

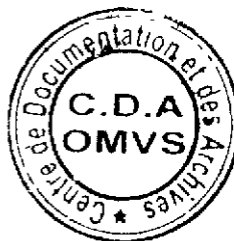
45 2

*Ministère du Développement
Industriel et du Tourisme*

*République du Mali
Un Peuple - Un But - Une Foi*

*Direction Nationale de
l'Hydraulique et de l'Energie*

*Barrage de Manantali
Essais sur modèles réduits
Rapport de stage*



*S. Haidara
Ingénieur Hydraulicien
Expert Associé pour l'O.M.V.S*

Bamako, Juillet 1979

11552

Sommaire

	<u>pages</u>
1. <u>Généralités.</u>	1
1.1 <u>Introduction</u>	
1.2 <u>Description sommaire du projet</u>	
1.3 <u>Bref aperçu sur le laboratoire</u>	
1.3.1 Historique	
1.3.2 Champs d'activités	
2. <u>Construction des modèles.</u>	6
3. <u>Déroulements des essais.</u> ...	13
3.1 <u>Buts des essais</u>	
3.2 <u>Intégration et participation aux essais</u>	
3.3 <u>Méthodes de mesures et d'évaluation</u>	
3.3.1 Mesures de niveaux d'eau	
3.3.2 Mesures de débits	
3.3.3 Mesures de vitesses	
3.3.4 Mesures de pressions	
3.3.5 Analyse qualitative des écoulements	
4. <u>Résultats des essais sur modèle bidimensionnel.</u>	22
4.1 <u>Essais de l'évacuateur de surface</u>	
4.1.1 Aspect des écoulements	
4.1.2 Capacités d'évacuation	
4.1.3 Distribution des pressions sur le radier du déversoir (profil Creager)	
4.2. <u>Essais des vidanges de demi-fond</u>	
4.2.1 Aspect des écoulements	
4.2.2 Capacités d'évacuation	
4.2.3 Distribution des pressions sur le radier des vidanges	
4.2.4 Effets dus à la forme de la sortie des vidanges	
4.3 <u>Dimensionnement du bassin d'amortissement</u>	

5. <u>Résultats des essais sur modèle tridimensionnel.</u>	34
5.1 <u>Essais de l'évacuateur de surface</u>	
5.1.1 Aspect des écoulements	
5.1.2 Capacités d'évacuation	
5.2 <u>Essais des vidanges de demi-fond</u>	
5.2.1 Aspect des écoulements	
5.2.2 Capacités d'évacuation	
5.3 <u>Dimensionnement du bassin d'amortissement</u>	
6. <u>Conditions d'exploitation des ouvrages d'évacuation.</u>	39
6.1 <u>Cas d'exploitation favorables</u>	
6.2 <u>Cas d'exploitation défavorables</u>	
7. <u>Activités en dehors des essais.</u>	41
7.1 <u>Cours de langue allemande</u>	
7.2 <u>Visites et excursions</u>	
7.2.1 Visite de l'Institut Fédéral de Recherches Hydrauliques de Karlsruhe	
7.2.2 Visite des chutes d'Iffezheim et de Kehl-Strasbourg sur le Rhin	
7.2.3 Excursion sur le canal Main-Danube	
8. <u>Conclusions.</u>	50
9. <u>Remarque.</u>	50
10. <u>Remerciements.</u>	51

Annexes

1. Phases de construction et d'opération du modèle bidimensionnel.
2. Phases de construction et d'opération du modèle tridimensionnel.
3. Capacités d'évacuation du déversoir en fonction du niveau de la retenue et des levées de vanne.
4. Réparation des pressions sur le radier du déversoir.
5. Conditions d'écoulement à l'entrée d'une vidange de demi-fond.
6. Détermination de la longueur optimale de l'excavation de la plate-forme située en amont des vidanges.
7. Vitesses d'écoulement à l'entrée d'une vidange de demi-fond.
8. Forme proposée pour l'entrée d'une vidange de demi-fond.
9. Capacités d'évacuation d'une vidange de demi-fond en fonction du niveau de la retenue et des levées de vanne.
10. Exemples d'interpolation pour la capacité d'évacuation d'une vidange de demi-fond.
11. Influences du puits de la vanne de garde et de la nature de l'écoulement sur la capacité d'évacuation d'une vidange de demi-fond.
12. Vidanges de demi-fond (profil proposé).
13. Réparation des pressions sur le radier d'une vidange de demi-fond (profil initial).
14. Réparation des pressions à la sortie d'une vidange de demi-fond (variante).
15. Réparation des pressions à la sortie d'une vidange de demi-fond (profil proposé).

16. Bassin d'amortissement (variante).
17. Bassin d'amortissement proposé.
18. Fonctionnement du bassin d'amortissement proposé.
19. Réparation des pressions sur le plancher du bassin d'amortissement.
20. Niveaux d'eau et leurs fluctuations dans le bassin d'amortissement.
21. Vidanges de demi-fond en opération.
22. Evacuateur de surface en opération.
23. Certificat du cours d'allemand.
24. Attestation.

1. Généralités.

1.1 Introduction.

Le cycle de la sécheresse exceptionnelle qui sévit dans le Sahel depuis 1966, a rendu plus urgente que jamais l'élaboration d'une politique plus perspicace de conservation de l'eau.

Pour endiguer à moyen terme les désastres pouvant résulter d'éventuels retours de cette calamité naturelle, l'O.M.V.S (Organisation pour la Mise en Valeur du fleuve Sénégal) envisage la construction des barrages de Manantali et de Diama, qui s'inscrivent dans le cadre de la 1ère phase d'aménagement du bassin du Sénégal.

Le site du barrage de Manantali est situé à environ 90 km en amont de Bafoulabé (République du Mali) sur le Bafing, affluent du fleuve Sénégal (voir fig.no. 1).

Le Groupement Manantali, Bureau d'Ingénieurs Conseils chargé des études d'exécution de l'ouvrage, a confié au Laboratoire de Constructions Fluviales "Theodor Rehbock" de l'Université de Karlsruhe (RFA) les essais sur modèles réduits.

La participation de cadres nationaux des pays membres à tous les échelons des études a été préconisée par l'O.M.V.S en vue d'assurer la formation professionnelle du personnel local nécessaire pour l'exécution des travaux et l'exploitation future des ouvrages.

Le présent rapport traite du déroulement du stage suivi durant les essais sur modèles réduits.

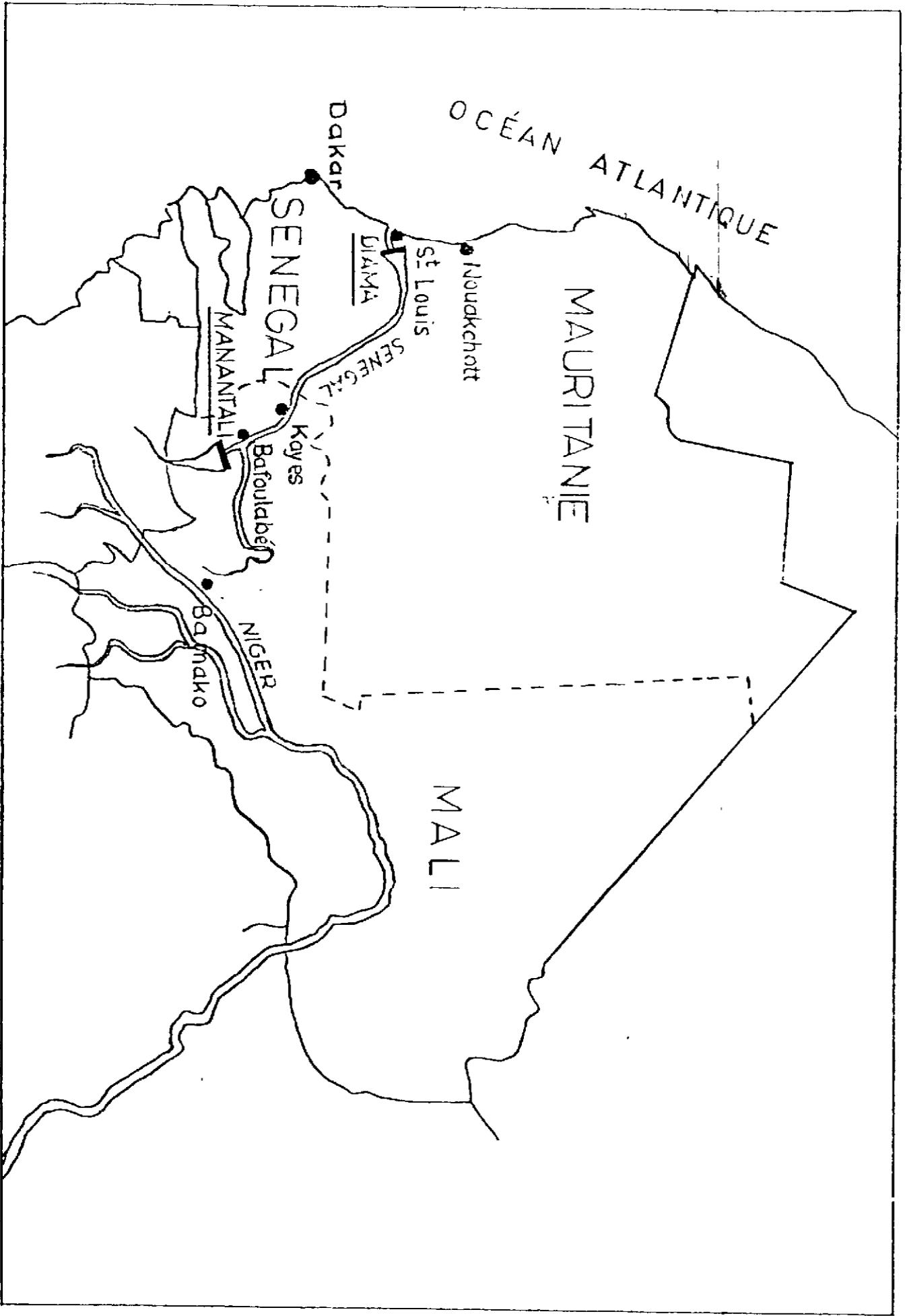


Fig. no. 1 : Localisation du site du barrage de Manantali

1.2 Description sommaire du projet .

Le barrage de Manantali constitue la clé de voûte de l'aménagement du bassin du Sénégal.

Sa construction permettra entre autres :

- l'irrigation d'environ 300.000 ha de terres,
- l'amélioration des conditions de navigation entre Kayes (Mali) et St.Louis (Sénégal) par un meilleur contrôle des crues du Bafing,
- la production d'énergie hydroélectrique et
- la promotion de la pêche en rivière.

Le lac artificiel d'une superficie d'environ 500 km² et de 11 milliards de m³ de capacité totale, sera créé par un ouvrage mixte (1.484 m de longueur totale) regroupant dans sa partie médiane le barrage en béton et l'évacuateur de crues et sur ses deux ailes une digue en enrochements.

La hauteur maximale de l'ouvrage est d'environ 62 m au dessus du niveau du lit de la rivière.

La crue millénaire de 7.900 m³/s sera évacuée par 8 pertuis de surface et 7 vidanges de demi-fond équipés respectivement de vannes segments de 9 x 10 m et de 3,80 x 4,80 m de dimensions.

Le laminage de cette crue nécessite l'évacuation d'un débit de 5.100 m³/s.

La centrale située au pied du barrage en béton, en rive gauche, sera équipée de 5 turbines Francis ou Kaplan totalisant un débit maximal de 575 m³/s.

1.3 Bref aperçu sur le laboratoire .

1.3.1 Historique .

La Station Expérimentale de Constructions Hydrauliques de l'Université de Karlsruhe a été fondée en 1901 par le Professeur Théodor Rehbock. Elle compte parmi les installations de ce type, les plus anciennes du monde.

En 1939, du vivant de son fondateur, elle fut baptisée "Laboratoire de Constructions Fluviales Théodor-Rehbock".

Le Professeur Heinrich Wittmann succéda en 1934 à Théodor Rehbock et dirigea le Laboratoire jusqu'à la fin de 1964.

L'Institut de Recherches de Constructions Hydrauliques et de Génie Rural dont le Laboratoire constitue l'ossature, est dirigé depuis 1965 par le Professeur Emil Mosonyi.

1.3.2 Champs d'activités .

A l'heure actuelle l'Institut dispose de:

- deux grandes salles expérimentales couvertes: la Rhein-halle et la Kinzighalle qui totalisent une superficie d'environ 2.500 m²,
- un département de métrologie et d'électronique qui s'occupe du développement et de l'application des méthodes de mesure électroniques modernes,
- une salle de mécanique de précision,
- un atelier de constructions en béton,
- un laboratoire pour le traitement des matières synthétiques,
- une menuiserie,
- un laboratoire photo.

Les activités de l'Institut s'étendent à plusieurs domaines de la mise en valeur des ressources en eau (irrigation, navigation, contrôle des crues, alimentation en eau etc...).

L'une des tâches les plus urgentes constitue la formation scientifique et appliquée de la relève étudiante.

Outre cette activité d'enseignement et d'encadrement, la recherche expérimentale est au 1er plan dans les domaines de l'Hydraulique, de l'Hydrologie et de l'alimentation en eau.

Les problèmes hydrauliques et hydrologiques qui apparaissent lors de la réalisation ou de l'exploitation d'installations hydrauliques sont des sujets d'études et de recherches par excellence. Une demi-douzaine de projets hydrauliques à travers le monde connaissent actuellement des études au Laboratoire. (fig.no;7)

2. Construction des modèles .

Un modèle réduit est une reproduction en miniature d'ouvrages de génie civil ainsi que d'éléments de surface de la terre qui les encadrent (relief, végétation, bassins de cours d'eau etc...), en vue d'étudier leur tracé et leur exploitation.

Les matériaux entrant dans la construction d'un modèle peuvent être de diverses sortes (bois, béton, métaux, etc....) mais doivent répondre aux exigences d'économie et de fidélité. Cette dernière caractéristique est d'une très grande importance pour l'issue des essais car toute erreur de conception ou de mise en oeuvre peut être fatale et ainsi fausser les phénomènes à étudier.

La complexité et la diversité des problèmes hydrauliques à étudier ont imprimé la nécessité de construire plusieurs modèles du barrage de Manantali:

- Un modèle bidimensionnel (échelle 1:40) reproduisant seulement deux vidanges de demi-fond et deux pertuis de surface pour effectuer diverses mesures: vitesses, débits, pressions, niveaux d'eau et intumescences. (voir fig.no. 2 et 3).

Parmi les diverses possibilités de conception de ce modèle (fig.no. 4) la solution (d) a été choisie parce qu'elle facilite l'analyse de l'interaction des jets débouchant de deux vidanges voisines.

- Un modèle tridimensionnel (échelle 1:100) reproduisant la centrale et l'évacuateur de crues pour vérifier les résultats de certaines mesures effectuées en modèle bidimensionnel et examiner l'ensemble des problèmes que peuvent poser les divers cas d'exploitation des ouvrages d'évacuation (fig.no. 5 et 6).

- Un modèle bidimensionnel (échelle 1:20) de l'équipement hydromécanique pour étudier les forces hydrodynamiques capables d'engendrer des vibrations incompatibles avec l'exploitation rationnelle des organes de restitution .

Les modèles ont été construits non distordus selon les plans et indications fournis par le Groupement Manantali.

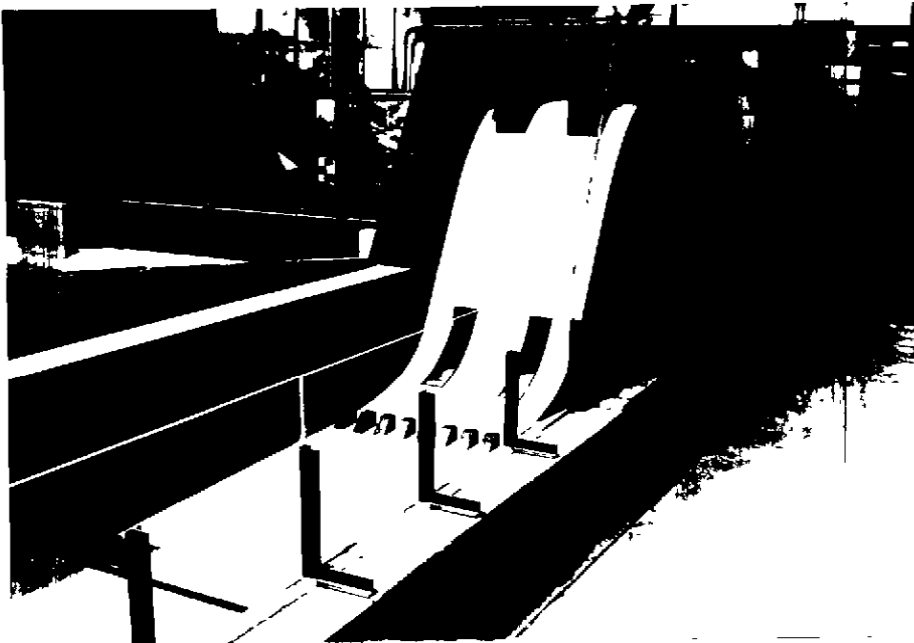
Les essais ont été menés en similitude de Froude eu égard à la prédominance des forces de gravitation et d'inertie qui ont déterminé les conditions d'écoulement.

Les principaux facteurs d'échelle, sur la base des quels les calculs ont été effectués sont mentionnés dans le tableau ci-après.

