(TA)

MICROFICHE M

02976

République Tunisienne
MINISTERE DE L'AGRICULTURE
CENTRE NATIONAL DE
DOCUMENTATION AGRICOLE
TUNIS

الجمهورية التونسية
وزارة الفلاحة
المركز القومي
للتوثيق الفلاحي
تونس

F 1

REPUBLIQUE TUNISIENNE
MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
DIRECTION DE L'HYDRAULIQUE

# PROJET D'AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE BOU HEURTMA

## RAPPORT

PRISE D'EAU EN RIVIERE
ESSAIS SUR MODELE HYDRAULIQUE

AGRAR- UND HYDROTECHNIK GMBH
INGENIEURS CONSEILS
ESSEN

ETUDE REALISEE A L'UNIVERSITE TECHNIQUE DE DARMSTADT
INSTITUT DE L'HYDRAULIQUE
DIRECTION PROF. DR. ING. WOLFGANG SCHRÖDER

1976

2936.

REPUBLIQUE TUNISIENNE
MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
DIRECTION DE L'HYDRAULIQUE

# PROJET D'AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE
# BOU HEURTMA

## RAPPORT

PRISE D'EAU EN RIVIERE
ESSAIS SUR MODELE HYDRAULIQUE

**AGRAR- UND HYDROTECHNIK GMBH**
INGENIEURS CONSEILS
**ESSEN**

ETUDE REALISEE A L'UNIVERSITE TECHNIQUE DE DARMSTADT
INSTITUT DE L'HYDRAULIQUE
DIRECTION: PROF. DR. ING. WOLFGANG SCHRÖDER

**1976**

TABLE DES MATIERES


| | Page |
|---|---|
| 1. ELEMENTS DE L'EXPERTISE | 1 |
| 1.1. Données du problème et mission | 1 |
| 1.2. Liste des rapports et des documents employés | 2 |
| 1.2.1. Rapports | 2 |
| 1.2.2. Documents | 2 |
| 1.2.3. Bibliographie | 4 |
| 1.3. Situation et réflexions préliminaires | 7 |
| 1.4. Evaluation des données disponibles | 12 |
| 1.4.1. Topographie de la région du projet | 12 |
| 1.4.2. Relation niveau d'eau/débit | 13 |
| 1.4.3. Débits de la Medjerda | 16 |
| 1.4.4. Ecoulements du Bou Heurtma | 20 |
| 1.4.5. Sédiments | 21 |
| 2. GENERALITES SUR LES MODELES | 25 |
| 2.1. Lois de similitude et choix des échelles de réduction | 25 |
| 2.2. Construction des modèles | 30 |
| 2.3. Méthodes d'expérimentation | 32 |
| 2.4. Etalonnage des modèles | 35 |

Page

3. DEVELOPPEMENT DE L'OUVRAGE DE PRISE DANS LE MODELE DES BASSES-EAUX 36

3.1. Choix du premier emplacement 36

3.2. Conception de base 38

3.3. Amélioration à l'emplacement I 39

3.4. Vérification du puisard 44

4. PROTECTION DES OUVRAGES CONTRE LES CRUES 48

4.1. Déplacement à l'emplacement II 48

4.2. Correction sur les ouvrages 49

4.3. Protection des rives et du fond de lit 50

4.4. Changement de la construction de l'ouvrage de prise 53

5. PROPOSITION FINALE 54

5.1. Ouvrage de prise 54

5.2. Barrage gonflable 58

5.3. Aménagement de la rive gauche 61

5.3.1. Ecoulement lors de débits moyens et peu élevés 61

5.3.2. Conditions d'écoulement lors de débits-catastrophe 67

Page

5.4. Mesures de protection 70

6. Résumé 75

# ANNEXES

1. Plan des courbes de niveau de la région du projet; échelle 1:500

2. Profil longitudinal de la Medjerda; échelle 1:2000/100

3. Courbes moyennes de débit

4. a) Section fluviale avec contours du modèle Modèle basses-eaux; échelle 1:50

   b) Section fluviale avec contours du modèle Modèle des crues, échelle 1:50

5. Plan de situation de la prise, variante I, échelle 1:1000

6. Plan de situation de la prise, variante II, échelle 1:1000

7. Plan de situation de la prise, variante III, échelle 1:1000

8. Plan de situation de la prise, variante IV, échelle 1:1000

9. Plan de situation de la prise, varianteV et VI, échelle 1:1000

10. Mesures de vitesse avec les flotteurs A à E, variante VI

11. Variations mesurées des niveaux d'eau dans le puisard de l'ouvrage de prise

12. Plan de situation de la prise, variante VII, échelle 1:1000

13. Plan de situation de la prise, variante VIII, échelle 1:1000

14. Plan de situation de la prise, variante IX échelle 1:1000

15. Plan de situation de la prise, variante X; installation de prise; proposition d'exécution; échelle 1:500

16. Installation de prise; proposition d'exécution coupe A-A; échelle 1:100

17. Installation de prise; proposition d'exécution coupe B-B; échelle 1:100

18. Installation de prise; proposition d'exécution coupe C-C et D-D; échelle 1:200

19. Mesures des vitesses avec les flotteurs A à H, variante X; échelle 1:500

20. Recouvrement en moellons du seuil et des talus à la hauteur de la prise; échelle 1:500

21. Protection de la rive gauche aux profils P9, P0, P1

22. Protection de la rive gauche aux profils P10, P11, P12

Documents photographiques (29 photos)

# 1. Eléments de l'expertise

## 1.1. Données du problème et mission

En Tunisie, le projet d'irrigation de Bou Heurtma prévu pour environ 30.000 ha est actuellement en voie d'exécution sur le cours médian de la Medjerda; le nom du projet vient de l'appellation de l'affluent se jetant dans la Medjerda juste en amont de la ville de Bou-Salem. Les ouvrages devront être alimentés pour 50 % par le barrage Kef Eirha situé á une quinzaine de kilomètres de Bou Heurtma. L'eau manquante pour l'irrigation (5 $m^3/s$) sera á prendre sur la Medjerda.

Les ouvrages de prise, placés jusqu'á présent sur la Medjerda, ne travaillent pas de façon satisfaisante. Les puisards et leurs amenées sont surtout entravés par des matières solides (en particulier du sable fin) et occasionnent des interruptions et des endommagements dans le fonctionnement des pompes; de ces pannes et avaries résultent des réparations et un entretien coûteux. C'est pourquoi le gouvernement tunisien souhaite qu'une étude hydraulique poussée soit effectuée avant l'installation de la nouvelle prise d'eau.

Une solution a été ébauchée dans une expertise provisoire (5) proposée par l'expert après sa visite, l'investigation des lieux et son étude des dossiers existants en mars 1975; il a fait sentir qu'il était d'avis que les essais hydrauliques sur modèle étaient indispensables pour interpréter la solution proposée et, le cas échéant, pour l'améliorer.

La société Agrar- und Hydrotechnik GmbH, chargée de la planification et de la surveillance des travaux a demandé á l'expert, par lettre du 12.6.1975, d'effectuer l'examen de la prise d'eau d'irrigation par des essais hydrauliques

sur modèle; AHT devait mettre les éléments nécessaires à sa disposition.

## 1.2. Liste des rapports et des documents employés

### 1.2.1. Rapports

(1) République Tunisienne: Studie über die wirtschaftliche Entwicklung der U.R.D. Jendouba - Bou Salem Bou Heurtma - Kasseb, Zusammenfassung, erstellt von AHT 1967

(2) République Tunisienne: Monographie de l'Oued Miliane, erstellt von Elsholz, Gutsmann und Staschen 1973

(3) Thiry, R.: Das Beregnungsprojekt Badrouna - Sidi Smail. Wasserwirtschaft, 64. Jg., H.3 1974

(4) République Tunisienne, Ministère de l'Agriculture: Périmètre Bou Heurtma, Adductions d'eau 1974

(5) Schröder W.: Prise sur la Medjerda à Bou Salem, Tunisie, Rapport préliminaire

### 1.2.2. Documents

a) Topographie

(6) Ministère des Travaux Publics et de l'Habitat, Tunis: Plan 1:50.000 1923

(7) Ministère de l'Agriculture, Tunis: Plan "Protection de la prise d'eau sur la Medjerda" de la station de pompage Badrouna 1970

(8) Photos aériennes du bassin de la Medjerda 1973

(9) République Tunisienne, Ministère de l'Agriculture: Périmètre Bou Heurtma, Secteur I, Plan 1:10.000 1974

(10) Plan 1:10.000 avec courbes de niveau, la Medjerda à la hauteur du confluent avec le Bou Heurtma 1975

(11) 43 profils transversaux 100/1000 à la hauteur de (10) 1975

(12) Photographies de la région du projet 1975

b) Hydrologie

(13) Ministère des Travaux Publics, Tunis: Recueil des observations hydrométriques, année 1954/55 1955

(14) Ministère des Travaux Publics, Tunis: Recueil des observations hydrométriques, année 1955/56 1956

(15) Données hydrologiques de la Medjerda à Souk el Khemis (von AHT) 1970

(16) Mesures des débits et de la salinité à l'échelle de Bou Salem de 1944-70 et profil transversal à l'échelle 1970

(17) République Tunisienne, Ministère de l'Agriculture: Rapport sur la crue de la Medjerda du 27 au 29 mars 1973 1973

(18) Mesures de débits les 12.4., 14.4., 9.5., 15.5., 1.7. et 14.10.1975 1975

(19) Copie de l'enregistrement des 24.6., et 3.7. à l'échelle de Bou Salem 1975

c) Sédiments

(20) République Tunisienne, Ministère de l'Agriculture: Fiche d'essais (Dossier SO9/CG7 du 23.4.1975) 1975

(21) République Tunisienne, Ministère de l'Agriculture: Fiche d'essais (Dossier SO9/CG7/75 du 28.5.1975) 1975

(22) Coopération Technique Tuniso-Allemande: Etude de la granulométrie au confluent entre l'oued Bou Heurtma et la Medjerda du 26.7.1975 1975

d) Divers

(23) Prospectus, plans et rapports de la société Eia-Semperit AG Dietikon 1975

(24) Passavant-Werke: Plan du projet No. 52/039-73 1975

1.2.3. Bibliographie

(25) Hübermaas, F.: Geschiebeeinwanderung in Werkkanäle und deren Verhinderung. Wasserkraft und Wasserwirtschaft, 30. Jg., H.9 1935

(26) Rouse, H.: Engineering Hydraulics. John Wiley and Sons, New York 1949

(27) Samarin, E.A., Popow, K.W. und Fandejew, W.W.: Wasserbau. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1960

(28) Agaßijewa, I. und Barjekjan, A.S.: Die Veränderung der mittleren Fließgeschwindigkeit des Flußbettes sowie des Chezy'schen Geschwindigkeitsbeiwertes bei Überflutung der Vorländer. Meteorolcgia i Gidrologia, UdSSR, S. 36-39. Referat: GWF, 110. Jg. (1969), H. 50, S. 1392-1394 1962

(29) Spjisin, I.P.: Über die Wechselwirkung zwischen den Abflüssen des Flußbettes und des Vorlandes. Meteorologia i Gidrolcgia, UdSSR, S. 22-27. Referat: GWF, 109. Jg. (1968), H. 48, S. 1360-1363 1962

(30) Sauer, H.D.: Industriewasser-Entnahme aus schwebstoffreichen Flüssen. Wasserbau-Mitteilungen Nr. 5, TH Darmstadt, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft 1969

(31) Westermann Lexikon der Geographie Bd.III, Georg Westermann-Verlag Braunschweig 1970

(32) Rocha-Felices, A.: Wasserableitung aus Flüssen mit Sedimentbewegung. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau, Heft 35, TU Hannover 1970

(33) Shen, H.W.: River Mechanics, Vol. II. Colorado State University, Fort Collins, Colorado, USA 1971

(34) Rouvé, G. und Rao, S.: Der Einfluß einer aufgezwungenen Sekundärströmung auf die Feststoffbewegung in der Verzweigung eines Freispiegelgerinnes. Wasserwirtschaft, 62. Jg., H.8 19

(35) Maurer, J.: Elastische Schlauchwehre. Wasserwirtschaft, 62. Jg., H. 11 19

(36) Harms Erdkunde Bd. V, Afrika, 9. Auflage, Paul List-Verlag München 19

(37) Schröder, W.: Ermittlung eines gleichförmigen Ersatzgerinnes für einen unregelmäßig geformten Wasserlauf. Wasser und Boden, 26. Jg., H. 3 19

(38) Ogris, H.: Die Dimensionierung von Sohlberollungen. Österreichische Wasserwirtschaft, 27. Jg., H. 9/10 19

(39) Mehrotra, S.C.: Scale effects in model tests of rock-protected structures. Unveröffentlichtes Manuscript des Mechanics and Structures Department, University of California, Los Angeles, USA 19

(40) Indlekofer, H.: Zur Geschiebeverteilung bei Abzweigen in offenen Gerinnen mit fester Sohle. Wasser und Boden, 28. Jg., H 2 19

(34) Kouvê, G. und Rao, S.: Der Einfluß einer aufgezwungenen Sekundärströmung auf die Feststoffbewegung in der Verzweigung eines Freispiegelgerinnes. Wasserwirtschaft, 62. Jg., H.8 19

(35) Maurer, J.: Elastische Schlauchwehre. Wasserwirtschaft, 62. Jg., H. 11 19

(36) Harms Erdkunde Bd. V, Afrika, 9. Auflage, Paul List-Verlag München 19

(37) Schröder, W.: Ermittlung eines gleichförmigen Ersatzgerinnes für einen unregelmäßig geformten Wasserlauf. Wasser und Boden, 26. Jg., H. 3 19

(38) Ogris, H.: Die Dimensionierung von Sohlberollungen. Österreichische Wasserwirtschaft, 27. Jg., H. 9/10 19

(39) Mehrotra, S.C.: Scale effects in model tests of rock-protected structures. Unveröffentlichtes Manuscript des Mechanics and Structures Department, University of California, Los Angeles, USA 19

(40) Indlekofer, H.: Zur Geschiebeverteilung bei Abzweigen in offenen Gerinnen mit fester Sohle. Wasser und Boden, 28. Jg., H 2 19

(34) Kouvê, G. und Rao, S.: Der Einfluß einer aufgezwungenen Sekundärströmung auf die Feststoffbewegung in der Verzweigung eines Freispiegelgerinnes. Wasserwirtschaft, 62. Jg., H.8 1972

(35) Maurer, J.: Elastische Schlauchwehre. Wasserwirtschaft, 62. Jg., H. 11 1972

(36) Harms Erdkunde Bd. V, Afrika, 9. Auflage, Paul List-Verlag München 1973

(37) Schröder, W.: Ermittlung eines gleichförmigen Ersatzgerinnes für einen unregelmäßig geformten Wasserlauf. Wasser und Boden, 26. Jg., H. 3 1974

(38) Ogris, H.: Die Dimensionierung von Sohlberollungen. Österreichische Wasserwirtschaft, 27. Jg., H. 9/10 1975

(39) Mehrotra, S.C.: Scale effects in model tests of rock-protected structures. Unveröffentlichtes Manuscript des Mechanics and Structures Department, University of California, Los Angeles, USA 1975

(40) Indlekofer, H.: Zur Geschiebeverteilung bei Abzweigen in offenen Gerinnen mit fester Sohle. Wasser und Boden, 28. Jg., H 2 1976

1.3. Situation et réflexions préliminaires

Le bassin versant de la Medjerda se situe dans une région limitrophe de deux zones de climat. La partie nord montagneuse appartient à la zone semi-humide avec des précipitations moyennes entre 500 et 1.000 mm/an. Dans la plaine de la Medjerda et dans la région de collines au sud de cette dernière, le climat est semi-aridé avec des précipitations entre 250 et 500 mm/an, dont la plus grande partie survient en hiver(1).

La Medjerda avec un bassin hydrographique d'environ 25.000 $km^2$ représente le fleuve le plus important parmi le nombre restreint des cours d'eau permanents du pays. Des 450 km de sa longueur, 80 km du cours supérieur se trouvent en Algérie. Le bassin versant est déjà de 16.361 $km^2$ à la hauteur de Bou Salem qui se trouve à 250 km en amont de l'embouchure du fleuve. La partie la plus importante, environ 10.000 $km^2$, en est formée par le Mellègue qui se jette dans la Medjerda à environ 30 km en amont de Bou Salem, sa source est également en Algérie.

Les sols de la plaine de la Medjerda sont principalement constitués d'argiles très limoneuses, marneuses, de produits d'altération de régions montagneuses et des collines du bassin versant avec ses formations de calcaire, de marne calcaire et d'argile qui sont transportées par les rivières et qui se déposent dans les emplacements d'accumulation où la Medjerda forme librement ses méandres qui changent légèrement à l'occasion des crues. Ce sont surtout les rives extérieures des méandres qui sont attaquées, particulièrement à l'endroit de la crête du méandre alors que dans les rives intérieures, il se forme de jeunes alluvions fluviaux.

Etant donnè la forte cohèsion des sols, il se forme des rives trés abruptes, parfois quasiment verticales, qui se dècoupent en mottes dans les endroits d'érosion.

L'écoulement naturel de la Medjerd (sans les influences des barrages) varie à Bou Salem entre le minimum de 1 $m^3/s$ environ et 3.000 $m^3/s$ lors de crues exceptionnelles. Pour l'aménagement final des périmètres d'irrigation, le barrage sur le Mellègue à Nebeur (330 millions de $m^3$ de retenue, dont environ 50 % de volume utile) sera utilisé pour assurer un minimum d'écoulement de 10 $m^3/s$, écoulement atteint ou dépassé seulement pendant 150 jours en année moyenne sans règularisation.

Le lit naturel est formé par les crues. Pour les débits moyens et d'étiage, ce lit est donc trop large, d'où la raison des déplacements du lit d'étiage et de la formation des bancs de sable à l'occasion de chaque crue. Ce phénomène se fait sentir spécialement pour les tronçons relativement droits de la rivière où la ligne de courant n'est pas prédéterminée par la force centrifuge.
La salinité de la Medjerda avec une valeur de 2,6 g/l est relativement élevée. Elle est due aux conditions géologiques dans les bassins versants des affluents venant du sud, surtout du Mellègue. Les affluents au nord de la Medjerda débitent une eau peu salée. Dans le Bou Heurtma la salinité est inférieure à 0,6 g/l.

L'emplacement de la prise prévue sur la rive gauche de la Medjerda qui aura une capacité de 5 $m^3/s$ a déjà été commentè en détail (5). Le plan de situation au 1 : 10.000 à la page suivante est repris de cette étude. La première proposition portait sur un emplacement 150 m en aval du confluent du Bou Heurtma pour les raisons suivantes:

1. A cet endroit et par des constructions appropriées, il sera possible de capter presque la totalité de l'eau douce amenée par le Bou Heurtma.

2. Cet emplacement est situé un peu en aval d'un fort coude. Il est à supposer que l'influence du courant naturel en spirale dû à la force centrifuge s'y fasse encore sentir, quoique modestement.

3. L'élargissement du lit provoqué par l'embouchure du Bou Heurtma, entraînant nécessairement des dépôts d'alluvions, est suffisamment loin de la prise.

4. Le tronçon de la rive qui aura besoin de fixation est relativement court par rapport à un emplacement près de la côte du méandre en amont de l'embouchure du Bou Heurtma.

5. La conduite entre un bassin de décantation prévu à proximité est courte et n'a pas besoin de croiser le Bou Heurtma par une conduite-pont.

Pour la configuration de la prise, la solution a été esquissée sur le schéma de la page suivante, toutefois étant donné les courants tridimensionnels complexes, il était nécessaire de procéder à une confirmation et à des améliorations par des essais sur modèle. Selon cette solution les ouvrages d'art dans le lit du fleuve consisteraient d'une jetée basse en palplanches et d'un seuil bas en tuyaux gonflables. La prise même serait nichée dans l'ouvrage de consolidation de la rive. La station de pompage est située directement derrière sur le talus. Les installations sur la rive seront protégées contre les inondations par une digue.

Les questions suivantes encore non résolues devraient l'être par des essais sur modèle:

1. emplacement exact et optimal sur la rive gauche de la Medjerda,

2. choix des mesures pour la fixation du lit d'étiage à la rive gauche, qui doivent garantir que même lorsque le débit de la Medjerda est faible, il y ait suffisamment d'eau à l'endroit de la prise,

3. sauvegarde de l'aire de la prise contre les dépôts, qui pourraient entrer dans la prise lors d'un changement de débit,

4. formation du seuil pour l'obtention d'un plan d'eau suffisant pour la prise lors d'un régime de basses-eaux,

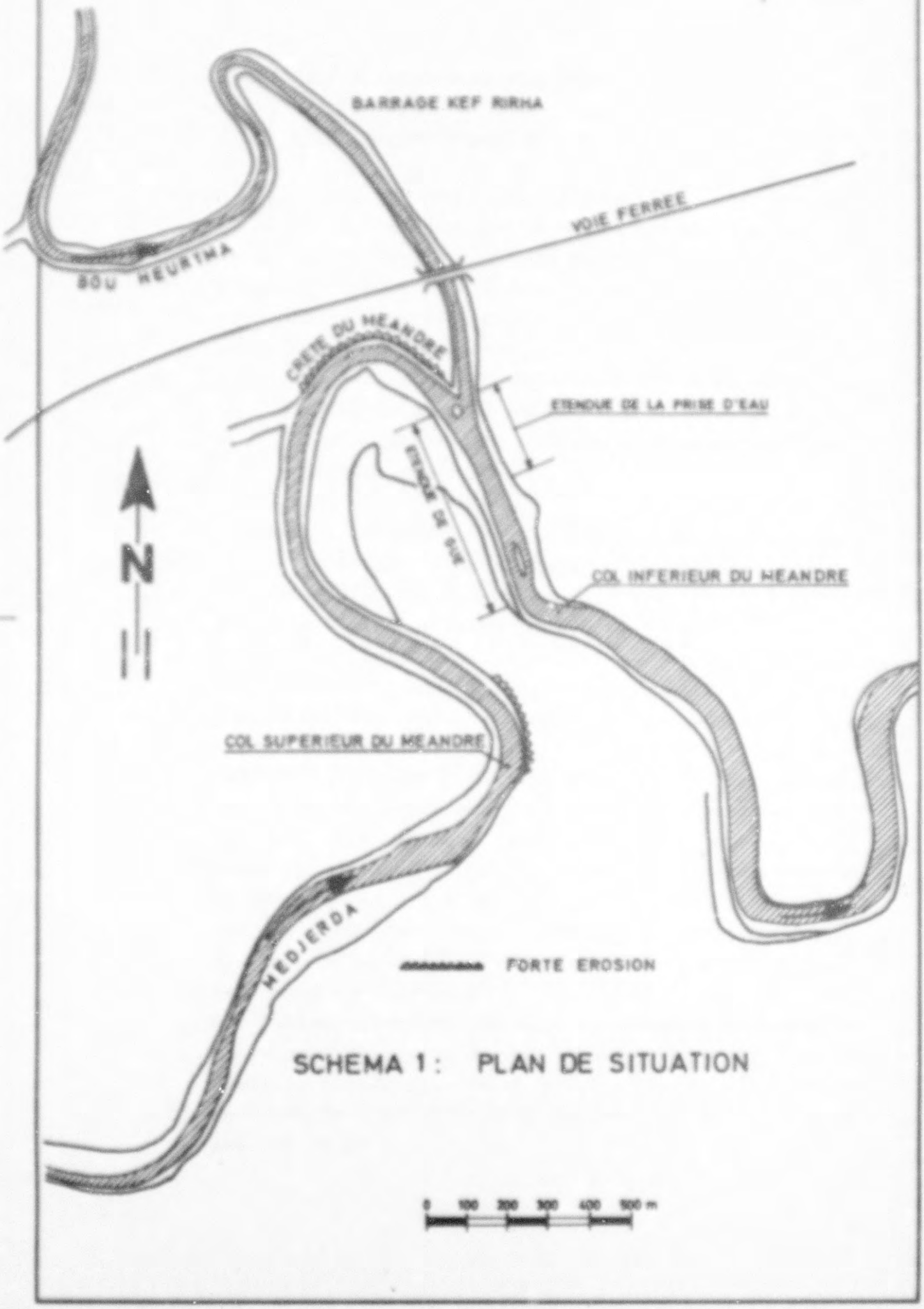
5. formation de l'ouvrage en vue de l'obtention du pourcentage le plus élevé en eau douce du Bou Heurtma dans les quantités totales prélevées,

6. formation de l'ouvrage en vue de l'obtention d'une eau le moins chargée possible,

7. protection des ouvrages dans le lit du fleuve contre les effets du courant,

8. incorporation des ouvrages dans la rive gauche abrupte de la Medjerda,

9. et protection de la rive de prise et de la rive opposée contre les effets du courant.




SCHEMA 1 : PLAN DE SITUATION

## 1.4. Evaluation des données disponibles

### 1.4.1. Topographie de la région du projet

A l'aide des données topographiques (plan et profils: 10, 11), il a été établi un plan avec courbes de niveau de la région de l'embouchure du Bou Heurtma dans la Medjerda (Annexe 1). Il a servi de base pour la construction des modèles et l'élaboration des ouvrages.
Etant donné qu'il manquait un système de coordonnées, un axe auxiliaire a été déterminé. Il forme à peu près la ligne idéale du pied du talus de la rive gauche en aval du confluent du Bou Heurtma au niveau 119,70 m CTN (voir Annexe 1).

L'Annexe 2 indique le profil longitudinal dans l'axe du fleuve de l'étendue mesurée de la Medjerda. Les hauteurs de rive, le talweg, le niveau de fond moyen et quelques lignes de niveau d'eau sont représentés.
Les pentes de fond indiquées ont été calculées électroniquement selon (37) à partir des profils en travers (11). Elles varient considérablement sur une courte distance, à savoir entre 0,29 o/oo et 1,09 o/oo, vraisemblablement due aux écoulements latéraux d'eau et de matières solides venant du Bou Heurtma. La pente moyenne calculée (selon 37) de l'ensemble de l'étendue est de 0,58 o/oo. La pente du niveau d'eau fixée le 14.10.1975 représentée en annexe 2 pour Q = 20,21 $m^3/s$ (débit moyen env.), est même de 1,40 o/oo dans le méandre en amont du profil 31, par contre sur le reste du tronçon, presque droit seulement de 0,38 o/oo.
Les largeurs des profils sont également très différentes. La largeur du niveau d'eau calculée (selon 37) pour un débit de basses-eaux de NQ = 4,0 $m^3/s$ est par exemple en amont de l'embouchure du Bou Heurtma de 36,20 m en aval de 46,00 m.

1.4.2. Relation niveau d'eau/débit

Pour l'étalonnage et l'opération des modèles, des courbes niveaux/débits étaient requises pour les extrémités amont et aval du tronçon représenté. A cet effet, une échelle auxiliaire a été installée à la hauteur du profil 26 (situation: voir Annexes 1 et 2) et Monsieur Zahaf, ingénieur principal de la Direction de l'Hydraulique y a effectué 11 mesures d'écoulement pendant l'été 1975 dans la Medjerda. Malheureusement, les niveaux relevés étaient tous près ou en-dessous du débit moyen MQ. C'est pourquoi les branches des courbes niveaux/débits pour les débits plus élevés ont dû être préparées électroniquement. Un programme sur un ordinateur de l'institut est disponible à cet effet. Il était nécessaire de supposer les valeurs de rugosité du lit du fleuve, elles pouvaient être vérifiées pour des petits débits à l'aide des mesures effectuées sur place. Dans le cadre des débits les plus élevés, les limites d'inondation de la crue catastrophique de mars 1973 (2.800 $m^3/s$) ont livré des points de repère très précieux (10).

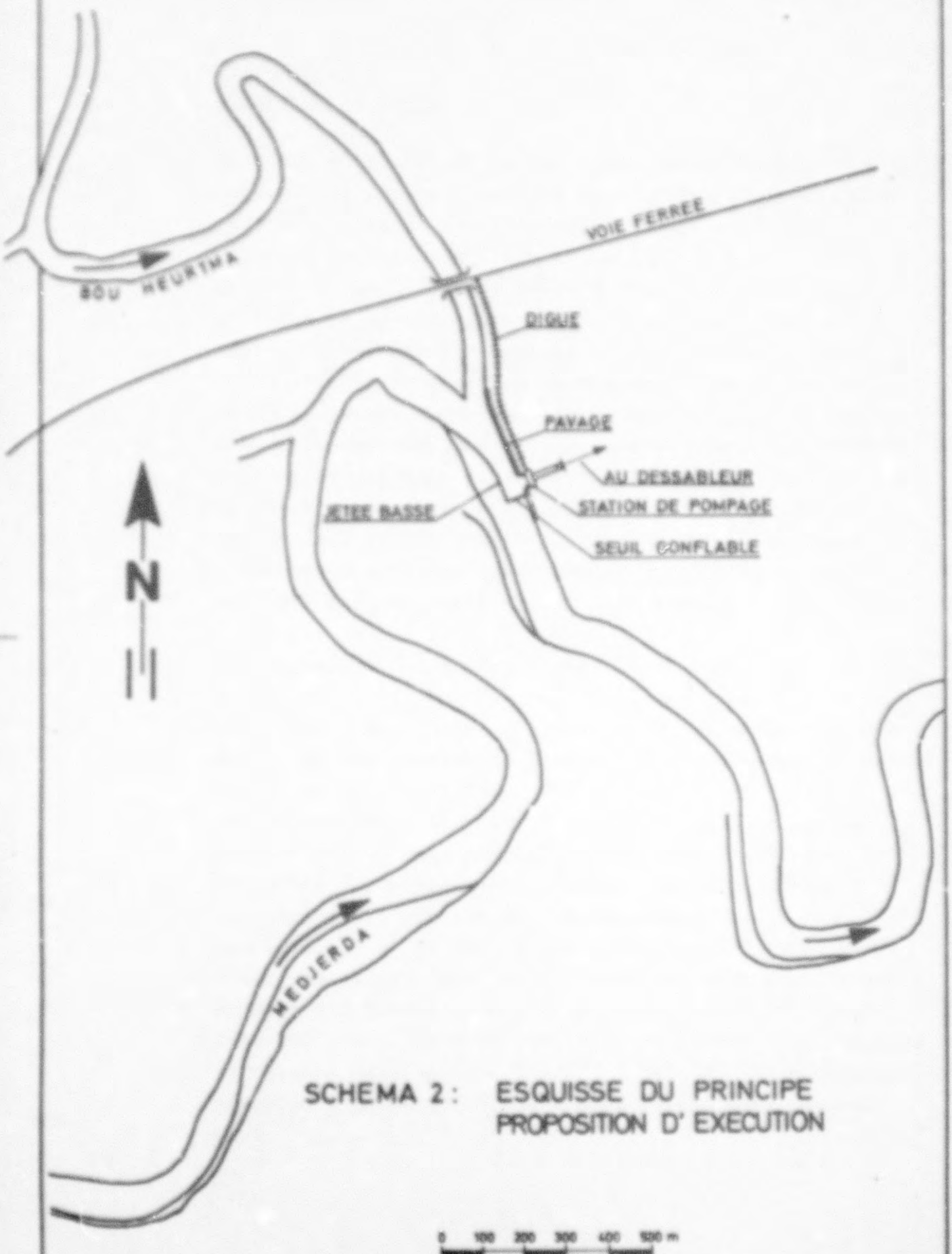
En ce qui concerne le fond du lit, les rives et le terrain mouillé lors des inondations, les rugosités suivantes selon Manning-Strickler ont été supposées:

k (fond) = 40 $m^{1/3}/s$
k (rive = 35 " "
k (terrain) = 30 " "

Pour chaque profil les rugosités moyennes pondérées selon Manning-Strickler dépendant de la profondeur d'eau respectivement du périmètre mouillé, ont été déterminées et reportées sur le schéma 3 pour les trois profils suivants (voir Annexe 1):

1. Profil 42 = section de mesure S1 (extrémité amont du tronçon)
2. Profil 28 = (emplacement de l'échelle auxiliaire)
3. Profil 12 = section de mesure de débit S2 (env. 100 m en aval de l'embouchure du Bou Heurtma au lieu de la prise prévue)

L'annexe 3 indique pour l'ensemble des trois profils les courbes niveaux/débits calculées, complétées par les résultats des mesures sur place (croix) et par des mesures sur les modèles étalonnés. Les déviations des groupes de valeurs entre-eux sont du domaine acceptable. Uniquement dans le cas du profil 42 pour les crues (extrémité amont du modèle de crues) il se présente une différence distincte entre les courbes calculées et les valeurs mesurées. Toutefois cet emplacement est très éloigné de l'ouvrage de prise et n'a donc aucune influence sur les résultats des essais.




SCHEMA 2 : ESQUISSE DU PRINCIPE
PROPOSITION D' EXECUTION

1.4.3. Débits de la Medjerda

Le débit à la hauteur de Bou Salem est très influencé depuis 1954 par le réservoir du Mellègue à Nebeur, dont le bassin versant (10.293 $km^2$) comprend déjà 63 % de celui de la Medjerda à Bou Salem (16.631 $km^2$).
Environ la moitié de sa capacité de retenue de 330 millions de $m^3$ est disponible en tant que volume utilisable, ce qui serait insuffisant pour augmenter pendant toute l'année le débit de la Medjerda de 5 $m^3/s$. Etant donné la grande importance de ce barrage pour le régime des débits moyens journaliers totaux, l'analyse des valeurs a été limitée à la période débutant en 1954.
Un futur changement de l'utilisation du réservoir en faveur de l'irrigation et au détriment de la production d'énergie électrique changera de façon décisive encore une fois les caractéristiques d'écoulement.

Le traitement de la série chronologique de l'échelle à Bou Salem sur 16 ans, entre 1954/55 et 1969/70 a eu pour résultat un apport total annuel moyen de 588,6 millions de $m^3$, ce qui correspond à un débit moyen annuel MQ entre 0,4 et 2,1 MQ (1955-70).
Les deux valeurs les plus élevées et les plus basses survenaient en deux années consécutives (1969 resp. 1970).
Le schéma 4 représente la courbe moyenne des valeurs classées ainsi que les déviations standards et les courbes enveloppes. On peut y remarquer que MQ (1955-70) n'est pas atteint pendant 285 jours en moyennes par an; pendant des années sèches ce peut même être le cas pendant 350 jours. Le débit 10. MQ (1955.1970) n'est dépassé en moyenne que deux jours par an, lors d'années humides jusqu'à 16 jours et lors d'années sèches même pas du tout.

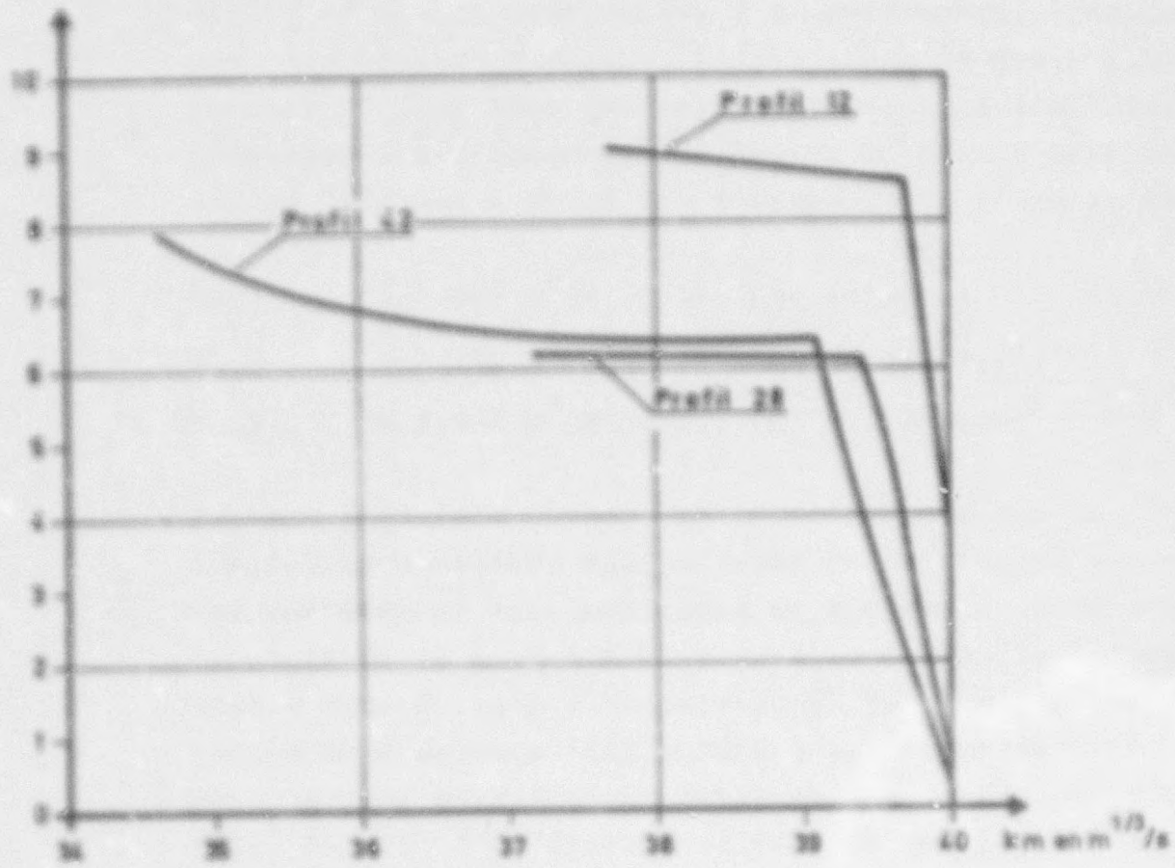



Schéma 3: Rugosités moyennes pondérées selon Manning-Strickler $k_m$ en dépendance de la profondeur d'eau.

Les périodes très longues et régulières des petits débits se voient confrontées à de très courts épisodes avec des débits de pointe. En utilisant la distribution Pearson III, en tant que loi de probabilité des crues, l'analyse des fréquences des débits de pointe pour les années étudiées a donné les événements de crues suivants:

$HQ_{10}$ = 1.004 $m^3/s$ (= 54. MQ) décennal

$HQ_{100}$ = 1.744 $m^3/s$ (= 93. MQ) centenaire

$HQ_{1000}$ = 2.448 $m^3/s$ (=131. MQ) millénaire

Il faut toutefois prendre en considération que la distribution Pearson III utilisée ne correspond peut-être pas entièrement aux conditions en Afrique du Nord et que la série de 16 années d'observations est en fait trop courte pour de telles déclarations. La crue catastrophique du mois de mars 1973 survenue en dehors de cette période, qui aurait eu un débit-pointe de HHQ = 2.800 $m^3/s$ (17), aurait donc d'après ces calculs une récurrence de 4.000 ans.

Il est également possible que la série choronologique employée comporte un nombre particulièrement élevé d'années sèches. Dans (17), il est notamment indiqué que la moyenne d'une longue série chronologique des apports annuels à Bou Salem est d'environ 745 millions de $m^3$, elle serait donc d'environ 26 % plus élevée. Les récurrences susmentionnées relatives aux divers débits de pointe seraient donc plus courtes et la crue catastrophique du mois de mars 1973 devrait avoir une récurrence de moins de 1.000 ans. D'autre part, on peut également attribuer le peu d'écoulement des 16 années d'observation entièrement ou en partie aux pertes d'évaporation du réservoir du Mellègue et aux prises survenues entre-temps à des buts d'irrigation.

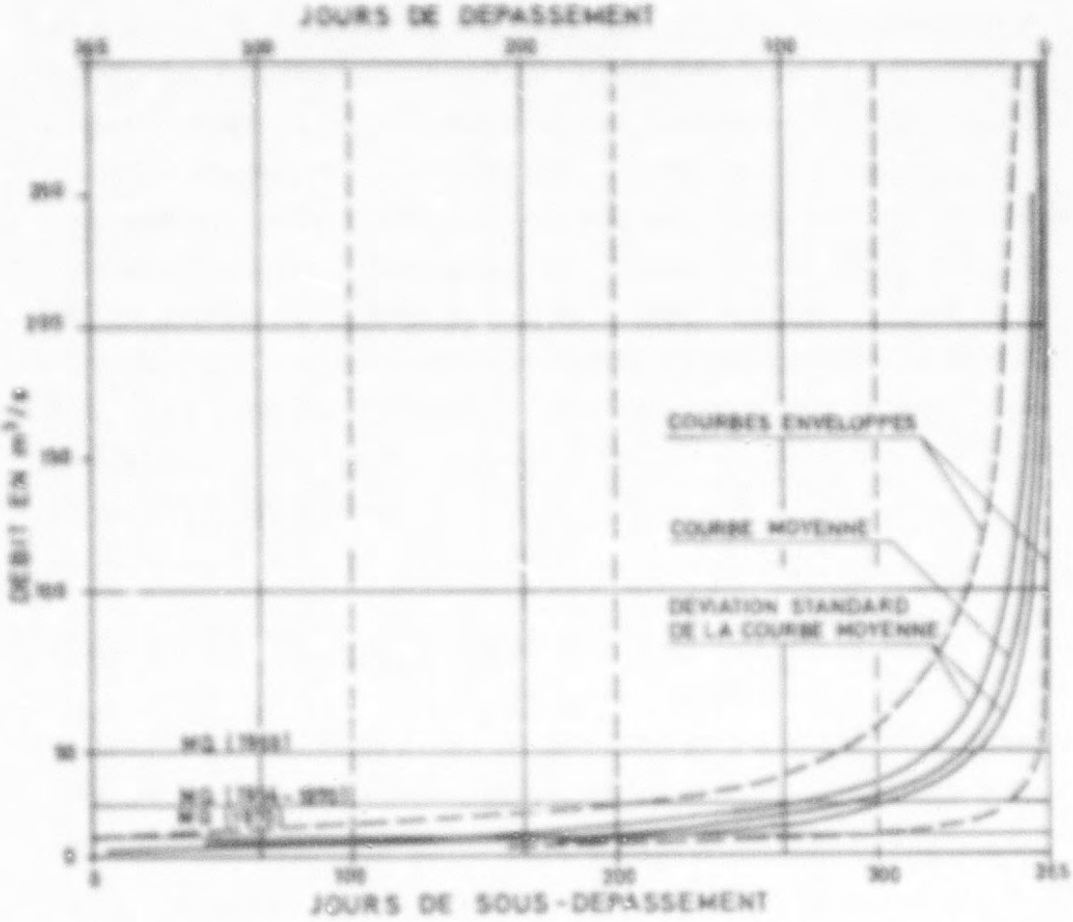



Schéma 4: Courbe des valeurs classées à l'échelle de Bou Salem (1954/1955 à 1969/1970)

Toutes ces valeurs se voient confrontées à une analyse très détaillée des crues de l'Oued Miliane (2), qui pour le domaine de l'embouchure pour un bassin versant d'environ 2.000 $km^2$ donne un débit de crue centenaire de 1.000 $l/s/km^2$. Ce débit, rapporté sur la Medjerda à Bou Salem, signifierait à cet endroit un écoulement de crue centenaire d'environ 16.000 $m^3/s$, une valeur qui semble très invraisemblable si l'on réfère aux mesures connues de l'échelle. En outre, le bassin versant de la Medjerda à Bou Salem est environ huit fois plus étendu et il a en plus beaucoup moins de précipitations que celui de la Miliane à son embouchure, de telle manière que l'on peut supposer que l'écoulement de crue y sera bien inférieur à 1.000 l/s ($s.km^2$).

1.4.4. Ecoulements du Bou Heurtma

L'auteur ne dispose pas d'observations chronologiques sur les débits du Bou Heurtma. Selon les renseignements obtenus, on peut se baser sur les faits suivants:

a. Il n'y a pas de corrélation entre les régimes d'écoulement, en particulier pour les ondes de crues, de la Medjerda et du Bou Heurtma.

b. Après la mise en service du barrage du Bou Heurtma, la Medjerda ne recevra que des écoulements en provenance d'un bassin versant de seulement 140 $km^2$ environ, situé en aval du barrage.

c. Des ondes de crue importantes ne peuvent se produire à Bou Salem que lorsque la retenue du barrage (150 millions de $m^3$) est pleine et déborde. L'évacuateur de crues est dimensionné pour une valeur HHQ = 2.500 $m^3/s$; ce qui semble très large.

Mais même si un tel événement-catastrophe devait survenir, le Bou Heurtma déborderait de ses rives en aval du barrage et étalerait ainsi sensiblement l'onde de crue. A l'embouchure, le débit de pointe ne dépassera certainement pas une valeur de RMQ = 1.000 $m^3/s$.

