

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

OPTIMISATION DU
BARRAGE D'EL-AGREM
(W. DE JIJEL)

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

M^r BELBACHIR

M^r Karim Allaoui

M^r BELBACHIR

M^{lle} ZERFA

M^r Kamel Aïchoun

M^{lle} ZERFA

PROMOTION

juin 87

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

وَجَعَلْنَا مِنَ الْمَاءِ كُلَّ شَيْءٍ
حَيًّا

صَدَقَ اللّٰهُ عَزَّ وَجَلَّ

-- () OPTIMISATION DU BARRAGE D'EL-AGREM --
(WILAYA DE DJIDJEL)

Proposé Par : Monsieur BELBACHIR
Melle ZERFA

Etudié Par : Monsieur KARIM ALLOUI
Monsieur KAMEL AICHOUN

Dirigé Par : Monsieur BELBACHIR
Melle ZERFA.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

/- MA M E R E

KARIM ALLAOUI

-:-_//_os SINCERES REMERCIEMENTS A :

- Monsieur BELBACHIR
- Melle ZERFA
- Melle HAMADI DALILA
- Monsieur MOHAMED BEN-MEKKI

Ainsi qu'à tous les enseignants du département d'Hydraulique
et de L' E. N. P.

--:-- T ABLES DE /// ATIERES --:--
 --::--::--::--::--::--::--::--::--::--::

<u>INTRODUCTION</u> :	PAGE :
- <u>Chapitre</u> Premier : Hudrologie	1
- <u>Chapitre</u> II : Géologie	14
- <u>Chapitre</u> III : Etude des trois variantes	23
- <u>Chapitre</u> IV : Avantages et inconvenients du masque amont en béton bitumineux, du noyau argileux	66
- <u>Chapitre</u> V : Conception et réalisation d'un barrage en enrochements.	71
- <u>Chapitre</u> VI : Dérivation Provisoire et Batardeau.	78
- <u>Chapitre</u> VII : Calcul Technico - Economique.	93
- <u>Chapitre</u> VIII : Etude de la stabilité du Barrage.	105
- <u>Chapitre</u> IX : Ouvrages annexes	111
- <u>Chapitre</u> X : Conclusion Générale	114
--:-- <u>BIBLIOGRAPHIE</u> --:--	116

I NTRODUCTION :

Sur la base des données topographiques, hydrologiques et géologiques du site du futur barrage d'EL-AGREM, Situé sur l'Oued du même nom dans la wilaya de DJIDJEL, il nous a été demandé l'étude des trois variantes suivantes :

- Le masque amont en béton bitumineux.
- Le noyau en mortier bitumineux Cyclopeen
- Le noyau argileux.

Il nous a ainsi été possible sur la base de Critères technico- économique de choisir la variante Optimale (Du point de vue réalisation, exploitation et sécurité).

Cette dernière a fait l'Objet d'une étude quelque peu plus détaillée.

Le Barrage D'EL- AGREM situé environ 15 Km au sud de DJIDJELI devra subvenir aux besoins agricoles d'une superficie estimée à 6. 500 Hectares.

L'ouvrage d'une hauteur maximale de 65 m va constituer une accumulation de $42. 10^6 m^3$.

(HAPITRE PREMIER :

- H Y D R O L O G I E -

--:-- () HAPITRE PREMIER.--:--
--:--:--:--:--:--

--:-- /--/ Y D R O L O G I E --:--
--:--:--:--:--:--

- 1 - INTRODUCTION :

1) / nous allons à partir des apports liquides et solides de l'Oued El-AGREM, proposer une évaluation de la crue du projet et la crue de chantier.

Cette évaluation doit servir entre autres à l'étude de l'intérêt que présente pour le projet, le laminage des crues grâce à une revanche prévue au barrage qui permettrait de réduire l'importance des organes évacuateurs de crues.

- 2 - Situation du Bassin Versant :

1) e bassin de l'Oued El-Agrem, bassin de la côte Djidjelliëne est situé à environ 15 km au sud de Djidjelli et à environ 20 km à l'Est du barrage D'ERRAGUENE.

Les coordonnées du sites sont :

$$X = 779,5 \qquad Y = 385,2 \qquad Z = 89$$

- Carte du bassin versant (Fig I. 1)
- Situation générale (Fig I. 2).

- 3 - Etude de régularisation :

- 3.1 - Introduction :

1) sept différentes tailles d'aménagement ont été étudiées de manière à couvrir une gamme de solution la plus large possible.

Ces sept cas se distinguent par la côte normale de la retenue et donc par la hauteur des ouvrages.

Côte maximale d'exploitation :

130, 135, 140, 143, 145, 147, et 149.

/_e fait d'avoir envisagé différents cas, permettra ultérieurement de choisir la taille de la retenue la mieux appropriée aux besoins de la région.

- 3.2 - Paramètres caractérisant le site :

- 3.2.1 - Répartition mensuelle des apports de l'Oued El-Agrem :

/_'apport annuel est répartie suivant les différents mois selon les coefficients suivants.

MOIS	APPORT ANNUEL %
Septembre	0.4
Octobre	5.3
Novembre	9.8
Décembre	16.0
Janvier	18.4
Février	16.6
Mars	13.8
Avril	13.4
Mai	3.5
Juin	1.4
Juillet	1.0
Août	0.4

Tableau I.1

/_'apport interannuel moyen pour la surface réduite du bassin versant ($39,58 - 1,1 = 38,48 \text{ km}^2$) est de $31,4 \text{ Hm}^3$.

.../...

- 3.2.2 - Caractéristiques géométriques du bassin :

/_a superficie du réservoir a été planimétrée pour différentes altitudes à partir des relevés topographique 1. 5000 existant pour la retenue et une position du barrage de site dit " AVAL".

Le tableau ci-après reprend les différents résultats obtenus.

<u>Niveau</u>	<u>Surface (m²)</u>	<u>Volume cumulé (m³)</u>
150	2. 538. 314	57. 024. 960
145	2. 070. 296	45. 503. 435
140	1. 802. 061	35. 822. 542
135	1. 541. 766	27. 462. 975
130	1. 235. 001	20. 521. 057
125	1. 027. 943	14. 863. 697
120	831. 178	10. 215. 895
115	671. 178	6. 460. 005
110	477. 942	3. 587. 205
105	277. 353	1. 698. 967
100	169. 707	581. 317
95	34. 900	69. 800

Tableau I.2

La représentation graphique est donné plus loin

- 3.2.3 - Pluies et évaporation sur la retenue :

Pour l'étude de régularisation il est nécessaire de connaître sur base mensuelle la pluviométrie ainsi que l'évaporation sur la future retenue.

- 3.2.3.1 - Pluviosité :

Une valeur moyenne annuelle de 1225 mm a été adoptée. Cette valeur correspond à la hauteur de pluie moyenne qui tombe sur le bassin versant. Les coefficients de repartition mensuelle sont donnés au tableau I.3.

.../...

Mois	Coefficients Répartition Pluie %	Hauteur de pluie P (mm)	Coefficients Répartition Evaporation %	Evaporation E (mm)	Bilan E - P (mm)
Septembre	4.75	58.19	11.4	120.16	+ 61.97
Octobre	9.50	116.38	7.8	82.21	- 34.16
Novembre	11.75	143.94	5.3	55.86	- 88.08
Décembre	17	208.25	3.5	36.89	- 171.36
Janvier	15.50	189.88	3.6	37.94	- 151.93
Février	12.50	153.13	4.4	46.38	- 106.75
Mars	11	134.75	5.8	61.13	- 73.62
Avril	9	110.25	8.0	84.32	- 25.93
Mai	5	61.25	8.8	92.75	+ 31.50
Juin	2.25	27.56	11.2	118.05	+ 90.49
Juillet	0.50	6.13	14.4	151.78	+ 145.65
Août	1.25	15.31	15.8	166.53	+ 151.22
	100	1225	100	1054	-171

- Tableau I. 3 -

Evaporation et pluie sur la retenue.

- 3.2.3.2. - Evaporation :

() n dispose de mesures d'évaporation de réservoir observées à l'aide d'un bac enterré type Colorado à la station villa Djendjina, située au barrage d'ERRAGUENE, environs 27 km au sud - Ouest du site du futur barrage d'El-Agrem.

Les coefficients de répartition mensuelle sont donnés au Tableau I.3.

- 3.2.3.3. - Bilan Evaporation pluie :

() n tenant compte des valeurs moyennes mensuelles de la hauteur de pluie et d'évaporation sur la retenue obtenues aux paragraphes précédents. Un bilan total pluie - évaporation est obtenu (Tableau I.3).

Les évaporations sont comptées positivement, les précipitations négativement.

- 3.2.4. - Besoins en eau :

() ans cette étude seulement les besoins agricoles sont considérés.

La superficie totale irrigable est estimée à 6.500 hectares selon la direction de la planification du Ministère de l'hydraulique.

Le volume annuel d'eau d'irrigation pour des terres de culture dans cette région est admis égal à 4000 m³/ha/an.

Lorsque tout le système d'irrigation sera implanté, le besoin total annuel peut donc être estimé à 26 Hm³/an (soit environ 80% du module interannuel).

Puisque la pluviosité est relativement faible durant les mois d'été, la répartition mensuelle des besoins se situera dans une période étalée d'avril à Octobre où l'on estime les besoins en % à :

- AVRIL	5%
- MAI	11%
- JUIN	22%
- JUILLET	25%
- AOUT	22%
- SEPTEMBRE	13%
- OCTOBRE	2%

.../...

- 3.2.5 - Volume mort du reservoir - Taux de sédimentation

- 3.2.5.1 - Taux de sédimentation :

/)ous avons comme taux de sédimentation de la retenue d'El-Agrem. 2500 T/Km²/an. Il faut noter q'une dif-
férence sensible sur ce taux n'affecterait que faiblement, vu
la petite superficie du bassin versant, le volume d'apport.

- 3.2.5.2 - Volume occupé par les sediments:

[=] vec une durée de vie pour les barrages de
30 ans et une superficie du bassin versant de 39,58 Km², l'ap-
port solide est de 2. 968. 500 tonnes.

Le volume occupé par ces sédiments depend de la densité des
dépôts.

Malheureusement la notion de densité offre des incertitudes
parceque les matériaux constituant ont une nature géologique
hétérogène et la densité varie avec la granulométrie, le de-
gré de compacité.

- Aussi le degré de tassement des alluvions et le
mode d'exploitation de la retenue vont influencer
la densité.

Compte tenu de toutes ces incertitudes et inconnues, nous
avons adopté une valeur prudente de seulement 1T/m³ comme den-
sité des sédiments.

Ainsi le volume occupé par les sédiments après 30 ans d'expl-
tation serait au maximum 2,97 Hm³ en supposant que tous les sé-
diments soient retenus dans la retenue.

En tenant compte de l'évacuateur de fond et des vannettes de
dévaseement qui pourront être utilisés.

Pour évacuer des sédiements lors de crues très chargées, on
peut estimer que le volume mort de 2,97 t/m³ correspond en
fait à une durée de vie de plus de 50 ans.

.../...

- 3.2.6 - Niveau minimal d'exploitation de la retenue :

/_a côte minimale d'exploitation qui correspond à un volume mort de 2, 97t/m³ sera 108, 50 m.

On voit que le volume mort n'occupe que 7% du volume total disponible à la côte 145m.

Cette observation permet de relativiser un peu l'importance de connaître exactement les apports solides.

- 3.3 - Résultats de l'étude de régularisation :

- 3.3.1 - Cas analysés :

/_es données fixes sont définies en point 2.

- Caractéristiques géométriques de la retenue (Tableau I.2)
- Bilan pluies - évaporation sur la retenue (Tableau I.3)
- Besoins en eau : 26Hm³ /an.
répartition de ces besoins sur l'année : voir 3.3.4
- Côte minimale d'exploitation 108,5m.

Les paramètres de l'étude :

- Côte maximale normale de l'exploitation (H max)
130 m, 135m, 140m, 143m, 145m, 147m, 149m.
- Niveau de départ à la mise en service du barrage :
 - a) - Niveau de départ correspondant au niveau maximal d'exploitation.
 - b) - Niveau de départ égal au niveau minimal d'exploitation (108,5m).

Le deuxième cas a été considéré pour la raison suivante :

- Cette hypothèse colle le mieux à la réalité, puisque dans la pratique on débute généralement l'exploitation, Dès - que le niveau minimum est atteint.

- 3.3.2 - Résultats :

/_es résultats de 14 simulations sont résumés aux tableaux I.4 et I.5.

.../...

- 3.3.2.1. - Déficits et Production :

/ le tableau 1.4 regroupe les résultats donnés lors de l'étude de régularisation au niveau des déficits. Ces derniers peuvent être considérés soit d'un point de vue temporaire ou quantitatif. Ainsi le déficit a été exprimé :

- Nombre de mois déficitaires et pourcentage de ceux-ci sur l'ensemble de mois avec demande (7 par ans) dans la période.
- En nombre et pourcentage d'années pendant lesquelles un ou plusieurs mois déficitaires apparaissent.
- En volume et pourcentage déficitaire par rapport à la demande totale (qui est 26 H m³ par an).

La figure I.4 donne la représentation graphique.

On remarque que :

- Le pourcentage de mois déficitaires diminue vite en augmentant le niveau maximum normal de 130 à 143 puis reste plus ou moins stable dans les environs de 4%
- Le volume déficitaire diminue de 24,4% à 5% en augmentant le niveau maximum normal jusqu'à 143 m.

Des augmentations supplémentaires du niveau maximum normal ne font que légèrement diminuer le volume du déficit.

- Le niveau de départ n'influence que très peu les résultats.

- 3.3.2.2 - Utilisation du volume de la retenue et de l'apport.

/ le tableau 1.5 regroupe les résultats.

- Le pourcentage de mois pendant lesquels le niveau minimal est atteint descend vite de 10,66% à 2,5% (niveau maximum 143m) pour des niveaux plus hauts la diminution n'est que légère.

Niv. Max. normal	Niv. Départ	Mois déficitaires		Ans déficitaires		Volume déficitaire		Volume Produit	
		Nombre (*1)	%	Nombre	%	Hm ²	%	Hm ²	%
130	130	137	32.1	61	100	383.55	24;18	1201.45	75.82
	108.5	138	32.3	61	100	386.93	24.40	1199.07	75.60
135	135	55	12.9	24	39.34	150.82	9.51	1435.18	90.49
	108.5	56	13.1	25	40.98	154.19	9.72	1431.81	90.28
140	140	33	7.7	10	16.39	93.51	5.90	1492.49	94.10
	108.5	34	8.0	11	18.03	96.89	6.11	1489.11	93.89
143	143	20	4.7	5	8.20	78.95	4.98	1507.05	95.02
	108.5	21	4.9	6	**19.84	83.33	5.19	1503.67	94.81
145	145	19	4.4	5	8.20	75.06	4.73	1510.94	95.27
	108.5	20	4.7	6	9.84	78.44	4.95	1507.56	95.05
147	147	18	4.2	4	6.56	70.46	4.44	1515.54	95.56
	108.5	19	4.4	5	8.20	73.84	4.66	1512.16	95.34
149	149	16	3.7	4	6.56	65.86	4.15	1520.14	95.85
	108.5	17	4.0	5	8.20	69.24	4.37	1516.76	95.63

T_ableau 1.4.

Deficits et Production

Régularisation sur 61 ans observés

(*) 100% = mois par an satisfaits (il y a 5 mois avec demande = 0)

(**) donc 90.16 ans sur 100 satisfaits à 100%.

Niv. Max. Normal	Niv. Départ	Niveau minimal atteint pendant		Niveau maximal normal atteint		Volume déversé %
		% de mois	% d'années	% de mois	% d'années	
130	130	10.66	98.36	22.4	83.61	38.9
	108.5	10.66	98.36	22.13	83.61	38.0
135	135	4.92	31/15	14.75	62.30	27.0
	108.5	4.92	31.15	14.34	62.30	25.9
140	140	3.28	14.75	12.84	55.74	24.4
	108.5	3.28	14.75	12.30	55.74	22.8
143	143	2.46	6.56	12.43	54.10	23.7
	108.5	2.46	6.56	11.75	54.10	21.8
145	145	2.32	6.56	12.30	52.46	23.6
	108.5	2.32	6.56	11.34	49.18	21.5
147	147	2.19	4.92	12.16	52.46	23.4
	108.5	2.19	4.92	10.79	44.26	21.1
149	149	2.05	4.92	12.02	50.82	23.2
	108.5	2.05	4.92	10.52	42.62	20.6

T_ableau_1.5

- Utilisation du volume de la retenue -
- Régularisation sur 61 ans observés-

- On constate que le nombre d'année pendant lesquelles la retenue atteint son niveau minimal diminue de 98% (pratiquement chaque année) pour $H_{max} = 130$ à 2,5 % (une année sur 40) ou moins à partir de 143 m et plus haut.
- En augmentant la côte normale le pourcentage de mois pendant lesquels il y a en déversement diminue de 22% pendant 83% des années à 11% des mois pendant 50% des années ($H_{maximum} = 143$ m ou plus).

/ Le volume déversé reste à peu près 20% des apports totaux pour des H_{max} supérieurs à 140m.

On peut donc conclure que pour H_{max} entre 140 et 145m, les tranches supérieures de la retenue sont encore régulièrement utilisées.

Pendant au moins 1 mois sur 10 en moyenne la retenue est pleine.

Il est logique que le déversement se situera le plus souvent pendant les mois d'hiver où la demande en irrigation est nulle.

- 3.4. - Choix du niveau maximum normal de la retenue :

/ L'analyse des résultats de calcul apprend qu'un niveau maximum normal plus haut que 143 m n'améliore que très peu les pourcentages des volumes déficitaires, qui se limitent à une valeur plus basse que 5% de la demande annuelle moyenne.

Un niveau maximum normal de 143 m est donc adopté.

Ce choix garantit.

- Déficit de fourniture limité : 5% de mois déficitaires et environ 5% de déficit par rapport à la demande pour une fourniture annuelle de 26 Hm^3 (82, 8% du module interannuel).
- Bonne utilisation de la tranche supérieure d'exploitation :
déversement égal à 21% des apports pour un apport interannuel moyen estimé à 31, 4 Hm^3 .
- Volume moyen utilisé = 24,7 Hm^3 /an (95% de la demande annuelle)

.../...

- Volume total de la retenue à la cote 143m = 41, 63 Hm³ dont 2, 97 Hm³ de volume mort et 38, 66 Hm³ de volume util (=1,23 fois le module interannuel).

- 4 - Etude des Crues

- 4.1 - Estimation des crues :

/_estimation des différentes crues est la suivante :

- * Crue de projet : Q max = 450 m³/S crue millénaire
- * Crue de travaux : Q 20 = 250 m³/S
(ou de chantier)
Q 50 = 280 - 290 m³/S
- * Crue exceptionnelle : Q = 675 m³/S

- 4.2. - Laminage de la crue de projet :

/_e comportement de la retenue lors du passage d'une crue a été simulée.

- Hypothèse de calcul :

Deux crues différentes ont été envisagées.

- * Crue millénaire de 450 m³/S
- * Crue exceptionnelle de 675 m³/S

- Seuil deversant libre.

- Pour se mettre dans le cas le plus défavorable, on a admis que la retenue était pleine (niveau maximum normal = 143) au moment de l'arrivée de la crue.

- Six largeurs de seuil ont été respectivement envisagés pour l'évacuateur.

7,5 - 10 - 12,5 - 15 - 17, 5 et 20m de la largeur utile.
Les résultats sont présentés dans la Fig I.5.

- 4. 3. - (conclusions :

/_a plupart du volume de la crue de projet est emmagasinée dans la retenue ce qui était prévisible compte - tenu de son faible volume lié à la superficie réduite du bassin versant.

Doubler la largeur utile du déversoir de 10 à 20 mètres ne fait baisser la surélévation que de 2. 45m à 2. 15m.

Le débit maximal à évacuer augmente cependant de 83.5m³/S à 137. 2m³/S.

/_e choix de la largeur du déversoir peut donc, en grande partie, être basé sur des considérations économiques.

Une largeur utile de 10 mètres permettrait de laminar la crue millénaire avec une surélévation maximale de + 2,50 mètres et un débit maximal à évacuer de + 85 m³/S.

Une crue exceptionnelle de 675 m³/S serait évacuée avec une surélévation limitée à 3.50m. C'est à dire qu'il n'y'aurait aucun déversement par dessus la crête du barrage qui se situe à la côte: 143m + 2.5m surélévation de laminage plus hauteur de la revanche (1m).

La hauteur de la revanche est déterminée plus loin et satisfait la condition d'être supérieure à 1 Mètre.

(ans les calculs on n'a pas tenu compte de la capacité supplémentaire d'évacuation de crue par la vidange de fond.

Rappelons que le rôle de cette dernière est de limiter les dépôts solides dans la retenue et qu'à cet effet, il convient de l'utiliser pour l'évacuation d'une partie des courants de densité qui se créent dans le réservoir lors des crues importantes.

L'utilisation de la vidange de fond dont la capacité d'évacuation sera voisine de 100 m³/S au moins permettra donc d'évacuer en toute sécurité 775 m³/S soit 1,72 fois la crue millénaire estimée (450 m³/S).

Un déversoir de 10 m de largeur conduirait à une surélévation de 2, 50 m pour la crue millénaire et de 3, 50m pour la crue exceptionnelle.

.../...

-- (H A P I T R E II) --

- G E O L O G I E -

-:- G E O L O G I E -:-
-:~::~:~::~:~::~:~::~:-

1 - -:- _/_)_) _A T E R I A U X D E () O N S T R U C T I O N -:-
-:~::~:~::~:~::~:~::~:-

1- Type de Matériaux Envisageables

[] es reconnaissances de terrain réalisées pour les études du barrage, ainsi que diverses études réalisées à proximité du site pour d'autres chantiers ont mis en évidence l'existence des ressources suivantes en matériaux meubles.

- Le long de l'oued Djendjen : divers dépôts de graves grossières ou sableuses.
- Le long de l'oued El-Agrem et de l'oued Mencha : de terrasses essentiellement silteuses ou sableuses dans lesquelles existent des lentilles graveleuses.
- Sur le versant rive gauche de l'oued El-Agrem et sur une partie de l'oued Mencha : des colluvions argileux provenant de l'alteration des marnes et argilités.

[] n ce qui concerne les matériaux rocheux, des calcaires existent à l'ouest de JIJEL et dans les gorges de l'oued Djendjen. Aproximité immédiate du site, la rive droite de l'oued El-Agrem est formée de granités : leucrates de bonne qualité et de gneiss plus ou moins oeuilés. Localement des affleurements de calcaire métamorphique ont été observés (CIPOLIN).

2- Reconnaisances effectuées

2.1 - Lit de l'Oued Djendjen :

[] iverses reconnaissances ont été réalisées depuis le débouché des gorges jusqu'à l'embochure de l'oued en vue du développement industriel de la région.

Un volume total de 4500. 000 m³ de tout venant sablo-graveleux a été mis en évidence principalement dans la moitié amont où un volume exploitable de 3. 370. 000 m³ a été observé.

.../...

() e volume est en général situé au-dessus de la nappe.

