidange rapide retenue pleine, soit en régime transitaire vidange rapide, peuvent présenter des dangers et même aboutir à des évolutions catastrophiques. Il est donc nécessaire d'en être parfaitement maître :

- protection contre les vagues et l'action érosive de l'eau
- Voir chapitre III (Protection des talus amont).

IV-1.4/ Position de la ligne de saturation:

La détermination de la ligne de saturation est nécessaire pour estimer le débit de fuite à travers la ligne et apprécier

les risques d'immersion de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval. La ligne de saturation sera tracé à partir de la parabole théorique de KOZENY ; en considérant la zone imperméable la parabole de KOZENY est donnée par : $x = \frac{y^2 - e^2}{2e}$

H : hauteur d'eau H = 11m

λ : pente du talus ament $\lambda = 3$

m = $\lambda H = 3 \times 11 = 33m$

$\frac{10}{3} m = 0,3 = 9,9 m$

d = 22,90 m

R = $\sqrt{H^2 + d^2} = 25,40 m$

e = $\sqrt{H^2 + d^2} = 2,50 m$ (Voir fig.2)

-détermination de la parabole de KOZENY

l'équation de la parabole est :

$$y^2 = 2 e x + e^2$$

Soit : $y^2 = 5x + 6,3$

tableau des valeurs de la parabole de KOZENY :

x m	0	2	4	6	8	10	12	15	17	20	22,90
y m	2,50	4,00	5,10	6,00	6,80	7,50	8,10	9,00	9,60	10,30	11,00

La ligne de saturation réelle partira du point M situé à l'intersection du parement ament et du plan d'eau la tangente en M est perpendiculaire au parement. Elle rejoindra ensuite la parabole théorique de KOZENY toutefois la ligne de saturation recouvrera la limite du massif en point situé en dessous de la parabole théorique (voir fig.2).

IV-1.5/Estimation du débit de fuite :

Une fois la ligne de saturation localisé le débit de fuite peut être aisément estimé à partir de la loi de DARCY

$$Q = K J A$$

Q : débit d'infiltration

J : gradient hydraulique

K : perméabilité du milieu

A : aire soumise à l'infiltration pour une section de largeur unit.

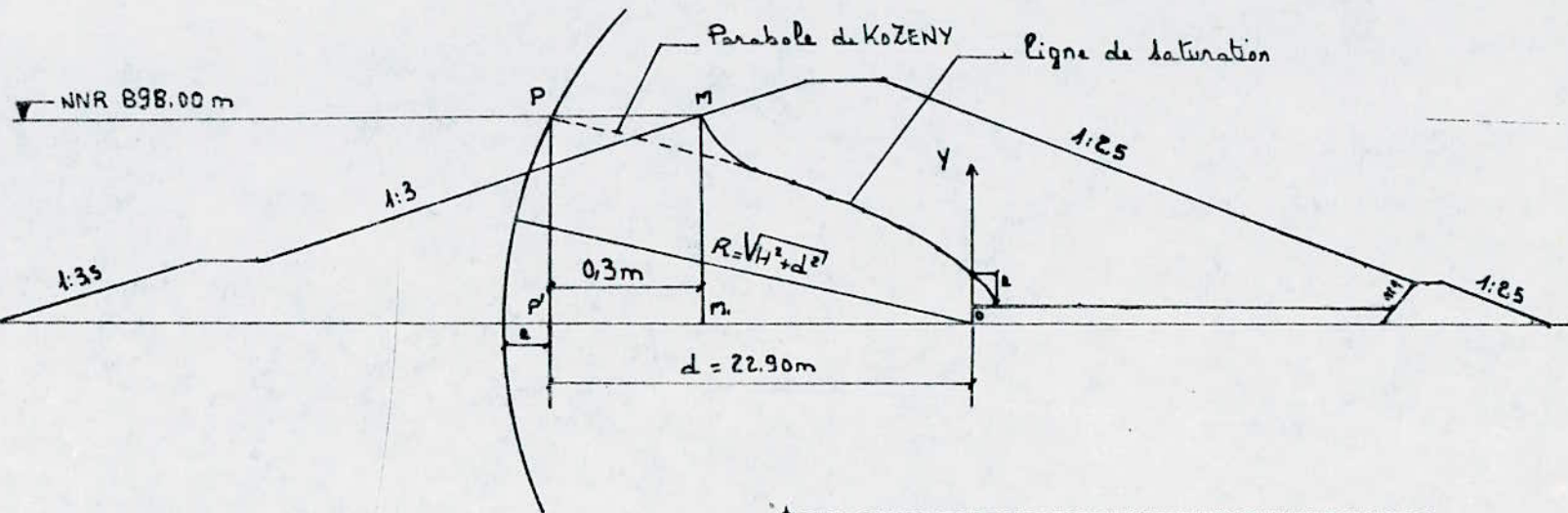
On aura : $q = K y_0$ car $y_0 = 2 \cdot e$

$$q = 2 K \cdot e \text{ -- } K = 10^{-9} \text{ m/s -- } q = 2 \cdot 10^{-9} \cdot 2,5 = 5 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}.$$

ce qui correspond à un débit de fuite par tranche unitaire de :

$$0,16 \text{ m}^2/\text{an}.$$

TRACE DE LA LIGNE DE SATURATION ECH 1:400



fig²

Equation de la Parabole théorique

$$X = \frac{Y^2 - e^2}{2e}$$

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

IV-2./Stabilité économique: étude de la stabilité des talus :

IV-2.1/ Généralités :

Le barrage en remblai est un massif assez étendu qu'il n'y a pas de raison pour vérifier sa stabilité contre le déplacement ni contre le renversement ; cependant il est indispensable de vérifier la stabilité au glissement des talus amont et aval. Comme la fondation est une terre de qualité comparable à celle de l'ouvrage, le calcul de stabilité intéresse l'ensemble massif fondation .

IV-2.2/ Principe de calcul :

Un talus est stable lorsque les forces qui tendent à produire un mouvement sont inférieures à celles passives qui sont essentiellement, et qui suit la loi de Coulomb. $L = \frac{C + T \tan \phi}{Q}$

L : résistance au cisaillement

C : cohésion du remblai

T : pression normale à la surface de rupture appliquée au corps solide.

Q : angle de frottement interne du remblais.

IV-2.3/ Méthode utilisée :

Plusieurs méthodes sont utilisées, classées en deux groupes

- méthodes théoriques basées sur les équations de la mécanique des milieux continus.
- méthode introduisant des hypothèses visant à simplifier le calcul et qui sont les plus utilisées.

IV-2.4/ Principe de la méthode Suédoise (FELLENIOUS)

Cette méthode consiste à admettre d'après l'aspect expérimentale des surfaces de ruptures des talus, que la ligne de glissement est un cercle de rayon R et de centre O. Cette surface est coupée en tranches verticales de largeur $b = \frac{R}{m}$

R - rayon du cercle de glissement

m - le nombre de tranches, nous prenons $m = 10$

Le rayon verticale coupe la tranche C en $\frac{b}{2}$, les tranches se trouvant à gauche sont affectées de signes positifs et celles de droite porteront des signes négatifs pour le talus aval, et vice versa pour le talus amont.

IV-2.5/ Forces agissantes sur une tranche :

$H_n, n-i$; V_n , $n-i$ composante de l'action de la tranche n et $n-i$.

N_n - composante normale du poids de la tranche

T_n - composante tangentielle du poids de la tranche

W_n et W_{n-i} - forces de pressions hydrostatiques appliquées sur les côtés de la tranche n . (Voir fig.5)

Pour simplifier les calculs FELLENIUS admet l'hypothèse suivante :

$$H_n - H_{n-i} = 0 \quad (\text{Voir fig. 6}).$$

$$V_n - V_{n-i} = 0$$

ce qui veut dire que l'interaction entre les tranches est nulle. Les forces tangentielles T_{ni} auront tendance à entrainer le massif alors que celles normal N_{ni} seront stabilisatrices car elles augmenteront le frottement au niveau de la surface de rupture.

IV-2.6/ Moment des forces agissantes sur une tranche ;

IV-2.6.1/ Moment de force stabilisatrices :

Ce sont les moments des forces verticales car elles mobilisent les frottements internes.

IV-2.6.2/ Moments des forces motrices :

Ce sont les moments des forces tangentielles T_n et les forces dues aux séismes. La rupture se produira si le moment par rapport au centre du cercle de glissement motrices est supérieur à celui des forces de résistances.

IV-2.7/ Coefficient de sécurité:

Le coefficient de sécurité est égal au rapport des moments stabilisateurs et les moments moteurs.

IV-2.7.1/ Formules utilisées :

a) coefficient de stabilité pour les régions non séismiques.

$$K_B = \frac{\sum (N - W \phi) \operatorname{tg} \phi_i + \sum c_i l_n}{\sum T_n}$$

m : nombre total des tranches

$C_i \phi_i$: caractéristiques mécaniques des tranches dans la limite de l_n .

$N = G_n \cos \alpha$ force normale

$T_n = G_n \sin \alpha$ force tangentielle.

$W \phi$: force intersticielle.

$G_n = (\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n + \gamma_3 H'''_n) b$

- cù γ : la densité humide de la zone du massif du barrage
 γ_s : densité saturée du massif située sous la ligne de saturation
 γ_{sat} : la densité humide du scl de fondation
 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 fondat
 h'''_n : hauteur moyenne de la partie de la tranche située dans la fondation (voir fig.7)

$$- \sin \alpha = \frac{n}{m}$$

$$- \cos \alpha = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$$

La pression hydrodynamique est égale à : $W\phi = \gamma h_p$

cù γ = poids spécifique de l'eau

h_p = hauteur piézométrique de la tranche considérée

$$h_p = h''_n + h'''_n$$

scit $W\phi = \gamma(h''_n + h'''_n) \cdot \ln$ avec $\ln = \frac{b}{\cos \alpha n}$

b) ccéf. de stabilité en ccs de séisme:

$$K_s = \frac{\sum T_n q \phi + \sum c_i l_i}{\sum T_n + \sum \frac{F_i d_i}{R}}$$

$F_i = a G_n$; force séismique

$a = 0,10$ ccéf. de séisme

d_i : bras de levier (voir Fig.8)

R : rayon du cercle de glissement

IV-2.3/ Cas étudiés :

a) fonctionnement normal :

Le talus aval sera vérifié, qui sera le plus sollicité dans ce cas le calcul se fera pour :

-Retenue pleine en fonctionnement normale $K_s = 1,5$
(ccéf. de sécurité admissible)

-retenue pleine en cas de séisme $K_s = 1,05$.

b) fin de construction ; le calcul se fera pour :

-retenue vide

-retenue vide avec séisme.

Remarque ; la force intersticielle est nulle pour la stabilité en fin de construction.

C) Vidange rapide :

Dans ce cas le talus amont sera le plus sollicité durant la vidange, l'eau n'a pas le temps de se retirer sous le parement et il subsiste une pression à l'intérieur du massif. le calcul se fera pour :

- vidange rapide
- vidange rapide avec séisme.

IV-2.9/ Détermination du centre de cellule de glissement :

d'après FCNDEEV, on dispose le centre de glissement dans les limites de la zone M_{ZZ}, M_1 (Voir fig; 9) cette zone limitée est obtenue par le tableau suivant selon la pente du talus :

Pente des talus	1	2	3	4	5	6
$\frac{BM}{H_b} = K1$	0,75	0,75	1,00	1,5	2,20	3,00
$\frac{BM}{H_b} = K2$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

Ordre de calcul :

- tracer en échelle un profil en travers de la digue
- tracer deux lignes au milieu (point M_0) du talus
- la première ligne verticale
- la deuxième avec un angle 85 ou 90° par rapport à la ligne du talus

d'après le tableau, on détermine les rayons.

$$R1 = K1 H_b \quad \text{---} \quad R2 = K2 H_b$$

cù H_b est la hauteur du barrage.

Ayant $R1$ et $R2$, il suffit de former la zone MZ, ZM (Voir Fig. 9) †

METHODE DE FELLENIUS (Détails d'une tranche)

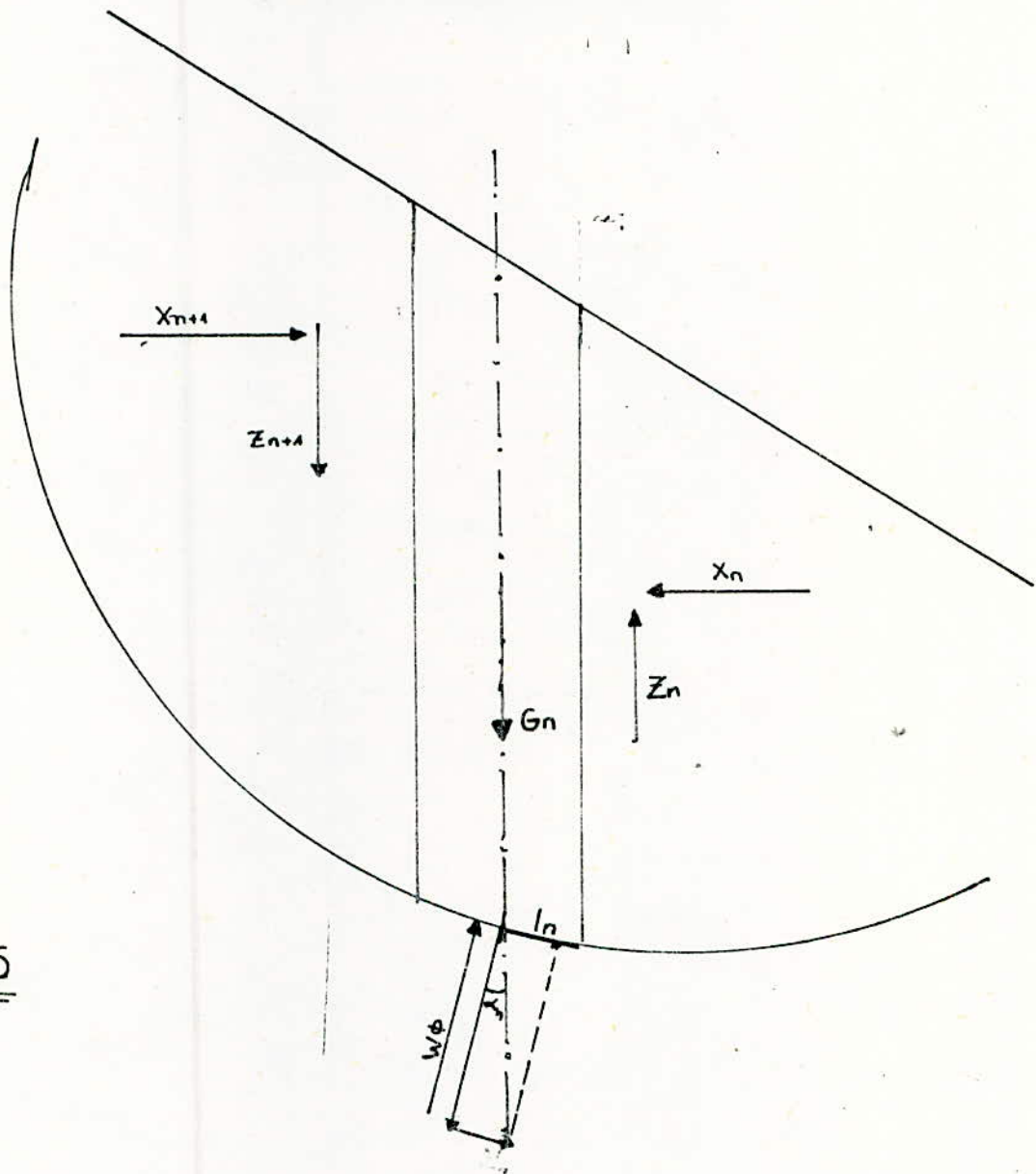


fig 5

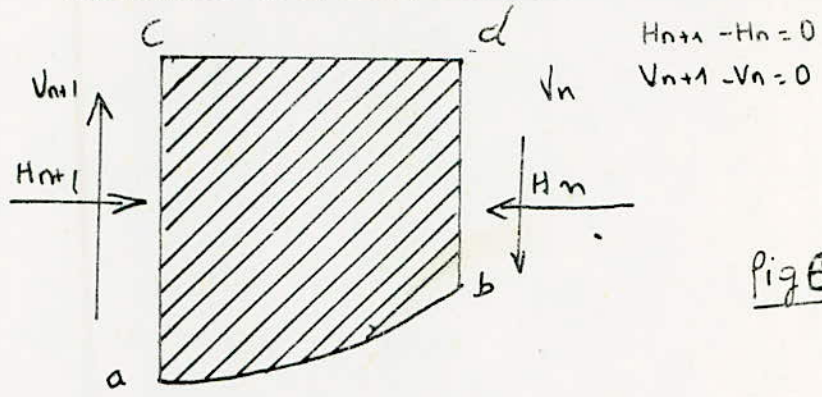


fig 6

Méthode de FELLENIUS (DETAIL d'une tranche)