Dénomination	Facteur d'échelle			
	λ	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
longueur, (m)	λ	40	100	20
temps (s) } vitesse (m/s) }	$\lambda^{0,5}$	6,324	10	4,472
débit (m ³ /s)	$\lambda^{2,5}$	10119,29	100.000	1788,855
pression (bar)	λ	40	100	20



vue de l'amont



vue de l'aval

fig.no. 3 : vues générales du modèle bidimensionnel

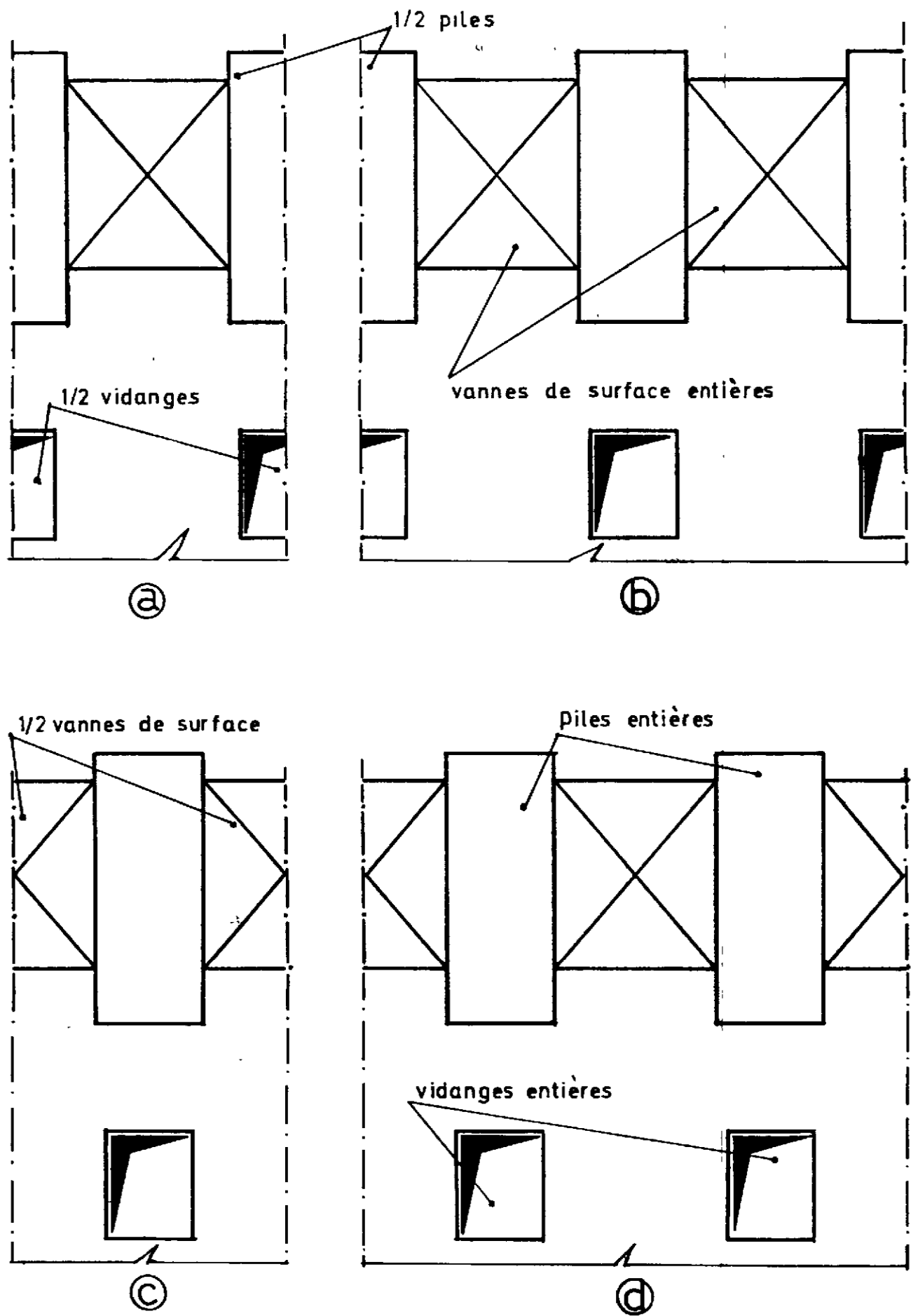


fig.no. 4. Possibilités de conception du modèle bidimensionnel.

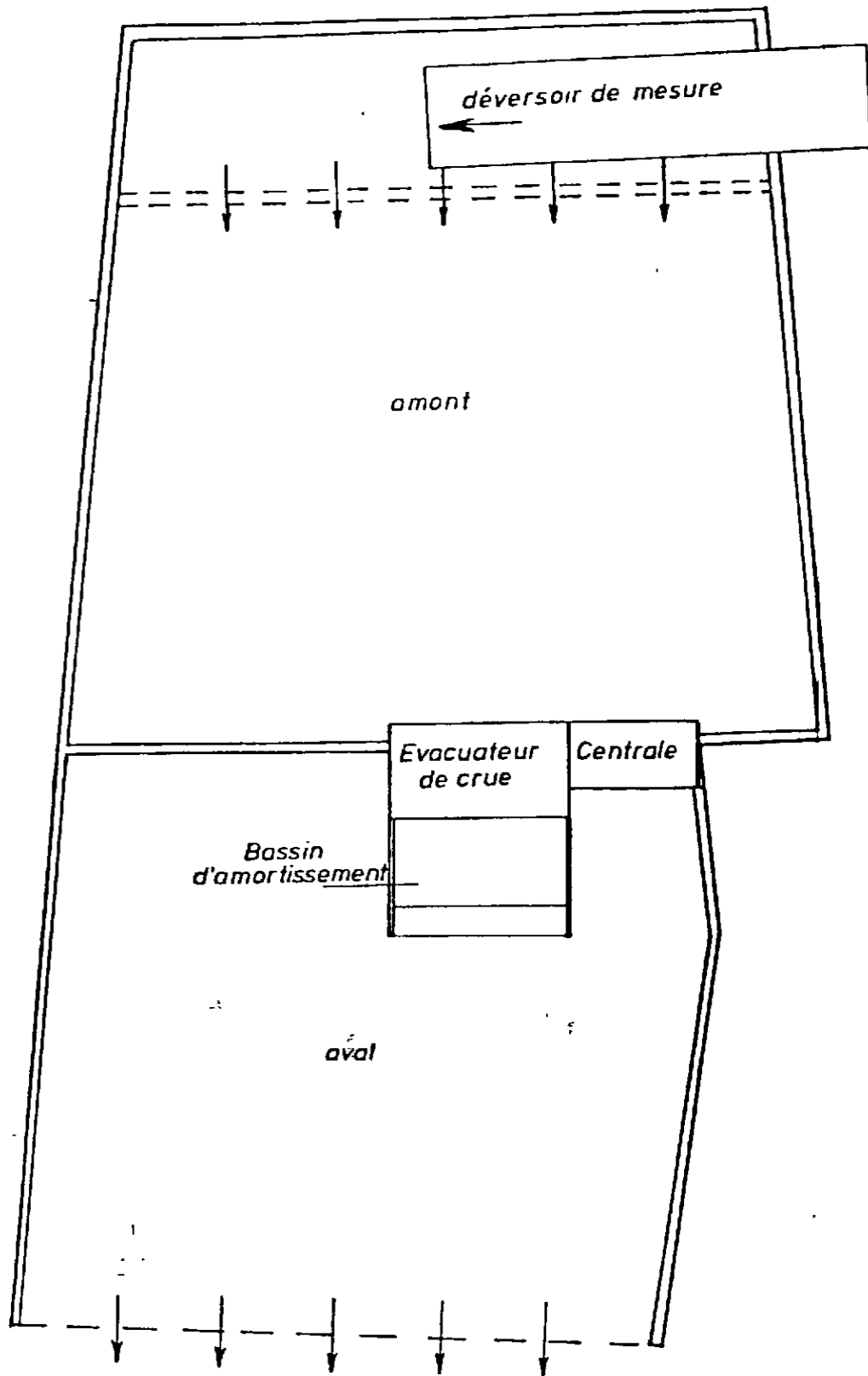
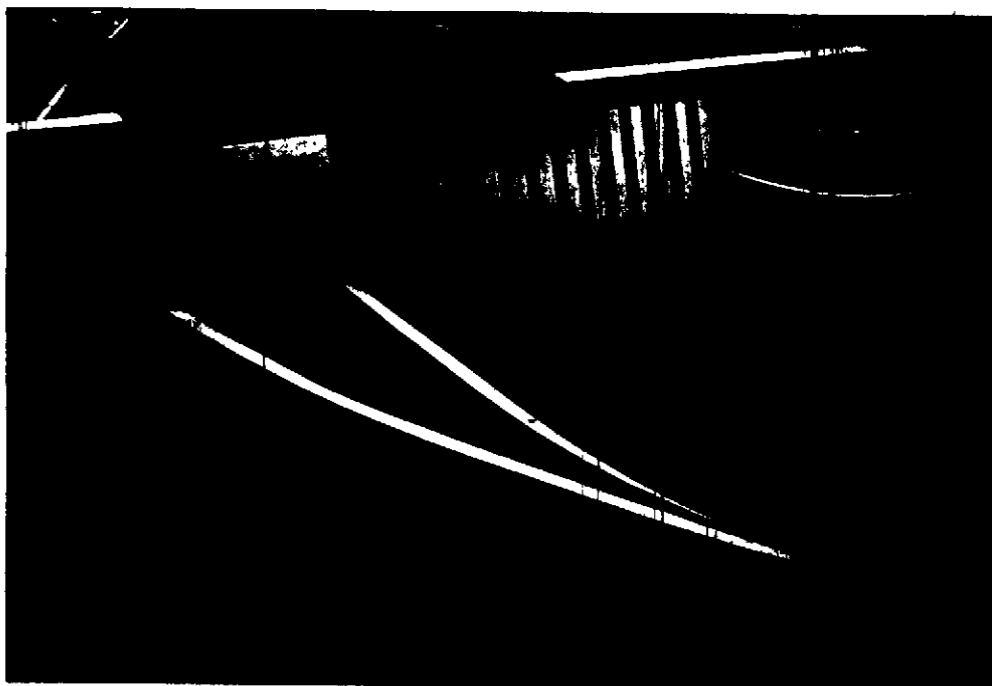
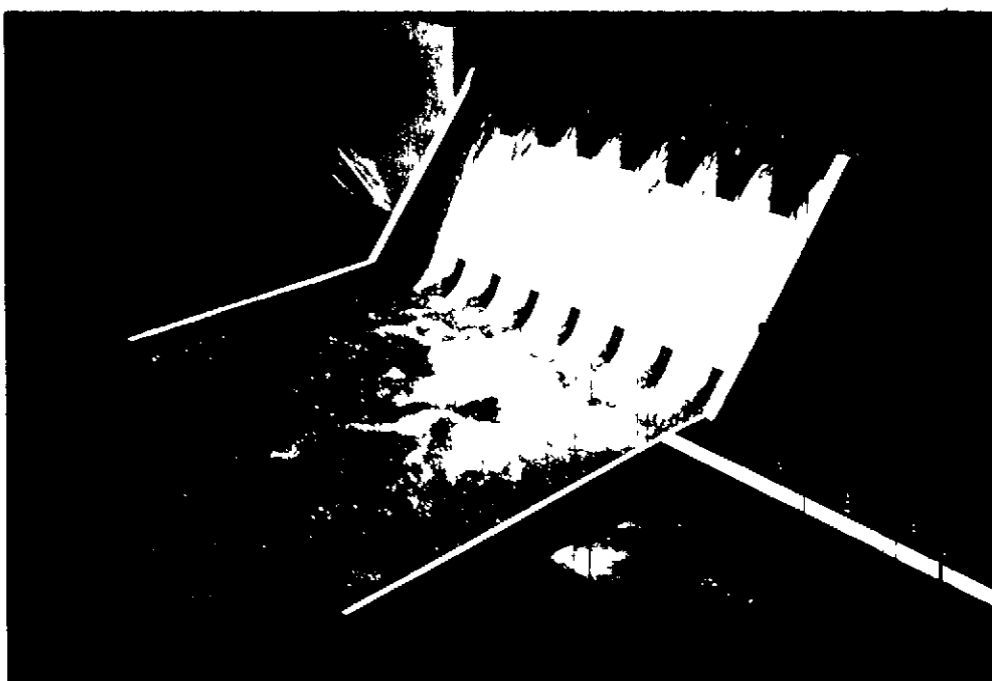


fig no.5. Modèle tridimensionnel





vue de l'amont



vue de l'aval

fig.no.6 : Vues générales du modèle tridimensionnel

3. Déroulement des essais.

3.1 Buts des essais.

Les essais avaient pour buts:

- d'étudier sur modèle tridimensionnel le tracé général des ouvrages d'évacuation élaboré par le Groupement Manantali ainsi que leur fonctionnement.
- de déterminer sur modèle bidimensionnel les capacités d'évacuation des pertuis de surface et des vidanges; la distribution des pressions le long du profil Creager du déversoir, sur le radier des vidanges et aux points suspects d'engendrer la cavitation.
- de définir les dimensions que requiert un fonctionnement satisfaisant du bassin d'amortissement pour l'évacuation de la crue millénaire de $7.000 \text{ m}^3/\text{s}$.
- de déterminer sur modèle de l'équipement hydromécanique les forces hydrodynamiques pouvant être à l'origine de vibrations incompatibles avec l'exploitation rationnelle des organes d'évacuation.

Si le tracé, les profils et formes des ouvrages conçus par le Groupement n'assuraient pas leur fonctionnement satisfaisant, le Laboratoire devrait alors proposer des solutions mieux élaborées, développées au cours des essais.

3.2 Intégration et participation aux essais.

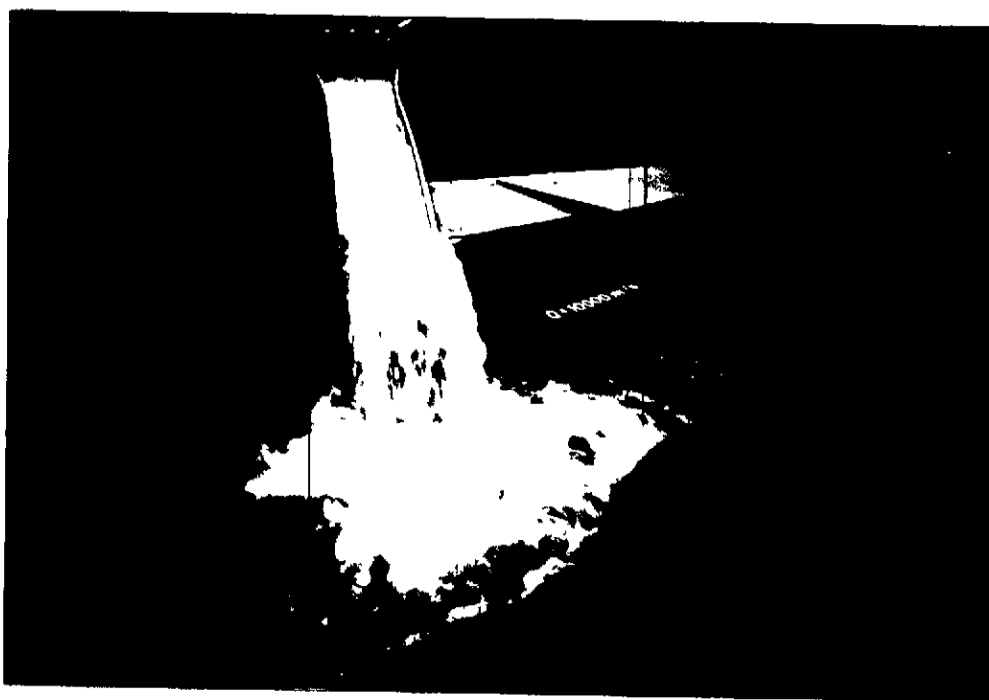
De commun accord entre le Groupement Manantali et le Laboratoire, il a été admis que mon intégration au sein de l'équipe des essais devait être effective.

Cette disposition a permis de prendre activement part aux diverses phases des travaux.

Cependant à cause de mon arrivée en retard en Allemagne (2 Août 1978) je n'ai pu que partiellement prendre part aux essais du modèle bidimensionnel qui avaient déjà débuté au mois de Juin. Par contre, ma participation à la réalisation et aux essais du modèle tridimensionnel a été effective.

Quant au modèle de l'équipement hydromécanique, je n'aurai participé qu'à sa réalisation. La mise en eau était prévue pour le mois de Juillet 1979 alors que le rappel de mon Gouvernement est intervenu en Juin.

Ma participation aux essais ne s'est pas limitée aux seuls modèles du barrage de Manantali. J'ai pris part à l'élaboration ainsi qu'à l'exploitation des modèles de Shiroro (Nigéria) et de Nyanggyat (Birmanie) voir fig.no. 7



Shiroro

3.3 Méthodes de mesures et d'évaluation.

Les modèles bidimensionnel et tridimensionnel étaient alimentés par deux pompes stationnaires débitant chacune 200 l/s.

Les fluctuations de débit des pompes ont quelques fois perturbé le bon déroulement des mesures.

Pour éviter cet inconvénient, le modèle de l'équipement hydro-mécanique sera alimenté par l'intermédiaire d'un réservoir d'équilibre.

3.3.1 Mesures de niveaux d'eau.

Les mesures de niveaux d'eau ont été effectuées à l'aide d'échelles à aiguille hydrométriques fixes ou mobiles et d'une sonde à fil électrique spécialement mise en oeuvre par le Laboratoire et qui permet une meilleure évaluation des intumescences.

La capacité électrique du fil placé entre deux plaques d'isolation change en fonction du niveau de l'eau. Les variations de capacité électrique sont amplifiées et transcrites par un appareil enregistreur.