() e matériau déjà exploité largement pour plusieurs chantiers importants est formé de graves à sable grossier dont les éléments ne dépassent quasi jamais 200 mm.

()'après les informations obtenues sur place, les entreprises déjà installées prévoient d'utiliser la plus grande partie de ce dépôt.

() a distance de ce gîte à matériau au site du barrage est supérieure à 6 Km.

() l paraît aléatoire de tabler sur ce dépôt pour approvisionner les 2000.000m³ exigés par le chantier. En outre, l'extension des zones de prélèvement exigera des expropriations étendues et des travaux de décapage et de découverture importants.

2.2 - Oued El-Agrem :

Localisation

() e lit et les dépôts d'alluvions de l'oued El-Agrem ont été examinés en moyen de 14 puits en amont de l'axe du barrage et de 26 puits sur le site en aval de l'ouvrage.

() es puits réalisés en amont du barrage ont mis en évidence des dépôts alluviaux et colluviaux dans l'ensemble hétérogènes, et dont les couches exploitables, soit comme graves, soit comme matériaux à noyau dépassent peu souvent 1,50m d'épaisseur.

() es dépôts ont une extension limitée et sont divisés en compartiments par les méandres de l'Oued.

Il se prête mal à une exploitation pour de grands volumes.

C'est ce qui explique que la zone située en aval lui a été préférée pour l'extraction des importants volumes requis alors pour le noyau argileux éventuel du barrage; pour les volumes plus réduits requis dans la conception finale, soit moins de 100.000 m³ pour Batardeau, la terrasse N 4 est préférable à plusieurs égards; en effet :

- La zone d'emprunt se situe à la distance de 600 m et du côté amont du chantier, C.a. d là où les matériaux sont nécessaires.
- L'argile s'y présente en épaisseur importante variant entre 3, 9 et plus de 4, 3 m.

.../...

- Le volume est estimé environ 110. 000 m³
- La configuration topographique devrait permettre un drainage efficace de la zone pendant l'exploitation.

En aval du Barrage :

Deux types de dépôts de produits argileux ont été observés à savoir :

- Des terrasses dominant l'Oued de 4 à 6m.
- Des Accumulations de colluvions provenant des marnes et argilites.

Le volume exploitable est estimé à 377 .000m³, la couverture de terre végétale étant de 0, 7 à 1m et l'épaisseur de la couche , utile variant de 2, 9 m à plus de 4m.

Les Terrains :

Il sont formés de silt argileux et d'argile plastique ainsi que de marnes altérées, tous matériaux excavables sans difficultés, à la pelle mécanique.

Une attention particulière sera donnée au drainage vu la pluviosité de la région.

Un système de tranchée mettant à profit la pente naturelle du versant permettra de drainer les zones humides observées et éviter une saturation permanente des terrains.

Les dépôts graveleux, tant de l'oued El-Agrem que de l'Oued Mencha ne dépassent pas sensiblement le mètre d'épaisseur et ont une extension limitée.

Aucun véritable dépôt de sable n'a été observé. De plus les amas sablonneux sont en général contaminés par des argiles et ne conviennent pas comme sables à béton ou matériaux de transition.

2.3 - Les rochements

Toute la rive droite de l'Oued El-Agrem depuis la station de Jaugeage située à 1, 5km en aval du site jusque 250 en amont de la digue est formée de gneiss oeuillés reposant sur un granite leucocrate.

l'effleurement se poursuit le long du versant de Djebel Sidi-Ali.

Le granite leucocrate apparaît aux environs de l'altitude 150 et forme la partie inférieure des versants, la partie haute étant constituée de gneiss très grossiers puis plus finement lités pour se terminer par des micaschistes près de la crête du djebel Sidi-Ali.

Une importante lentille de calcaire cristallin (Cipolin) est observée dans les chabets et oueds latéraux vers les altitudes 200-220.

- Reconnaitances effectuées:

Quatre forages destinés à la reconnaissance des zones de carrières ont été implantés à savoir : C1, C2 et C3 dans la partie aval à environ 1km du Site.

C4, C5 et C6 immédiatement en amont de l'Oued Arbaz.

- Caractéristiques :

La zone aval est séparée par une faille qui divise le versant étudié en deux entités.

- La partie aval reconnue par C3 est essentiellement formée de gneiss et de roches vertes (embrechites); ces roches sont assez tectonisées et donnent des R.Q.D (Rock quality désignation). Moyens, elles peuvent convenir comme enrochements de qualité intermédiaire.

- La partie plus à l'amont étudiée par les forages C1 et C2 est formée de gneiss oeuillé et de cipolin (C1)

Les cipolins atteignent près de 70 m d'épaisseur, dans le forage C2.

Ces roches sont recouvertes par des produits de décomposition des gneiss sur plus de 20m d'épaisseur au droit des deux forages.

Les analyses pétrographiques et les résultats des essais réalisés sur les échantillons extraits des forages C1 et C2 donnent des résultats de résistance à l'écrasement supérieurs aux exigences du CPS tant pour les granités et gneiss que pour les cipolins.

- () onclusion :

() es reconnaissances effectuées il ressort qu'il existe à proximité immédiate du site des matériaux argileux.

Ces dépôts formés d'alluvions et de colluvions marneux atteignent 375 000m³ exploitables à l'aval du barrage et 110. 000m³ à l'amont du barrage et sont recouverts de 0, 5 à 1 m de terre végétale et ou sablonneuse.

() es gites sont disposés en pente et devraient être assez facilement drainables, ce qui réduit l'inconvénient de leur teneur en eau relativement élevée.

() 'unique accumulation de grave est située le long de l'Oued Djendjen, à plus de 5 km du Site.

() e dépôt qui contenait près de 5000.000 m³ de tout venant graveleux est exploité intensivement pour les chantiers du chemin de fer, du port et de la centrale électrique, en plus des prélèvements artisanaux locaux.

Il est prudent de ne pas considérer ce dépôt si ce n'est éventuellement comme réserve à agrégats.

() es granites et les cipolins observés dans le versant ouest Djebel Sid-Ali sont de belle qualité et conviennent comme enrochement et comme agrégats à béton.

Les gneiss oeuillés présentent des caractéristiques moins favorables mais compatible avec la majeure partie des remblais de la digue.

() 'autres sources d'enrochements et d'agrégats existent dans un rayon de 15 à 20 km du site.

Ces sources présentent cependant des caractéristiques comparables à celles des roches observées dans le Djebel Sidi-Ali.

- 1 - Introduction :

L'ouvrage repose sur deux types de terrains de fondations, à savoir :

Les marnes en rive gauche et le complexe granitogneissique en rive droite.

Des alluvions hétérogènes recouvrent le fond de vallées. Vu le type de digue retenu et le volume que représentent ces graves et sables silteux, il est prévu de décaper ces terrains.

Des colluvions tapissent le pied des versants et sont abondants en rive gauche où ils correspondent essentiellement à des accumulations de produits glissés.

- /- tant saturés d'eau et présentant une structure totalement foisonnée, ils présentent des caractéristiques très médiocres.

Ces colluvions seront également totalement écartés de l'emprise des ouvrages.

Les granites et gneiss, sous la couche altérée très friable présentent une fracturation moyenne et de bonnes caractéristiques géomécaniques.

Les marnes présentent en profondeur une capacité importante confirmée par des poids spécifiques secs supérieures à 2,5t/m³ (et des R.Q.D (Rock quality désignation) le plus souvent compris entre 90 et 100%).

/) / éammoins ou l'altérabilité de ce type de terrain et son comportement fréquemment délicat, une étude spéciale a dû être réalisée.

Cette étude s'est révélée complexe du fait de la fissuration de certains niveaux et de la sensibilité des marnes à la détente et à la dessiccation.

.../...

- 2 - Terrain de couverture du site du barrage :

/_es matériaux constituant cette couverture (colluvium) sont trop lâches et doivent être rejetés comme fondation du barrage ; ils seront décapés.

- 3 - Conclusion :

/_e l'ensemble des résultats disponibles pour le site du barrage, il vient que :

- Des terrains colluvionnés présentent des caractéristiques très variables et médiocres, incompatibles avec les contraintes appliquées pour un barrage en enrochement avec masque amont mince.

- 4 - Hydrogéologie :

/_es essais de perméabilité LE FRANC et LUGEON ont été réalisés respectivement dans les alluvions de l'Oued et dans la substratum.

- 4.1 - Perméabilité du Substratum :

/_algré une intense fragmentation, les perméabilités sont restées limitées (les diverses coupes géologiques reprennent sous-forme synthétique, les informations relatives aux perméabilités des terrains).

- 4.2 - Perméabilité des alluvions et nappe alluviale :

/_es essais LE FRANC ont donné une perméabilité comprise entre 1.10^{-7} et 2.10^{-6} m/s, ces résultats confirment la perméabilité réduite des alluvions.

La nappe aquifère des alluvions correspond pratiquement au plan d'eau dans l'Oued.

-- (H A P I T R E III)

- / É TUDE DES TROIS VARIANTES -

-- (CHAPITRE III --
-:-:-:-:-

- ETUDE DES TROIS VARIANTES
(masque amont en béton bitumineux,
noyau en mortier bitumineux cyclopeen,
noyau argileux).

1 - INTRODUCTION :

() ans ce chapitre nous aborderons l'étude des trois variantes envisagées pour la réalisation du barrage d'EL-AGREM. Nous étudierons successivement :

- Le masque amont en béton bitumineux
- Le noyau en mortier bitumineux cyclopeen
- Le noyau argileux.

groupés / Les barrages à masque amont bitumineux peuvent être en deux types :

- L'un, où le masque repose sur un remblai en terre.
- L'autre où le masque repose sur un remblai en enrochement.

- 1-2 Préparation de la forme :

/ Les sous-couches interposées entre le talus de la digue et la couche d'étanchéité peuvent avoir des rôles très différents selon la nature des matériaux sous-jacentes :

- Transition granulométrique ;
- Reprofilage ;
- Filtre ;
- Drain ;
- Support de la couche étanche.

- 1.2.1 Barrage en enrochement

/ La forte perméabilité des enrochements n'impose à la Sous-Couche que le rôle de la zone de transition granulométrique et de support de l'étanchéité ; elle est généralement exécutée en trois opérations successives :

- a) Une recharge en enrochement de dimension réduite (80/150 mm par exemple), d'une largeur de 2 à 4 m, compactée horizontalement.
- b) Un reprofilage de cette recharge, obtenu :
 - 1- Par un compactage le long de la pente.
 - 2- Par un apport de gravillons concassés (15/30 mm par exemple) compactés le long de la pente.

.../...

- c) Une stabilisation de surface par pulvérisation de 1,5/2kg/m² d'une émulsion de bitume.

1.2.2 - Barrage en matériaux meubles :

Le caractère plus ou moins perméable des matériaux meubles impose la nécessité d'un drainage artificiel pour évacuer les fuites éventuelles du revêtement et éviter les risques de sous-pressions.

Ce drainage sera impérativement complété par un filtre s'il ya des risques de migration des éléments fins du support dans la couche drainante.

Ces conditions imposent donc :

-1.2.2.1 - La mise en place d'un filtre au contact du matériaux de la digue.

Ce filtre peut être constitué :

- Soit par des matériaux classés (de 20 à 30 cm d'épaisseur).
- Soit par un binder filtrant de 5 à 10 cm d'épaisseur et dont la composition permet d'obtenir la perméabilité requise (10^{-4} à 10^{-6} m/S) selon la nature du support.

Avant cette mise en place, il est recommandé de répandre un herbicide.

-1.2.2.2 - La réalisation d'un système de drainage :

- Soit à partir de matériaux classés reprofilés par un enrobé ouvert de faible épaisseur (3 à 4 cm).
- Soit par un binder drainant de perméabilité comprise généralement entre 10^{-2} et 10^{-3} m/S et d'épaisseur généralement voisine de 10 cm faisant partie du masque.

.../...

-2- Le revêtement étanche et son drainage :

Il ne paraît pas ^{possible} de s'appuyer sur des méthodes mathématiques pour calculer et fixer les épaisseurs de bétons bitumineux étanches des barrages. L'expérience montre qu'il faut considérer le béton bitumineux comme un revêtement souple qui recouvre le support et doit être capable de suivre ses déformations sans perdre sa qualité fondamentale d'étanchéité.

Dans ces conditions, son épaisseur tout en restant suffisante, est moins déterminante que sa composition et son aptitude à la déformation dans des conditions de charge et de durée correspondant à celles envisagées pour l'ouvrage étudié.

En effet dans la partie à forte pression l'étanchéité doit être obtenue par un coefficient de perméabilité faible plutôt que par une épaisseur; Celle-ci n'augmente que faiblement l'étanchéité alors que la qualité du béton bitumineux qui détermine son coefficient de perméabilité k , a une influence considérable sur les infiltrations.

Par contre l'épaisseur du béton bitumineux étanche influence la stabilité au fluage de la pente.

Bien que les recherches actuelles soient orientées vers l'utilisation d'une seule couche de béton bitumineux étanche;

Cette formule n'a pas encore été réalisée pour les barrages et bassins alors que le monocouche est maintenant utilisée à grande échelle pour les revêtements de canaux.

La mise en place longitudinale du béton bitumineux avec une absence presque complète de joints n'étant malheureusement pas applicable pour les barrages et bassins, où la forme et les longueurs de rampants, obligent, dans la quasi totalité des cas, la mise en oeuvre par bandes transversales.

Dans ces conditions, le risque de variation de la perméabilité au droit des joints entre bandes est grand, et la prudence conduit à réaliser le masque avec deux couches successives de béton bitumineux étanche à joints alternés entre les bandes.

.../...

/_') une manière générale, on adopte un masque composé de trois couches d'enrobés bitumineux (voir Fig 1.1 et Fig 1.2).

- Une couche A, Couche de base en enrobé ouvert, ou binder avec une épaisseur nominale de 10 cm.
- Une couche B, première couche de béton bitumineux étanche, épaisseur nominale de 6 cm et minimale de 5 cm.
- Une couche C, seconde couche de béton bitumineux étanche, épaisseur nominale de 6 cm et minimale de 5cm.

/_') attention est attirée sur le rôle de la couche A qui est essentielle pour la tenue du masque :

- Liaison entre la couche de forme et de béton bitumineux étanche;
- Préparation et rectification du profil;
- Support pour les couches étanches;
- éventuellement, drainage et filtre pour les barrages en matériaux meubles (voir 1.2.2.1 et 1.2.2.2).

/_') si la couche A n'est qu'une couche de liaison, des bétons bitumineux comportant un pourcentage de vide de 4 à 8% sont généralement utilisés.

Par contre, dans le cas où cette couche doit jouer un rôle de drainage ou de filtre, les bétons bitumineux ouverts sont définis en fonction de la perméabilité désirée, qui dépend en grande partie des matériaux du corps de digue.

3- Eléments spéciaux:

3.1 Raccords avec les ouvrages en béton et notamment avec le parafouille.

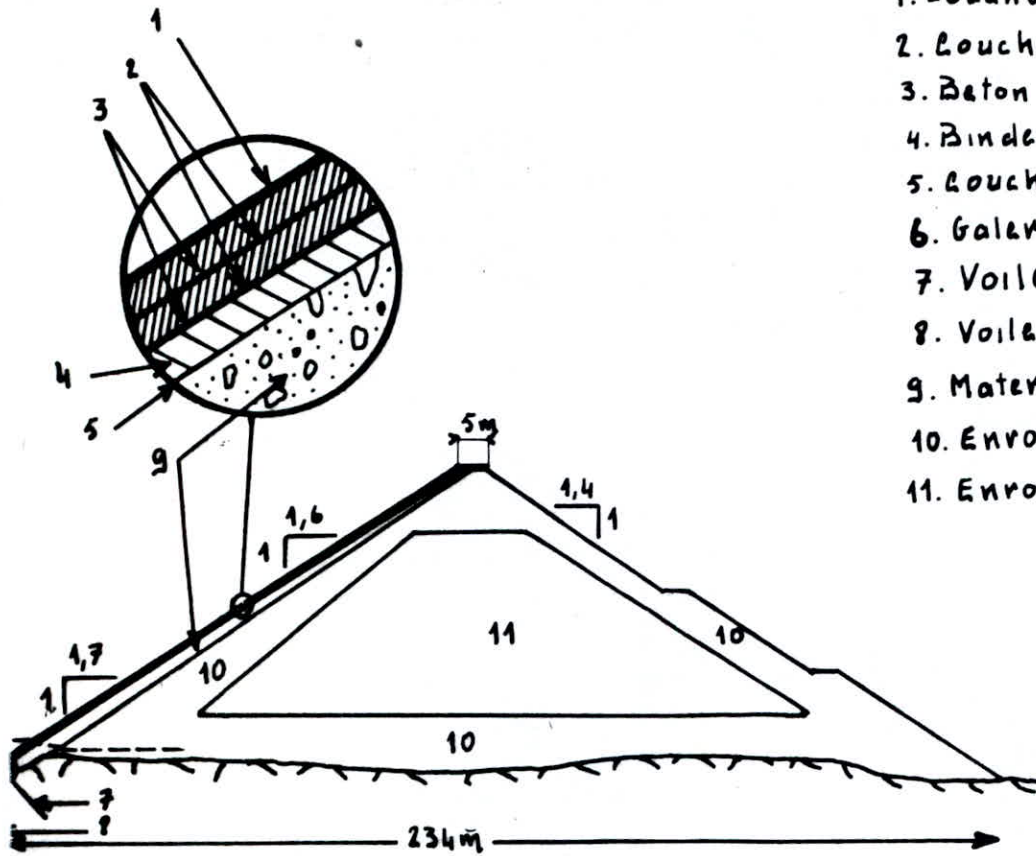
/_') attention est attirée sur l'importance des raccords du masque souple avec les parties rigides en béton de ciment.

En particulier, le raccord avec le parafouille est à étudier avec grand soin car un point critique pour la pérennité de la construction.

c'ny

.../...

Barrage à masque amont en béton bitumineux



1. Couche de finition et de peinture
2. Couches d'accrochage.
3. Béton bitumineux atanche.
4. Binder drainant.
5. Couche d'impregnation
6. Galerie de pied.
7. Voile de drainage.
8. Voile d'étanchéité.
9. Matériaux 25/120.
10. Enrochements A
11. Enrochements A et B.

* Barrage présenté :

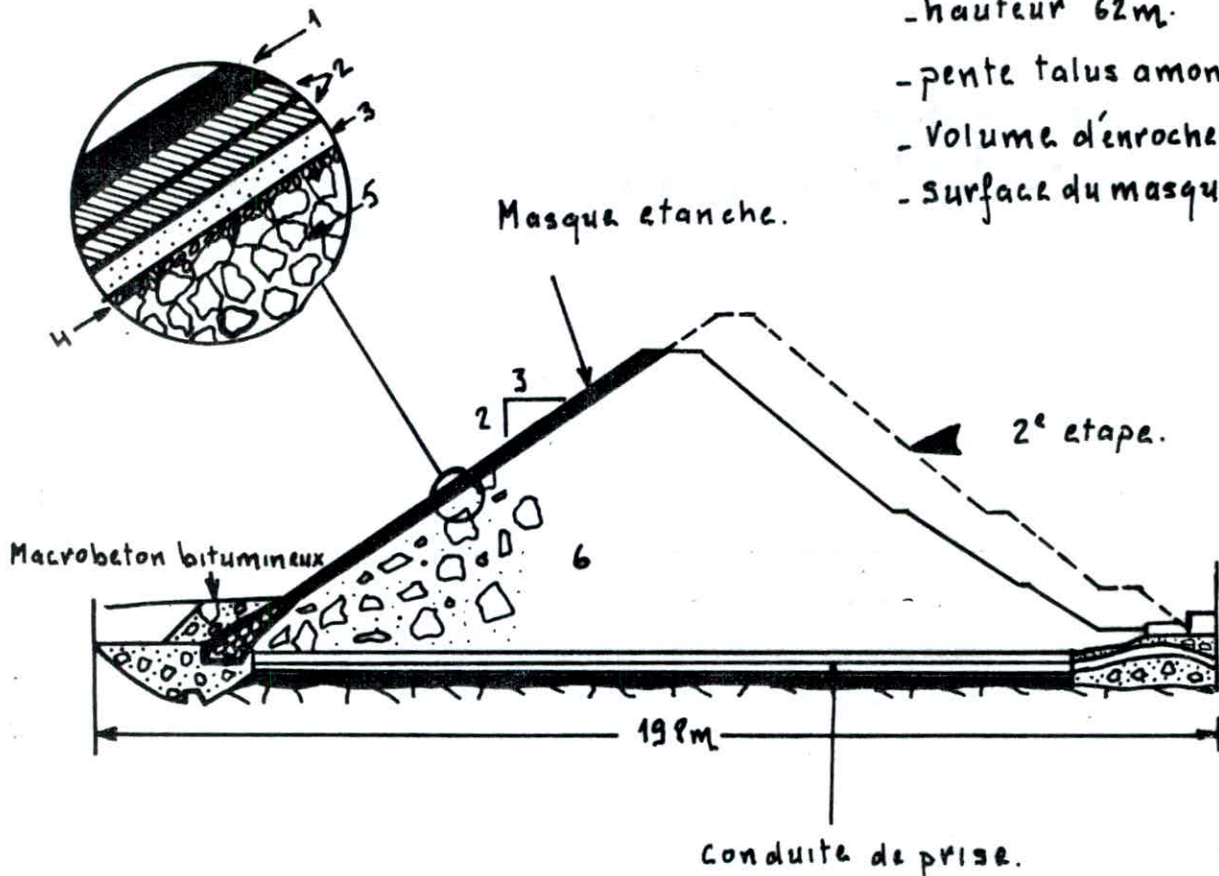
- Hauteur 65m
- pente talus amont 1,7/1 et 1,6/1.
- Volume d'enrochement 520000m³
- Surface du masque 13000 m².

Fig. 1.1

Barrage à masque amont en béton bitumineux.

Barrage présenté :

- hauteur 62m.
- pente talus amont 1,5/1
- Volume d'enrochement 8000
- surface du masque 21000,



1. Couche de protection thermique et mécanique - 10cm.
2. Béton bitumineux - 2 couches de 6cm.
3. Couche filtrante - 10cm.
4. Replanchages éventuels 20/60 concassé stabilisés à l'émulsion.
5. Enrochements 80/250mm (sur 2m env. comptés horizontalement)
6. Enrochement du barrage.

Fig. 1.2

Le l'expérience acquise dans ce domaine, on peut tirer quelques principes de base qui sont maintenant appliqués :

En premier lieu, il faut tenir compte du comportement visco-élastique des bétons bitumineux, ce qui veut dire que sous la pression de l'eau et pour des longues durées de charge, le revêtement posé sur la sous-couche est susceptible de se déformer par rapport au construction fixe en béton de ciment qui repose sur des solides fondations.

Le projet doit donc en tenir compte et le profil de la partie rigide doit être tel que la pression de l'eau ait tendance à appuyer la structure bitumineuse souple sur le béton rigide et ceci avec une surface de contact aussi grande que possible.

Dans ces conditions, les surfaces de contact ne doivent être jamais verticales mais obliques. Dans cette partie, il est bon d'ajouter une surépaisseur de béton bitumineux riche qui sera capable par sa plasticité de venir combler sans fissuration les vides risquant de se créer à cet endroit critique.