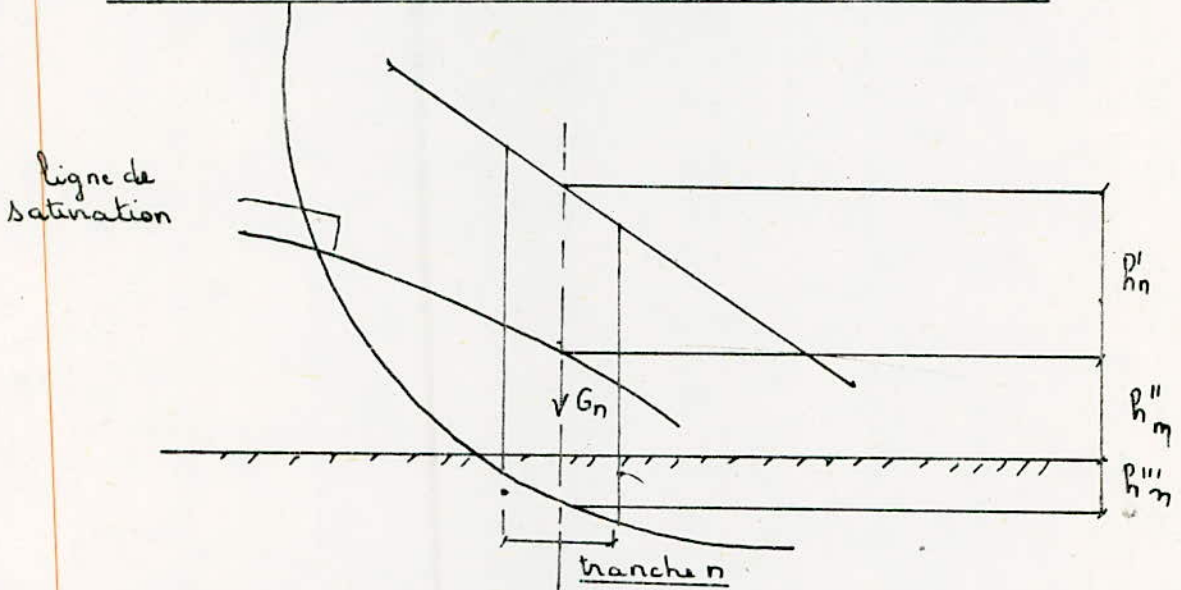
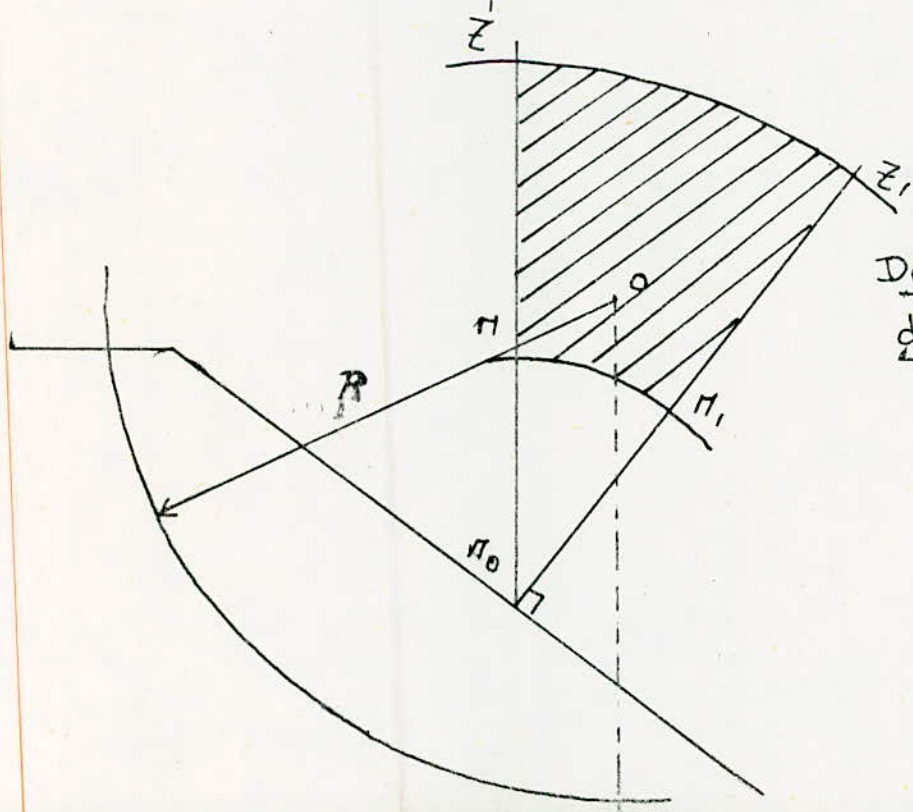


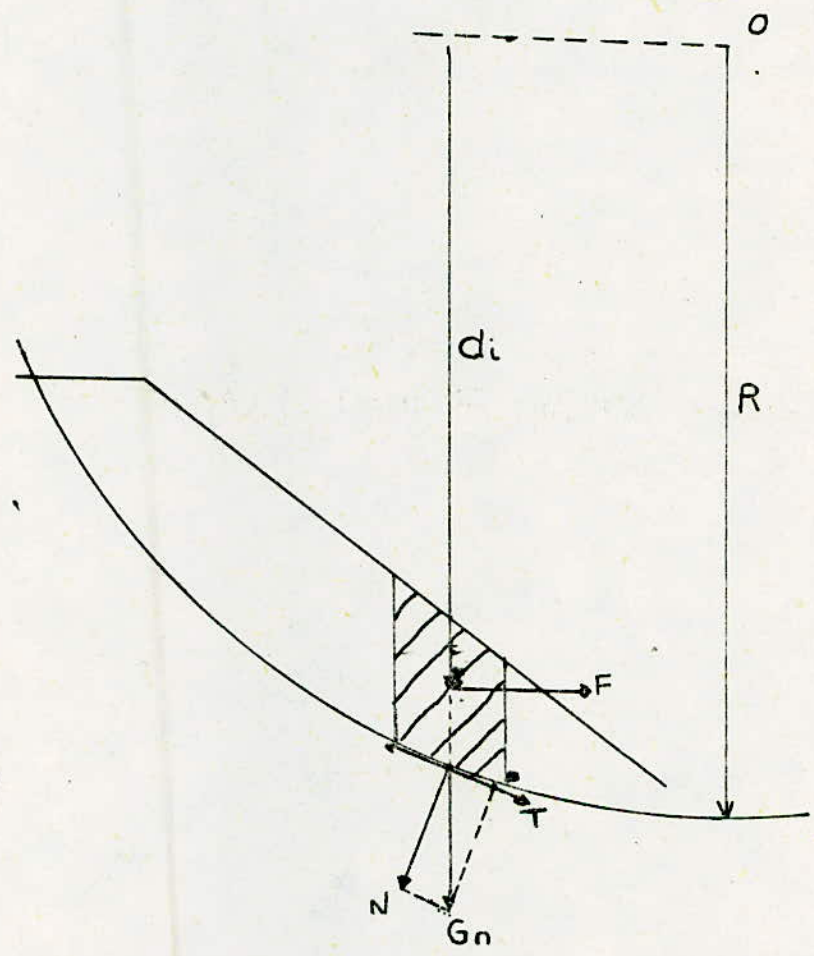
fig 7



Détermination du centre de glissement

fig 9

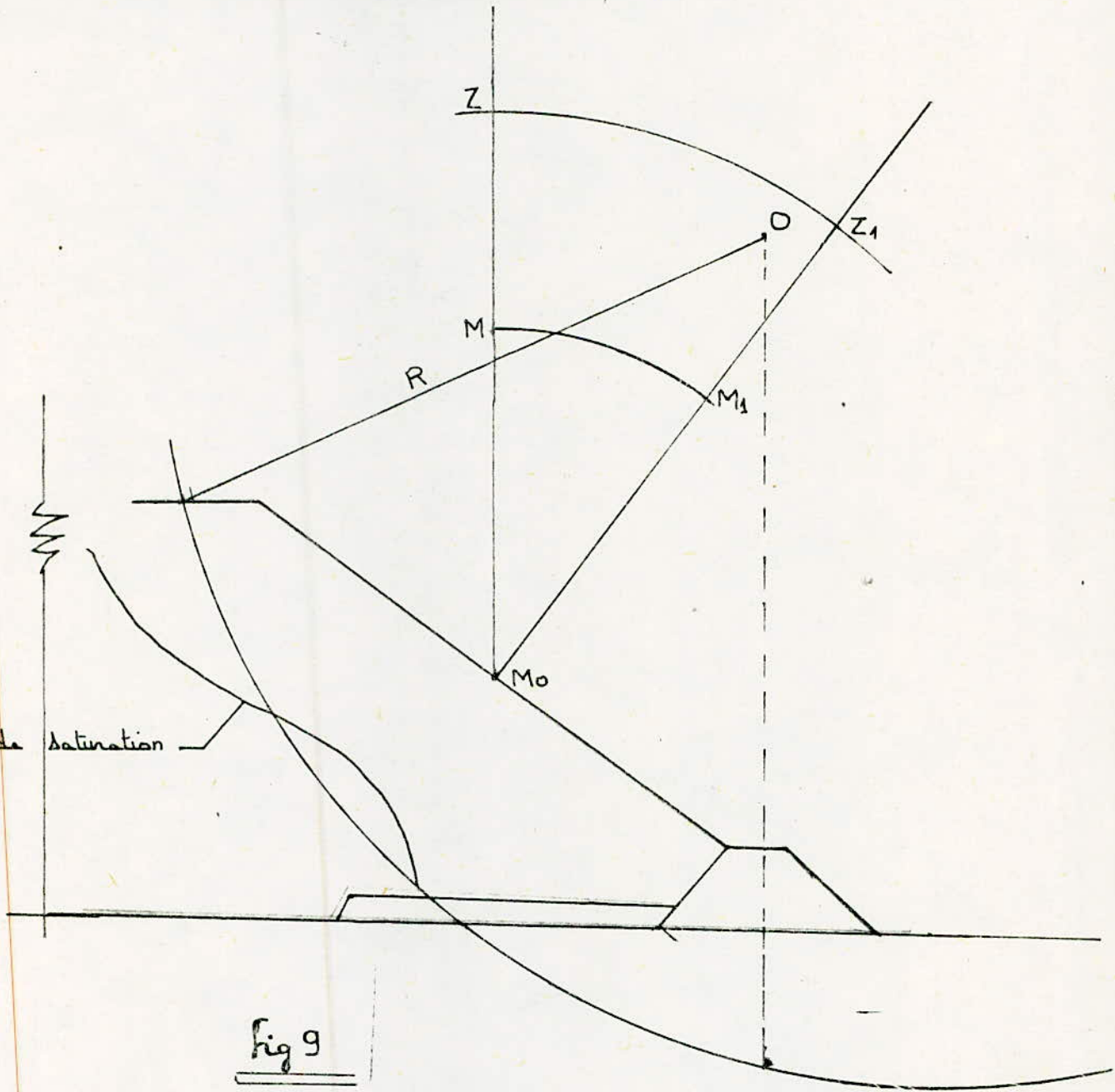
SOLLICITATION DUES AUX SEISMES



$$T = G_n \sin \alpha$$
$$N = G_n \cos \alpha$$

fig 8

DETERMINATION DU CENTRE DE GLISSEMENT



TALUS AVAL FIN DE CONSTRUCTION

R=30.2m

n° de branche	b (m)	h' (m)	h'' (m)	γ_3 (t/m ³)	γ_4 (t/m ³)	G _n (t)	Sind	cos α	G _n cos α (t)	G _n sind (t)	G _n cos α (t)	l _n (m)	e _n	d _n (m)	E = aG _n	E _n
9	0,6	0,7	-	-	1,82	0,764	0,9	0,436	0,333	0,688	0,121	1,376	2,477	15,4	0,075	1,155
8	3,02	3,0	-	-	1,82	16,489	0,8	0,6	9,833	13,191	3,579	5,033	9,059	17,0	1,649	28,033
7	3,02	5,2	-	-	1,82	28,581	0,7	0,714	20,407	20,007	7,428	4,230	7,614	19,0	2,858	54,302
6	3,02	6,5	-	-	1,82	31,801	0,6	0,8	25,441	19,081	9,260	3,775	6,795	20,9	3,180	66,462
5	3,02	7,3	-	-	1,82	40,123	0,5	0,866	34,746	20,006	12,647	3,487	6,277	22,8	4,012	91,428
4	3,02	7,6	-	-	1,82	41,773	0,4	0,916	38,264	16,709	13,928	3,297	5,935	23,9	4,177	99,830
3	3,02	7,8	0,7	1,9	1,82	46,889	0,3	0,954	44,732	14,067	17,177	3,165	7,596	25,1	4,689	117,694
2	3,02	5,6	1,5	1,9	1,82	39,387	0,2	0,980	38,599	7,877	14,822	3,082	7,397	26,1	3,939	102,808
1	3,02	4,5	2,0	1,9	1,82	28,534	0,1	0,995	28,391	2,853	10,902	3,035	7,284	26,9	2,853	76,746
0	3,02	3,2	2,2	1,9	1,82	21,768	0	1	21,768	0	8,359	3,02	7,248	27,6	2,177	60,085
-1	3,02	2,0	2,0	1,9	1,82	14,793	-0,1	0,995	14,719	-1,479	5,652	3,035	7,284	28,1	1,479	41,560
-2	3,02	0,7	1,6	1,9	1,82	6,887	-0,2	0,980	6,749	-1,377	2,592	3,082	7,397	28,6	0,689	19,705
-3	3,02	0,7	0,7	1,9	1,82	4,017	-0,3	0,954	3,832	-1,205	1,471	3,165	7,596	28,8	0,402	11,578

$K_s = 1,79$

$\Sigma = 110,418$

$\Sigma = 107,938$

$\Sigma = 89,955$

$\Sigma = 771,386$

51

TALUS AVAL FIN DE CONSTRUCTION

$R = 25,2 \text{ m} \quad R_a = 25,2$

n° de tranchée	b (m)	h' (m)	h'' (m)	γ_1 (t/m ³)	γ_3 (t/m ³)	Gn	sind	cote d	Gn cote d	Gn sind	Gn cote b'q	L _n (m)	cote b'n	d'n	F _n = a Gn	F _n d'n
+9	2,52	3,0	-	1,82	-	13,759	0,9	0,436	5,999	12,383	2,184	5,780	10,404	11	1,376	15,136
+8	2,52	5,6	-	1,82	-	25,614	0,8	0,6	15,410	20,547	5,609	4,2	7,56	13,5	2,568	34,668
+7	2,52	7,2	-	1,82	-	33,022	0,7	0,714	23,578	23,115	8,582	3,529	6,352	15,3	3,302	50,520
+6	2,52	8,2	-	1,82	-	37,195	0,6	0,8	29,756	22,317	10,831	3,15	5,67	16,7	3,719	62,107
+5	2,52	8,7	-	1,82	-	39,902	0,5	0,866	30,555	19,951	12,578	2,910	5,238	17,9	3,990	71,421
+4	2,52	8,0	0,8	1,82	1,9	40,922	0,4	0,916	37,118	16,209	14,297	2,751	6,602	19	4,092	76,988
+3	2,52	7,0	1,6	1,82	1,9	38,576	0,3	0,954	36,782	11,567	14,124	2,642	6,338	20	3,856	77,12
+2	2,52	6,1	2,2	1,82	1,9	38,511	0,2	0,980	37,741	7,702	14,492	2,571	6,170	20,8	3,851	80,101
+1	2,52	5,2	2,6	1,82	1,9	36,298	0,1	0,995	36,116	3,670	19,868	2,573	6,070	21,2	3,670	76,784
0	2,52	4,2	2,7	1,82	1,9	32,190	0	1	32,19	0	12,761	2,52	6,048	21,8	3,220	70,196
-1	2,52	3,2	2,6	1,82	1,9	27,125	-0,1	0,995	26,989	-2,712	10,764	2,573	6,079	22,4	2,712	60,749
-2	2,52	2,1	2,2	1,82	1,9	20,165	-0,2	0,980	19,762	-4,073	7,589	2,571	6,170	22,5	2,016	45,36
-3	2,52	1,2	1,4	1,82	1,9	12,207	-0,3	0,954	11,645	-7,662	4,472	2,642	6,338	22,7	1,221	27,777
-4	2,52	0,2	0,6	1,82	1,9	3,790	-0,4	0,916	3,482	-1,516	1,772	2,187	5,279	22,8	0,779	3,641