1.4.3. Sédiments

Les matières en suspension sont particulièrement fines (granulométrie moyenne environ 0,0005 et 0,005 mm (15,20)) avec une densité de 2,7 $g/cm^3$ (20,21). Une mesure exacte des corps solides en suspension a été effectuée pour un écoulement de 11,6 $m^3/s$ avec 23 mesures individuelles réparties sur le profil d'écoulement le 14.4.1975 à l'emplacement 31 (20). La concentration a été en moyenne C = 6,05 g/l. Dans (1) et (15), elle est donnée comme étant env. 10 g/l. Dans la région de la Miliane, des valeurs maximales de plus de 150 g/l ont été mesurées, la teneur moyenne de 30 g/l environ (2) y a été calculée d'après la sédimentation dans les retenues. Ces valeurs ne peuvent toutefois être transmises sans réserve sur la Medjerda.

Etant donné la grande divergence du peu de résultats de mesure, l'expert a essayé de calculer la concentration moyenne en matière solide de façon théorique en utilisant la formule du transport des sédiments d'Engelund et Hansen. Pour une granulométrie moyenne en fait beaucoup trop grande de 0,01 mm, mais qui représente la limite inférieure du domaine de validité de la formule, il résulte pour un apport total annuel de 700 millions de $m^3$ environ un volume de 4,5 millions de $m^3$/an de matière en suspension transporté. Ceci correspond à une concentration moyenne de 6,4 g/l environ. A cause de la trop grande granulométrie prise comme base, la valeur réelle devrait être beaucoup plus élevée.

Selon les estimations de l'expert, la concentration en matières en suspension est de 6 g/l en moyenne pour des débits de Q = 10 $m^3/s$ et d'environ 10 g/l pour des débits de 20 $m^3/s$. La concentration est beaucoup plus élevée pour les débits en hausse que pour ceux en baisse, une tendance qui se démontre clairement dans les résultats des mesures de la Miliane (2).

Entre la surface de l'eau et le fond du lit, il existe une différence de concentration prouvée par les mesures de matières en suspension faites le 14.4.1975 (20):

surface : C = 5,68 g/l (moyenne)
milieu : C = 5,95 g/l (moyenne)
près du fond : C = 6,29 g/l (moyenne)

La différence de concentration relativement minime d'environ 10 % est due à la granulométrie particulièrement fine des sédiments et à la turbulence relativement élevée des courants. Il faut s'attendre, même si ce n'est pas prouvé par des mesures à ce que la quote-part en sable (granulométrie supérieure à 0,06 mm) qui pour les débits bas et moyens, soit entre 3 % et 10 % (selon 15 et 20), est transportée surtout près du fond.

En ce qui concerne le processus des modifications du lit, la nature du matériau de ce lit est d'importance promordiale. 14 échantillons de matériaux ont été pris le 26. 6.1975 et analysés (22). Ils peuvent être classés en deux catégories très différentes l'une de l'autre; neuf échantillons ont une grande ressemblance avec l'analyse granulométrique de la matière en suspension du 14.4.1975 (20). Bien que les diamètres soient un peu plus grossiers, ils se trouvent dans le même ordre de grandeur granulométrique et sont apparemment caractéristiques pour à peu près les mêmes conditions de courant, à savoir celles des basses-eaux pendant les mois d'été.

De ces neuf échantillons de matériau de lit, il a été dessiné une courbe granulométrique moyenne (voir schéma 5) sous la dénomination "mélange fin".

Les cinq autres échantillons sont beaucoup plus grossiers et se situent pour 95 % environ dans les sables. Leur courbe moyenne granulométrique est désignée sur le schéma 5 sous le nom "mélange grossier". Etant donné qu'ils ont tous été pris entre 5 et 10 cm de profondeur dans le fond, il s'agit vraisemblablement de sédiments déposés lors de la descente des crues d'hiver, qui ont été recouverts par de fins sédiments pendant la période des basses-eaux durant de trois à quatre mois.

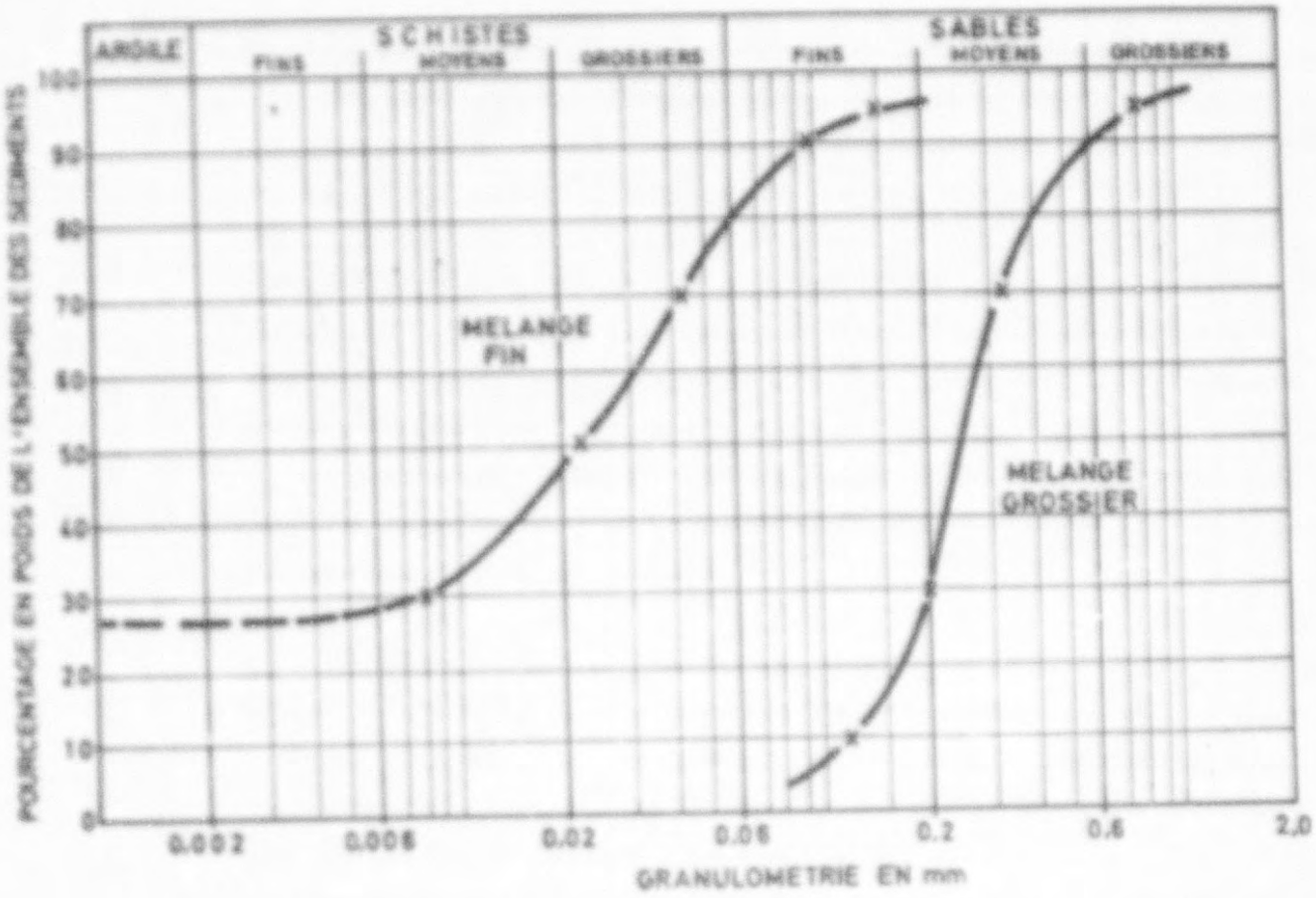



Schéma 6: Courbes moyennes de granulométrie d'échantillons pris dans le lit du fleuve.

## 2. Généralités sur les modèles

### 2.1. Lois de similitude et choix des échelles de réduction

La loi de similitude applicable aux modèles est définie par des forces dominantes. Dans le cas présent, il s'agit de courants à surface libre et à turbulence non restreinte où le transport des sédiments et les effets de forces sur les rives et le lit du fleuve jouent un rôle. Dans cette situation il importe surtout de représenter les forces d'inertie et de gravité d'une façon physiquement exacte. D'autres éléments comme la viscosité, la tension en surface et la compressibilité passent au second plan ce qui signifie que la loi de similitude est déterminée par la condition que le nombre de Froude (26) est égal sur le prototype et en modèle.

Une reproduction exacte du transport solide sur le modèle n'est toutefois pas possible. Dans le domaine granulométrique plus élevé, il dépend surtout de l'intensité de turbulence et ainsi de forces de viscosité, pour de fines particules, la diffusion joue un rôle croissant; deux phénomènes qui ne suivent pas la similitude de Froude, de telle manière que l'on est tributaire de conclusions indirectes.

Les relations les plus importantes entre le prototype (Index P) et le modèle (Index M) déduites de la loi de similitude avec le facteur de réduction $\lambda$ (échelle du modèle 1: $\lambda$ ) sont les suivantes:

| | | |
|---|---|---|
| Longueur: | Lp | $= \lambda . LM$ |
| Superficie: | Fp | $\lambda^2 . FM$ |
| Volume: | Vp | $\lambda^3 . VM$ |
| Temps: | Tp | $\lambda^{1/2} . TM$ |
| Vitesse: | Vp | $\lambda^{1/2} . VM$ |

Masse: $mp = \lambda^3 . mM$

Force: $kp = \lambda^3 . KM$

Débit: $Qp = \lambda^{5/2} . QM$

1): Uniquement lorsque la densité $\rho$ est égale dans la nature et pour le modèle.

Le facteur $\lambda$ ne peut être choisi de façon entièrement libre, plusieurs limites de similitude du modèle sont à considérer.

Dans les fleuves, les courants sont toujours turbulents, c'est-à-dire que le nombre de Reynolds Re est plus grand, en général même beaucoup plus grand que le nombre critique de Reynolds 2.300 (limite de l'écoulement laminaire). Dans les modèles avec une similitude Froude, Re est toujours plus petit que dans le prototype. Une similitude n'est pourtant donnée que si l'écoulement dans le modèle est aussi turbulent. Il s'ensuit pour le facteur de réduction une valeur maximale.

Lors du service de la prise, les débits sont généralement faibles; les profondeurs de l'eau dans la Medjerda en amont du barrage (voir schéma 2) sont d'environ 1,00 m et les vitesses d'ordre de 0,4 m/s, ceci correspond à un nombre de Reynolds d'environ 400.000. Pour un facteur de diminution de $\lambda$ = 30 (c'est-à-dire échelle du modèle d'environ 2.500, ce qui signifie que l'écoulement se passe juste encore en turbulence. C'est pourquoi $\lambda$ max = 30 représente le facteur de réduction le plus élevé possible pour la période d'étiage de la Medjerda.

Une autre limite, où les indications deviennent problématiques est représentée par la rugosité de la surface dans le modèle. La surface du modèle n'est pas construite comme image géométrique correcte du prototype, mais elle est traitée lors de l'étalonnage du modèle jusqu'à ce

qu'elle produise des résistances à l'écoulement dont la configuration est semblable à ceux du prototype. Les structures géométriques du prototype et du modèle peuvent alors être très différentes. Une interprétation correcte des résultats des essais est donc de plus en plus incertaine lorsque la profondeur de l'eau s'approche des dimensions des rugosités des parois.

Lors de très petites profondeurs d'eau sur le modèle (à partir d'environ 2 cm), qui se produisent parfois (lors de $\lambda$ = 30, il existe en outre le danger d'une falsification des résultats par les effets des forces capillaires (tension de surface) ainsi que par des vitesses d'écoulement trop faibles lors desquelles des forces de viscosité (friction intérieure) se font sentir progressivement. Ces effets influencent surtout l'échelle du temps. Des évènements non stationnaires ne peuvent être étudiés sous ces conditions. Des essais sous conditions stationnaires, pour lesquels uniquement les situations finales sont intéressantes et non le temps d'influence, peuvent toutefois être significatives dans ce domaine limite et peuvent fournir des indications précieuses sur le processus naturel.

Pour la représentation des écoulements plus élevés jusqu'aux régimes de crues HHQ = 2.800 $m^3/s$ (voir point 1.4.3.) il a résulté à la suite des équipements d'essais à disposition (superficie disponible dans des halls, pour essais sur modèles, adduction d'eau et équipements de mesure) un facteur minimal de diminution de $\lambda$ min = 60.

Les deux conditions contradictoires
$\lambda$ max = 30 pour NQ et
$\lambda$ min = 60 pour HQ
ont rendu nécessaire la construction de deux modèles dont les domaines de mesure - par le choix des échelles -

devait être fixé de telle manière que toute la gamme des écoulements de NQ à HHQ puisse être étudiée sans lacune. Ces exigences ont été remplies par le choix des facteurs de diminution

$\lambda$ max = 30 pour NQ et

$\lambda$ min = 60 pour HQ

ont rendu nécessaire la construction de deux modèles dont les domaines de mesure - par le choix des échelles - devait être fixé de telle manière que toute la gamme des écoulements de NQ à HHQ puisse être étudiée sans lacune. Ces exigences ont été remplies par le choix des facteurs de diminution

$\lambda$ NW = 30 pour le modèle des basses-eaux et

$\lambda$ HW = 70 pour le modèle des crues

L'échelle 1:70 pour le modèle des crues était favorable pour plusieurs raisons:

a. il y avait d'amples réserves pour l'adduction d'eau

b. la superficie disponible pour le modèle a permis la reproduction de l'ensemble de la section de fleuve de 1.400 m environ représentée dans le plan de situation au 1:1.000 (10). De cette manière, on est sûr d'avoir une représentation correcte des conditions à la hauteur des ouvrages sans influences trompeuses des tronçons aux extrémités amont et aval du modèle.

c. la longueur restreinte a permis une manutention aisée des instruments de mesure.

d. les crues de la Medjerda à partir de 200 $m^3/s$ étaient déjà avec sûreté dans le domaine de turbulence. Pour le modèle des basses-eaux, le débit maximal de la Medjerda prédonné selon la capacité de l'adduction existante était d'environ 400 $m^3/s$. On avait ainsi un rayon suffisant de recoupement des débits, ce qui était absolument nécessaire pour les essais d'étalonnage en vue du comblement des lacunes dans les séries de mesures dans la nature.

Les annexes 4a et 4b indiquent le terrain reproduit dans les deux modèles avec leurs contours et leurs mesures principales. Le modèle pour les crues a environ 50 cm de haut et couvre une superficie de 135 $m^2$, récipients d'amenée et de sortie compris. Le modèle pour les basses-eaux a 80 cm de haut et couvre une superficie de 110 $m^2$.

Les coefficients résultant de la loi de similitude de Froude sont indiqués au Tableau 1.

| coeff. | modèle basses-eaux | modèle de crues | Dimensions |
|---|---|---|---|
| $\lambda^{1/2}$ | 30 | 70 | longueurs |
| $\lambda$ | 5,48 | 8,37 | temps, vitesse, superficies |
| $\lambda^2$ | 900 | 4.900 | volumes, forces, masses (1) |
| $\lambda^3$ | 27.000 | 343.000 | |
| $\lambda^{5/2}$ | 4.930 | 40.996 | débits |

(1) uniquement lorsque la densité $\rho$ est la même en nature et sur le modèle

Tableau 1: Coefficients de transformation modèles nature

## 2.2. Construction des modèles

Les deux modèles ont été construits de la même façon et sont équipés techniquement de façon semblable pour les mesures, exception faite pour l'ouvrage de prise.

Pour la reproduction du lit du fleuve, des rives et du terrain riverain, dans la mesure où la superficie inondée en cas de crue entre en ligne de compte, les profils (11) en travers ont été dessinés en échelle réduite sur des panneaux durs et découpés. Ils ont ensuite été placés selon le plan de situation (10) et fixés à la hauteur exacte dans un récipient étanche à l'eau de la grandeur des contours du modèle en question (Annexes 4a et 4b). Les intervalles entre les profils ont été remplies avec un sable facilement compactable jusqu'à environ 2 cm au-dessous de la surface du modèle et une couche de mortier a été mise sur le terrain ainsi grossièrement formé. A l'aide des photos (12) cette couche a été configurée en forme et rugosité de la manière la plus conforme possible à la nature. Les panneaux durs ont été retirés avant la prise du ciment (voir Photo 1).

L'ouvrage de prise a été construit différemment dans les deux modèles. Comme selon la définition du problème, il n'y aura pas de pompage quand le débit de la Medjerda dépasse 50 $m^3/s$, l'ouvrage de prise a été construit en bois dans le modèle de crue uniquement dans ses dimensions extérieures et placé dans le terrain selon les variantes des essais. Par contre, pour le modèle de basses-eaux, l'ouvrage de prise a été construit avec toutes ses fonctions hydrauliques et ses détails en plexiglas et en PVC. Le modèle comporte notamment les trois canaux d'amenée séparés les uns des autres, avec leurs bâtardeaux de secours et les ouvertures à grilles de plus avec le puisard commun des trois pompes et les trois tuyaux d'aspiration des pompes (voir photo 2).

Les éléments en plexiglas permettent de suivre tous les courants à l'intérieur de l'ouvrage et y apporter éventuellement des améliorations.

Le seuil gonflable a été fortement simplifié. Sur le seuil fixe formé selon (23), il a été placé une paroi de retenue verticale à la place du seuil gonflable mais à hauteur égale. L'ouvrage directeur s'y connectant est représenté dans les modèles par des bandes de tôles courbées et chanfreinées selon les variantes.

Pour l'examen de la fixation du fond des récipients suffisamment profonds sont placés dans les aires critiques des deux modèles. Pour les essais d'affouillement, ils ont été remplis de matériau mobile de fond. En surface des modèles, différentes variantes de fixation ont été placées et testées. La section de rive dans le domaine de la prise menacée par le courant est construite de telle manière dans le modèle de crue qu'il y reste suffisamment d'espace pour la mise en place de la protection des talus nécessaire, faite de gabions ou de moellons.

En outre, les deux modèles devaient être munis de deux raccords au circuit d'eau, indépendants l'un de l'autre. La Medjerda peut être alimentée jusqu'à 80 l/s et le Bou Heurtma jusqu'à 30 l/s, ce qui correspond à des débits de 3.300 $m^3$/s resp. 400 $m^3$/s dans la Medjerda et de 1.250 $m^3$/s resp. 150 $m^3$/s dans le Bou Heurtma, où les valeurs nommées les premières correspondent au modèle de crue et les secondes au modèle de basses-eaux. L'inexactitude des déversoirs de mesure est normalement de $\pm$ 2 %, elle augmente un peu pour de très grands, resp. de très petits débits.

## 2.3. Méthodes d'expérimentation

La hauteur du niveau d'eau est de grande importance surtout pour l'étalonnage des modèles. Pour la mesurer, des pointes limnimétriques ont été mises en place, installées de façon fixe aux emplacements intéressants sur des trépieds ou des traverses. Ils permettent de travailler avec une exactitude de $\pm$ 0,2 mm (voir photo 3).

Lors des essais sur le modèle de basses-eaux, ce sont surtout les champs de vitesses en amont du barrage qui sont intéressants et juste en aval de l'ouvrage de prise. Ils peuvent être rendus visibles dans des essais striostoscopiques avec des grains de permanganate de potassium au niveau du fond, avec des petits morceaux de papier au niveau de surface (voir photos 4 et 5).

Les vitesses locales d'écoulement le long d'une ligne de courant peuvent être mesurées par une série à intervalles définis de photographies de flotteurs (voir photo 6).

Les processus tridimensionnels de mélange des eaux du Bou Heurtma et des eaux de la Medjerda peuvent être rendus visibles à l'aide de couleurs et alors photographiés. Les eaux du Bou Heurtma ont été coloriées en jaune avec une solution d'uranine et les eaux de la Medjerda en rouge foncé avec une solution de permanganate de potassium. Comme l'indique la photo 7, ces colorants rendent les processus de mélange parfaitement visibles.

Dans le puisard de l'ouvrage de prise, ce sont les amplitudes des ondes d'abaissement de niveau lors du démarrage des pompes qui sont intéressantes. Pour les mesurer, une prise de pression a été installée sous chaque tuyau d'aspiration, de telle manière que les variations de niveau puissent être mesurées et enregistrées aux trois emplacements. La photo 8 montre l'appareil qui fonctionne selon

le principe des vases communiquants et - en ce qui concerne les fréquences survenant ici - pratiquement sans retardement et sans amortissement.

L'étude de l'affouillement survenant en aval des ouvrages dans le lit exige un lit mobile aux endroits critiques. La schéma 6 démontre que même lors de l'utilisation d'une densité plus faible du matériau du lit, il ne serait pas possible ni pour les matériaux fins, ni pour les matériaux grossiers (voir point 1.4.5.) d'arriver à une reproduction exacte, c'est pourquoi on a dû travailler avec une distorsion granulométrique du matériau. Il a été utilisé un mélange sableux ayant, 70 % de grains inférieurs à 1 mm. La quote-part de 30 % plus grossière n'a pas été enlevée du mélange, malgré que ceci accentue encore la distorsion. Mais la distorsion a dû être acceptée afin de survenir à la formation des rainures autrement inévitables qui superposeraient les déformations du fond. La distorsion de l'échelle granulométrique n'a de toute façon qu'une influence sensible sur l'échelle du temps (39). Ceci signifie que l'évolution de l'affouillement dans le temps ne peut être suivi sur le modèle mais que les formes finales des affouillements obtenues après suffisamment de temps correspondent bien à ce qu'on doit s'attendre dans la nature selon l'emplacement, la profondeur et l'étendue. C'est pourquoi il est possible malgré la distorsion de l'échelle pour le matériau du fond de lit de tester l'efficacité des constructions pour la protection des rives et du lit du fleuve à l'aide du modèle.

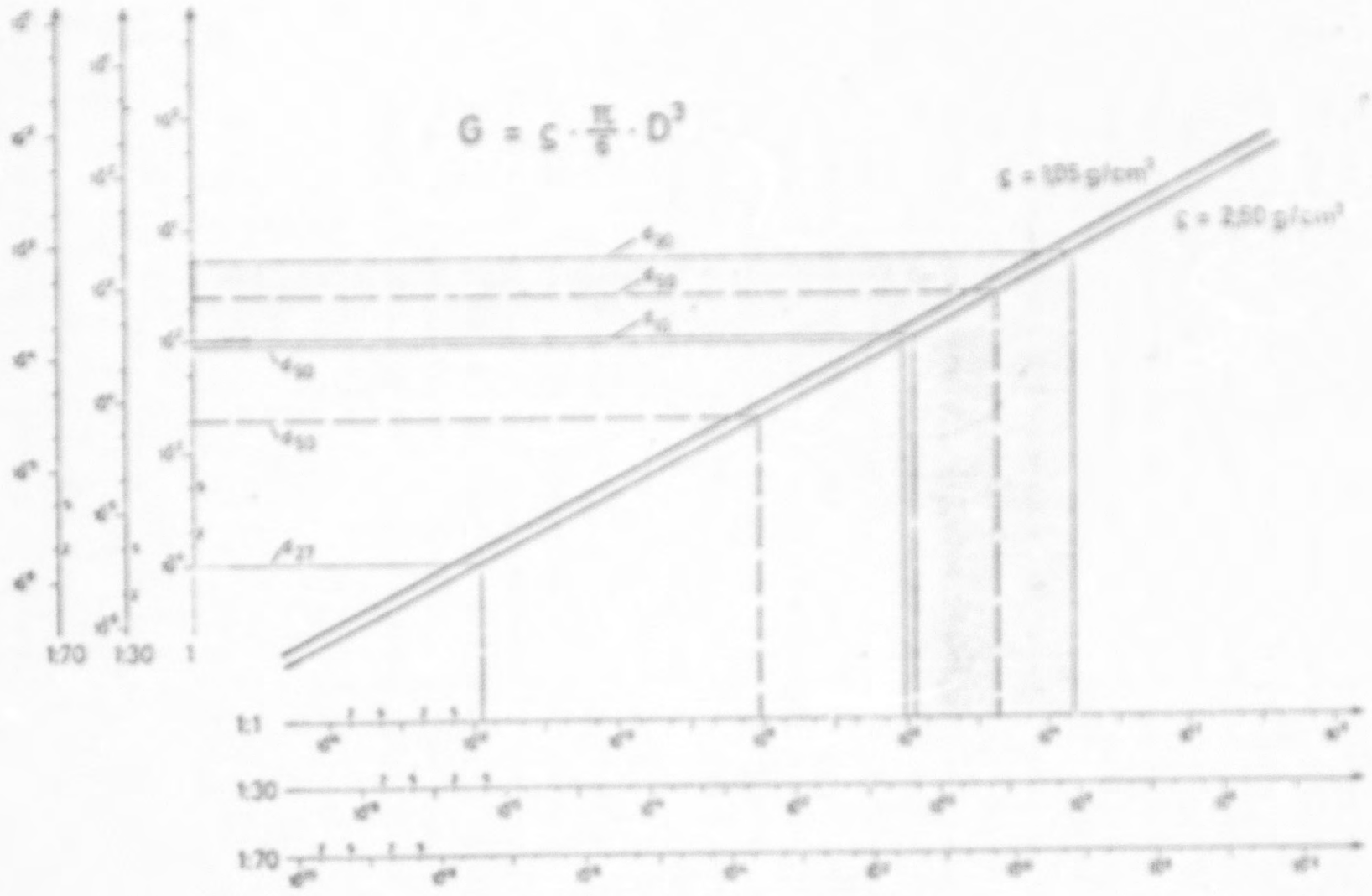

$G = \zeta \cdot \frac{\pi}{6} \cdot D^3$
ζ = 1,05 g/cm³
ζ = 2,50 g/cm³
1:70
1:30
1
1:1
1:30
1:70
poids du grain G en grammes

Schéma 6

## 2.4. Etalonnage des modèles

Le critère pour l'étalonnage des deux modèles avec une similitude Froude est la concordance des niveaux d'eau sur les modèles et dans la nature le long de la section fluviale, pour tous les débits entrant en ligne de compte. Etant donné l'insuffisance des mesures de débit de la Medjerda, les courbes niveaux/débits de l'Annexe 3 ont été prises en considération (voir point 1.4.2.)

Lors des essais d'étalonnage, il s'est révélé que la surface du modèle de crues était trop rugueuse de telle sorte que la pente de la ligne d'eau sur le modèle était deux fois plus élevé qu'en réalité. Par ponçage et par application de peinture, le lit du modèle a été lissé de telle manière que les points de mesure marqués dans l'Annexe 3 par un cercle ouvert aient été obtenus. Ils s'adaptent encore mieux à la série de mesures dans la nature (croix) que dans les courbes niveaux/débits calculées (ligne dessinée en continu).

La surface du modèle des basses-eaux n'a été au début, ni trop lisse ni trop rugueuse. Il a été seulement nécessaire de provoquer une petite retenue à l'extrémité du modèle à la hauteur du profil 20 afin de raccourcir la courbe d'abaissement qui s'étendait initialement jusque dans le domaine de l'ouvrage de prise futur.

## 3. Développement de l'ouvrage de prise dans le modèle de basses-eaux

### 3.1. Choix du premier emplacement

En tant qu'emplacement pour l'ouvrage de prise, il avait été prévu dans l'étude préliminaire (5) un emplacement à 150 m en aval de l'embouchure du Bou Heurtma sur la rive gauche de la Medjerda, les raisons en sont citées au point 1.3. Sur cette base, les conditions locales de l'écoulement ont été étudiées par de premiers essais sur le modèle non aménagé.

Au confluent de la Medjerda et du Bou Heurtma, il se forme une zone de mélange, qui prend des formes bien différentes selon les débits des deux fleuves.
Lorsque, lors des crues de la Medjerda, le Bou Heurtma n'a qu'un régime de basses-eaux ou pas de débit du tout (voir croquis supérieur du schéma No. 7), son embouchure a la fonction d'une baie latérale dans laquelle le courant de la Medjerda attise le courant circulant avec un axe vertical. Il s'ensuit la formation d'un banc de sable étendu. Lorsque le Bou Heurtma et la Medjerda ont des débits plus ou moins élevés (voir croquis médien et inférieur du schéma 7), il se forme des tourbillons et des courants à axe vertical qui peuvent être très différents quant à leur forme, leur intensité et leur étendue. Etant donné que chaque crue est différente de la précédente, il survient dans cette zone des changements de lits avec formation des bancs non stables et d'étendue changeante et variable.

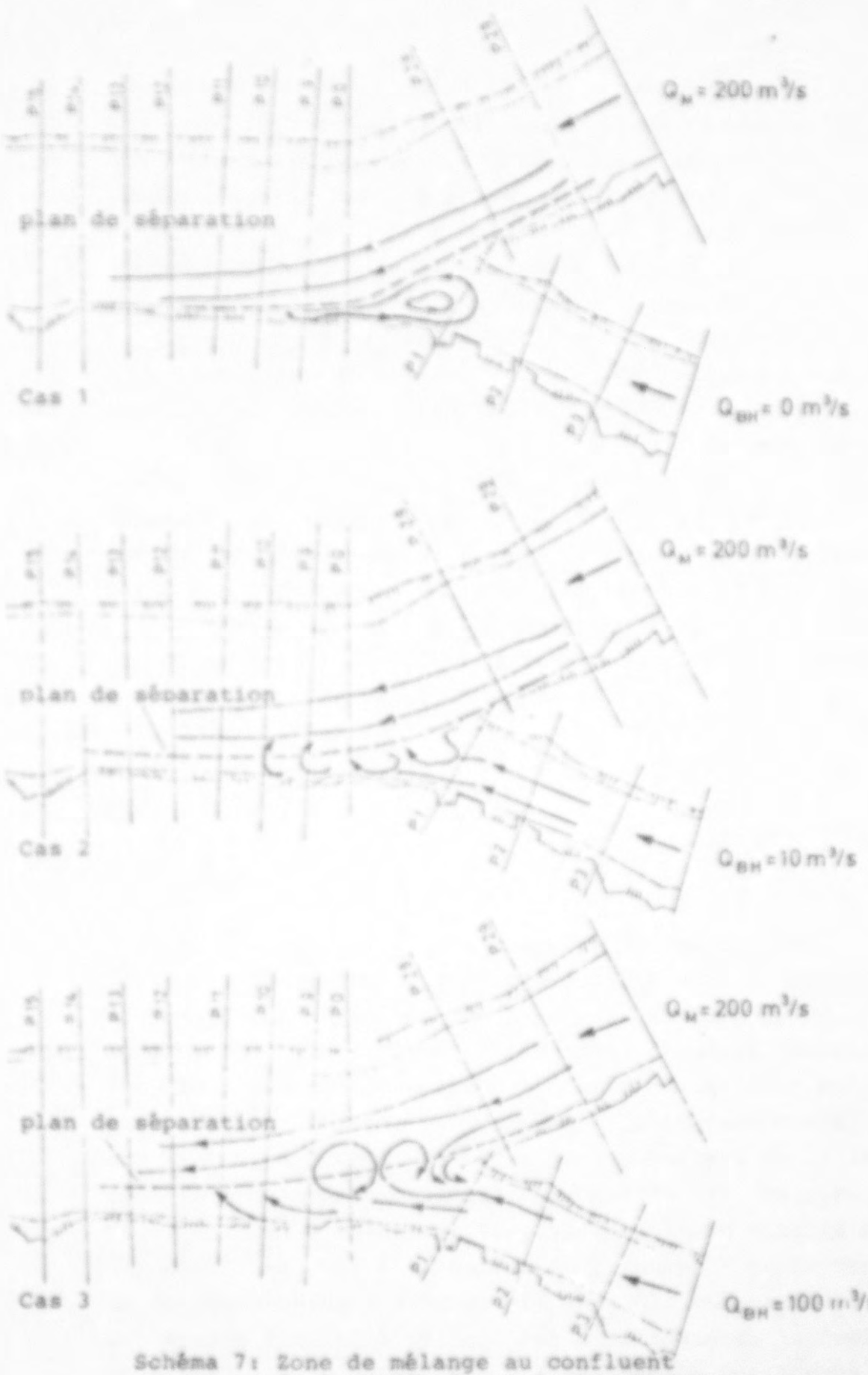



Schéma 7: Zone de mélange au confluent de la Medjerda et du Bou Heurtma pour 3 conditions de débits choisies.

A proximité d'une prise d'eau, des bancs de sédiments non stables ne sont pas désirables, car les sédiments peuvent arriver dans la prise lors de certaines conditions et même la bloquer complètement. L'emplacement de la prise doit donc se trouver en dehors de la zone d'agitation, c'est-à-dire en dehors du courant à axe vertical pour le cas dessiné en haut du schéma 7 et déjà dans le domaine du courant presque bidimensionnel, sans tourbillons et sans perturbations pour les deux autres.

Les processus de mélange sont rendus visibles par des colorants et photographiés (voir photo 9). Ainsi, et par de multiples observations directes, il a été possible d'établir des croquis montrant les lignes de séparation et des courants pour de nombreuses conditions. Les croquis du schéma 7 en sont un exemple. Il a résulté que la station de pompage pouvait être déplacée d'environ 75 m en amont par rapport à la première proposition (5) jusqu'à un emplacement situé entre les profils 10 et 11.

## 3.2. Conception de base

En tant que variante I, la conception proposée dans l'étude préliminaire (5) a été réalisée dans le modèle de basses-eaux à l'emplacement décrit au point 3.1., en prenant en considération l'adaptation de la construction de l'ouvrage de prise (24), (cet emplacement est nommé dans ce qui suit l'emplacement I'). Dans cette configuration l'extrémité aval de l'ouverture de la prise même se trouve à la hauteur du profil No. 11. Le plan de la section d'amenée est parallèle à l'axe auxiliaire (Annexe 1) et donc à la direction principale du courant. La disposition de l'ouvrage est indiquée en Annexe 5. Le barrage fixe et gonflable est dans toute sa longueur au niveau 119.70 m CTN. Une vue d'ensemble est donnée par la photo 10.

Lors des essais, les défauts importants suivants de cette solution se sont montrés:

1. guidage du courant non satisfaisant sur le côté gauche, suite à la forme naturelle de la rive,

2. guidage du courant non satisfaisant sur le côté droit, à cause de l'alignement du barrage proposé,

3. concentration de presque tout l'écoulement juste à l'entrée de la prise, où les sédiments transportés sont répartis presque régulièrement sur l'ensemble de la section mouillée à cause des tourbillons provoqués par l'ouvrage même,

4. alimentation non régulière de la section d'entrée à cause de sa situation défavorable par rapport à la direction de l'écoulement. La photo 11 montre un cas typique d'écoulement. Les lignes de courant courbées sont particulièrement visibles, ainsi que les zones de calme et des tourbillons de décollement.

## 3.3. Améliorations à l'emplacement I

Pour une amélioration pas à pas, des changements ont été effectués dans les constructions et testés. Dans la variante II (voir annexe 6) il y avait d'abord les deux adaptations suivantes:

1. Par une division du courant, on a essayé d'obtenir dans la mesure où le débit de la Medjerda $Q_M$ est supérieur à la prise $Q_E$, que le reste du débit $Q_R = Q_M - Q_E$ de la Medjerda soit évacué vers l'aval par un pertuis situé dans la partie amont du barrage.

Le but était de faire profit des phénomènes tridimensionnels du courant provoqués par le méandre situé en amont et de faire passer la plus grande quote-part possible en matière solide sans qu'elle n'atteigne jamais la prise même. La crête du déversoir était au niveau 119,70 m CTN au même niveau que le barrage gonflable. Le reste de l'ouvrage directeur était 60 cm plus haut de telle manière que le déversement ne commence que lors des niveaux supérieurs à 120,30 m CTN.

2. Afin d'obtenir une approche sans décollement de la prise, le coude prononcé a été remplacé par une courbe longue.

La forme de la rive gauche était semblable à celle de la variante I et comportant peu de changement par rapport à la situation naturelle (voir photo 12).

En principe, les mesures ont fait leurs preuves, mais il était apparent qu'elles demandent encore des améliorations. Surtout le déversoir se trouvait trop en amont. La photo 13 indique la déviation ainsi provoquée trop forte du courant en amont de l'ouvrage directeur vers la rive droite relié à un remous non désirable à la hauteur de la crête de la courbe de l'ouvrage directeur. L'approche à la prise a été déjà amélioré par rapport à la variante I, mais pas encore de façon entièrement satisfaisante.

En conséquence, les changements suivants ont été exécutés dans la variante III:
(voir Annexe 7)

1. Le déversoir devant avoir une largeur de 22 m pour la division efficace de l'écoulement a été déplacée en aval de telle manière que le bout aval se trouve directement en amont de la section d'amenée. →

3. Pour l'amélioration de l'approche, la rive gauche a été remaniée de manière à ce que le courant soit dévié en forme d'entonnoir et forcé dans une courbe contrecarrant celle du méandre. Dans ce but une plateforme de travail de l'ouvrage de prise formée selon (24), et à partir de laquelle les fermetures de sécurité et les grilles sont manutentionnées. Ces plateformes restant sèches pendant le fonctionnement normal de la prise, c'est-à-dire quand le débit de la Madjarda ne dépasse pas $Q_{50} = 50\ m^3/s$.

Les changements ont amené une nette amélioration de l'approche. Toutefois le passage du tronçon relativement droit du confluent du Bou Heurtma semble trop abrupt dans le coude forcé vers la droite, de telle sorte que derrière la plateforme des décollements et des rouleaux se forment. Il s'avérait clair en outre que pour un courant divisé, la largeur de 15 m du barrage gonflable serait trop grande, il s'ensuit des zones de calme juste en amont du barrage. Tous ces faits sont visibles sur la photo 14.

Il en résulte les changements de construction pour la variante IV
(voir annexe 8)

1. Le déversoir a été remonté de 10 m vers l'amont

2. Par un changement de la configuration de la plateforme, on a essayé d'améliorer encore l'approche à la section d'amenée

3. Le barrage gonflable a été raccourci du côté gauche d'une longueur de 12 m. Il a résulté une extension de la plateforme vers l'aval au delà de l'ouvrage de prise.

Les conditions de courant ont pu être ainsi encore améliorées comme on peut le voir sur la photo 15. On n'a toutefois pas encore obtenu l'approche de courant idéal. L'espace entre l'ouvrage de prise et le barrage gonflable ne pouvait satisfaire non plus. Aussi l'approche parfaitement régulière sur toute la largeur de la section d'amenée n'était pas encore réalisé.

On a alors essayé les changements suivants dans la variante V:
(voir annexe 9)

1. L'ouvrage de prise a été tourné de 15° contre la direction d'écoulement

2. Le barrage gonflable a été tourné en conséquence et encore raccourci sur la gauche; nouvelle longueur 70 m.

3. Le nouvel emplacement du barrage mobile a eu pour résultat un nouvel alignement de l'ouvrage directeur

4. La rive gauche de la Medjerda a dû être adaptée aux nouvelles situations des ouvrages, de telle manière qu'il n'y ait pas de décollements. Toutefois les mesures de construction y nécessaires sont plus importantes que dans les variantes examinées jusqu'à maintenant. En amont de la prise, il sera nécessaire de procéder à d'importants déblaiements et en aval la plateforme devra être sensiblement agrandie.

5. La crête du déversoir a été relevée de 20 cm à 119.90 m CTN et ainsi la puissance de décharge diminuée.

Le dernier changement s'est avéré défavorable, c'est pourquoi la crête de déversement a été rabaissée à l'ancien niveau dans la variante VI, à 119.70 m CTN.

L'intensité et le développement du courant à axe vertical se trouvant dans l'embouchure du Bou Heurtma sont réduits à un minimum inévitable par le bon serrage du courant de la Medjerda contre la rive gauche. Toutefois lors de débits croissants du Bou Heurtma des dégorgements sur des bancs de sédiments qui s'y forment, ne peuvent pas entièrement être évités.

Pour cet arrangement de l'ouvrage environ 50 % du débit moyen de la Medjerda (MQ) passent par les fermetures de sécurité, 25 % sont captés par la prise et 25 % déversent par dessus du barrage gonflable. Il était alors nécessaire de vérifier les ouvrages travaillant de façon satisfaisante lors de débits moyens et bas, sous les conditions de crues. En outre, il devait être étudié si lors d'un déplacement de l'ouvrage vers l'amont, ce qui entraînerait une importante réduction des coûts de construction, les conditions étaient aussi favorables que pour l'emplacement I; ceci est étudié dans les variantes VII à X (voir chapitre 4 et 5).

## 3.4. Vérification du puisard

A la demande du commettant, les recherches sur le modèle des basses-eaux ont été complétées par un examen des niveaux de pompage d'eau dans le puisard de la station de pompage. Celui-ci a été d'abord construit selon (24) et a dû ensuite être modifié après obtention des données détaillées de la profondeur minimale d'immersion et les dimensions des tuyaux d'aspiration des pompes. Les essais ont été exécutés sur la variante VI, déjà entièrement satisfaisante du point de vue approche vers la prise et ils devaient assurer qu'à la suite de la baisse due à la mise en marche des pompes, il n'y ait pas aspiration d'air.

La hauteur maximale possible de l'axe de la pompe est de 119.15 m CTN. Elle résulte du niveau hydrostatique devant le seuil (119.70 m CTN), de la profondeur minimale d'immersion exigée par le fournisseur (0,40 m) et des pertes de charge dans l'ouvrage de prise, ainsi que la hauteur de l'énergie cinétique devant la pompe. L'axe horizontal du tuyau d'aspiration se trouve par conséquent à 117.30 m CTN, vu aussi la forme du tuyau et les mesures de la pompe. Le fond du puisard se trouve ensuite à 116,50 m CTN, donc 1,00 m plus bas que prévu initialement (24).

En fonction des conditions dans le réseau électrique, il est exclu que deux pompes soient connectées simultanément. Le temps entre la mise en marche et l'obtention du plein débit d'une pompe sera d'au moins 10 secondes selon les indications du constructeur. Aucune des trois fermetures de sécurité sera mis lors du pompage. L'abaissement doit tout de même être mesuré pour le cas où une partie des conduites d'amenée serait fermée.

Sous ces conditions, les cas représentés au Tableau 2 ont été étudiés. Pour les trois premiers cas (lignes 1 à 3 du tableau), seule une pompe a été démarrée, où le temps de démarrage du prototype était de 10 secondes, correspondant à 1,8 s sur le modèle. Pour les autres quatre cas (lignes 4 à 7 du tableau), le concours de plusieurs démarrages de pompes à intervalles de 10 (resp. de 1,8) secondes a été mesuré.

La valeur indiquée au haut de chaque ligne pour chaque cas représente la durée de l'abaissement du niveau, pour le prototype. La valeur en bas de la ligne représente le maximum de l'abaissement observé dans le puisard. Les chiffres en cm sont transformés pour le prototype; le niveau de référence et celui du barrage gonflable 119.70 m CTN.

Les mesures ont été faites à l'aide d'enregistreur (voir photo No. 8); les enregistrements sont reproduits en annexe 11 pour le cas critique seulement qui est: Démarrage des pompes I et II avec bâtardeaux I et II fermés.

Les résultats de cette série d'essais sont commentés au chapitre 5.

| POMPE I | POMPE II | POMPE III | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| •P | | | 236 s | 197 s | | | | | 115 s |
| | | | 21 cm | 21 cm | | | | | 27 cm |
| | •P | | 241 s | 236 s | | | | 137 s | |
| | | | 23 cm | 18 cm | | | | 24 cm | |
| | | •P | 252 s | 236 s | | | 131 s | | |
| | | | 21 cm | 18 cm | | | 24 cm | | |
| •P | •P | | 263 s | 263 s | 225 s | | 197 s | | |
| | | | 33 cm | 27 cm | 24 cm | | 57 cm | | |
| •P | | •P | 255 s | 241 s | | | | 175 s | |
| | | | 29 cm | 21 cm | | | | 51 cm | |
| | •P | •P | 284 s | 175 s | 230 s | 214 s | 159 s | 197 s | 203 s |
| | | | 27 cm | 21 cm | 24 cm | 27 cm | 51 cm | 51 cm | 63 cm |
| •P | •P | •P | 282 s | | | | | | |
| | | | 30 cm | | | | | | |

Position des fermetures de sécurité — ▭ ouvert, ▬ fermé

Etat de service — •P démarrage de pompe

Tab. 2: Durée des variations des niveaux (en s) et abaissement maximal observé (en cm) dans le puisard pour les cas étudiés.