Cette surépaisseur peut-être prévue sous le masque.

Fig (1.3) ou au-dessus du masque (Fig 1.4).

En second lieu, il convient de veiller à réaliser une excellente liaison entre les constructions rigides et le revêtement bitumineux.

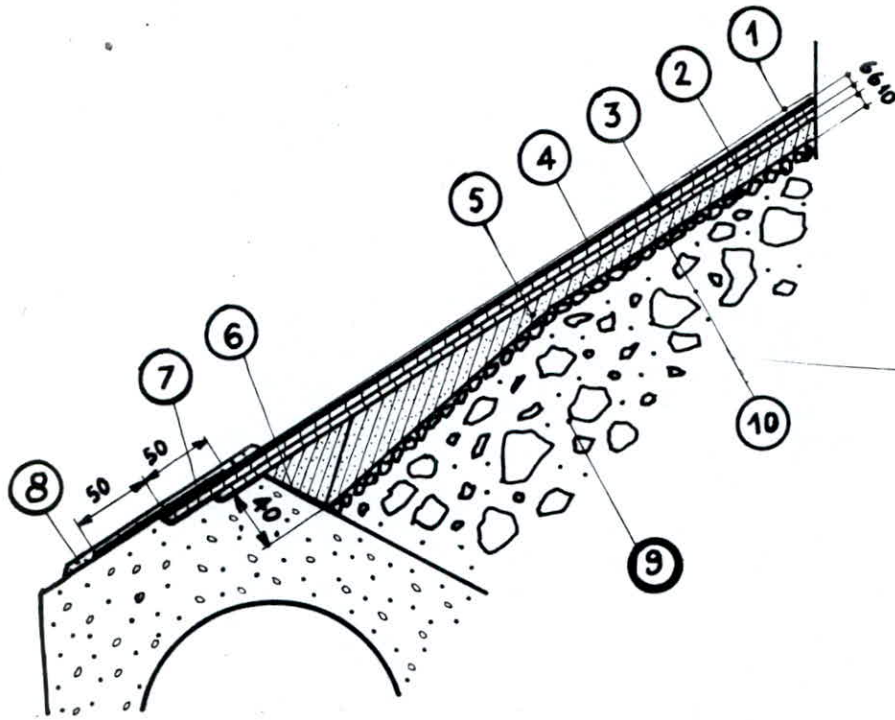
D'une manière générale, on applique, après nettoyage du béton, une couche d'accrochage bitumineuse sur toutes les surfaces de contact.

Alors que la tentation est grande d'utiliser une couche de bitume chaud, l'expérience a montré qu'exceptionnellement pour cet enduit, ou avait intérêt, pour avoir une bonne liaison avec le béton, à utiliser des liants bitumineux fluides contenant un solvant volatil.

Il est alors possible d'appliquer ensuite un enduit épais, par exemple en bitume pur.

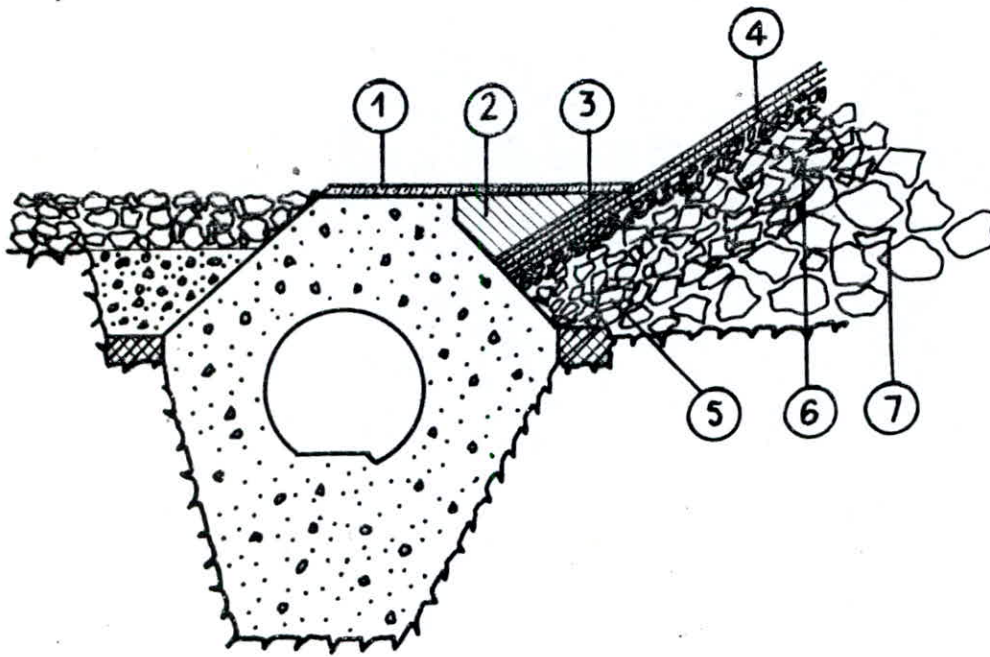
Il ne paraît pas recommandable de vouloir améliorer l'étanchéité de ces raccords par un ou plusieurs matériaux supplémentaires noyés dans l'une ou l'autre des constructions : feuilles métalliques, feuilles de matière plastique ou d'élastomère de synthèse ; L'expérience montre que celles-ci sont, dans le temps et par le jeu des sollicitations mécaniques et thermiques, des points faibles pouvant aller à l'encontre de leur rôle.

.../...



1. Peinture claire anti-solaire.
- 2 et 3. Couches B et C. Beton bitumineux 0/12,5.
4. Enduit bitume-killer, épaisseur 3mm.
5. Couche A. Binder bitumineux 0/20.
6. Couche d'accrochage sur béton.
7. Courbe-joint : 3 couches armées.
8. Bunité de protection.
9. Recharge : Matériau 0/200.
10. Granulats 15/45 de finition.

Fig. 1.3



1. Couche bitumineuse anti-solaire anti-choc.
2. Béton bitumineux.
3. 3 couches béton bitumineux étanche.
4. Masque bitumineux.
5. Mastic bitumineux coulé dans les enrochements.
6. Enrochements 80/250 mm.
7. Massif d'enrochements

Jonction du masque avec la galerie de pied.

Fig. 1.4

T l est enfin utile de prévoir un " couvre-joint " appliqué au T droit du joint entre " blanc et noir " sur une largeur minimale de 50 cm de part et d'autre. Celui-ci peut être réalisé par un système classique d'étanchéité du type multi-couche.

-3.2 - Raccords avec d'autres types de parafouille :

-3.2.1 Parafouille en macro béton bitumineux.

l e raccord entre le macro béton bitumineux et le masque bitumineux ne pose pas de problèmes compliqués puisque les deux structures ont des comportements mécaniques du même type, et que leur soudure est facilement réalisable à chaud.

L'épaisseur du masque est augmentée au raccord et les formes sont arrondies pour permettre le compactage (voir Fig 1.4).

-3.2.2- Parafouille en massif argileux :

l a liaison est obtenue en faisant pénétrer le masque en béton bitumineux de quelques mètres dans les noyaux étanches argileux.

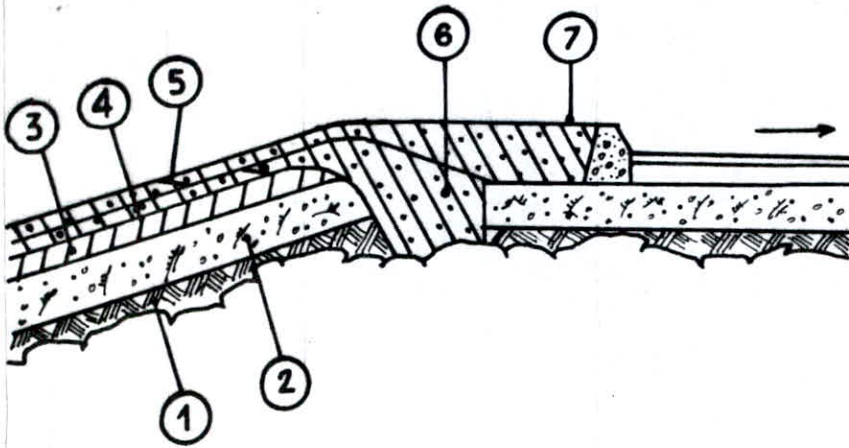
Les fuites accidentelles du masque pouvant être graves, un système collecteur de drainage doit être mis en place dans le massif argileux de façon à rendre aussi facile que possible l'observation des débits de fuites.

-3.3. Partie supérieure du revêtement :

Un élément particulier du revêtement étanche est sa partie supérieure où il doit se raccorder à une bordure ou bien s'ancrer dans son support.

Pendant longtemps cette partie était réalisée par un joint simple bourrée de mastic. Différents incidents (Cloques) survenus aux revêtements bicouches peuvent être imputés à des infiltrations d'eau de pluie et de ruissellement, par suite d'un défaut d'étanchéité de la partie supérieure.

.../...



1. Forme avec terrain en place.
2. Alluvions compactés
3. Binder 10 cm.
4. Etanches 2x6 cm.
5. Cachetage avec bitume pur.
6. Cachetage avec etanche A.
7. Trottoire.

Partie supérieure du masque étanche.

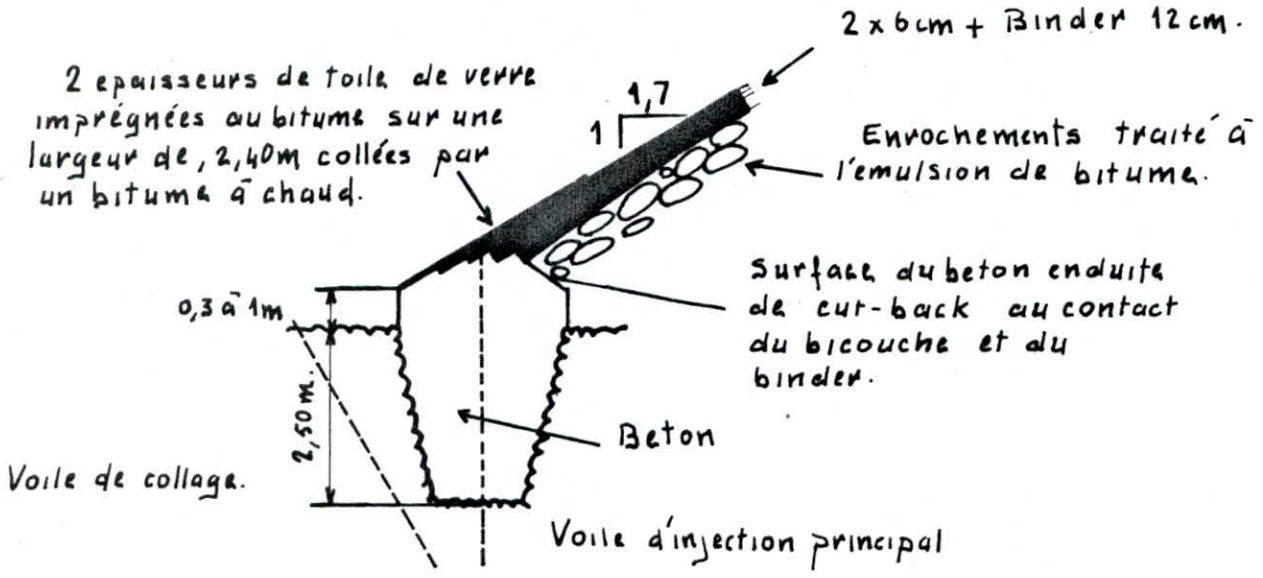
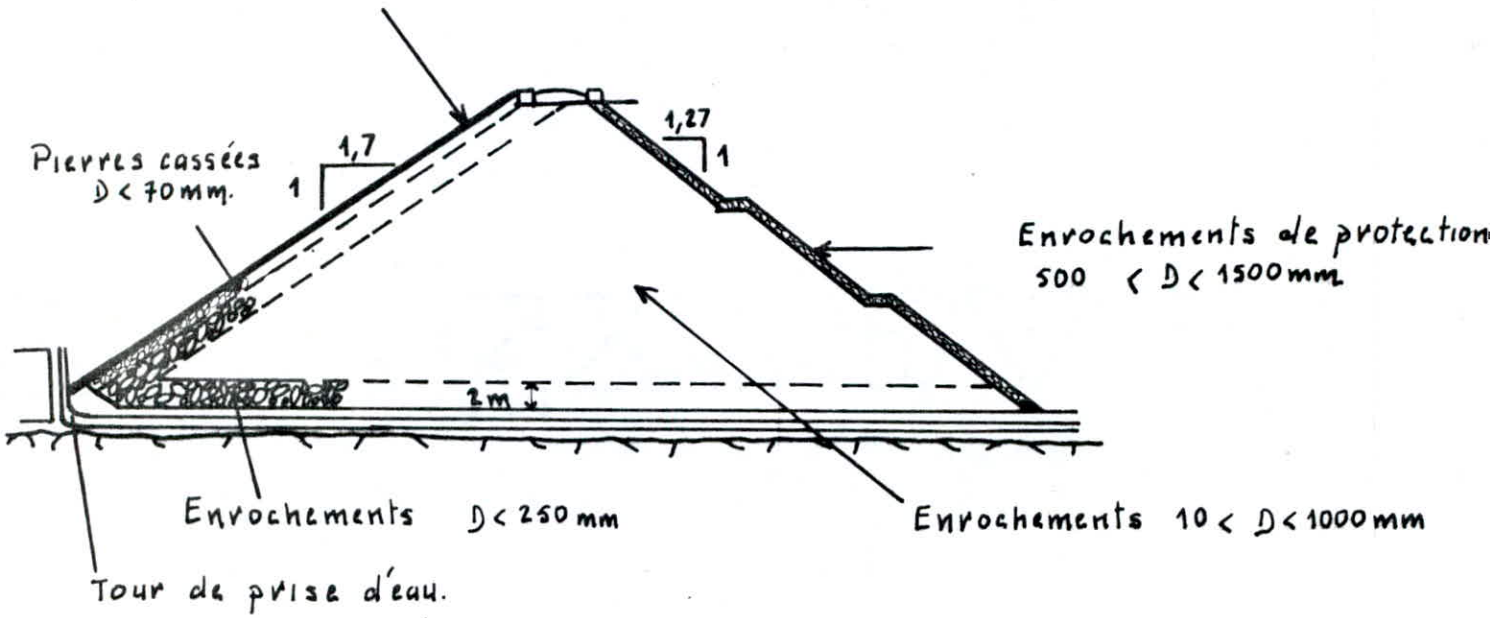
Fig 1.5

Barrage à masque amont en béton bitumineux

Barrage présenté:

- hauteur 4m
- pente du talus amont 1,7/1.
- Surface 16000m².

Masque d'étanchéité.



Detail du masque et de son raccordement au mur parapouille.

Fig. 1.6

Il est aussi convenu - il de traiter avec beaucoup de soins cette partie haute des revêtements, par une exécution soignée des bétons étanches et par un dispositif d'arrêt du masque s'opposant aux infiltrations (voir fig 1.5).

4 - Fabrication des bétons bitumineux :

Il est apparu que les postes pour enrobés routiers, ne permettaient pas d'obtenir une grande régularité de fabrication et un respect de la formulation imposée; Ces causes d'irrégularité sont due essentiellement :

- A la forte teneur en sable (40 à 50%) des enrobés étanches entraînant une mauvaise efficacité du criblage et par suite une granulométrie très irrégulière des matériaux avant pesage et malaxage.
- A l'utilisation de deux sables - naturel lavé et concassé fillérisé dont les proportions respectives sont fonction de la précision du prédosage volumétrique.
- A la difficulté de doser volumétriquement le sable fin roulé à teneur en eau variable.
- A l'imprécision du dosage en filler par suite du dépoussiérage. Diverses solutions ont été adoptées pour améliorer les conditions de fonctionnement des postes d'enrobage traditionnels à fabrication discontinue :
- Réduction du débit du poste pour faciliter le criblage et augmenter les temps de malaxage.
- Presechage du sable fin pour rendre plus précis son dosage volumétrique et régulariser le fonctionnement du sècheur ; cette opération est facilitée par la faible proportion du sable fin (10%).
- Remplacement du prédosage volumétrique par un pré-dosage pondéral ; Cette solution autorise la suppression du criblage dans le poste.

.../...

- Sechage séparé du sable fin dans un deuxième tambour secheur ;
Ce sable chaud est stocké dans une tremie et pesé séparément avant introduction dans le malaxeur; une amélioration complémentaire consiste à disposer une petite tremie tampon équipée d'une bascule pour stocker les pesées de sable fin chaud et de filler froid avant introduction dans le malaxeur; on obtient ainsi un réchauffage du filler d'appoint et un mélange plus homogène du sable fin et du filler.

Ces nouvelles dispositions sont maintenant adoptées pour la fabrication des bétons bitumineux de barrage.

-5 - Exécution et contrôle des revêtements :

- 5.1 - Techniques d'exécution des revêtements:

- 5.1.1 - Incidence des formes géométriques:

- 5.1.1.1 - Longueur des Talus :

/_a longueur des talus, généralement supérieure à 30m, impose une mise en oeuvre par bandes transversales suivant la plus grande pente, à l'aide d'un finisseur tracté depuis la crête.

Le repandage transversal pose essentiellement les problèmes suivant:

a) Nécessité d'exécuter une bande sans joint horizontal ce qui exige :

- Soit un ravitaillement du finisseur en cours d'exécution d'une bande sans variation sensible de température ;
- Soit une capacité de la machine suffisante pour l'exécution d'une bande complète; une réduction trop grande de la largeur de la bande entraînerait une augmentation du nombre de joints.

b) Déplacement de la machine de repandage sans risque de dégradation de la couche de forme, de l'entrobé ouvert ou de la première couche étanche.

.../...

c) traitement des joints transversaux :

La grande longueur des joints imposent que ceux-ci soient traités en cours d'exécution par une plaque vibrante, solidaire de la machine de repondage lui permettant d'exécuter un joint chanfreiné (à 3/1) compacté à chaud.

5.1.1.2 Les zones inaccessibles à la machine:

[] ans ces zones situées soit le long des rives, soit à proximité des ouvrages, la mise en place de l'enrobé ne peut se faire que manuellement; toutes précautions doivent être prises pour obtenir des résultats satisfaisants: surepasseur, repandage sans ségrégation, température de repandage plus élevée, moyens de serrage puissants (vibration), intervention rapide de cylindrage, application de surface sous forme d'enduit coulé.

5.1.2 Incidence de l'exécution sur la pérennité du Revêtement:

[] i l'enrobé mis en oeuvre est bien conforme à la formulation préconisée à la suite des études en laboratoire, les prescriptions de mise en oeuvre doivent avoir pour but :

a) Élimination de tout risque de sous-pression :

[] e contrôle de la perméabilité du drain et du fonctionnement des collecteurs doit être suivi de près pendant l'exécution des travaux de revêtement.

b) Étanchéité parfaite du revêtement en partie courante.

[] e résultat ne peut être obtenu que par respect des prescriptions suivantes :

- Mise en place de l'enrobé à une température voisine de 160° C.
- Cylindrage de l'enrobé à une température supérieure de 130° C le respect de ces conditions impose que le compactage soit exécuté dès que possible après le repandage ; Pour cela, il est souhaitable que le rouleau soit tracté par le finisseur.

c) Homogénéité de la compacité sur toute la hauteur de la couche.

L'homogénéité de l'enrobé, le répandage et le cylindrage à forte température, la qualité du support, sont les seuls moyens de s'opposer à l'existence d'une variation des pourcentages de vide sur toute la hauteur de chacune des couches.

d) Etanchéité et adhésivité des joints entre bande.

Un soin tout particulier doit être apporté aux joints entre bandes et aux joints de reprise, il est souhaitable notamment d'exécuter sur le bord extérieur de la bande un chanfrein aussi aplati que possible - (3/1) formé au moyen d'un gabarit et d'un vibreur.

L'exécution de ce chanfrein à haute température crée un ressuage de bitume favorable à l'adhésivité du joint avec l'enrobé chaud de la bande suivante.

Toutefois si la température du chanfrein est inférieure à 80°C au moment du repandage de la bande suivante, il faut prescrire l'application préalable d'un enduit d'accrochage (bitume pur ou émulsion) sur la surface du chanfrein,

Cette technique est obligatoire aux joints de reprise de fin de journée (joint chaud-froid), à la reprise du travail, il est recommandé de rechauffer le chanfrein.

e) Adhérence entre les deux couches étanches

L'adhérence entre les deux couches étanches est une nécessité pour la pérennité du revêtement bicouche.

L'obtention de cette adhérence impose le respect des prescriptions suivantes :

- Formule riche en liant ;
- Support parfaitement sec et propre ;
- Délai minimum entre les applications des première et deuxième couches, n'excédant pas 48 heures ;
- Température de mise en oeuvre de l'enrobé entre 150 et 160°C ;
- Cylindrage immédiat après repandage à une température toujours supérieure à 130°C ;

.../...

- Table chauffante de lissage derrière le finisseur dans le cas de talus à faible pente et dans des régions aux conditions climatiques rigoureuses, ou peut précomiser la pulvérisation d'une couche d'accrochage sous forme d'un film à base d'émulsion de bitume dur, mais le résultat ne sera jamais aussi favorable qu'une liaison assurée par le respect des prescriptions ci-dessus.

-5.2 - Contrôle de la perméabilité des revêtements en béton bitumineux.

1) Diverses méthodes ont été utilisées pour contrôler l'étanchéité des revêtement.

On a essayé de déterminer par gammascopie la densité de l'enrobé. Mais la corrélation entre densité et perméabilité est mauvaise ; de plus elle dépend des agrégats choisis.

1) On a utilisé également des appareils permettant la mesure de la perméabilité " in situ " en particulier celui de vormeringer.

Toutefois de très nombreuses mesures comparatives de perméabilité effectuées " in situ " et sur " carottes " en laboratoire ont mis en évidence la très grande importance de la diffusion latérale dans l'essai " in situ " toutes ces expériences ont abouti à la nécessité de contrôler l'étanchéité en laboratoire sur carottes extraites du revêtement.

6. Protection de l'étanchéité :

-6.1 - Généralités :

1) Le revêtement externe assure la protection mécanique et thermique de l'étanchéité; il a aussi parfois pour objet de limiter le développement de la végétation aquatique.

Les deux fonctions de protection mécanique et thermique peuvent être distinctes ou confondues. Elles sont essentiellement réalisées sur différents barrage par une couche supplémentaire d'enrobés ou par un traitement de surface approprié.

-6.2- Protection thermique :

Conseillée dans tous les cas, elle limite l'effet des températures et des chocs thermiques pour prévenir le fluage et le vieillissement du béton bitumineux.

Lorsque ce rôle n'est pas assuré par une protection mécanique appropriée, il est fait appel à des peintures de couleur clair (ciment aluminium) la figure montre les différences pouvant être obtenues avec ces deux types de protection.

-6.3 - Protection mécanique :

Les protections mécaniques les plus courantes contre les divers agents extérieurs sont constituées par une couche supplémentaire d'enrobés ou par un mastic bitumineux.