52

TALUS AVAL FIN DE CONSTRUCTION

$R_1 = 298m$ $R_2 = 29.8$

n° de tranchée	b(m)	h(m)	h'(m)	$\delta_1 (t/m^2)$	$\delta_3 (t/m^2)$	$G_n = (\delta_1 h' + \delta_3 h) b$	$S_{ind} = \frac{G_n}{m}$	$\cos \alpha = \sqrt{1 - S_{ind}^2}$	$G_n \cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha \tan \varphi$	$\frac{b}{\cos \alpha}$	$C_n \cdot b$	dn	$F_n = G_n$	$F_n \cdot dn$
+ 9	0.6	0.7	-	1.82	-	0.764	0.9	0.436	0.333	0.688	0.421	1.376	2.477	1.47	0.076	1.17
+ 8	2.98	3.2	-	1.82	-	17.355	0.8	0.6	10.413	13.884	3.790	4.967	8.941	16	1.735	27.76
+ 7	2.98	5.8	-	1.82	-	31.457	0.7	0.714	22.460	22.020	8.175	4.173	7.511	18.3	3.146	57.572
+ 6	2.98	7.2	-	1.82	-	39.050	0.6	0.8	31.24	23.43	11.371	3.725	6.705	20.4	3.905	79.662
+ 5	2.98	8.0	-	1.82	-	43.389	0.5	0.866	35.575	21.694	13.677	3.444	6.194	21.9	4.339	95.024
+ 4	2.98	8.2	-	1.82	-	44.478	0.4	0.916	40.737	17.789	14.828	3.253	5.855	23.3	4.447	103.615
+ 3	2.98	7.2	1.0	1.82	1.9	44.712	0.3	0.954	42.655	13.414	16.379	3.124	7.497	24.4	4.471	109.096
+ 2	2.98	6.1	1.7	1.82	1.9	42.709	0.2	0.980	41.855	8.542	16.072	3.041	7.298	25.4	4.271	108.483
+ 1	2.98	4.9	2.2	1.82	1.9	39.032	0.1	0.995	38.837	3.903	14.913	2.995	7.188	26.2	3.902	99.916
0	2.98	3.7	2.4	1.82	1.9	33.656	0	1	33.656	0	12.924	2.970	7.152	26.9	3.357	90.303
- 1	2.98	2.5	2.2	1.82	1.9	26.015	-0.1	0.995	25.885	-2.601	9.940	2.995	7.188	27.4	2.601	71.267
- 2	2.98	1.4	1.8	1.82	1.9	17.785	-0.2	0.980	17.429	-3.557	6.693	3.041	7.298	27.7	1.778	49.251
- 3	2.98	-	1.0	-	1.9	5.562	-0.3	0.954	5.401	-1.698	2.074	3.124	7.498	28.2	0.566	15.961
- 4	2.98	-	0.2	-	1.9	1.132	-0.4	0.916	1.032	-0.453	0.388	3.253	7.807	28.2	0.113	3.192

53

TALUS AVAL FONCTIONNEMENT NORMAL

$R_1 = 29,00m$

$R_2 = 59,00m$

n° de branche	b (m)	h' (m)	h'' (m)	h''' (m)	$\gamma_1 (t/m^2)$	$\gamma_2 (t/m^2)$	$\gamma_3 (t/m^2)$	$G_n = (\gamma_1 h' + \gamma_2 h'' + \gamma_3 h''')$	$\sin \alpha = \frac{h}{m}$	$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$	$T_n = G_n \sin \alpha$	$N_n = G_n \cos \alpha$	J_n	$W \phi$	$\lg \phi$	$\lg \cos \alpha - W \phi / \lg \phi$	ζ	$G_n \sin \alpha$	d_n	$F_n = 0.6n$	$F_n \cdot d_n$
+9	2.0	1.9	-	-	1.82	-	-	6.916	0.9	0.436	6.224	3.015	4.587	-	0.364	1.097	1.8	2.257	14.9	0.692	10.311
+8	2.90	4.6	-	-	1.82	-	-	24.279	0.8	0.600	19.423	14.567	4.833	-	0.364	5.302	1.8	2.699	16.5	2.421	40.062
+7	2.90	6.2	-	-	1.82	-	-	32.724	0.7	0.714	22.907	23.365	4.062	-	0.364	2.505	1.8	7.312	17.6	3.272	60.860
+6	2.90	7.4	-	-	1.82	-	-	39.057	0.6	0.800	23.434	31.246	3.625	-	0.364	11.374	1.8	6.525	20.3	3.906	79.292
+5	2.90	8.0	-	-	1.82	-	-	42.224	0.5	0.866	21.112	36.566	3.349	-	0.364	13.310	1.8	6.028	21.6	4.222	91.99
+4	2.90	7.3	0.7	0.2	1.82	2.0	2.05	43.778	0.4	0.917	17.511	40.104	3.162	2.146	0.364	13.576	1.8	5.692	22.8	4.378	99.811
+3	2.90	6.1	0.7	1.2	1.82	2.0	2.05	43.390	0.2	0.956	13.017	41.394	3.040	5.776	0.364	12.965	1.8	5.472	23.9	4.339	103.702
+2	2.90	5.0	0.7	1.8	1.82	2.0	2.05	41.151	0.2	0.980	8.230	40.328	2.959	7.398	0.364	11.987	1.8	5.326	24.9	4.115	102.464
+1	2.90	3.8	0.7	2.2	1.82	2.0	2.05	37.195	0.1	0.995	3.720	37.009	2.915	8.454	0.364	10.394	1.8	5.247	25.6	3.720	95.232
0	2.90	2.8	0.7	2.4	1.82	2.0	2.05	33.106	0	1.00	0	33.106	2.900	8.99	0.364	8.778	1.8	5.22	26.4	3.311	87.410
-1	2.90	1.7	0.7	2.2	1.82	2.0	2.05	26.112	-0.1	0.995	-2.611	25.921	2.915	8.454	0.364	6.380	1.8	5.247	26.8	2.611	69.775
-2	2.90	0.45	0.7	1.8	1.82	2.0	2.05	17.136	-0.2	0.980	-3.427	16.793	2.959	7.398	0.364	3.608	2.4	7.102	27.2	1.714	46.621
-3	2.90	-	0.2	1.1	-	2.0	2.05	7.700	-0.3	0.954	-2.310	7.746	3.040	3.952	0.384	1.303	2.4	7.296	27.4	0.770	21.092
-4	1.9	-	-	0.4	-	-	2.05	1.558	-0.4	0.917	-0.623	1.429	2.072	0.829	0.384	0.230	2.4	4.973	27.1	0.156	4.228

$\Sigma = 126.607$

$\Sigma = 102.809$

$\Sigma = 27.396$

$\Sigma = 9124.269$

TALUS AVAL FONCTIONNEMENT NORMAL $R_1 = 24,7m$ $R_2 = 24,70m$

N° de Courbe	b(m)	h'(m)	h''(m)	h'''(m)	γ (lit/m ³)	γ_1	γ_2	G ₀	sin α	cos α	G ₀ sin α	G ₀ cos α	L	W ϕ	γ_0	(G ₀ cos α - W ϕ) / γ_0	S	cos β	β	F ₀ = 0,60	F _n = 0,60
9	2,47	3,2	—	—	1,82	—	—	14,385	0,9	0,436	12,947	6,272	5,565	—	0,364	2,283	1,8	10,197	10,0	1,439	14,39
8	2,47	7,4	—	—	1,82	—	—	33,266	0,8	0,6	26,613	19,960	4,117	—	0,364	7,265	1,8	7,411	12,4	3,327	41,255
7	2,47	7,6	0,8	—	1,82	2,0	—	38,117	0,7	0,714	26,682	27,214	3,459	2,767	0,364	8,899	1,8	6,226	13,9	3,812	52,987
6	2,47	8,6	0,9	—	1,82	2,0	—	43,106	0,6	0,800	25,864	34,485	3,088	2,779	0,364	11,541	1,8	5,558	14,4	4,311	62,078
5	2,47	9,2	0,7	0,3	1,82	2,0	2,05	46,335	0,5	0,866	23,168	40,126	2,852	2,852	0,364	13,562	1,8	5,134	16,6	4,634	76,924
4	2,47	8,2	0,7	1,4	1,82	2,0	2,05	47,409	0,4	0,917	11,964	43,174	2,694	5,657	0,364	13,765	1,8	4,840	17,6	4,741	83,442
3	2,47	7,2	0,7	2,4	1,82	2,0	2,05	47,977	0,3	0,954	14,393	45,770	2,589	8,026	0,364	13,739	1,8	4,660	18,6	4,798	89,243
2	2,47	6,2	0,7	3,0	1,82	2,0	2,05	46,520	0,2	0,980	9,304	45,590	2,520	9,324	0,364	13,201	1,8	4,536	19,4	4,652	90,209
1	2,47	5,2	0,7	3,3	1,82	2,0	2,05	43,544	0,1	0,995	4,354	43,426	2,482	9,928	0,364	12,193	1,8	4,465	20,1	4,354	87,515
0	2,47	4,4	0,7	3,4	1,82	2,0	2,05	40,454	0	1,00	0	40,454	2,47	10,127	0,364	11,039	1,8	4,446	20,4	4,045	82,516
-1	2,47	3,4	0,7	3,3	1,82	2,0	2,05	35,452	-0,1	0,995	-3,545	35,275	2,482	9,928	0,364	9,226	1,8	4,462	21,0	3,545	74,445
-2	2,47	2,4	0,7	3,0	1,82	2,0	2,05	29,437	-0,2	0,980	-5,887	28,848	2,520	9,324	0,364	7,107	1,8	4,586	21,3	2,944	62,707
-3	2,47	1,4	0,7	2,4	1,82	2,0	2,05	21,904	-0,3	0,954	-6,571	20,896	2,589	8,026	0,384	4,942	2,4	6,214	21,6	2,190	47,304
-4	2,47	0,5	0,7	1,4	1,82	2,0	2,05	12,795	-0,4	0,914	-5,112	11,733	2,694	5,657	0,384	2,333	2,4	6,466	21,7	1,280	27,776
-5	1,8	—	0,5	0,55	—	2,0	2,05	3,830	-0,5	0,866	-1,915	3,317	2,123	2,123	0,384	0,435	2,4	4,990	21,6	0,383	8,273

TALUS AVAL FONCTIONNEMENT NORMAL

$R_1 = 26,00m$

$R_2 = 26,00m$

n° de branche	b (m)	h' (m)	h'' (m)	h''' (m)	δ_1 (Lm ³)	δ_2 (Lm ³)	δ_3 (Lm ³)	G _c	sind	cosd	Tu = G _c sind	Mu = G _c cosd	L _n	W ϕ	L _g d	L _{Gcosd - Wϕlgϕ}	G _r	C _n L _n	d _n	F _n = a ₆₀	F _n · d _n
+9	2.0	2.2	-	-	1.82	-	-	2.002	0.9	0.436	7.207	3.491	4.587	-	0.364	1.271	1.8	8.257	10.70	0.801	8.571
+8	2.6	6.0	-	-	1.82	-	-	28.392	0.8	0.6	22.704	17.035	4.333	-	0.364	6.201	1.8	7.799	12.60	2.839	35.771
+7	2.6	7.6	0.4	-	1.82	2.10	-	38.043	0.7	0.714	26.630	27.163	3.601	-1.456	0.364	9.357	1.8	6.554	14.60	3.804	55.538
+6	2.6	8.6	0.5	-	1.82	2.10	-	44.855	0.6	0.8	26.913	35.884	3.250	-1.625	0.364	12.470	1.8	5.850	16.20	4.486	72.673
+5	2.6	9.2	0.7	-	1.82	2.0	-	47.174	0.5	0.866	23.587	40.853	3.002	-2.101	0.364	14.106	1.8	5.504	17.80	4.717	83.963
+4	2.6	8.2	0.7	1.2	1.82	2.0	2.05	48.838	0.4	0.917	19.535	44.784	2.835	-5.387	0.364	14.341	1.8	5.103	18.80	4.884	91.819
+3	2.6	7.6	0.7	2.2	1.82	2.0	2.05	51.329	0.3	0.954	15.399	48.968	2.725	-7.909	0.364	14.908	1.8	4.905	19.80	5.132	104.633
+2	2.6	6.0	0.7	2.8	1.82	2.0	2.05	54.527	0.2	0.980	10.905	53.436	2.653	-9.286	0.364	16.071	1.8	4.743	20.80	5.453	112.332
+1	2.6	5.0	0.7	3.2	1.82	2.0	2.05	44.356	0.1	0.995	4.436	44.134	2.613	-10.194	0.364	12.355	1.8	4.703	21.40	4.436	94.930
0	2.6	4.0	0.7	3.4	1.82	2.0	2.05	40.690	0	1	0	40.690	2.600	-10.660	0.364	10.931	1.8	4.680	22.00	4.069	89.518
-1	2.6	3.0	0.7	3.2	1.82	2.0	2.05	34.892	-0.1	0.995	-3.489	34.718	2.613	-10.191	0.364	8.928	1.8	4.703	22.00	3.489	78.154
-2	2.6	1.9	0.7	2.8	1.82	2.0	2.05	27.555	-0.2	0.980	-5.511	27.004	2.653	-9.286	0.384	6.804	2.4	6.367	22.80	2.756	62.834
-3	2.6	0.9	0.7	2.1	1.82	2.0	2.05	19.092	-0.3	0.954	-5.528	18.214	2.725	-7.630	0.384	4.064	2.4	6.540	22.90	1.909	43.716
-4	2.6	-	0.5	1.2	1.82	2.0	2.05	8.996	-0.4	0.917	-3.598	8.249	2.835	-1.418	0.384	2.623	2.4	6.804	23.00	0.909	20.700
-5	0.9	-	-	0.3	-	-	2.05	0.554	-0.5	0.866	-0.277	0.480	1.039	0.280	0.384	0.1077	2.4	2.494	22.90	0.055	1.260

VIDANGE RAPIDE

$R = 22,5 \text{ m} : 22,5 \text{ m}$

n° de tranchée	b (m)	h" (m)	Δz (L/m³)	Gn $\pm \Delta z h'' / b$	sind = $\frac{h''}{m}$	cosd = $\sqrt{1 - \text{sind}^2}$	Gn. sind	Gn. cosd	$d_n = \frac{b}{\text{cosd}}$	Wd = $\Delta z \cdot h'' \cdot d_n$	tg φ	(Gn. cosd - Wd) tg φ	G	Gn. dn	Fn = a.Gn	dn	Fn. dn	
+7	2,25	1,1	2,0	4,95	+0,7	0,714	3,465	3,535	3,151	3,466	0,364	0,025	1,8	5,671	0,495	15,6	7,722	
+6	2,25	2,2	2,0	9,9	+0,6	0,8	6,94	7,92	2,812	6,187	0,364	0,631	1,8	5,062	0,99	17	16,83	
+5	2,25	2,9	2,0	13,05	+0,5	0,866	6,525	11,302	2,598	7,534	0,364	1,371	1,8	4,676	1,305	18,1	23,62	
+4	2,25	3,3	2,0	14,85	+0,4	0,916	5,94	13,610	2,455	8,101	0,364	2,005	1,8	4,419	1,485	19	28,21	
+3	2,25	3,4	2,0	15,3	+0,3	0,954	4,95	14,595	2,359	8,019	0,364	2,393	1,8	4,245	1,53	19,8	30,294	
+2	2,25	3,2	2,0	14,4	+0,2	0,978	2,88	14,109	2,296	7,348	0,364	2,461	1,8	4,133	1,44	20,4	29,376	
+1	2,25	2,8	2,0	12,6	+0,1	0,995	1,26	12,537	2,261	6,332	0,364	2,258	1,8	4,070	1,26	20	25,2	
0	2,25	2,2	2,0	9,9	0	1	0	9,9	2,25	4,95	0,364	1,802	1,8	4,05	0,99	21,5	21,285	
-1	2,25	1,4	2,0	6,3	-0,1	0,995	-0,63	6,268	2,261	3,165	0,364	1,129	1,8	4,070	0,63	21,9	13,799	
-2	1,60	0,8	2,0	2,56	-0,2	0,978	-0,512	2,504	1,633	1,306	0,364	0,436	1,8	2,939	0,256	22	11,264	
							$\Sigma = 30,88$					$\Sigma = 14,511$		$\Sigma = 43,335$				$\Sigma = 207,598$