## 4. Protection des ouvrages contre les crues

### 4.1. Déplacement à l'emplacement II

Par les transformations relativement importantes de la rive gauche de la Medjerda à la hauteur de la prise, il avait été possible dans la variante VI d'améliorer sensiblement le courant le long de la rive et de réduire ainsi la zone de mélange au confluent de la Medjerda et du Bou Heurtma dans son domaine aval (voir schéma No. 7).

On pouvait donc penser qu'un certain déplacement de la prise vers l'amont n'influencerait pas ou très peu l'approche. Par un tel déplacement, les coûts de construction seraient sensiblement diminués, étant donné que:

a. la conduite entre la station de pompage et le bassin de décantation serait plus courte,

b. les transformations de la rive gauche de la Medjerda seraient moins importantes,

c. les mesures de protection des rives seraient également diminuées.

C'est ce qui explique qu'il a été procédé à un déplacement de l'emplacement de la prise le long de l'axe auxiliaire de 22,50 m vers l'amont, désigné comme emplacement II dans ce qui suit et inséré en tant que variante VII dans le modèle de crues, tout d'abord sans l'avoir testée pour faibles ou moyens débits.

4.2. Corrections sur les ouvrages

Pour le modèle de crues les méthodes de mesures employées jusqu'à maintenant ont été complétées par des observations du lit à fond mobile en aval du barrage, représenté par un récipient de 15 cm de profondeur et d'une longueur de 1,30 à 2,10 m (voir point 2.2.) rempli jusqu'au niveau du fond de lit du fleuve avec le sable décrit au point 2.3. Les crues simulées dans le modèle y ont provoqué des affouillements et des bancs, dont l'emplacement et les dimensions ont livré des renseignements particulièrement précieux sur l'emplacement et l'intensité des attaques des courants dus aux ouvrages.

La variante VII se différencie de la variante VI uniquement par l'emplacement de la configuration de la rive gauche de la Medjerda, formée selon les bases de construction déterminées dans la variante VI.

Lors des essais, il s'est révélé une forte érosion de la rive droite de la Medjerda directement en aval de la jonction de l'ouvrage-directeur (voir photo 17). L'influence correspondait à celle d'un épi déclinant. Pour éviter de plus grands dommages sur la rive et les ouvrages, il eut été nécessaire d'effectuer des protections très importantes de rives et des ouvrages. Au lieu de ces mesures, l'alignement de l'ouvrage-directeur a été changé dans la variante VII selon la forme d'un épi inclinant (voir Annexe 13).
En outre, la ligne en anse de panier a été changée en arc de cercle (courbe longue composée de trois cercles de différents rayons). Il s'est révélé qu'à la suite de ces changements, l'érosion a presque pu être entièrement éliminée sur la rive droite de la Medjerda.

L'affouillement s'est déplacé vers le centre du lit, il se forme maintenant des dépôts du côté de la rive (voir photo 18).

La configuration de la plate-forme à la rive gauche en amont de la prise n'était pas encore satisfaisante pour les cas de crue. En outre, un rétrécissement naturel du profil Bou Heurtma à la hauteur des profils 1 et 2 provoquait une accélération importante du courant lors des crues du Bou Heurtma et joignait à la hauteur du profil 2 un régime d'écoulement torrentiel affluant avec un ressaut ondulé dévastateur dans le domaine de l'ouvrage directeur.

## 4.3. Protection des rives et du fond de lit

Sur la rive gauche, au barrage gonflable et à l'ouvrage directeur des protections importantes au fond du lit du fleuve seront nécessaires afin de protéger les ouvrages contre la destruction par les crues. Dans la variante VIII, les influences de deux méthodes différentes de construction ont été étudiées, la première avec des gabions et des matelas, la seconde avec des moellons.

La reproduction sur modèle des gabions, que ce soit pour leurs dimensions et leurs poids était assez bien réussie en plâtre. Ils ne pesaient que 5 % de moins. Désavantageuse par contre était la surface trop lisse et la trop grande rigidité des gabions en plâtre par rapport aux prototypes. Selon le programme de fabrication d'une société italo-allemande, leurs dimensions sont de

- n . 1,00 x 1,00 m (pour n = 1 à 4 m) en nature et réduites sur le modèle
- n . 11,1 x 14,3 mm (pour n = 14,3 à 57,2 m)

Cette conception était basée sur la supposition que la protection des ouvrages pourrait être restreinte à proximité immédiate et qu'ainsi il ne serait pas nécessaire de placer des protections étendues du fond de lit même du fleuve. C'est ce qui explique que tout d'abord, des gabions n'ont été placés que dans le sens longitudinal près de l'ouvrage directeur, au barrage et de la rive gauche à la plate-forme, (voir photo 19).

Les résultats ne confirmèrent pas l'expectative. Les affouillements du fond non protégé prirent une telle ampleur qu'ils mettaient en question la stabilité de l'ensemble des ouvrages. La photo 17 montre les résultats d'une crue relativement peu importante (HQ = 1.250 $m^3/s$). Après qu'un élément particulièrement exposé se soit détaché, tout l'assemblage voisin a été détruit, les gabions ont roulé et glissé sur le fond avec une vitesse à peine inférieure à celle du courant. Les conditions ne purent guère être améliorées même en utilisant un assemblage extrêmement lourds de gabions placés perpendiculairement à la direction d'écoulement.

Ensuite, l'efficacité de recouvrement en perré, tel que celui employé pour l'installation de prise de Badrouna, a été testée (7). Cependant il fallait s'attendre à ce que les charges actives à Bou Heurtma soient beaucoup plus élevées qu'à Badrouna à cause de la proximité du fort méandre et de l'embouchure du Bou Heurtma et par la forme des ouvrages.
De l'ensemble de ces conditions, il résulte des courants complexes, ce qui exige des moellons plus lourds.

Il n'y a pas d'autres changements entre les variantes V et VI.

Cet aménagement fournit tous les débits de la Medjerda entre 5 et 50 $m^3/s$ des résultats entièrement satisfaisants. La prise reçoit l'eau sans qu'il y ait de décollements. Le courant passant devant la prise en direction du barrage gonflable est pratiquement sans tourbillons ni courant à axe vertical. La section d'amenée est approchée d'une façon régulière sur toute sa largeur. Les couches d'eau en proximité du fond du lit qui sont les plus chargées de matières solides, sont (voir photo 16) - de préférence - chassées par les fermetures de sécurité. Les couches supérieures, relativement propres, arrivent à la prise. Le débit entier en eau douce du Bou Heurtma est guidé sans tourbillon ni mélange le long de la rive gauche pour entrer dans la prise (voir annexe 10).

Il ne se produit pas de dépôts à proximité de la prise, qui pourraient entrer dans la section d'amenée lors de changements des conditions d'écoulement. Uniquement dans l'espace entre la prise et le barrage gonflable, on devra s'attendre à des dépôts lors des basses-eaux à cause des ralentissements du courant. Cette tendance diminuera avec l'augmentation des débits de la Medjerda et sera même renversée. De telle manière les dépôts déjà survenus diminueront car la prise ne capte qu'une lamelle de plus en plus étroite sur le côté de la rive gauche et l'écoulement vers le barrage gonflable n'est plus ralenti, mais même accéléré. Des débits encore plus élevés nettoyeront complétement ce secteur lors d'un dégonflage du barrage.

L'intensité et le développement du courant à axe vertical se trouvant dans l'embouchure du Bou Heurtma sont réduits à un minimum inévitable par le bon serrage du courant de la Medjerda contre la rive gauche. Toutefois lors de débits croissants du Bou Heurtma des dégorgements sur des bancs de sédiments qui s'y forment, ne peuvent pas entièrement être évités.

Pour cet arrangement de l'ouvrage environ 50 % du débit moyen de la Medjerda (NQ) passent par les fermetures de sécurité, 25 % sont captés par la prise et 25 % déversent par dessus du barrage gonflable. Il était alors nécessaire de vérifier les ouvrages travaillant de façon satisfaisante lors de débits moyens et bas, sous les conditions de crues. En outre, il devait être étudié si lors d'un déplacement de l'ouvrage vers l'amont, ce qui entraînerait une importante réduction des coûts de construction, les conditions étaient aussi favorables que pour l'emplacement I; ceci est étudié dans les variantes VII à X (voir chapitre 4 et 5).

## 3.4. Vérification du puisard

A la demande du commettant, les recherches sur le modèle des basses-eaux ont été complétées par un examen des niveaux de pompage d'eau dans le puisard de la station de pompage. Celui-ci a été d'abord construit selon (24) et a dû ensuite être modifié après obtention des données détaillées de la profondeur minimale d'immersion et les dimensions des tuyaux d'aspiration des pompes. Les essais ont été exécutés sur la variante VI, déjà entièrement satisfaisante du point de vue approche vers la prise et ils devaient assurer qu'à la suite de la baisse due à la mise en marche des pompes, il n'y ait pas aspiration d'air.

La hauteur maximale possible de l'axe de la pompe est de 119,15 m CTN. Elle résulte du niveau hydrostatique devant le seuil (119.70 m CTN), de la profondeur minimale d'immersion exigée par le fournisseur (0,40 m) et des pertes de charge dans l'ouvrage de prise, ainsi que la hauteur de l'énergie cinétique devant la pompe. L'axe horizontal du tuyau d'aspiration se trouve par conséquent à 117.30 m CTN, vu aussi la forme du tuyau et les mesures de la pompe. Le fond du puisard se trouve ensuite à 116,50 m CTN, donc 1,00 m plus bas que prévu initialement (24).

En fonction des conditions dans le réseau électrique, il est exclu que deux pompes soient connectées simultanément. Le temps entre la mise en marche et l'obtention du plein débit d'une pompe sera d'au moins 10 secondes selon les indications du constructeur. Aucune des trois fermetures de sécurité sera mise lors du pompage. L'abaissement doit tout de même être mesuré pour le cas où une partie des conduites d'amenée serait fermée.

Sous ces conditions, les cas représentés au Tableau 2 ont été étudiés. Pour les trois premiers cas (lignes 1 à 3 du tableau), seule une pompe a été démarrée, où le temps de démarrage du prototype était de 10 secondes, correspondant à 1,8 s sur le modèle. Pour les autres quatre cas (lignes 4 à 7 du tableau), le concours de plusieurs démarrages de pompes à intervalles de 10 (resp. de 1,8) secondes a été mesuré.

La valeur indiquée au haut de chaque ligne pour chaque cas représente la durée de l'abaissement du niveau, pour le prototype. La valeur en bas de la ligne représente le maximum de l'abaissement observé dans le puisard. Les chiffres en m sont transformés pour le prototype; le niveau de référence et celui du barrage gonflable 119.70 m CTN.

4.2. Corrections sur les ouvrages

Pour le modèle de crues les méthodes de mesures employées jusqu'à maintenant ont été complétées par des observations du lit à fond mobile en aval du barrage, représenté par un récipient de 15 cm de profondeur et d'une longueur de 1,30 à 2,10 m (voir point 2.2.) rempli jusqu'au niveau du fond du lit du fleuve avec le sable décrit au point 2.3. Les crues simulées dans le modèle y ont provoqué des affouillements et des bancs, dont l'emplacement et les dimensions ont livré des renseignements particulièrement précieux sur l'emplacement et l'intensité des attaques des courants dus aux ouvrages.

La variante VII se différencie de la variante VI uniquement par l'emplacement de la configuration de la rive gauche de la Medjerda, formée selon les bases de construction déterminées dans la variante VI.

Lors des essais, il s'est révélé une forte érosion de la rive droite de la Medjerda directement en aval de la jonction de l'ouvrage-directeur (voir photo 17). L'influence correspondait à celle d'un épi déclinant. Pour éviter de plus grands dommages sur la rive et les ouvrages, il eut été nécessaire d'effectuer des protections très importantes de rives et des ouvrages. Au lieu de ces mesures, l'alignement de l'ouvrage-directeur a été changé dans la variante VII selon la forme d'un épi inclinant (voir Annexe 13).
En outre, la ligne en anse de panier a été changée en arc de cercle (courbe longue composée de trois cercles de différents rayons). Il s'est révélé qu'à la suite de ces changements, l'érosion a presque pu être entièrement éliminée sur la rive droite de la Medjerda.

L'affouillement s'est déplacé vers le centre du lit, il se forme maintenant des dépôts du côté de la rive (voir photo 18).

La configuration de la plate-forme à la rive gauche en amont de la prise n'était pas encore satisfaisante pour les cas de crue. En outre, un rétrécissement naturel du profil Bou Heurtma à la hauteur des profils 1 et 2 provoquait une accélération importante du courant lors des crues du Bou Heurtma et joignait à la hauteur du profil 2 un régime d'écoulement torrentiel affluant avec un ressaut ondulé dévastateur dans le domaine de l'ouvrage directeur.

## 4.3. Protection des rives et du fond de lit

Sur la rive gauche, au barrage gonflable et à l'ouvrage directeur des protections importantes au fond du lit du fleuve seront nécessaires afin de protéger les ouvrages contre la destruction par les crues. Dans la variante VIII, les influences de deux méthodes différentes de construction ont été étudiées, la première avec des gabions et des matelas, la seconde avec des boudins.

La reproduction sur modèle des gabions, que ce soit pour leurs dimensions et leurs poids était assez bien reussie en plâtre. Ils ne pesaient que 5 % de moins. Désavantageuse par contre était la surface trop lisse et la trop grande rigidité des gabions en plâtre par rapport aux prototypes. Selon le programme de fabrication d'une société italo-allemande, leurs dimensions sont de

n . 1,00 x 1,00 m (pour n = 1 à 4 m) en nature et réduites sur le modèle

n . 14,3 x 14,3 mm (pour n = 14,3 à 57,2 m)

Cette conception était basée sur la supposition que la protection des ouvrages pourrait être restreinte à proximité immédiate et qu'ainsi il ne serait pas nécessaire de placer des protections étendues du fond de lit même du fleuve. C'est ce qui explique que tout d'abord, des gabions n'ont été placés que dans le sens longitudinal près de l'ouvrage directeur, au barrage et de la rive gauche à la plate-forme, (voir photo 19).

Les résultats ne confirmèrent pas l'expectative. Les affouillements du fond non protégé prirent une telle ampleur qu'ils mettaient en question la stabilité de l'ensemble des ouvrages. La photo 17 montre les résultats d'une crue relativement peu importante (HQ = 1.250 $m^3/s$). Après qu'un élément particulièrement exposé se soit détaché, tout l'assemblage voisin a été détruit, les gabions ont roulé et glissé sur le fond avec une vitesse à peine inférieure à celle du courant. Les conditions ne purent guère être améliorées même en utilisant un assemblage extrêmement lourds de gabions placés perpendiculairement à la direction d'écoulement.

Ensuite, l'efficacité de recouvrement en perré, tel que celui employé pour l'installation de prise de Badrouna, a été testée (7). Cependant il fallait s'attendre à ce que les charges actives à Bou Heurtma soient beaucoup plus élevées qu'à Badrouna à cause de la proximité du fort méandre et de l'embouchure du Bou Heurtma et par la forme des ouvrages.
De l'ensemble de ces conditions, il résulte des courants complexes, ce qui exige des moellons plus lourds.

Cette conception était basée sur la supposition que la protection des ouvrages pourrait être restreinte à proximité immédiate et qu'ainsi il ne serait pas nécessaire de placer des protections étendues du fond du lit même du fleuve. C'est ce qui explique que tout d'abord, des gabions n'ont été placés que dans le sens longitudinal près de l'ouvrage directeur, au barrage et de la rive gauche à la plate-forme, (voir photo 18).

Les résultats ne confirmèrent pas l'expectative. Les affouillements du fond non protégé prirent une telle ampleur qu'ils mettaient en question la stabilité de l'ensemble des ouvrages. La photo 17 montre les résultats d'une crue relativement peu importante (BQ = 1.250 $m^3/s$). Après qu'un élément particulièrement exposé se soit détaché, tout l'assemblage voisin a été détruit, les gabions ont roulé et glissé sur le fond avec une vitesse à peine inférieure à celle du courant. Les conditions ne purent jusqu'à être améliorées même en utilisant un assemblage extrêmement lourds de gabions placés perpendiculairement à la direction d'écoulement.

Ensuite, l'efficacité du recouvrement en perré, tel que celui employé pour l'installation de prise de Badrouna, a été testée (7). Cependant il fallait s'attendre à ce que les charges actives à Bou Heurtma soient beaucoup plus élevées qu'à Badrouna à cause de la proximité du fort ménadre et de l'embouchure du Bou Heurtma et par la forme des ouvrages.
De l'ensemble de ces conditions, il résulte des courants complexes, ce qui exige des enrochements plus lourds.

SUITE EN

F 2

MICROFICHE N° 02976

République Tunisienne

MINISTERE DE L'AGRICULTURE

CENTRE NATIONAL DE

DOCUMENTATION AGRICOLE

TUNIS

الجمهورية التونسية

وزارة الفلاحة

المركز القومي

للتوثيق الفلاحي

تونس

F 2

Lors de la détermination de cette méthode, on a essayé d'influencer les déformations du fond à proximité des ouvrages avec un minimum de surfaces protégées de telle manière que ni les ouvrages, ni l'opération des pompes après le passage de l'onde de crue ne soient mis en question. On a utilisé quatre classes de moellons correspondant aux attaques du courant.

Le premier essai de cette série a été représenté par la combinaison d'un perré en moellons de 400 kg en aval du seuil gonflable avec une protection en gabions du talus de la plate-forme. Alors que cette dernière protection a été détruite dans tous les cas, le perré a supporté même une crue de HHQ = 2.800 $m^3/s$ de façon relativement bonne. La photo 18 montre les déformations du fond survenues après une durée de quatre heures de l'essai, quand un état presque stable s'était formé. D'après la loi de Froude - qui bien sûr n'est pas applicable sans réserve - ceci correspondrait à 20 heures dans un cas en nature. L'arrangement lâche des pierres s'est avéré positif par rapport aux gabions, étant donné sa plus grande flexibilité et adaptabilité aux déformations locales du fond.

L'inconvénient du recouvrement en perré est le poids des moellons élevé nécessaire dans certains endroits, qui exige de grands engins de transport et de mise en place. Mais étant donné que des moellons de grande taille peuvent être obtenus à proximité et qu'à la suite des essais, on peut remarquer le grand avantage de la construction en moellons par rapport à celle en gabions, les recherches ultérieures sur la stabilisation du fond et des berges pouvaient se limiter à l'utilisation et au dimensionnement des recouvrements en perré.

## 4.4. Changement de la construction de l'ouvrage de prise

Lors d'une inspection du modèle le 12.12.1975 avec les représentants de la Kreditanstalt für Wiederaufbau, le mandant a demandé le changement de la construction de la prise alors élaborée selon (24), de telle manière à ce que le mur d'appui du côté ferme de la grille soit enlevé. Cette conception a été testée dans la variante IX (voir Annexe 14). Le changement a pour résultat un rallongement de la conduite d'amenée entre la grille et le puisard de 3,20 m ainsi que des terrassements beaucoup plus importants. L'intention initiale qui était de réduire les coûts de construction n'était pas remplie mais les conditions d'approche pour des débits supérieurs à Q = 50 $m^3/s$ étaient sensiblement améliorées par la forme de la rive plus favorable au courant à la hauteur de la prise et pour des crues plus importantes, il y eut des diminutions de l'attaque sur la rive grâce au guidage plus lisse du courant. Il s'est produit en outre un élargissement entre les profils 1 et 2 dans le domaine de l'embouchure du Bou Heurtma de telle manière que de forts débits qui produisaient alors des chutes à cet endroit, sont ralentis et qu'ainsi les dangers pour la stabilité de l'ouvrage de prise sont fortement diminués. La variante IX qui en soi satisfait entièrement en ce qui concerne la configuration des ouvrages dans le modèle des crues devait maintenant être vérifiée dans le modèle des basses-eaux. Il devint évident que le déplacement de la prise de l'emplacement I à l'emplacement II a montré des inconvénients pour les petits et moyens débits quant à l'approche de la prise (voir photo 7). Après quelques adaptations de la plate-forme, il s'ensuivit la variante X (voir Annexe 15) qui est proposée pour l'exécution. Il y a été possible d'y obtenir une approche sans décollement à l'emplacement II, comme dans la variante VI à l'emplacement I. Dans une série d'essais de conclusion, on devait alors tester les mesures de protection y relatives quant à leur type et leur envergure (voir Chapitre 5).

## 5. Proposition finale

La prise proposée pour l'exécution dans la variante X est représentée en détail sur les plans en Annexes 15 à 22. La photo du titre montre l'installation montée dans le modèle de basses-eaux.

### 5.1. Ouvrage de prise

L'ouvrage de prise est constitué par l'amenée tripartite avec ses ouvertures de prise, les grilles et fermetures de sécurité , le puisard et la station de pompage avec le bâtiment de service correspondant. Le bâtiment rectangulaire est presque entièrement installé sous la surface du sol et niché dans la rive gauche de la Medjerda à environ 70 m en aval de l'embouchure du Bou Heurtma. La face verticale de la prise représente un front de 13 m environ, dont l'extrémité amont est située sur l'axe auxiliaire (déterminé dans l'Annexe 1 et décrit au point 1.4.1.) juste au milieu entre les profils 9 et 10 et dont l'angle avec cet axe auxiliaire est de 15° en direction du fleuve (voir Annexe 15).

Les trois conduites de l'amenée parallèle à l'axe de l'ouvrage sont de section rectangulaire et ont les dimensions déjà recommandées dans l'expertise préliminaire (5) de 4,00 x 0,60 m chacune. Leurs planchers horizontaux sont à la cote 119,00 CTN, leur longueur jusqu'au puisard est de 20,70 m (voir Annexe 16). Les déviations des mesures des profils du côté du fleuve sont dues essentiellement à la configuration des fermetures de sécurité et des grilles reprises dans (24). Dans l'expertise préliminaire (5), une face inclinée de la prise avait été prévue, qui devait pouvoir être fermée à la hauteur du fleuve.

Cette conception aurait été particulièrement efficace pour l'opération de la prise parce qu'elle éviterait tout ensablement lors de la fermeture des fermetures de sécurité. En outre l'eau aurait pu couler sans perturbation à vitesse constante sans décollement et ainsi sans risque de formation de dépôts dès la section d'amenée jusqu'au puisard. La conception maintenant prévue est hydrauliquement moins favorable mais elle a l'avantage des fermetures de sécurité et des grilles beaucoup plus faciles à manipuler et moins onéreuses.

Les planchers des conduites d'amenée sont à 0,50 m au-dessous du fond de lit du fleuve. Selon (30), le danger de l'entrée de solides en provenance des couches proches du fond est minime. Il est également assuré que lorsque le barrage gonflable est abaissé pour le rinçage du fond du fleuve, des sédiments n'entrent pas dans la prise.

Pour éviter le plus possible l'entrée de corps flottants, le bord supérieur de la section d'amenée a été situé à 0,10 m en-dessous du niveau de la retenue hydrostatique du barrage gonflable; les grilles ne sont pourtant pas rendues superflues par cette mesure.

Selon les conditions de service, il s'ensuit dans les conduites d'amenée les vitesses moyennes d'écoulement rassemblées au tableau 3. L'installation a été dimensionnée pour le service normal de deux pompes avec les trois conduites d'amenée ouvertes (valeurs encadrées dans le tableau). Il faudra absolument veiller qu'aucun des cas théoriques qui sont encadrés en pointillés ne soit réalisé. Les vitesses élevées dans la (les) conduite (s) d'amenée (2,08 ou 3,12 m/s) provoqueraient alors un risque pour les protections du fond du lit à proximité de l'ouverture de prise.

| Nombre de pompes en service | Nombre de conduites d'amenée ouvertes | | |
|---|---|---|---|
| | 3 | 2 | 1 |
| 1 | 0,35 | 0,52 | 1,04 |
| 2 | 0,69 | 1,04 | 2,08 |
| 3 | 1,04 | 2,08 | 3,12 |

Tableau 3: Vitesses moyennes d'écoulement dans les conduites d'amenée en m/s selon les états de service.

Le puisard n'est pas en trois pièces comme l'amerbe mais d'un seul tenant. Chaque fois qu'il y a un changement d'état de service de pompage, il se forme des oscillations tridimensionnelles complexes, dont les amplitudes négatives (abaissement) ne devraient pas dépasser une limite dépendant du type de pompe et de son installation. Les essais effectués dans ce contexte sont décrits au point 3.4. et leurs résultats reportés au Tableau 2. Dans les trois états théoriques de service, où selon le Tableau 3, il se produit des vitesses moyennes d'écoulement trop élevées dans l'amenée (valeurs encadrées en pointillés), l'abaissement lors du démarrage est si élevé que les pompes aspireraient de l'air. C'est pourquoi elles doivent être absolument évitées aussi pour cette raison.

En service normal, le niveau d'eau dans le puisard doit au moins être de 0,40 m plus haut que les axes des pompes. Dans les trois états de service susmentionnés et qui sont à éviter, la vitesse serait si élevée que cette marge ne serait plus assurée dans l'amenée, même si l'on fait abstraction des pertes de charge.

Lors de la mise en marche de deux pompes avec un intervalle d'au moins 10 secondes, les essais n'ont pas montré d'abaissement critique dans le puisard.
Il est toutefois recommandé de respecter en principe des intervalles de 200 à 250 secondes, correspondant à la période d'amortissement des oscillations, (voir tableau 2).

L'installation de prise est dimensionnée de telle manière qu'en fonctionnant normalement il ne se produise pas de dépôts, ni dans l'amenée, ni dans le puisard, excepté pour quelques coins peu importants.
Il peut se produire toutefois un dépôt, lorsque dans le cas de la Medjerda (ordre de grandeur: à partir de 15 $m^3/s$), on n'utilise qu'une seule pompe avec les trois conduites d'amenée ouvertes. Alors la vitesse d'écoulement dans l'amenée serait d'environ 40 % inférieure à celle dans le fleuve à la hauteur de la prise et la capacité de transport de solides serait donc réduite.
Dans ce cas (une seule pompe en service, débit relativement élevé de la Medjerda) on devrait soit fermer une des fermetures de sécurité, soit faire fonctionner une ou deux pompes supplémentaires à intervalles réguliers pour rincer, avant que les dépôts ne se solidifient de trop.

5.2. Barrage gonflable

L'installation de retenue comprend le barrage gonflable sur la rive gauche de la Medjerda en aval de l'ouvrage de prise et l'ouvrage-directeur dont la partie inférieure joint le barrage gonflable et dont la partie supérieure rejoint la rive droite de la Medjerda. Le raccordement entre l'ouvrage-directeur et la base fixe du barrage gonflable présente un point critique. A cause de la protection en forme de tête renforcée d'épi, ce point sera désigné en tant que "tête". La crête de l'ouvrage directeur est horizontale. Uniquement dans la section centrale, il y a une ouverture de décharge (pertuis) de 20 m de long avec une crête également horizontale mais placée plus bas. L'ensemble de l'installation peut être submergé entièrement sans aucun danger. Il est sans importance pour la sécurité, si le barrage est gonflé ou non.

Le plan de l'installation de retenue est dans l'Annexe 15. Par la mise en place du barrage gonflable environ 10 m en aval de la section d'amenée, on dispose d'un endroit préférentiel de formation de dépôts puisque là, le courant subira un ralentissement. De cet endroit, les dépôts peuvent être classés facilement lors d'un arrêt de pompage, puis dégonflable du barrage.

L'alignement de l'ouvrage-directeur ainsi que l'emplacement et le dimensionnement de l'ouverture de décharge, résultent des essais dans le but de faire arriver l'eau nécessaire à la prise sans décollements et avec le moins de solides possibles lors des débits moyens et faibles de la Medjerda.

Les dimensions du barrage gonflable sont indiquées en Annexe 17. La base bétonnée a une largeur totale de 12,08 m. La partie gonflable de forme trapézoïdale a une largeur de 7,14 m à la base et de 10,00 m à la crête.

Le niveau de retenue est à la cote 119,70 m CTN, la base bétonnée est à 118,60 m, donc 0,10 m au-dessus du fond du lit dans le domaine de la retenue. En état gonflé, la hauteur verticale est donc de 1,10 m pour le barrage gonflable.

L'ouvrage-directeur en palplanches est représenté en déroulé en Annexe 18, coupe C-C.
La longueur est de 113,90 m et avec la profondeur de battage y mentionnée la superficie totale est de 485 $m^2$.
La crête horizontale de l'ouvrage-directeur est à la cote 120,50 m CTN et pour l'ouverture de décharge, elle est à la cote 119,70 m 0,80 m plus bas et ainsi à la même cote que la crête du barrage gonflable. La profondeur de battage a été fixée de telle manière que l'ouvrage-directeur soit enfoncé au moins 3,0 m dans le fleuve et latéralement environ 10 m dans la rive droite de la Medjerda afin d'éviter les risques de sapement.

Pour les raisons qui sont détaillées au paragraphe 5.4., la prévision d'un point de rupture est recommandée à l'extrémité aval de l'ouverture de décharge. La fonction de ce point de rupture est d'éviter que la partie de l'ouvrage directeur la plus exposée aux attaques du courant entraîne - en cas de destruction - la partie la moins exposée. Ceci est à éviter en particulier parce que les réparations sur cette dernière partie seraient beaucoup plus onéreuses (liaison avec le barrage gonflable).
Le schéma 8 représente une configuration possible de la construction. Avant l'exécution, il serait nécessaire de déterminer avec l'entreprise de construction, la forme définitive de ce détail.

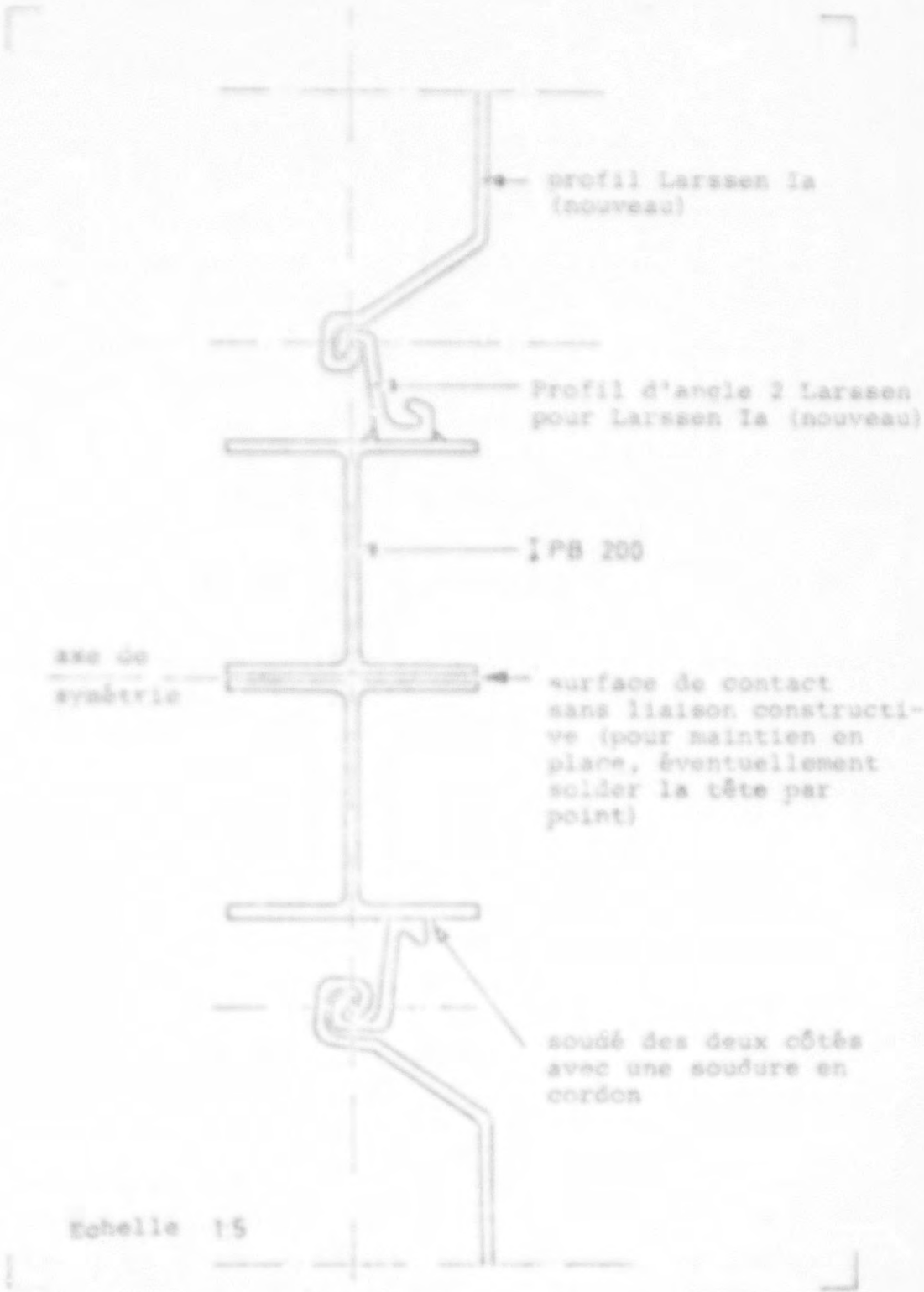



Schéma 8: Possibilité de construction du point de rupture voulue.

## 5.3. Aménagement de la rive gauche

### 5.3.1. Ecoulement lors de débits moyens et peu élevés

Selon les informations disponibles, les pompes ne seront pas en service lors de débits de fleuve supérieurs à 50 $m^3/s$. Pour tous les débits inférieurs, il est nécessaire de veiller par des mesures constructives appropriées à ce qu'il entre suffisamment d'eau sans trop de turbulence dans la prise. Il été élaboré au cours des essais un cours d'eau se retrécissant peu à peu , limité à droite par l'ouvrage-directeur et à gauche par la plate-forme (voir Annexe 15). Il peut y avoir une retenue à la hauteur hydrostatique de 119,70 m grâce au barrage gonflable se trouvant en aval de la prise. A la même hauteur, mais environ 35 m en amont se trouve la crête du déversoir (pertuis) de l'ouvrage-directeur

Le barrage en état gonflé produit une retenue selon les écoulements pouvant aller jusqu'à 200 m vers l'amont dans la Medjerda et le Bou Heurtma, caractérisé par de plus grandes profondeurs d'eau et des gradiants hydrauliques moins élevés qu'en état non aménagé.
Les vitesses d'écoulement - pendant les périodes de pompage - sont toujours inférieures à 1,0 m/s et diminuent progressivement dans la retenue. Les vitesses d'écoulement mesurées avant la prise, à la hauteur de la coupe A-A se situent entre 0,25 et 0,70 m/s.
A la hauteur de l'ouverture de décharge qui se trouve en amont (coupe B-B), les valeurs indiquées sur le schéma 9 en relation du débit, sont environ 50 % plus élevées. L'Annexe 19 est un exemple de l'évaluation des mesures de vitesse effectuées.

Schéma 91 Vitesses d'écoulement selon le débit avant la pâle (coupe A-A; points de mesure indiqués par des croix) et à la hauteur de l'ouverture de décharge (coupe B-B; points de mesure indiqués par des cercles)

Les gradients hydrauliques diminuant en direction de l'écoulement et la diminution de la vitesse en corrélation, provoquent une réduction de la force tractive du courant. Les sédiments les plus grossiers se déposeront ou se concentreront dans les couches d'eau près du fond. On obtient ainsi que la concentration en matières solides à la proximité de la prise soit inférieur à l'état non aménagé. De cette manière, on ne pompera qu'une eau relativement peu chargée.

Les essais sur le modèle des basses-eaux ont montré que le barrage étant gonflé, il se produit des dépôts en couches entre le pertuis et la prise ainsi que particulièrement entre cette dernière et le barrage gonflable. Même si des mesures exactes ne sont pas possibles sur un modèle de similitude Froude avec fond fixe, on peut quand même supposer que les dépôts en amont de l'ouverture de décharge seront moins importants pour deux raisons:

a. Le processus de déposition n'est pas encore très développé à cause du ralentissement de l'écoulement qui commence peu à peu et aussi parce que le temps de retenue est court.

b. L'ouverture de décharge (pertuis) a été placée à la suite des essais de telle manière qu'elle aspire et fasse accélérer les couches d'eau enrichies de matières solides à la suite du processus de sédimentation en cours. On y utilise et on renforce le courant spiroïde provoqué par le coude du méandre en amont. La photo 20 montre clairement cet effet.

Les dépôts dans le canal fluvial du domaine de la prise rétrécissent de plus en plus la section mouillée et font ainsi augmenter la vitesse d'écoulement et le pouvoir de transport pour le débit solide.
Si des mesures appropriées ne sont pas prises, les conditions d'écoulement se rapprocheront de plus en plus avec le temps des conditions "sans aménagement". C'est pourquoi les pompes doivent être arrêtées lorsque les dépôts atteignent une épaisseur entre 0,25 et 0,30 m, toutefois au plus tard lorsqu'ils sont de 0,50 m à la prise et arrivent ainsi au niveau de l'ouverture de prise. Sinon, on verra arriver des quantités de matières solides dans le puisard, lors des variations du débit du fleuve ou du régime de pompage. Lorsque la sédimentation atteint les épaisseurs critiques et le pompage donc arrêté, le barrage est à dégonfler pour chasser les dépôts de la retenue.

Le dégonflage changera les conditions d'écoulement: un abaissement du niveau d'eau se produit et il ne coule que peu ou très peu d'eau par l'ouverture de décharge. Le courant est entièrement conduit ou presque complètement vers le rétrécissement en forme d'entonnoir du canal fluvial. Il est donc accéléré dans le domaine du rétrécissement et surtout à la hauteur de la prise. La force tractive ainsi augmentée considérablement garantit ici une purge efficace, ce que l'on peut voir sur la photo 21. Il n'est pas possible sur un modèle à fond fixe d'étudier dans quelle mesure cet effet de purge se propage en amont. De toutes manières, le guidage du courant sans décollement garantit que des sédiments lessivés éventuellement dans des domaines plus éloignés ne se déposent pas dans le secteur de la prise et n'entrent pas dans l'amenée lorsque les pompes sont de nouveau mises en service.

Pour les intervalles de purges nécessaires pour le bon fonctionnement de l'installation, il est possible que l'épaisseur des sédiments dans le domaine de la prise ne joue pas à elle seule un rôle primordial. Le transport ultérieur des sédiments purgés pourrait devenir problématique en aval du barrage gonflable. Le débit y est diminué de la quantité d'eau pompée et ainsi de la capacité de transport réduite , surtout lors de débits peu élevés. On doit donc attendre des dépôts en aval du barrage gonflable, qui s'ils deviennent trop importants pourraient avoir un effet de remous jusqu'au barrage gonflable et réduisant ainsi l'effet des purges . Ce phénomène gênant peut être réduit par des purges plus fréquentes si besoin est.

Dans un tel cas, les pompes doivent être immédiatement arrêtées et le barrage gonflable baissé, jusqu'à ce que les conditions permettant le pompage sans risques soient ré-établies.Les sédiments en provenance du Bou Heurtma entrent presque entièrement dans la prise, étant donné que la configuration des ouvrages de la rive sont conçues expressément pour capter la totalité de l'eau douce du Bou Heurtma.

5.3.2. Conditions d'écoulement lors de débits-catastrophes

Le talus de la rive au-dessus de la plate-forme située à la cote 120,50 m CTN a une pente 1 : 1,3 pour des raisons de sécurité du revêtement de la berge (voir point 5.4.) avec une risberme d'un mètre de large à la cote 125,00 CTN.
L'alignement a résulté de la nécessité de guider même les débits-catastrophes, de telle manière qu'ils ne mettent pas en danger les ouvrages de prise.
Les eaux de la Medjerda arrivent en angle fermé sur cette rive, pendant que les débits-pointe du Bou Heurtma passent tangentiellement, mais en régime d'écoulement torrentiel les rives de cette partie.

Ceci exige un alignement bien arrondi des talus, de telle manière que quelque soit la combinaison des écoulements, il ne se produise pas de tourbillons de décollement, qui avec les vitesses d'écoulement survenant ici (entre 4 et 6 m/s) auraient une force telle qu'ils décolleraient des gabions ou moellons pesant des tonnes.

Dans le domaine de la prise, l'alignement des talus doit prendre en considération spécialement les crues de la Medjerda. L'ouvrage de prise même et ses raccordements en amont et en aval doivent bien s'imbriquer dans la rive.

Pour une évacuation sans danger des crues du Bou Heurtma, il est surtout nécessaire d'élargir le lit naturel en forme d'entonnoir inversé qui maintenant se rétrécit à cet endroit.
En même temps on obtient un courbement dans le sens de l'écoulement afin que les eaux du Bou Heurtma n'arrivent pas en angle droit, mais en angle fermé sur la Medjerda. On atteint ainsi que le jet des crues du Bou Heurtma se répande et soit donc freiné et n'attaque plus avec toute sa force le fond et la rive droite de la Medjerda.

Des formations de rouleaux ne peuvent être évitées que dans le cas très improbable d'une coïncidence d'ondes de crue de la Medjerda et du Bou Heurtma. En général chaque crue provoquera des rouleaux dans le secteur de l'embouchure et laissera des bancs de sédiments pouvant fort gêner le service des pompes. C'est pourquoi il est recommandé de maintenir le barrage dégonflé après chaque onde de crue jusqu'à ce que le domaine de retenue soit nettoyé de dépôts.

Si les crues ne proviennent que de la Medjerda, il se produit dans l'embouchure du Bou Heurtma un grand rouleau qui s'étend en amont le long de la rive gauche environ jusqu'au profil PO (voir photo 22).
En principe ces formes de rouleaux ont déjà pu être observés dans le fleuve non aménagé (voir schéma 7).
Par les changements prévus de l'alignement de la rive, ils n'ont pas pu être éliminés mais sensiblement réduits dans leur extension en aval.

Une crue du Bou Heurtma, survenant lorsque le lit de la Medjerda est presque à sec produit deux rouleaux (voir photo 23). Celui le long du bord droit du jet n'a pas d'importance pour la prise.

Par contre le rouleau plat se trouvant entre le jet et la rive gauche forme un banc de sédiments diagonal à travers le lit principal et en amont de la prise, qui dans des cas extrêmes peut atteindre la hauteur 120,50 m CTN de la plate-forme et interrompre l'arrivée d'eau à la prise. Dans ce cas, le service des pompes doit être interrompu jusqu'à ce que l'amenée de la prise soit à nouveau rendue libre, que ce soit par la purge naturelle seule ou à l'aide des engins.

Les résultats décrits dans ce chapitre sur les effets hydromécaniques lors de débits-catastrophes, en particulier sur la formation de rouleaux et de décollements jouent un rôle très important pour les mesures de protection traitées au chapitre suivant.

5.4. Mesures de protection

Les ouvrages sont exposés pendant les crues à des forces hydrodynamiques beaucoup plus importantes que celles se produisant par exemple à la prise de Badrouna, car

a. l'emplacement se trouve juste en aval d'un méandre serré,

b. au confluent Medjerda/Bou Heurtma des phénomènes particuliers peuvent se produire (voir chapitre 5.3.2.)

c. les ouvrages dans le lit même du fleuve provoquent par leur forme des conditions spéciales.

Les ouvrages testés en modèles sous des conditions extrêmes de crues sont décrits au chapitre 4.3. Seuls les résultats obtenus lors du placement des perrés en moellons étaient satisfaisants. Selon les forces dynamiques locales différentes, quatre classes de moellons ont été prévues (1000 kg, 400 kg, 120 kg et 30 à 35 kg). Le matériau peut être trouvé dans la région. Les perrés seront tous placés sur une couche de base filtrante (voir Annexe 22).

Il y a lieu de protéger:

a. l'ouvrage-directeur en palplanches avec sa tête et son encastrement dans la berge de la rive droite de la Medjerda,

b. le lit du fleuve en aval du barrage gonflable,

c. le fond du lit dans le domaine entier de la prise,

d. la plate-forme sur la rive gauche (berges et superficies),

e. les berges des rives, surtout celles au-dessus de la plate-forme.

L'ensemble des mesures de protection préconisées à l'issue d'un vaste programme d'essais est indiqué sur le plan en Annexe 20.