L'expérience acquise conduit à préférer ces types de revêtement aux protections à base de liants hydrauliques (béton maigre, voile ou dalles en béton armé) dont la tenue dans le temps pose de nombreux problèmes (barrage du GHRI B).

Les couches supplémentaires d'enrobés ont une épaisseur de l'ordre de 10 cm avec un pourcentage de vides de 4 à 8%.

Les enduits ternaires de mastic bitumineux quoique moins efficaces, donnent une surface extérieure lisse qui réduit les possibilités d'accrochage de la glace et de la végétation, Il apportent aussi un supplément d'étanchéité.

La composition suivante en poids est généralement utilisée, sa température étant de l'ordre de 200°C.

- bitume 80/100	20%	Filler calcaire 60%
- bitume soufflé 85/25	20%	DOSAGE 3 à 5 kg/m ²

-6.4 - Autres protections :

En l'absence des protections qui précèdent, un enduit de scellement ou de fermeture peut être mis en place par pulvérisation d'une émulsion de bitume ou par application de bitume pur.

Le développement de la végétation dans la zone de marnage du plan d'eau et des algues dans la tranche supérieure n'a pas entraîné à ce jour d'inconvénient pour le béton bitumineux. Toutefois pour éviter ce développement, on étudie actuellement l'incorporation de produits herbicides et algicides dans les enduits de fermeture.

Il convient cependant de s'assurer de l'absence de nocivité des produits en fonction de l'utilisation de l'eau du réservoir.

.../...

- 7. Contrôle à la mise en service et en exploitation:

/_e projet achevé, le contrôle à la mise en service et en exploitation pour un revêtement bitumineux porte comme pour les ouvrages en général, sur sa tenue et sur la détection d'éventuelles anomalies susceptibles de mettre en cause la sécurité des ouvrages ou la sécurité de l'exploitation, il demande une attention spéciale sur les fuites dont on s'attachera à déterminer l'emplacement et les débits :

Découpage en zones pour situer les fuites, ovoïdes visitables, drains individualisés.

[_] priori la difficulté paraît limitée pour un masque amont de barrage qui normalement comporte un drain collecteur au pied amont.

L'expérience montre d'ailleurs que les fuites dues aux points singuliers :

Joint, raccordement..., représentent 90 à 95% des fuites totales.

L'un des avantages du béton bitumineux réside dans sa faculté d'être aisément réparable; il importe donc de pouvoir, lors de la mise en service, déceler les moindres points défectueux du revêtement pour les réfections indispensables.

- 8. Remarques sur le comportement des masques d'étanchéité en béton bitumineux des barrages en exploitation en Algérie.

[_] Algérie possède une expérience ancienne des masques d'étanchéité amont en béton bitumineux. Des ouvrages de ce type ont notamment été réalisés au barrage du GHRIB (1926 - 1938) au barrage de Bou-Hanifia (1930 - 1941) et au barrage du SARNO (1947-1954).

- 8.1 Le masque du barrage du GHRIB :

/_e barrage du GHRIB est un ouvrage de 70 m de hauteur reposant sur une fondation déformable (d'où le choix d'un massif en enrochements - la technique des grandes digues en terre était à l'époque encore incertaine-au lieu d'un barrage rigide).

- 8.1.1- Constitution :

/_e support est traité comme suit : une maçonnerie de gros éléments en opus incertum hourdée au mortier de gravillons repose sur une couche d'enrochements parfaitement assisés de 5m d'épaisseur moyenne. La pente du parement, très forte, est à peu près celle des ouvrages à masque en béton de ciment de l'époque ; elle croit de 1/1 au pied à 1/0, 71 à la crête.

là - dessus viennent successivement :

- Une couche drainante de 8 cm d'épaisseur en béton poreux de ciment dont la surface extérieure présente un fini aussi que possible et reçoit une application au pistolet d'une peinture d'accrochage faite de 75% de bitume 10/20 et 25% d'essence;
- Deux couches étanches en béton bitumineux de 6cm d'épaisseur chacune;
- Un avant - masque qui assure la protection thermique du béton bitumineux formé de dalles en béton poreux de 10cm d'épaisseur, solidarisés par un grillage métallique suspendu au couronnement du barrage.

- 8.1.2 - Comportement :

Le masque ainsi réalisé, dont la raideur ne laisse pas maintenant d'étonner, s'est parfaitement comporté pendant plus de 15 ans.

Un phénomène remarquable a été en 1939 lors de la première montée du plan d'eau à la cote 425 c.a.d 2,5m au-dessous du niveau de la retenue normale, que des fuites alors apparues aient pratiquement cessé quelques mois plus tard sans qu'il ait été nécessaire d'intervenir.

Le béton bitumineux a fait l'Objet au cours de l'année 1969, (soit après plus de 20 ans d'exploitation) de différents essais; dont le résultat essentiel est que le béton bitumineux a conservé pratiquement toutes les propriétés intrinsèques.

- 8.2 - Le masque du barrage de Bou-Hanifia :

Le barrage de Bou-Hanifia a été construit de 1930 et 1941 pour régulariser les débits de l'oued EL-HAMMAM en vue de développer les cultures irriguées de la plaine de l'HABRA.

La compressibilité des terrains de fondation excluant la réalisation d'un barrage rigide de 55m de hauteur, le choix des projecteurs se porta sur la solution d'une digue en enrochements arrimés à talus raides.

Ce choix fut dicté par l'absence à proximité du site de bonnes terres pour le compactage, alors qu'il y avait une excellente carrière d'enrochements. Enfin, il eut été regrettable de ne pas profiter de l'expérience acquise au barrage du GHRIB où la technique de mise en place des enrochements avait été mise au point et avait donné d'excellents résultats. Comme au barrage du GHRIB, un masque bitumineux protégé par un avant-masque en béton armé, assure l'étanchéité.

-8.2.1 - Constitution du masque :

Le parement amont est constitué sur 3,50m d'épaisseur par des blocs choisis et rangés de façon à former des gradins. Ceux-ci sont recouverts d'une maçonnerie de 0,40m d'épaisseur qui régularise les surfaces du parement. Les têtes des moellons sont complètement enrobés dans un béton poreux drainant qui présente une surface plane sur laquelle repose le masque étanche. La couche de béton poreux est divisée en panneaux séparés par des joints horizontaux garnis d'un mélange de bitume et de liège qui a des propriétés à la fois élastiques et Plastiques.

Cette technique a pour but d'éviter les décollements provoqués par le tassement propre des enrochements au fur et à mesure de la construction de la digue.

Le béton poreux est peint au moyen d'une dissolution de bitume dans de l'essence, pour favoriser l'adhérence du béton bitumineux. La pente du parement amont croit de 1/1 en pied à 1/0, 80 en crête.

Le béton bitumineux est placé en deux couches de 6cm d'épaisseur chacune. La première couche contient un grillage qui doit empêcher les grosses déchirures.

Après essais en laboratoire, la composition retenue pour le béton bitumineux d'étanchéité fut la suivante.

.../...

<u>Di</u> amètre des grains	Pourcentage <u>partiel</u>	Pourcentage <u>Total</u>
plus grand que 25mm	2, 90	100
25/18	17, 64	97, 10
<u>GRAVELETTE</u> 18/12	14, 65	79, 64
12/5	19, 96	64, 81
5/2,5	6, 75	44, 85
2,5/0,63	10, 17	38, 10
<u>SABLE ET</u> 0,63/0,28	13, 90	27, 93
<u>FILLER</u> 0,28/0,1	4, 28	14, 03
plus petit que 0,1	9, 75	9, 75

Bitume : Pénétration 20/30. Dosage 8% du poids de matériaux secs

-8.2.2 - Comportement :

Il est remarquable que le débit de fuite du masque n'ait pas évolué depuis la mise en eau et qu'il soit resté faible: environ 1l par seconde à retenue pleine dont une partie provient du drainage de la " saignée" qui se trouve entre pied du masque et le mur de pied. D'autre part il a été constaté sur la partie du masque dévoilée par le déplacement du l'avant-masque que celle-ci paraissait bonne surface, lisse, liant ductible.

.../...

-8.3 - Le masque du barrage du SARNO :

Le barrage du SARNO a été construit de 1947 à 1954 sur l'oued du même nom affluent de l'oued Mekerra, pour augmenter les ressources en eau du périmètre du SIG. L'hétérogénéité des fondations, constituées de marnes au milieu du THALWEG et de poudingues résistants sur les rives, conduisit à un projet de barrage souple pouvant admettre de grandes déformations.

Le choix des projecteurs se porta sur la solution d'une digue en terre de 28m de haut en remblai compacté homogène.

La pente du parement amont est de 1/2,5 à la partie inférieure et de 1/2 à la partie supérieure.

Bien que le remblai ait une perméabilité faible, on s'est garanti à l'amont par un masque en béton bitumineux, avec couche drainante, protégé ultérieurement par une peinture réfléchissante.

-8.3.1 : Constitution du masque :

Le masque en béton bitumineux a été posé sur une couche drainante en béton bitumineux poreux de 10cm d'épaisseur mise en place sur le remblai après pulvérisation de Cut-Back pour améliorer l'accrochage.

La couche de béton bitumineux étanche est constituée de deux couches de 4 cm d'épaisseur chacune.

-8.3.2 - Comportement :

Depuis son achèvement le masque du barrage de SARNO donne entière satisfaction puisqu'à retenue pleine les fuites sont négligeables.

Dès les premières années d'exploitation on a cependant été amené à envisager la mise en place d'une protection thermique pour éviter l'appauvrissement en liant du béton bitumineux.

Les essais effectués depuis 1957 ont abouti à l'application en 1961 de trois couches de peinture :

- Première couche : Couche isolante en peinture aluminium pour support bitumineux.

.../...

- Deuxième Couche : Peinture blanche.
- Troisième Couche : Peinture réfléchissante blanche en caoutchouc chloré.

Cette protection a fait la preuve de sa qualité, et de son efficacité puisque les premières remontées de bitume n'ont été constatées qu'en 1968 et celles n'ont pas dangereusement augmentées depuis lors.

- 8.4 - Conclusion :

- Construit entre 1926 et 1938 le barrage du GHRIB sur l'oued chelif a été l'un des premières ouvrages en enrochement réalisé avec un masque amont en béton bitumineux.
- Ce masque a rempli convenablement son rôle d'étanchéité souple pendant vingt-cinq années, malgré la disparition en 1953 de sa protection thermique en béton poreux.

Une analyse exhaustive du béton bitumineux, tant sur place qu'en laboratoire montre que ce matériau a conservé l'essentiel de ses propriétés d'origine. Le fait qu'il ait très peu vieilli est un renseignement extrêmement précieux qui souligne la confiance qu'on peut accorder au béton bitumineux pour des ouvrages similaires.

- Le barrage de bou-Hanifia, construit entre 1930 et 1941 sur l'oued El-Hammam est un ouvrage en enrochements avec masque amont en béton bitumineux, largement inspiré au barrage du GHRIB.

Pendant plus de trente ans le masque a assuré sans défaillance son rôle d'étanchéité.

- Le barrage du Sarno construit entre 1947 et 1954 sur l'oued du même nom est une digue en terre homogène avec masque amont en béton bitumineux.

Il donne entière satisfaction puisqu'à retenue pleine les fuites sont négligeables.

Une peinture réfléchissante constitue la protection thermique du masque.

- 9 - Conclusion :

[] depuis la construction des barrages, la technique des masques d'étanchéité bitumineux a fait de grands progrès.

Les caractéristiques mécaniques des bétons bitumineux sont maintenant mieux connues et les matériels de fabrication et de mise en oeuvre permettent un travail précis avec un rendement acceptable.

Tels que nous les avons décrits, les masques bitumineux de barrage nous paraissent bien au point et offrir une excellente sécurité.

Des progrès peuvent être encore apportés car leur réalisation demande beaucoup de soins, de contrôles et une spécialisation poussée des entreprises exécutant le travail, c'est pourquoi les recherches continuent dans le but d'élargir au maximum les fourchettes de fabrication et de diminuer les difficultés à la mise en oeuvre, dont les principales sont les contraintes de température au compactage et le problème de fluage sur pente du béton bitumineux.

[] Les additifs sont étudiés en laboratoire et essayés sur chantier pour modifier les caractéristiques des bétons bitumineux et on peut citer en particulier :

- Additions de filler spéciaux : amiante, fibre de verre, soufre en poudre considérée comme filler fondant.
- Addition d'autres produits plastiques : P.V.C, polyéthylène, Polypropylène.
- Addition d'élastomères de synthèse offrant une bonne compatibilité avec le bitume.

Le mortier élaboré à une température comprise entre 185 et 195°C et de squelette non chauffé, sont mis en oeuvre simultanément par simple deversement dans les coffrages spéciaux.

Le mortier doit avoir une compacité de 98% environ de manière à être étanche sans compactage et sa viscosité à 180 - 185°C doit être réglée de manière à faciliter l'enrobage et la pénétration lente des blocs constituant le squelette.

La formule ci-dessous permet d'obtenir un mortier qui répond à ces deux impératifs:

- 3/8 roulé 38%
- 0/5 roulé 46%
- Bitume 80/100 - 12, 5%
- Filler d'apport 16%.

Cette formule est donnée à titre indicatif et peut être corrigée en fonction des granulats et sables disponibles sur place.

La dimension des plus gros blocs constituant le squelette dépend évidemment de l'épaisseur du noyau, laquelle ne peut être inférieure à 0,5m environ pour des raisons pratiques de mise en oeuvre.

L'expérience a montré que des blocs de dimensions comprises entre 150 et 350 mm s'incorporaient parfaitement bien avec un excellent rendement.

Pour obtenir une bonne liaison du squelette au mortier et corrélativement une étanchéité satisfaisante du noyau, les blocs doivent être propres; leur adhésivité peut être améliorée par trempage préalable dans une émulsion cationique.

Cette opération est indispensable pour réaliser un travail correcte par temps de pluie.

-1.2 - Stabilité du noyau :

Le squelette incorporé dans la proportion de 45 à 50% en volume, confère au noyau une stabilité propre.

Avec ce taux d'incorporation, les blocs sont séparés par des lits de mortier dont l'épaisseur est au moins égale au diamètre des plus gros granulats.

Le squelette amélioré très sensiblement la tenue du noyau au cisaillement et permet d'obtenir des reprises très satisfaisantes.

Les blocs bien enracinés dans la levée sous-jacente, mais dépassant à la surface de cette dernière constitue de multiples points d'accrochage au niveau de la reprise considérée.

En raison du dosage en bitume relativement élevé, le mortier qui représente 55% environ du volume du noyau a les caractéristiques d'un mastic lequel se comporte comme un liquide visqueux.

T l y'a donc risque de fluage sous-charge, si certaines précautions ne sont pas prises pour éviter la migration vers le corps de digue du bitume ou du mélange bitume filler.

Dans le cas d'un barrage réalisé avec des enrochements relativement gros, il est nécessaire d'interposer entre le noyau et le remblai rocheux, un filtre de granulométrie assez continue et dont les plus gros éléments sont déterminés en fonction des grands vides de l'enrochement.

- Ces recharges latérales peuvent être constituées dans la majorité des cas en matériaux 30/80.

Des essais ont montré que le fluage sous-une charge de 10 Bars à la température de 15° environ, est très faible au travers de recharges très ouvertes 40/80 .

- 1.3 - Définition géométrique du noyau :

- 1.3.1 - EPAISSEUR :

/= n ce qui concerne l'épaisseur du noyau en fonction de la charge aucune règle n'a pu encore être établie; Cependant comme nous l'avons déjà indiqué l'épaisseur minimale ne peut descendre au-dessous de 0,50m environ, si l'on veut s'accorder certaines facilités d'exécution, génératrices de rendement et de qualité.

T out comme une étanchéité amont le noyau doit accompagner les déformations de l'ouvrage sans fissurer.

Outre les multiples articulations constitués par les lits de mortier bitumineux séparant les éléments du squelette et qui autorise des mouvements de grande amplitude et avec des rayons de courbure assez faibles, le noyau implanté au coeur de la digue est sollicité par son poids propre et par le tassement des enrochements qui développent des efforts verticaux non négligeables.

Ces forces de compression garantissent dans une large mesure l'étanchéité du noyau en s'opposant à toute ouverture de fissure consécutive à une flexion ou un cisaillement.

Compte tenu des considérations précédentes et des constatations faites sur des digues en service.

Pour des ouvrages de hauteur de l'ordre de 60m, une épaisseur de 1,00m à la base est suffisante.

.../...

Dans cette hypothèse raisonnable l'épaisseur de l'écran d'étanchéité est sensiblement double de celle d'un masque en béton armé soumis à une charge de 60m et 8 fois plus grande que l'épaisseur d'une étanchéité classique en béton bitumineux.

-1.3.2 - Implantation du noyau :

Suivant une coupe horizontale l'axe du noyau est parallèle ou confondu avec l'axe de crête de la digue; le noyau pouvant être exécuté avec une inclinaison sur l'aval ou verticalement, les fruits des talus de la digue étant ceux habituellement admis (1,4/1 pour 1 barrage en enrochement).

S'il est prévu une pente, celle-ci ne doit pas être trop accusée; Le fruit 0, 4/1 est une limite qui permet encore réaliser le noyau sans sujétions particulières.

-1.3.3 - Fondations du Noyau :

La fondation la plus classique consiste à descendre le noyau au banc rocher et à l'encasturer dans une tranchée parafouille de 2 à 3m de profondeur, dont les lèvres et le fond auront été préalablement enduit d'une émulsion de bitume pour améliorer l'accrochage.

L'étanchéité du terrain sous-jacent est obtenue par un voile profond classique complété par l'injection de forages courts situés de part et d'autre de la tranchée.

Le traitement de surface suit la progression du noyau. Pour des réservoirs importants ou si le terrain est difficilement injectable, un contrôle permanent de l'étanchéité en fondation peut se justifier.

Dans ce cas, la tranchée parafouille est bloquée de béton et sa section doit permettre le passage d'une galerie à partir de laquelle des injections complémentaires peuvent être exécutées.

.../...

2 - Avantages et Inconvénients du noyau étanche en mortier bitumineux cylopeen:

2. 1 Avantages :

2.1.1. Pérénité.

/_a structure du noyau permet de réunir deux qualités essentielles :

La souplesse et l'étanchéité, qualités qui se conserveront beaucoup, mieux dans le temps que pour tout autre type de revêtement disposé à l'amont et par conséquent soumis aux efforts de l'ensoleillement, du gel et de l'érosion de la glace.

2.1.2 Raccordement et adaptation au terrain (Fig 2-1):

/_ans le cas d'un masque amont, le raccordement au terrain exige toujours des reprofilages nombreux de manière à obtenir une définition satisfaisante du joint périmétral ; ceci dans le but de faciliter l'exécution du masque et surtout d'éviter sa fissuration en pied; par élimination des variations angulaires trop brutales.

Le noyau ne présente pas ses sujétions d'exécution; sa souplesse lui permet de s'adapter sans se fissurer aussi bien au déformation lente de la digue, qu'à la topographie du terrain de fondation.

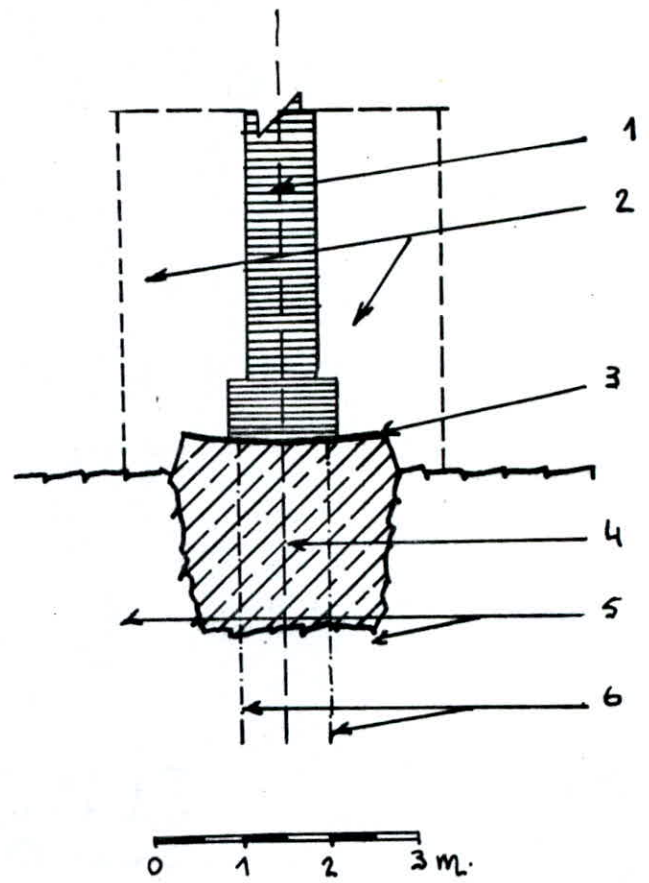
Il en résulte un allègement des travaux de déroctage par suppression en parafouille, des réglages sur de grandes longueurs.

2.1.3. Sécurité :

/_a souplesse du noyau, son épaisseur, l'effet de son poids propre et celui du tassement des remblais qui développent un effort de compression s'opposant à la fissuration, la mise à l'abri des intempéries, sont autant de facteurs qui garantissent la permanence de l'étanchéité de l'écran en élévation et au niveau de la section d'encastrement.

.../...

- 1- Noyau en beton bitumineux
- 2- Zone de transition
- 3- Mastic bitumineux
- 4- Bloc de fondation en beton
- 5- Fond rocheux
- 6- Rideau d'injection.



Raccordement entre un noyau en beton bitumineux et un bloc de fondation

Fig. 2.1

2.1.4. Prix de Revient :

/- n comparant le prix de revient d'un noyau en mortier bitumineux cyclopeen à celui d'une étanchéité classique amont, on constate que pour des surfaces à traiter de l'ordre de 15 à 20.000m² (H 60m) le prix de revient du noyau est du même ordre que celui d'un masque béton bitumineux (Binder + 2 couches de 6cm) et 45% environ moins cher que celui d'une étanchéité amont traitée en dalles de béton. Cette comparaison est établie des surfaces réelles d'application beaucoup plus importante dans les solutions à masque amont que dans le cas du noyau interne.

2.2. - Inconvénients du noyau internes :

/a position du noyau à l'intérieur de la digue ne facilite pas les interventions, d'autre part, si un défaut d'étanchéité est constaté à la suite d'un contrôle effectué au pied de l'ouvrage, il est parfois difficile de localiser fuites.

Les autres inconvénients que l'on peut signaler concernant l'exécution.

- Par grands froids ou fortes pluies l'arrêt du chantier est obligatoire.
- Le noyau scinde la digue en deux parties et les cadences de mise en place des enrochements sont ralenties en partie haute de l'ouvrage, où les surfaces d'évolution sont réduites.
- Les injections de collage doivent suivre obligatoirement l'exécution de la digue, quand le noyau est coulé en pleine fouille.

-3. - Exécution du Noyau :

/- l'inverse des étanchéités amont qui, dans la majorité des cas, sont exécutés après l'achèvement du corps de la digue, le noyau réalisé par levées successives, suit la progression des remblais.