3.3.2 Mesures de débits.

Un déversoir Rehbock (rectangulaire à crête aiguë) placé en tête de chaque modèle a permis d'effectuer les mesures de débits. Les paramètres ainsi que la courbe d'étalonnage de ce déversoir sont établis d'avance.

$$Q = 2/3.m.B.\sqrt{2g}.H^{3/2}$$

$$Q = (1,78276+0,006H)(H+0,11)^{3/2} \quad \text{l/s}$$

Q - débit l/s

M - coefficient de débit du déversoir

B - largeur de la travée déversante cm

g - accélération de la pesanteur 9,81 m/s²

H - hauteur de la lame d'eau déversante cm

Un réservoir de jauge en plexiglass muni d'une échelle à aiguille hydrométrique est fixé sur le canal d'amenée d'eau au déversoir et communique avec celui-ci.

La hauteur de la lame d'eau déversante est donnée par la différence de côtes entre le niveau de l'eau dans le canal et la crête du déversoir. A l'aide de la hauteur de la lame d'eau le débit correspondant est déterminé sur la courbe d'étalonnage du déversoir de mesure (fig.no. 8 et 9).

Les débits en nature sont obtenus par multiplication des débits sur modèle par le facteur d'échelle correspondant $\lambda^{2,5}$.

3.3.3 Mesures de vitesses.

Les vitesses ont été mesurées à l'aide d'un moulinet type "Ott", Kempten (no.9927-1a).

Les rotations du moulinet sont mesurées dans des intervalles de temps égaux (50 s. pour les vitesses avec petites fluctuations et 100 s. pour les vitesses avec grandes fluctuations) à trois ou quatre reprises et les valeurs moyennes sont introduites dans les calculs.

Les vitesses sont déterminées grâce à une fonction mathématique qui les lie aux rotations du moulinet.

$$v = 0,0512 n + 0,050 \text{ quand } n < 1,94$$

$$v = 0,0543 n + 0,044 \text{ quand } n > 1,94$$

v vitesse d'écoulement de l'eau m/s

n nombre de rotations du moulinet par seconde.

0,0512 - 0,0543 coefficients de giration du moulinet

0,050 - 0,044 constantes (ordonnées à l'origine)

fig.no. 8 Courbe d'étalonnage du déversoir de mesure (modèle bidimensionnel)

Côte crête: 10.67

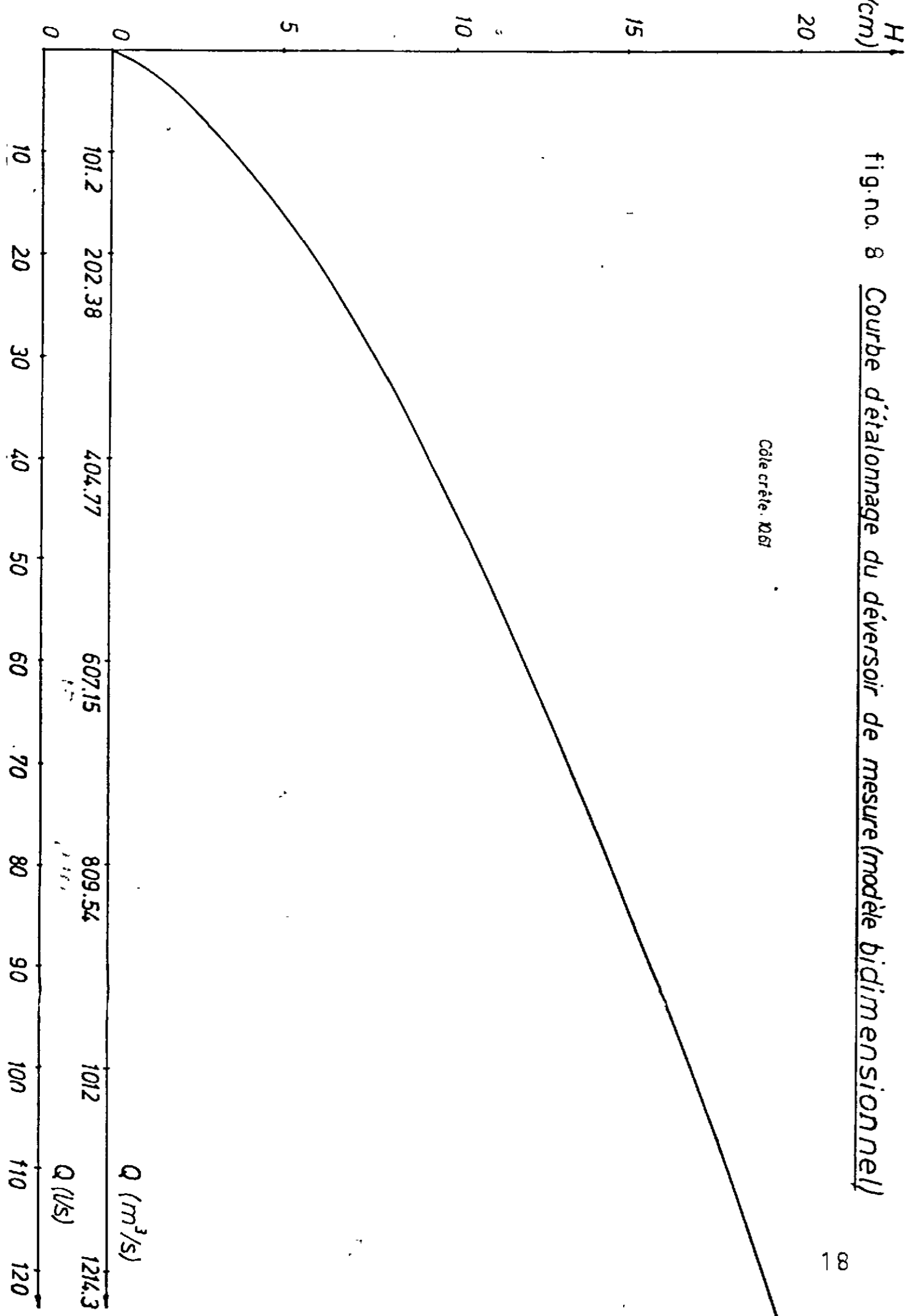
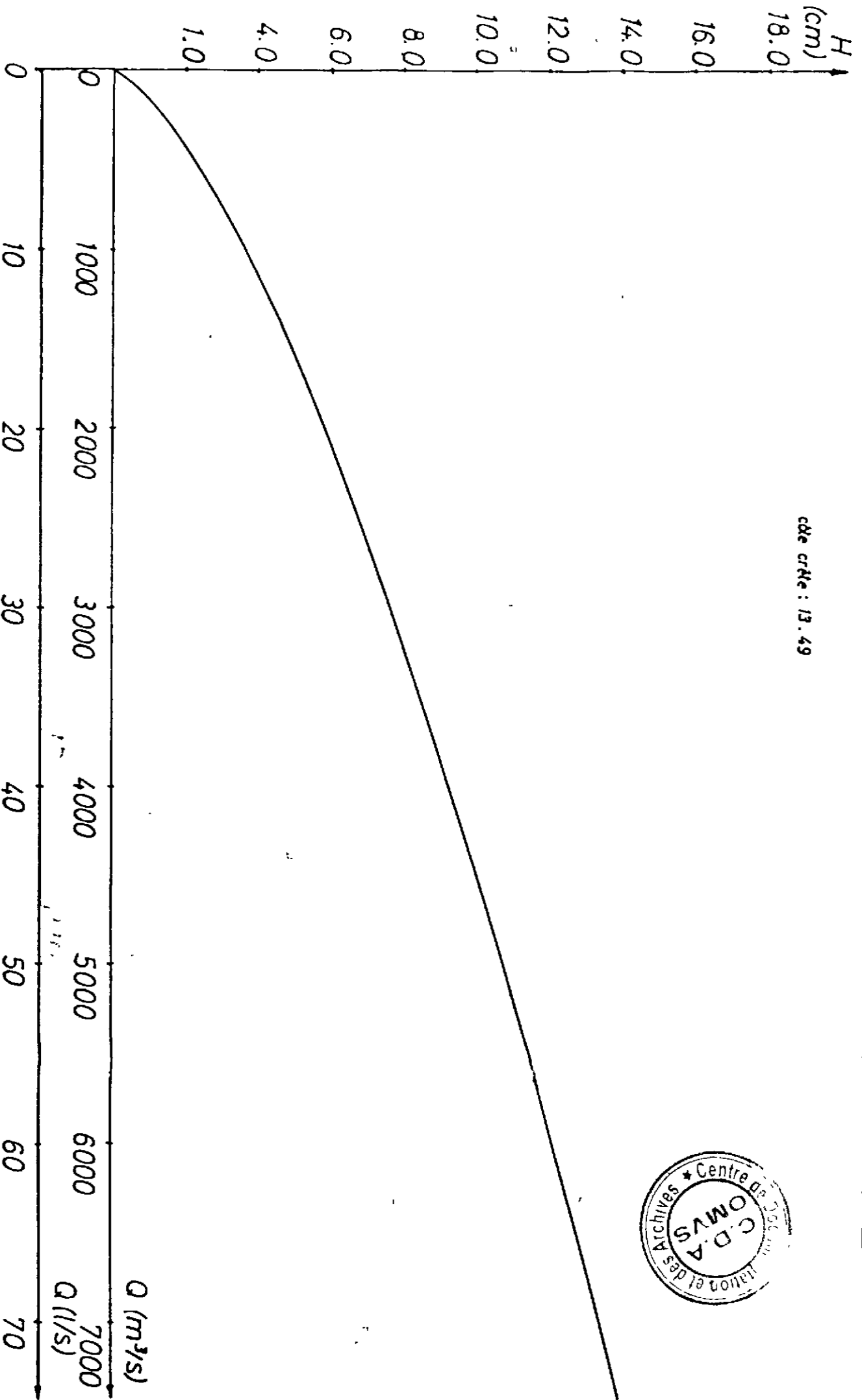


fig. no. 9 : Courbe d'étalonnage du déversoir de mesure (modèle tridimensionnel) 20

cde crMe : 13.49



3.3.4 Mesures de pressions

Des prises de pression ont été scellées en modèle bidimensionnel suivant les axes, sur le radier d'une passe de déversoir, sur le radier d'une vidange de demi-fond, sur le plancher du bassin d'amortissement et sur les faces aval et latérales d'une dent de Rehbock.

Les pressions moyennes ont été mesurées à l'aide de piézomètres. Aux points suspects d'engendrer la cavitation ou la vibration les mesures ont été effectuées avec une plus grande exactitude à l'aide d'un appareil capteur de pressions, le "Druckdose type P₁ et PD₁, Hottinger et Baldwin, Meßtechnik, Darmstadt" (fig.no.10).

Cette méthode de mesure électronique permet d'évaluer les valeurs minimales, moyennes et maximales des pressions.

3.3.5 Analyse qualitative des écoulements

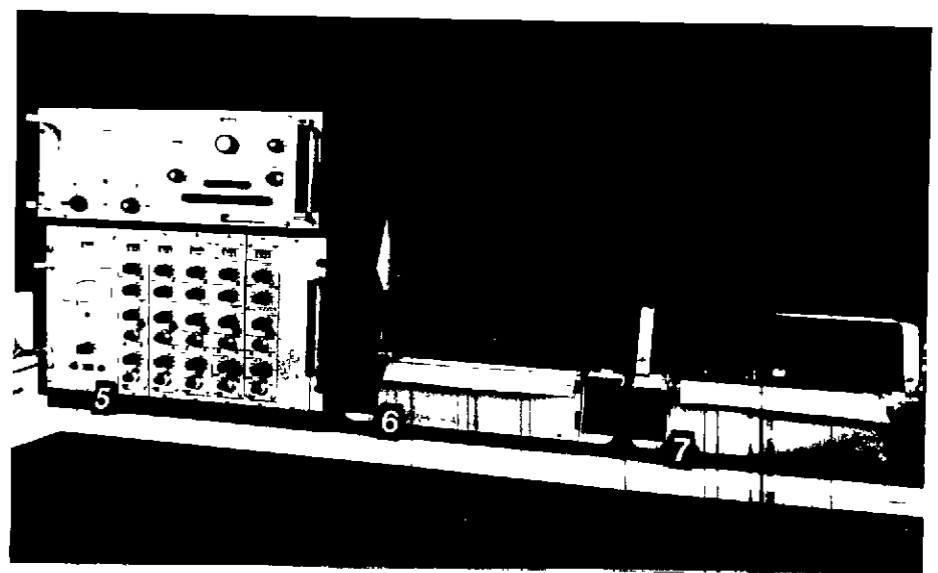
L'analyse qualitative des écoulements à l'entrée des ouvrages d'évacuation et dans le bassin d'amortissement a été effectuée optiquement à l'aide de colorants chimiques et de petits morceaux de "papier-computer".



sonde à fil électrique



"Druckdose"
capteur de pressions



(5) amplificateur (6;7) enregistreurs

fig. no.10: Appareils de mesures

4. Résultats des essais sur modèle bidimensionnel

4.1 Essais de l'évacuateur de surface

4.1.1 Aspects des écoulements

La très grande dimension du lac artificiel engendre des vitesses d'approche au déversoir extrêmement faibles.

Il en résulte un déversement au dessus du seuil et une adhérence du jet aux parois des piles satisfaisants. Ces considérations montrent que le profilage des têtes de piles est convenable.

Cependant, les observations ont montré qu'une connexion inclinée des piles médianes avec le corps du barrage serait préférable du point de vue hydraulique (fig.no.11).

Toutefois, selon les conclusions du Laboratoire, si ce remodelage devait entraîner des coûts incompatibles avec les contraintes économiques, le profil initial pourrait être conservé sans désavantage notable.

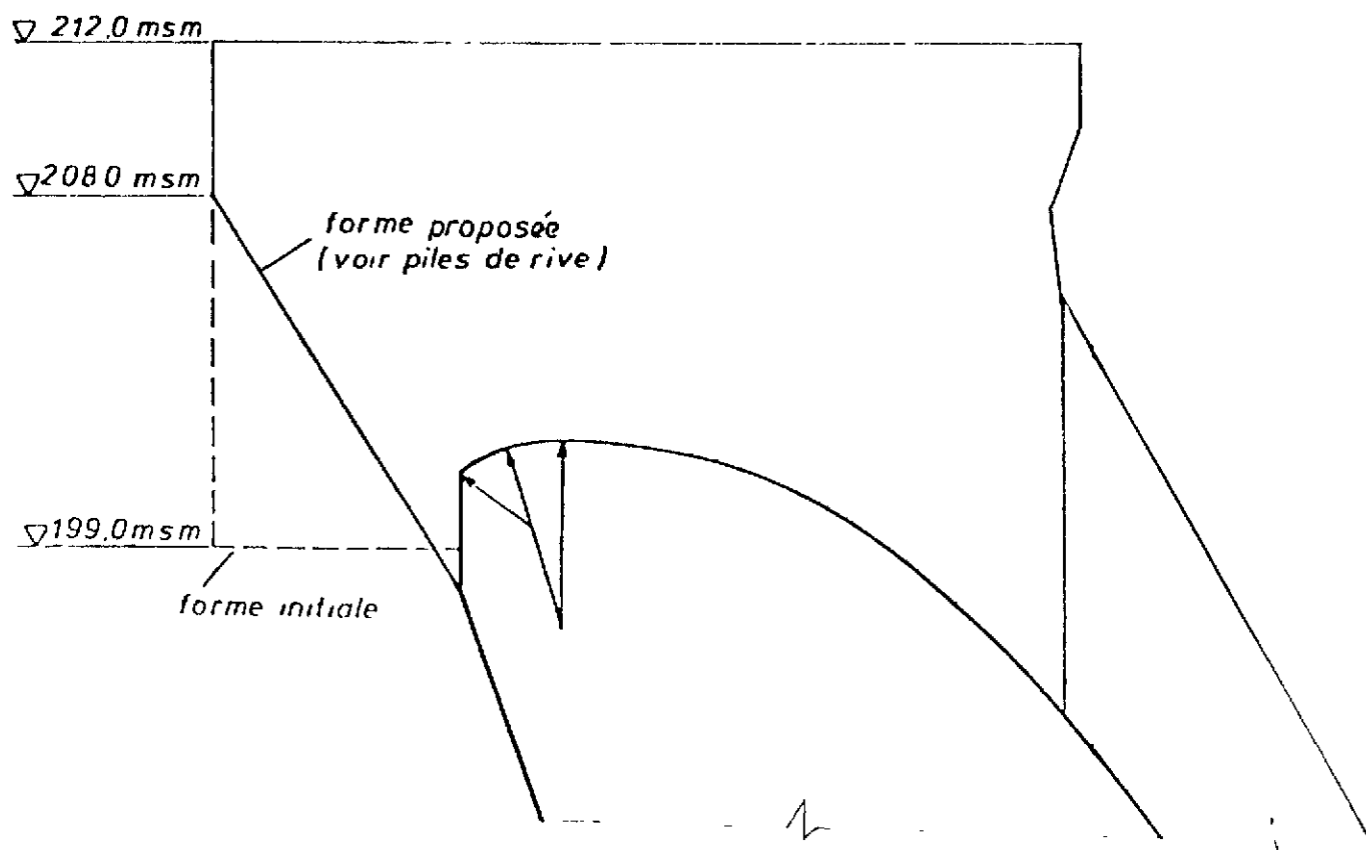


fig. no.11 : Forme proposée pour les piles médianes.

4.1.2 Capacités d'évacuation.

Le maintien de la bidimensionnalité des conditions d'écoulement exige que les opérations de vannes en modèle bidimensionnel se fassent symétriquement.