$K_s = 1,87$

$K'_s = 1,43$

VIDANGE RAPIDE

$R = 21,2 \text{ m}$

N° de tranchée	b (m)	h'' (m)	δ_2 (klm ²)	$G_n = (h'' \delta_2) b$	$\frac{n}{m}$ sind	$\cos \alpha = \sqrt{1 - \text{sind}^2}$	$G_n \text{ sind}$	$G_n \cos \alpha$	$R_n = \frac{b}{\cos \alpha}$	$W_0 = \delta_{\text{max}} h'' b$	$\text{tg } \varphi$	$(G_n \cos \alpha - W_0) \text{ tg } \varphi$	C_r	C_{r0}	$F_n = a G_n$	d_n	$F_n \cdot d_n$
+8	2,8	0,4	2,0	0,64	+0,8	0,6	0,512	0,384	1,333	0,533	0,364	-0,054	1,8	2,399	0,064	13,2	0,845
+7	2,12	1,6	2,0	6,784	+0,7	0,714	4,749	4,864	2,989	4,750	0,364	0,034	1,8	5,344	0,678	14,5	9,831
+6	2,12	2,8	2,0	11,872	+0,6	0,8	7,123	9,498	2,65	7,42	0,364	0,756	1,8	4,77	1,127	15,6	18,52
+5	2,12	3,4	2,0	14,416	+0,5	0,866	7,208	12,484	2,448	8,323	0,364	1,515	1,8	4,406	1,042	16,7	24,08
+4	2,12	3,8	2,0	16,112	+0,4	0,916	6,445	14,758	2,314	8,793	0,364	2,171	1,8	4,165	1,611	17,8	28,68
+3	2,12	3,9	2,0	16,536	+0,3	0,954	4,961	15,775	2,222	8,666	0,364	2,587	1,8	4,000	1,654	18,5	30,60
+2	2,12	3,7	2,0	15,688	+0,2	0,980	3,178	15,374	2,163	8,003	0,364	2,683	1,8	3,893	1,569	19,0	29,81
+1	2,12	3,3	2,0	13,992	+0,1	0,995	1,399	13,921	2,131	7,032	0,364	2,508	1,8	3,836	1,400	19,5	27,13
0	2,12	2,7	2,0	11,448	0	1	0	11,448	2,12	5,724	0,364	2,083	1,8	3,816	1,145	20,0	22,9
-1	2,12	1,9	2,0	8,056	-0,1	0,995	-0,206	8,016	2,131	4,049	0,364	1,444	1,8	3,836	0,806	20,2	16,28
-2	2,12	1,0	-2,0	4,24	-0,2	0,980	-0,848	4,155	2,163	2,163	0,364	0,725	1,8	3,893	0,424	20,4	8,65

$\Sigma = 33,921$

$\Sigma = 16,452$

$\Sigma = 44,358$

$\Sigma = 217,495$

$K_s = 1,79$

$K_s = 1,37$

VIDANGE RAPIDE

R=264 m

$n = \text{de l'axe}$	$b(m)$	$h''(m)$	$\gamma_2 (t/m^2)$	$G_n = (h'' \gamma_2) b$	$\text{Sinc} = \frac{n}{m}$	$\text{Cos} = \sqrt{1 - \text{Sinc}^2}$	$G_n \text{ sinc}$	$G_n \text{ cos}$	$P_n = \frac{b}{\text{cos}}$	$W_n = \gamma_2 h'' P_n$	$\text{tg} \varphi$	$(G_n \text{ cos} - W_n) \text{tg} \varphi$	C_n	$C_n b_n$	$F_n = a G_n$	d_n	$F_n \cdot d_n$
+8	0.8	0.3	2.0	0.48	+0.8	0.6	0.384	0.288	1.333	0.322	0.364	-0.012	1.8	2.349	0.041	17.6	0.845
+7	2.64	1.4	2.0	7.392	+0.7	0.710	5.174	5.278	3.697	4.551	0.364	0.265	1.8	6.655	0.739	18.80	13.893
+6	2.64	2.6	2.0	13.728	+0.6	0.8	8.237	10.982	3.3	7.925	0.364	1.113	1.8	5.94	1.373	20.30	27.872
+5	2.64	3.4	2.0	17.952	+0.5	0.866	8.976	15.546	3.048	9.874	0.364	2.065	1.8	5.486	1.795	21.50	38.583
+4	2.64	3.7	2.0	19.536	+0.4	0.916	7.814	17.895	2.882	10.356	0.364	2.704	1.8	5.188	1.954	22.60	44.160
+3	2.64	3.9	2.0	20.592	+0.3	0.954	6.178	19.645	2.767	10.635	0.364	3.279	1.8	4.981	2.059	23.50	48.269
+2	2.64	3.6	2.0	19.008	+0.2	0.980	3.802	18.278	2.634	9.637	0.364	3.145	1.8	4.849	1.901	24.20	46.004
+1	2.64	3.4	2.0	17.952	+0.1	0.995	1.995	17.862	2.653	9.003	0.364	3.226	1.8	4.775	1.795	24.80	44.516
0	2.64	2.4	2.0	12.672	0	1	0	12.672	2.64	5.76	0.364	2.516	1.8	4.752	1.267	25.30	32.106
-1	2.64	1.5	2.0	7.92	-0.1	0.995	-0.792	7.880	2.653	3.972	0.364	1.422	1.8	4.775	0.792	25.70	20.354
-2	2.64	1.0	2.0	5.28	-0.2	0.980	-1.05	5.174	2.694	2.677	0.364	0.909	1.8	4.849	0.528	25.50	13.464
-3	0.60	0.2	2.0	0.24	-0.3	0.954	-0.072	0.229	0.629	0.124	0.364	0.038	1.8	1.113	0.024	25.30	0.607

$\Sigma = 40.606$

$\Sigma = 20.707$

$\Sigma = 55.762$

$\Sigma = 330.673$

$K_s = 1.88$

$K_s = 1.44$

Tableau récapitulatif des résultats de la sécurité

Cas de sollicitations	Coefficient de sécurité	
	Sans Seisme K_s	avec Seisme K'_s
<u>Fin de construction</u> <u>Talus aval</u> $R = 30,2 \text{ m}$ $R_1 = 25,2 \text{ m}$ $R_2 = 29,8 \text{ m}$	$1,79$ $1,77$ $1,95$	$1,45$ $1,43$ $1,54$
<u>Vidange rapide</u> <u>Talus amont</u> $R = 26,4 \text{ m}$ $R_1 = 21,5 \text{ m}$ $R_2 = 22,5 \text{ m}$	$1,88$ $1,79$ $1,87$	$1,44$ $1,37$ $1,43$
<u>Fonctionnement normal</u> <u>Talus aval.</u> $R_1 = 29,00 \text{ m}$ $R_2 = 24,70 \text{ m}$ $R_3 = 26,00 \text{ m}$	$1,56$ $1,55$ $1,53$	$1,25$ $1,23$ $1,25$

CHAPITRE VV - 1- GENERALITES :

Pour exploiter la retenue collinaire, il est nécessaire de mettre en place à titre provisoire ou définitif des ouvrages dits annexes, leur importance en beaucoup plus grande que ne pourrait le laisser croire, leur qualificatif : dans bien des cas, les nécessités de leur construction conditionnent les dimensions et même le type de barrage envisagé et leur coût entre pour une part essentielle dans le prix global de l'aménagement .

A remarquer aussi que leur étude ne doit pas être indépendante de celle de la digue .

Nous allons citer ci-après les différents types d'ouvrages que nous étudierons successivement .

- La dérivation provisoire .
- L'évacuateur de crue .
- La vidange de fond et la prise d'eau .

V - 2 - DERIVATION PROVISOIRE :

Le chantier de la retenue collinaire doit évidemment être à sec et il est indispensable d'examiner de très près la fouille où se fera le contact avec la fondation il faut donc dériver l'oued pendant la construction cette dérivation est assurée par une conduite souterraine .

Cette galerie servira à la fin de construction de la retenue collinaire pour loger la conduite de la prise d'eau et la vidange de fond. Un batardeau est prévue à l'amont de 4 M de hauteur à partir de la terre végétale consacrée définitivement pour le pied amont de la digue .

- CALCUL DU DEBIT EVACUE PAR LA GALERIE :

Pour calculer le débit évacué par la galerie, on détermine les distances dont les coudes par la formule de WEISBACH ainsi que les coefficients de résistance à l'entrée et à la sortie .

- FORMULE DE WEISBACH :

$$Y \text{ Coude} = \frac{\alpha}{90} \left[0,131 + 1,847 \left(D/2 \right)^{3,5} \right]$$

.../...

où α : angle intérieur de courbure
 ρ : rayon de courbure .
 D : diamètre de la conduite .

Pour la galerie de dérivation nous avons opté une galerie circulaire de 1,60 M de diamètre .

$$\alpha_1 = 90^\circ \quad \alpha_2 = 40^\circ$$

$$\rho_1 = 30 \text{ M} \quad \rho_2 = 78 \text{ M}$$

on trouve .

$$Y \text{ coude } 1 = 0,131 .$$

$$Y \text{ coude } 2 = 0,058$$

- CALCUL DE LA PERTE DE CHARGE

$$\Delta H = (Y \text{ coude } 1 + Y \text{ coude } 2 + Y \text{ entrée } + Y \text{ sortie }) \frac{V^2}{2g}$$

$$\Delta H = 1,69 \frac{V^2}{2g}$$

- HYPOTHESE DE CALCUL :

- Dans la conduite l'écoulement est permanent
- La galerie est en charge .

Appliquons l'équation de Bernoulli aux sections (1) et (2)
 (1) indice de la section à l'axe du batardeau .
 (2) indice de la section à la sortie de la galerie .

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

H_1 et H_2 : Hauteur de l'eau aux sections (1) et (2)

G : accélération de pesanteur .

$\sum h_{1-2}$: Somme des pertes de charges entre les deux sections .

$P_1 = P_2$: pression atmosphérique

$V_1 = V_2$: la surface de l'eau supposée infiniment grande par rapport au diamètre de la conduite d'où une variation très lente du niveau d'eau .

Les deux sections sont à l'air libre l'expression (I) devient :

.../...

$$H_1 = H_2 + \sum h_{1-2} = H_{\text{Batardeau}} + J.L = h_s$$

$h_s = 1$: Revanche du batardeau .

$L = 193 \text{ M}$: Longueur développée dans l'axe de l'oued .

$J = 0,0204$: pente géométrique dans l'axe de l'oued

$$H_{\text{bat}} = H_2 + 1 \sum h_{1-2} - J.L.$$

$$\sum h_{1-2} = \frac{f.L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (\text{III})$$

En supposant que le régime est turbulent rugueux on applique la formule de NIKURADSE .

$$f = \left(1,14 - 0,86 \text{ LM} \frac{\epsilon}{Dh} \right)^{-2}$$

OU f : coefficient de frottement

Dh : Diamètre Hydraulique

$\epsilon = 0,00A$ Rugosité absolue

$$f = 0,01785$$

L'Expressions III devient

$$H_{\text{bat}} = H_2 - J.L + 1 + \frac{V^2}{2g} \left(1,69 + \frac{f.L}{D} \right)$$

$$V = \frac{Q}{A} \text{ vitesse en (M/S) .}$$

$Q = \text{debit en (M}^3/\text{S)}$

$A = \text{section de la conduite en (M}^2 \text{)}$

$$H_{\text{bat}} = - J.L + 1 + \frac{V^2}{2g} \quad (3,84)$$

$$\text{d'ou } V = 5,95 \text{ M/S}$$

Le debit évacué par la conduite est :

$$Q = V.A = \frac{\pi D^2}{4} \cdot V$$

$$Q = 11,96 \text{ M}^3/\text{S}$$

Verification du regime

$$\epsilon/Dh = 6,25 \cdot 10^{-4}$$

$$Re = \frac{V.D}{\nu} = 9,52 \cdot 10^6$$

Re : Nombre de Reynolds

V : Vitesse en (m/s)

D : Diamètre en (m)

ν : Viscosité cinématique $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

d'après le diagramme de Moody le régime est turbulent rugueux.

Le debit de crue decenal $Q_{10} = 11 \text{ m}^3/\text{s}$

Conclusion : Le diametre choisi $D=1,60 \text{ m}$ pour la conduite de derivation peut vehiculer le debit de crue decennale.

V -3 EVACUATEUR DE CRUE

V -3-1 Généralités

L'évacuateur de crue est un organe d'une importance primordiale, essentiel à la securité du barrage.

De par la nature même des matériaux afforiable constituant le corps du massif, il est essentiel d'éviter tant déversement par dessus la crête de la digue; tout débordement si faible fût il ne tarderait pas à entailler profondément la face aval et le couronne de l'ouvrage.

Les desordres ainsi causés auraient pour conséquences immédiates un amaiguissement du profil et ameneraient le plus souvent une ruine rapide de la construction; pour cela les évacuateurs de crue s'imposent comme solution devant le danger de submersions de la digue.

V -3-2 CHOIX DU TYPE D'EVACUATEUR DE CRUE

Le choix du type d'évacuateur et de son emplacement depend des conditions topographiques, geologique et économiques.

deux solutions sont possibles

- Un évacuateur latéral en rocher aurochitoure sur la rive droite
- Un deversoir frontol avec un canal évacuateur notre étude à mise en évidence que la construction du deuxième type d'évacuateur s'avère beaucoup plus économique que le premier type, en raison du fait que la quantité du déblai est moins importante de plus la longueur de l'évacuateur de crue est minimale. En général, on cherche à le placer dans la zone où la pente est faible ce qui diminue le volume de terrassement.

Cet évacuateur de crue se compose des parties suivantes

- Seuil de deversoir
- Canal évacuateur
- Dissipateur de l'énergie

V-3-3 DEVERSOIR

Le deversoir sera à profit pratique de type CREAGER qui rappelons le est le profit qui s'adapte le mieux à la lame d'eau de façon à ce que celle ci ne puisse se décoller.

Ce profit est obtenu d'après le profit type qui correspond à une charge d'eau de 1 m en multipliant les coordonnées X et Y du profit type par la charge 0,8 m.

Le deversoir à une largeur en cote de 6 m pour parament à mont est verticale.

.../...

Coordonnées du profil sont

XI	YI	XI	YI	XI	YI
0,00	0,1008	0,80	0,2048	1,60	0,988
0,08	0,0288	0,88	0,2568	1,168	1,095
0,0,16	0,0056	0,96	0,3152	1,76	1,21
0,24	0,00	1,04	0,380	1,84	1,31
0,32	0,0048	1,12	0,4512	1,92	1,44
0,40	0,0216	1,20	0,5288	2,00	1,57
0,48	0,048	1,28	0,6112		
0,56	0,08	1,36	0,6984		
0,64	0,1168	1,44	0,7896		
0,72	0,1584	1,52	0,8864		

V 3 - 3 -1 calcul Hydraulique du deversoir

Hypothèses

Hauteur du ~~de~~uil : 1,50 m

Largeur en crête : 6 m

Debit de pointe à évacue ; 8 m³/s

Charge hydraulique maximale : 0,8 m

cote en crête : 898,00 m

Nous consacrerons l'étude et le principe de calcul de Mr G. LAPRAY

La hauteur critique de la lame d'eau est :

$$K = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{où } q = \frac{Q}{b} = \frac{8}{6} = 1,33 \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$K = 0,57 \text{ m}$$

- Calcul de la charge à l'amont

$$H_m = H_k + a$$

$$\text{avec } H_k = \frac{3}{2} K = 0,86$$

$$a = 1,50 \text{ m}$$

$$H_m = 2,36 \text{ m}$$

- Calcul de charge au pied aval du deversoir :

le paramètre adimensionnel $H_m + \Delta \text{era}$.

$$H_m + = \frac{H_m}{K} = \frac{2,36}{0,57} = 4,14$$

de l'abaque 18 on tire $h_t + = 0,365$

$$\text{d'où } h_t = K \cdot h_t + = 0,365 \cdot 0,57 = 0,208 \text{ m}$$

- Calcul de la vitesse d'eau à l'aval

$$V = q/h_t = \frac{1,33}{0,208} = 6,39 \text{ m/s}$$

IV 3-3-2 +) Stabilité de l'évateur de crue

Pendant son exploitation l'ouvrage est soumis

à **divers** sollicitation qui sont variables dans le temps, nous devons prévoir son comportement dans plusieurs cas de charge afin d'apporter les solutions et modification nécessaire à sa sécurité par la stabilité on entend la stabilité contre le glissement, le renversement et le soulèvement.