La bande d'environ 3 mètres de large directement en aval de l'ouverture directeur est la plus attaquée . Les moellons de 1000 kg (voir aussi Annexe 16, coupe A-A) à placer ici doivent être mis avec beaucoup de soins puisque lors du passage des crues au-dessus de l'ouvrage-directeur, des dépressions importantes se feront à cet endroit, d'où le risque d'enlèvement des blocs même de 1000 kg. Le point le plus sensible est la tête (extrémité aval) de l'ouvrage-directeur. Lors des essais avec un fond de lit non protégé, il se formait ici des affouillements d'une profondeur telle que le barrage gonflable y disparaîtrait rapidement. A cet endroit, (voir Annexe 17, coupe B-B), le perré lourd sera renforcé et élargi et il sera en plus posé en pente (1:2,5) jusqu'à la hauteur de la crête (120,50 m CTN) de l'ouvrage-directeur pour former une sorte d'épi.

Adjacentes à cette bande de perré ultra-lourd, il y a deux autres bandes consécutives de 5 à 7 m de large et composées de moellons de 400 et 120 kg respectivement. Ceci est nécessaire pour éviter des affouillements en aval qui produiraient des pentes plus fortes que 1:5. Lors de la formation de telles pentes, le décollement et le déplacement des moellons commence à se faire fortement sentir. En amont de l'ouvrage-directeur, on n'a besoin que d'une bande de 2,5 m en moellons de 120 kg en pente légère vers le fond du lit.

Un danger d'affouillement existe également en aval du barrage gonflable. La proximité de la rive rend nécessaire une protection couvrant une certaine superficie, on a prévu 30 x 20 m en moellons de 400 kg et une bande adjacente de 10 m en moellons de 120 kg (voir Annexe 20, coupe D-D). Plus en aval, cette protection se prolonge en une bande de 5 à 3 m de long du pied de la berge, jusqu'à la hauteur du profil P 15 (au-delà du plan, Annexe 20), où l'on peut attendre une zone de calme relatif à la suite d'une courbure.

Le fond du lit aura seulement juste en aval une légère protection en moellons de 30 - 35 kg (voir Annexe 18, coupe D-D). Cette protection résistera au courant lors des opérations de purge permettra d'éviter donc que le fond soit creusé trop profondément ou irrégulièrement lors du dégonflage du seuil. Les forces effectives dans ce domaine sont relativement faibles et une légère protection suffira pleinement. Lors de l'exécution de cette partie de la protection, on devra veiller à ce que la rugosité du lit reste dans les limites définies, sinon des turbulences se formeront ayant pour résultat qu'il entre davantage de matières solides dans la prise.

Le pied de la plate-forme en amont (voir Annexe 21, profil 1), subit à peu près les mêmes attaques - lors des crues-catastrophe - que la bande en aval de l'ouvrage directeur. Cette zone recevra donc une protection ultra-lourde en moellons de 1000 kg. Exception faite de cet endroit, la plate-forme sera protégée par des perrés plus légers (moellons de 400 kg sur la berge et de 120 kg sur la surface et la berge au-dessus) jusqu'à la hauteur de la riberme à la cote 125,0 m CTN. En alternative, on pourrait choisir un pavage serré de 40 - 45 cm d'épaisseur. La partie supérieure de la berge sera suffisamment protégée en y appliquant une couche légère en moellons de 30 - 35 kg. On peut penser aussi, dans ce secteur, à une protection biologique par la plantation de buissons, à la seule condition que l'on puisse les préserver contre les bestiaux (voir Annexes 21 et 22, profils 0, 9, 10, 11 et 12).

Les ouvrages et les rives ainsi protégés ne seront pas détruits par les crues de la Medjerda. Les grandes eaux, selon leur débit de pointe produiront des affouillements de 2 à 6 m de profondeur (voir photos 24, 25 et 26), ces déformations du lit seront les plus accentuées lors des débits de 1.800 à 2.000 m/s, remplissant le profil du lit jusqu'au bord et produisant les vitesses les plus élevées du courant. Pour des débits plus importants, il y aura des débordements ayant comme résultat une nette réduction des vitesses et des attaques (voir bibliographie 28 et 29), ce qui est démontré sur les photos 24, 25 et 26 et les masques de courbes de niveau de ces dernières. L'emplacement des affouillements se trouve hors de la zone de danger pour les ouvrages et les berges. Les petites crues inférieures à 1.000 $m^3/s$ ne provoqueront pas de déformation des parties protégées.

Des crues extrêmes du Bou Heurtma pourraient éventuellement détruire l'ouvrage directeur amont de la section d'amenée en palplanches et la protection de fond à cet endroit. Ce risque serait réel lors d'une crue montant si rapidement que le fond du lit en aval n'ait pas le temps de se déformer. Il y aura alors une onde stationnaire avec un ressaut ondulé consécutif sur le radier (perré en moellons), juste en aval de l'ouvrage directeur. Les forces dynamiques actionnantes lors d'un tel événement sont d'un ordre de grandeur tel que les moellons seront déportés et ensuite les palplanches de l'ouvrage directeur arrachées. Pour limiter les dégâts d'un événement pareil, dont la probabilité est minime, il a été proposé de prévoir un endroit de rupture voulue à la partie amont et pour la protection de la partie la moins attaquée, qui sera en aval du pertuis dans l'ouvrage directeur (voir schéma 8 et Annexe 18, coupe C-C).

Si par contre, la crue du Bou Heurtma ne monte que lentement, un affouillement se formera en aval de l'ouvrage directeur dès que les débits atteignent 200 à 500 $m^3/s$. Cet affouillement, à une profondeur de 3 à 4 m, présente un matelas d'eau suffisant pour amortir l'énergie kinétique. Des crues ayant cette caractéristique ne détruisent pas l'ouvrage directeur même si leur débit de pointe atteint 1.000 $m^3/s$. Les photos 27, 28 et 29 avec leurs masques montrent le phénomène.

Les profondeurs des affouillements telles qu'elles on' été mesurées sur le modèle ne seront pas atteintes en réalité, parce que l'eau du fleuve est chargée de matières en suspension ce qui réduit son pouvoir d'érosion par rapport à l'eau claire du modèle. Les résultats des essais comportent donc une marge de sécurité. Les affouillements formés lors de la crue montante se rempliront totalement ou partiellement lors de la crue descendante, bien que le matériau ne soit plus des moellons mais des sédiments fluviaux. Par conséquent les perrés de fond seront attaqués par leurs bords et des moellons disparaîtront dans des affouillements. Ceci n'annule pas immédiatement l'efficacité de la protection mais nécessite une observation et éventuellement des réparations après les grandes crues. En tout cas, il sera nécessaire de vérifier l'ensemble après des crues dépassant 1.500 $m^3/s$ pour la Medjerda ou 750 $m^3/s$ pour le Bou Heurtma respectivement. On vérifiera également s'il n'y a pas de moellons qui se sont placés juste devant les ouvertures de la prise ce qui gênerait l'arrivée d'eau.

4. Résumé

La prise sur le fil de l'eau telle qu'elle a été conçue dans une première expertise pour le projet d'irrigation de Bou Heurtma, a été testée puis adaptée sur deux modèles hydrauliques.
A cause de l'amplitude très importante entre les débits d'étiage de la Medjerda et les grandes crues, il a été nécessaire de construire deux modèles:

l'un à l'échelle 1:20 pour la simulation des conditions lors du pompage en période de faibles et moyens débits du fleuve,

l'autre à l'échelle 1:30 pour vérifier les mesures de protection des rives sous les conditions de crue.

Par de longues et nombreuses séries d'essais, on a développé par itération une solution qui satisfait sous tous les aspects. Les parties essentielles sont:

Un ouvrage-directeur en palplanches qui sert à concentrer le courant d'eau vers la section d'amenée, puis le barrage gonflable servant de régularisateur de niveau d'eau, et, finalement le bâtiment de la prise même comprenant trois conduites d'amenée avec grilles et fermetures de sécurité, puisard commun et la station de pompage à trois pompes (2,5 $m^3/s$ chacune).

L'emplacement sur la rive gauche de la Medjerda, peu en aval de l'embouchure du Bou Heurtma est le résultat des impératifs suivants:

a) capter le plus possible des eaux du Bou Heurtma qui sont de bonne qualité,

b) garder une distance adéquate de l'endroit même du confluent, où il y a la formation de sédiments qui ne doivent pas être transportés dans la prise,

c) faire usage des effets du courant spiroïde, provoqué par le coude du méandre en amont du confluent, pour éviter le plus possible l'aspiration du matériau charrié,

d) raccourcir au minimum la distance entre l'ouvrage de prise et l'emplacement du bassin de décantation.

La configuration et la forme des différentes parties de l'ouvrage et l'alignement des rives ont été variées jusqu'au moment où:

a) l'amenée des eaux vers la prise est suffisante et assurée,

b) le courant vers la prise ne montre plus de décollements,

c) en vue de l'ensemble des courants dans le domaine de la prise on peut compter sur un minimum de charge en matières solides dans les eaux arrivant au puisard,

d) les eaux du Bou Heurtma arrivent dans leur presque totalité à la prise,

e) la remobilisation d'éventuels sédiments formés dans l'emprise de l'ouvrage est possible par un contrôle adéquat des conditions hydrauliques,

f) la formation de dépôts dans l'ouvrage et dans le puisard est rendue impossible lors du fonctionnement normal de l'ensemble,

g) il est exclu que les pompes puissent aspirer de l'air.

h) les ouvrages et les rives ne sont plus mis en danger par l'érosion et par les affouillements, même lors des grandes crues,

i) les ouvrages et les rives peuvent résister à une crue-catastrophe.

Il s'est avéré, lors des études, qu'il y a d'importantes différences entre les deux emplacements considérés pour ce qui est de la meilleure forme et du meilleur alignement des ouvrages, bien que les deux emplacements ne soient éloignés que de 22,50 m entre eux.
Il convient donc de mentionner spécialement que la solution trouvée ne correspond qu'à l'endroit exact pour lequel elle a été conçue.

Darmstadt, 19.3.1976

Institut de l'Hydraulique
et des Aménagements
de l'Université Technique
de Darmstadt

signé Prof. Dr. Ing. W. Schröder

Photo 1: Reproduction du terrain avec les profils en travers en plaques de panneaux durs et avec du sable comme matériau de remplissage

Photo 2: Reproduction de l'ouvrage de prise à l'échelle 1 : 30 avec nettoyage par grille et fermetures de sécurité.

Photo 1. Limnimètre à pointe sur trépied spécial pour mesures de niveaux d'eau

Photo 4: Essais striostoscopiques et répartition de la vitesse au fond du lit du fleuve

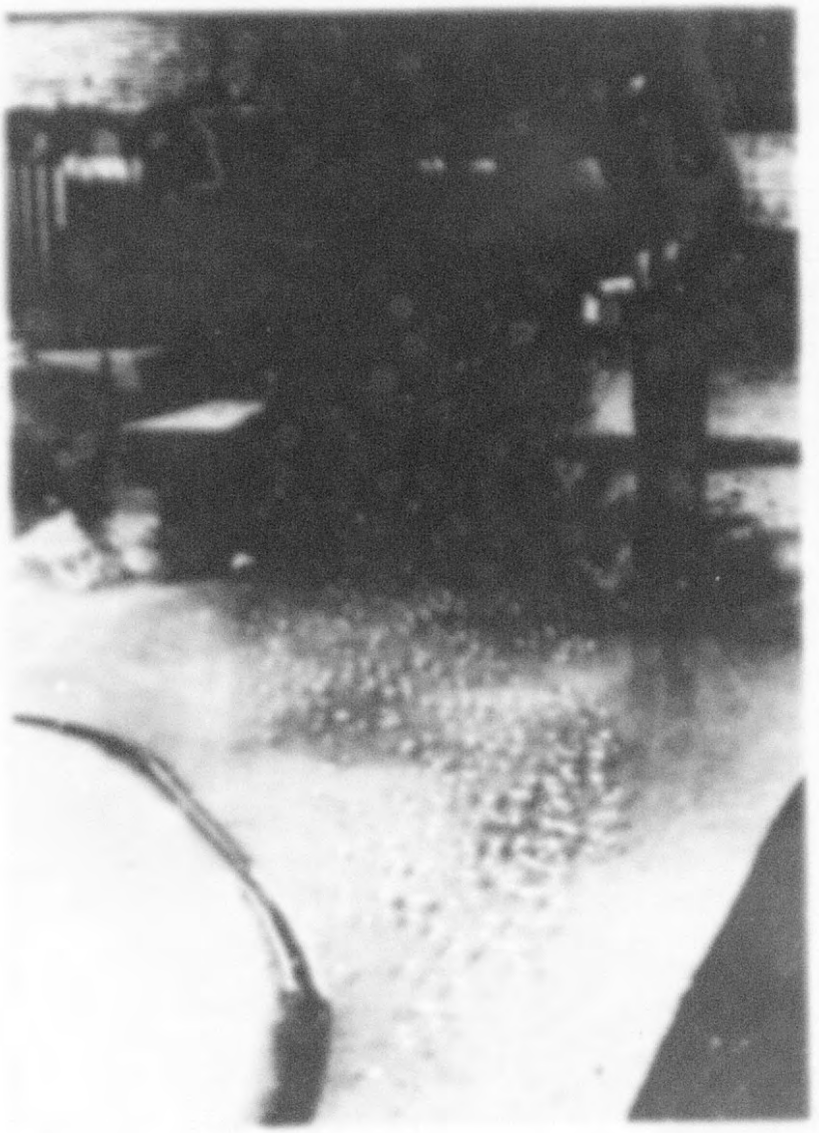


Photo 5: Morceaux de papier servant á démontrer la répartition de la vitesse á la surface du fleuve

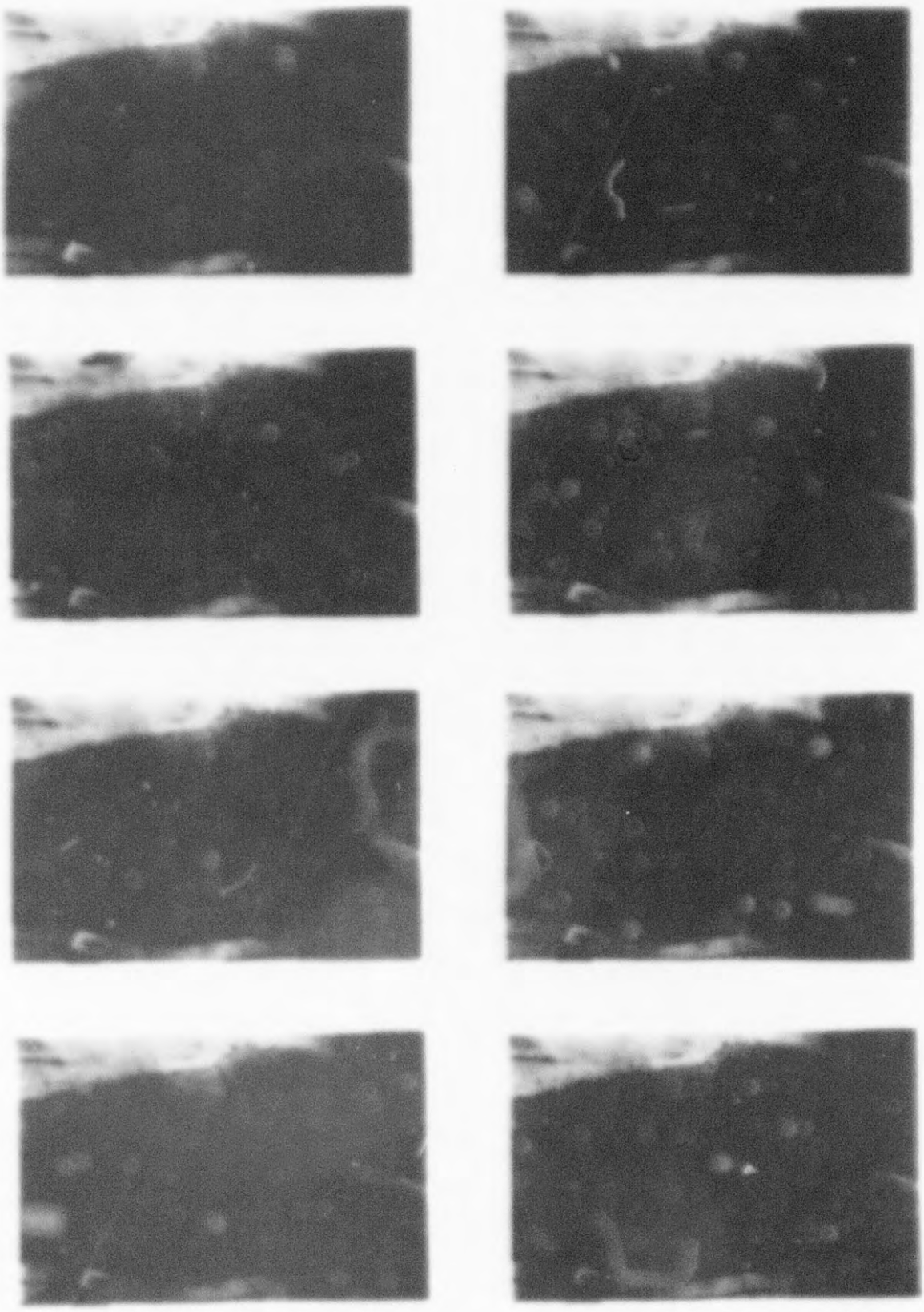


Photo 6: Série de photos avec flotteurs pour la détermination de la direction et de la grandeur des vecteurs de vitesse

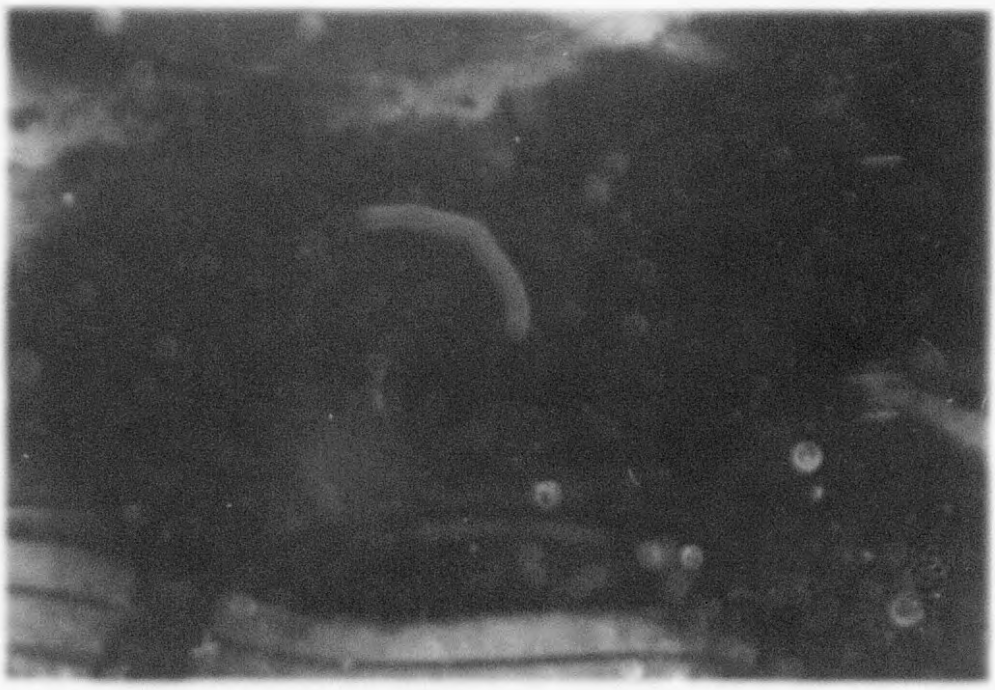


Photo 7: Coloration des écoulements afin de rendre visibles les courants tridimensionnels

Photo 9: Zone de mélange à la hauteur de l'embouchure du Bou Heurtma pour $Q_M$ = 300 $m^3/s$ et $Q_{BH}$ = 25 $m^3/s$

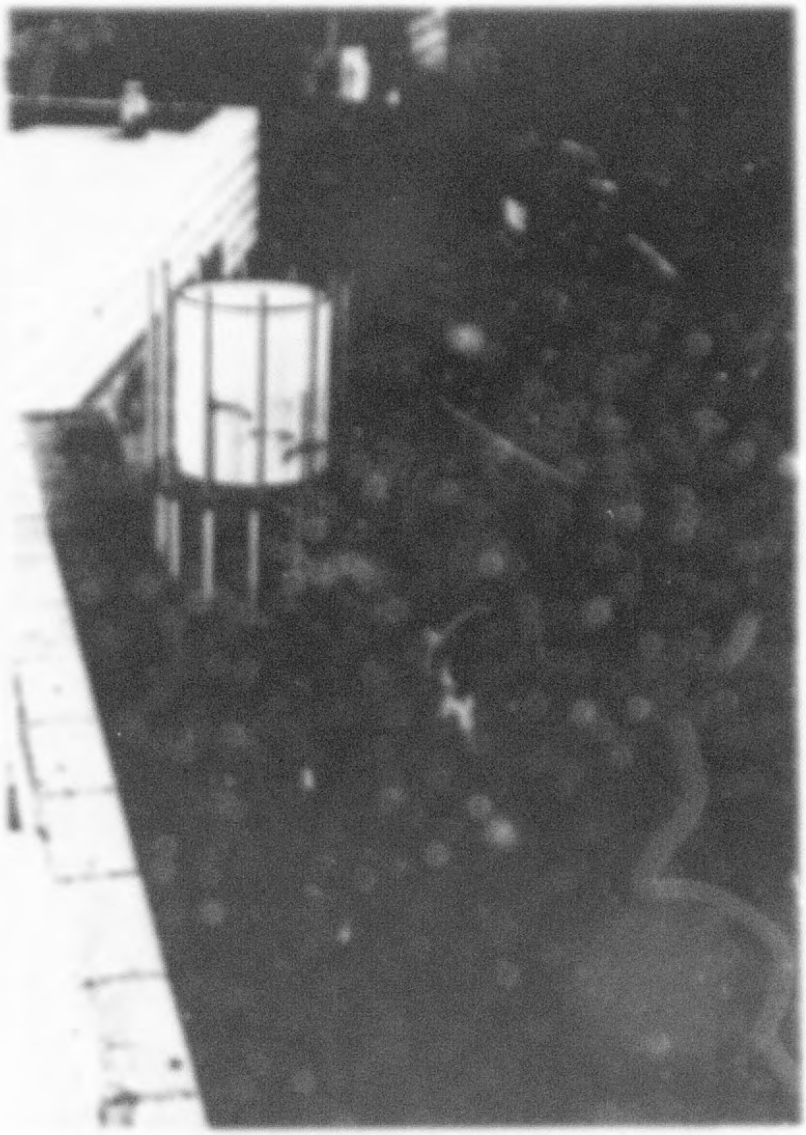


Photo 8: Appareil pour mesures et enregistrement des variations de pression dans le puisard de l'ouvrage de prise

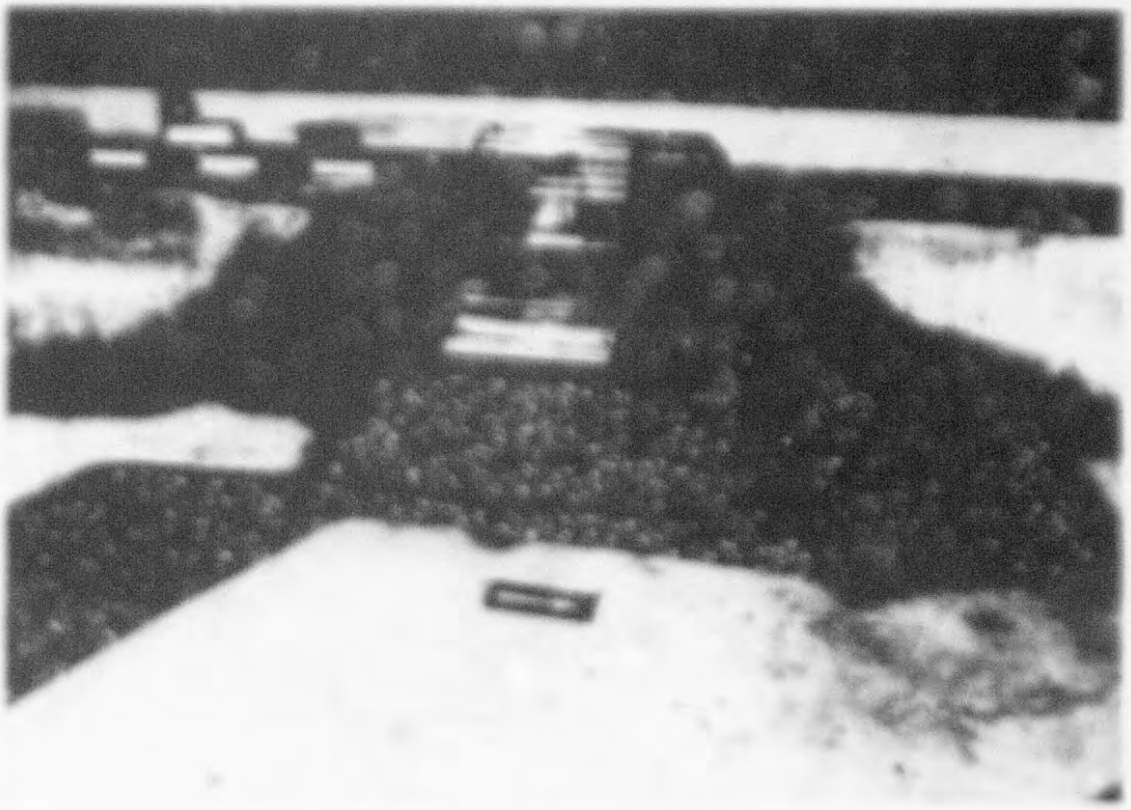


Photo 10: Variante I, vue de l'installation de prise avec station de pompage, barrage gonflable, ouvrage directeur et fond du lit du fleuve.

Photo 11: Variante I, essais striostoscopiques montrant le courant sur le fond du lit du fleuve

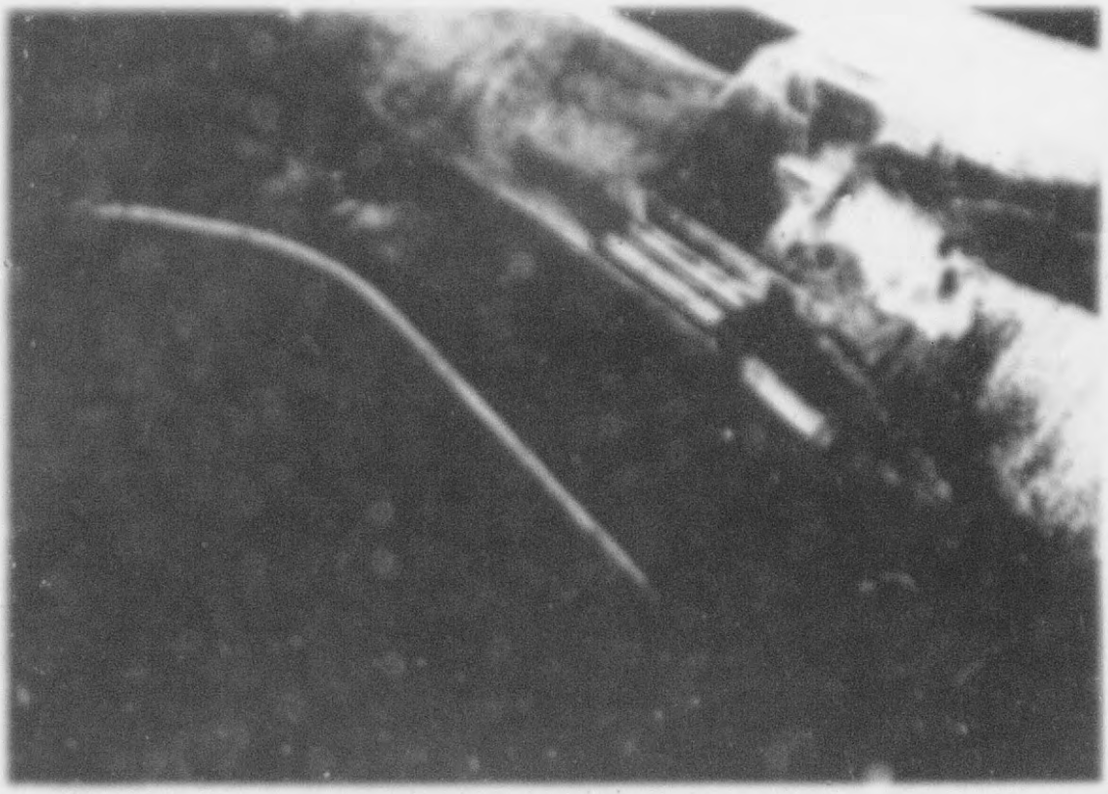


Photo 12: Variante II, vue du courant inférieur, sur le côté gauche de la photo, fermeture de sécurité

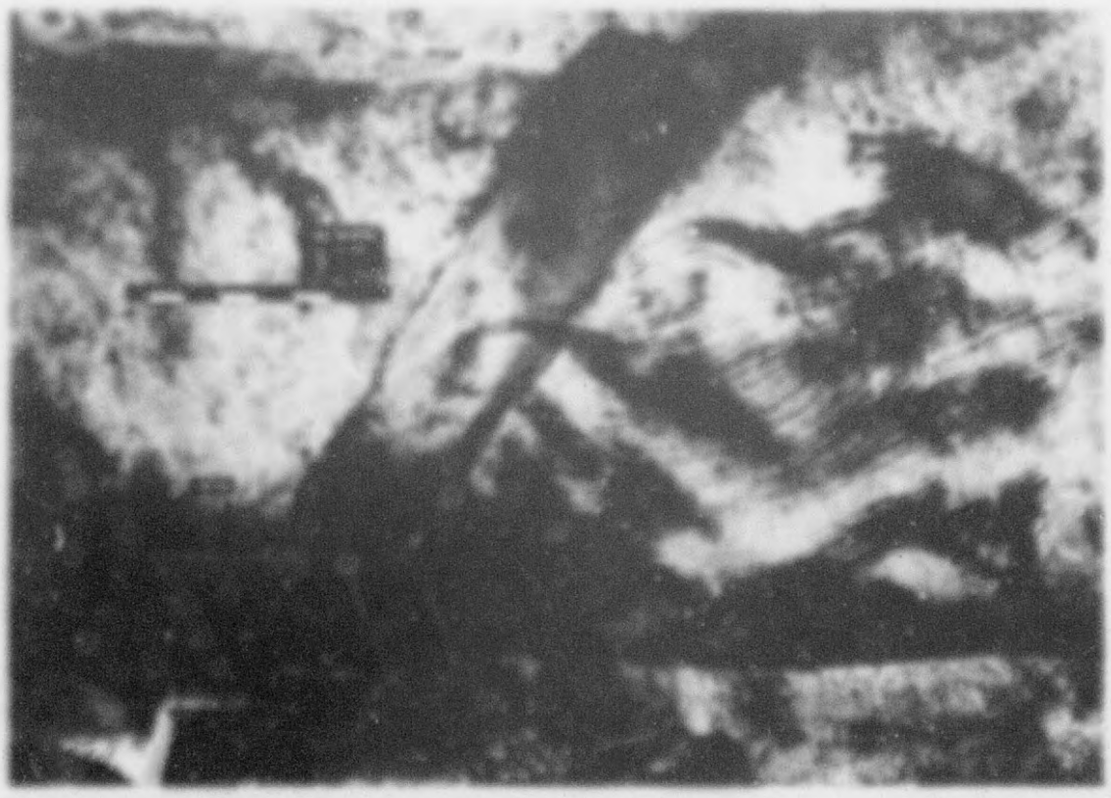


Photo 13: Variante II, essais strioscopiques sur le courant sur le fond du lit du fleuve

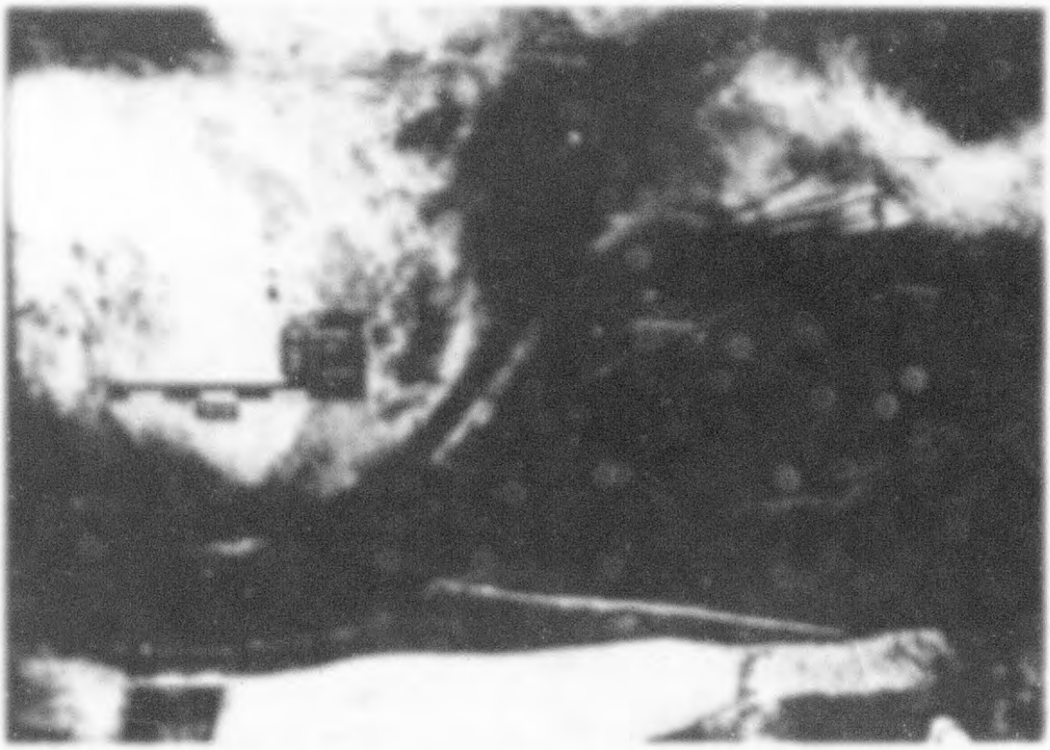


Photo 14: Variante II, essais stroboscopiques

Photo 15: Variante IV avec les différences d'approche selon la fréquence des décollements

Photo 16: Variante VI, essais strioscopiques pour le courant de fond

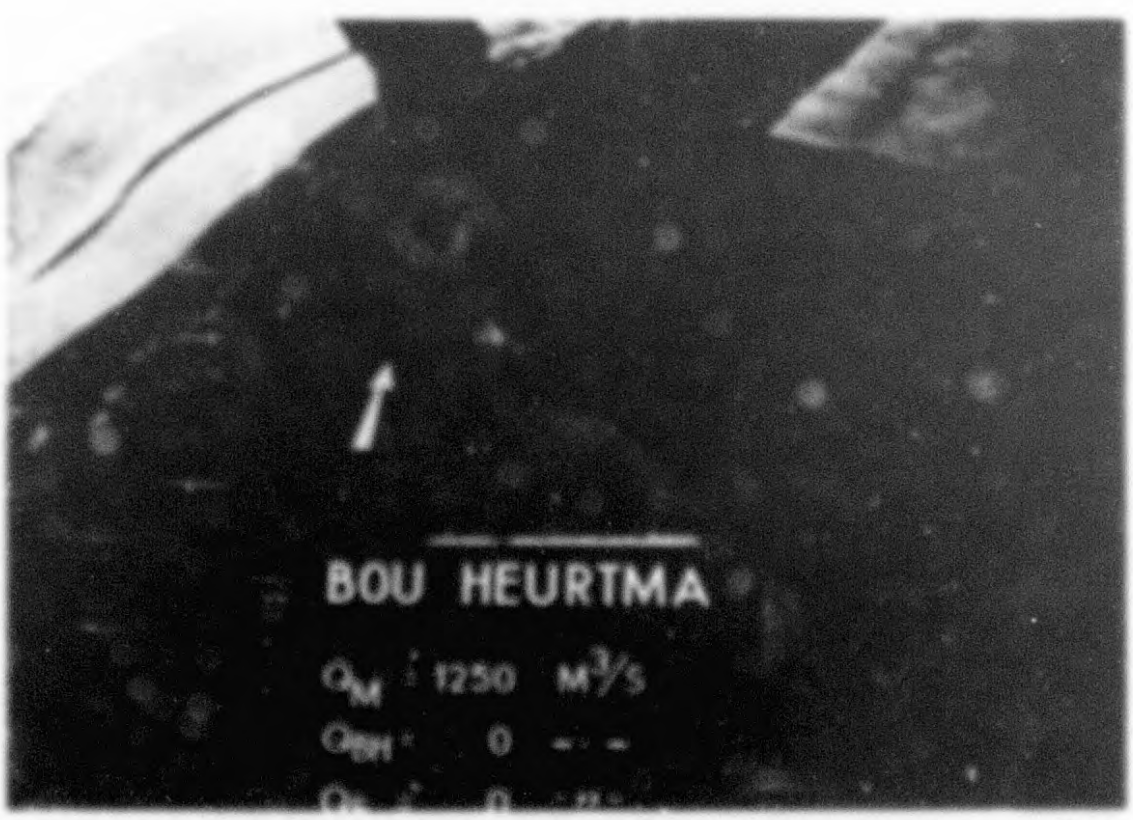



Photo 17: Variante VII, érosion sur la rive droite en aval de l'ouvrage directeur

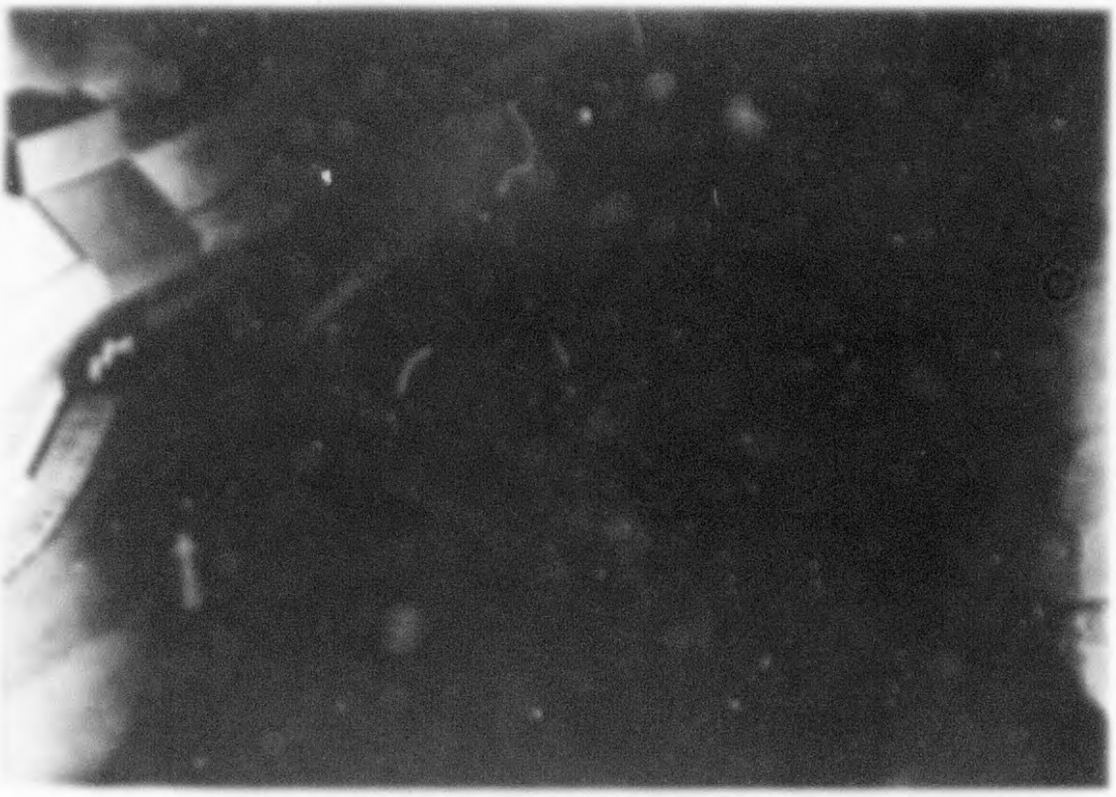


Photo 18: Dépôts sur la rive droite ainsi que déformations sur la rive gauche lors d'une protection combinée gabions et moellons

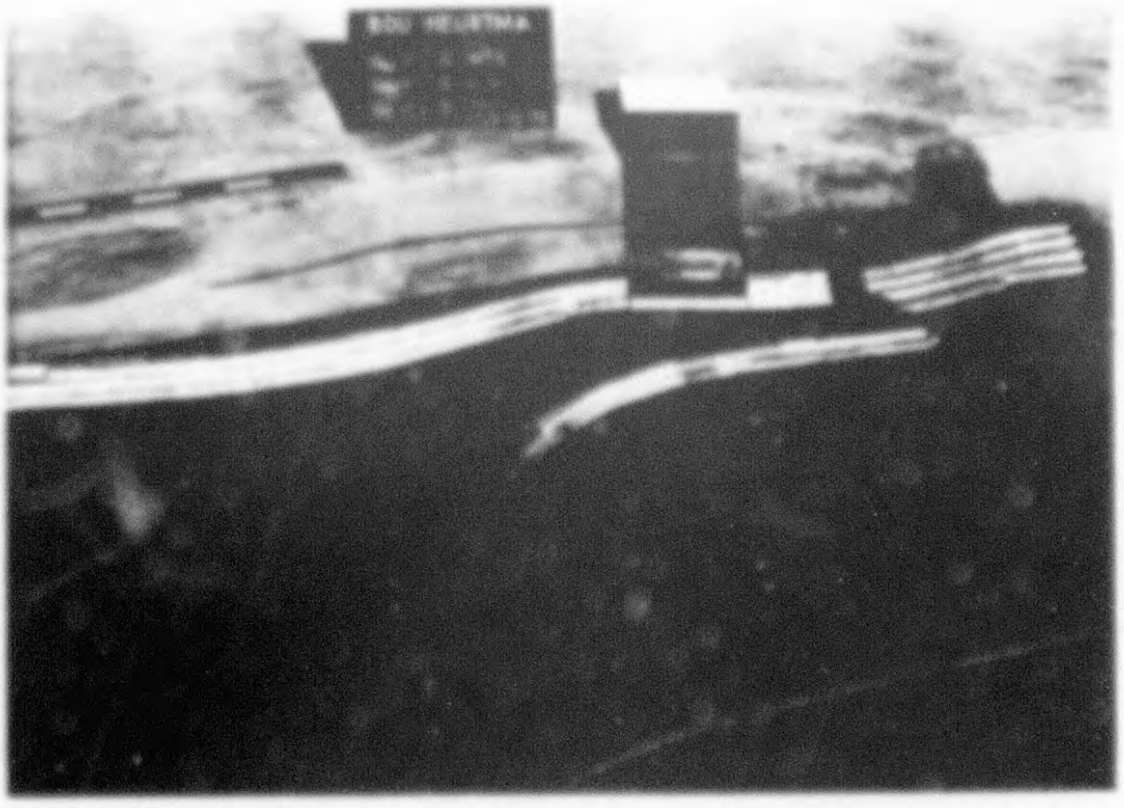


Photo 19: Protection des ouvrages avec gabions vérifiée à la variante VII sur le modèle de crues