Ainsi, les capacités d'évacuation du déversoir pour divers cas d'exploitation ont été déterminées en régime symétrique (opérations symétriques des vannes et levées de vanne égales).

Les résultats ont été rapportés à une seule passe (voir annexe no. 3). La courbe tracée représente celle de la capacité d'évacuation pour les levées de vanne de 0,8; 1,6; 2,4; 3,2; 4,0; 4,8; 5,6 m et pour l'ouverture totale des vannes.

La capacité d'évacuation pour d'autres levées de vanne peut être obtenue par intrapolation.

L'opération asymétrique des vannes aurait donné des capacités d'évacuation moins grandes à cause du dérangement de la bidimensionnalité des conditions d'écoulement.

La capacité d'évacuation sous la côte de retenue 211,05 msm pour la pleine ouverture des vannes est inférieure de 4 % à celle calculée par le Groupement.

Eu égard aux expériences déjà vécues, il a été admis que la capacité d'évacuation en nature sera légèrement supérieure à celle obtenue sur modèles à cause de la réduction de l'influence des forces de frottement. De ce fait les 4 % de différence de résultats ont été jugés acceptables.

4.1.3 Distribution des pressions sur le radier du déversoir (profil Creager).

Des mesures très soignées de pression ont été exécutées sur le radier dans l'axe d'une passe pour deux levées de vannes (0,8 m et pleine ouverture - annexe no. 4).

Comme on peut le constater, l'écoulement à pleine ouverture se fait sans dépression sensible sur le profil Creager. La valeur maximale mesurée pour les dépressions moyennes est de 0,1 bar. Les fluctuations enregistrées à l'aide du "Druckdose" aux points présentant les maximas de dépression ont été jugées admissibles.

Les relevés de pressions sont d'un intérêt général pour la sécurité des ouvrages. La connaissance de leur fréquence et de leur distribution sur le radier permet d'éviter le phénomène de la résonance qui peut endommager les ouvrages par une amplification des vibrations générales.

Ce phénomène est observé quand la fréquence des fluctuations de pression est proche de celle des vibrations naturelles du barrage.

Pour éviter tout risque de dépression inadmissible pouvant être à l'origine soit de décollements de la veine liquide, soit de phénomènes de cavitation, il a été jugé que le béton du radier ainsi que sa mise en oeuvre devront être d'une très bonne qualité.

4.2. Essais des vidanges de demi-fond.

4.2.1 Aspect des écoulements.

La forme initiale du pertuis d'entrée des vidanges telle que conçue par le Groupement a été testée et les essais préliminaires ont permis de mettre en évidence les constatations suivantes:

- La brusque protubérance de l'élément en saillie formé par l'entrée des vidanges sur le parement amont n'assurait pas une distribution régulière des vitesses. La formation de contre-courants et de zones de tourbillonnements était observée (voir annexe no. 5).
- L'élévation de la côte du terrain amont (148 à 153 msm) due à la révision de l'implantation de l'évacuateur de crues, a engendré la formation de vortex avec entraînement d'air (voir fig.no. 12). Ce phénomène était dû au fait que le seuil d'entrée des vidanges étant très peu élevé par rapport à la plate-forme, il en résultait une réduction des vitesses dont le vecteur est dirigé de bas en haut alors que celles dont le vecteur est dirigé de haut en bas étaient amplifiées.



fig.no.12 Formation de vortex avec entraînement d'air

- Le puits de la vanne de garde, par le jet d'eau qui s'en échappait, faisait obstacle à l'écoulement de la veine liquide dans les vidanges dont la capacité d'évacuation se trouvait ainsi diminuée.

A l'issue des discussions entre le Groupement et le Laboratoire, il a été décidé de continuer les essais avec le puits de la vanne de garde fermé étant entendu que l'entreprise qui sera chargée de la fourniture de l'équipement hydromécanique devra mener les études et proposer une solution au problème.

Par retouches empiriques successives, le Laboratoire a mis au point une forme de pertuis d'entrée qui concilie à la fois les exigences hydrauliques et les contraintes économiques (voir annexes no. 5 et 8).

Pour réduire le risque de formation de vortex, la côte du terrain amont a été ramenée de 153 à 148 msm sur une distance de 25 m (annexe no. 6) et les éléments en saillie des pertuis d'entrée ont été raccordés de façon plane avec le parement amont du barrage.

Des mesures de vitesses ont été effectuées à une distance de 10 m en amont des entrées pour les deux variantes d'accôte-ment du terrain amont (148 msm et 153 msm). Les résultats de ces mesures figurent en annexe no. 7.

4.2.2 Capacités d'évacuation

Les capacités d'évacuation des vidanges ont été déterminées après retouche des pertuis d'entrée pour les cas d'exploitation en régime symétrique (opérations symétriques et levées de vanne égales).

Les mesures ont été effectuées pour des levées de 0,4; 1,0; 2,0, 3,0; 4,0 m et pour la pleine ouverture des vannes. Les résultats ont été rapportés à un seul pertuis et figurent en annexe no. 9.

Le tableau ci-après permet de faire une comparaison des capacités d'évacuation obtenues sur modèles et celles calculées par le Groupement en fonction de la côte de retenue pour la pleine ouverture des vannes.

Côtes de retenue H (msm)	Capacités d'évacuation Q (m ³ /s)		
	mesurées	calculées	différence (%)
187	2541	2537	0,10
200	3115	3080	1,10
211,05	3556	3513	1,20

Les débits correspondant à d'autres levées de vanne peuvent être obtenus par intrapolation (annexe no. 10).

Des études menées sur l'influence du puits de la vanne de garde sur la capacité d'évacuation des vidanges ont permis d'évaluer le déficit à 8 % pour la pleine ouverture des vannes (annexe no. 11).

La capacité totale de décharge des organes d'évacuation est obtenue par superposition des courbes d'évacuation pour le déversoir et pour les vidanges.

Au cours des essais, il a été constaté que la veine liquide était partiellement réfléchiée sur les appuis de vanne dans les vidanges lorsque celles-ci étaient entièrement ouvertes.

Cette réflexion diminuait l'entraînement de l'air dans les vidanges et pouvait être un danger pour la stabilité des vannes elles mêmes à cause des vibrations qui pouvaient en résulter.

Après discussion avec le Groupement sur ce problème, il a été décidé de remonter de 0,5 m la côte de calage des appuis de vanne (voir annexe no. 12).

4.2.3 Distribution des pressions sur le radier des vidanges .

Les vitesses d'écoulement moyennes dans les vidanges sont de l'ordre de 30 m/s. Dès lors il importait de veiller à la formation de zones de décollements de la veine signalant la présence de dépression pouvant être à l'origine de la cavitation.

Des relevés de pressions effectués pour différents cas d'exploitation (niveau-retenu 211,05, levées de vanne différentes) ont montré l'absence de souspressions inadmissibles (annexe no. 13).

4.2.4 Effets dus à la forme de la sortie des vidanges .

Les dégâts que pouvait causer au seuil de la sortie des vidanges, l'eau déversée par les pertuis de surface à cause des très grandes vitesses (érosion de béton, souspression sensible par diminution de l'air entraîné dans les vidanges) ont imprimé la nécessité de dévier les veines de surface au moyen de murs-défecteurs.

Le type de déflecteur proposé par le Groupement n'assurait pas de conditions d'écoulement satisfaisantes et par conséquent fut écarté.

Le Laboratoire a élaboré aux termes de longues recherches, un type de déflecteur qui satisfait aux exigences hydrauliques et économiques (annexe no. 12).

Bien que le profil initial du radier des vidanges assurait une répartition satisfaisante des pressions, il a été nécessaire de modifier son raccordement avec le bassin d'amortissement afin d'assurer un meilleur fonctionnement de ce dernier.

Le profil proposé par le Laboratoire (annexe no. 12) assure des conditions d'écoulement et de dissipation d'énergie satisfaisantes. Cependant des relevés de pressions effectués au niveau des arêtes formées par le radier des vidanges et le bassin d'amortissement ont signalé la présence de dépression sensible (0,75 bar) capable d'engendrer la cavitation.

Le prolongement des déflecteurs par un arrière bec de 1 m a permis de réduire les maximas de dépression à 0,4 bar. Cette valeur a été jugée admissible étant donné que le cas d'exploitation pendant lequel elle est enregistrée n'a qu'une période de récurrence de 10 ans.

Toutefois, pour éviter toute dégradation éventuelle du béton par cavitation, le Laboratoire conseille de blinder les arêtes et de les soumettre à un contrôle périodique.

En annexes no. 14 et 15 une comparaison peut être faite des résultats des mesures de pression effectuées pour les 2 variantes (avant et après changement de la forme des sorties de vidange).

L'observation stricte des recommandations d'exploitation que les essais ont permis d'élaborer (sous-chapitre 6) constitue également une solution pour éviter les risques de cavitation.

4.3 Dimensionnement du bassin d'amortissement.

Le dispositif de dissipation élaboré par le Groupement a donné satisfaction au cours des essais préliminaires, mais des mesures de pression effectuées sur les dents de Rehbock ont montré que leurs faces aval et latérales étaient exposées à la cavitation dans tous les cas d'opération des ouvrages d'évacuation (fig.no.13).

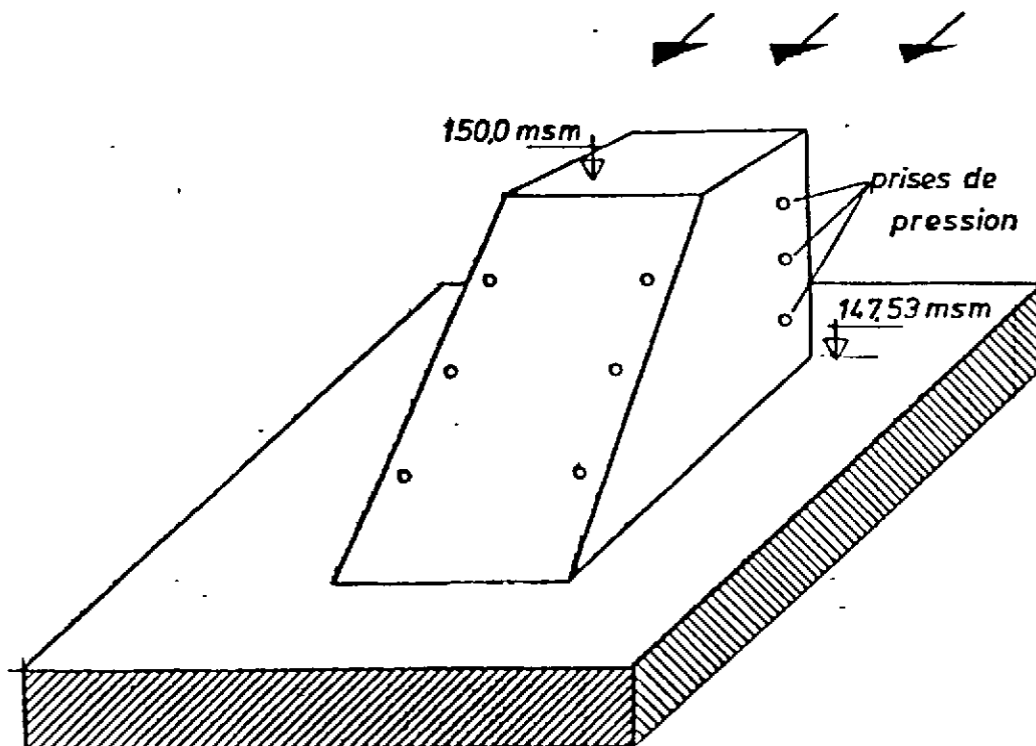


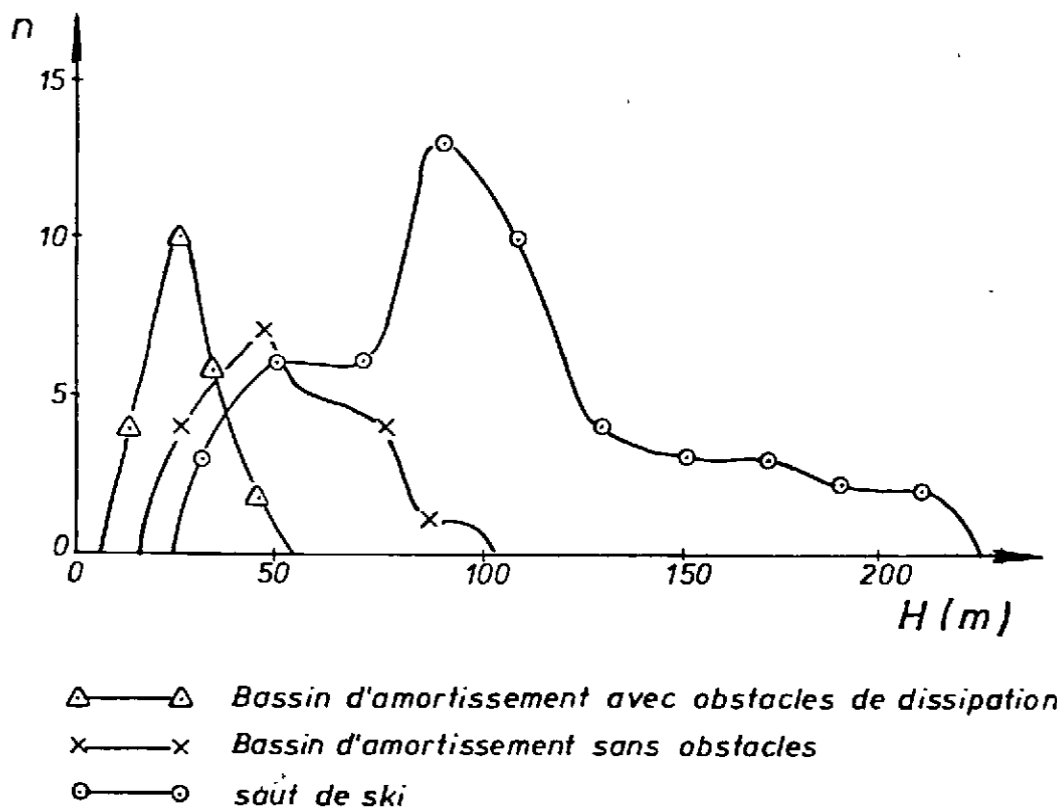
Fig.no13: Dent de Rehbock avec prises de pression.

La valeur de la dépression enregistrée en modèle suppose qu'on aurait du vide en nature.

D'une manière générale, selon les observations du Laboratoire, les dents de Rehbock très efficaces pour les ouvrages à petite chute (jusqu'à 30 - 40 m) ne sont point recommandables

pour les barrages à haute chute dont celui de Manantali.

Une analyse statistique, menée par le Laboratoire sur les différentes méthodes de dissipation d'énergie d'ouvrages déjà construits, a permis de tracer les diagrammes ci-après (fig.no.14).



n - nombre d'échantillons (barrages)

H - Hauteur des barrages

fig.no14 : Diagramme de fréquence des types de dissipateur d'énergie

La suppression des dents a rendu inefficace le fonctionnement du dispositif élaboré par le Groupement (fig. ci-bas). Un approfondissement du bassin s'est donc avéré indispensable.



fig.no.15: Fonctionnement du bassin d'amortissement initial sans les dents;

Dans un premier temps le Laboratoire a élaboré un bassin arrasé à la côte 143 msm (annexe no. 16) et qui a donné entière satisfaction.

A l'issue des discussions menées avec le Groupement, la côte d'arasement a été ramenée à 145 msm eu égard aux croûtes très élevés des excavations en milieu rocheux et aux problèmes de stabilité des ouvrages que posait la 1ère variante.

Il importe de noter qu'à longueur égale, le fonctionnement du bassin arasé à la côte 145 msm est nettement moins satisfaisant que celui du bassin arasé à la côte 143 msm.

5. Résultats des essais sur modèle tridimensionnel.

5.1 Essais de l'évacuateur de surface .

5.1.1 Aspect des écoulements .

L'aspect des écoulements a été étudié plus en détail sur le modèle bidimensionnel. En modèle tridimensionnel l'on s'est plutôt penché sur l'observation de phénomènes pouvant découler de la transition de modèles (des conditions de bidimensionnalité à celles de tridimensionnalité des écoulements) et des cas d'exploitation exceptionnels consignés par le Groupement Manantali.

Les observations n'ont permis de découvrir aucun phénomène nouveau et les conclusions établies lors des essais sur modèle bidimensionnel restent sans changements.

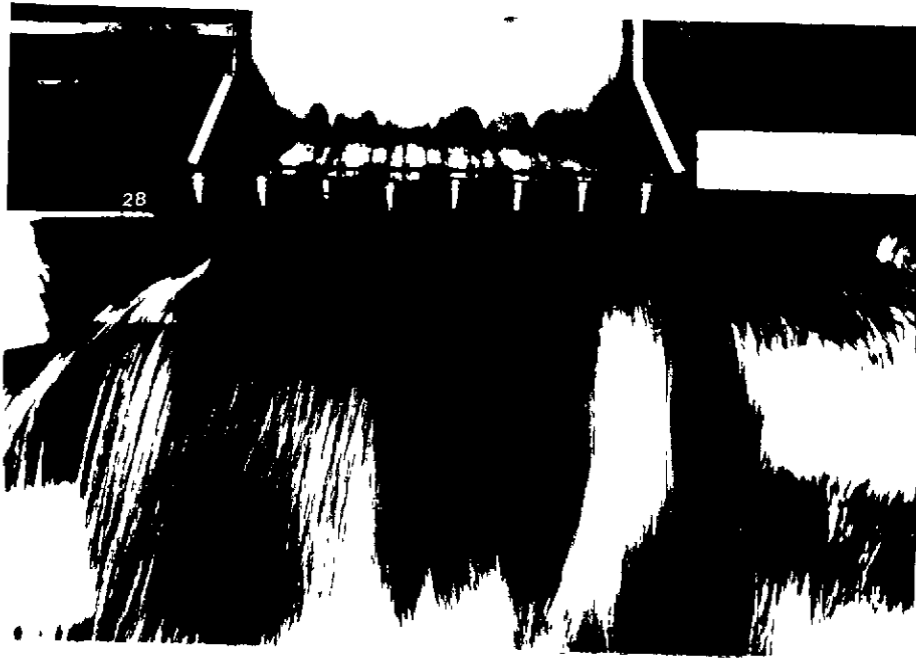
La disposition générale des filets liquides pour un cas d'exploitation normale (pleine ouverture des vannes) et pour un cas d'urgence (7 vannes ouvertes, une fermée) est montrée sur les photos en fig.no.16 .