La multiplication des joints de reprise n'est jamais souhaitable; elle accroît les risques de fuite et entraîne inévitablement un ralentissement des cadences d'exécution.

Par ailleurs, pour la bonne organisation du chantier il est indispensable que la hauteur des levées du noyau ne soit jamais inférieure à celle des remblais; soit une levée de 1m minimum dans le cas d'un barrage en enrochement.

.../...

3-1 Phases d'exécution (Fig 2.2):

- a)- Dans les remblais en cours de constitution une tranchée de 1 m de profondeur environ est laissée en attente au droit du noyau.
- b)- Mise en place de coffrages métalliques spéciaux formant une série de caisson de 1, 20m environ de longueur, ajustés à la largeur du noyau et la hauteur de la levée, la longueur des coffrages est déterminée de manière à réaliser un élément de noyau correspondant à une journée de travail; Cette longueur est par conséquent en fonction des cadences d'exécution.
- c)- Sur la hauteur de la levée, blocage des vides amont et aval entre coffrage et talus de la tranchée à l'aide des recharges (30/80), compactage de celle-ci et nettoyage à l'eau et l'air sous-pression de la surface de reprise.
- d)- Parallèlement au coffrage, l'approvisionnement du squelette en cordon continu qui permet un bon contrôle du volume à incorporer;
- e)- Remplissage du premier caisson par deversement simultané d'un mortier bitumineux à 190°C environ et du squelette (Taux d'incorporation en volume compris entre 45 et 50%).
- f)- Remplissage du deuxième caisson du coffrage de la cloison médiane servant d'entretoise;
- g)- Remplissage du troisième caisson, etc...., et de coffrages des plaques de parements du caisson n°1

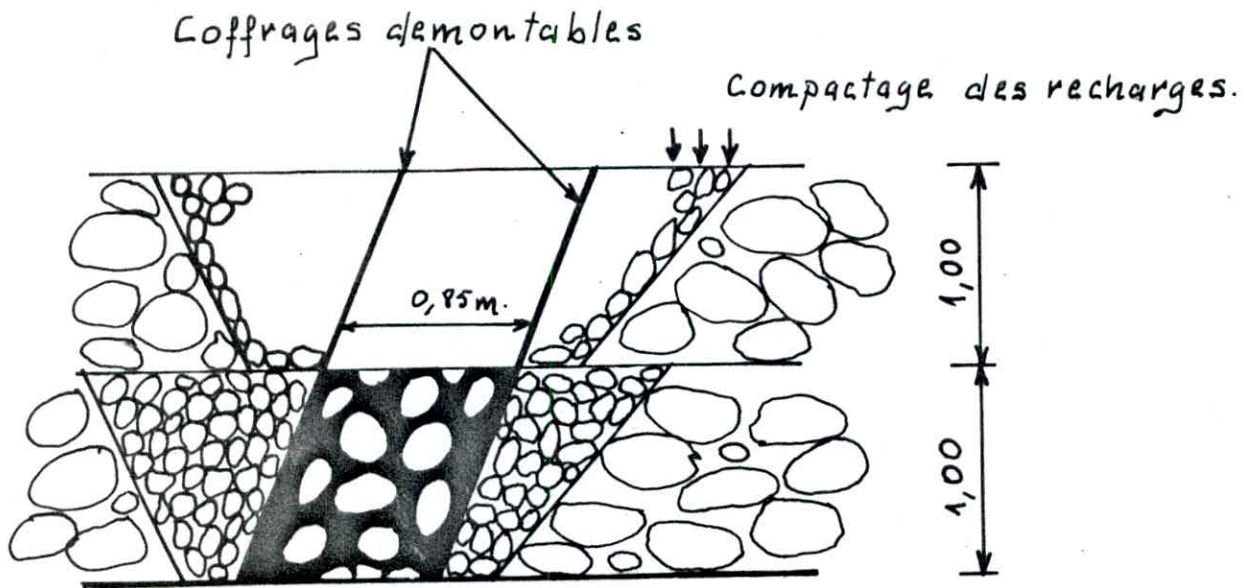
3.1.1.- Coffrage et décoffrages (Fig 2.3)

Les coffrages ont été réalisés en tôle de 10mm pour résister avant la coulée du noyau à la poussée des recharges latérales (Compactage en rouleau vibrant d'une tonne); ils doivent être démontables et très maniables.

Les cloisons médianes distantes de 1, 20m règlent l'épaisseur et l'inclinaison du noyau à réaliser; elles règnent sur la hauteur de la levée et comportent des glissières dans lesquelles viennent simplement s'engager les plaques de parement.

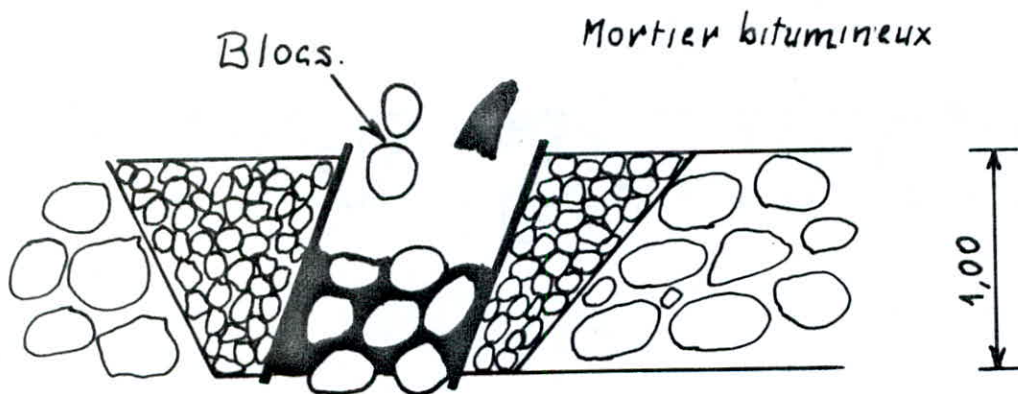
Cette opération ne présente aucune difficulté particulière, même avec un noyau incliné au fruit de 0, 4 et peut-être facilement réalisée avec une pelle hydraulique (effort d'arrachage 600 kg).

.../...



Phase 1

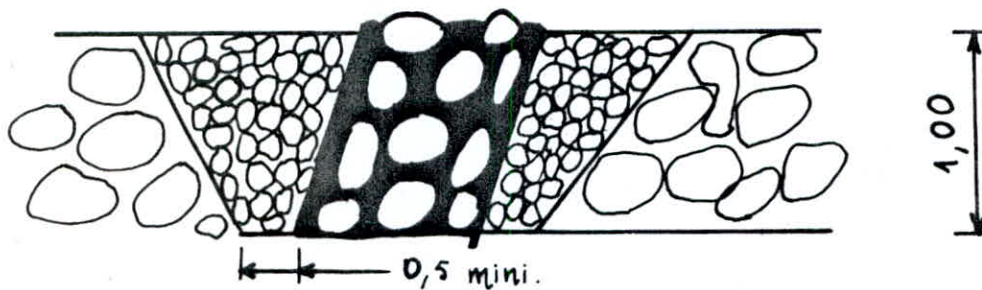
Mise en place des coffrages et des recharges compactées



Phase 2

Coulée du noyau - Levee de 1m.

Recharges laterales 30/80 Compactées



Phase 3

Decoffrage.

Ecran en beton bitumineux cyclopéen
Phase d'exécution sans vibration.

Fig. 2.2.

Caissons coffrants : vue en plan schematique.

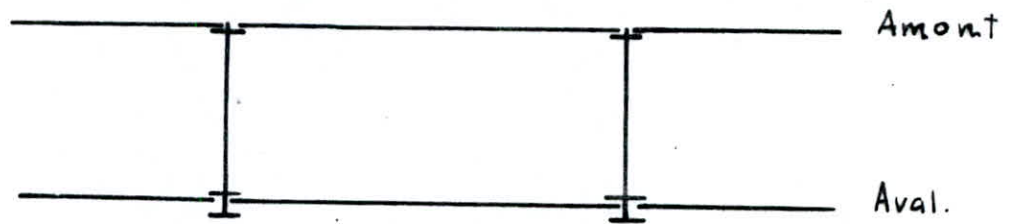


Fig 2.3.

Barrage à noyau bitumineux cyclopeen : Coupe type.

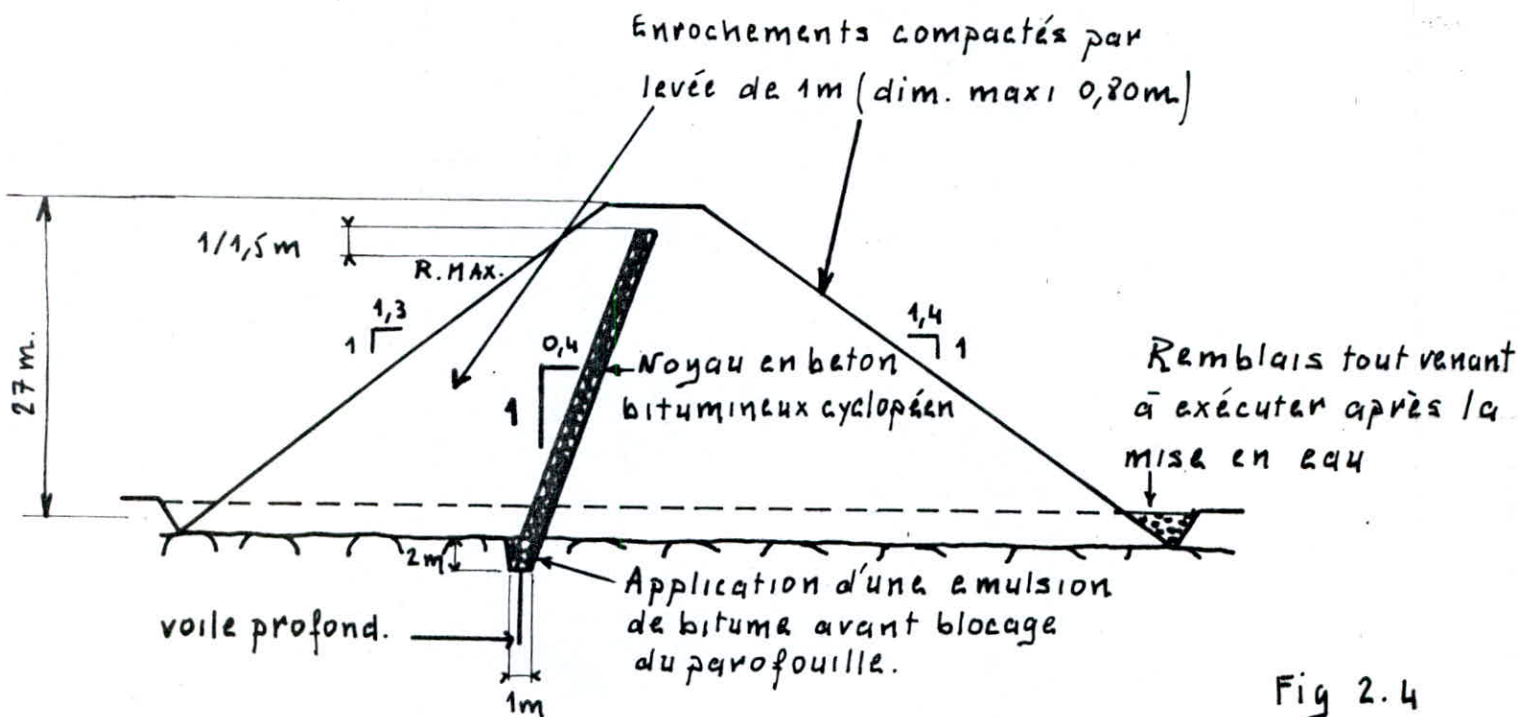


Fig 2.4

-3.1.2. - Mise en oeuvre du noyau :

Le remplissage des coffrages s'effectue par versement simultané du mortier et du squelette. Il faut veiller à bien synchroniser les débits des deux composants; toute introduction massive du squelette est nuisible au bon enrobage des blocs.

L'incorporation manuelle donne d'excellents résultats et il suffit de 5 à 6 manoeuvres pour exécuter 8 à 10 m³ de noyau à l'heure.

Si l'importance du chantier le justifie, cette opération peut être mécanisée en utilisant une tremie mobile équipée d'un tapis de distribution.

Pendant la coulée, les blocs pratiquement jointifs doivent émerger légèrement à la surface du mortier; dans ces conditions de travail le taux d'incorporation de 45 à 50% en volume est facilement obtenu et en fin de coulée la surface de la levée présentent de nombreux "points" d'accrochage favorables à une bonne reprise dont l'étanchéité est convenablement assurée par la refusion superficielle (environ 20mm) qui s'opère au moment de l'exécution du plot supérieur (température de coulée 190°).

Remarquons enfin que le mode de transport du mortier; du poste d'enrobage au lieu de mise en place, doit éviter toute ségrégation ou plus exactement toute séparation du bitume, dont la fraction excédentaire provenant d'un dosage relativement élevé, sert au "moullages" des blocs qui a pour effet d'augmenter sensiblement l'adhésivité.

Notons aussi que la qualité et le rendement de la mise en oeuvre sont nettement améliorés s'il est possible de régler facilement le débit du mortier dont la température au moment de la coulée ne doit pas descendre au-dessous de 180 - 185°C.

Le respect de ces conditions exclut le transport par bennes même calorifugées et conduit obligatoirement à utiliser des camions malaxeurs chauffant muni d'une vis d'extraction orientable en tout sens, de 3 m de longueur environ, montée à la place de la goulotte classique.

- 4 - Mise en place et compactage du noyau :

/_es matériaux provenant de la zone d'emprunt pour noyau seront deversés à l'emplacement du noyau et autant que possible déposés en couches plutôt qu'en tas.

L'épandage en couches uniformes sera obtenu à l'aide de bulldozers.

/_épaisseur de la couche avant compactage dépendra du mode de roulage, du poids du rouleau et des caractéristiques du matériaux.

Pour notre part nous utilisons le rouleau, pieds de mouton, il permettra d'obtenir un compactage efficace, et une bonne adhérence entre deux couches successives.

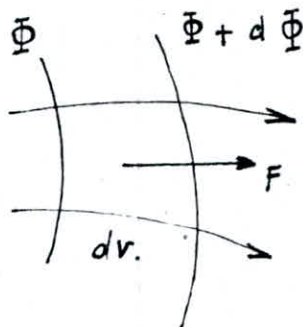
L'épaisseur de la couche après compactage variera entre 20 et 25cm.

5. Notion de pression de courant. Danger de renard :

Quand il y a filtration dans un massif, le gradient de potentiel engendrant le courant, crée une force d'entraînement sur les grains solides, qui est une force de volume et qui a pour valeur :

$$F = \rho g dv \text{ grad } \Phi = \gamma_w dv \text{ grad } \Phi$$

dv étant le volume de l'élément de sol.



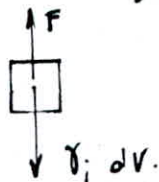
Cette force d'entraînement est un aspect important de la stabilité du massif de digue.

Cette force peut avoir également un autre effet nocif en amorçant un phénomène de renard.

À l'aval du massif en effet, dans des zones proches de la surface, le terrain est soumis à cette force d'entraînement et à son poids (poids immergé, γ_i poids volumique immergé).

Supposons une filtration de bas en haut. L'élément de sol dv est alors soumis à la force totale :

$$F - \gamma_i dv = dv (\gamma_i - \gamma_w \text{ grad } \Phi)$$



On voit donc que le sol n'est plus stable dès que $\text{grad } \Phi$ atteint ou dépasse la valeur critique γ_i / γ_w .

Les grains en surface sont alors entraînés.

Les grains situés en-dessous, ne supportant plus le poids des grains supérieurs, sont entraînés à leur tour.

Il se forme alors un petit tunnel où la circulation d'eau est aisée. La distance de percolation à travers le terrain diminue.

Le gradient hydraulique moyen augmente, le phénomène a donc tendance à s'amplifier jusqu'à ce que le renard débouche dans la retenue amont.

Tl se forme alors une fuite brutale et importante causant un accident grave et pouvant même amener la ruine complète du barrage. Ce genre de rupture peut se produire au bout de plusieurs années d'exploitations apparemment normales.

On voit que le danger est d'autant plus grand que le risque d'entraînement des grains est élevé. Les grains sont d'autant plus facilement entraînés qu'ils sont de plus petit diamètre et qu'ils ne sont pas collés les uns aux autres par la cohésion. Les sols les plus dangereux sont donc les silts fins.

La condition de lane est en général très conservatrice et conduit à des longueurs de filtration assez grandes, c'est à des dimensions d'ouvrage importantes. On est donc tenté de réduire ces longueurs. Mais ceci ne peut se faire que si l'on empêche l'entraînement des particules de la fondation par un renard éventuel. On y parvient au moyen d'un filtre dit "inversé", c'est à dire avec les particules fines placées au contact du terrain et de granulométrie adoptée (règle des filtres).

Le type de renard est appelé "piping" par les auteurs anglo-saxons. Ils en distinguent un autre type dit "tunnelling" dû à l'érosion du terrain par un écoulement trop rapide dans une fissure. Ces fissures peuvent être produites, soit par un retrait dû à la dessiccation (terrain gonflant ou à retrait), soit par une déformation plastique trop importante subie par une argile trop fragile. L'érosion se produit dès que la vitesse de l'eau dans la fissure dépasse la vitesse critique d'arrachement des grains. Le phénomène démarre en général assez brusquement quand la fissure débouche dans une zone perméable. Il est surtout à craindre avec les argiles instables et mal flocculées.

-- (H A P I T R E IV --

/- VANTAGES ET INCONVENIENTS DU MASQUE AMONT EN
BETON BITUMINEUX, DU NOYAU ARGILEUX.

/- VANTAGES ET INCONVENIENTS DU MASQUE AMONT EN
BETON BITUMINEUX, DU NOYAU ARGILEUX.

-:~::~:-

-1. Avantages et inconvénient du masque amont en béton
bitumineux :

1-1 Avantages :

a) Stabilité :

/_orsque le masque recouvre le parement
amont la totalité du massif intervient dans la stabilité du
barrage, contrairement au noyau où seul le massif situé à l'-
aval du noyau intervient dans la stabilité de l'ouvrage.

D'autre part l'absence de pression intersticielle dans le corps
du remblai modifie les conditions de stabilité générale dans
un sens favorable.

b) Organisation de chantier et économie de matériaux :

/_e masque amont permet d'avoir des pentes
plus raides ce qui entraîne une économie de matériaux.

D'autre part il peut être réalisé indépendamment du massif.
Ce-ci est un gros avantage sur le plan de l'organisation de
chantier, car si l'avancement du massif mené avec de gros moyens
pour être économique va en général très vite, la mise en place
du masque, relativement plus délicate, est plus lente.

c) Caractéristiques mécaniques :

/_es produits à base de bitume sont une
excellente solution au problème d'étanchéité, étant donné les
propriétés d'imperméabilité du matériau.

Les caractéristiques de plasticité permettent également l'auto-
colmatage des fissures quand elles ne sont pas trop importantes.

.../...

/_ n première approximation on peut dire que le bitume présente des propriétés d'élasticité aux déformations brusques et de plasticité aux déformations lentes.

Ce-ci est très intéressant pour permettre au masque de se prêter au tassement de l'ouvrage.

Une qualité intéressante est la facilité de mise en place des joints : Le bitume se soude fort bien à lui - même.

d) Exploitation :

/_ a présence de l'organe d'étanchéité sur le parement amont facilite pendant l'exploitation la localisation des fuites (galerie de pied, drains individualisés) et rend possible la réparation en cas de défection du masque, ce qui est pratiquement impossible si l'organe d'étanchéité est interne.

e) Exhaussement :

/_ a hauteur du barrage ainsi réalisé est dans une très large mesure beaucoup ^{plus} facile à augmenter, que celle d'un barrage à organe d'étanchéité interne.

1-2 Inconvénients

a) Veillissement :

/_ e masque doit être protégé des agressions extérieures, intempérie ensoleillement, chocs mécaniques (troncs d'arbre).

Pour cela le bitume doit être recouvert soit d'une couche de protection soit d'une peinture réfléchissante.

b) Éléments de raccords :

/_ es éléments de raccords sont les points critiques du projet, pour cela ils doivent être réalisés avec le plus grand soin, afin de pouvoir assurer la pérennité du masque.

.../...

2- AVANTAGES ET INCONVENIENTS DU NOYAU ARGILEUX

2-1 - Avantages :

a) Réalisation :

/_a technique de réalisation des noyaux argileux offre l'avantage d'être de nos jours une technique parfaitement mise au point.

D'autre part le noyau argileux peut s'accomoder d'une fondation non rocheuse.

b) Caractéristiques du matériau :

/_l'argile est un matériau qui offre une bonne plasticité ce qui lui permet de se prêter assez aisément au tassement et d'épouser assez facilement les formes de plus il offre l'avantage d'être un matériau autocolmatant.

c) Protection de l'organe d'étanchéité :

/_la présence de l'organe d'étanchéité dans le corps même du barrage, fait que celui-ci n'est pas exposé aux intempéries, à l'ensoleillement, et autres agressions extérieures.

2 - 2 Inconvénients :

2.2.1 réalisation :

a) L'arrêt du chantier est obligatoire durant les périodes de pluies (problème de teneur en eau et de compacité) en effet l'érection des recharges et du noyau argileux doit se faire simultanément, avec cependant une légère surélévation du noyau argileux par rapport au niveau des deux recharges.

b) Le noyau argileux impose quelques sujétions de mise en oeuvre (réalisation, de filtres, de zone de transition granulométrique, de travaux d'injection et d'excavations assez importants)

.../...

c) Le noyau scinde le barrage en deux parties et rend ainsi assez difficile l'organisation des deux chantiers qui sont celui du noyau argileux et celui des deux recharges situées de part et d'autre de celui-ci.

Par conséquent les délais de réalisations d'un barrage à noyau argileux sont généralement plus longs que ceux nécessaires à la réalisation du même barrage avec un organe d'étanchéité réalisé à l'amont.

d) Dans un barrage à noyau argileux, seule la recharge aval intervient dans la stabilité, et impose par conséquent à celle-ci des talus plus doux que ceux qui pourraient être adoptés pour un barrage à masque amont, où tout le massif intervient dans la stabilité, il en résulte donc une économie de matériaux dans ce cas, contrairement au noyau argileux.

e) L'exhaussement d'un barrage à noyau argileux n'est pas aussi aisé à réaliser que celui d'un barrage dont l'organe d'étanchéité est situé sur le talus amont.

2.2.2. Propriétés du matériaux :

/_ utilisation des argiles pose un certain nombre de problèmes liés à leur structure minéralogique et à leur réaction à l'eau. Ces problèmes ont trait à la perméabilité, au compactage et aux tassements, à la pression intersticielle, au gonflement et au retrait avec apparitions de fissures.

2/2.3. Stabilité :

/_ a présence inévitable de pressions intersticielles dans le noyau argileux et par conséquent dans le corps du barrage peut poser quelques problèmes à la stabilité de celui-ci (risques de création de renards, effets des sous-pressions).