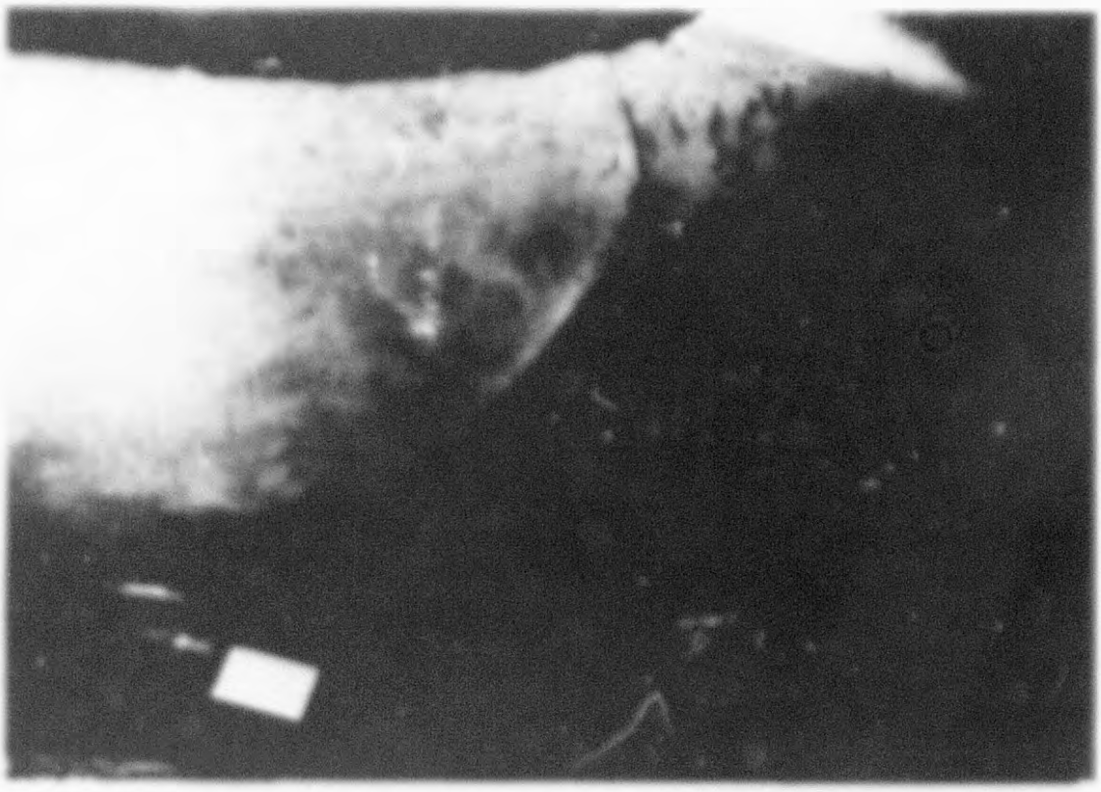


Photo 20: Variante X, courant du fond dans le lit de basses-eaux lors du service des pompes

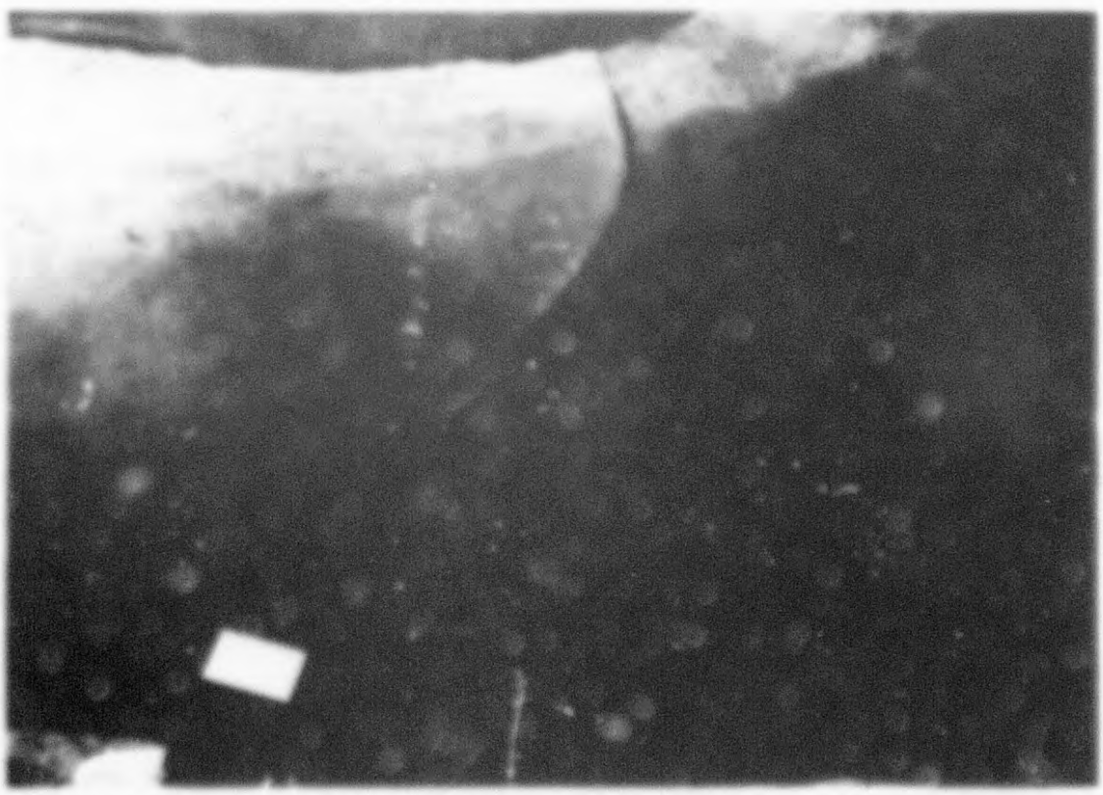


Photo 21: Variante X, courant sur le fond dans le lit de basses-eaux lors des effets de purge

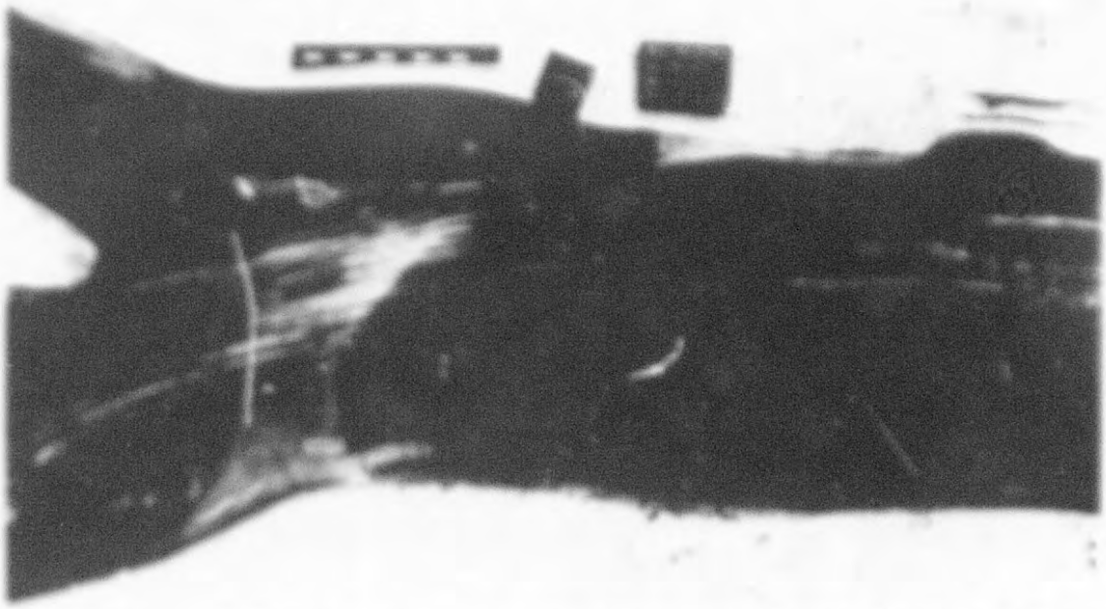


Photo 22: Variante X, courant à axe vertical dans l'embouchure du Bou Heurtma lors d'une crue de la Medjerda

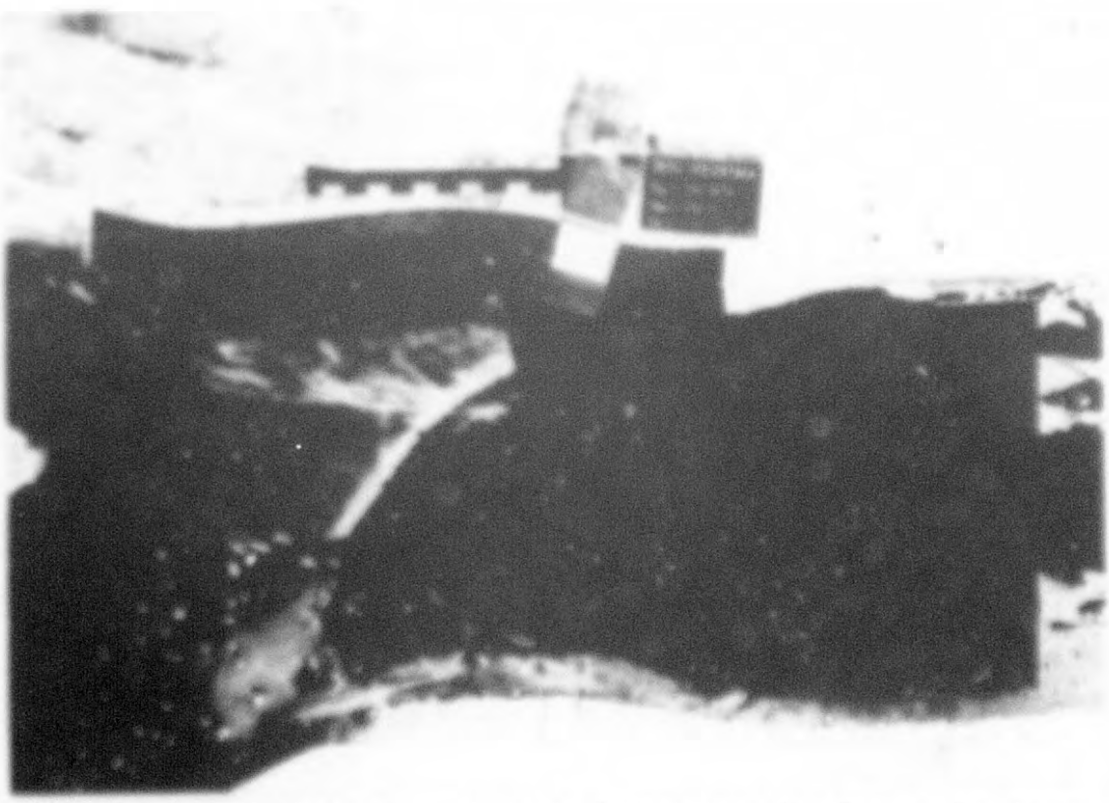


Photo 23: Variante X, courant à axe vertical sur la rive gauche lors d'une crue du Bou Heurtma

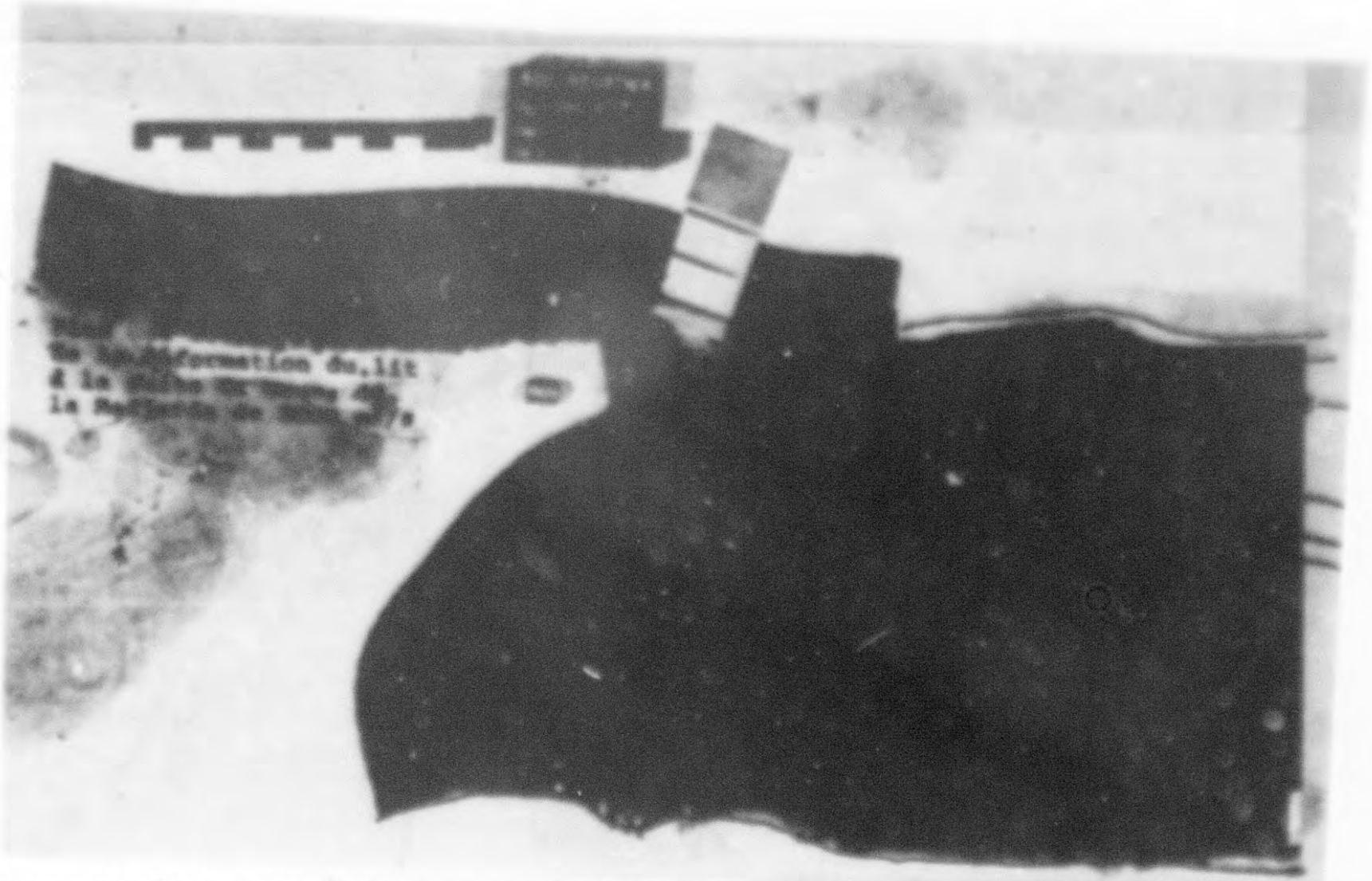


Photo 24: Etat du revêtement en perré et du fond mobile [illegible] de la Medjerda de 2000 $m^3/s$

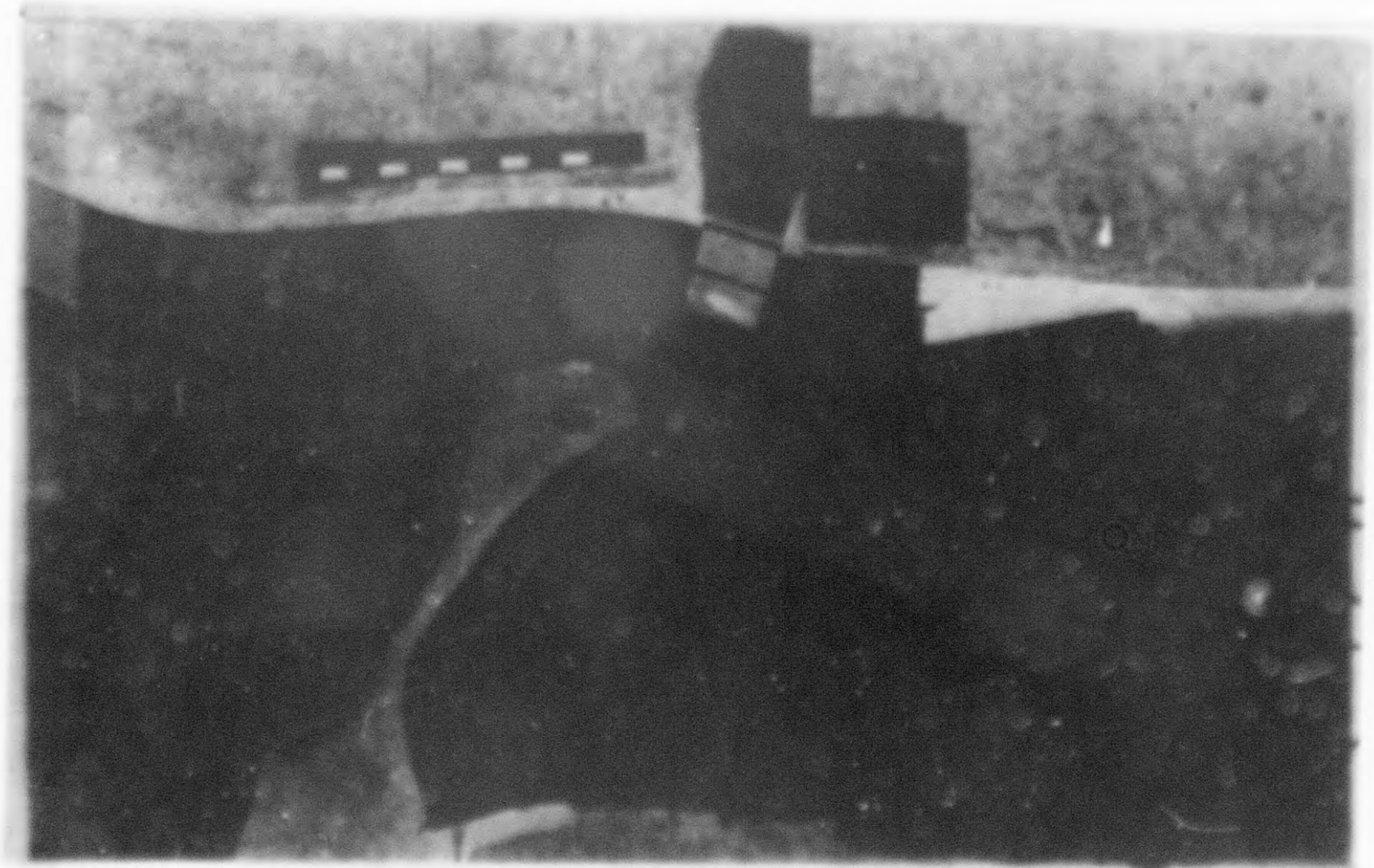


Photo 25: Etat du revêtement en perré et du fond mobile après une crue de la Haute-Sé de 1500 $m^3/s$

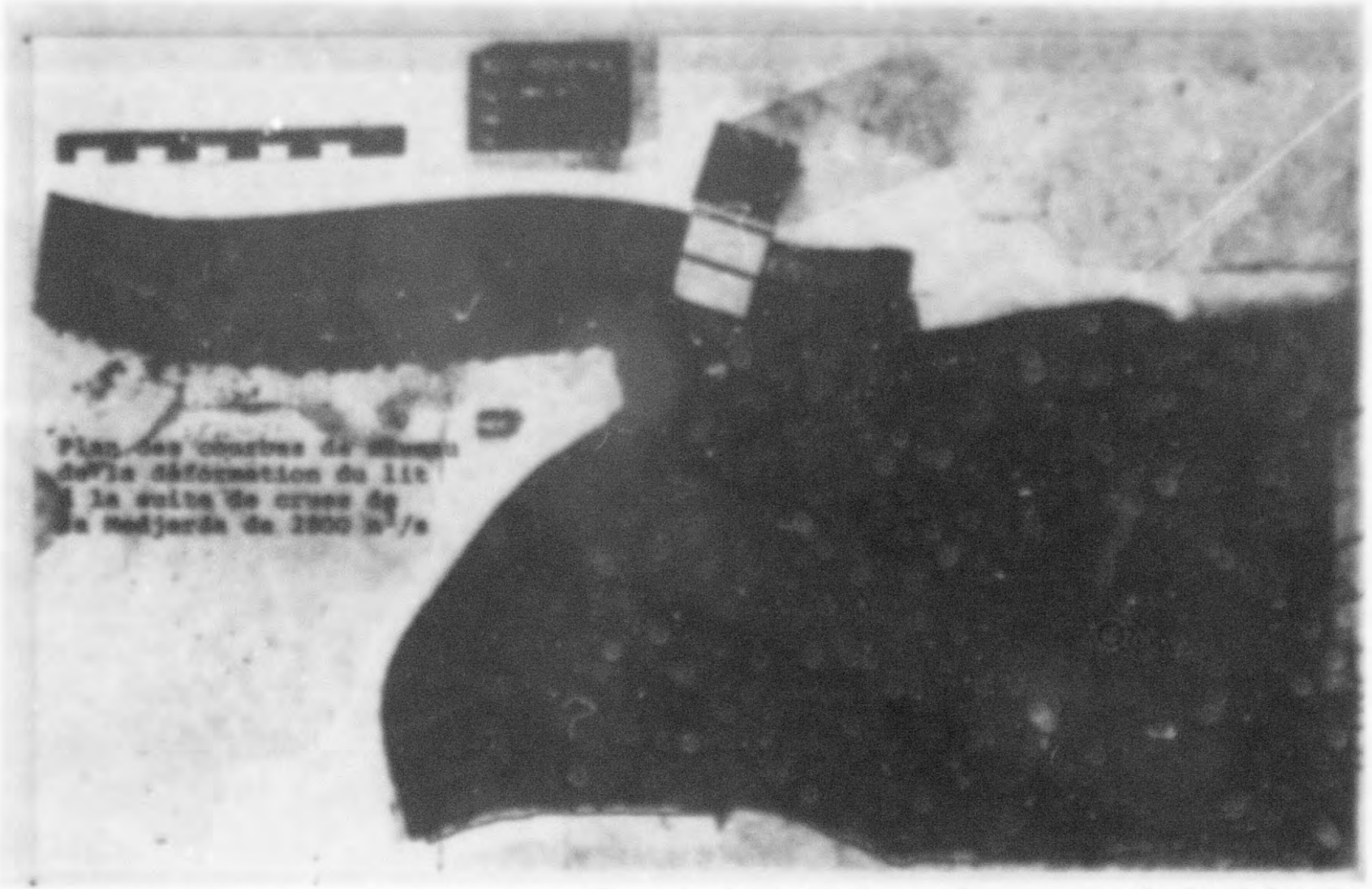


Photo 26: Etat du revêtement en perré et du fond mobile après une crue de la Medjerda de 2800 $m^3/s$

Photo 27: Etat du revêtement en perré et du fond mobile après une crue du Bou Heurtma de 750 $m^3/s$

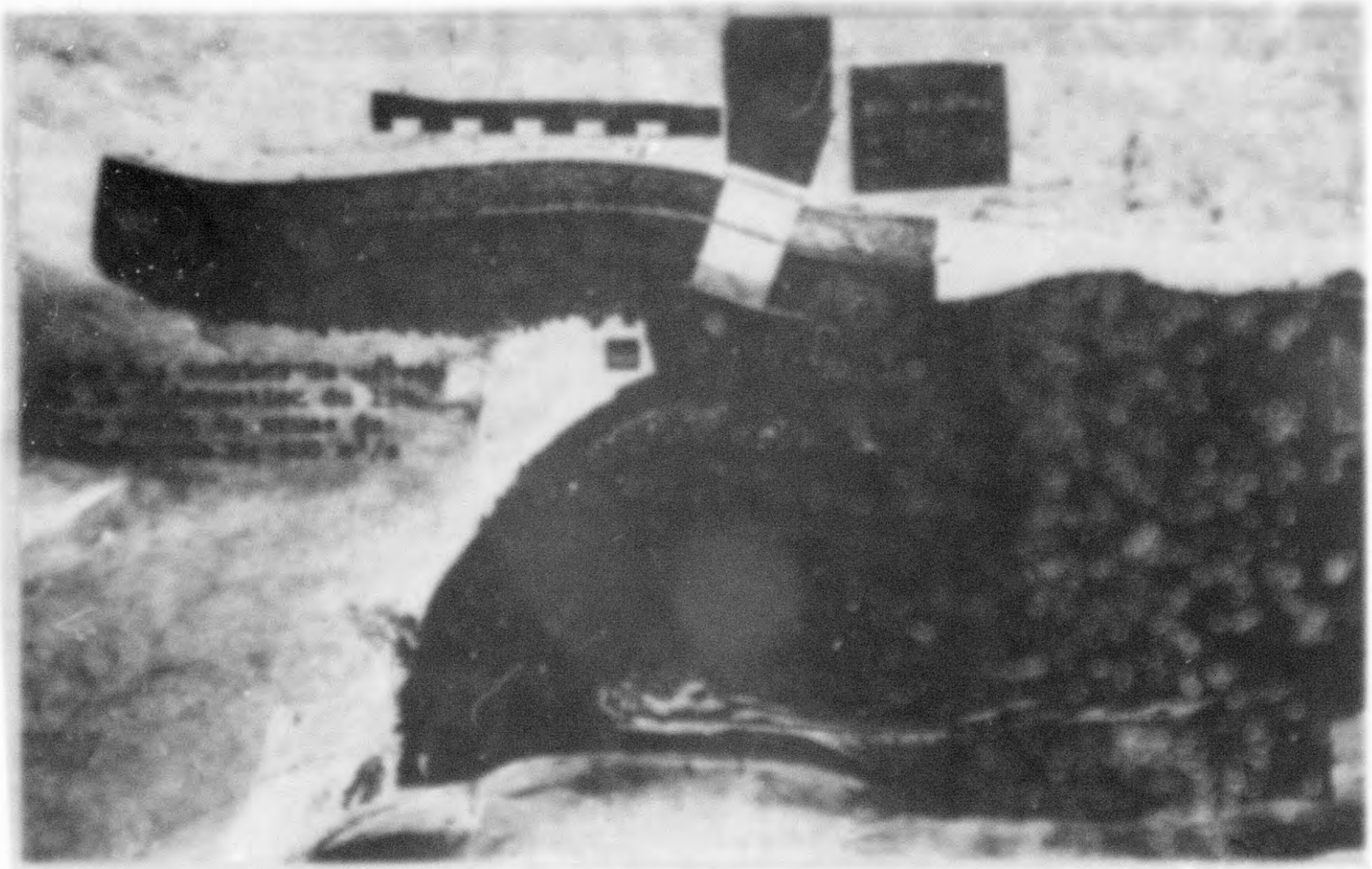


Photo 28: Etat du revêtement en perré et du fond mobile après une crue du Bou Heurtma de 900 $m^3/s$

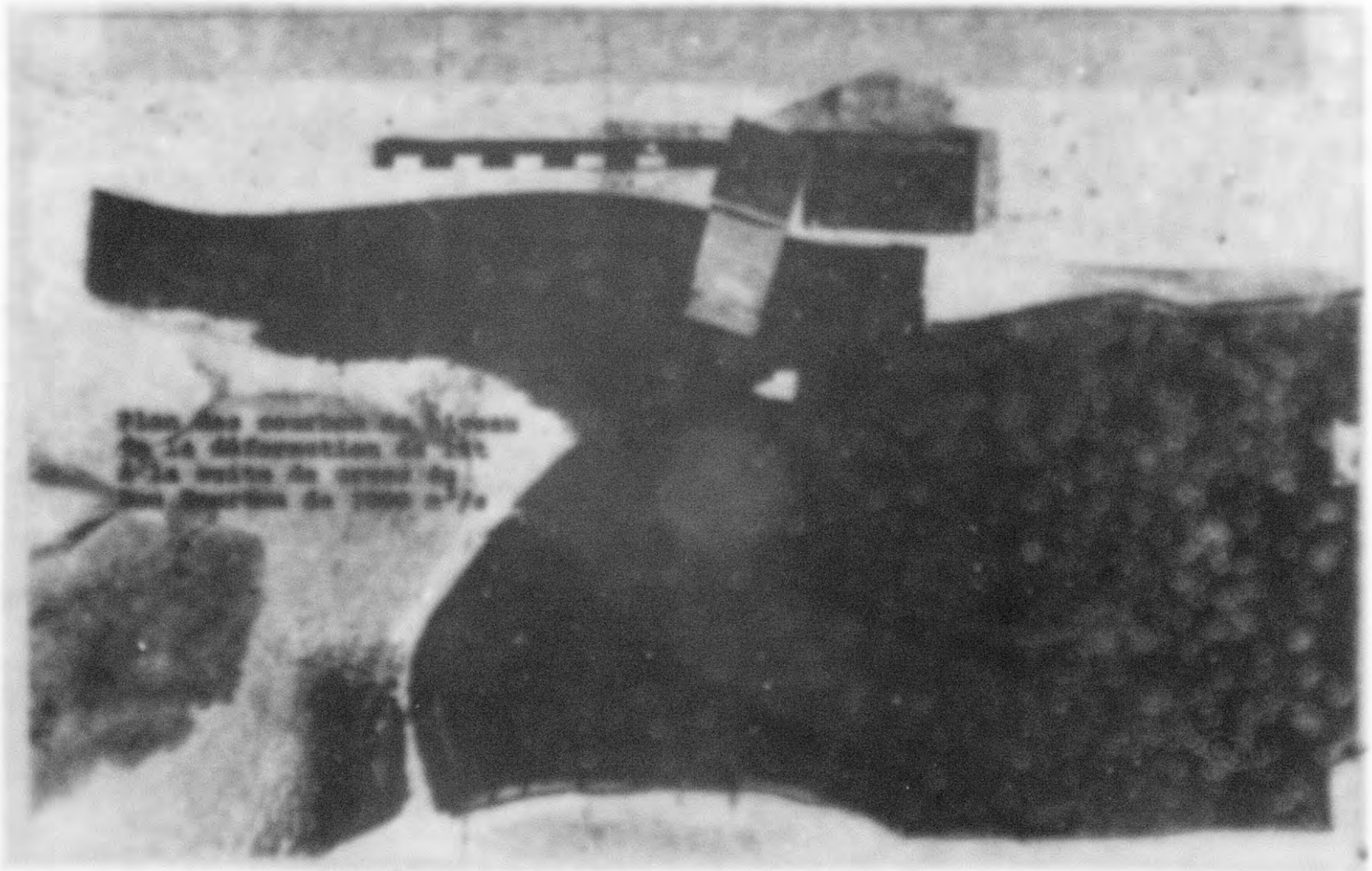
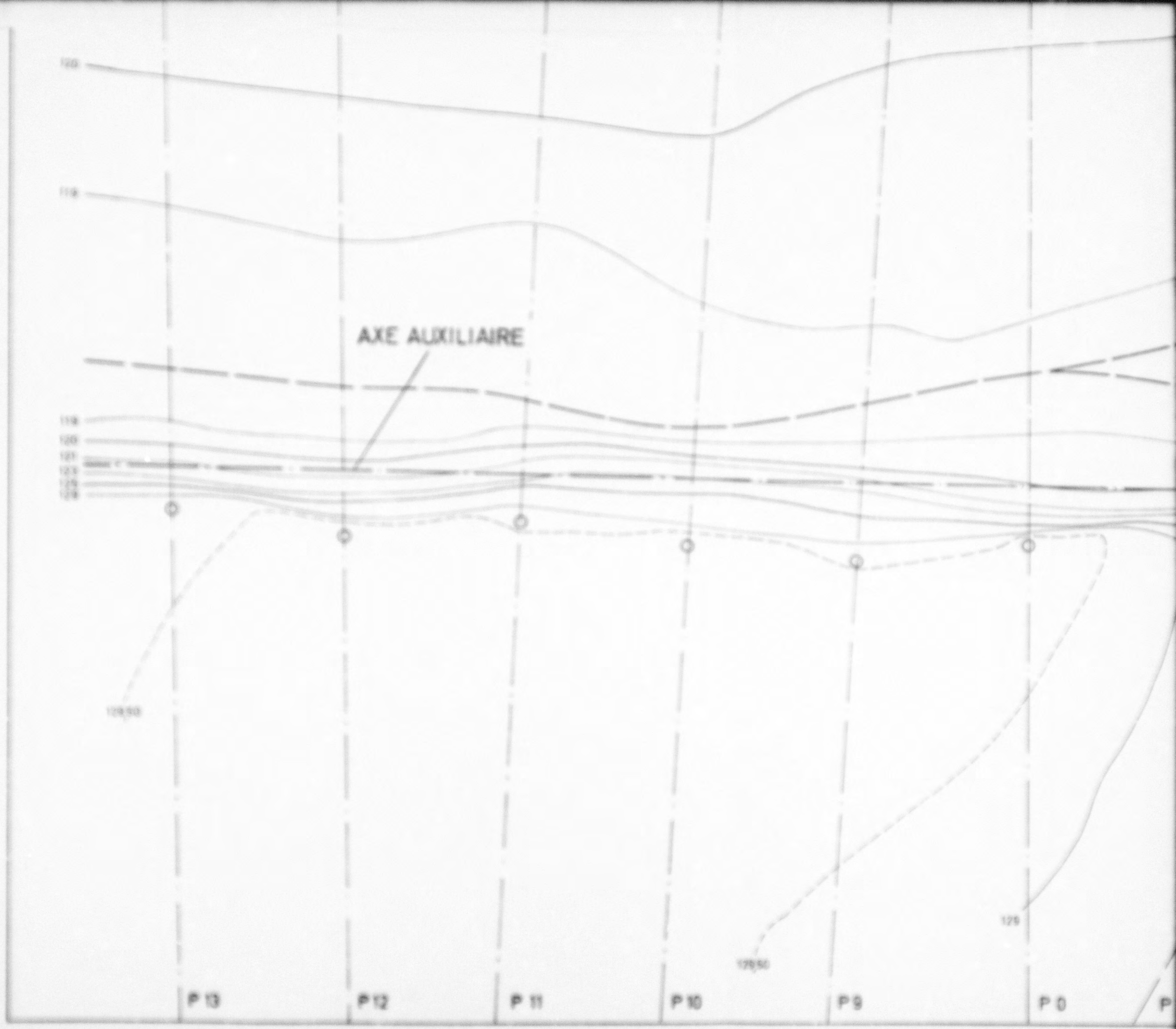
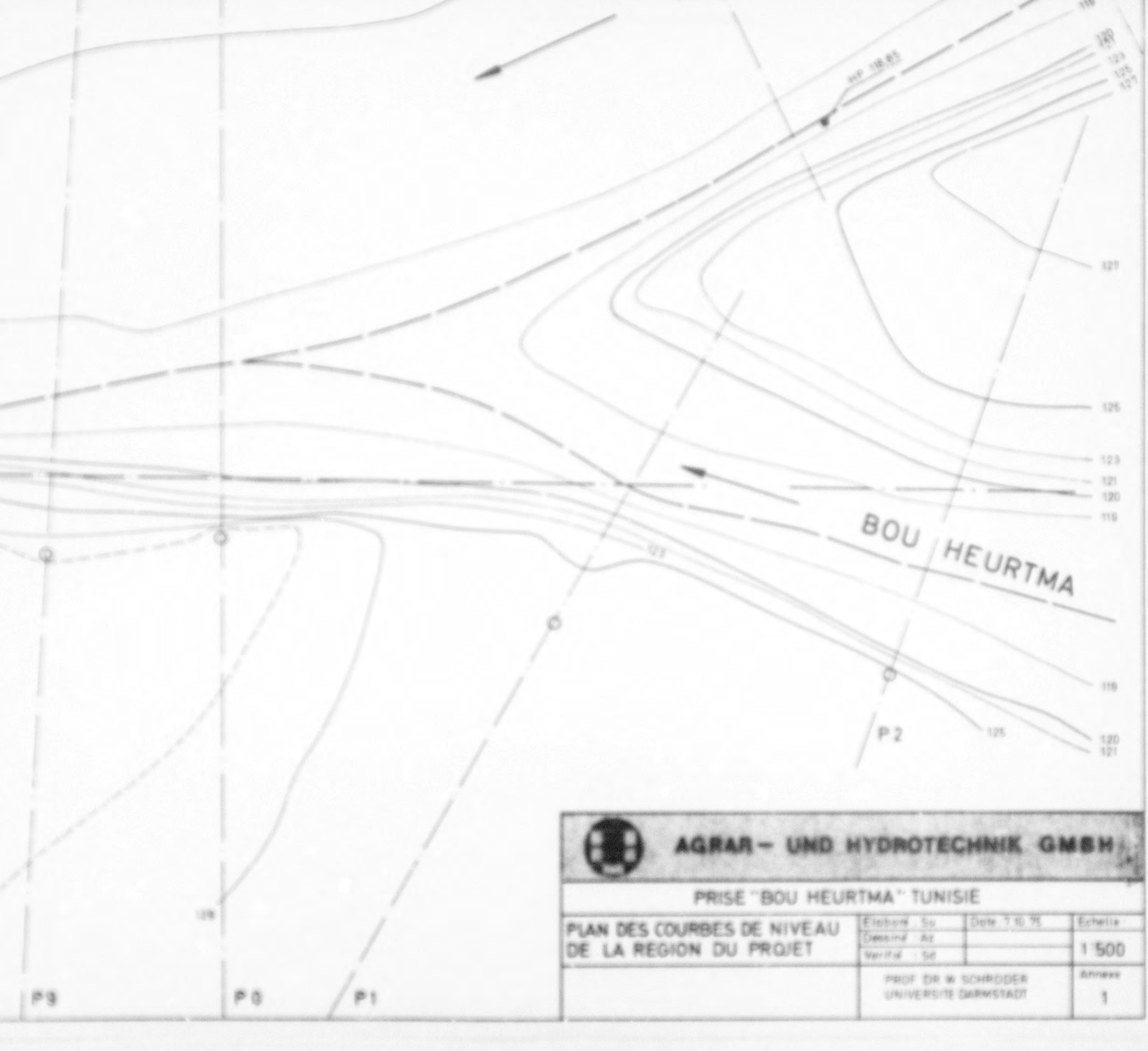


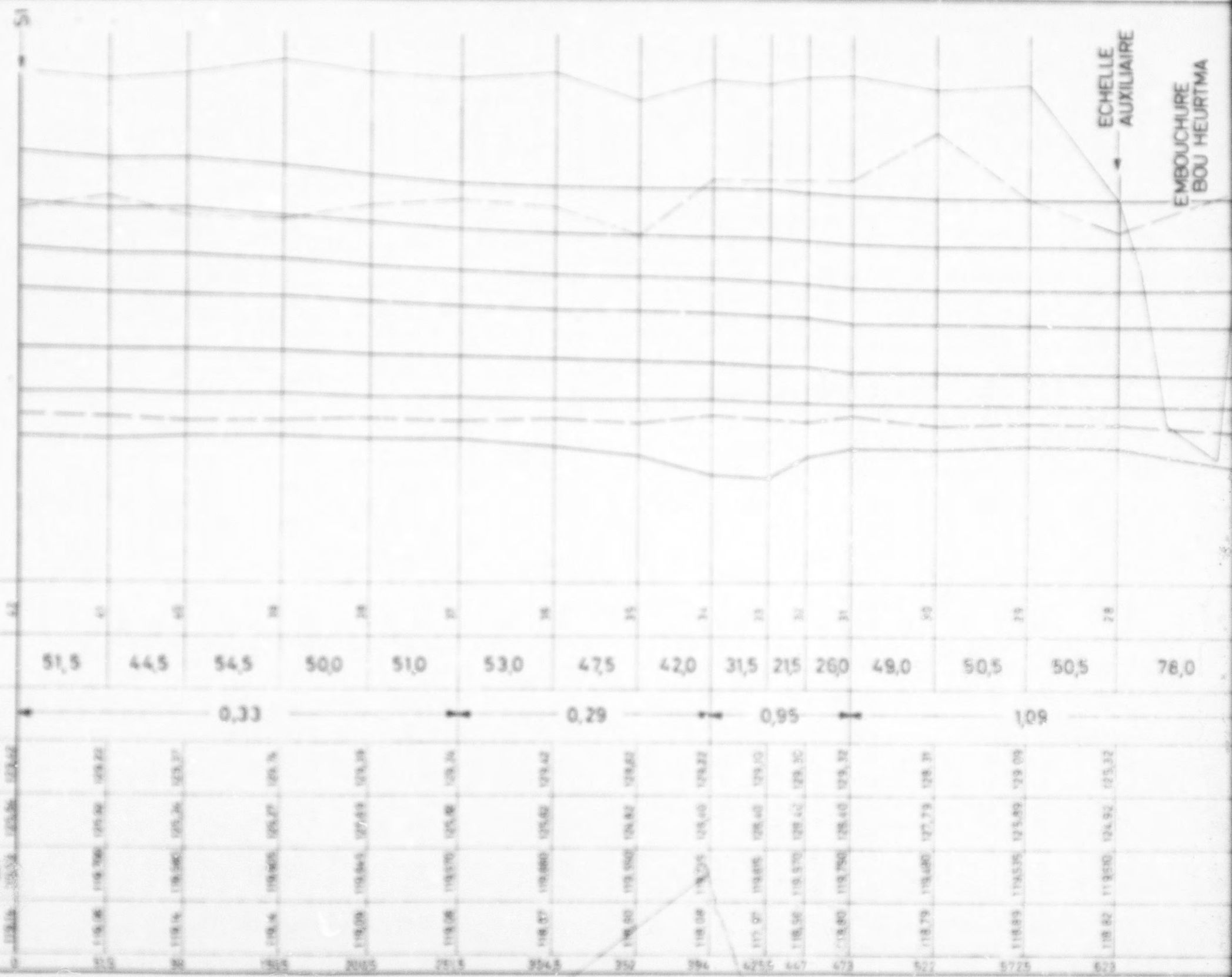
PHOTO 49: Etat du revêtement en perré et du fond mobile après une crue du Bou Reurtma de 1000 $m^3/s$

AXE AUXILIAIRE

P 28
P 29
MEDJERDA
BOU HEURTMA


AXE AUXILIAIRE
P 13
P 12
P 11
P 10
P 9
P 0


BOU HEURTMA
P 0
P 1
P 2
P 3
119
120
121
123
125
127
129
131
133
135
137
139
141
143
145
147
149
151
153
155
157
159
161
163
165
167
169
171
173
175
177
179
181
183
185
187
189
191
193
195
197
199




P.C.: 115 m CTN

| Profil No. | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ΔX (m) | 51,5 | 44,5 | 54,5 | 50,0 | 51,0 | 53,0 | 47,5 | 42,0 | 31,5 | 21,5 | 26,0 | 48,0 | 50,5 | 50,5 | 78,0 |
| PENTE du SEUIL (‰) | | | 0,33 | | | | 0,29 | | | 0,95 | | | | 1,09 | |
| RIVE GAUCHE (m CTN) | | | | | | | | | | | | | | | |
| RIVE DROITE (m CTN) | | | | | | | | | | | | | | | |
| SEUIL MOYEN (m CTN) | | | | | | | | | | | | | | | |
| TALWEG (m CTN) | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 0 | | | | | | | | | | | | | | |

ECHELLE AUXILIAIRE

EMBOUCHURE BÖU HEURTMA

S2

0,10

0,98

78,0 220 260 275 280 295 240 245 260 265 250 255 245 500 510 530 780 525 515 500

F 3

MICROFICHE N°

02976


République Tunisienne

MINISTERE DE L'AGRICULTURE

CENTRE NATIONAL DE

DOCUMENTATION AGRICOLE

TUNIS

الجمهورية التونسية

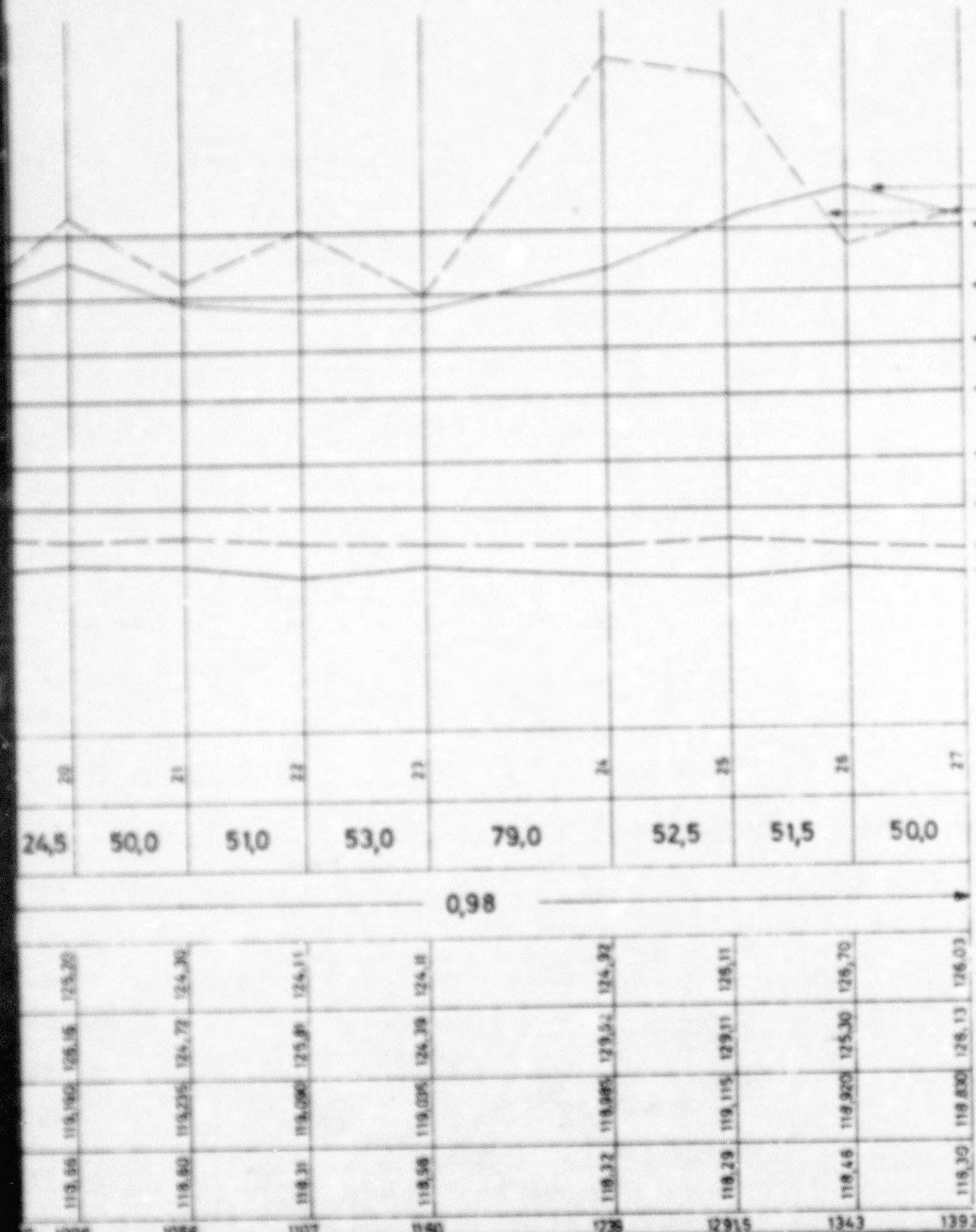
وزارة الفلاحة

المركز القومي

للتوثيق الفلاحي

تونس


F 3




AGRAR- UND HYDROTECHNIK GMBH

# PRISE "BOU HEURTMA" TUNISIE

PROFIL LONGITUDINAL DE LA MEDJERDA SECTION SELON C10 et 11 AVEC TALWEG SEUIL MOYEN ET QUELQUES NIVEAUX D'EAU

| | | |
|---|---|---|
| ELABORE SU | DATE : 17.2.76 | ECHELLE |
| DESSINE : WA | | 1:100 |
| VERIFIE : SD | | 1:2000 |
| PROF. DR W. SCHRÖDER UNIVERSITE DARMSTADT | | ANNEXE 2 |