5.1.2 Capacités d'évacuation .

Les capacités d'évacuation du déversoir ont été déterminées pour divers cas d'exploitation avec les vannes partiellement ou entièrement ouvertes. Les résultats des mesures ont été classés avec ceux obtenus sur modèle bidimensionnel afin de pouvoir mieux les comparer (annexe no. 3).

Abstraction faite de la légère différence, due d'une part aux forces de frottement qui diffèrent sur les deux modèles et aux erreurs de mesures d'autre part, on peut conclure que les résultats obtenus sur les deux modèles sont identiques.

Les cas d'exploitation en régime asymétrique n'ont signalé aucune diminution de capacités d'évacuation.



Toutes les vannes ouvertes



Une vanne fermée

fig.no.16 : Lignes d'écoulement à l'entrée du déversoir

5.2 Essais des vidanges de demi-fond.

5.2.1 Aspect des écoulements.

Au cours des essais sur modèle tridimensionnel la formation de vortex a été également observée avec le terrain amont arasé à la côte 153 msm. Cette constatation indique que les murs latéraux du modèle bidimensionnel n'étaient point à l'origine de la formation du vortex comme on a pu le penser.

Aucun phénomène nouveau n'a été observé et les conclusions établies à l'issue des essais sur modèle bidimensionnel restent sans changements.

5.2.2 Capacités d'évacuation.

Les capacités d'évacuation des vidanges ont été déterminées en modèle tridimensionnel pour les mêmes cas d'exploitation qu'en modèle bidimensionnel. Les résultats obtenus sur les deux modèles ont été classés dans une même annexe (no.9) afin de pouvoir mieux les comparer.

5.3 Dimensionnement du bassin d'amortissement.

Pour un dimensionnement optimal du bassin d'amortissement, des essais ont été menés simultanément sur les deux modèles.

Le dispositif de dissipation initialement conçu par le Groupe-ment Manantali n'a pas été exécuté en modèle tridimensionnel à cause de la cavitation enregistrée sur les dents en modèle bidimensionnel.

Le type définitif du bassin élaboré à l'issue des essais sur modèle bidimensionnel n'a pas donné entière satisfaction lors des essais préliminaires en modèle tridimensionnel. La veine liquide qui débouchait des vidanges perturbait l'équilibre du matelas d'eau du bassin, il en résultait une différence de niveau d'eau aux deux côtés de la veine qui engendrait la formation de grands tourbillons. Ce phénomène était observé même pour les cas d'opération symétrique des vannes et s'amplifiait lorsque un ou plusieurs pertuis voisins étaient fermés.

Pour lever cette ambiguïté, il a été nécessaire de modifier la sortie des vidanges. Toutefois, il n'a pas été facile de déterminer l'angle sous lequel la veine devrait déboucher des vidanges sans perturber l'équilibre du matelas d'eau du bassin.

Des retouches empiriques successives ont permis la mise en oeuvre d'un profil qui permet à la veine de plonger librement dans le bassin tout en maintenant l'équilibre du matelas (annexes no. 12 et 17).

Les photos de l'annexe no. 21 montrent les vidanges en opération séparée et permettent de juger de l'efficacité du fonctionnement du bassin d'amortissement en fonction du profil de la sortie des vidanges.

Les essais ont permis de constater que l'opération symétrique de toutes les vannes permet d'éviter la formation des tourbillons.

Pour le cas d'exploitation où une vanne est fermée la dimension des tourbillons a été jugée sans danger pour les ouvrages, par contre les cas d'exploitation où plusieurs vannes voisines sont fermées ont été déconseillés (voir les deux dernières photos de l'annexe no. 21).

6.2 Cas d'exploitation défavorables

Les cas d'exploitation les plus défavorables pour l'opération séparée ou simultanée des pertuis de surface et de demi-fond que le Laboratoire conseille d'éviter autant que possible sont les suivants:

1. Deux ou plusieurs vidanges voisines fermées
2. Les deux vidanges extrêmes fermées
3. Deux ou plusieurs vannes de surface voisines fermées
4. Les deux vannes extrêmes de surface fermées.

Ces cas d'exploitation défavorables engendrent la formation de grands tourbillons dans le bassin d'amortissement. Les tourbillons, par les débris rocheux qu'ils peuvent entraîner, sont capables d'entamer le béton du bassin d'amortissement en y creusent des marmites.

Toutefois, si des raisons quelconques devaient conduire aux cas d'exploitation 6.2.3 et 6.2.4, pour atténuer la formation des tourbillons, le Laboratoire conseille d'ouvrir la vidange située entre les deux vannes de surface fermées. La répartition symétrique du débit sortant rétablit ainsi un certain équilibre.

7. Activités en dehors des essais.

7.1 Cours de langue allemande.

J'ai suivi deux semestres de cours d'allemand dispensé en raison de cinq heures par semaine. La fin du 1er semestre a été sanctionnée par la délivrance d'un certificat (voir annexe no.23)

A cause de mon rappel je n'ai pu prendre part aux examens du 2^o semestre.

7.2. Visites et Excursions.

Afin de ne pas limiter le stage aux seuls essais, le Laboratoire a bien voulu me faire participer aux diverses excursions qu'elle a organisées. Les plus intéressantes ont été les visites d'ouvrages déjà réalisés ou en chantier dont les études sur modèles ont été effectuées par le Laboratoire. A l'heure actuelle certains des modèles sont encore opérationnels.

7.2.1 Visite de l'Institut Fédéral de Recherches Hydrauliques de Karlsruhe (5-09-1978).

Cette institution qui relève du Ministère Fédéral des Transports, a été fondée en 1948 et succède à la Station Expérimentale Prussienne de Constructions Hydrauliques et Navales, des Sols et Fondations, créée en 1903.

Elle se compose des départements suivants:

- Développement technique général.
- Aménagement des sols et des fondations.
- Hydraulique, hydrologie, hydrométrie.
- Service informatique.

Les activités, très variées, s'étendent aux domaines suivants:

- aménagements maritimes et fluviaux: ports, barrages, écluses, usines hydroélectriques, protection des berges, etc.
- études de l'interaction bateaux -voies navigables,
- études de la morphologie des rivières et des estuaires (sédimentation, érosion),
- études du mécanisme des transports de matériaux solides,
- études des effets des prises d'eau et des sorties de restitution sur la navigation,
- mouvements des eaux souterraines,
- mécanique des sols et des fondations,
- modèles mathématiques.

7.2.2 Visite des chutes d'Iffezheim et de Kehl-Strasbourg sur le Rhin (5-09-1978).

Les aménagements d'Iffezheim et de Kehl-Strasbourg font l'objet d'une coopération entre l'Allemagne Fédérale et la France.

Les ouvrages de Kehl-Strasbourg sont en chantier alors que ceux d'Iffezheim ont été mis en service courant 1977 (voir fig.no.17 et 18)

A l'issue des négociations entre les deux pays, il a été décidé que le coût d'aménagement de chaque chute sera supporté par moitié par chacun des deux Etats tandis que la force motrice sera concédée à une société dont le capital sera souscrit par moitié par un partenaire français et un partenaire allemand. L'énergie sera répartie par moitié entre les deux partenaires.

La République Fédérale d'Allemagne qui a été maître d'oeuvre pour l'aménagement de la chute d'Iffezheim, l'est également pour celui de Kehl-Strasbourg.

Les installations comportent essentiellement:

- un barrage fixe dans le lit du fleuve,
- un barrage mobile sur une des rives,
- un groupe d'écluses et une usine hydroélectrique sur l'autre rive du Rhin,
- des digues latérales avec contre-canaux longeant le bief, ainsi que les ouvrages annexes nécessaires.

Les caractéristiques techniques des ouvrages principaux de la chute d'Iffezheim sont les suivantes:

1. Barrage mobile

- 6 pertuis de 20 m de largeur avec vannes-segments et volets déversants,
- capacité d'évacuation: $7500 \text{ m}^3/\text{s}$,
- niveau d'eau au-dessus du radier: 13 m environ
- hauteur de chute: 11 m environ pour le débit moyen,
- écluse à poissons dans la culée rive gauche.

2. Barrage fixe

- Digue de bouchure dans le lit du Rhin entre le barrage mobile et l'usine hydroélectrique remblayée en matériaux sablo-graveleux avec masque étanche amont et rideau d'étanchéité.

3. Usine hydroélectrique

- débit équipé: $1000/1100 \text{ m}^3/\text{s}$
- hauteur de chute moyenne: 10,80 m pour le niveau d'eau moyen et à courant libre,
- armement: 4 groupes-bulbes,
- puissance installée: 100 MW environ,
- productivité annuelle nette: 685 GWH

4. Ecluses

- 2 sas de 24 m de largeur et 270 m de longueur utile entre pare-chocs, sur la rive droite en dehors du lit du fleuve,
- fermeture des sas: porte amont baissante, porte aval latérale,
- débit maximal de manoeuvre: 165 m³/s par sas,
- vitesse de variation du plan d'eau dans les sas 1,50 m/min.



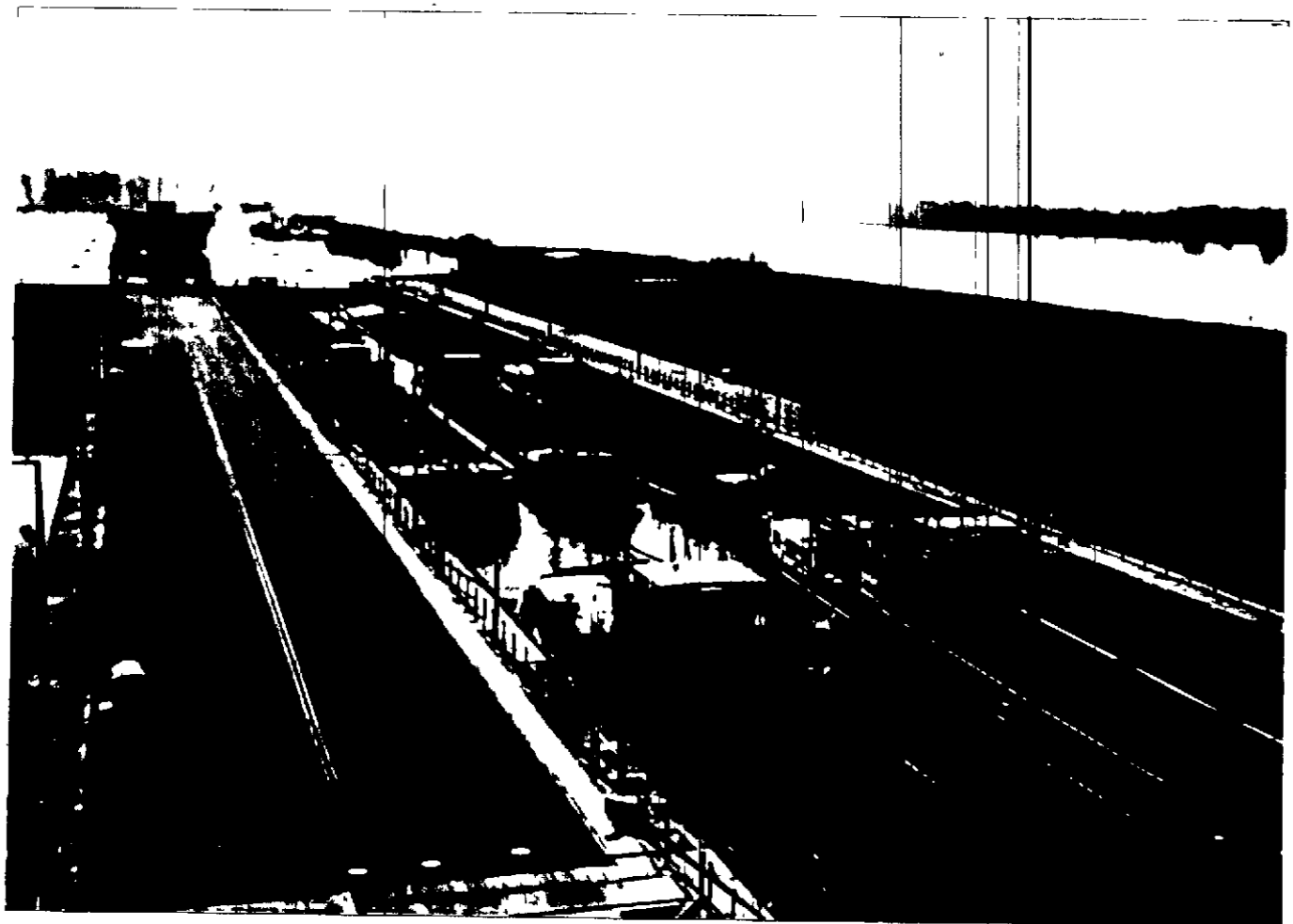
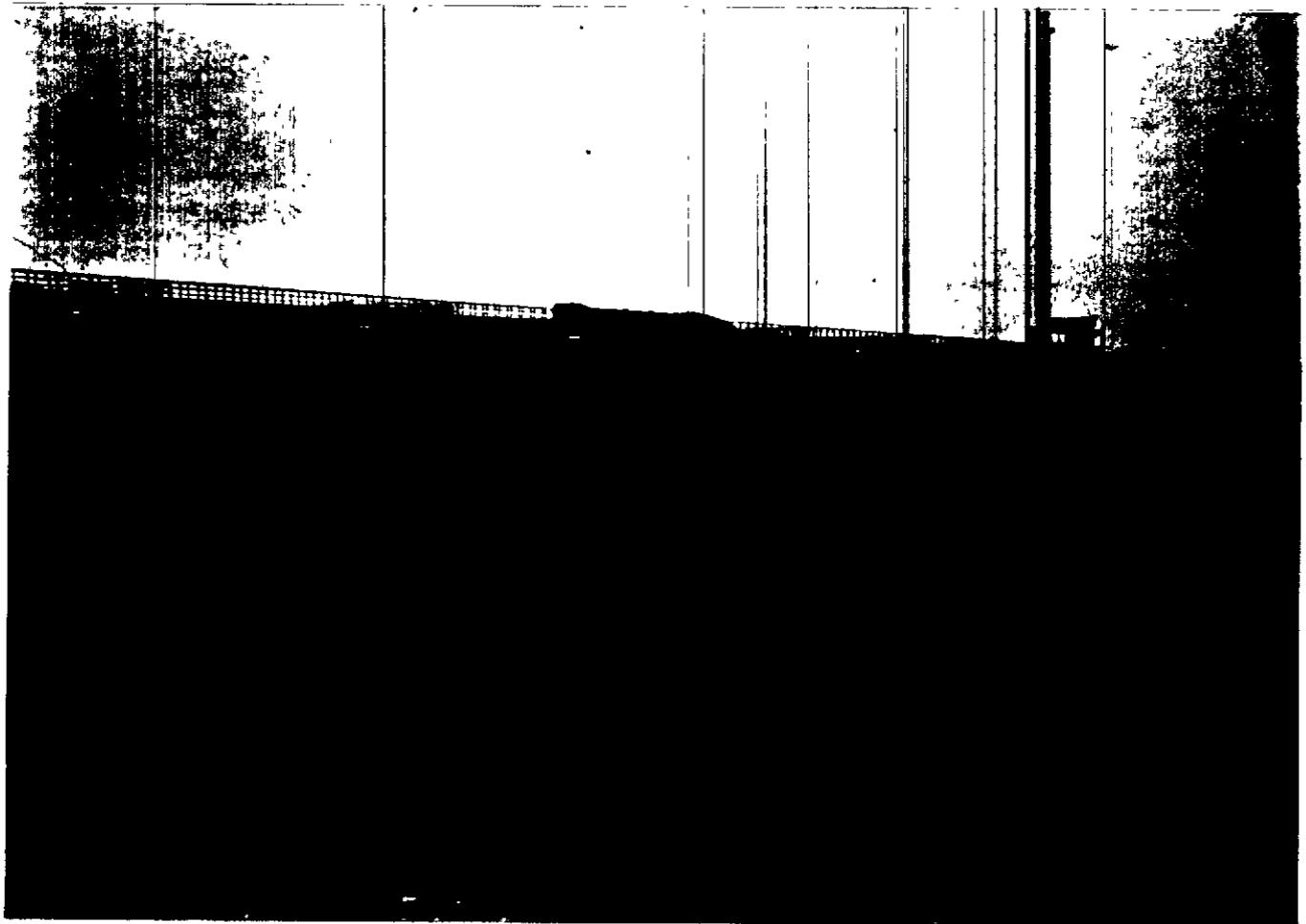