2.4.4 Exploitation:

/_ a localisation des fuites d'un barrage à noyau argileux est pratiquement impossible, de même que la possibilité d'y remédier (réparations du noyau).

-- (H A P I T R E V)

(CONCEPTION ET REALISATION D'UN
BARRAGE EN ENROCHEMENTS.

CONCEPTION ET REALISATION D'UN BARRAGE EN
ENROCHEMENTS -

-1/ Pentes des Talus :

Un tas de matériau frottant et sans Cohesion est Stable si l'angle de son talus avec l'horizontal est inférieure à ϕ angle de frottement interne.

ϕ depend de la granulometrie des grains, de leur nature, de leur forme et surtout de leur enchevetrement (indice des vides).

De cela il résulte les conséquences suivantes:

Pour un matériau courant (par exemple enrochement de carrière en granite) on peut admettre une pente de :

- 1,6/1 si les enrochements sont simplement deversés
- 1,4/1 à 1,3/1 s'ils sont compactés au rouleau vibrant.
- 1,2/1 s'ils sont rangés au moyen d'une grue (enrochements ~~arrimés~~ arrimés).

Certains reglements prescrivent pour $t g \phi$ une limite de 0,3 à ne pas dépasser.

On a ainsi $tg \phi = \frac{\delta}{\Delta(m+n) + n} \geq 0,3$

δ : densité de l'eau

Δ : densité moyenne du remblai en enrochements.

m : pente du talus aval

n : pente du talus amont

Il en résulte, avec pour une valeur minimal de 1,5

$0,45 m + 0,75 n \geq 1$

Ce qui donne :

amont : n	aval : m	$0,45m + 0,75n$
Vrac : 1,25	Vrac : 1,40	1,57
arrimé: 0,9	arrimé: 1	1,12

.../...

- 2 Tassements :

Ils ont trois origines :

- Les déformations du tas sous son propre poids,
- Les déformations du tas sous l'effet de la pression de l'eau :
- Les déformations de la Fondation.

Les déformations de fondation doivent évidemment être limitées et ne jamais être dues à des ruptures plastiques en son sein. Elles ne doivent pas non plus entraîner de grands glissements dans le massif.

Ceci étant, les tassements ont deux inconvénients.

- 1 Ils abaissent le niveau du couronnement ce qui diminue d'autant la revanche entre le niveau le plus hautes eaux et le sommet du barrage.

Le risque de submersion s'en trouve accru, or toute submersion est un risque mortel pour ce genre d'ouvrage.

- 2 Tout tassement déforme l'organe d'étanchéité et risque suivant la rigidité de ce dernier, de le fissurer, voire le déchirer, ce qui là aussi est un danger mortel.

Les tassements empêchent par ailleurs d'installer sur l'ouvrage, ou dans celui-ci, les organes monolithiques rigides tels que déversoir de crue et coursier, prise d'eau, conduites etc....

Quand on le peut, on a toujours intérêt, avant d'installer ces organes rigides d'attendre que la majeure partie des tassements se soient produits.

Globalement le tassement d'un tas de cailloux est dans une certaine mesure, analogue à celui d'un tas de sable et on peut concevoir, à l'échelle d'un volume d'une dizaine de mètres cubes, un module d'élasticité E . Comme pour le sable, E est d'autant plus élevé que les blocs élémentaires sont plus serrés et anchevêtrés. E croît avec la pression moyenne et, sous quelques bars, varie de 100 à 1000 bars. On voit immédiatement qu'avec nos barrages, l'ordre de grandeur du tassement doit être de l'ordre de quelques pour cent de la hauteur.

[-] l'échelon du bloc il ya 2 causes aux tassements. Tout d'abord les points de contact entre blocs s'émousent facilement, s'épaufront (effet des eaux d'infiltration) et, du fait du poids du massif, les blocs ont tendance à se rapprocher. Parallèlement, les éléments se réarrangent les uns par rapport aux autres. Ces réarrangements sont facilités par les vibrations (séismes, circulation sur le couronnement...). Les variations de charge dues aux variations du niveau dans la retenue, les variations de températures.

Toutes ces raisons font que le tassement du massif comme celui de la fondation (qui au cas, où celle-ci n'est pas rocheuse, obéit aux lois de la mécanique des sols) n'est pas instantané. Ces mouvements se poursuivent pendant des années et varient de 0, 5 à 2 % suivant le type de roche et la qualité de la mise en place.

Pour améliorer l'aspect et protéger le masque amont, on donne souvent au massif, à la construction, une contre-flèche à la fois vers le haut et vers l'amont. (Certains vont même jusqu'à préconiser une courbure sensible vers l'amont mais il est difficile d'évaluer l'importance du bénéfice qu'on en retire).

.../...

- 3.1 - Qualité des matériaux :

Les pierres utilisées doivent être de bonne qualité c'est - à-dire, dures, résistantes, Les meilleures roches sont les roches cristallines (granit, basalte), les quartzites, certains calcaire durs. Mis à part certains gneiss et schistes, les roches métamorphiques sont à proscrire. Il faut évidemment écarter toutes les roches ayant tendance au contact de l'air et de l'eau à s'altérer, se kaoliniser, se transformer en argile.

Il existe un certain nombre d'essais qui permettent d'évaluer ces qualités.

- 3.2 - Mise en place des blocs :

- Enrochements arrimés :

Les talus amont et aval, sur quelques mètres d'épaisseur, sont constitués d'enrochements rangés (arrimés).

Sur un parement en effet, l'éjection d'un bloc formerait un trou qui serait une amorce de déséquilibres ultérieurs encore plus graves. Les blocs sont en général mis en place à la grue les intervalles étant bouchées par de petits enrochement placés à la main. Pendant ce dépôt ~~g~~èpe un arrosage qui élimine les poussières et favorise le glissement des blocs les uns par rapport au autres.

- Enrochements en Vrac :

Ils sont simplement déversés depuis des camions et régalez au bulldozer. Le remblai est arrosé par des jets sous-haute pression (7bars). L'eau dépoussière, remue les blocs en faisant pénétrer les petits entre les grands, et ramollit les angles vifs ce qui permet une mise en place plus définitive en diminuant très sensiblement les tassements ultérieurs. La consommation d'eau est toutefois très importante, (4m³ par m³ d'enrochement).

.../...

/__a grosseur des blocs doit être la plus grande possible, mais en est évidemment limitée par la capacité du matériel de manutention et de transport.

(_)n a intérêt à ce que la granulométrie soit aussi proche possible d'une courbe de talbot pour obtenir une compacité maximale (indice des vides minimum).

/(-)vant l'utilisation des vibrations et rouleaux vibrants, on conseillait la construction par étages d'une dizaine de mètre:

On comptait sur le choc des blocs tombant et roulant pour réaliser un certain compactage et pour casser les éléments fragiles qui se seraient de toute façon brisés sous la pression (et auraient ainsi provoqué des tassements).

On utilise maintenant des gros rouleaux vibrants à vibration verticale, ou des vibrateurs lourds suspendus au bout d'un câble de grue (vibration horizontale). Ce compactage par vibration est extrêmement efficace. L'épaisseur des levées est alors beaucoup plus faible (de l'ordre de grandeur de la dimension des plus gros blocs).

-3.3 - Préparation du contact massif-fondation :

Tl faut évidemment enlever soigneusement la terre végétale de surface et tous les matériaux susceptibles de fluer.

La mise en place d'un radier général en maçonnerie (qui a parfois été faite) est évidemment à proscrire car un tel organe fait apparaître des sous-pressions réduisant la stabilité et provoquant des soulèvements.

-3.4 - Le Parafouille :

/_e parafouille est l'organe qui relie le masque étanche à la fondation elle-même étanche ou rendue telle par injection ou au moyen d'une paroi moulée.

(_)e raccordement doit être ^{plus} ou moins articulé. Si la fondation est très rigide, (rocher), le parafouille est fixe et le masque suit le massif dans ses déformations. Si la fondation est compressible, le parafouille a tendance à s'en-

foncer et à se déplacer vers l'amont.

(-) On comprend pourquoi, si le masque est trop rigide, l'étanchéité est difficile à réaliser. Et, si une fuite se produit, le gradient vers le drain et les enrochements est énorme. (trajet très court). En cas de fondation alluvionnaire, une telle fuite peut entraîner, en un temps très bref, la ruine complète de l'ouvrage.

(-) chaque fois qu'on le peut, il y a intérêt à mener le parafouille jusqu'au rocher.

Dans le cas des ouvrages un peu importants, le parafouille est un organe complexe avec galeries de visite où débouchent les drains.

- 3.5. - Avantages et inconvénients :

(-) ce type de barrage est économique dans les régions d'accès difficile, car il y a peu de transports à effectuer.

Il nécessite en général, sauf pour les petits ouvrages, une fondation rocheuse de bonne qualité. Toutefois, en-dessous de 40m de haut on peut les mettre en place sur des fondations alluvionnaires peu compressibles. Si la fondation est très compressible, seul le barrage en terre est susceptible de convenir.

Le barrage en enrochement résiste assez bien aux séismes, à condition que les pentes y soient adaptées et que les enrochements du parement aval soient bien arrimés.

On ne peut en général établir directement sur le massif l'évacuation de crue, qui doit donc être un ouvrage séparé.

(-) ce type de barrage résiste très mal à la submersion. La revanche, c'est-à-dire, la différence entre la cote des plus hautes eaux et celle du conronnement doit donc être d'au moins 2m pour les petits ouvrages.

-- (H A P I T R E VI) --

-- /)ERIVATION PROVISoire ET BATARDEAU --

2 - Dimensionnement du batardeau et de la dérivation provisoire
(Solution Optimale).

- Données de base

- Longueur de la galerie : $L = 500\text{m}$.

- Pente du terrain naturel : $I = 2,5\%$

- Prix de l'excavation : 50 DA/m^2

- Prix du remblai du batardeau : 30 DA/m^2

- Prix du bétonnage y compris ferrailage : 5000 DA/m^3

Le dimensionnement se fera à l'aide de la
formule ci-dessous (formule de bernouilli appliquée entre
les 2 sections).

$$H_{\text{bat}} + I.L = \Delta H_t + H_{\text{av.}}$$

2.1- Dimensionnement pour la première Variante
(Masque amont bitumineux).

Debit : $Q = Q_{20} = 250 \text{ m}^3/\text{S}$

$$H_{\text{bat}} + I.L = \Delta H_t + H_{\text{av.}}$$

.../...

H_{bat} : Hauteur du Batardeau.

I : Pente du terrain naturel ($I = 2,5\%$).

L : Longueur de la galerie suivant le tracé choisi ($L = 500m$)

H_{av} : Hauteur d'eau à laval ($H_{av} = \frac{D}{2} + 0,5$ (m))

ΔH_t : p. d. c. Totales (m).

$$I = 2,5\%$$

$$L = 500m.$$

$$H_{av} = \frac{D}{2} + 0,5 \text{ (m)}.$$

$$\Delta H_t = \left(\frac{6L}{D} + \sum \xi_i \right) \frac{V^2}{2g}$$

$$\delta = \left(1,14 - 0,86 \text{ Log } \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2}$$

$$\epsilon = 2 \cdot 10^{-3}m.$$

$$\sum \xi_i = 2 m.$$

\emptyset (m)	δ	S (m ²)	$V = Q/S$ (m/S)	$\frac{6L}{D} + \sum \xi_i$
4	0,0170	12,57	19,89	4,125
4,5	0,0165	15,90	15,72	3,83
5	0,0162	19,63	12,73	3,62
5,5	0,0158	23,76	10,52	3,44
6	0,0155	28,27	8,84	3,29
6,5	0,0152	33,18	7,53	3,17
7	0,0150	38,48	6,50	3,07
8	0,0147	50,26	4,97	2,92

.../...

$\frac{v^2}{2g}$	ΔH_t (m)	$H_{av} = \frac{D}{2} + 0,5$ (m)	$- IL$ (m)	H_{bat} (m)	\emptyset (m)
20, 16	83, 16	2, 5	12, 5	73, 16	4
12, 59	48, 22	2, 75	12, 5	38, 47	4, 5
8, 26	29, 90	3	12, 5	20, 40	5
5, 64	19, 40	3, 25	12, 5	10, 15	5, 5
3, 98	13, 09	3, 5	12, 5	4, 09	6
2, 89	8, 97	3, 75	12, 5	-	6, 5
12, 15	6, 60	4	12, 5	-	7
1, 26	3, 68	4, 5	12, 5	-	8

- Caractéristiques du Batardeau :

- Pente amont : 2, 5/1

- Pente aval : 2, 5/1.

- Largeur en crête :

$l = \ell = 5m.$

.../...

- Diamètres retenus :

$$\emptyset = 4, 4,5, 5, 5,5, 6 \text{ m.}$$

- Volume du Batardeau :

$Q(m)$	$V_{bat}(m)$	$H_{bat}(\bar{M} m')$
4	1, 59	73, 16
4,5	0, 45	38, 47
5	0, 13	20, 40
5,5	0, 018	10, 15
6	0, 004	4, 09

- Volume de l'excavation.

- Epaisseur du revêtement :

$$e = \frac{D_i}{12} + 10 \quad (\text{cm}) \quad V_{exc} = \frac{\pi (D_i + 2e)^2 \times L}{4}$$

D_i : Diamètre interne de la galerie
 e : épaisseur du bétonnage

V_{exc} : Volume excavé.

.../...

\emptyset (m)	e (cm)	$V_{\text{excava-}} -$ $\text{tion (m}^3\text{)}$	$V_{\text{béton}}$ (m ³)
4	43	9275	2992
4, 5	47, 5	11664	3712
5	52	14326	4509
5, 5	56	17210	5331
6	60	20358	6221

- Volume du bétonnage :

$$V_{\text{bet}} = \pi e (D_i + e) \cdot L.$$

.../...

-2- Dimensionnement pour la deuxième variante
(Noyau argileux)

$$Q = Q_{50} = 280 \text{ m}^3/\text{S.}$$

$$H_{\text{bat}} + I.L = \Delta H_t + H_{\text{av.}}$$

- Prix de l'excavation: 50DA/m³
- Prix du remblai du batardeau: 30 DA/m³
- Prix du bétonnage (y compris ferailage): 5000 DA/m³
- Longueur de la galerie : L = 500m
- Pente terrain naturel : I = 2,5%
- Hauteur d'eau à l'aval : D/2 + 0,5 m.

.../...

\emptyset (m)	δ	S (m ²)	V = Q/S (m/S)	$\frac{\delta}{D} + \sum \xi_i$ (m)
4	0, 0170	12, 57	22, 27	4, 125
4, 5	0, 0165	15, 90	17, 61	3, 83
5	0, 0162	19, 63	14, 26	3, 62
5, 5	0, 0158	23, 76	11, 78	3, 44
6	0, 0155	28, 27	9, 90	3, 29
6, 5	0, 0152	33, 18	8, 44	3, 17
7	0, 0150	38, 48	7, 28	3, 07
8	0, 0147	50, 26	5, 57	2, 92

\emptyset (m)	$v^2/2g$	ΔH_t (m)	$H_{av} = \frac{D}{2} + 0,5$ (m)	- IL (m)	H_{bat} (m)
4	25, 28	104, 28	2, 5	12, 5	94, 28
4, 5	15, 80	60, 5	2, 75	12, 5	50, 75
5	10, 36	37, 5	3	12, 5	28
5, 5	7, 07	24, 32	3, 25	12, 5	15, 07
6	5, 0	16, 45	3, 5	12, 5	7, 45
6, 5	3, 63	11, 51	3, 75	12, 5	2, 76
7	2, 70	8, 29	4	12, 5	-
8	2, 20	6, 42	4, 5	12, 5	-

- Diamètres retenus :

- $\emptyset = 5, 5, 5, 6, 6, 5$ m.

- Volume du Batardeau :

\emptyset (m)	H_{bat} (m)	V_{bat} (m)
5	28, 0	0, 243
5, 5	15, 07	0, 074
6	7, 45	0, 020
6, 5	2, 76	0, 003

- Volume de l'excavation :

\emptyset (m)	e (cm)	V_{exc} (m ³)
5	52	14327
5, 5	56	17210
6	60	20358
6, 5	64	23776

2-3 RECAPITULATION :

- Variante : Masque amont bitumineux :

$$Q = 250 \text{ m}^3/\text{S.}$$

- Hauteur du batardeau : $H = 10, 15 \text{ m} \text{ ——— } H = 10 \text{ m.}$

- Diamètre de la galerie : $\emptyset = 5, 5 \text{ m}$

Coût : 30,6M de DA.

- Variante : Noyau argileux :

- Hauteur du batardeau : $H = 15, 07 \text{ m} \text{ ——— } H = 15 \text{ m.}$

- Diamètre de la galerie : $\emptyset = 5, 5 \text{ m;}$

Coût : 32,4M de DA.

- Une revanche de 0, 5 m est prévue.

4 - I ONCLUSION :

I l apparait d'après les résultats obtenus que le coût de la dérivation provisoire et du batardeau de la variante " masque amont en béton bitumineux" sera inférieur à celui de la variante " Noyau argileux".

-- (H A P I T R E VII --

- (ALCUL TECHNICO - ECONOMIQUE -

(- HAPITRE VII

-:~::~:~::~:-

/ - tude Technico - économique de la Variante masque amont en béton bitumineux et de la variante noyau argileux :

/ - Dans ce qui suit pour des raisons de commodité nous désignerons par :

- La variante N° 1, la variante " masque amont en béton bitumineux".
- La variante N° 2, la variante " noyau argileux".

- 1 - Etude Technique des variantes N° 1 et N° 2 :

- 1.1) Matériaux constituant le barrage :

/ - Les reconnaissances effectuées, il ressort qu'il existe à proximité du site d'excellentes carrières d'énrochements.

L'unique accumulation de grave se trouvant à plus de 6km du site, ainsi que l'existence que d'un faible volume de matériaux argileux (qui pourra tout au plus servir à la réalisation d'un noyau étanche) nous ont conduit à opter pour le choix d'un barrage en énrochements, dont l'organe d'étanchéité sera étudié plus loin.

- 1.2) Dimensionnement du barrage :

/ - Dans ce qui suit, nous examinerons les points qui seront communs aux deux variantes (hauteur, longueur en crête etc.....)

- 1.2.1 - Hauteur du barrage :

/ - a hauteur totale du barrage est égale à la hauteur de retenue normale des eaux majorée de la charge maximale au dessus du seuil de l'évacuateur de crues et de la revanche.

.../...

- H_{RN} : hauteur de la retenue normale
- H_{RMax} : Surelevation au dessus du seuil de l'évacuateur.
- R : Revanche
- H: $H = 60 + 2,5 + 2,5 = 65 \text{ m.}$

$$H = 65 \text{ m.}$$

- 1.2.2 - Largeur en crête du barrage :

L'épaisseur de la crête du barrage doit assurer une sécurité suffisante contre tout risque de submersion par les vagues et en même temps pour les besoins de service. Pour nous orienter sur la largeur de la crête à adopter, nous utiliserons les formules empiriques suivantes :

a) Formule de T. T. K N A P P E N :

$$b = 1,65 \sqrt{H} = 13,3 \text{ m}$$

b) Formule de E. F. P R E E C E :

$$b = 1,1 \sqrt{H} + 1 = 9,9 \text{ m.}$$

c) Formule d'après "technique des barrages en aménagement rural"

$$b = 3,6 \sqrt[3]{H} - 3 = 11,5 \text{ m.}$$

Nous adoptons une largeur $b = 10\text{m}$, qui sera amplement suffisante (aucune route n'est prévue le long de la crête du barrage).

- 1.2.3 - Longueur en crête du barrage :

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

$$L = 400 \text{ m.}$$

.../...

- 1.2.4. - Risbermes :

Les risbermes seront disposées sur les talus, elles augmenteront la stabilité et serviront de route d'accès aux véhicules transportant les enrochements et autres matériaux, leur largeur sera de 6m.

Elles seront disposées symétriquement à l'aval et à l'amont si l'organe d'étanchéité est le noyau argileux et évidemment sur le talus aval si le dispositif d'étanchéité est le masque amont en béton bitumineux elles seront disposées de la façon suivante:

- Une première risberme à 25 m de hauteur du pied du barrage.
- Puis une seconde risberme 20m au dessus de la première.

- 1.3. - Etude de la variante N° 1 :

- 1.3.1. - Choix des pentes :

Les enrochements seront deversés puis compactés dans la majeure partie du remblai ils seront arrimés à proximité des talus (sur 5m environ) ce qui leur conférera une stabilité supplémentaire, puis sera exécutée sur cette couche d'enrochement une zone de transition granulométrique suivant les prescriptions données dans le paragraphe 1.2.1 du chapitre intitulé "étude du masque amont en béton bitumineux".

Etant donné le mode d'exécution du massif les pentes adoptées sont :

- 1, 3/1 pour le talus amont.
- 1,2/1 pour le talus aval.

- 1.3.2 Masque amont :

Un masque en béton bitumineux sera exécuté sur le talus amont du barrage.
Il sera constitué comme suit :

- Une couche première de 5cm d'épaisseur de béton bitumineux étanche reposera sur le massif d'enrochements (préalablement reprofilé).

.../...

- Une couche de binder drainant de 8cm d'épaisseur en béton bitumineux poreux sera exécutée sur la première couche de béton bitumineux étanche.
- 2 couches de 5 cm d'épaisseur chacune seront exécutées sur le binder drainant (à joints alternés).

- 1.3.3. - Parafouille :

Un mur parafouille en macrobéton bitumineux de 6m de profondeur sera réalisé au pied du masque, ce mur comportera une galerie de drainage, qui servira également à l'exécution des travaux d'injection

- 1.3.4 - Injections :

/__es injections de peau et de consolidation seront réalisées à la base de l'emprise de l'ouvrage. Un rideau d'injection sera réalisé sous le mur parafouille.

- 1.4 Etude Technique de la variante N°2

- 1.4.1 - Choix des pentes :

/__es enrochements seront simplement deversés de part et d'autre du massif argileux, et seront compactés à proximité des talus sur 4 m environ comptés horizontalement.

des pentes adoptée sont :

1, 6/1 pour le talus aval.

idem pour le talus amont.

(voir chapitre V).

- 1.4.2 - Noyau argileux :

Un noyau en matériaux argileux sera réalisé à l'intérieur du massif d'enrochements. Il assurera l'étanchéité du barrage.

.../...

* Dimension du noyau :

-a) épaisseur à la base :

()n recommande dans le cas d'un barrage en enrochements à noyau argileux vertical, une épaisseur à la base de l'ouvrage d'environ $0,5H$, H étant la hauteur du barrage.

Par conséquent un noyau de 30 m d'épaisseur à la base sera réalisé un ancrage du noyau à une profondeur de 2,5 m sera également réalisé.

-b) - épaisseur de la crête du noyau :

/ l'épaisseur de la crête du noyau est de 5m ce qui donnera une pente des talus amont et aval du noyau d'environ $0,2/1$

- 1.4.3. - Filtrés :

()eux filtrés seront disposés de part et d'autre du noyau argileux, ils seront destinés à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la percolation de l'eau dans le massif.

Ils seront constitués de couche successive de matériaux perméables, chaque couche devant jouer le rôle de filtre vis à vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau.

Les filtrés ne devront ni se dégrader, ni se colmater.