W (m CIN)

PROFIL 12

PROFIL 42

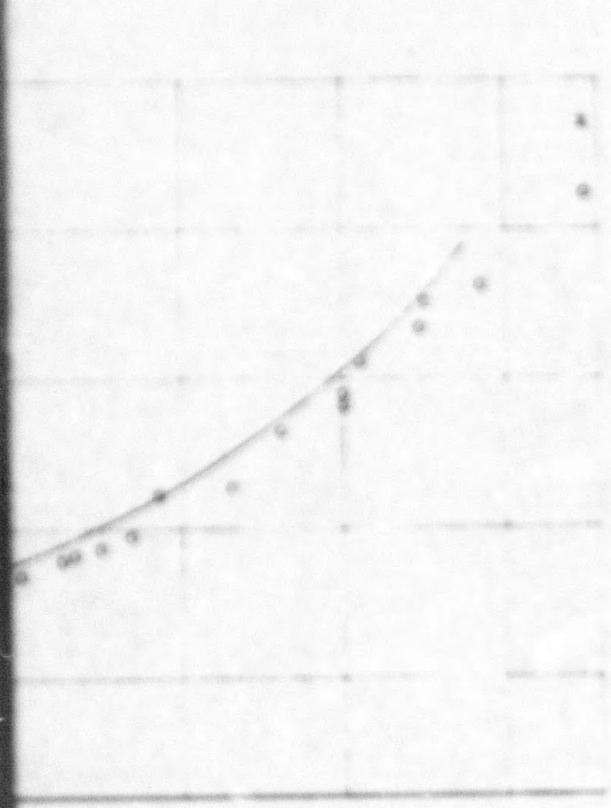
Q (m³/s)

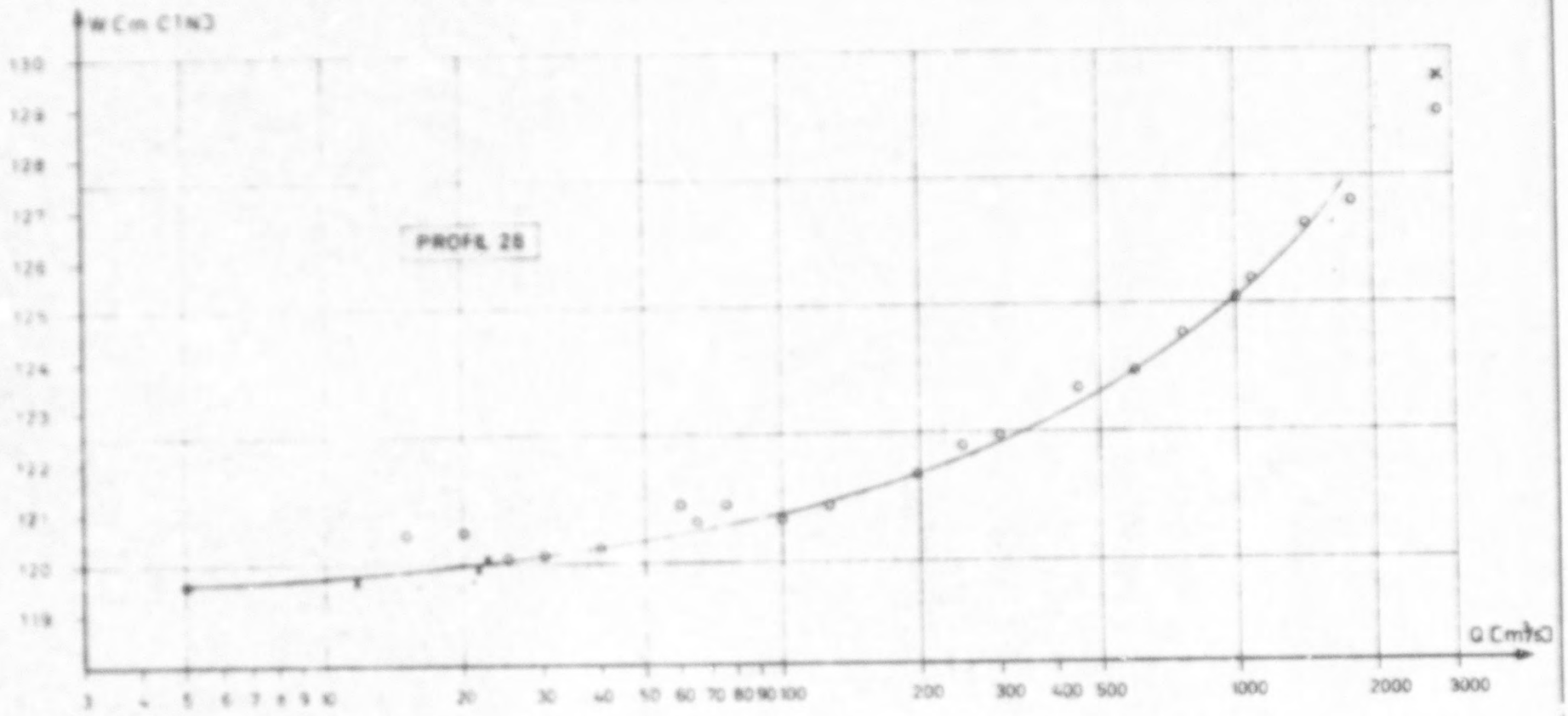
## LEGENDE

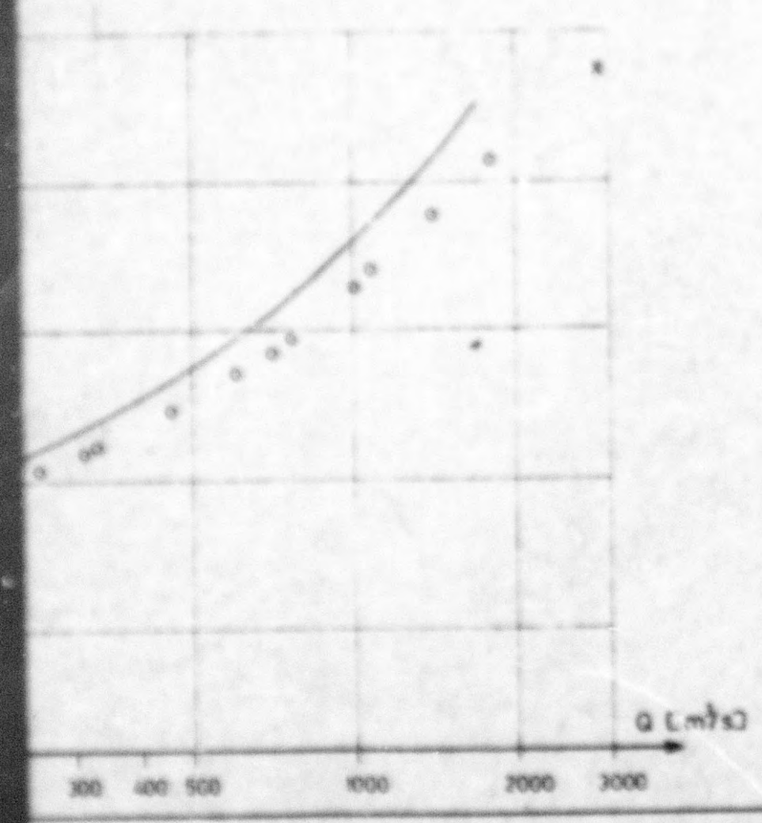
CALCULS

MESURE SUR MODELE

MESURE SUR LE TER






## LEGENDE

——— CALCULS

o o o MESURE SUR MODELE

x x x MESURE SUR LE TERRAIN

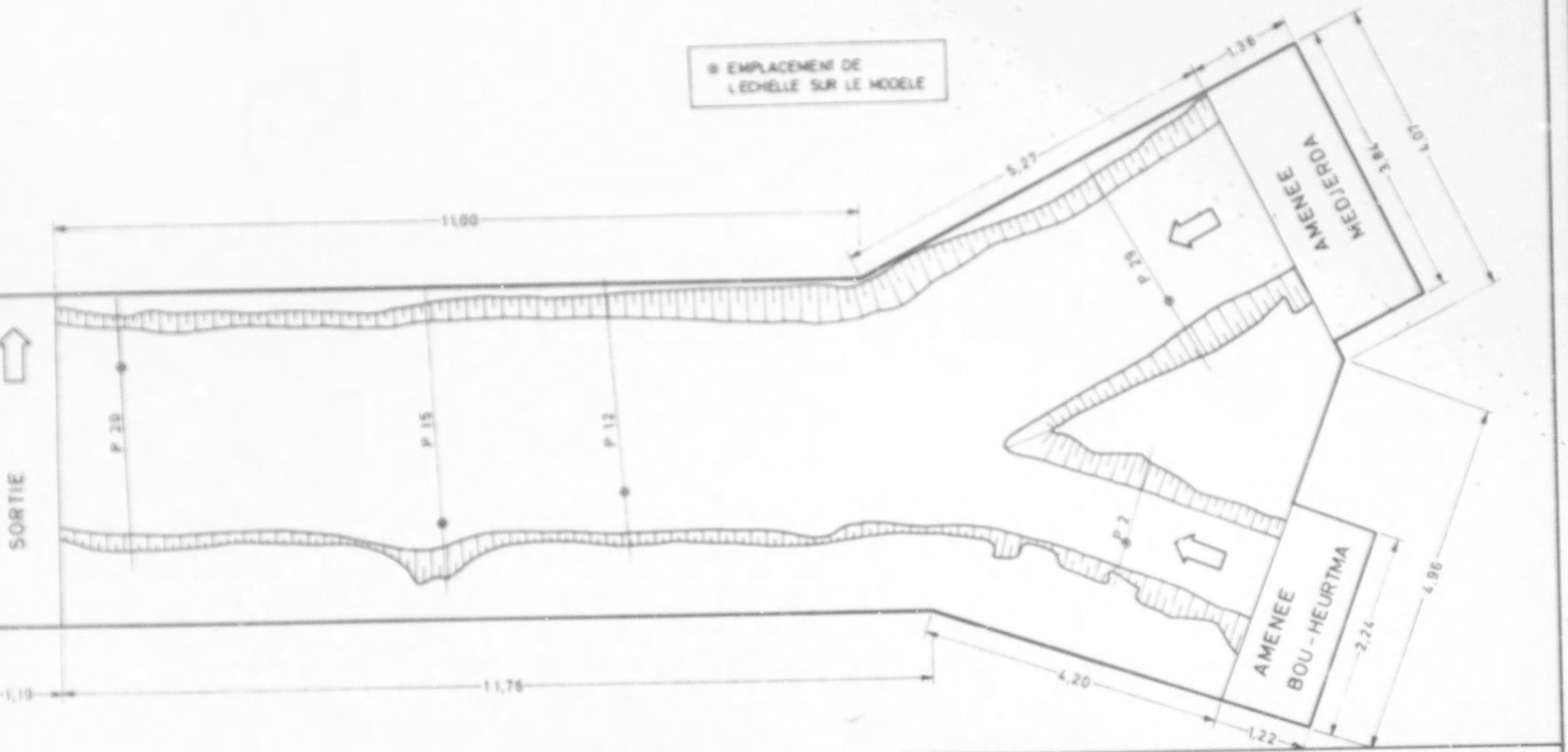
[redacted]

# PRISE "BOU HEURTMA" TUNISIE

COURBES MOYENNES DE DEBIT DES PROFILS LES PLUS UTILISES, CALCULEES SUR LA BASE DE MESURES SUR LE TERRAIN ET SUR MODELE AINSI QUE SUR CALCULS HYDRAULIQUES

| | | |
|---|---|---|
| ELABORE : SU | DATE : 19.2.76 | ECHELLE |
| DESSINE : WA | | — |
| VERIFIE : SD | | |
| PROF DR.W. SCHRÖDER UNIVERSITE DARMSTADT | | ANNEXE 3 |

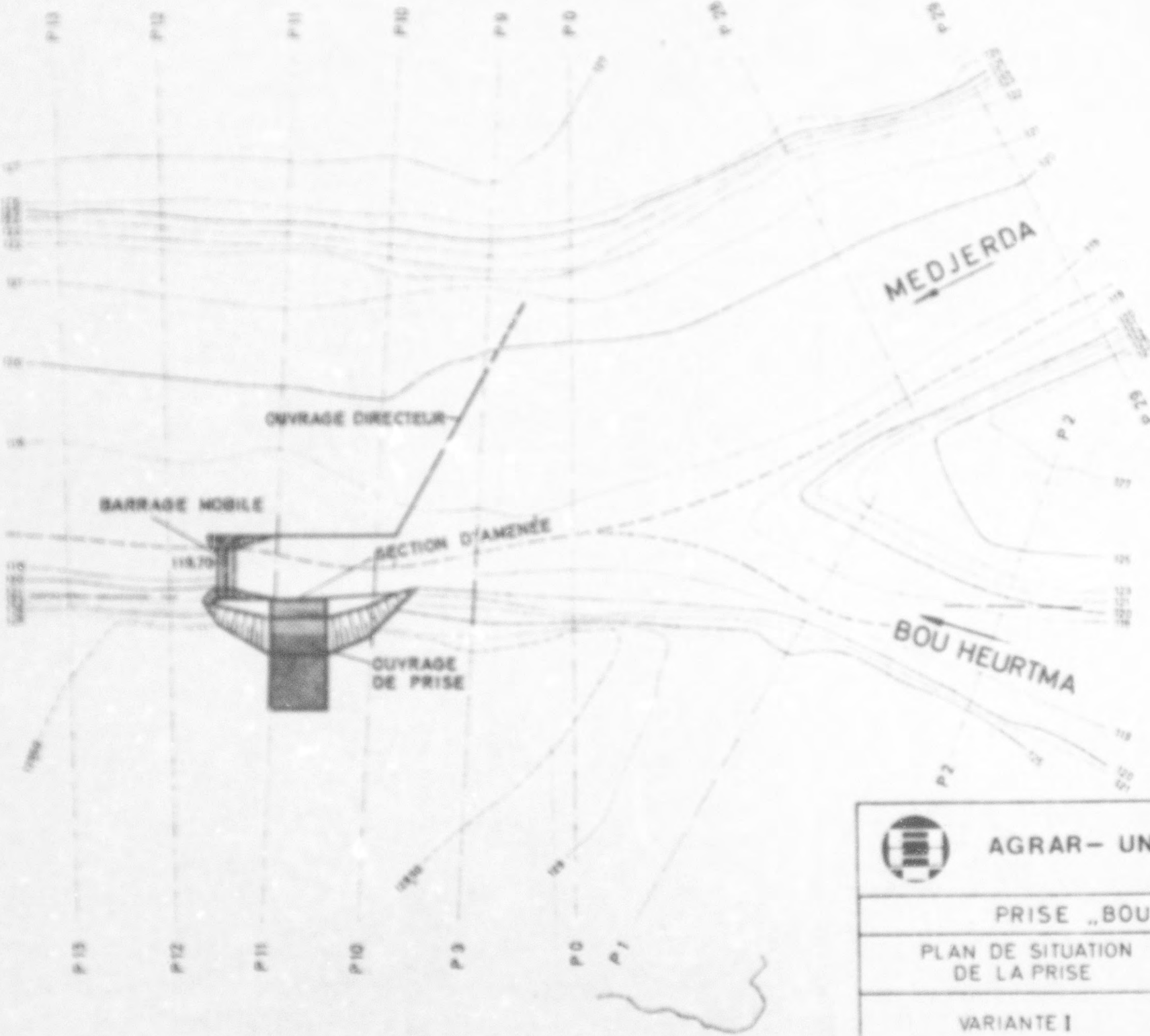
⊕ EMPLACEMENT DE L'ECHELLE SUR LE MODELE




AGRAR – UND HYDROTECHNIK GMBH

PRISE "BOU HEURTMA" TUNISIE

| | | | |
|---|---|---|---|
| SECTION FLUVIALE AVEC CONTOURS DU MODELE | ELABORE On | DATE 18 9 75 | ECHELLE 1:50 |
| | DESSINE Fr / Wo | | |
| | VERIFIE Sd | | |
| MODELE BASSES-EAUX $\lambda_{NW} = 30$ | PROF DR W SCHRÖDER UNIVERSITE DARMSTADT | | ANNEXE 4 a |

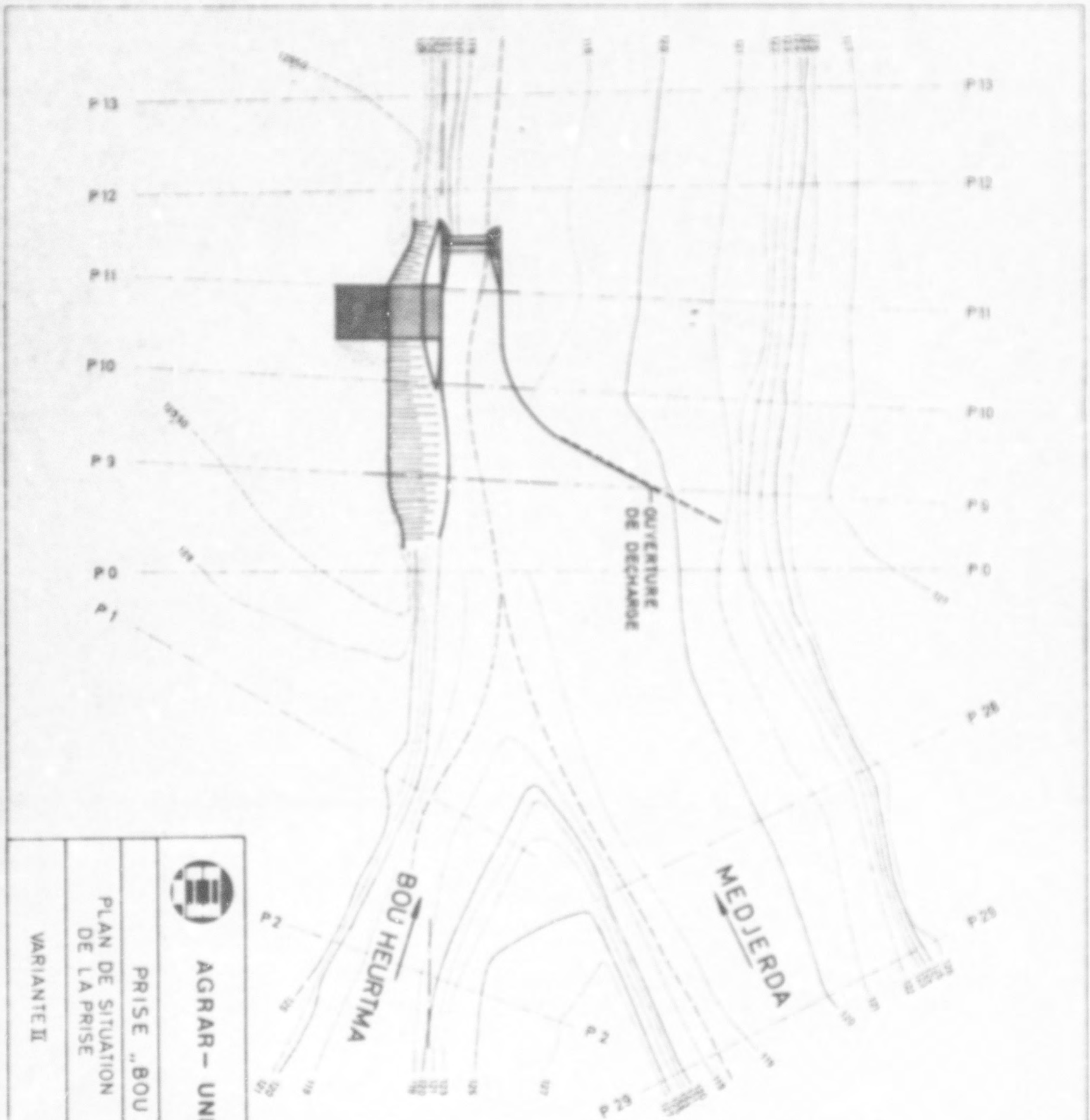



| | |
|---|---|
| LONGUEUR DE L'OUVRAGE - DIRECTEUR | 94,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVRAGE - DIRECTEUR | 119,70 m CTN |
| LONGUEUR DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | — |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | — |
| LARGEUR DU BARRAGE MOBILE | 15,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DU BARRAGE MOBILE | 119,70 m CTN |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AMONT | 18,00 m |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AVAL | 16,00 m |
| LONGUEUR DE LA RIVE GAUCHE RENFORCEE | 49,50 m |

AGRAR– UND HYDROTECHNIK GMBH

PRISE „BOU HEURTMA" TUNISIE

| | | | |
|---|---|---|---|
| PLAN DE SITUATION DE LA PRISE | ELABORE Su | DATE 7.10.75 | ECHELLE 1:1000 |
| | DESSINE Az Wa/r | | |
| | VERIFIE Sd | | |
| VARIANTE I | PROF. DR. W. SCHRODER UNIVERSITE DARMSTADT | | ANNEXE 5 |




| | |
|---|---|
| LONGUEUR DE L'OUVRAGE-DIRECTEUR | 92,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVRAGE-DIRECTEUR | 120,30 m CTN |
| LONGUEUR DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 30,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 119,70 m CTN |
| LARGEUR DU BARRAGE MOBILE | 15,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DU BARRAGE MOBILE | 119,70 m CTN |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AMONT | 13,00 m |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AVAL | 16,00 m |
| LONGUEUR DE LA RIVE GAUCHE RENFORCEE | 76,00 m |

AGRAR- UND HYDROTECHNIK GMBH

PRISE „BOU HEURTMA" TUNISIE

PLAN DE SITUATION DE LA PRISE

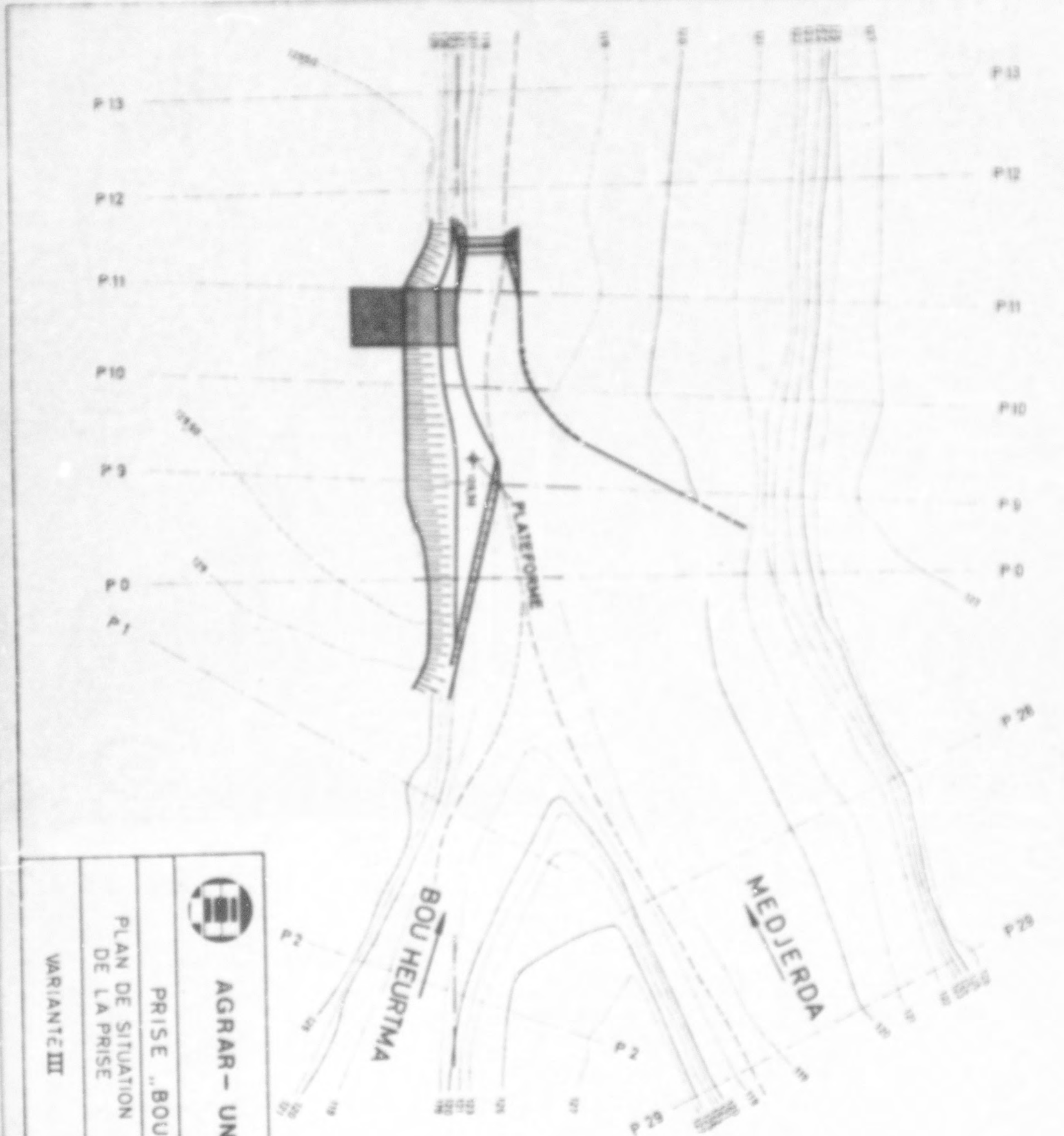
VARIANTE II

ELABORE Su — DATE 7.10.75
DESSINE Azwolf
VERIFIE Sd

ECHELLE 1:1000

PROF DR W SCHRODER
UNIVERSITE DARMSTADT

ANNEXE 6




| | |
|---|---|
| LONGUEUR DE L'OUVRAGE - DIRECTEUR | 99,30 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVRAGE - DIRECTEUR | 120,30 m CT |
| LONGUEUR DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 22,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 119,70 m CT |
| LARGEUR DU BARRAGE MOBILE | 15,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DU BARRAGE MOBILE | 119,70 m CT |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AMONT | 78,00 m |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AVAL | 9,50 m |
| LONGUEUR DE LA RIVE GAUCHE RENFORCEE | 103,00 m |

AGRAR- UND HYDROTECHNIK GMBH

PRISE „BOU HEURTMA" TUNISIE

PLAN DE SITUATION DE LA PRISE

ELABORÉ Su — DATE 7.10.75
DESSINÉ Az Wo/Tr
VERIFIÉ Sd

ÉCHELLE 1:1000

VARIANTE III

PROF DR W SCHRÖDER
UNIVERSITÄT DARMSTADT

ANNEXE 7

| | |
|---|---|
| LONGUEUR DE L'OUVRAGE-DIRECTEUR | 89,35 |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVRAGE-DIRECTEUR | 120,30 |
| LONGUEUR DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 22,60 |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 119,70 |
| LARGEUR DU BARRAGE MOBILE | 12,00 |
| HAUTEUR DE RETENUE DU BARRAGE MOBILE | 119,70 |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AMONT | 85,00 |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AVAL | 21,00 |
| LONGUEUR DE LA RIVE GAUCHE RENFORCEE | 115,00 |

AGRAR- UND HYDROTECHNIK G M B H

PRISE „BOU HEURTMA" TUNISIE

PLAN DE SITUATION DE LA PRISE

VARIANTE IX

ELABORE Su — DATE 7.10.75

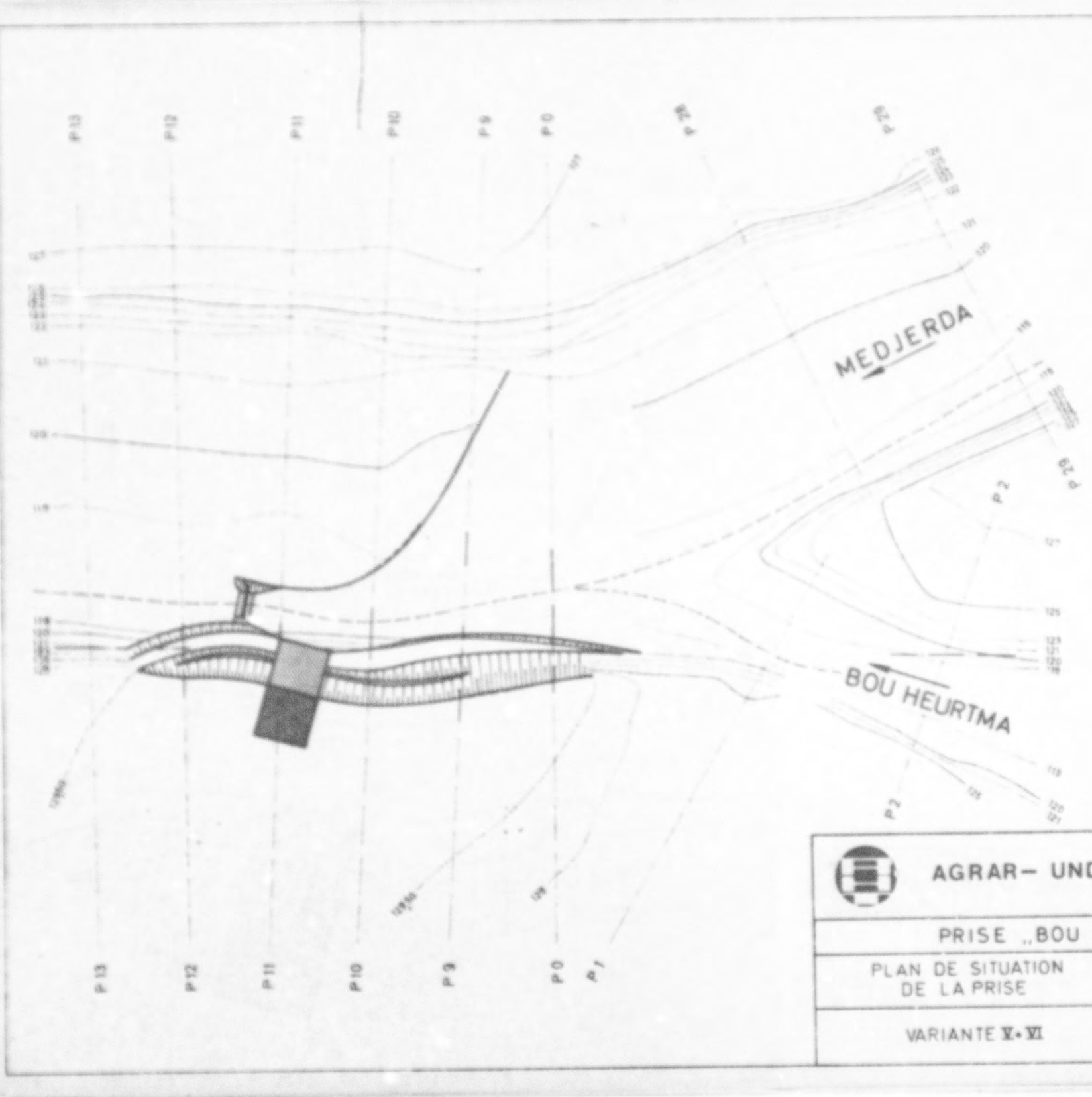
DESSINE Az.Wo.Pr

VERIFIE Sd

ECHELLE 1:1000

PROF DR W SCHRÖDER UNIVERSITÄT DARMSTADT

ANNEXE 8

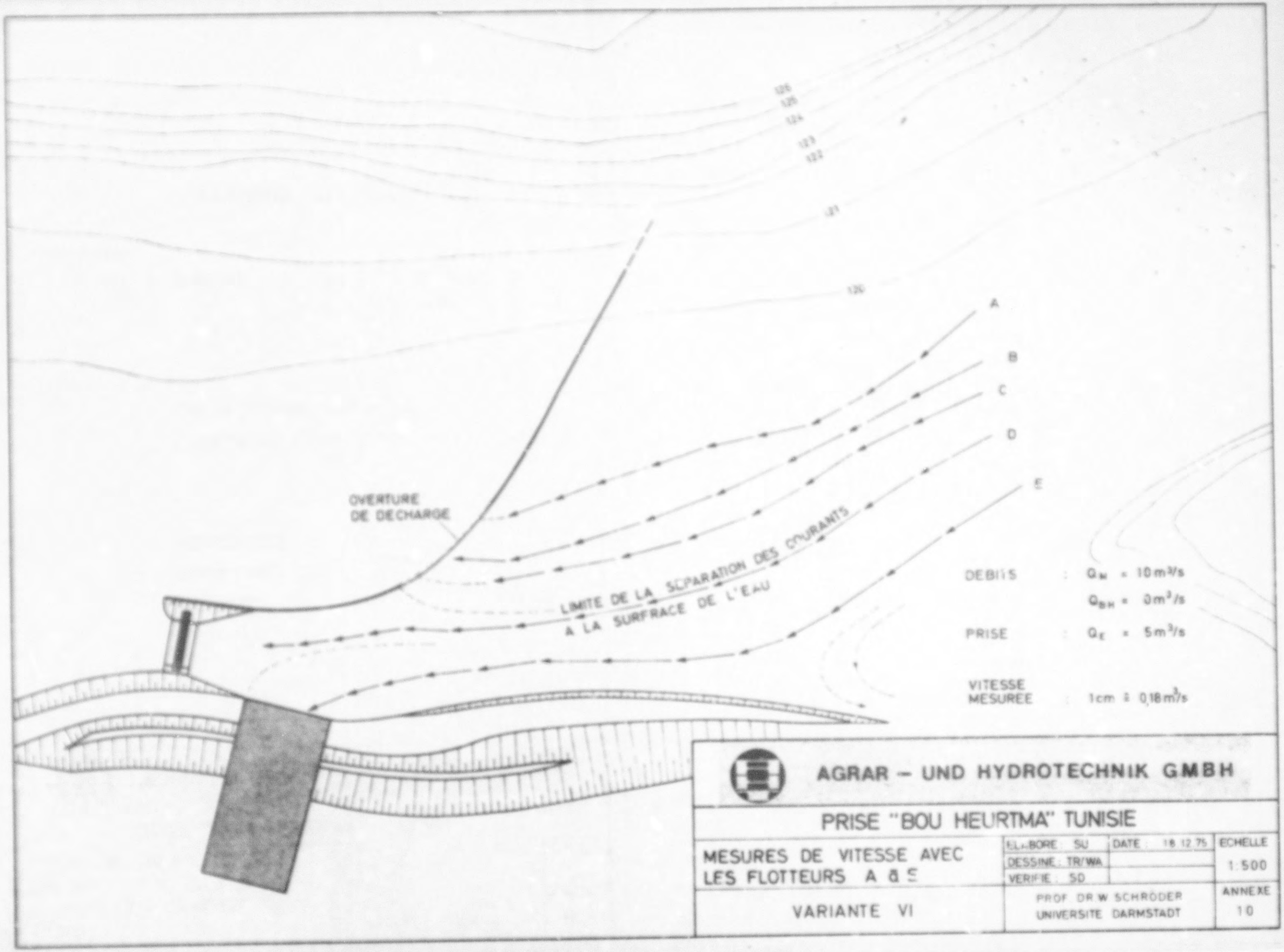



| | |
|---|---|
| LONGUEUR DE L'OUVRAGE - DIRECTEUR | 100,80 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVRAGE - DIRECTEUR | 12,50 m CTN |
| LONGUEUR DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 20,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 119,90 / 119,70 m CTN |
| LARGEUR DU BARRAGE MOBILE | 10,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DU BARRAGE MOBILE | 119,70 m CTN |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AMONT | 80,00 m |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AVAL | 40,00 m |
| LONGUEUR DE LA RIVE GAUCHE RENFORCEE | 109,00 m |

**AGRAR– UND HYDROTECHNIK GMBH**

PRISE „BOU HEURTMA" TUNISIE

| | | | |
|---|---|---|---|
| PLAN DE SITUATION DE LA PRISE | ELABORE Su | DATE 7.10.75 | ECHELLE 1:1000 |
| | DESSINE Az.Wo.Tr | | |
| | VERIFIE Sd | | |
| VARIANTE V+VI | PROF DR W SCHRODER UNIVERSITE DARMSTADT | | ANNEXE 9 |




**AGRAR – UND HYDROTECHNIK GMBH**

# PRISE "BOU HEURTMA" TUNISIE

| | | | |
|---|---|---|---|
| MESURES DE VITESSE AVEC LES FLOTTEURS A & E | ELABORE : SU | DATE : 18.12.75 | ECHELLE 1:500 |
| | DESSINE : TR/WA | | |
| | VERIFIE : SD | | |
| VARIANTE VI | PROF. DR. W. SCHRÖDER UNIVERSITE DARMSTADT | | ANNEXE 10 |

DEMARRAGE
P I P II

EMPLACEMENT
DE MESURE III

119.700

119.205

0.495

Δt =

DEMARRAGE
P I P II

EMPLACEMENT
DE MESURE II

119.700

119.130

0.570

Δt = 159 s (PROTOTYPE)

DEMARRAGE
P I P II

119.700

EMPLACEMENT
DE MESURE I

119.235

0.465

Δt = 165 s (PROTOTYPE)

10 s (MODELE) ≙ 54,8 s (PROTOTYPE)

DEMARRAGE
P I P II

EMPLACEMENT
DE MESURE III

119.700

119.205

0.495

Δt =

DEMARRAGE
P I P II

EMPLACEMENT
DE MESURE II

119.700

119.130

0.570

Δ' = 159 s (PROTOTYPE)

DEMARRAGE
P I P II

119.700

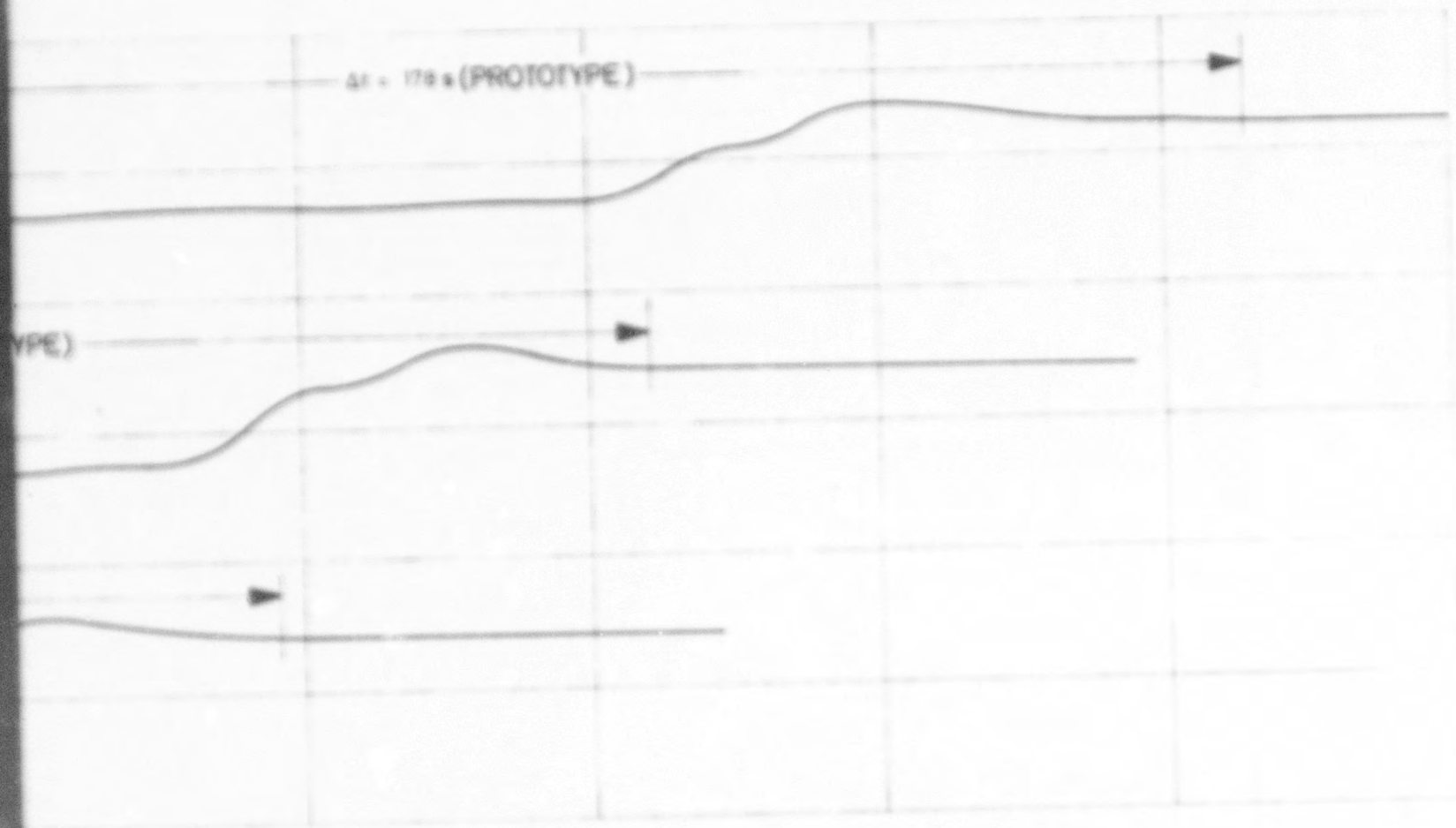
EMPLACEMENT
DE MESURE I

119.235

0.465

Δt = 155 s (PROTOTYPE)

10 s (MODELE) ≙ 54,8 s (PROTOTYPE)