- Stabilité contre le glissement :

La stabilité contre le glissement est caractérisé par le coefficient

$$k_g = \frac{f(G - W)}{P}$$

où G : poids propre du deversoir

W : force d'infiltration

E : Poussée de l'eau

f : coefficient de frottement

coef de stabilité admissible est $kg = 1,05 \pm 1,30$

$$P = \frac{1}{2} \gamma h^2 = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot (1,5)^2 = 1,125 \text{ t/m}$$

$$W\phi = \frac{1}{2} \alpha \gamma \cdot h \cdot b \quad \text{où } \alpha = 0,5 \div 1 \text{ coef de reduction}$$

$$W\phi = \frac{1}{2} 0,5 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 3,2 = 1,2 \text{ t/m}$$

$$G = \frac{1}{2} \gamma b \cdot h \cdot b \quad \gamma b = 2,4 \text{ t/m}^3$$

$$G = 5,76 \text{ t/m}^3$$

$$Kg = \frac{(5,76 - 1,2) \cdot 0,3}{1,125} = 1,21$$

-Stabilité contre le renversement : stabilité contre le renversement est caractérisé par le coefficient de sécurité :

$$K_r = \frac{\sum \text{Moments/c retenant}}{\sum \text{Moments/c renversant}}$$

$$\sum \text{Moments/c retenant} = \frac{2}{3} Gb - \frac{2}{3} W\phi \cdot b = \frac{2}{3} b (G - W\phi) = 9,73$$

$$\sum \text{Moments/c renversant} = \frac{1}{3} p h = 0,56$$

le coef de sécurité admissible $k_{adm} = 1,3 \text{ à } 1,5$

-Stabilité contre le soulèvement

$$K_s = \frac{\sum \text{forces empechant le soulèvement}}{\sum \text{forces provoquant le soulèvement}} = \frac{G + P_I}{W\phi}$$

.../...

P_I = poids de l'eau sur la console à la base du deversoir

$$P_I = b_I \cdot h$$

$$b_I = 0,60$$

$$P_I = 1,5 \cdot 0,60 = 0,9$$

$$G + P_I = 6,66$$

$$W\phi = 1,2$$

le coefficient de sécurité admissible

$$K_s = 1,3 \div 1,5$$

V-3-4 CANAL EVACUATEUR

Le canal évacuateur sert à véhiculer le débit déversé par le deversoir vers l'oued, sa longueur et sa pente sont déterminées topographiquement sur une carte d'échelle 1/1000.

$$L = 85 \text{ m}$$

$$i = 11 \%$$

Le canal est de forme trapezoidale et est lineairement convergent, et du type graduellement varié. La presentation des calculs sera sous forme de programme ce dernier est établi par Mr G.LAPRAY

-Etude de l'écoulement dans le canal

Calcul de remous

Dans le canal l'écoulement est graduellement varié caractérisé par une variation progressive des divers parametres hydrauliques le long du canal . La ligne d'eau d'un tel mouvement est appelée lourde de remous.

.../...

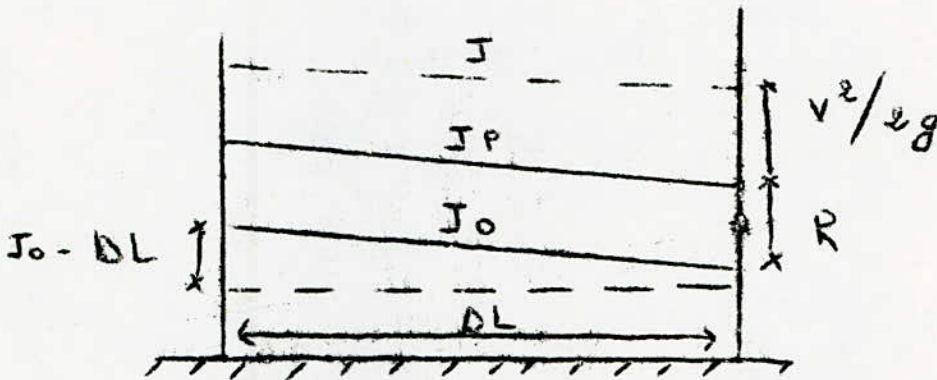
Methode de calcul / (par intégration numerique)

Le calcul est basé sur une équation différentielle établie entre la longueur L . reliant deux sections , et la hauteur d'eau h .

En faisant tendre DL vers Zéro , la variation de la charge totale pour unité par unité de longueur se confond avec le gradient de la perte de charge J .

$$J = - \frac{d}{dl} (v^2/2g + Z_0 - J_0 \cdot L + h) \quad (I)$$

voir fig.



en exécutant la dérivation de cette équation et on applique l'équation de continuité puis on dérive cette dernière on trouve.

$$\Delta L = 1 - \frac{Q^2 \cdot l}{J_0 - J} \quad dh$$

L'intégration de cette équation donne le tracé de la surface libre de l'eau le long du canal.

Le canal a été fait sur calculatrice programmable T.I. 59 A l'aide d'un programme établi par Monsieur G.LAPRAY.

.../...

Le calcul est basé sur les formules suivantes :

$$- b_i = b_o - \xi \frac{L_i - I + L_i}{L_{on}} \quad (b_o - b_n) \quad \text{largeur moyenne de tronçon}$$

$$- A_i = (h_i + \Delta h_i / 2) (h_i + \Delta h_i / 2) + b_i \quad \text{section moyenne de chaque tronçon}$$

$$- P_i = b_i + X (h_i + \Delta h_i / 2) \quad \text{périmètre mouillé}$$

$$- (F)^{-0,5} = 1.14 \cdot 0,86 \text{ en } (\xi / D_h) \quad \text{coefficient de frottement}$$

$$- X = 2 (\xi^2 + 1)^{0,5}$$

$$- J = f \cdot Q^2 / D_h A^2 \cdot 2 g \quad \text{gradient de perte de charge}$$

$$- \xi = 0,005 \quad \text{rugosité absolue}$$

$$- D_h = 4 A / P \quad \text{diamètre hydraulique}$$

$$L = \frac{1 - \frac{Q^2 \cdot \xi}{g A^3}}{\frac{J_o - f Q^2}{D_h A^2 \cdot 2 g}}$$

.../...

détermination du huo correspondant au débit $Q=3,0 \text{ m}^3/\text{s}$ pour canal trapézoïdal. Le résultat est obtenu par la méthode classique. On prendra différentes valeurs de h_v qui donne un débit approprié, d'après les formules suivantes :

1- Rayon hydraulique : $R = \frac{W}{X}$

2-Surface section droite : $W = b x h$ car $X = 10^{-6} \approx 0$

3-périmètre mouillé : $X = b + 2 h$

4-Coefficient de chezy: il existe plusieurs formules

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

5- pente géométrique (I)

$$6-Q = W.C \sqrt{RI}$$

On trace un graphe en fonction de la hauteur qui donne un débit on trouve $h_{uo}=0,167$.

Programme donnant le profit en long de la surface libre.

Remous en canal trapézoïdal linéairement convergent sur T.I .59.

1^{er}nd LBL A RCL 05 $X^2+1 = \sqrt{X}$ X2 = STO 09 RCL 08+ RCL 17 $\div 2 =$ STO 07 R/S

2nd LBL B RCL 15 STO IU $\div 2 +$ RCL 06 = \div RCL 20 X (RCL 16 -RCL 18) + RCL 18 = STO 04

X RCL 07 + RCL 05 X RCL 07 $X^2 =$ STO 10X4 \div (RCL 04+RCL09XRCL 07) = STO 11

1/X X RCL 02 = STO 29 Ln X x .86-1.14 X^2 1/X STO 12 1-RCL01 X^2 X (RCL 04 +2 x RCL 05

xRCL 07) $\div 9.8 \div$ RCL 10 Y^x 3 =STO 13 \div (RCL 03-RCL 12 X(RCL01 \div RCL 10) X^2 \div RCL 11 \div

19.6)xRCL 17=STO 15 -RCL 14= 2ndIXI X >, t B Rcl 15 nd IXI SUM 06 RCL 17 SUM.

08 RCL 08+ RCL 17 ÷ 2 = STO 07 RCL 01 + RCL 10 X RCL 11 ÷ RCL 00 = STO 19
RCL 06 R/S

Allure de la profondeur critique hypothétique

1nd LBL C RCL 04 + 2X RCL 05 X RCL 27 = STO 31 RCL 04+RCL 05X RCL 27 =
X RCL 27 = STO 30 1/XY^x 3X RCL 31 X RCL 01 X² ÷ 9.8 = 28 Y^x . 3
X RCL 27 = STO 27 RCL 28-1 = 2nd LBL 2nd X₀ t C RCL 09 X RCL 27+RCL 04
= STO 26 1/X X RCL 30 X 4 = STO 23 1/X X RCL 02 = STO 21 ln X X . 86 -
1.14 = X² 1/X STO 24 ÷ RCL 23 X RCL 01 X² ÷ RCL 30 X² ÷ 19.6 = STO 22
÷ RCL 03 = 1/X STO 25 RCL 27 R/S

Allure de la profondeur normale hypothétique

2nd LBL D RCL 04 + RCL 05 X RCL 37 = X RCL 37 = STO 40 + RCL 37
X RCL 09
= STO 36 1/X X 4 X RCL 40 = STO 33 ÷ RCL 02 = 1/X STO 39 ln Xx . 86
-1.14
= X² 1/X STO 35 ÷ RCL 33 X RCL 01 X² ÷ RCL 40 X² ÷ 19.6 = STO 32 ÷
RCL 03 =
Y^x . 3 X RCL 37 = STO 37 RCL 32 - RCL 03 = 2nd LBL 2nd X₀ t DRCL 01
÷ RCL 40 =
STO 34 X RCL 33 ÷ RCL 00 = STO 38 RCL 37 R/S

VALEURS INITIALES A INTRODUIRE/

$V = 10^{-6}$: STO 00	$Lo = 0$: STO 06	$bc = 6$: STO 13
$Q = 8,0$: STO 01	$ln = 85$: STO 20	$bn = 4$: STO 16
$\epsilon = 0,005$: STO 02	$ho = 0,208$: STO 08	$X \rightarrow t$: 0.01
$Ju = 0,11$: STO 03	$luo = 0,167$: STO 37	$4I = 3$: STO
$I = 10^{-6}$: STO 05	$Ko = 0,57$: STO 27		

ΔH : voire suivant la tranche considérée au début on prendra : -0 001

Exécution:

App sur A \Rightarrow $hi + \frac{\Delta H}{2}$

RCL 09 \leftrightarrow $X = 2 \sqrt{1 + I^2}$

App sur B \Rightarrow $Lo - 1 \leftrightarrow 06$

RCL 03 \leftrightarrow hi RCL 04 \leftrightarrow bi

RCL 29 \leftrightarrow $\epsilon / \Delta H$

RCL 19 \leftrightarrow IR \Rightarrow turbulent rugueux.

RCL 12 \leftrightarrow $f = fr$

App sur C \Rightarrow $o KI \leftrightarrow 27$

App sur D \Rightarrow $o lu \leftrightarrow 37$

Respecter $\left\{ \begin{array}{l} B \text{ pour tirer les valeurs à rapporter au tableau} \\ B, C, D \\ \text{tant que} \\ Li \leq Ln \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} C \text{ faire varier valeur et signe de } h \text{ à reintroduire} \\ \text{au D registre 17 au fur et à mesure de l'avancement} \\ \text{de l'exécution du programme .} \end{array} \right.$

L_i (m)	h_i (m)	b^{i-1}	K_i	h_{i+1} (m)	Δh
00	0,208	5,98	0,57	0,167	-0,001
695	0,207	5,946	0,567	0,195	
912	0,206	5,914	0,569	0,196	
39	0,205	5,074	0,572	0,197	
319	0,204	5,848	0,574	0,198	-0,0001
575	0,2049	5,842	0,576	0,198	
82	0,2038	5,837	0,576	0,198	
077	0,2037	5,833	0,576	0,198	-0,00001
1	0,2036	5,833	0,576	0,198	+0,00001
13	0,2037	5,832	0,577	0,198	
157	0,2038	5,832	0,577	0,198	
18	0,2039	5,832	0,577	0,198	+0,0001
145	0,204	5,828	0,577	0,198	
706	0,2041	5,82	0,577	0,198	+0,001
34	0,2051	5,783	0,577	0,199	
612	0,2061	5,731	0,580	0,199	
976	0,2071	5,677	0,583	0,201	
169	0,2081	5,62	0,587	0,202	
146	0,2091	5,561	0,591	0,204	
10	0,2101	5,496	0,595	0,205	
506	0,2111	5,426	0,600	0,206	
749	0,2121	5,348	0,605	0,208	
39	0,213	5,086	0,611	0,210	
94	0,214	5,005	0,632	0,217	
54	0,215	4,941	0,638	0,219	
06	0,216	4,883	0,644	0,221	
516	0,217	4,831	0,649	0,223	
58	0,218	4,782	0,654	0,225	
79	0,219	4,735	0,658	0,226	
02	0,220	4,691	0,663	0,228	
47	0,221	4,648	0,667	0,229	
27	0,222	4,607	0,671	0,230	

Remous descendant Type P₂. Turbulent rugueux
 tourbillonnel supernormal

Remous Ascendant Type P₃
 Turbulent rugueux. tourbillonnel
 Subnormal.

L_i (m)	h_i (m)	B_i^{-1}	K_i	h_{i+1} (m)	ΔH
,051	0,223	4,567	0,675	0,230	Remous Ascendant. Type B Turbulent rugueux Transitionnel, Subnormal
,726	0,224	4,528	0,679	0,233	
,358	0,225	4,490	0,682	0,234	
,952	0,226	4,453	0,686	0,236	
,511	0,227	4,417	0,690	0,237	
,038	0,228	4,381	0,694	0,238	
,536	0,229	4,346	0,698	0,239	
,006	0,230	4,312	0,701	0,241	
,451	0,231	4,278	0,705	0,242	
,872	0,232	4,245	0,709	0,243	
,27	0,233	4,212	0,712	0,245	
,646	0,234	4,181	0,715	0,246	
,003	0,235	4,149	0,720	0,247	
,339	0,236	4,118	0,723	0,248	
,657	0,237	4,087	0,727	0,250	
,957	0,238	4,057	0,731	0,251	
,239	0,239	4,026	0,734	0,252	
,505	0,240	3,996	0,738	0,254	
,755	0,241		0,742	0,255	

V-3-5 Dissipateur de l'énergie

En passant du bref amont au buf aval, l'énergie potentielle de l'eau se transforme en une grande énergie qui peut entraîner des destructions ou des affouillement important à l'aval, et vu la vitesse importante de l'écoulement à l'aval il est nécessaire de réaliser un ouvrage appelé saut de SKI.

A la fin du courrier l'eau sera projetée vers le haut à l'aide du saut de SKI et tombera sur les bloc d'encochement afin de dissiper l'énergie cinétique de l'eau.