* Dimensions :

Deux filtrés de 3 m d'épaisseur seront réalisés

- 1.4.4 - Zones de transition granulométrique :

au dessus de chaque filtre est disposée une couche de matériaux assurant la transition granulométrique entre le filtre et le massif d'enrochements.

* Dimensions :

Deux couches de 3 m d'épaisseur seront réalisées.

-2. Calcul Technico - Economique.

-2.1. Rappel des dimensions du barrage :

- Hauteur : $H = 65 \text{ m.}$
- Longueur en crête : $L = 400 \text{ m.}$
- Largeur en crête : $l = 10 \text{ m.}$

-2.2. Côûts unitaires des matériaux et des travaux :

Matériaux ou travaux	Prix Unitaire
- béton bitumineux (Fabrication + mise en place)	800 DA/ m ²
- Enrochements (extraction + mise en place)	75 DA/ m ²
- Excavation	30 DA/ m ²
- Argile	30 DA/ m ²
- Filtres	95 DA/ m ²
- Zone de transition	95 DA/ m ²

.../...

- 2.3. - Etude économique de la variante N° 1

- 2.3.1 Caractéristiques du barrage :

- Pentes : Talus amont 1, 3/1
Talus aval 1, 2/1.

- Volume du remblai : 1, 5 M de m³

- 2.3.2 Calcul du masque :

- Surface du masque :

$$S = 28\ 000\ \text{m}^2.$$

- Côût du masque :

$$C = 28000 \times 800 = 22,4\ \text{M DA}$$

- 2.3.3 Calcul du remblai :

- Volume :

$$V = 0,980 + 0,205 + 0,302$$

$$V = 1,48\ \text{M m}^3.$$

- Côût :

$$C = 1,48 \cdot 10^6 \times 75 = 111\ \text{M DA}.$$

.../...

- 2.3.4. Zone de transition granulométrique :

Son épaisseur est de 2 m.

- Volume :

$$V = 35\ 000\ m^3.$$

- Côût :

Son côût est de $C = 3,3\ \bar{M}$ de DA

- 2.3.5. Les excavations :

(Comme il a été déjà dit précédemment le massif de fondation sera débarassé de la couche de terre végétale.

- Volume :

Le volume de matériaux excavé nécessaire pour l'exécution du massif d'enrochements est environ 20.000 m³.

- Côût :

Le côût sera $C = 20\ 000 \times 30 = 0,6\ \bar{M}$ DA

- 2.4. Etude économique de la variante N°2 :

- 2.4.1 Calcul du noyau :

Le noyau aura 5 m d'épaisseur en crête et 30 m d'épaisseur à sa base, il sera ancré de 2,5 m.

- Volume du Noyau :

$$V = 325\ 000\ m^3$$

- Côût du Noyau :

$$C = 9,75\ \bar{M}\ DA.$$

.../...

- 2.4.2. Filtrés :

Deux filtres de 3 m d'épaisseur seront disposés de part et d'autre du noyau argileux.

- Volume :

$$V = 2 \times 65\ 000 = 130\ 000 \text{ m}^3.$$

- Côût :

$$C = 130\ 000 \times 95 = 12,4 \text{ M DA.}$$

- 2.4.3 Transition granulométrique :

Une transition granulométrique de 3 m d'épaisseur sera exécutée de part et d'autre du noyau argileux assurant la transition entre ces filtres et le massif d'encrochements.

- Volume :

Leur épaisseur étant égale à celle des filtres elles auront donc le même volume.

$$V = 2 \times 65\ 000 = 130\ 000 \text{ m}^3.$$

- Côût :

$$\text{idem : } C = 130\ 000 \times 95 = 12,4 \text{ M DA}$$

- 2.4.4 Recharges en encrochements :

Le volume des deux recharges d'encrochements sera égal au volume total du barrage auquel nous aurons retranché les volumes des autres matériaux constituant le barrage (noyau argileux, filtre, etc.....)

nous obtenons ainsi le volume suivant :

- Volume :

$$V = V \text{ total} - \sum v_i$$

$$V = 1,9 - 0,325 - 0,13 - 0,13 = 1,315 \text{ M de m}^3.$$

- Côut :

$$C = 1,315 \times 75 \times 10^6 = 98,6 \text{ M de DA.}$$

- 2.4.5. Excavations :

Toutes les terrasses et les colluvions ainsi que la couche de marne altérée déconsolidée seront enlevées de la zone d'emprise du noyau, d'autre part on prévoit un ancrage du noyau à une profondeur de 2,5 m.

Le volume ainsi excavé sera le suivant :

- Volume :

$$V = 60\,000 \text{ m}^3.$$

- Côut :

$$C = 60.000 \times 30 = 1,8 \text{ M DA.}$$

-2.5 Tableau récapitulatif :

Dans le tableau suivant sont repris tous les résultats trouvés.

- Variante N°1 :

Matériaux	Volume (m ³)	Côut (M DA)
- Masque	Surface 28 000 m ²	22,4
- Remblai	1,48. 10 ⁶	111
- Transition granulométrique	35.000	3,3
- Excavation	30.000	0,9
- Injections	-	1,4

- Variante N° 2 :

Matériaux	Volume (m ³)	Côut (M DA)
- Noyau	325. 000	9, 75
- Filtres	130. 000	12 , 4
- Transition granu lométrique	130. 000	12 , 4
- Recharges	1, 315	98, 6
- Excavations	120. 000	3 , 6
- Injections	-	3, 2

3. Conclusion :

Les calculs précédents il apparait clairement que la solution la plus économique est celle du masque amont en béton bitumineux. Cette solution offre d'ailleurs beaucoup d'avantages, tant pour sa réalisation que pour son exploitation.

D'autant plus que telle que nous projetons sa réalisation, (en 2 étapes) nous pourrons procéder à la mise en eau anticipée de l'ouvrage ce qui nous permettra, de contrôler le comportement du masque (fuites, déformations) la mise à la disposition des utilisateurs d'une certaine quantité d'eau.

Il est à noter que la présence de l'entrepreneur au moment de la mise en eau anticipée (les travaux n'étant pas encore terminés) permettra d'effectuer des réparations en cas de defections éventuelles du masque.

La réalisation d'un barrage ainsi conçu demandera moins de temps qu'un barrage à noyau argileux (gain sur le délai de réalisation).

Cette variante permet également comme nous l'avons constaté de réaliser des ouvrages de dérivations moins onereux ainsi que des travaux d'injection et d'excavations moins importants.

-- (H A P I T R E VIII) --

- / TUDE DE LA STABILITE DU BARRAGE -

-:~::~- / T U D E D E L A S T A B I L I T E D U B A R R A G E -:~::~-

-:~::~:-:~::~:-:~::~:-:~::~:-:~::~:-:~::~:-:~::~:-:~::~:-:~::~:-:~::~:-:~::~:-:~::~:-:~::~:-:~::~:-

1. S t a b i l i t é d e s T a l u s .

1.1. G é n é r a l i t é s :

Un talus est stable lorsque les forces qui tendent à produire un mouvement sont inférieures aux forces passives qui sont essentiellement des forces de résistance au Cisaillement.

La valeur du coefficient de sécurité F est définie par le rapport de ces forces.

En général on considère qu'un Coefficient égal à 1, 5 assure une marge de sécurité suffisante.

() n admet des valeurs plus faibles lorsque les Conditions de rupture les plus sévères sont prises en compte dans le calcul : Cas des tremblements de terre, des vidanges rapides etc...

Le calcul de la stabilité d'un talus est très différent suivant que la terre qui le constitue est dépourvue ou non de cohésion.

Dans le Cas d'une tenue sans Cohésion le calcul est immédiat. En effet, on admet bien que ce ne soit pas tout à fait exact, que l'angle de frottement interne et l'angle du talus naturel d'un sol sans Cohésion sont égaux.

Pratiquement pour qu'un talus en terre sans Cohésion soit stable, quelle que soit sa hauteur, il suffit que l'angle de ce talus (avec l'horizontale) soit inférieur à l'angle du talus naturel.

.../...

2 - Calcul de la Stabilité de la Variante définitive :

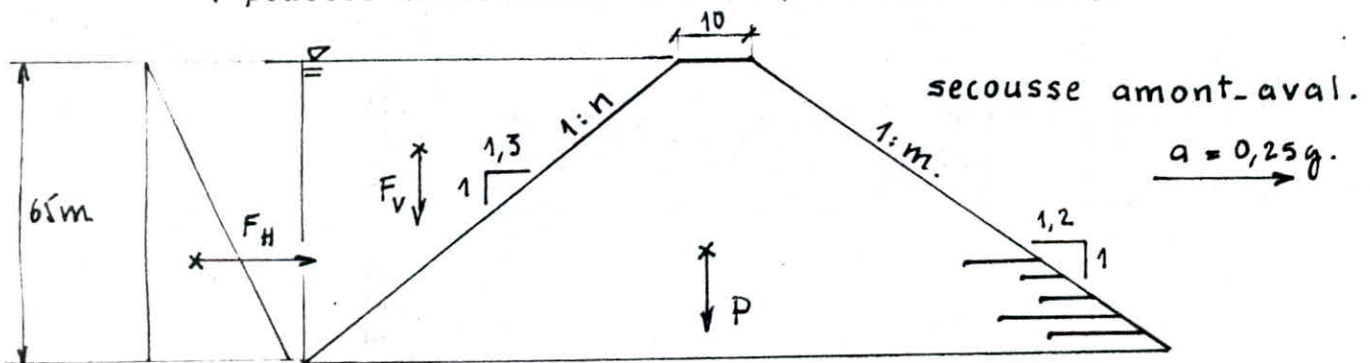
Le barrage qui sera réalisé est un barrage en enrochements compactés et arrimés. Sur le talus aval du barrage sera disposé un treillis dont les fixations seront ancrées en plusieurs points dans le corps même du barrage ceci afin d'augmenter la raideur du talus et rendre impossible toutes éjections de blocs d'enrochements en cas de submersion.

2.1 Stabilité au glissement :

Le calcul de stabilité des barrages en enrochements se fait de la même manière que celui des barrages en béton (barrages poids) avec cependant une différence étant donné que pour les barrages en enrochement aucun risque de renversement, contrairement aux barrages en béton.

Le calcul de stabilité se fera pour le cas le plus défavorable (P. H. E, Seisme).

Dans ce qui suit nous ferons le rapport des forces stabilisatrices (poids, poussée verticale de l'eau) et des forces destabilisatrices (poussée horizontale de l'eau, secousse sismique horizontale).



Dans ce qui suit nous désignerons par :

H : La hauteur maximale du barrage

n : La pente du talus amont

m : La pente du talus aval

d_{eau} : La masse volumique de l'eau.

d_{enro} : La- masse volumique de l'enrochement.

.../...

Bilan de forces :

1 - Forces stabilisatrice :

- a) Composante verticale de la pression hydrostatique: F_V

$$F_V = \frac{1}{2} n d_{\text{eau}} H^2$$

- b) Poids du barrage (section principale) : P

$$P = S \times d_{\text{enro}}$$

S ; étant la surface du profil principal du barrage

2 - Forces destabilisatrices :

- a) Composante horizontale de la pression hydrostatique:
 F_H .

$$F_H = \frac{1}{2} d_{\text{eau}} H^2 = \frac{1}{2} d_{\text{eau}} H^2$$

- b) Poussée horizontale due au seisme : F_S

$$F_S = a \times P \quad (1)$$

Vue la plus ou moins forte activité sismique de la région (voir la carte sismique de la région)

L'accélération adoptée en cas de seisme est 0,25 g, étant l'accélération dans le champ de la pesanteur donc dans l'expression (1) le coefficient a aura pour valeur 0,25.

$$\text{D'où } F_S = 0,25 \times P$$

$$F_S = 0,25 \times S \times d_{\text{enro}}$$

Nous obtenons donc le rapport suivant :

$$n = \frac{F_{\text{destab}}}{F_{\text{stab}}} = \frac{F_H + F_S}{F_V + P}$$

.../...

$$r = \frac{\frac{1}{2} \cdot d_{\text{eau}} \cdot H^2 + a \cdot P}{\frac{1}{2} \cdot M \cdot d_{\text{eau}} \cdot H^2 + P}$$

$$r = \frac{\frac{1}{2} d_{\text{eau}} \cdot H^2 + a \cdot S \cdot d_{\text{entro}}}{\frac{1}{2} \cdot M d_{\text{eau}} \cdot H^2 + S \cdot d_{\text{entro}}}$$

APPLICATION NUMERIQUE :

$$S = 5900 \text{ m}^2$$

$$d_{\text{eau}} = 1 \text{ T/m}^3$$

$$H = 65 \text{ m}$$

$$d_{\text{entro}} = 1,7 \text{ T/m}^3$$

$$M = 1,3$$

$$a = 0,25$$

On trouve Ainsi :

$$r = \frac{2112,50 + 2507,50}{2746,25 + 10030,00}$$

$$r = 0,36 < 0,6$$

CONCLUSION :

Il nous remarquons bien que r est inférieur à 0,6 qui est la valeur maximale admise.

Par conséquent nous pouvons dire qu'il n'y a pratiquement aucun risque de glissement.

- 2.2. Stabilité des Talus par la méthode de BISHOP - FELLENIUS

Bien que cela n'ent pas été nécessaire, il nous a semblé plus prudent de vérifier la stabilité du talus aval (le talus amont supportant le masque).

Pour cela nous avons utilisé un programme sur ordinateur utilisant la méthode de BISHOP-FELLENIUS qui nous détermine :

- Le centre du cercle de glissement le plus défavorable.

.../...

- Le rayon de glissement le plus défavorable passant pas ce même centre.

Les données introduites sont :

- La hauteur du barrage ($H = 65\text{m}$)
- L'angle du Talus ($\alpha = 39^\circ$)
- L'angle de frottement interne du matériau ($\phi = 38^\circ$)
- La cohésion du matériau ($c = 0$)
- La masse volumique du matériau ($d = 1,7\text{T/m}^3$).

En décomposant notre zone de rupture en 20 tranches, le Coefficient de sécurité obtenu à l'aide de la formule suivante:

$$K = \frac{\sum c \cdot \frac{b}{\cos \alpha} + \left(W \cos \alpha - \frac{u b}{\cos \alpha} \right) + g \Phi}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{avec } u=0 \text{ et } c=0$$

est : $K = 1,32$.

-CONCLUSION :

Cette valeur peut paraître au premier abord pessimiste, mais en réalité il n'en ait rien et ce pour les raisons suivantes.

- Dans le calcul, il n'est pas du tout tenu compte du mode de mise en place des enrochements.
- La présence du treillis sur le talus aval, et du masque sur le talus amont, agit dans un sens très favorable à la stabilité des talus.

Par conséquent, nous pouvons dire que les talus sont stables et offrent une sécurité amplement suffisante.

--:- (H A P I T R E IX) --:-

- () OUVRAGES ANNEXES -

-- (I O U V R A G E S A N N E X E S --
- : - : - : - : - : - : - : - : - : -

1 - Vidange de fond et ouvrage de Prises :

/ a dérivation provisoire (qui sera une galerie de 5,5 m de diamètre) sera réalisée de telle manière à être utilisable durant l'exploitation du barrage.

Celle - Ci sera juste avant la mise en eau du barrage transformé comme suit :

- Une dalle sera réalisée et séparera ainsi la partie inférieure de la galerie que l'on transformera en vidange de fond de la partie supérieure qui a son tour servira à installer la (ou les) conduite d'irrigation.

En raison des apports solides et des conditions climatiques de l'Algérie, nous prévoyons de réaliser une tour de prise verticale à trois niveaux de soutirage.

/ e plus bas sera situé à 0, 5m au dessus du niveau minimal d'exploitation (Côte 108, 5).

Ces trois niveaux seront disposés dans le plan horizontal à des angles de 120° (360/3).

Ceci afin de ne pas affaiblir la section de béton de la tour. Cette solution qui s'adapte très bien aux conditions topographiques du site offre en plus l'avantage d'être aisément et rapidement réalisable (dans certains cas de pareils ouvrages furent réalisés en 15 Jours).

2 - Evacuateur DE CRUE :

/ a submersion d'un barrage en enrochements au passage d'une forte Crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Ceci nous conduit donc à la conception d'un ouvrage d'évacuation qui permettra d'évacuer les débits de Crue sans risque pour les autres ouvrages.

D'après les conditions topographiques, hydrologiques et géologiques nous avons opté pour la réalisation d'un évacuateur latéral de surface à seuil libre afin d'évacuer la Crue du projet en toute sécurité sur la rive droite de l'OUED EL- AGREM.

Le choix a été motivé par la nature du sol de la rive en question qui offre une bien meilleure aptitude à accueillir ce genre d'ouvrage. Ce sol formé de granites ne présente aucune faille contrairement au sol de la rive gauche formé de marne avec plusieurs niveaux bréchiques.

L'évacuateur de Crue sera de conception classique puisqu'il sera constitué d'un chenal puis d'un coursier suivi d'un bassin de dissipation d'énergie.

-:- (H A P I T R E X) -:-

- (ONCLUSION GENERALE -

(H A P I T R E X)

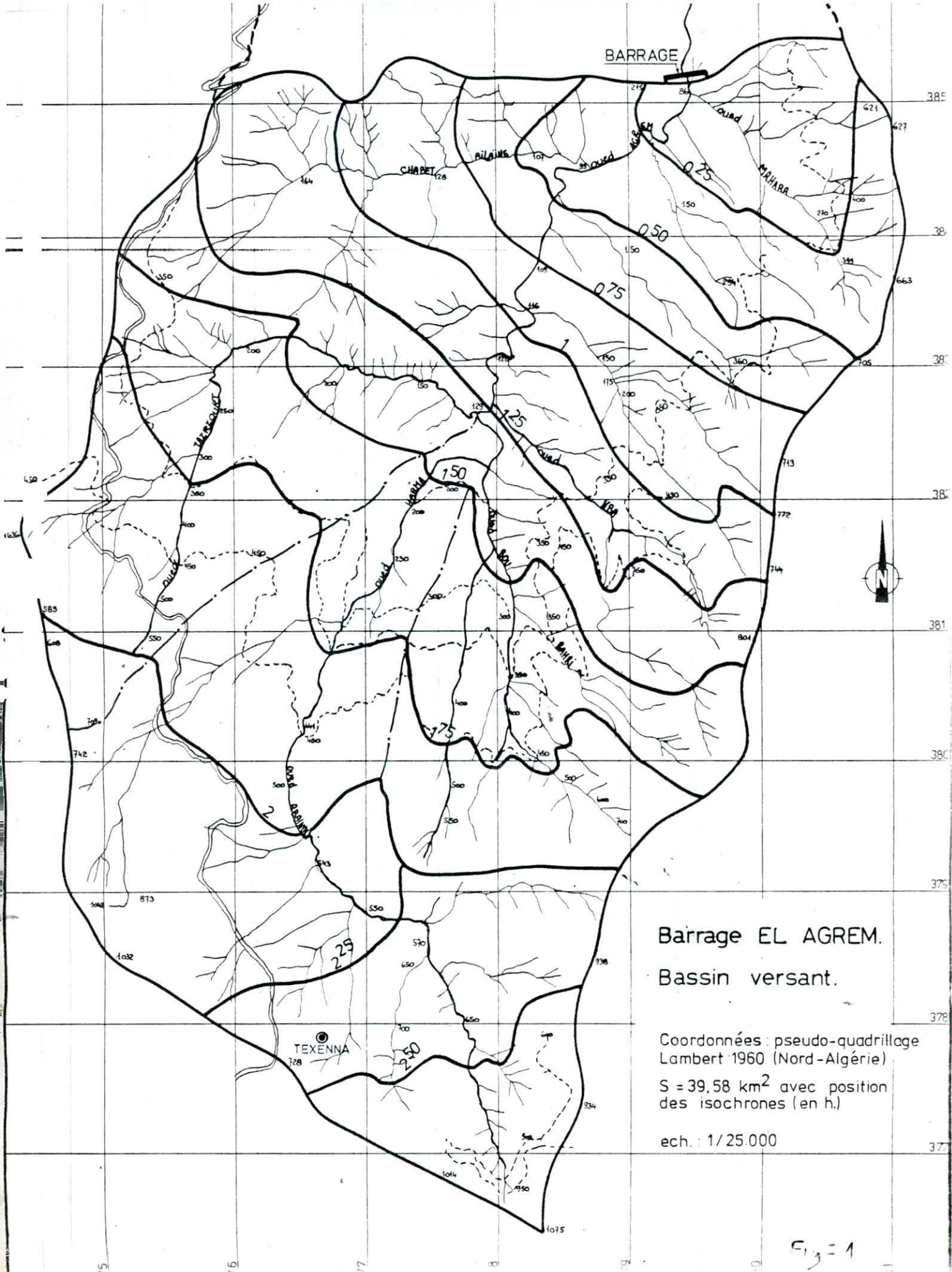
-:-: (ONCLUSION GENErale -:-:)

()ans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons étudié trois variantes du barrage d'EL-AGREM situé dans la région de DJIDJEL dont la réalisation servira à l'irrigation des terres avoisinantes.

Pour mener cette étude nous nous sommes servis des données fournies par Monsieur BELBACHIR (MINISTERE DE L'HYDRAULIQUE, Agence Nationale DES BARRAGES) et Melle ZERFA ENSEIGNANTE à L'E.N.P.) et d'autres empruntés à différents auteurs (voir BIBLIOGRAPHIE)

()ous estimons que le choix d'un barrage en enrochements à masque amont en béton bitumineux est la meilleure solution au projet de la réalisation d'un barrage dans le site D' EL-AGREM.