## CONDITIONS DES ESSAIS

DEBITS: $Q_M$ = 0.0 m³/s

$Q_{BH}$ = 5.0 m³/s

CAS DE SERVICE: + PI + PII

CORRESPOND A: $Q_E$ = 5.0 m³/s

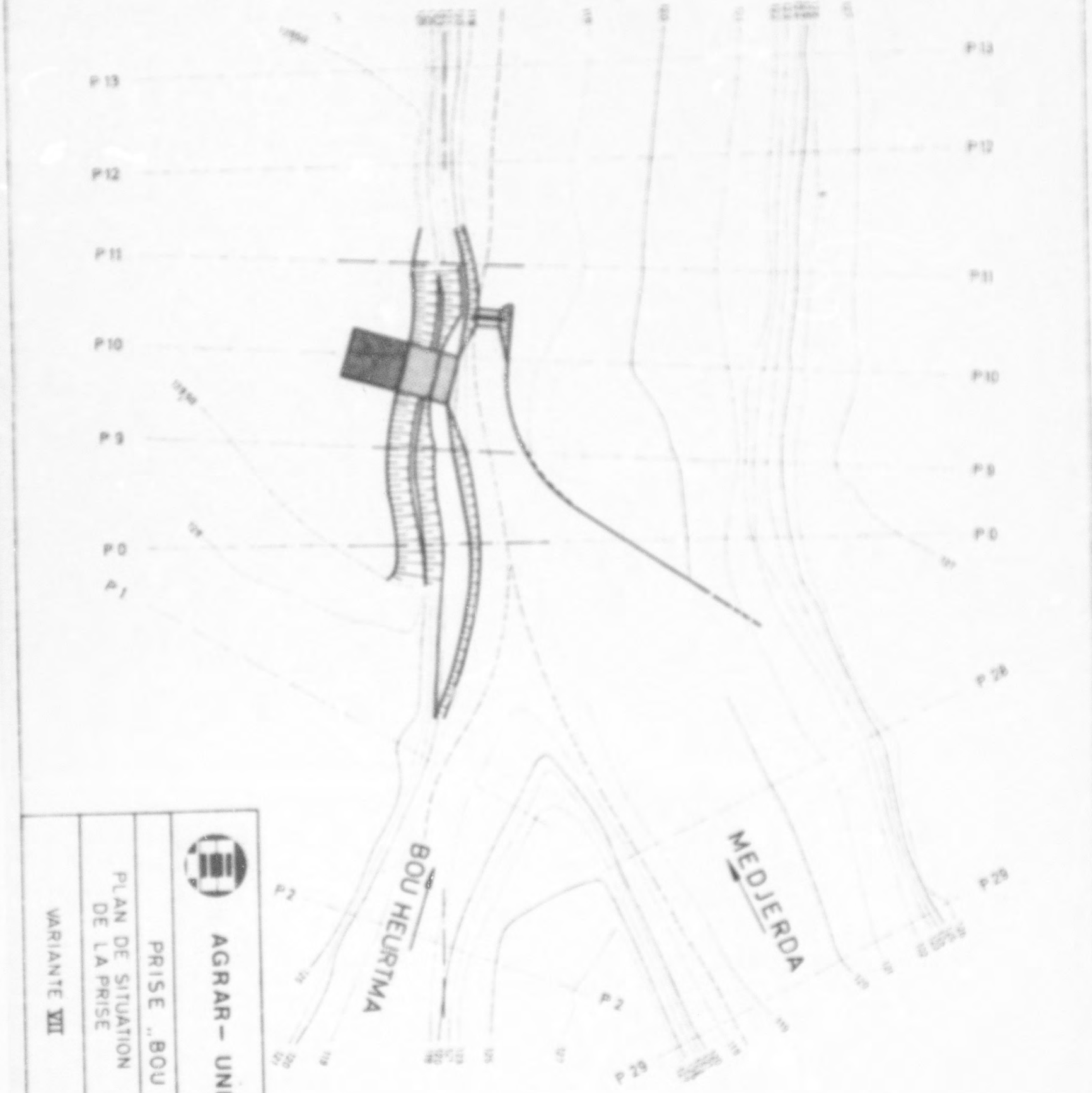
POSITION DES FERMETURES DE SECURITE:

AGBAR – UND HYDROTECHNIK GMBH

PRISE "BOU HEURTMA" TUNISIE

VARIATIONS MESUREES DES NIVEAUX D'EAU DANS LE PUISARD DE L'OUVRAGE DE PRISE

| | | | |
|---|---|---|---|
| ELABORE Su | DATE 4.11.75 | ECHELLE | |
| DESSINE Wo | | | |
| VERIFIE Sd | | | |
| PROF. DR. W. SCHRODER UNIVERSITE DARMSTADT | | ANNEXE 11 | |




| | |
|---|---|
| LONGUEUR DE L'OUVRAGE - DIRECTEUR | 102,35 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVRAGE - DIRECTEUR | 120,50 m CTN |
| LONGUEUR DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 20,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 119,70 m CTN |
| LARGEUR DU BARRAGE MOBILE | 10,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DU BARRAGE MOBILE | 119,70 m CTN |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AMONT | 85,00 m |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AVAL | 34,00 m |
| LONGUEUR DE LA RIVE GAUCHE RENFORCEE | 83,00 m |

AGRAR- UND HYDROTECHNIK GMBH

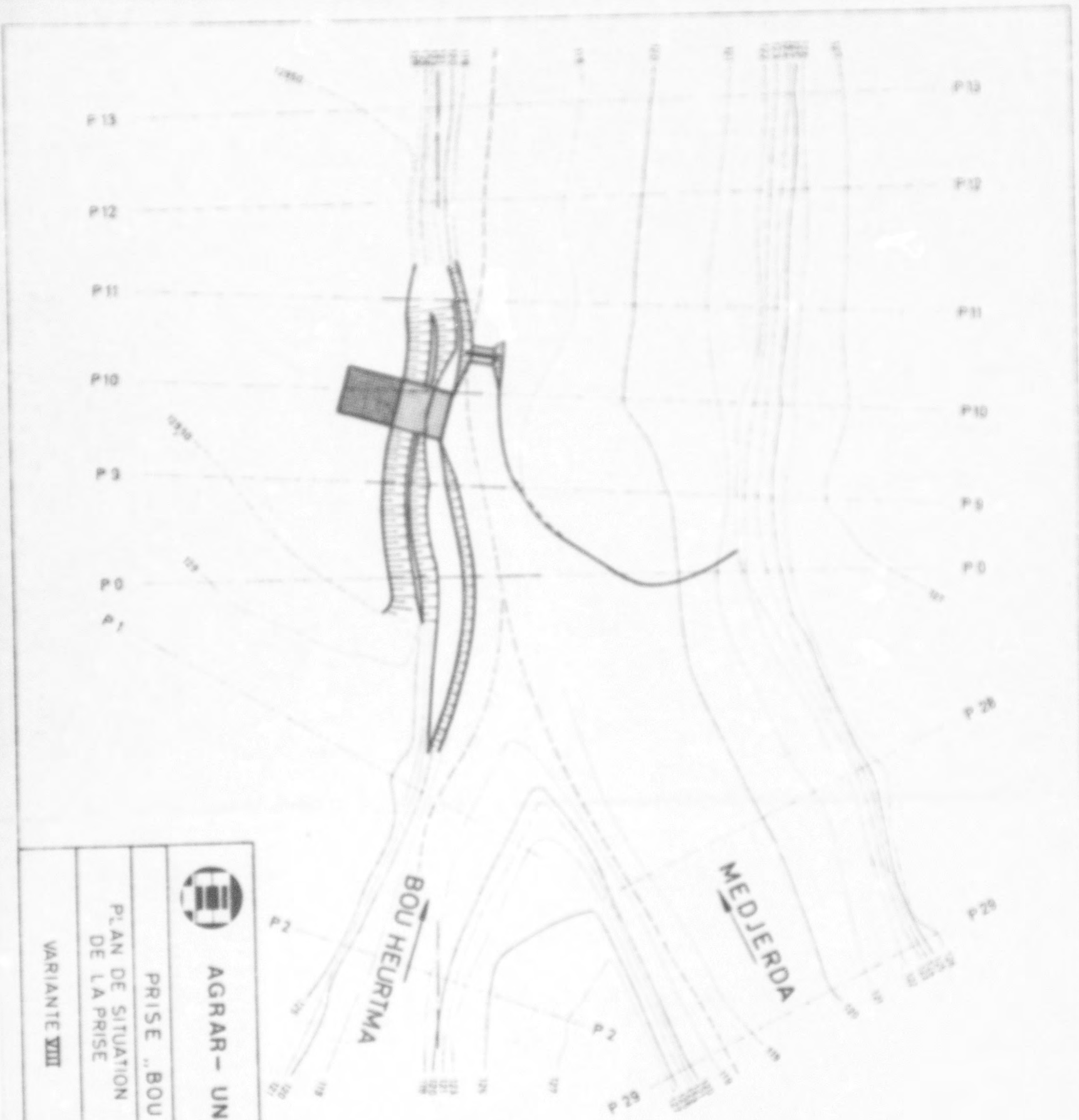
PRISE „BOU HEURTMA" TUNISIE

PLAN DE SITUATION DE LA PRISE

VARIANTE XII

ELABORE Su
DESSINE AzWa/h
VERIFIE Sd
DATE 7.10.75
ECHELLE 1:1000
ANNEXE 12

PROF DR W SCHRODER
UNIVERSITE DARMSTADT




| | |
|---|---|
| LONGUEUR DE L'OUVRAGE - DIRECTEUR | 98,05 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVRAGE - DIRECTEUR | 120,50 m CTN |
| LONGUEUR DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 20,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 119,70 m CTN |
| LARGEUR DU BARRAGE MOBILE | 10,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DU BARRAGE MOBILE | 119,70 m CTN |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AMONT | 65,00 m |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AVAL | 34,00 m |
| LONGUEUR DE LA RIVE GAUCHE RENFORCEE | 83,00 m |

AGRAR- UND HYDROTECHNIK GMBH

PRISE „BOU HEURTMA" TUNISIE

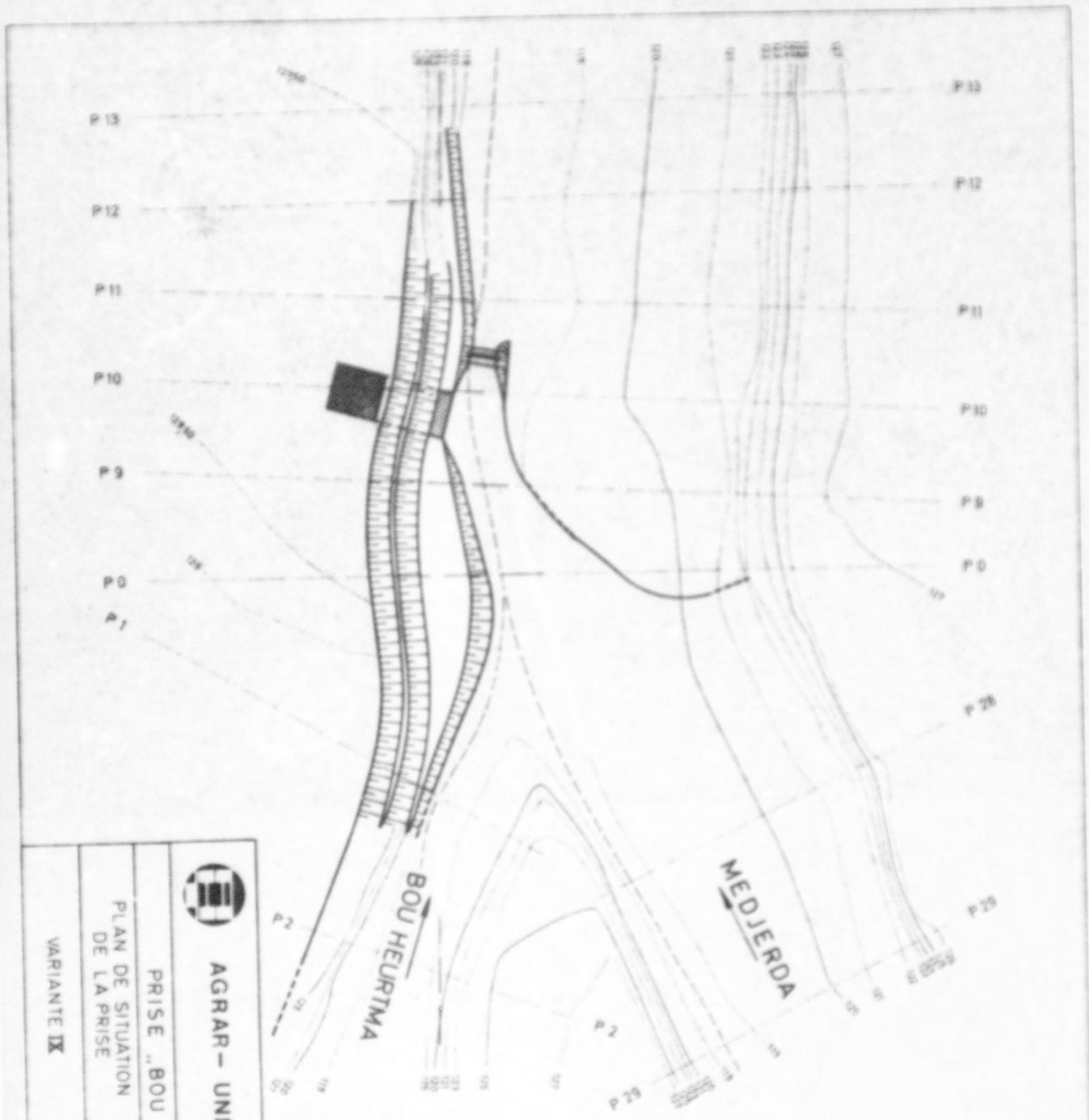
PLAN DE SITUATION DE LA PRISE

ELABORE Su
DESSINE Az.W.
VERIFIE Sa
DATE 7.10.75
ECHELLE 1:1000

VARIANTE VIII

PROF DR W SCHRÖDER
UNIVERSITE DARMSTADT

ANNEXE 13




| | |
|---|---|
| LONGUEUR DE L'OUVRAGE - DIRECTEUR | 113,90 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVRAGE-DIRECTEUR | 120,50 mCTN |
| LONGUEUR DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 20,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DE L'OUVERTURE DE DECHARGE | 119,70 mCTN |
| LARGEUR DU BARRAGE MOBILE | 10,00 m |
| HAUTEUR DE RETENUE DU BARRAGE MOBILE | 119,70 mCTN |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AMONT | 108,00 m |
| LONGUEUR DE LA PLATEFORME DE BASSES EAUX EN AVAL | 73,00 m |
| LONGUEUR DE LA RIVE GAUCHE RENFORCEE | 207,00 m |

AGRAR- UND HYDROTECHNIK GMBH

PRISE „BOU HEURTMA" TUNISIE

PLAN DE SITUATION DE LA PRISE

VARIANTE IX

ELABORE Su | DATE 7.10.75 | ECHELLE

DESSINE Az Wa Th | 1:1000

VERIFIE Sd

PROF DR W SCHROEDER UNIVERSITÄT DARMSTADT

ANNEXE 14

P 28

127
126
125
124
123
122
121
120
119

R=150

A
B
C
D

BORD SUPERIEUR
DE L' OUVERAGE DIRECTEUR 120,50

BORD SUPERIEUR
DE L' OUVERTURE
DE DECHARGE 119,70

BORD SUPERIEUR
BARRAGE MOBILE

TALWEG

119,70

118,50

120,50

128,50

129,50

R=75 m

R=50 m

R=20 m

R=80 m

R=100 m

37°

23°

20°

60°

77,5°

P 28

P 29

MEDJERDA

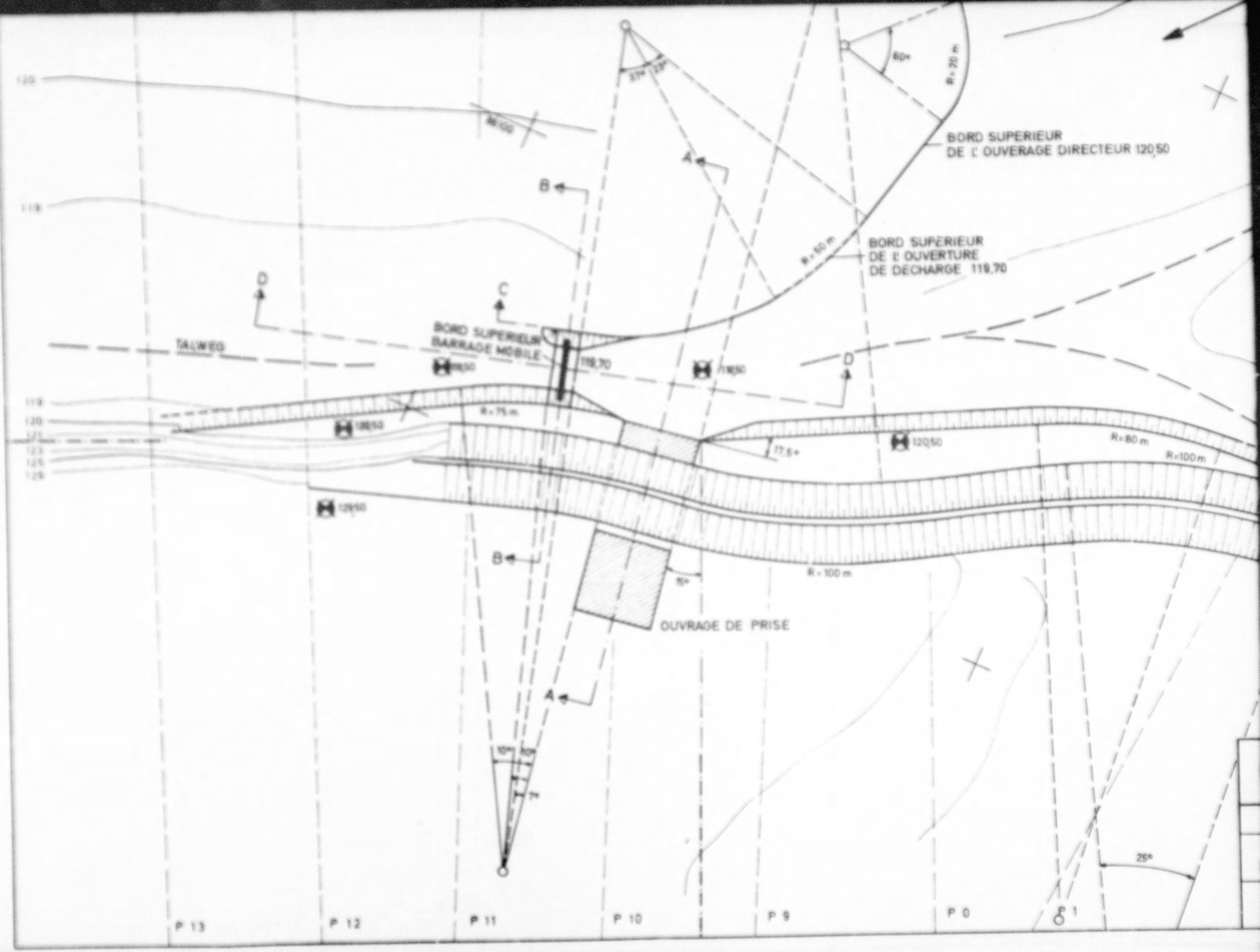
TALWEG

BORD SUPERIEUR
DE L OUVERAGE DIRECTEUR 120,50

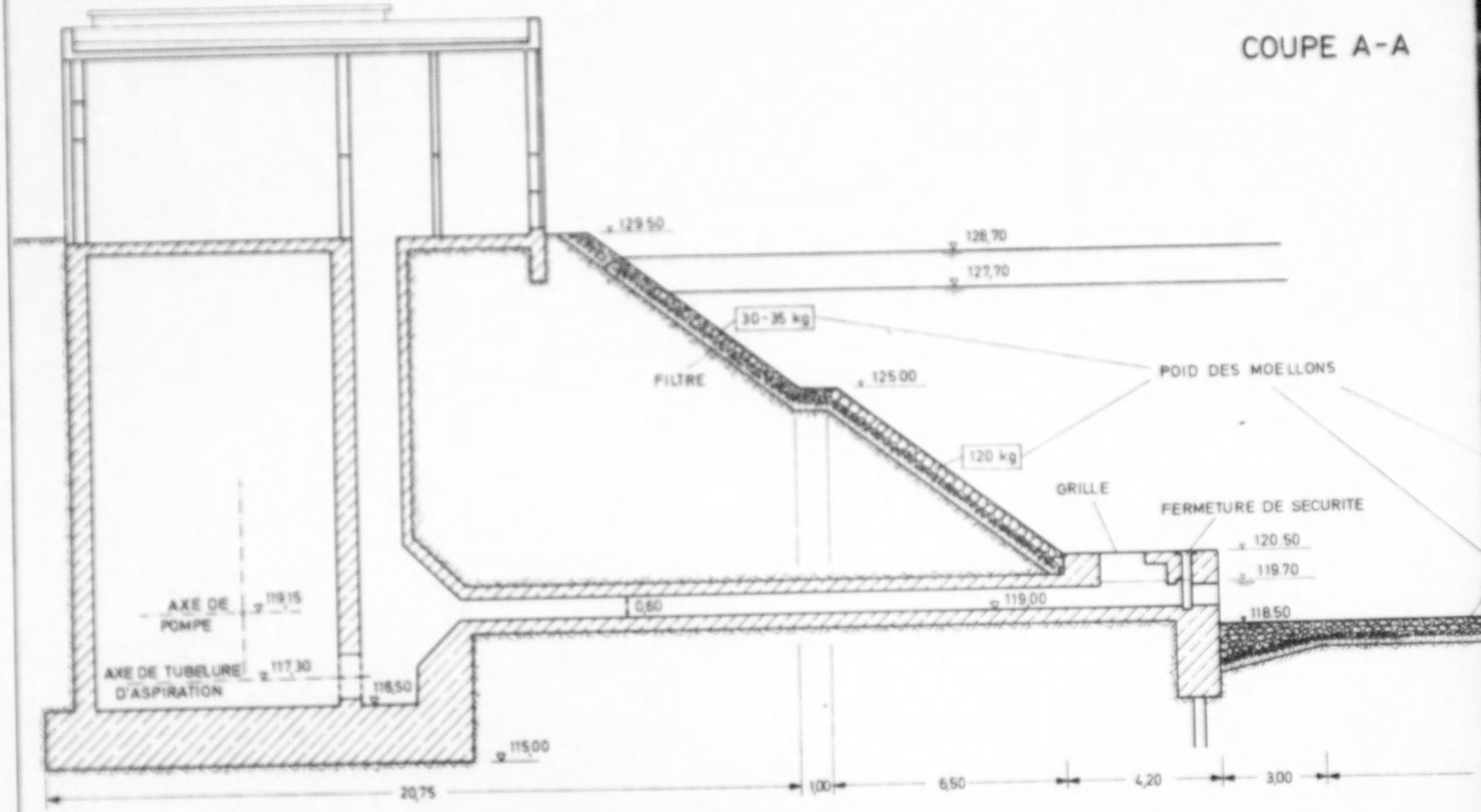
BORD SUPERIEUR
DE L OUVERTURE
DE DECHARGE 119,70

SUPERIEUR
AGE MOBILE
119,70

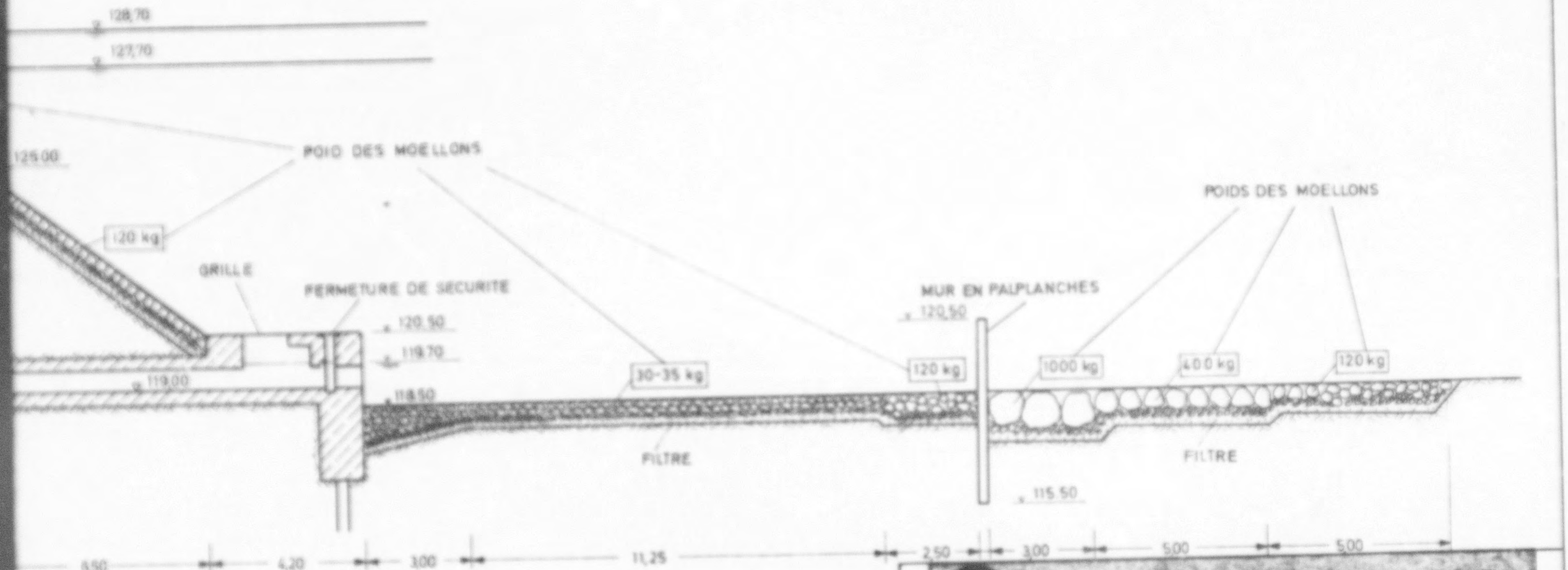
BOU HEURTMA
TALWEG


BORD SUPERIEUR
DE L' OUVERAGE DIRECTEUR 120,50
BORD SUPERIEUR
DE L' OUVERTURE
DE DECHARGE 119,70
BORD SUPERIEUR
BARRAGE MOBILE
TALWEG
119,70
R = 20 m
R = 50 m
R = 75 m
R = 80 m
R = 100 m
60°
37°30'
77,5°
10°
25°
OUVRAGE DE PRISE
A
B
C
D
P 13
P 12
P 11
P 10
P 9
P 0
P 1

# COUPE A-A


129.50
128,70
127,70
30 - 35 kg
POID DES MOELLONS
FILTRE
125.00
120 kg
GRILLE
FERMETURE DE SECURITE
120.50
119.70
118.50
119,00
0,60
AXE DE POMPE
119,15
AXE DE TUBELURE D'ASPIRATION
117,30
116,50
115,00
20,75
1,00
6,50
4,20
3,00

# COUPE A-A

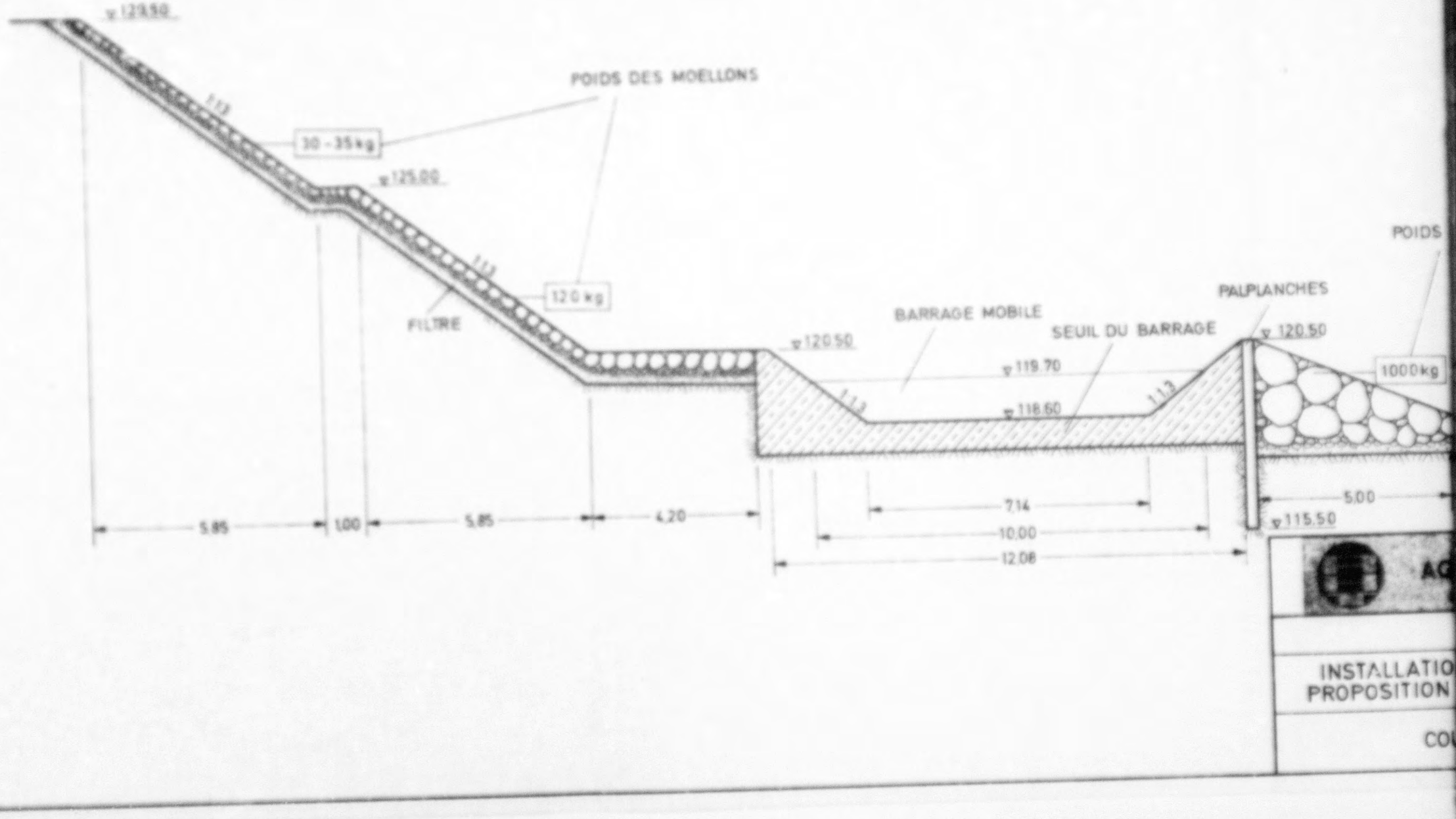



AGRAR- UND HYDROTECHNIK GMBH

PRISE "BOU HEURTMA" TUNISIE

| | | | |
|---|---|---|---|
| INSTALLATION DE PRISE<br>PROPOSITION D'EXECUTION | Elaboré : Su / On<br>Dessiné : Wo<br>Verifié Sd | Date 25.2.76 | Echelle<br>1:100 |
| COUPE A-A | PROF. DR. W. SCHRODER<br>UNIVERSITE DARMSTADT | | Annexe<br>16 |

# COUPE B - B

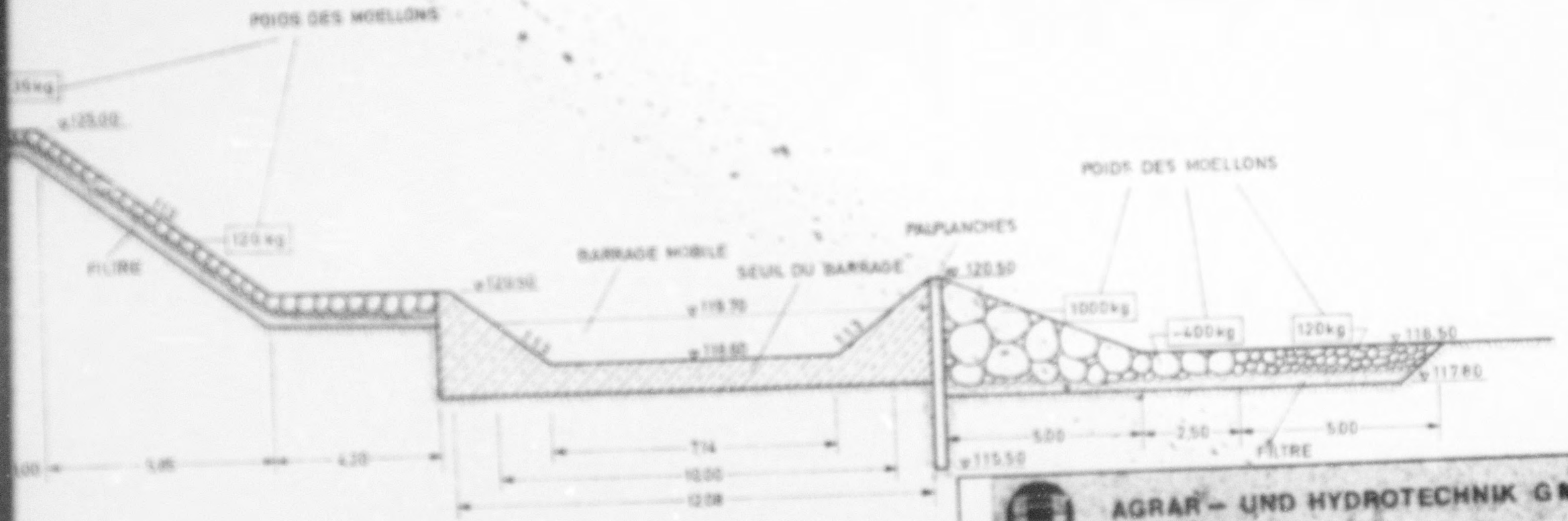



AC

INSTALLATIO
PROPOSITION

CO

# COUPE B - B



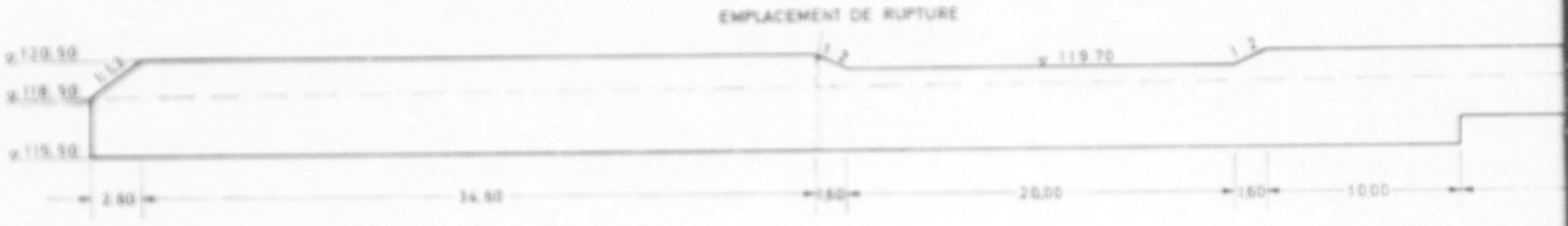

**AGRAR – UND HYDROTECHNIK GMBH**

PRISE "BOU NEURTMA" TUNISIE

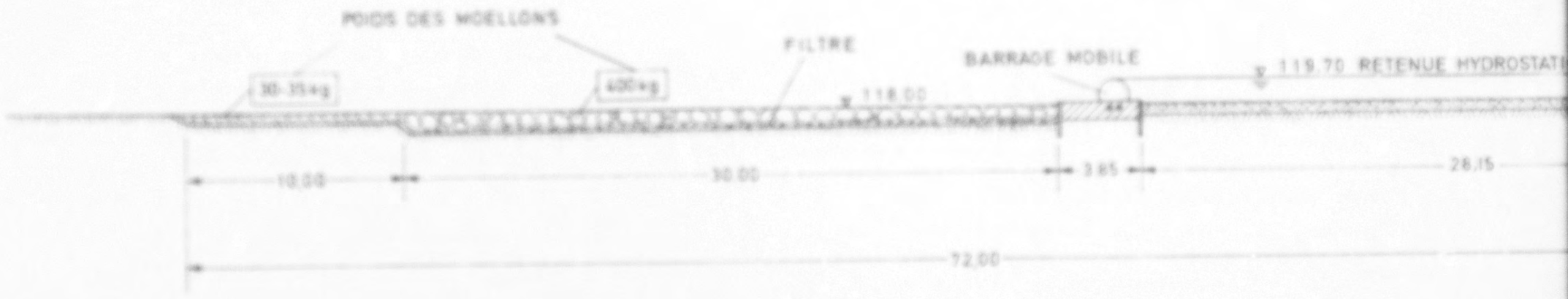
| | | | |
|---|---|---|---|
| INSTALLATION DE PRISE<br>PROPOSITION D' EXECUTION | Etabli : On.<br>Dessiné : Ti<br>Verifié : Sé | Date : 25.2.76 | Echelle<br>1 : 100 |
| COUPE B-B | PROF DR W SCHRÖDER<br>UNIVERSITE DARMSTADT | | Annexe<br>17 |

## COUPE C-C

OUVRAGE DIRECTEUR

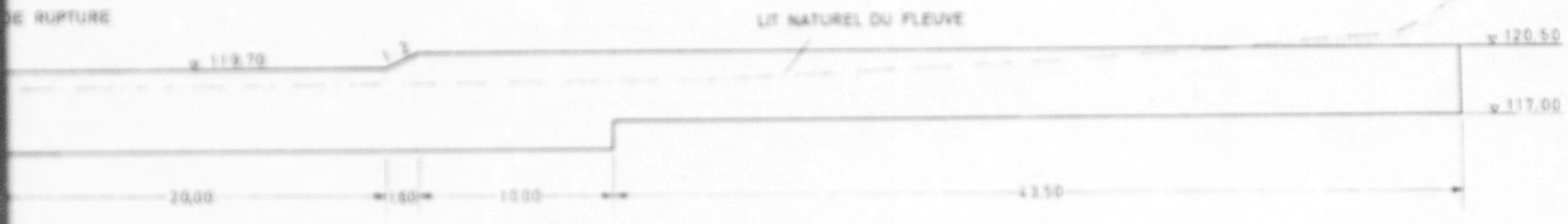



## COUPE D-D

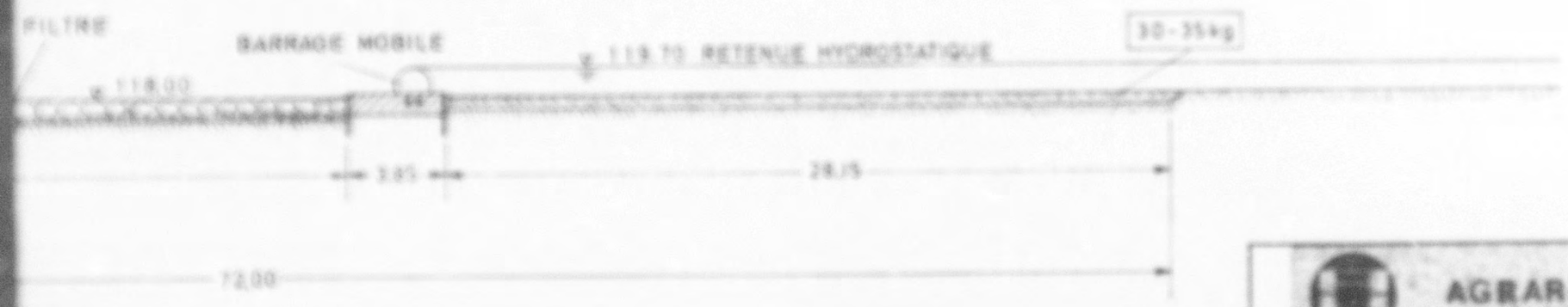


## COUPE C-C

OUVRAGE DIRECTEUR

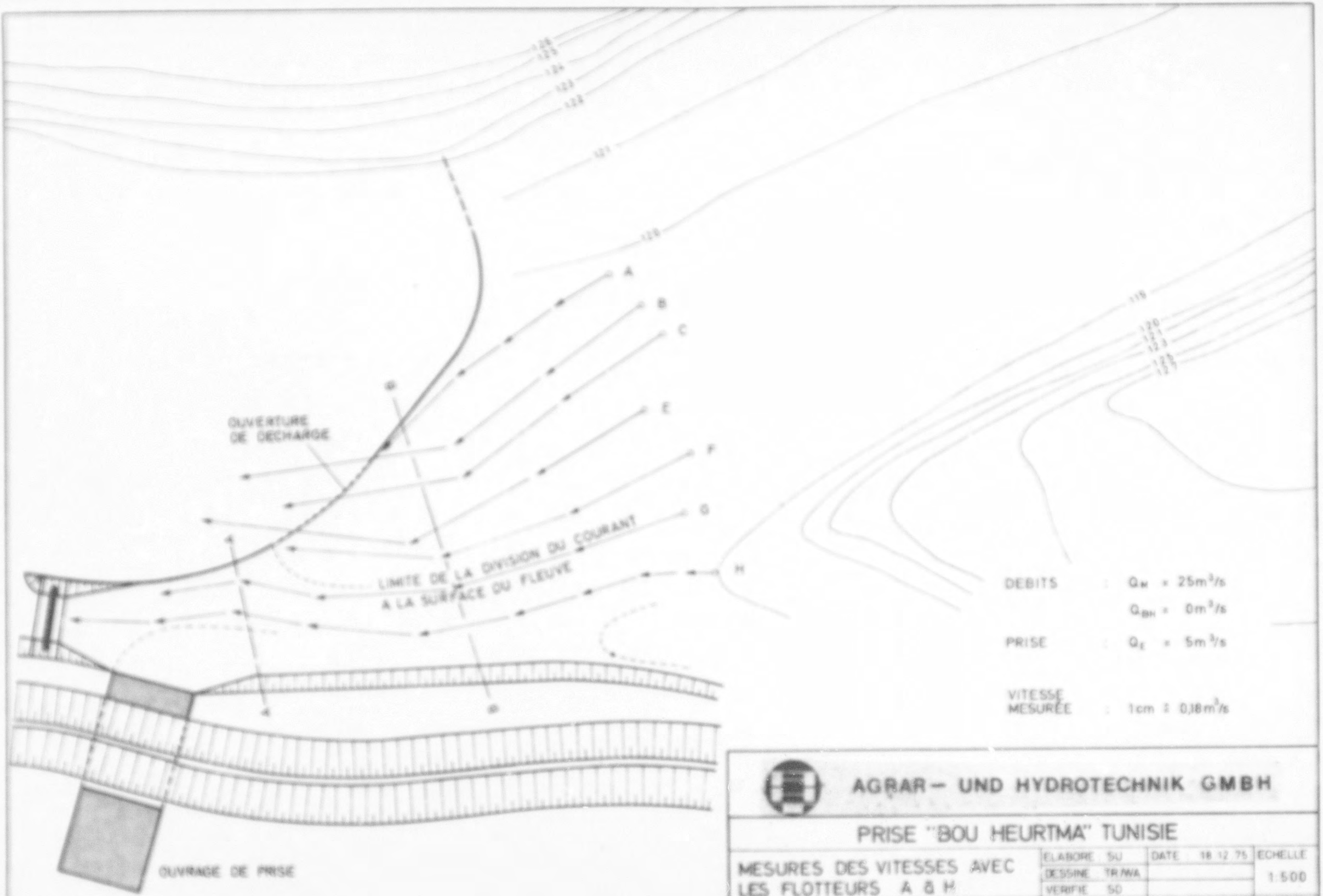



## COUPE D-D




AGRAR- UND HYDROTECHNIK GMBH

| | | | |
|---|---|---|---|
| PRISE "BOU HEURTMA" TUNISIE | | | |
| INSTALLATION DE PRISE<br>PROPOSITION D'EXECUTION | Etabor: ON<br>Dessiné: TR<br>Vérifié: SD | Date : 4.3.76 | Echelle<br>1:200 |
| COUPE C-C<br>COUPE D-D | PROF. DR. W. SCHRODER<br>UNIVERSITE DARMSTADT | | Annexe<br>18 |