Voir Fig 11 /

Vitesse de l'écoulement à l'aval

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{h \cdot b} = \frac{8}{0,24 \cdot 4,086} = 8,28 \text{ m/s}$$

Tracé du J et

Les équations à employées seront celles des projectiles

$$X = (V \cos \alpha) t \quad (1)$$

$$Y = (V \sin \alpha) t - \frac{1}{2} g t^2 \quad (2)$$

nous tirons des équations (1) et (2)

$$t = \frac{X}{V \cos \alpha} \quad Y = X \tan \alpha - \frac{X^2}{4h \cos^2 \alpha}$$

$$\text{avec } h = \frac{V^2}{2g}$$

La portée sera établi par la relation :

$$X = 1,8 \frac{(h+V^2)}{2g} \sin (2\alpha)$$

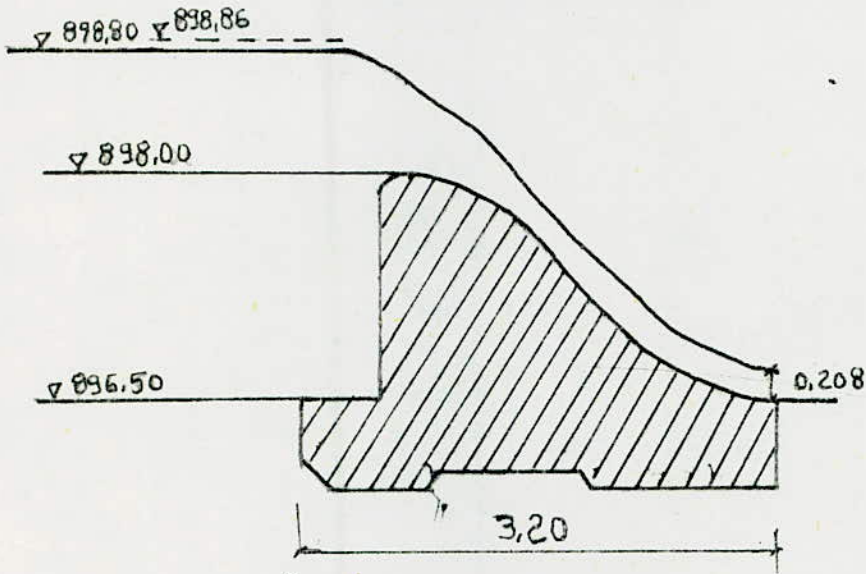
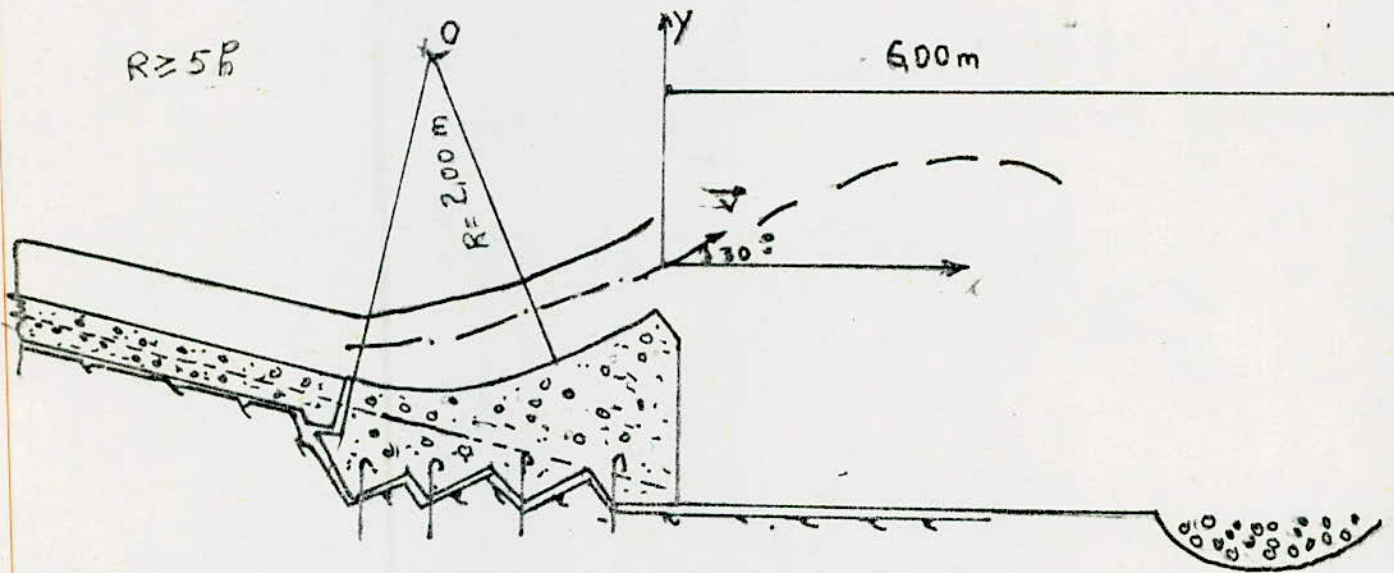
V = vitesse au depart du saut de SKI calculée précédemment

α = l'angle qui correspond à la portée égal en général à 30 °

.../...

DEVERSOIR

(d'après CREAGER)

Fig 10SAUT DE SKIFig 11

$$X = 1,8 \left(0,24 + \frac{(8,28)^2}{2 \cdot 9,81} \right) \sin 60^\circ = 5,82 \text{ m}$$

soit $X=6\text{m}$

rayon de l'ouvrage de sont de SKI est pris comme suit

$$R \geq 5 h = 5 \cdot 0,24 = 1,20$$

Soit à prendre $R=2 \text{ m}$ voir figure 41

V-4 Vidange de fond et prise d'eau

V-4-1 - Vidange de fond

Après exécution de la retenue collinaire, la conduite de dérivation provisoire sera aménagée comme conduite de vidange de fond comme il est nécessaire de se garder la possibilité de vider commodement et complément la retenue collinaire le but c'est :

- vider la retenue en cas d'accident
- si pour une raison quelconque, on veut faire baisser rapidement le plan d'eau, où également pour le contrôle du plan d'eau lors de la première mise en eau, de la retenue .
- Abaisser le niveau du plan d'eau pour permettre l'entretien où réparation.
- Un moyen de lutte contre l'envasement

V-2 Prise d'eau

L'ouvrage a pour but le prélèvement du débit destiné à l'irrigation le débit sera véhiculé par une conduite qui empruntera la conduite de vidange de fond.

Généralement le type d'ouvrage de prise d'eau dépend du débit de prise de la hauteur du barrage et de bien d'autres facteurs.

Cet ouvrage est constitué par une conduite en acier enrobé dans le béton.

.../...

-le reservoir de la retenue assure une demande encore de $M=630 \cdot 10^3 \text{ m}^3 / \text{an}$

le debit de prise $Q_p = 0,02 \text{ m}^3 / \text{s}$

On propose un diametre $D = 250 \text{ mm}$

on calcule la vitesse

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q \cdot 4}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,02}{3,14 \cdot (0,25)^2} = \underline{\underline{0,41 \text{ m / s}}}$$

$$V_{adm} = 0,2 \cdot 3 \text{ m/s}$$

$V = 0,41$ est admissible , elle se situe dans la marge de la securité de la conduite.

CHAPITRE VI - Le chantier/VI-1 Organisation du chantier :

Avant l'installer le chantier, on devra effectuer une reconnaissance des zones de fondation de la digue, de la cuvette et des ballastières pour reconnaître ces terrains, il pourra se munir d'une tarière à main qui lui permettra éventuellement de faire quelques prélèvements et quelques essais il est en effet indispensable qu'il connaisse bien les terrains où se déroulera la construction ainsi que les matériaux qui seront manipulés afin de choisir le plus rationnellement possible les engins appropriés à chaque carrière, compte tenu des caractéristiques des matériaux des distances à parcourir et de la nature des terrains où vont évoluer les engins; et un planning des travaux sera établi.

Les constructions de petit lacs collinaire (comme dans notre cas) n'exigeront pas d'installations fixes importantes, un petit camion de laboratoire pourra apporter de précieuses indications en cours de construction. Un chantier de retenue collinaire peut se composer au minimum des machines suivantes :

- Un tracteur à chenilles de grande puissance (160 -180 cv) équipé d'une lame frontale et un scarper.
- Un tracteur à chenilles ou à pneus pouvant trainer un ou plusieurs éléments de compacteur pied de mouton.
- Un scarificateur à dents ou à disques
- Une nivelleuse.
- En outre il est bon de pouvoir adopter a ce tracteur divers appareils, accessoires tels que :
 - pompe aspirante, compresseur, foreuse, vibreur, bétonneuse, groupe de sondage etc... .
- Une camionnette "tout terrain" assurera les liaisons et réapprovisionnements.

Conclusion ;/ Bien entendu, c'est là un schéma grossier d'organisation de notre chantier.

VI-2/ Exécution des travaux:

2.1/ Dérivation des eaux :

La retenue cellinaire sera construite pendant la saison sèche et doit être terminée avant l'arrivée des pluies. Le problème de l'évacuation des eaux du ruisseau pendant la construction ne se posera donc pas souvent, néanmoins il peut être utile de prévoir une dérivation provisoire capable d'évacuer les petites crues susceptibles de se produire durant la mise en oeuvre du barrage. Dans ce cas la solution la plus simple consiste à réaliser en amont un petit batardeau, une diguette en terre ou en gabion éventuellement imperméabilisé sur une feuille de plastique, construira un petit bassin d'où les eaux seront divisées latéralement dans un fossé. Une vidange de fond est prévue on pourra l'utiliser dès achèvement pour évacuer les eaux pendant la construction de la digue. les travaux pourront alors commencer.

2.2/ Construction de l'évacuateur de crue:

Un évacuateur de crue latéral est prévue, il est bon de creuser le canal évacuateur dès le début du chantier et de l'ensemencer immédiatement d'herbes après avoir essentiellement déployé un filet de jute, le tapis végétal aura ainsi le temps de se reconstituer pendant la construction de la digue et il pourra remplir son rôle de protection dès que la réserve sera mise en eau, il ne faut pas toutefois que la présence de ce canal constitue par la suite une gêne pour la circulation des engins de chantier.

2.3/ Construction de la digue :

1/ Les assises et les fondations de la digue :

Décapage des terrains végétaux au dessous de la digue, sur la surface de l'évacuateur et sur la zone d'emprunt :

- au dessous de la digue 30 cm au fond de la vallée et 20 cm sur les rives.
- à la surface de l'évacuateur 10 cm.
- Sur la zone d'emprunt 10 cm.

Cette terre végétale sera repoussée en aval d'où on pourra la réprendre en fin de construction pour recouvrir les zones dénudés des carrières et éventuellement le parament aval de la digue. Une fois l'assise nettoyée et les couches superficielles de terrain décapées le géomètre matérialisera l'axe de la digue au niveau de la crête supérieure par des piquets.

2.4/Tranchée de service :

On creusera ensuite dans l'axe de la vallée une tranchée de 1,5 à 2m de profondeur en pente vers l'aval et dans laquelle pourront circuler les tracteurs, cela fait le bulldozer creusera la tranchée d'ancrage de la digue en descendant du niveau de la crête de la digue vers le fond de la vallée (Fig 2). Un autre tracteur reprend les matériaux au fond et les repousse enaval par la première tranchée de service.

2.5/ Tranchée d'ancrage :

Lorsque la tranchée d'ancrage est terminée, le responsable des travaux l'inspectera soigneusement de façon à s'assurer que la couche compacte et stable a été atteinte et qu'il n'y a pas d'affleurement d'eau. On mettra en place la conduite de prise sous la digue comme a été prévue ; ensuite on comblera les tranchées avec le matériau imperméable en compactant celui-ci par petites couches (15cm environ) après l'avoir correctement humidifié. Une fois les fondations de la digue terminées on préparera soigneusement l'air d'assise de la digue. Dans la partie aval du plan d'assise, on réalise alors le tapis filtrant là aussi le responsable des travaux devra surveiller de près l'exécution du filtre qui sera appelé à jouer par la suite un rôle important quant à la stabilité de la digue.

2.6/ Exécution du remblai :

La zone d'assise étant préparée on pourra passer à l'exécution de la digue elle-même, pour ce on commence par matérialiser sur le terrain les bords externes du massif. Le compactage doit être effectué par couche d'une épaisseur de 20 cm sous l'action de rouleau à pied de mouton, un rouleau à pneus, prévoyant 5 passes de rouleau par couche, après finition d'une couche, on le reprend sur quelques centimètres au scarificateur pour bien la lier à la couche supérieure, la densité souhaitée doit être au moins 95 % de la densité sèche à l'optimum. Avant le compactage, les couches doivent être arrosées pour assurer la teneur en eau 17 à 20 %.

2.7/ Travaux de finition :

Le massif étant réalisé, il faut finir à la main ou à la machine les parements amont et aval. Ce nivellement est effectué avec des nivelleuses. Une fois les pentes correctement réalisées, on exécute le revêtement pierreux sur le panneau en amont, et herbeux en aval, puis on procède à un engazonnement sur ce dernier. On aménage la crête, qui sera ensuite recouverte de sable et de graviers, de façon à éviter les fissures.

2.8/ Travaux d'entretien :

- la retenue étant mise en eau, on surveillera de près le comportement de la digue au début de son existence.
- On vérifiera en particulier qu'il n'apparait pas en aval les débits d'infiltration trop important.
- Au bout de 2 ans la digue sera stabilisée et les débits de fuite seront moins important.
- On devra de temps à autre inspecter le talus de la digue.
- Après les crues, il emportera de visiter l'évacuateur de crue.

Conclusion : En résumé une digue bien conçue et bien exécutée ne devrait pas exiger d'entretien onéreux.

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE DA	PRIX TOTAL DA
		<u>D I G N E</u>		
Décapage des terres végétales ou dessous de la digne d'une épaisseur de 30 cm	m3	4080	30,0	122400
Excavation de la tranchée d'amerage en sol seule	m3	450	35,0	15750
Construction de la digne remblai arrosage et compactage	m3	52000	45	2340 000
Construction du tapis dainant et drain a pied y compris le compactage et transport.	m3	6710	250	1677500
Confection du pied amont de la digne à partir de la terre végétale de remblai du batardeau	m3	1720	45	77400

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE DA	PRIX TOTAL DA
Révétement du talus amont de la digue on tout variant par lar- che de 15 cm 5000 m ² 0,15	m ³	750	45	33750
Gravier louche de 20 cm	m ³	1000	46	46000
Grosses pièces louche de 25 cm	m ³	1250	90	112500
Blocage du revêtement	m ³	120	800	96000
Σ				
EVACUATEUR				
Seuil créager on beton	m ³	1700	1800	306 000
Excavation d'une tranchée L-85 m	m ³	510	35	17850
Béton de protection et de fondation dosé à 250 kg CPA 325.	m ³	51	1400	71400
Remblai de terre		432	10	4320

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE DA	PRIX TOTAL DA
		DERIVATION PROVISOIRE		
excavation de la tr- che de la cond de rivation. (2,6x2,6)x93	m3	1305	35,0	45675
Inst du lit de gra- ver d'epaisseur de 10 cm (2,60x0,20)x193	m3	100	45,0	4500
Fournit et pose des conduites en béton armé DN =1,60	ml	193	1500	289500
Remblai de la tranchée de la conduite	m3	816	10	8160
Tranep - 1 dist de 100 m	m3	488	15	7320

Σ Total = 2030025

C O N C L U S I O N /

Cette retenue collinaire sur l'oued Ain-El Khobouzia est destinée à l'irrigation de certain terrains agricoles à la campagne environnante.

La teneur de ce projet a été basé sur les données géologiques et hydrologiques délivrées par la D.H.W de Bouira.