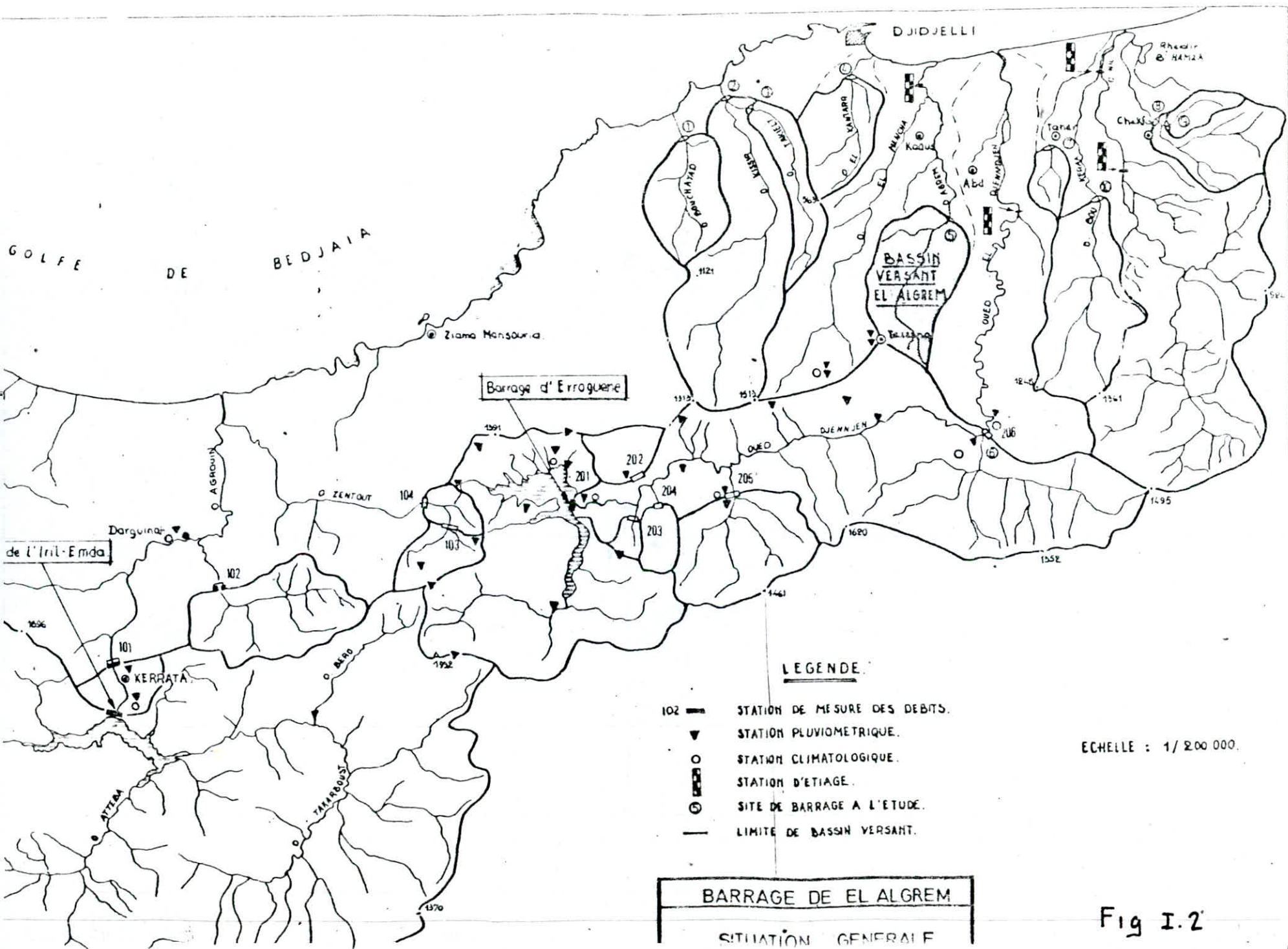
Une fois réalisé Ce projet contribuera sans aucun doute au développement agricole de la région.

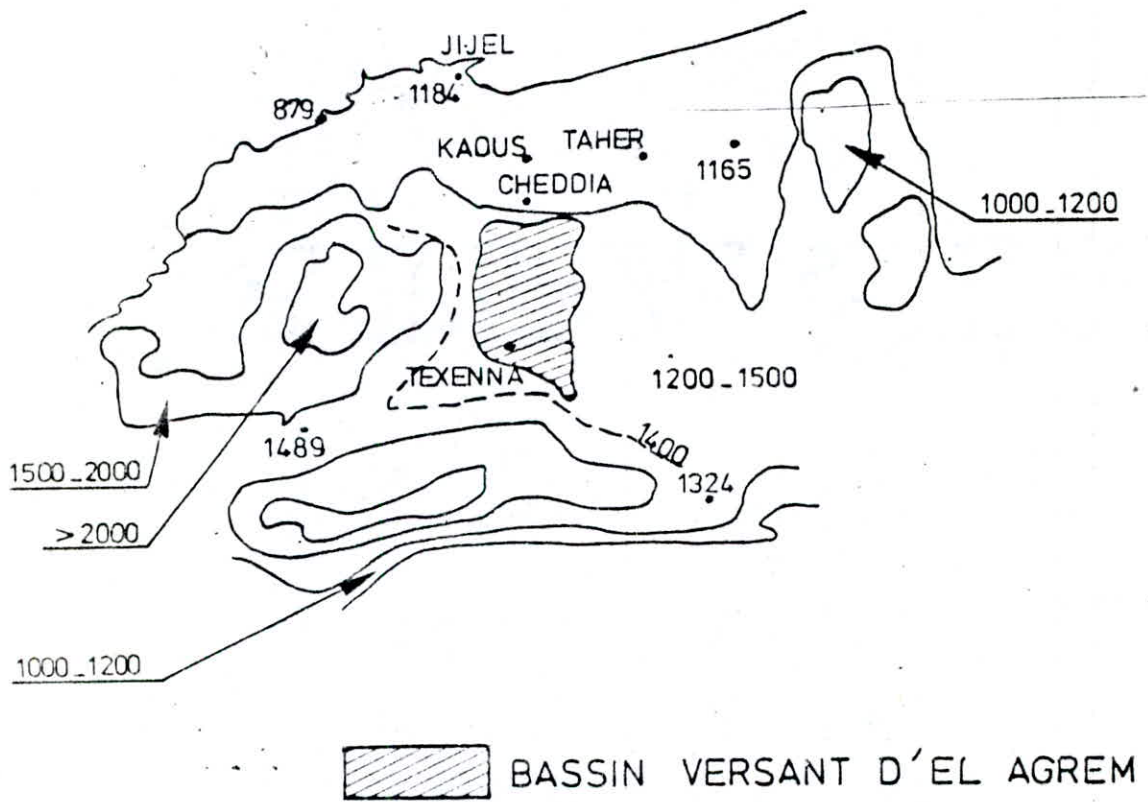


Barrage EL AGREM.
Bassin versant.

Coordonnées : pseudo-quadrillage
Lambert 1960 (Nord-Algérie)
S = 39,58 km² avec position
des isochrones (en h.)

ech. : 1/25.000

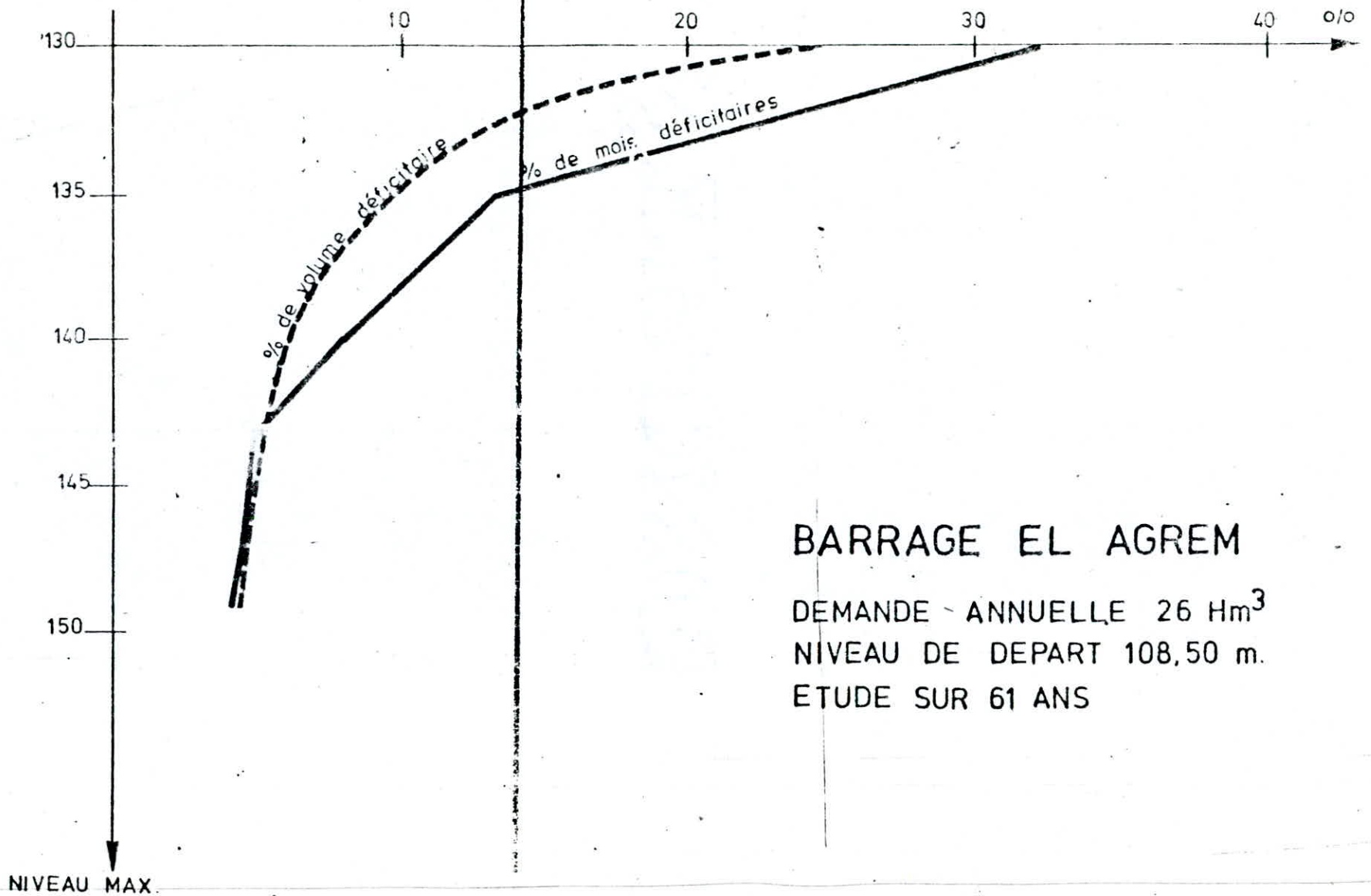




BARRAGE EL AGREM.

ISOHYETES suivant carte de
Chaumont et Paquin.

ech. : 1/500.000



BARRAGE EL AGREM

DEMANDE ANNUELLE 26 Hm³

NIVEAU DE DEPART 108,50 m.

ETUDE SUR 61 ANS

BARRAGE EL AGREM

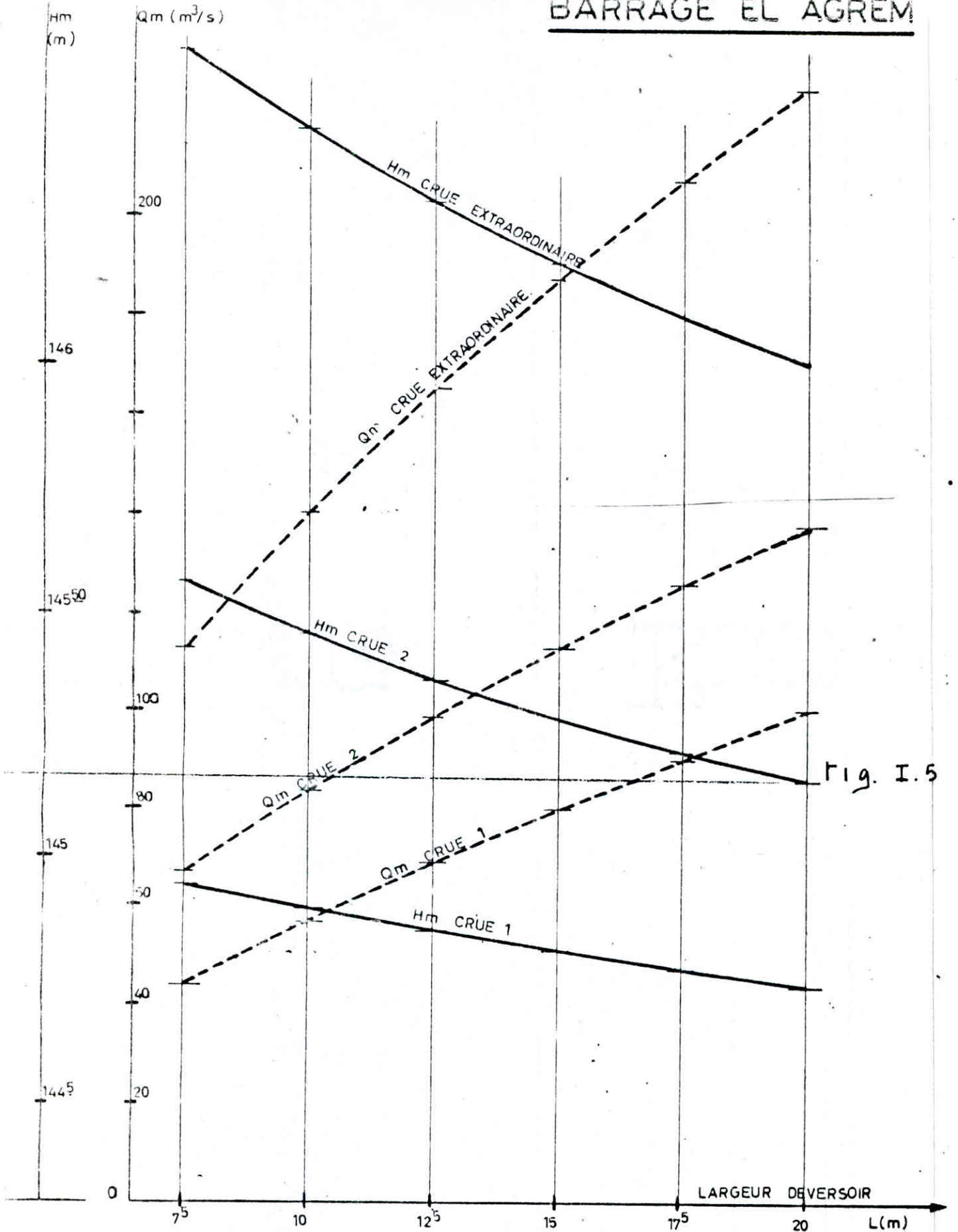
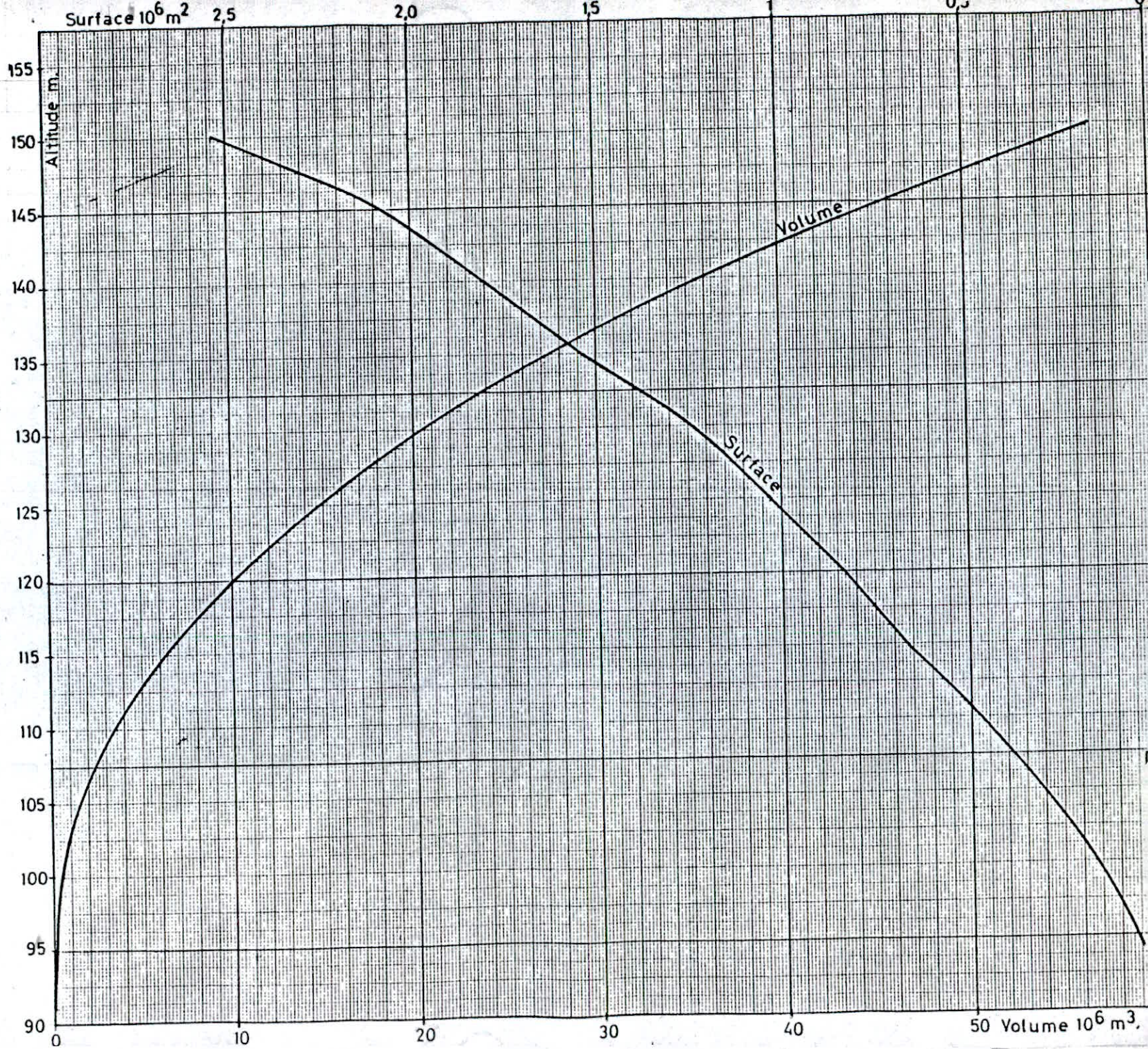


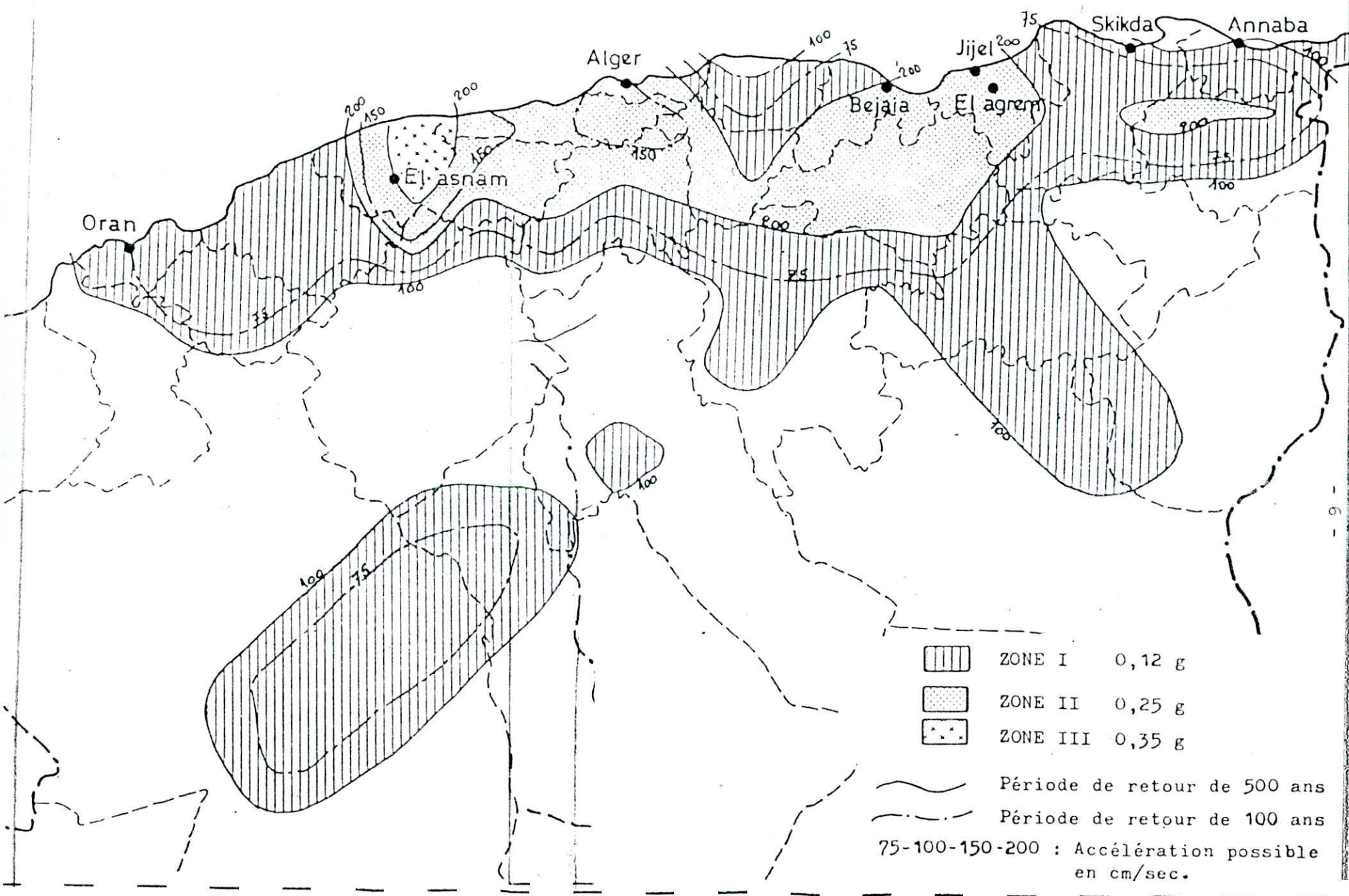
Fig. I.5

LAMINAGE DE LA CRUE 'MILLENAIRE' ET EXTRAORDINAIRE

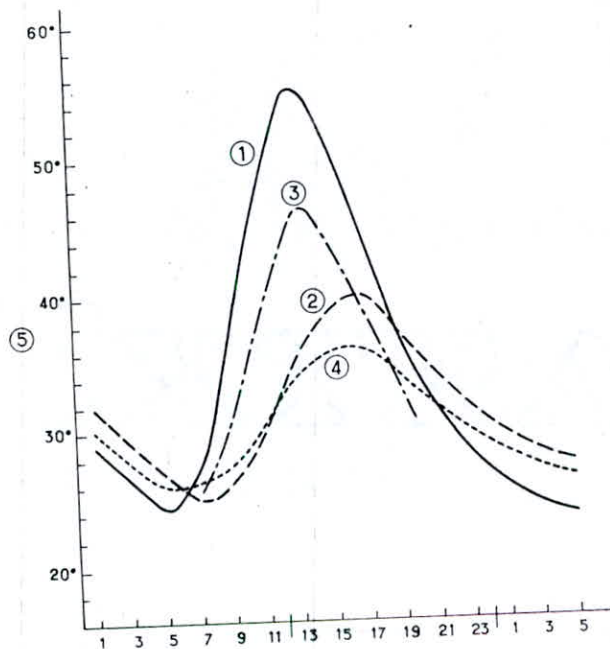
Hm = HAUTEUR MAXIMALE DANS LE RESERVOIR

Qm = DEBIT MAXIMAL SUR LE DEVERSOIR





- 10 à 15% de sable fin roulé : son rôle est d'améliorer la maniabilité et de corriger la courbe granulométrique du concassé généralement pauvre en élément 0, 1/0, 5mm;
- La teneur totale en filler est de 13 à 15%. Le fillet d'appoint doit être sélectionné.



Protection thermique. Résultats d'essais.

- (1) 1^{re} couche étanche non protégée.
- (2) 1^{re} couche étanche protégée par binder.
- (3) 1^{re} couche étanche protégée par peinture.
- (4) 1^{re} couche étanche protégée par binder + peinture.
- (5) Températures °C mesurées au milieu de la 1^{re} couche étanche.
- (6) Heures de la journée.