DEBITS : $Q_M$ = 25 m³/s

$Q_{BH}$ = 0 m³/s

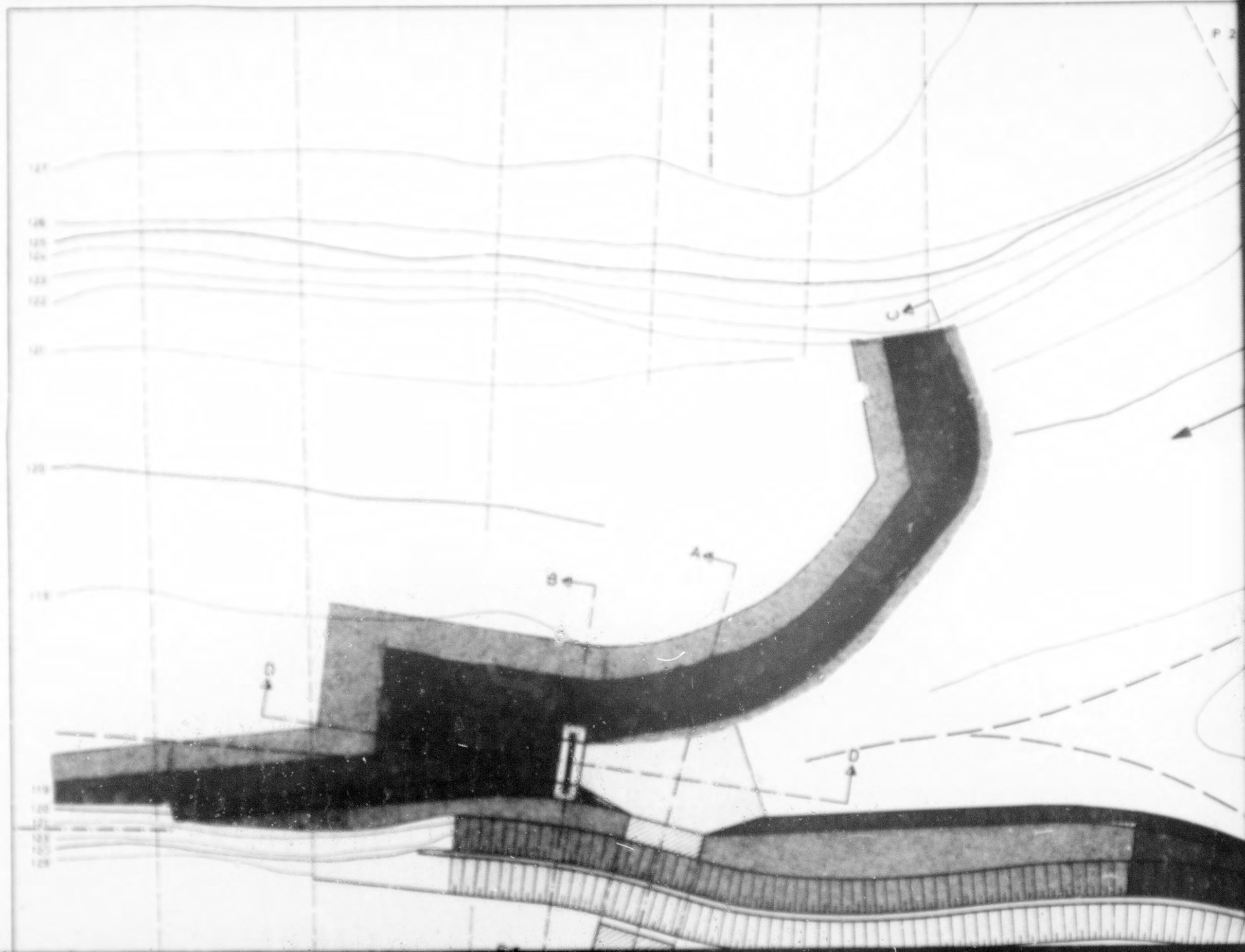
PRISE : $Q_E$ = 5 m³/s

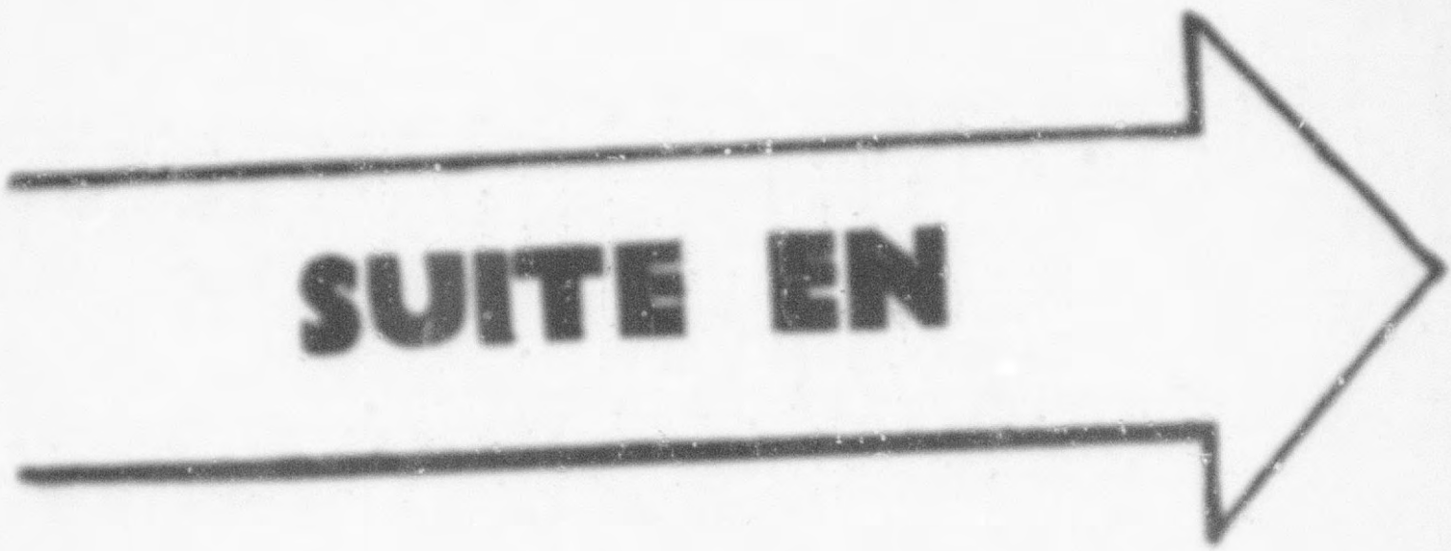
VITESSE MESUREE : 1 cm ≙ 0,18 m³/s

**AGRAR – UND HYDROTECHNIK GMBH**

# PRISE "BOU HEURTMA" TUNISIE

| | | | |
|---|---|---|---|
| MESURES DES VITESSES AVEC LES FLOTTEURS A & H | ELABORE SU | DATE 18 12 75 | ECHELLE 1:500 |
| | DESSINE TR/WA | | |
| | VERIFIE SO | | |
| VARIANTE X | PROF DR W SCHRODER UNIVERSITE DARMSTADT | | ANNEXE 19 |


C
B
A
D




F 4

MICROFICHE N°

# 02976

République Tunisienne

MINISTERE DE L'AGRICULTURE

CENTRE NATIONAL DE

DOCUMENTATION AGRICOLE

TUNIS

الجمهورية التونسية

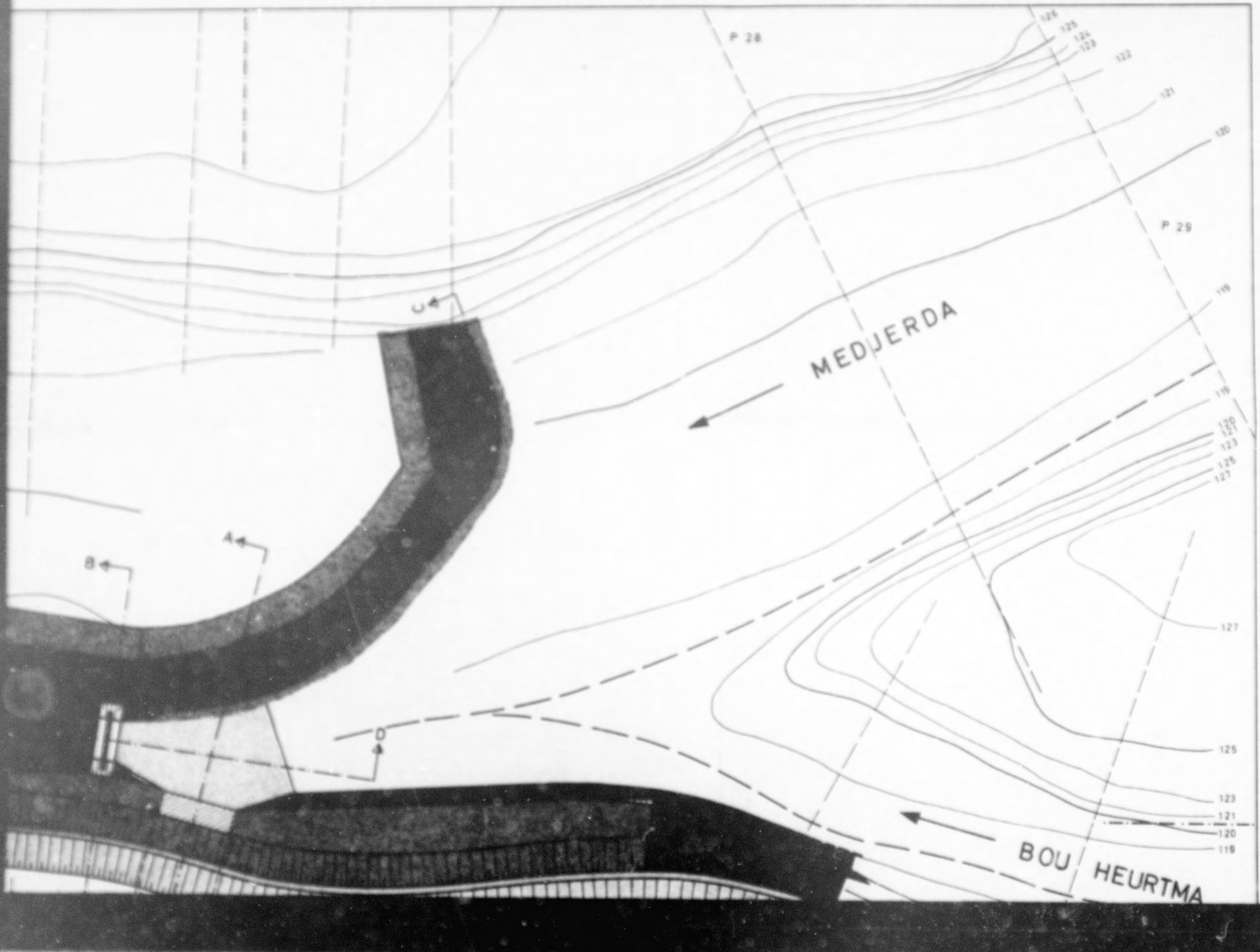
وزارة الفلاحة

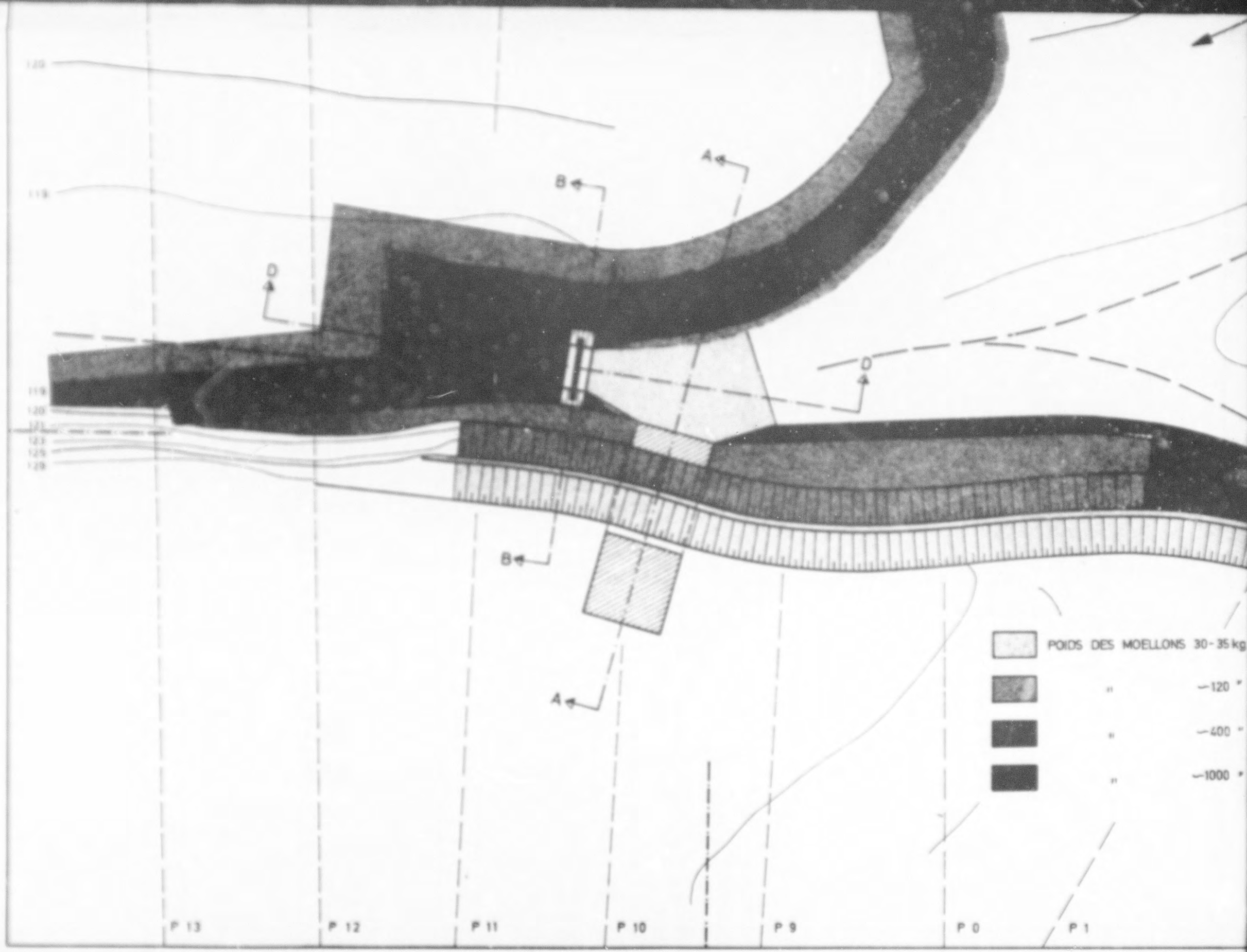
المركز القومي

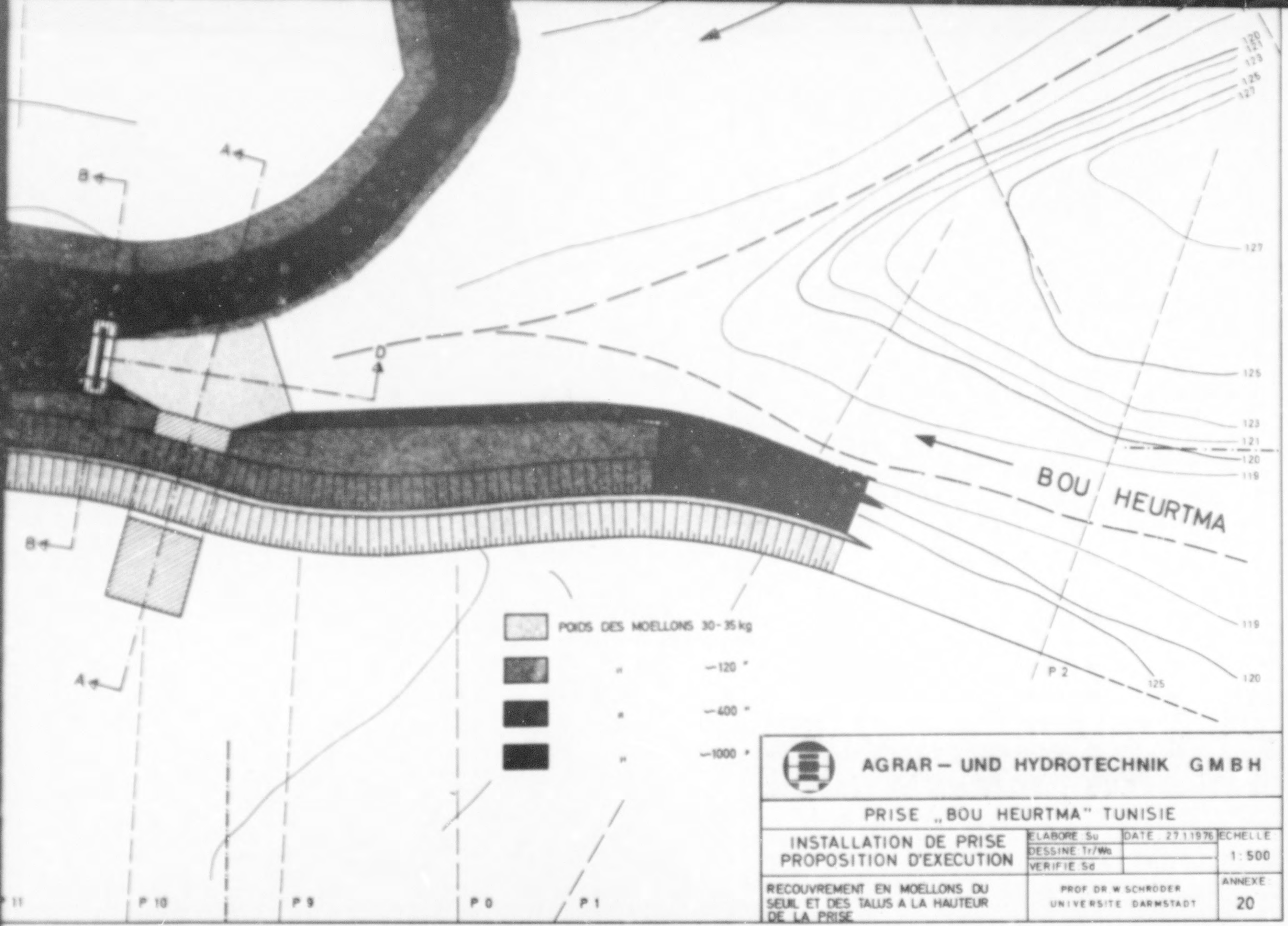
للتوثيق الفلاحي

تونس

F 4


P 28
P 29
MEDJERDA
BOU HEURTMA
126
125
124
123
122
121
120
119
127
A
B
C
D


120
119
A
B
D
D
B
A
119
120
121
123
125
129
POIDS DES MOELLONS 30 - 35 kg
" — 120 "
" — 400 "
" — 1000 "
P 13
P 12
P 11
P 10
P 9
P 0
P 1

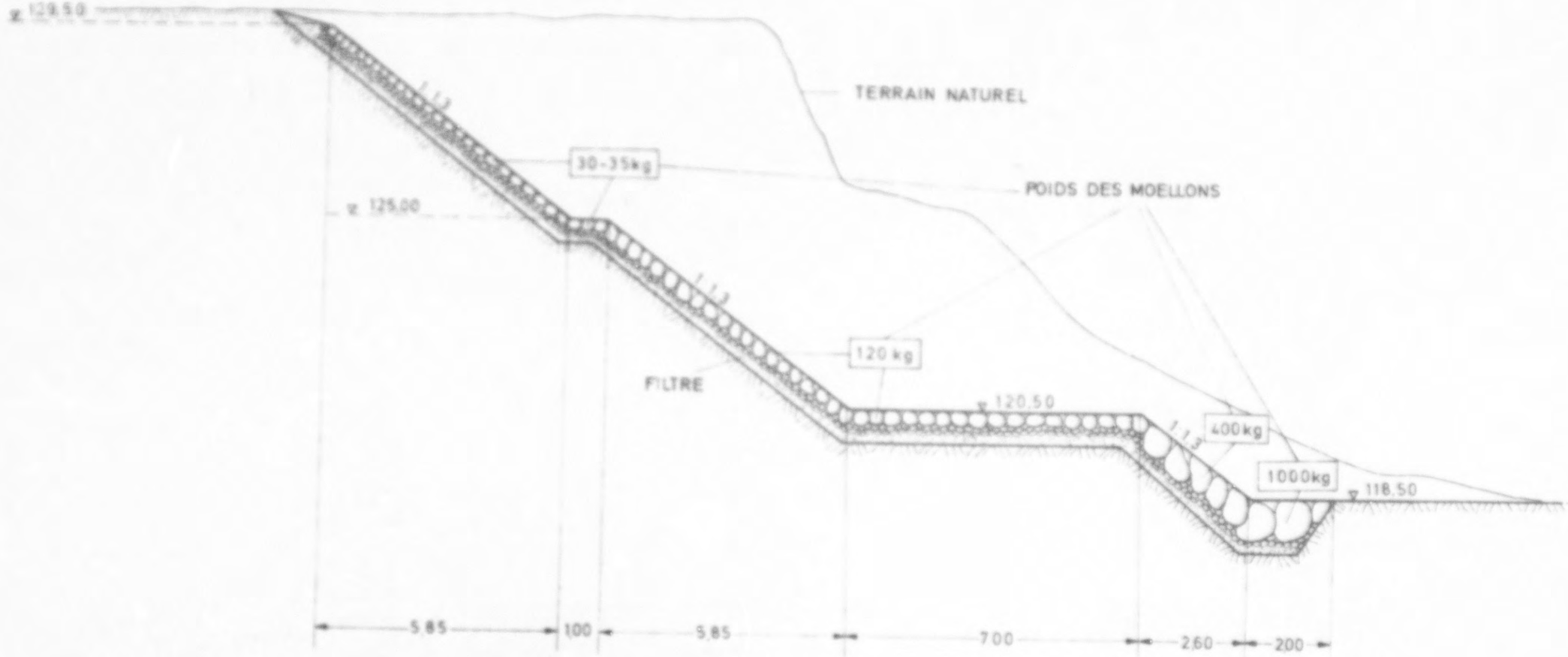



AGRAR – UND HYDROTECHNIK GMBH

PRISE „BOU HEURTMA" TUNISIE

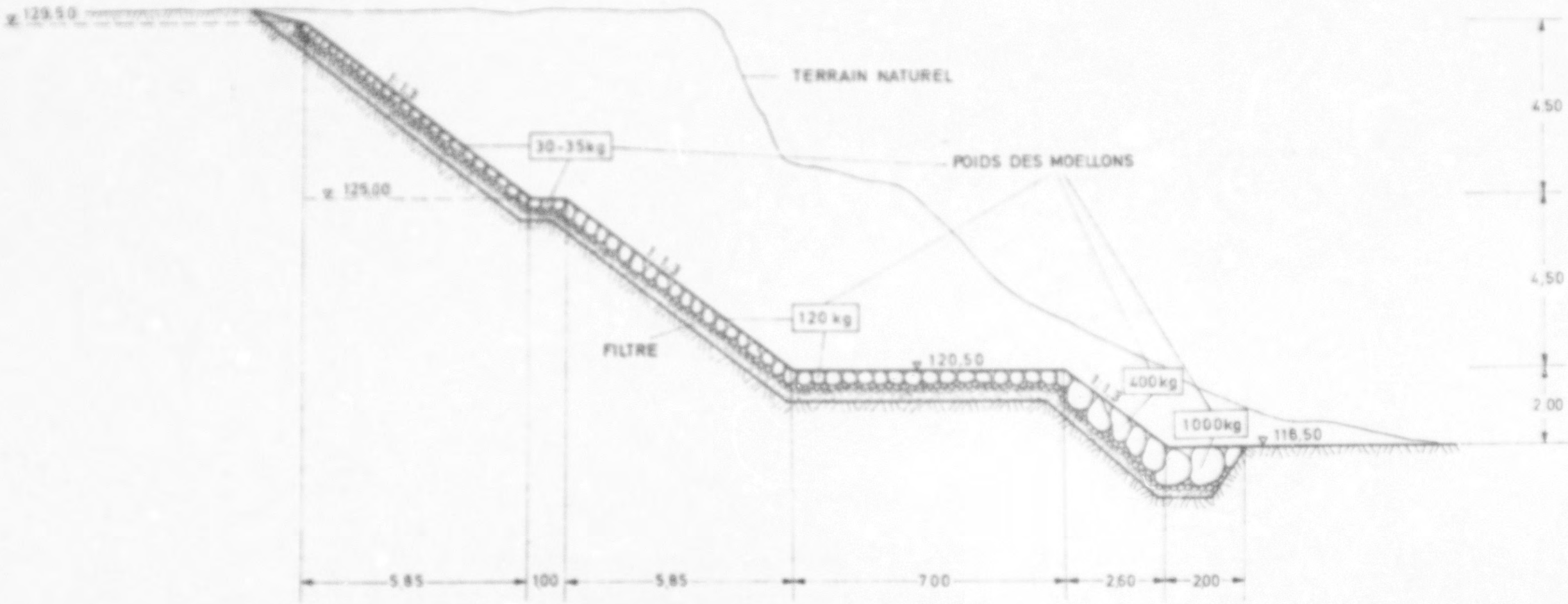
| | | | |
|---|---|---|---|
| INSTALLATION DE PRISE<br>PROPOSITION D'EXECUTION | ELABORE Su | DATE 27.1.1976 | ECHELLE<br>1 : 500 |
| | DESSINE Tr/Wo | | |
| | VERIFIE Sö | | |
| RECOUVREMENT EN MOELLONS DU SEUIL ET DES TALUS A LA HAUTEUR DE LA PRISE | PROF. DR. W. SCHRÖDER<br>UNIVERSITE DARMSTADT | | ANNEXE<br>20 |

# PROFIL 9

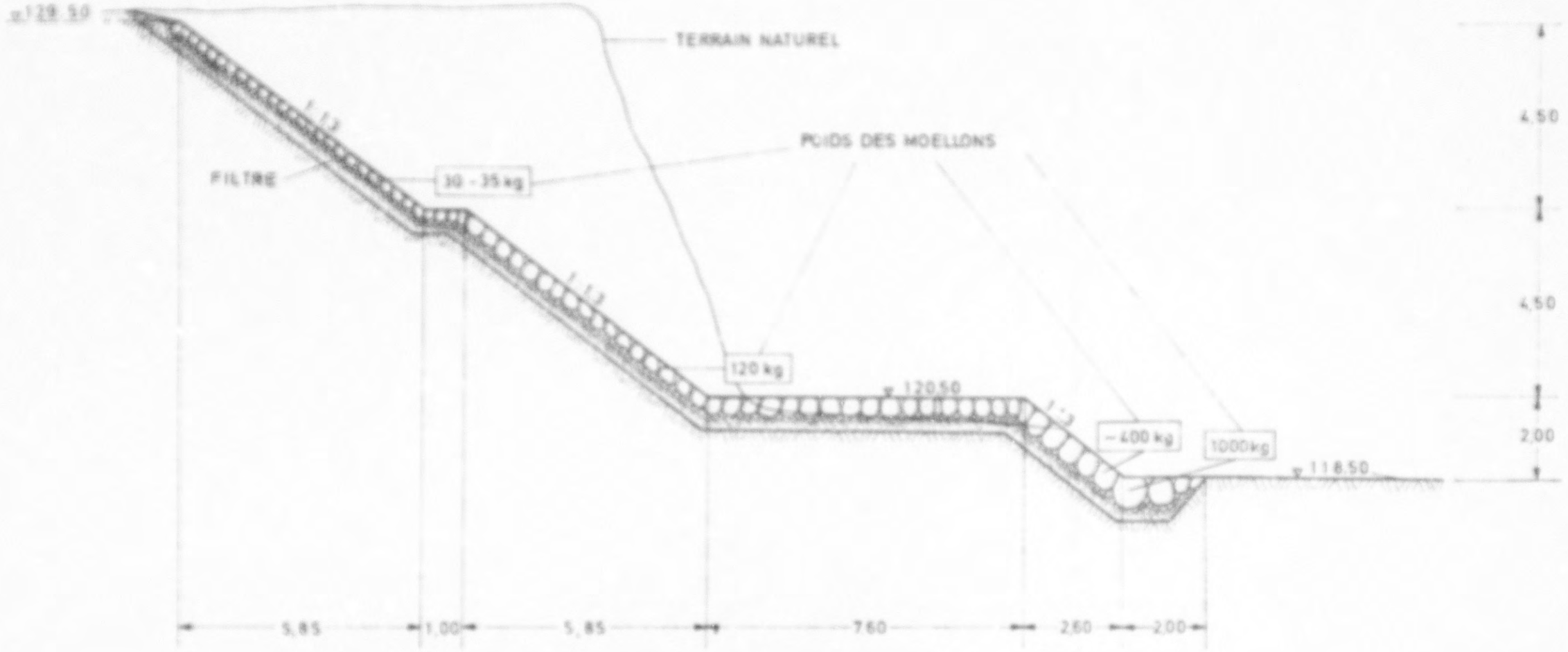



| | |
|---|---|
| | BH |
| | |
| ECHELLE | 1: 500 |
| ANNEXE | 20 |

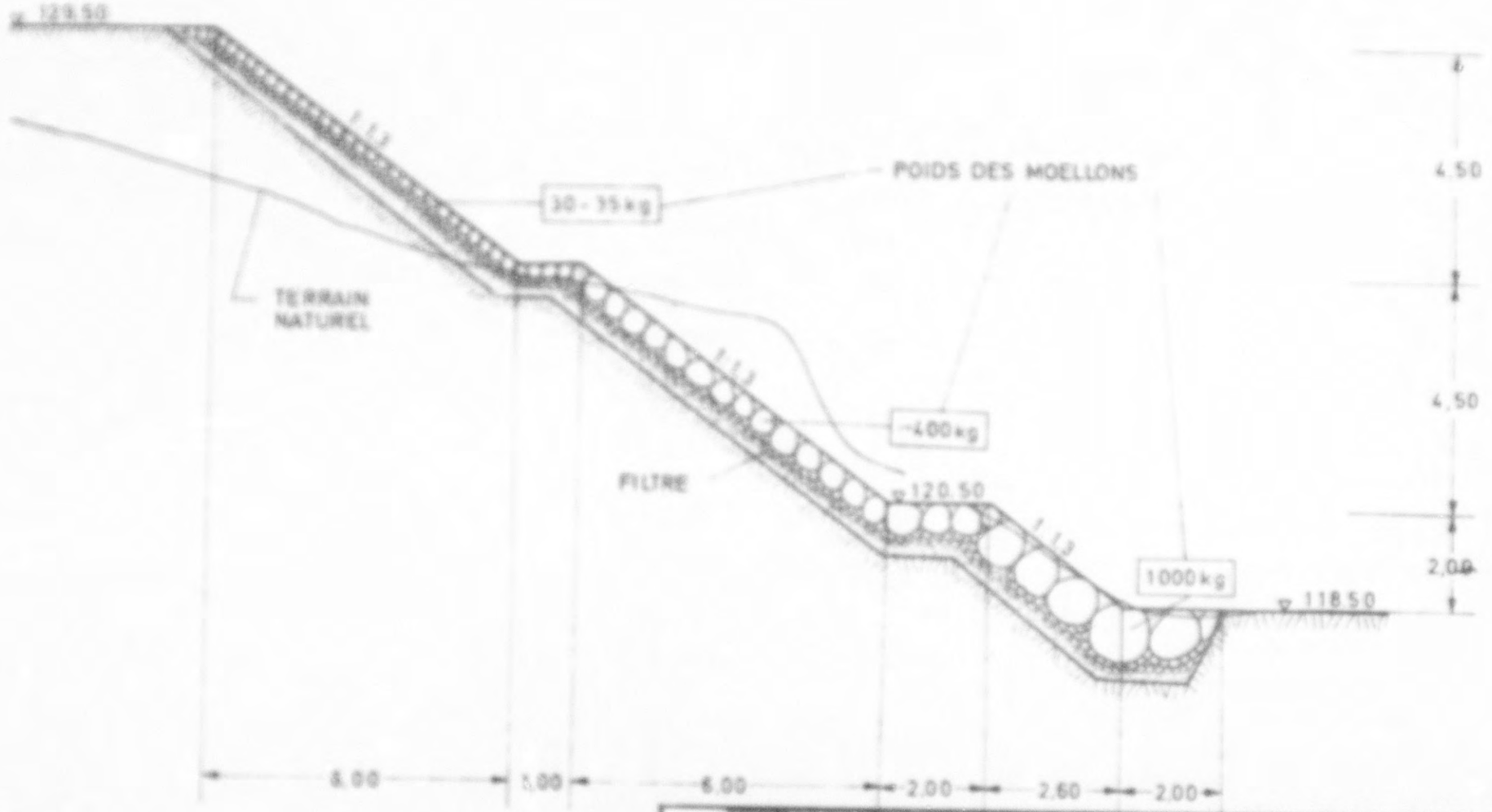
# PROFIL 9


TERRAIN NATUREL
POIDS DES MOELLONS
30-35kg
120 kg
400kg
1000kg
FILTRE
120.50
116.50
4.50
4,50
2.00
5.85
1.00
5.85
7.00
2.60
2.00

# PROFIL 0


TERRAIN NATUREL
POIDS DES MOELLONS
FILTRE
30 - 35 kg
120 kg
400 kg
1000kg
120.50
118.50
4.50
2.00
5.85
1.00
5.85
7.60
2.60
2.00

# PROFIL 1

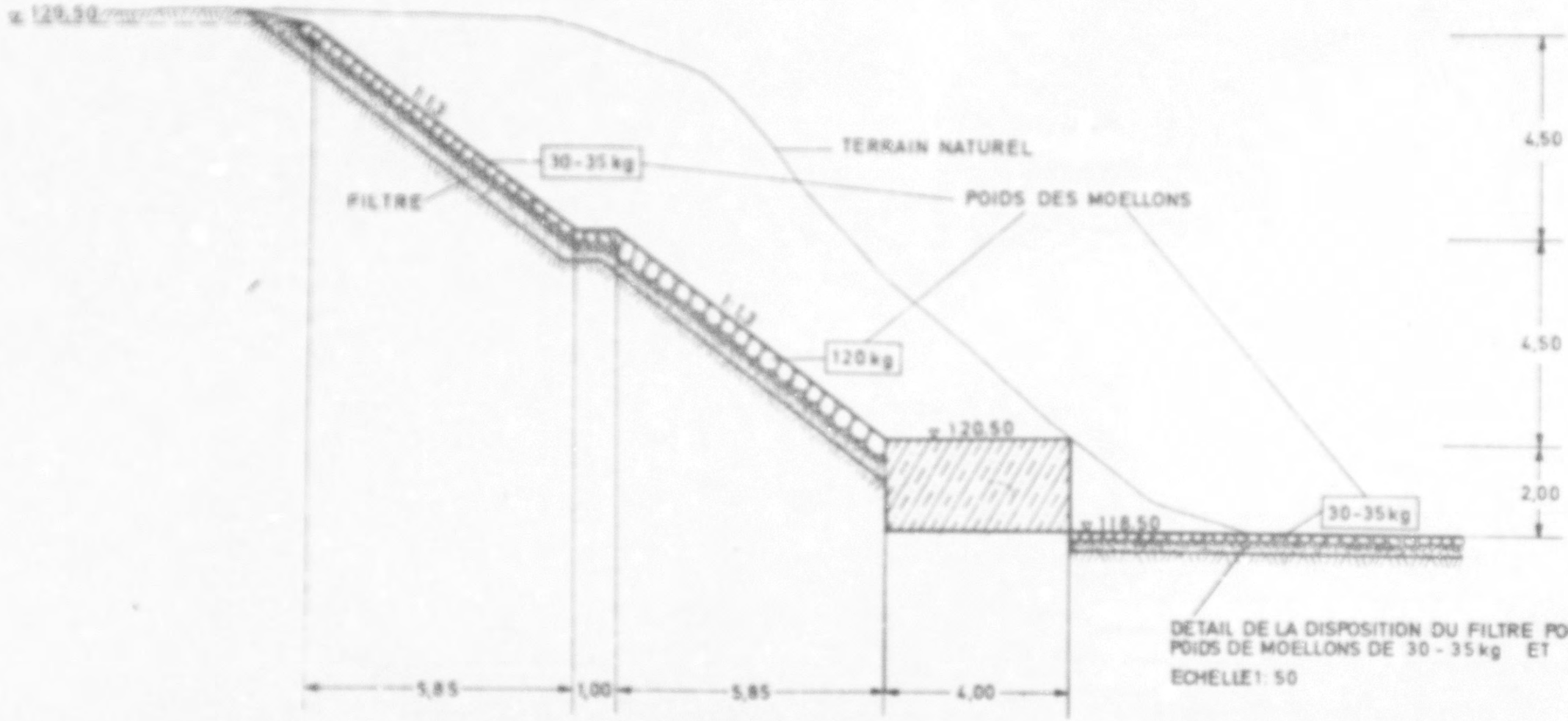



AGRAR- UND HYDROTECHNIK GMBH

PRISE "BOU HEURTMA" TUNISIE

| | | | |
|---|---|---|---|
| INSTALLATION DE PRISE<br>PROPOSITION D'EXECUTION | Elaboré : On<br>Dessiné : Tr<br>Verifié : Sd | Date 26.2.76 | Echelle<br>1:100 |
| PROTECTION DE LA RIVE GAUCHE<br>AUX PROFILS P9, P0, P1 | PROF. DR. W. SCHRÖDER<br>UNIVERSITÄT DARMSTADT | | Annexe<br>21 |

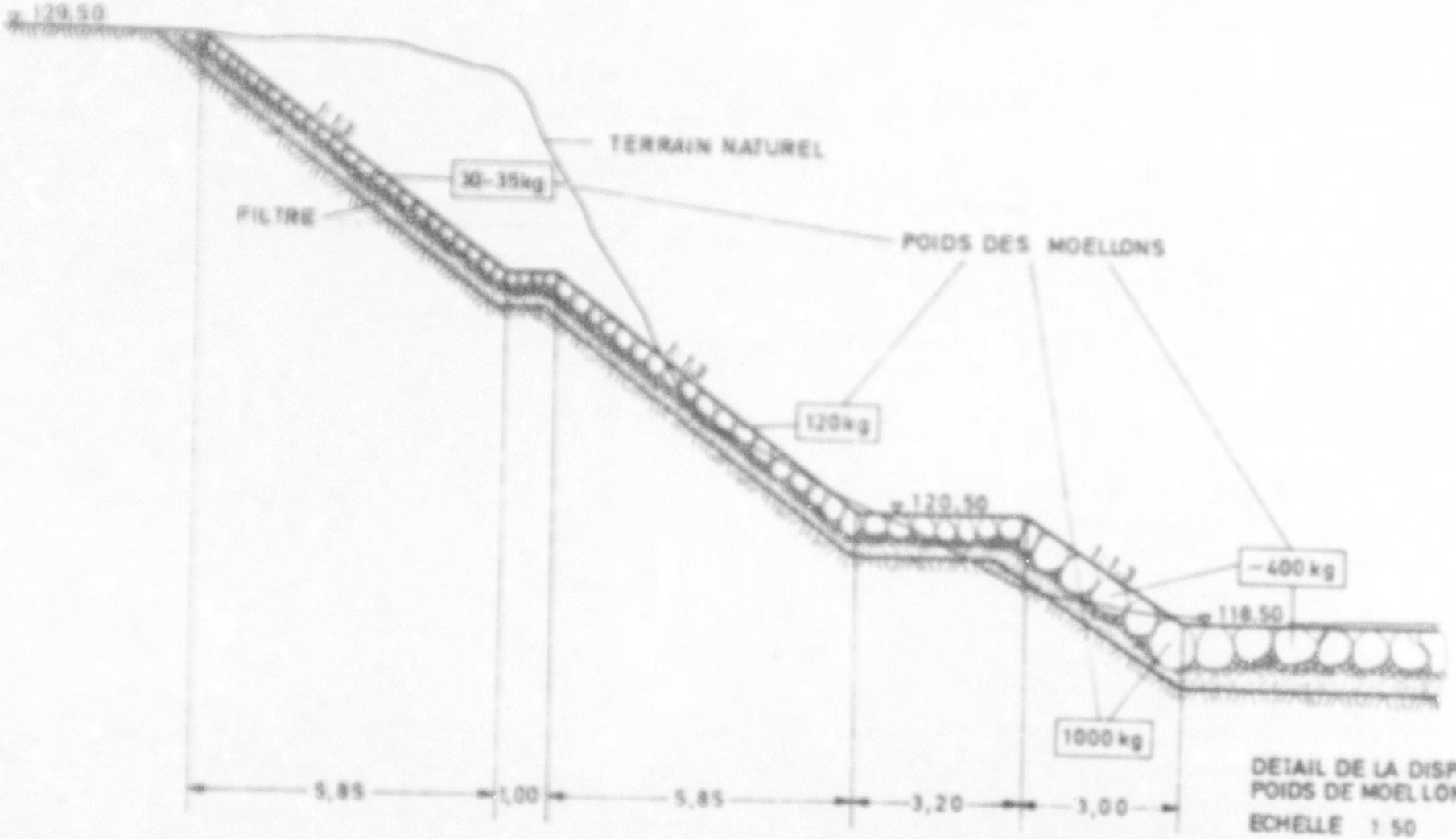
# PROFIL 10




DETAIL DE LA DISPOSITION DU FILTRE POUR DES POIDS DE MOELLONS DE 30 - 35 kg ET 120 kg

ECHELLE 1: 50

# PROFIL 11

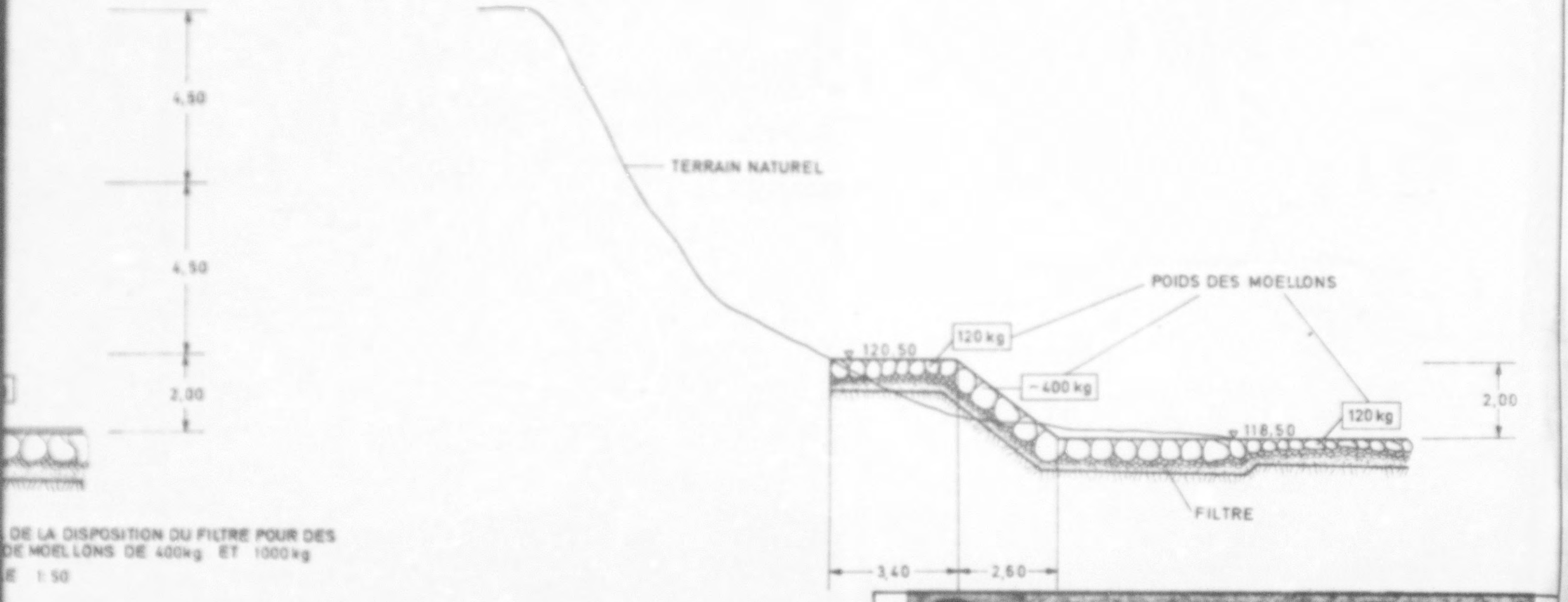


DETAIL DE LA DISPOSITION DU FILTRE POUR DES POIDS DE MOELLONS DE 400kg ET 1000kg

ECHELLE 1:50

MOELLONS ≠ 650mm / 900mm

# PROFIL 12




DE LA DISPOSITION DU FILTRE POUR DES
DE MOELLONS DE 400kg ET 1000kg

E 1:50

ONS ⌀ 650mm / 900mm

Sel 50mm → 0.15
3 - 30mm → 0.15
0 - 3mm → 0.15

PRISE "BOU HEURTMA" TUNISIE

| | | | |
|---|---|---|---|
| INSTALLATION DE PRISE<br>PROPOSITION D'EXECUTION | Elaboré : On<br>Dessiné : Tr<br>Verifié : Sd | Date : 27.2.76 | Echelle<br>1:100 |
| PROTECTION DE LA RIVE GAUCHE<br>AUX PROFILS P10, P11, P12 | PROF. DR. W. SCHRÖDER<br>UNIVERSITE DARMSTADT | | Annexe<br>22 |

FIN

146

VUES