Du point de vue hydrologique la retenue peut assurer le debit necessaire à l'irrigation/

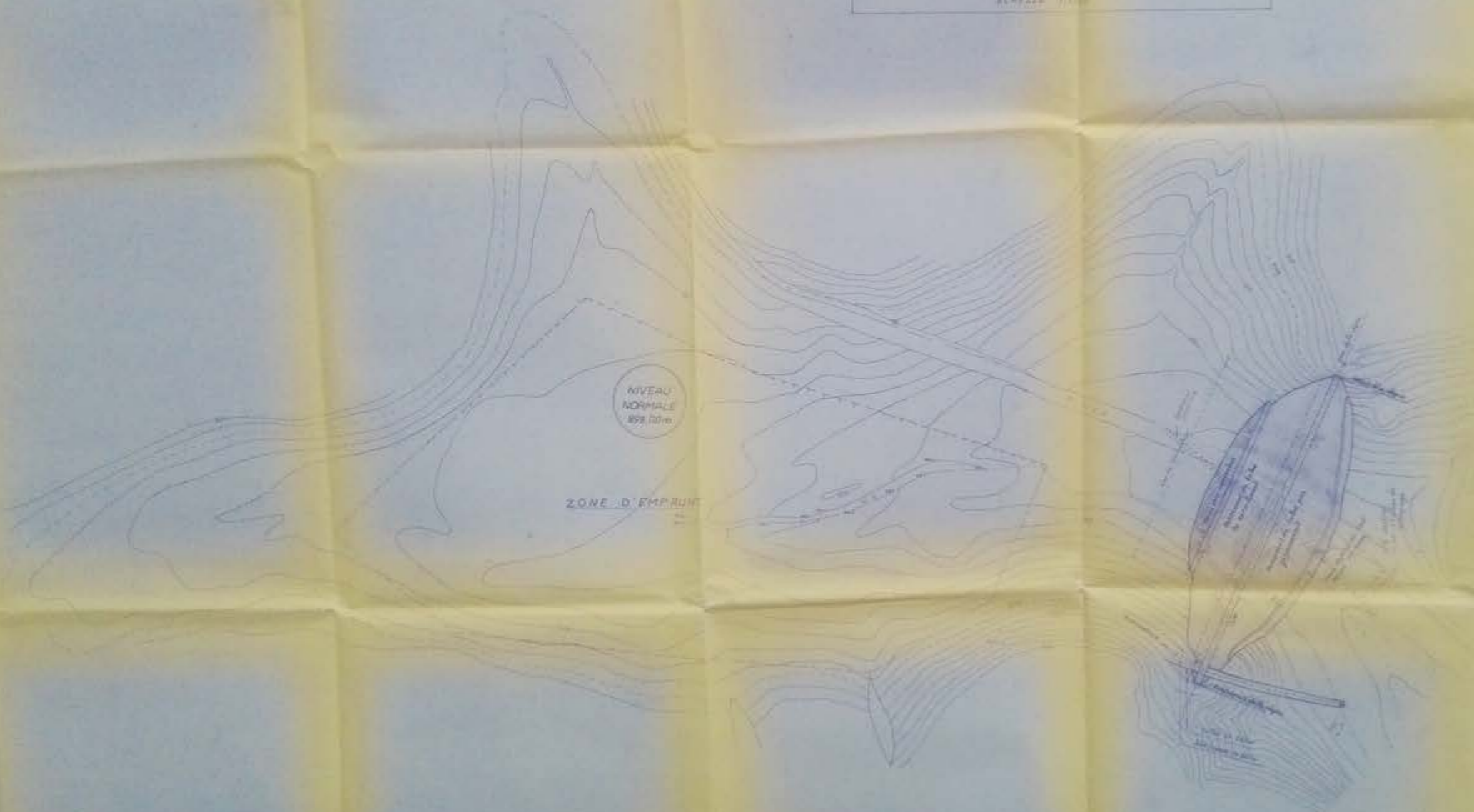
Du point de vue géologique, la cuvette repose sur des argiles alluvionnaires, les pertes par infiltration sont faibles, il est donc inutile de prévoir des voiles d'étanchéité.

Topographiquement la faisabilité est possible . En ce qui concerne la geotechnique, nous ne pouvons pas affirmer sur la faisabilité du barrage, les resultats ne nous ont pas été communiqués, nous nous sommes vu donc l'obligation de prendre des valeurs estimées afin de mener à bout notre étude.

Nous estimons qu'une étude uniquement théorique s'avere incomplète et que cela necessite des apports pratiques indispensables peut être à même de realiser ce projet sur le terrain.

PLAN D'IMPLANTATION DE LA RETENUE COLLINAIRE
DE OUED BIN KHABOUZA

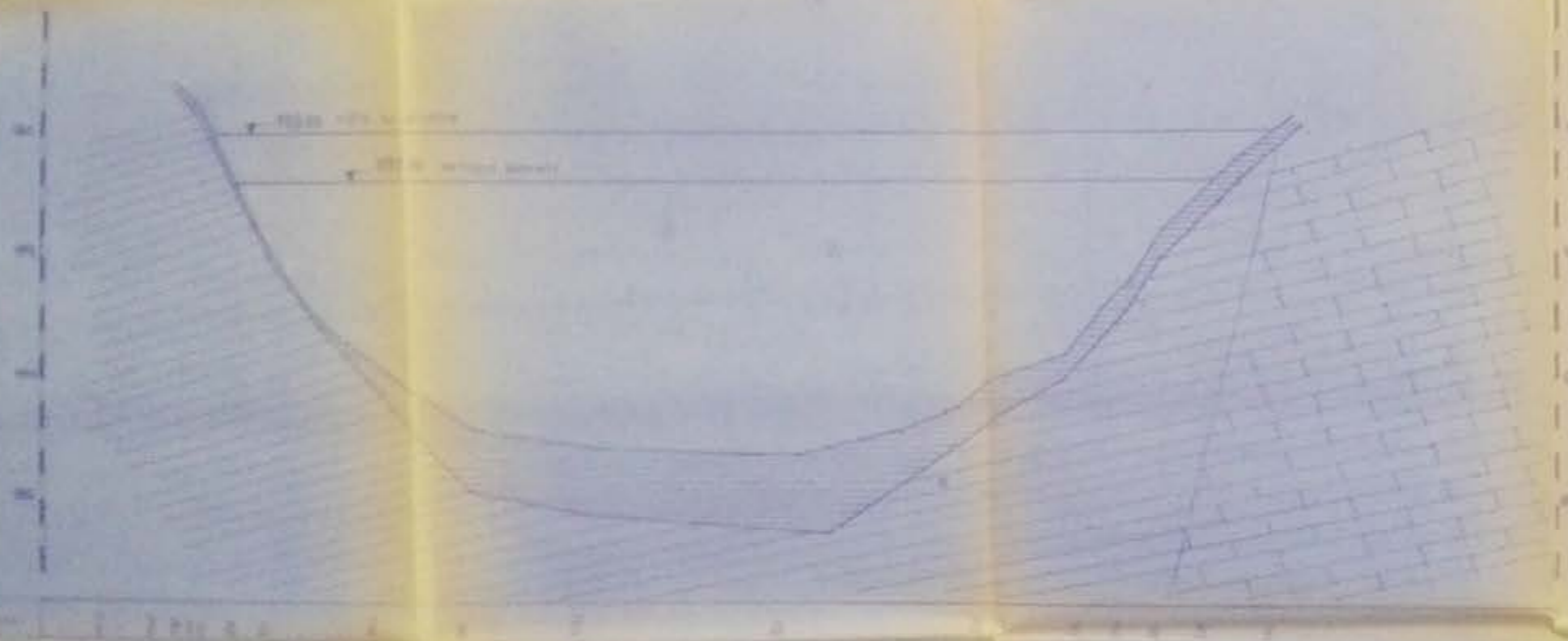
ECHELLE 1:1000



PROJET	RETENUE COLLINAIRE SUR OUED BIN KHABOUZA
PLANS	PLAN D'IMPLANTATION DE LA RETENUE COLLINAIRE
ECHELLE	1:1000
PROJETE PAR	D. H. S. F. DE SOUMA
DATE	ABRIL 1968
PROJETE PAR	M. L. B.
DATE	M. B. B. 1968

COUPE GÉOLOGIQUE

ECH 1/500

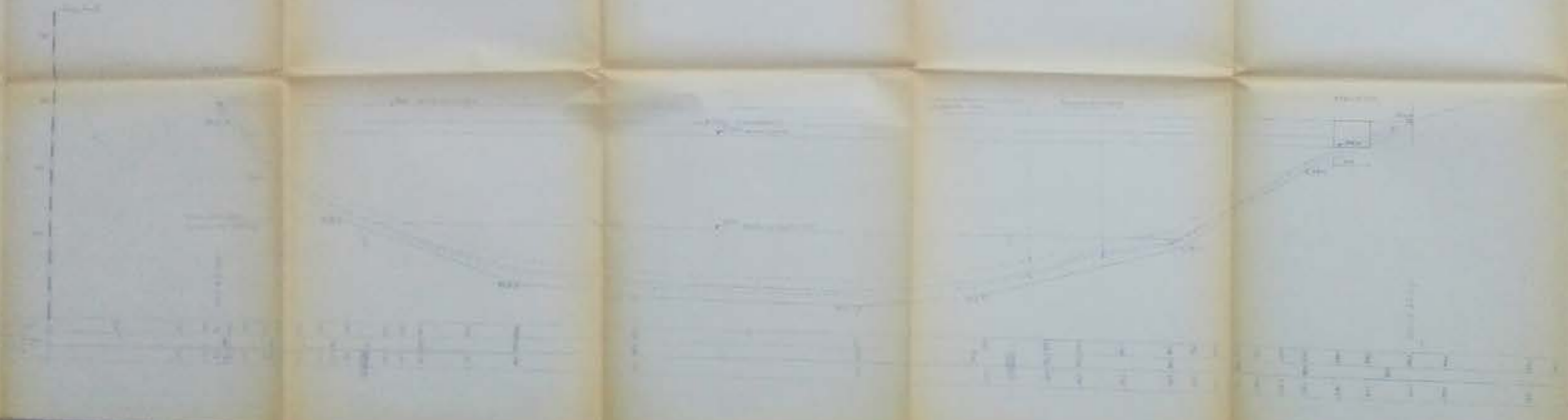


LEGENDE	
	MIOCÈNE Sable et argiles Echelle 1/500
	CRÉTACE Sable et argiles Echelle 1/500
	Quartzite Echelle 1/500

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ÉTUDES	
SUJET	RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED AIN KHABOUZIA
PLANCHE N°	COUPE GÉOLOGIQUE
ÉCHELLE	1/500
PROPOSÉ PAR	D. H. E. F. DE BOUIRA
FAIT PAR	ABDELOUAHAB B. MAIZ B.
CRICÉ PAR	M. BERNARCYK S.

TRACÉ EN LONG DE LA DIGUE

1921
V. 100
H. 100



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN D'ÉTUDES
TRACÉ EN LONG DE LA DIGUE
V. 100 H. 100
CHIFFRE DE PROJET
NOM DE L'ÉLÈVE
NOM DE L'ENSEIGNANT



PROFIL EN TRAVERS DE LA DIGUE
ECH 1:100



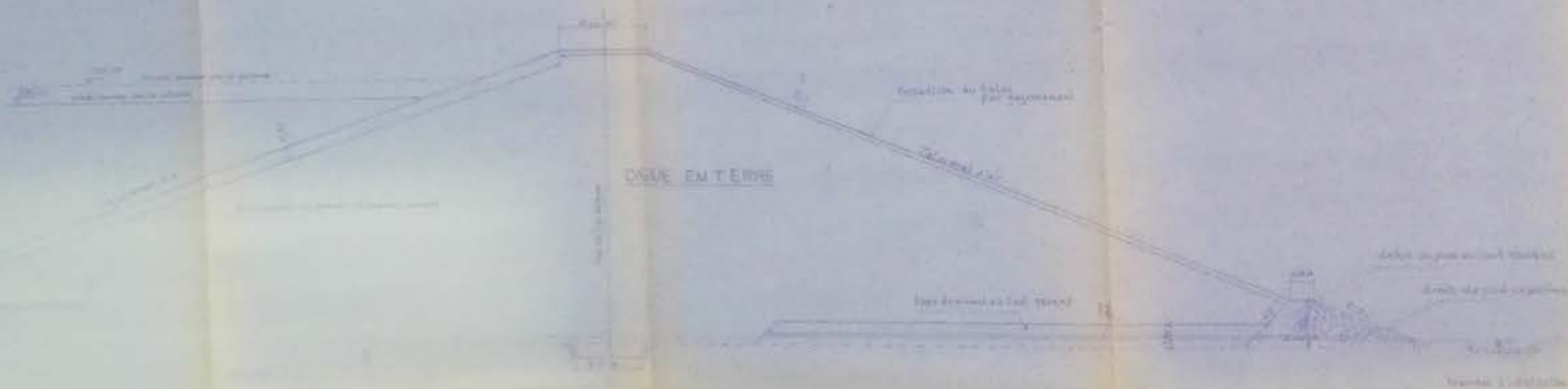
PROFIL EN TRAVERS DE LA DIGUE
ECH 1:100



PROFIL EN TRAVERS DE LA DIGUE

ECH 1:100

CUVETTE



PROJET DE FIN D'ETUDES

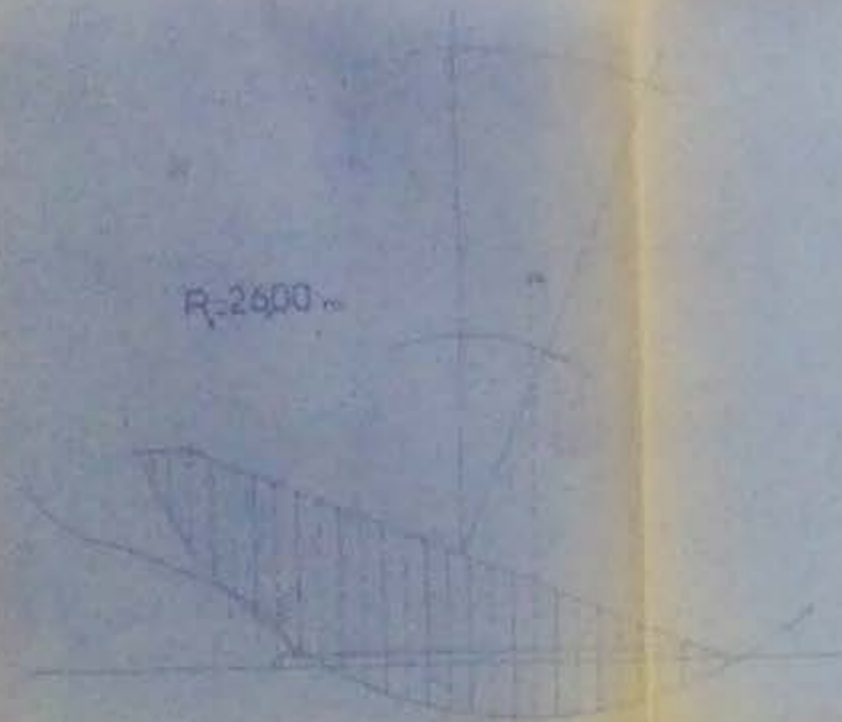
N° 1



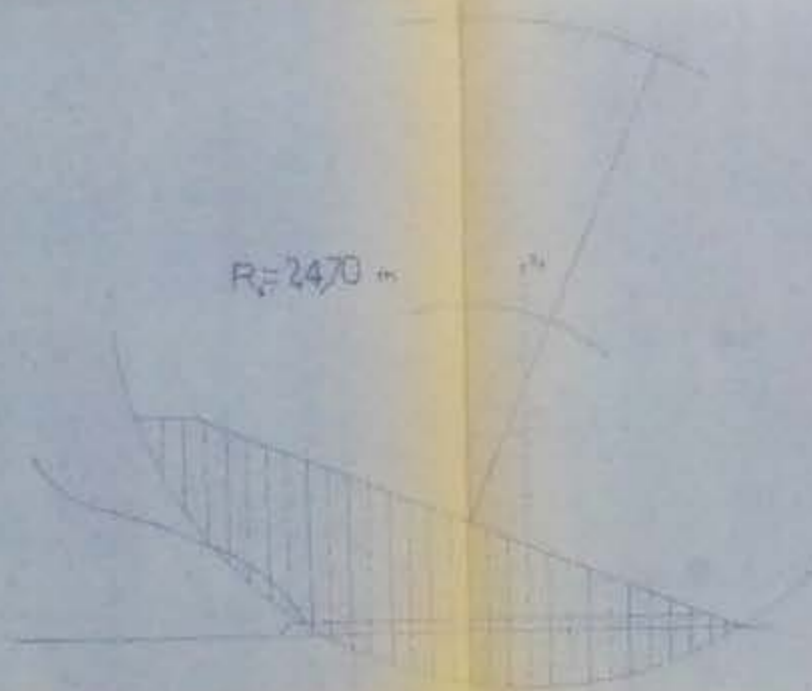
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED AIN KHABOUBIA	SUJET
PROFIL EN TRAVERS DE LA DIGUE	PLANCHE N° 1
1:100	ECH 1:100
ABDELOUANIS, S HAIZR	FAIT PAR
M ^{re} BERNARD STALLÉ	DIRIGE PAR