fig. no.17 Chute d'Iffezheim: vues du barrage mobile et des écluses

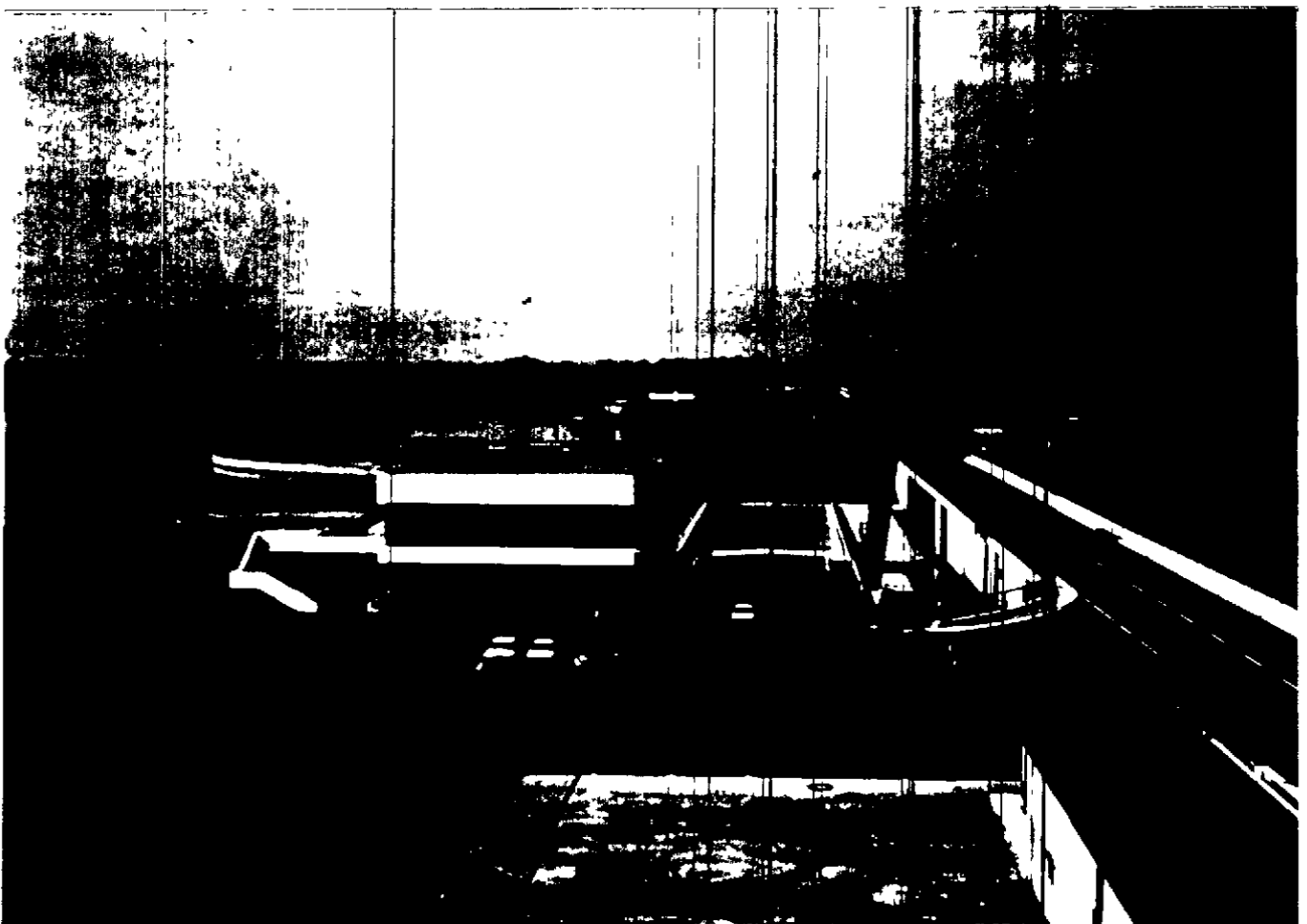


fig no.18 Chute d'Iffezheim: vues de la centrale

7.2.3 Excursion sur le canal Main-Danube (5-9 Juin 1979).

Le canal Main-Danube constitue la pièce maîtresse de la voie fluviale Rhin-Main-Danube dénommée "Canal européen" (voir fig.no.19).

Le projet a pour but de créer à travers le continent européen une voie navigable à haut rendement en reliant les bassins fluviaux du Rhin et du Danube par l'intermédiaire du Main.

Le Main a été canalisé jusqu'à Bamberg. Le Danube a été rendu navigable depuis la frontière avec l'Autriche jusqu'à Regensburg, soit au moyen de biefs, soit par des ouvrages de régularisation des eaux basses; sa canalisation complète jusqu'à Kelheim est en projet.

Le tronçon Nord du canal (Bamberg-Nuremberg - 72 km regroupant 7 biefs) a été mis en service depuis 1972. L'achèvement du tronçon Sud (Nuremberg-Kelheim - 99 km) est prévu pour le début des années 80.

La planification et la réalisation de l'ensemble du projet ont été confiées à la société "Rhein-Main-Donau AG" (RMD) par l'Etat Fédéral et l'Etat de Bavière.

La R.M.D. finance les travaux soit par les revenus de ses centrales sur le Main, le Danube et le Lech, soit par des prêts à long terme et sans intérêts consentis par le Gouvernement Fédéral et les Etats de Bavière et de Nuremberg. Ces prêts seront remboursés après achèvement de la voie fluviale, à l'aide des revenus des centrales hydrauliques. Les tronçons achevés du canal passent sous l'administration de l'Etat Fédéral.

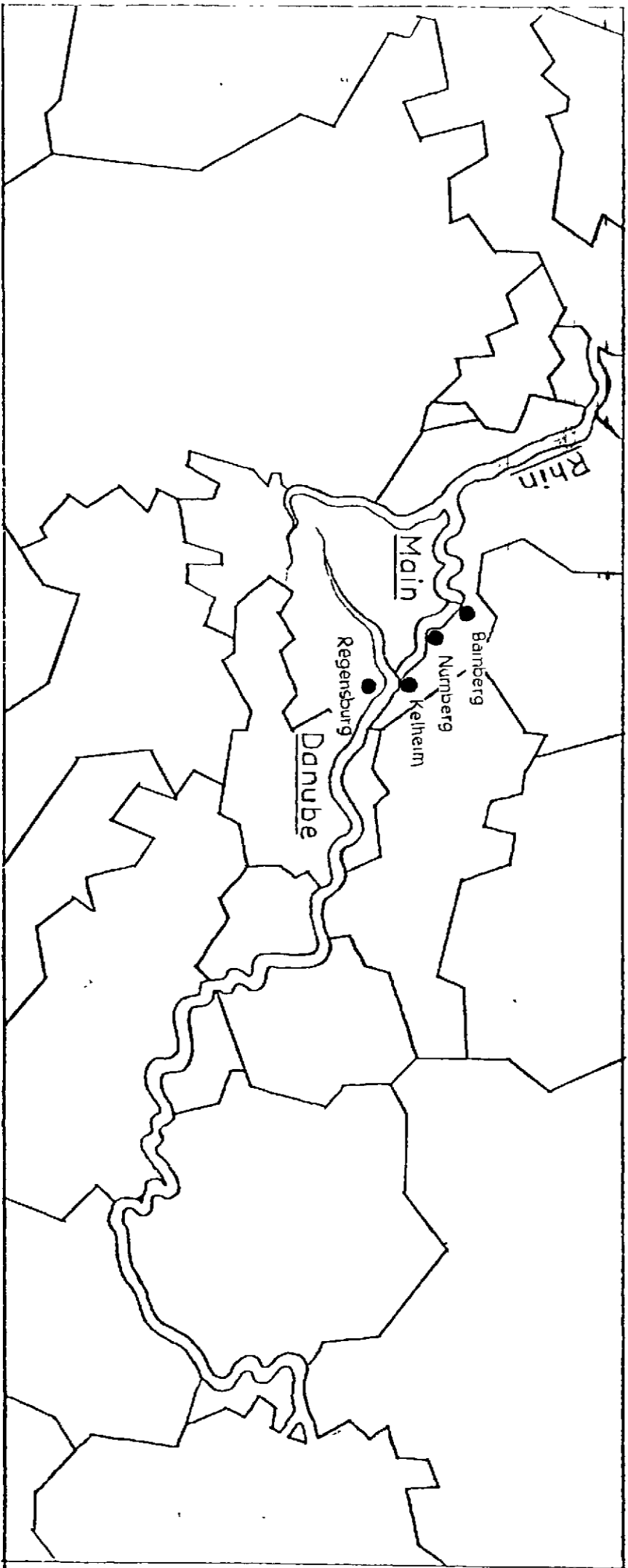


fig.no. 19 Canal Main-Danube

Le canal Main-Danube qui développera 171 km de longueur totale une fois les travaux achevés, appartient à la classe des voies fluviales IV. Sa largeur au plan d'eau est de 55 m, la largeur au plafond de 31 m et le tirant d'eau varie entre 4 m et 4,80 m. Son type de bateau est la péniche européenne qui a 80 m de long, 9,50 m de large et un tirant d'eau de 2,50 m. En conséquence, les écluses ont 12,0 m de large sur 190,0 m de longueur utile entre pare-chocs et un mouillage de 4,0 m.

Le volume des transports prévus sur le canal est estimé à 14 millions de T/an.

En prévision d'une ascension rapide de ce volume, sur tous les étages, l'on a conçu la place nécessaire à la construction d'une deuxième écluse.

Dans la phase actuelle de réalisation, l'on a installé l'axe de la 1^{ère} écluse dans l'axe de la voie fluviale, à l'exception de l'écluse de Kriegenbrunn; la 2^o écluse sera disposée symétriquement à la 1^{ère}, avec un axe décalé latéralement de 44 m, de 60 m dans le cas des 3 écluses les plus élevées.

La production d'énergie hydroélectrique sur la voie fluviale Rhin-Main-Danube est d'un intérêt secondaire et servira principalement à l'alimentation des écluses sur le canal Main-Danube.

L'excédent sera concédé aux consommateurs potentiels (domestiques, agricoles et industriels).

Le potentiel productible prévu pour les 47 centrales qui seront installées sur la voie en territoire allemand à la fin du projet (principalement sur le Danube) est de 2,4 milliards de KWh/an pour une année d'hydraulicité moyenne.

Les centrales seront essentiellement équipées de groupes bulbes.

8. Conclusions.

Le stage, depuis le jour de mon départ pour l'Allemagne (2 Août 1978) jusqu'au jour de mon arrivée au Mali (6 Juillet 1979) aura duré environ 11 mois.

Les études sur modèles ont permis de déceler bien de problèmes qui pouvaient entraver l'exploitation rationnelle des ouvrages mais aussi de développer des solutions dont l'intérêt dépasse le cas particulier des problèmes posés.

Les résultats ainsi obtenus permettront sûrement d'éviter des erreurs et pourront même guider de manière utile pour la conception d'ouvrages analogues.

Toutefois, les études sur modèles ne suffisent pas à elles seules pour résoudre tous les problèmes qui peuvent se poser en nature en raison de l'existence de points obscurs liés au domaine de validité de la loi de similitude utilisée et que les essais ne permettent point d'éclairer.

Ces considérations exigent que des mesures sur ouvrages réels soient nécessairement exécutées en vue de compléter les résultats obtenus au Laboratoire.

La ressemblance aussi bien que la différence des phénomènes dans la nature et sur modèles exigent bien cette obligation.

9. Remarque.

Le terme "vidanges de fond" que l'on rencontrera parfois dans les annexes est impropre car au sens strict du terme il n'en existe pas à Manantali.

Conformément à la terminologie arrêtée par le Groupement Manantali, il faudrait lire "vidanges de demi-fond".

En raison des difficultés qu'a posées la reprise des photos, j'ai décidé de laisser les annexes tels que libellés.

10. Remerciements .

Je ne saurais terminer ce rapport sans adresser mes vifs remerciements et toute ma reconnaissance aux:

- Docteur Neuhaus du Groupement Manantali

- Professeur Mosonyi, Docteur Bernhart, ainsi qu'à tous les collaborateurs du Laboratoire pour l'assistance bienveillante dont ils ont bien voulu m'entourer afin de faciliter le séjour en Allemagne.

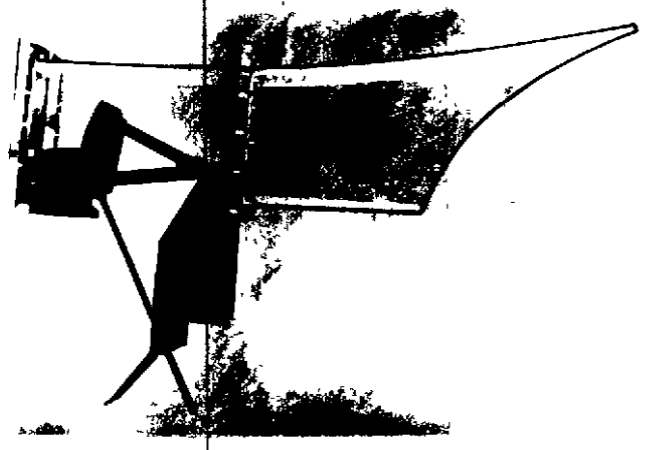
Sékou HAIDARA

Ingénieur Hydraulicien

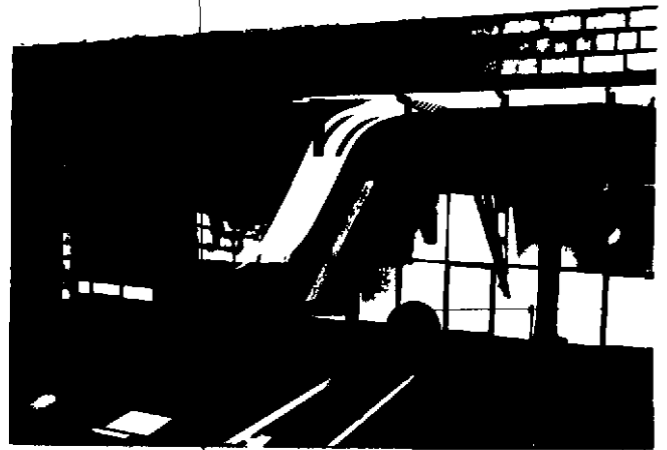
Phases de construction et d'operation
(modele bidimensionnel)



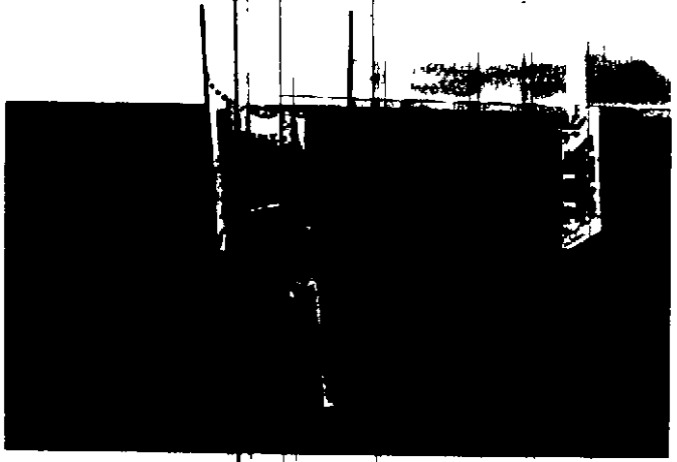
vanne-segment



sortie d'une vidange



modele prêt pour les operations



entrée d'une vidange



construction du deversoir



modele en operation

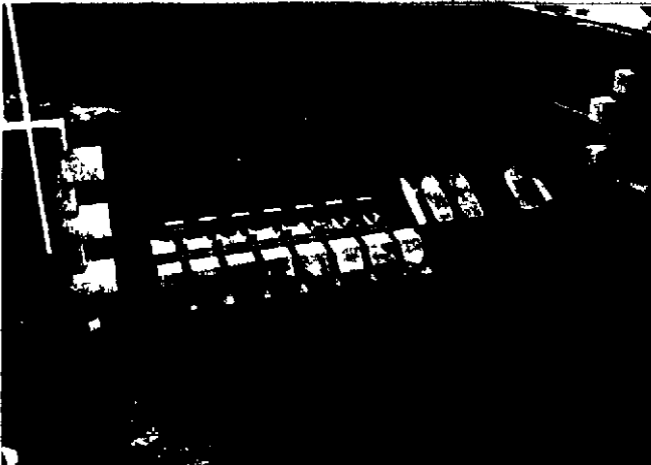
Phases de construction et d'opération
(modèle tridimensionnel)