FONCTIONNEMENT NORMAL

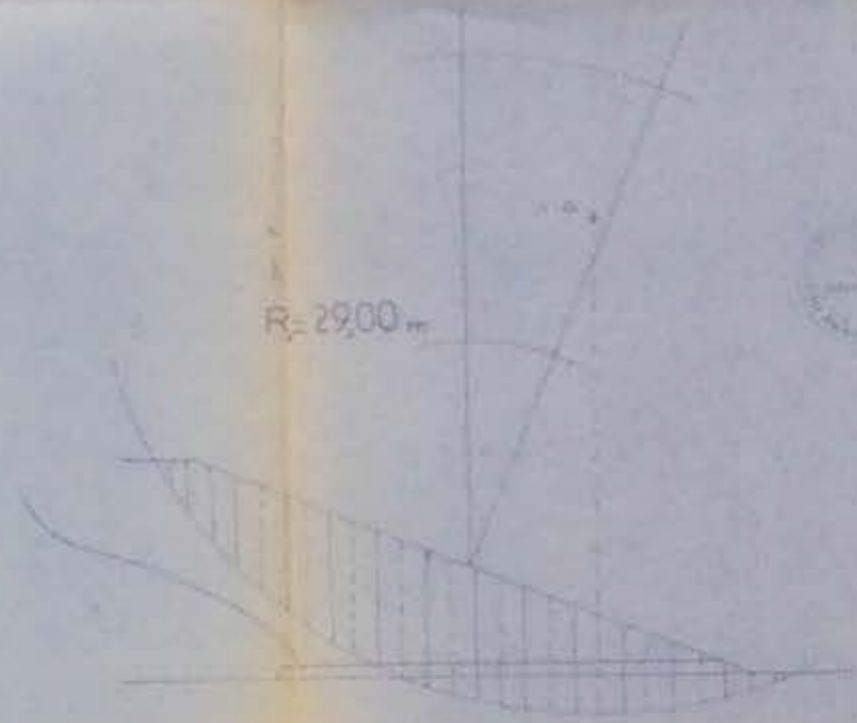
R=2600 m



R=2470 m



R=2900 m

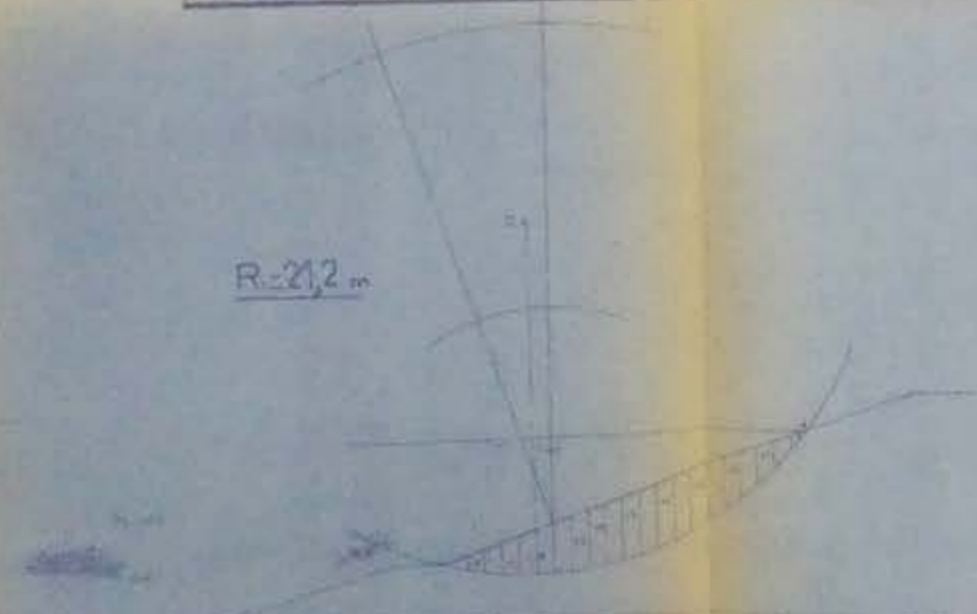


VIDANGE RAPIDE

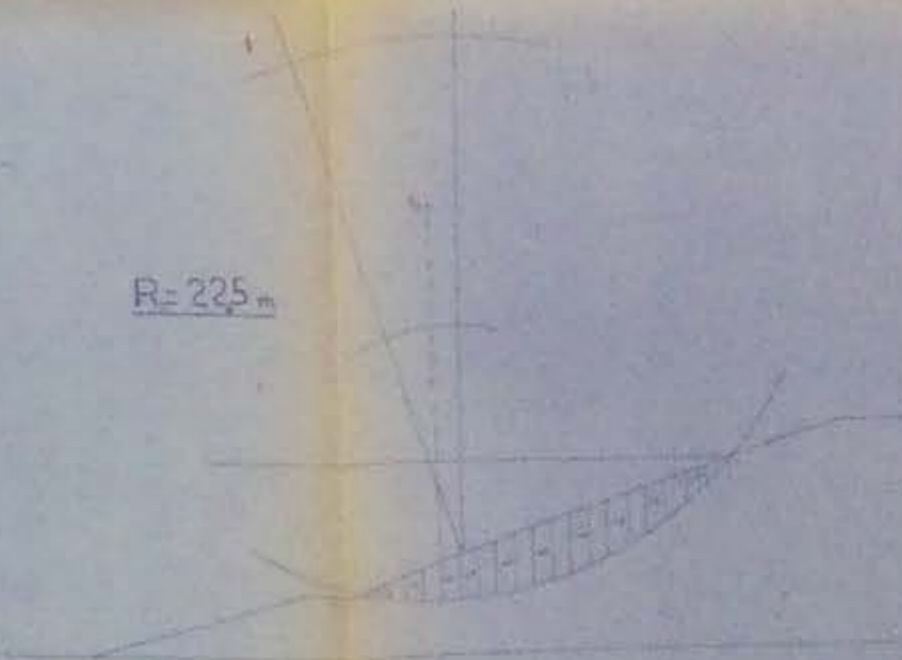
R=264 m



R=212 m

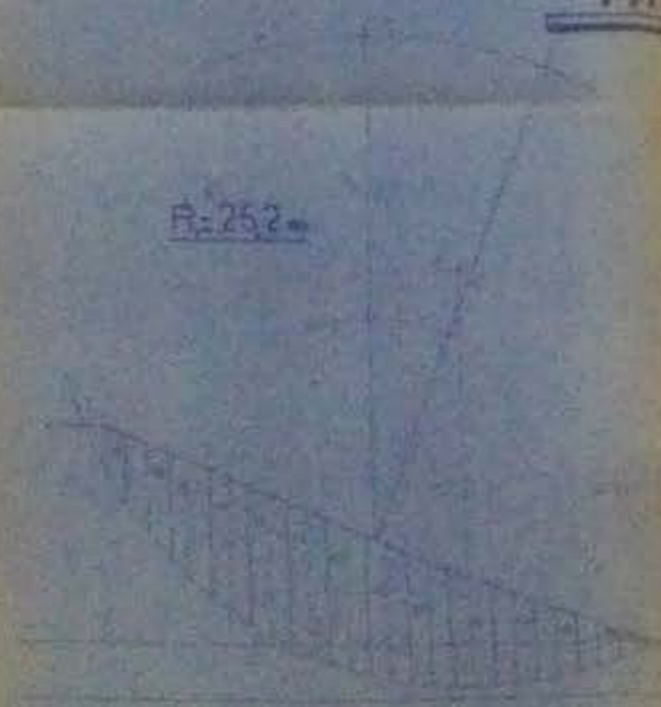


R=225 m

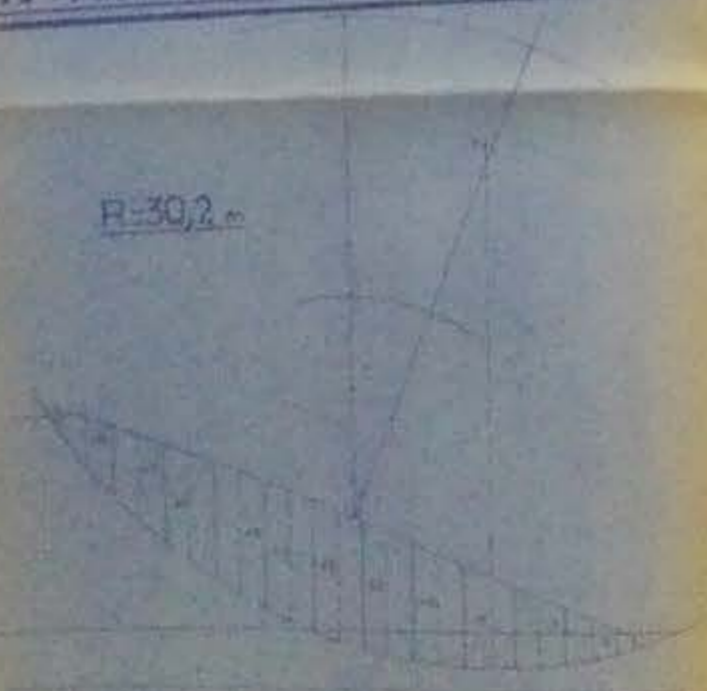


TALUS HVAL FIN DE CONSTRUCTION

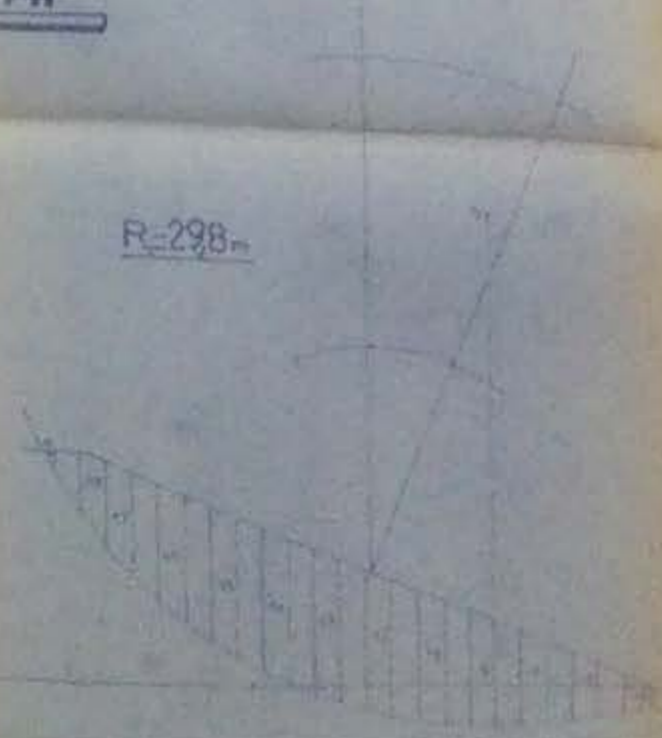
R=252 m



R=302 m



R=298 m



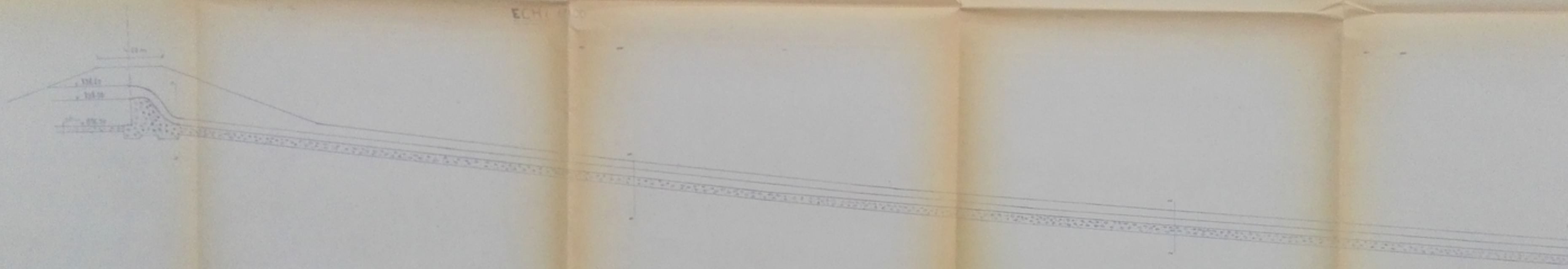
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 GROUPE DE TRAVAUX
 SUJET
 PLANETS
 ÉCHELLE
 FAIT PAR
 DIRIGÉ PAR

BEDNARČEK

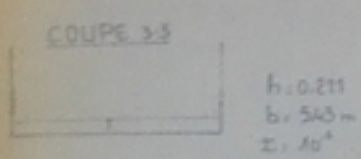
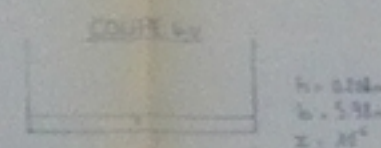


PROFIL EN LONG DE L'EVACUATEUR

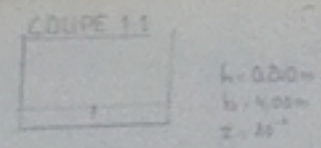
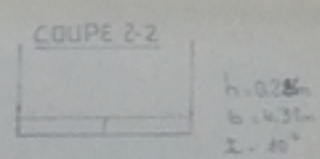
ECH. 1/100



Profil Elevé	0+00	0+20	0+40	0+60	0+80	1+00	1+20	1+40	1+60	1+80	2+00
Profil de l'égout	0+00	0+20	0+40	0+60	0+80	1+00	1+20	1+40	1+60	1+80	2+00
Profil de la chaussée	0+00	0+20	0+40	0+60	0+80	1+00	1+20	1+40	1+60	1+80	2+00
Profil de la route	0+00	0+20	0+40	0+60	0+80	1+00	1+20	1+40	1+60	1+80	2+00
Profil de la cote	0+00	0+20	0+40	0+60	0+80	1+00	1+20	1+40	1+60	1+80	2+00



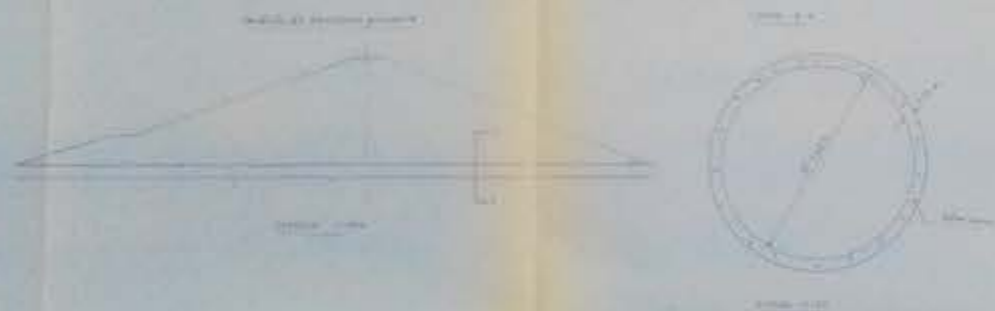
Echelle
vert 1:50
horiz 1:100



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
SUJET	RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED AIN KHABOUZIA
PLANCHE N°	PROFIL EN LONG DE L'EVACUATEUR
ECHELLE	1/100
PROPOSE PAR	DHEF DE BOUIRA
ETUDE PAR	ABDELOUAHAB.B MAIZ.B
DIRIGE PAR	M ^r BEDNARCZYK

OUVRAGE DE VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU

COUPE SCHEMATIQUE DE L'AMONTANT DE L'OUVRAGE
 (VUE DE L'AMONTANT ET DE L'AVANTAGE DE L'OUVRAGE)



OUVRAGE DE VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU
 (VUE DE L'AMONTANT ET DE L'AVANTAGE DE L'OUVRAGE)



LEGENDE

- 1 PASSERELLE
- 2 TOUR DE PRISE
- 3 PLOU EN SCIER
- 4 REDANS DE VIDANGE
- 5 VIDANGE DE FOND
- 6 CONDUITE DE TRAILLE D'EAU
- 7 SYSTEME DE LA RETENUE DE VIDANGE
- 8 BOUT D'AMONTANT
- 9 VENTILATEUR

COUPE SCHEMATIQUE DE L'AMONTANT DE L'OUVRAGE
 (VUE DE L'AMONTANT ET DE L'AVANTAGE DE L'OUVRAGE)



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET RETENUE COLLINAIRE SUR
 L'OGED AIN KHABOUZIA

BRANCHE N° 7 OUVRAGE DE VIDANGE DE FOND
 ET PRISE D'EAU

ECHELLE 1/200

PROPOSE PAR D.H.E.F. DE BOURA

TRAVAIL PAR ABDELQUAHAB B
 MAIZ B

TRAVAIL PAR M^{re} BEDNARCZYK S