préparation du terrain



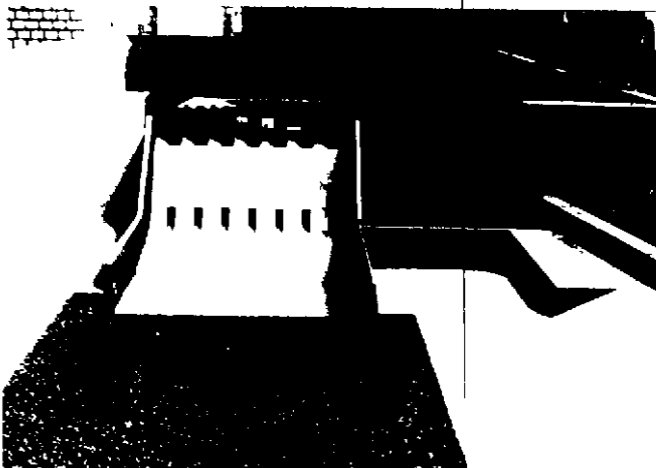
installation des vidanges



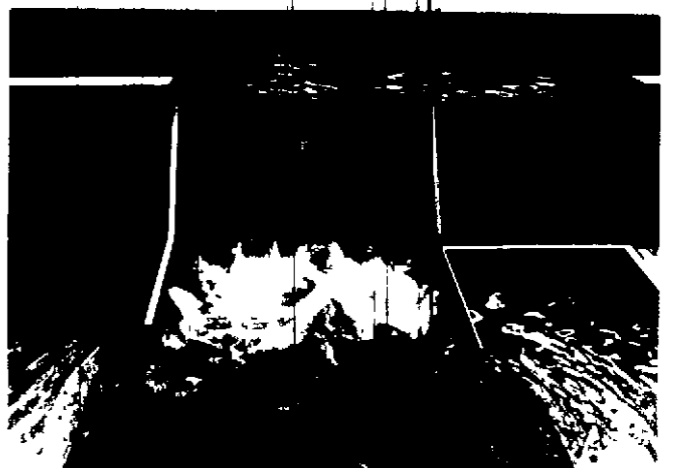
construction de la centrale



installation du déversoir

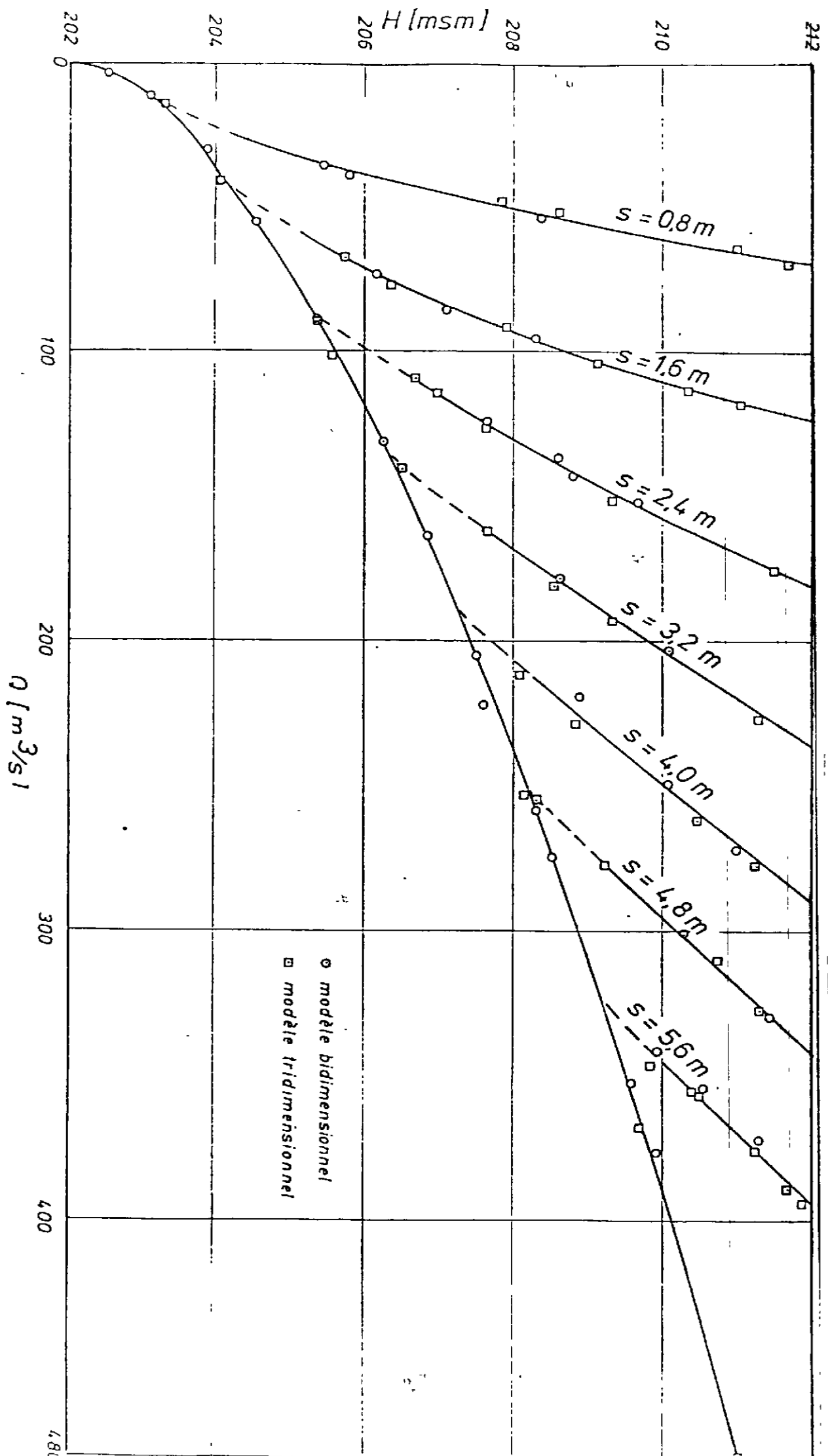


modèle prêt pour les opérations



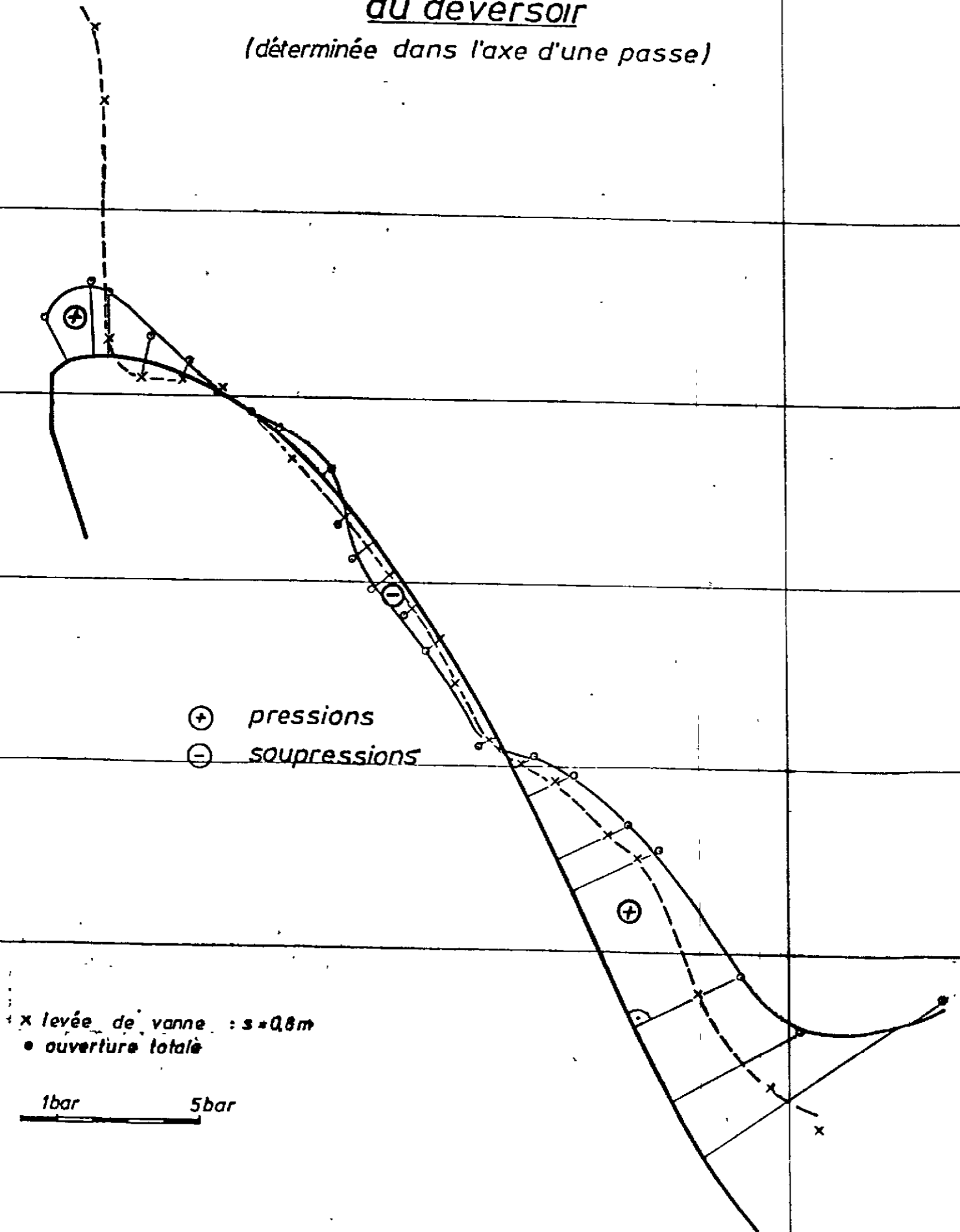
modèle en opération

Capacités d'évacuation d'un pertuis de surface en fonction des côtes de retenue et des levées de vanne



Répartition des pressions sur le radier du déversoir

(déterminée dans l'axe d'une passe)



Conditions d'écoulement à l'entrée
d'une vidange de demi-fond



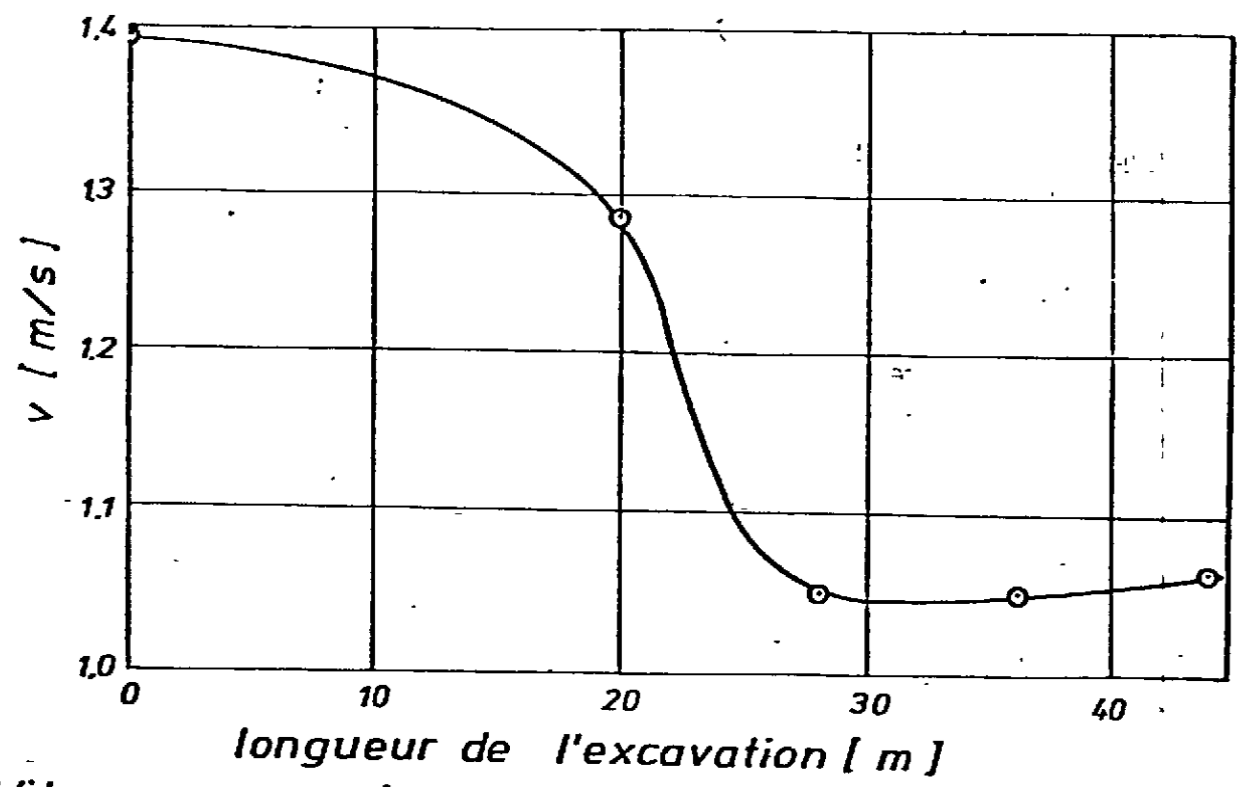
forme initiale



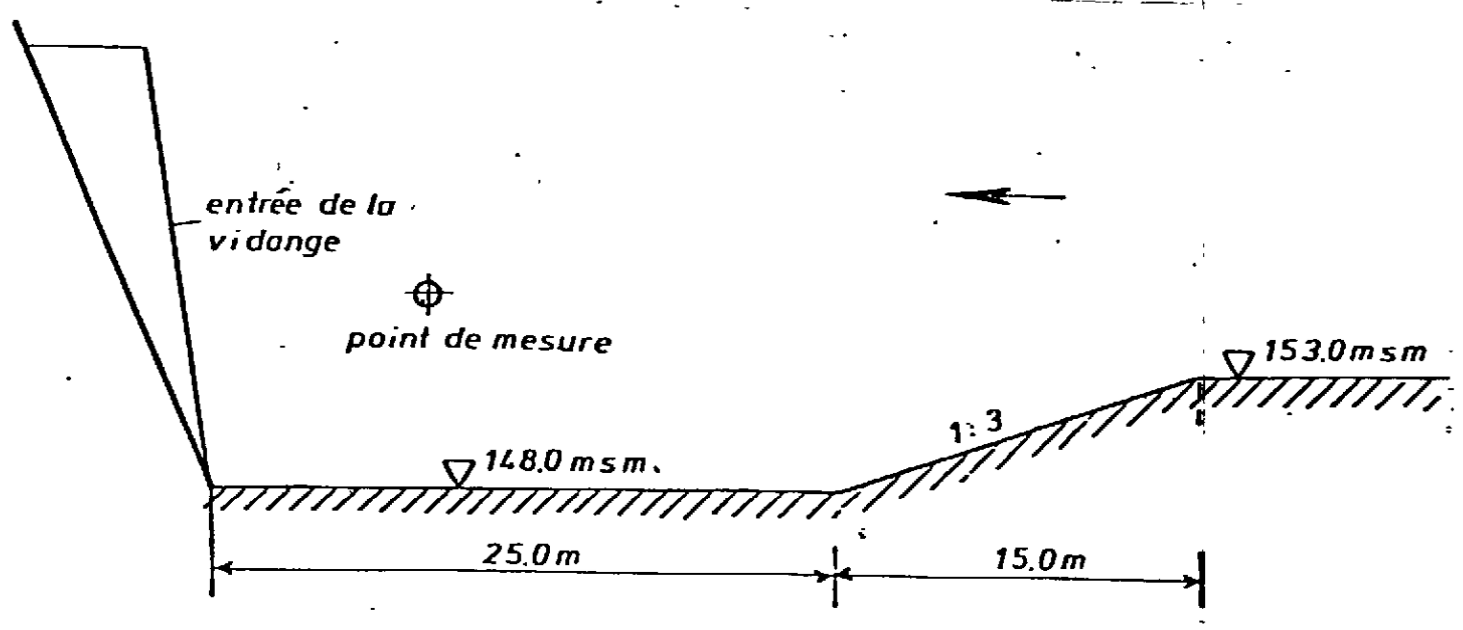
forme proposée

Détermination de la longueur optimale de l'excavation de la plate-forme à l'amont des vidanges

(de la côte 153,0 à 148,0 msm)



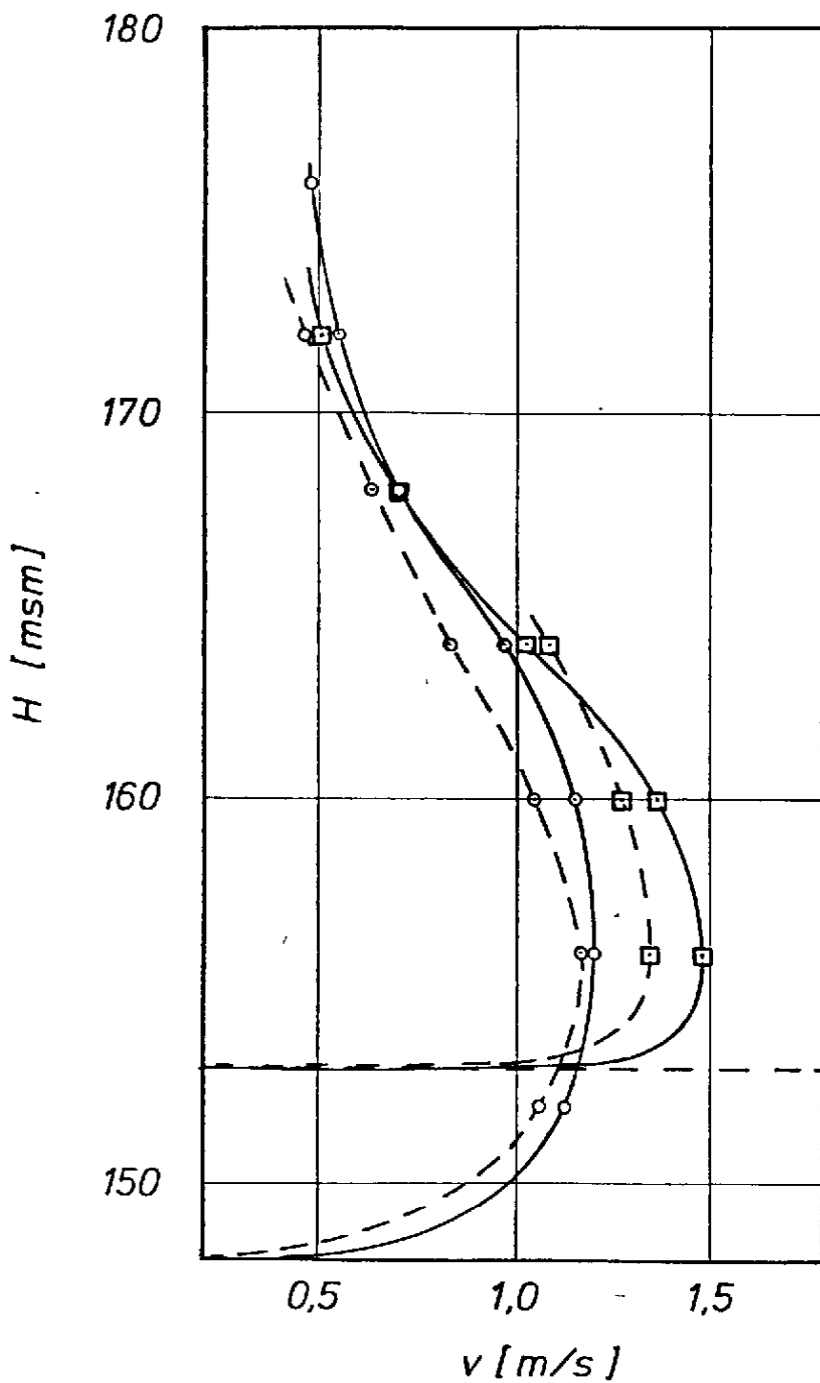
Vitesses de l'écoulement en fonction de la longueur de l'excavation



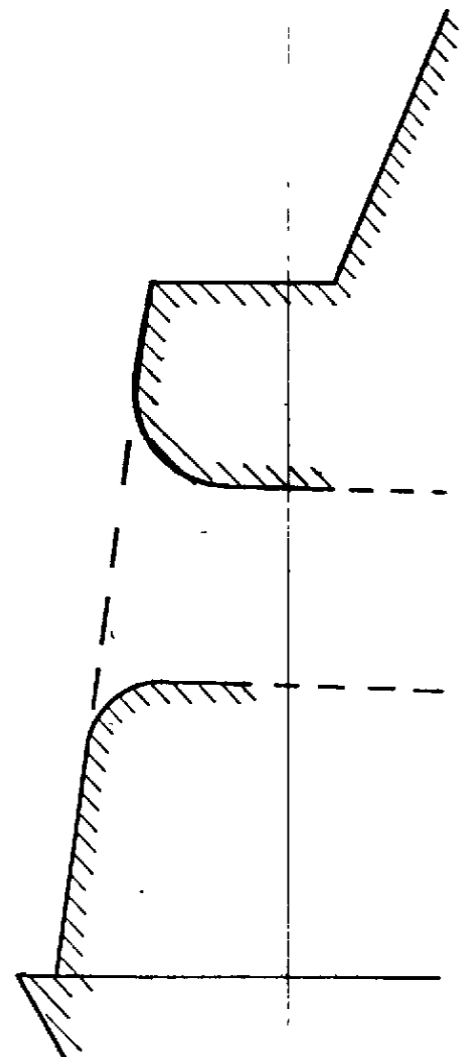
profil proposé pour l'excavation

Vitesses de l'écoulement à l'entrée
d'une vidange de demi fond

- | | | |
|-------|---|---------------------------|
| ○—○ | valeurs mesurées dans l'axe de l'entrée | } côte du terrain 148 msm |
| ○- -○ | valeurs mesurées entre deux entrées | |
| □—□ | valeurs mesurées dans l'axe de l'entrée | } côte du terrain 153 msm |
| □- -□ | valeurs mesurées entre deux entrées | |

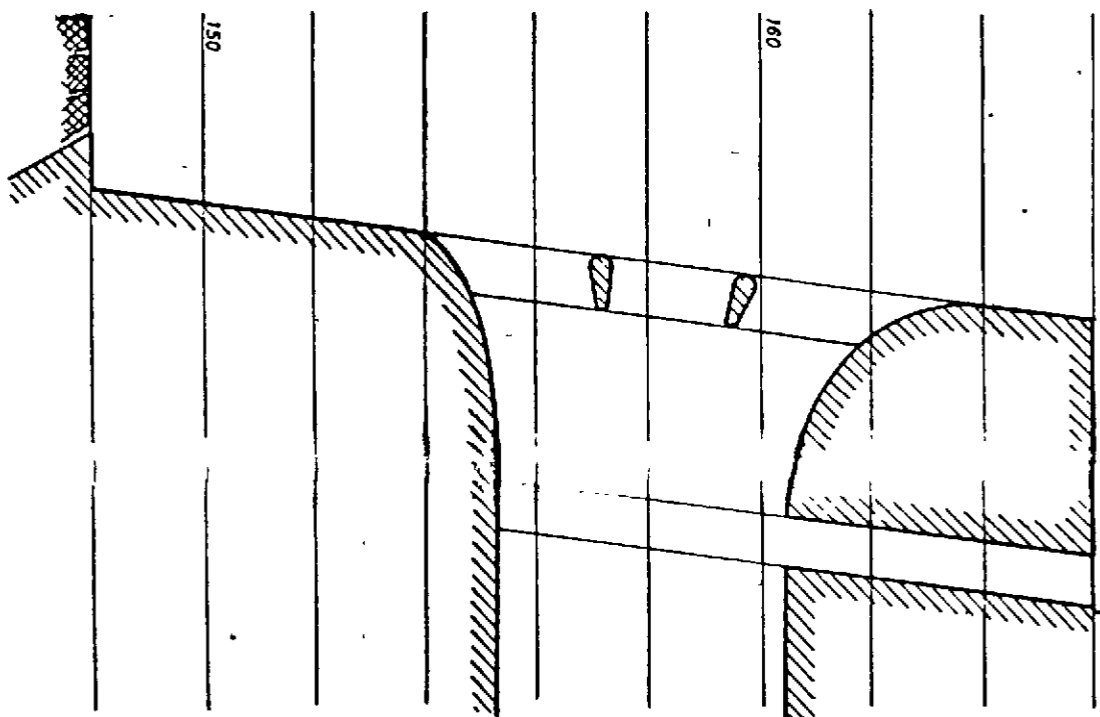


Coupe dans l'axe
d'une vidange de
demi-fond

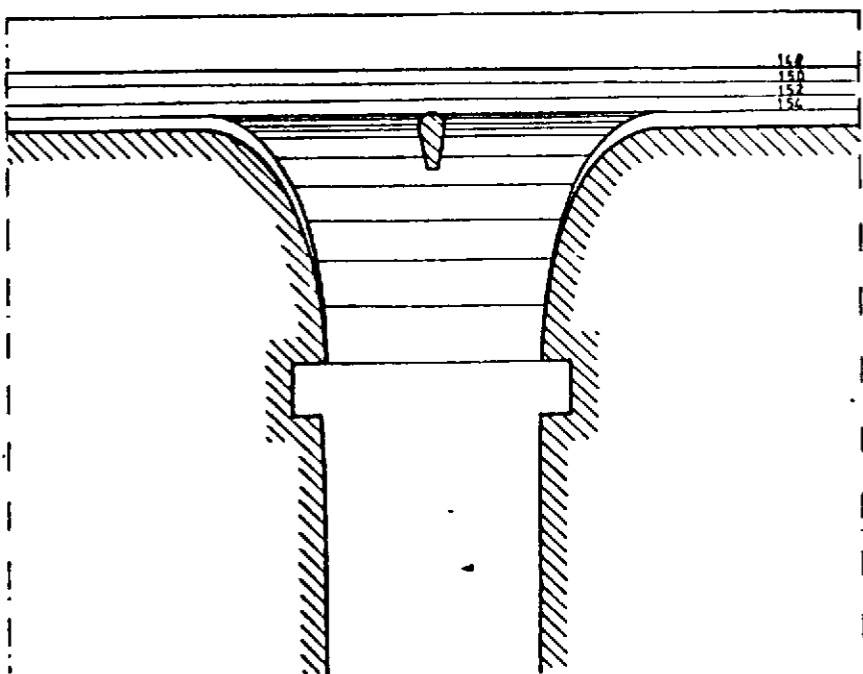


Forme proposée pour l'entrée d'une vidange de demi fond

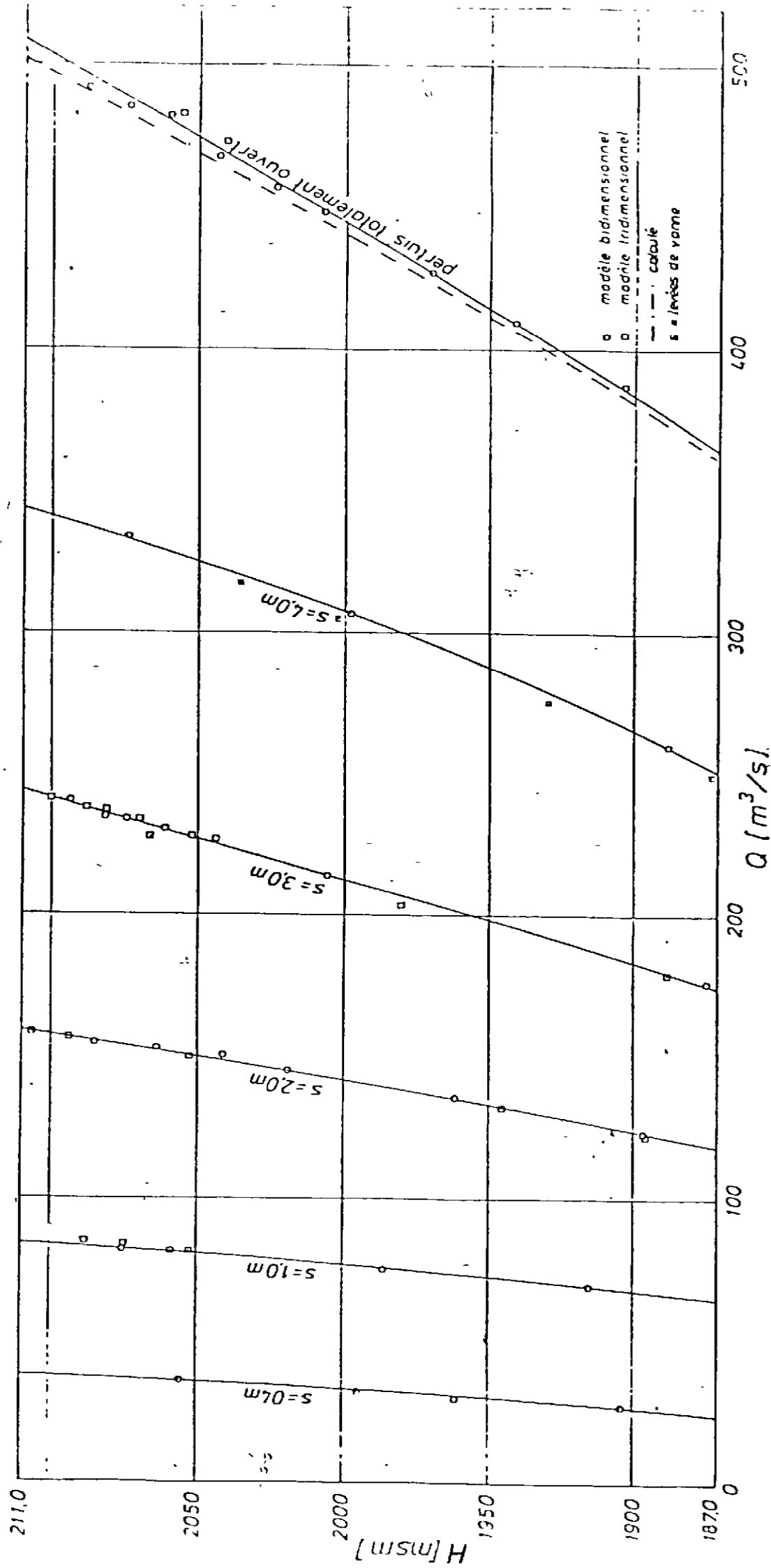
Coupe dans l'axe de l'entrée



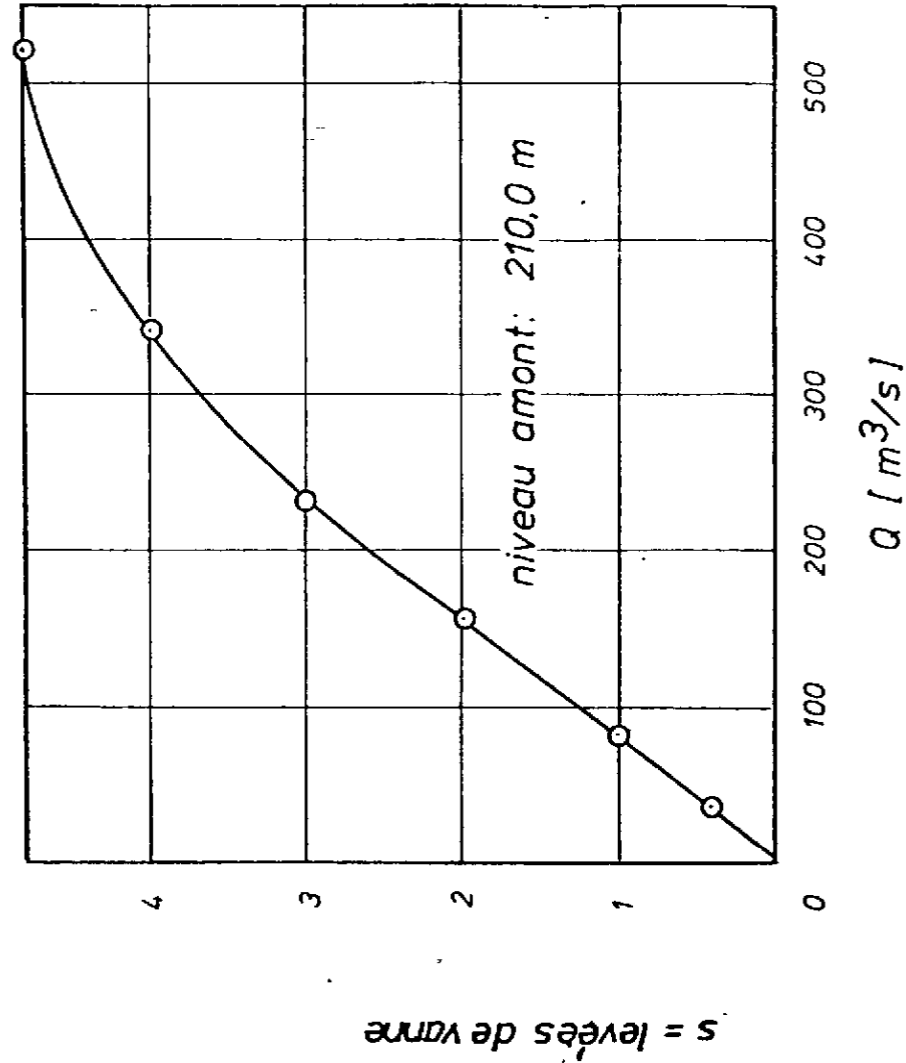
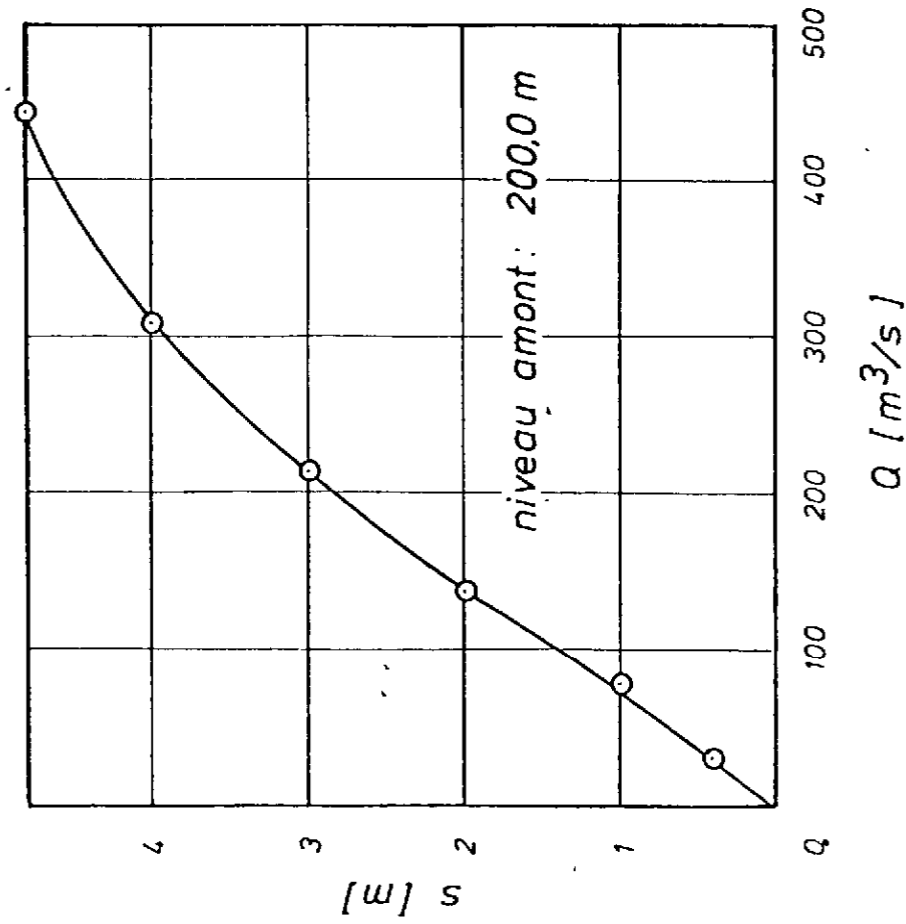
Coupe horizontale au niveau 1560



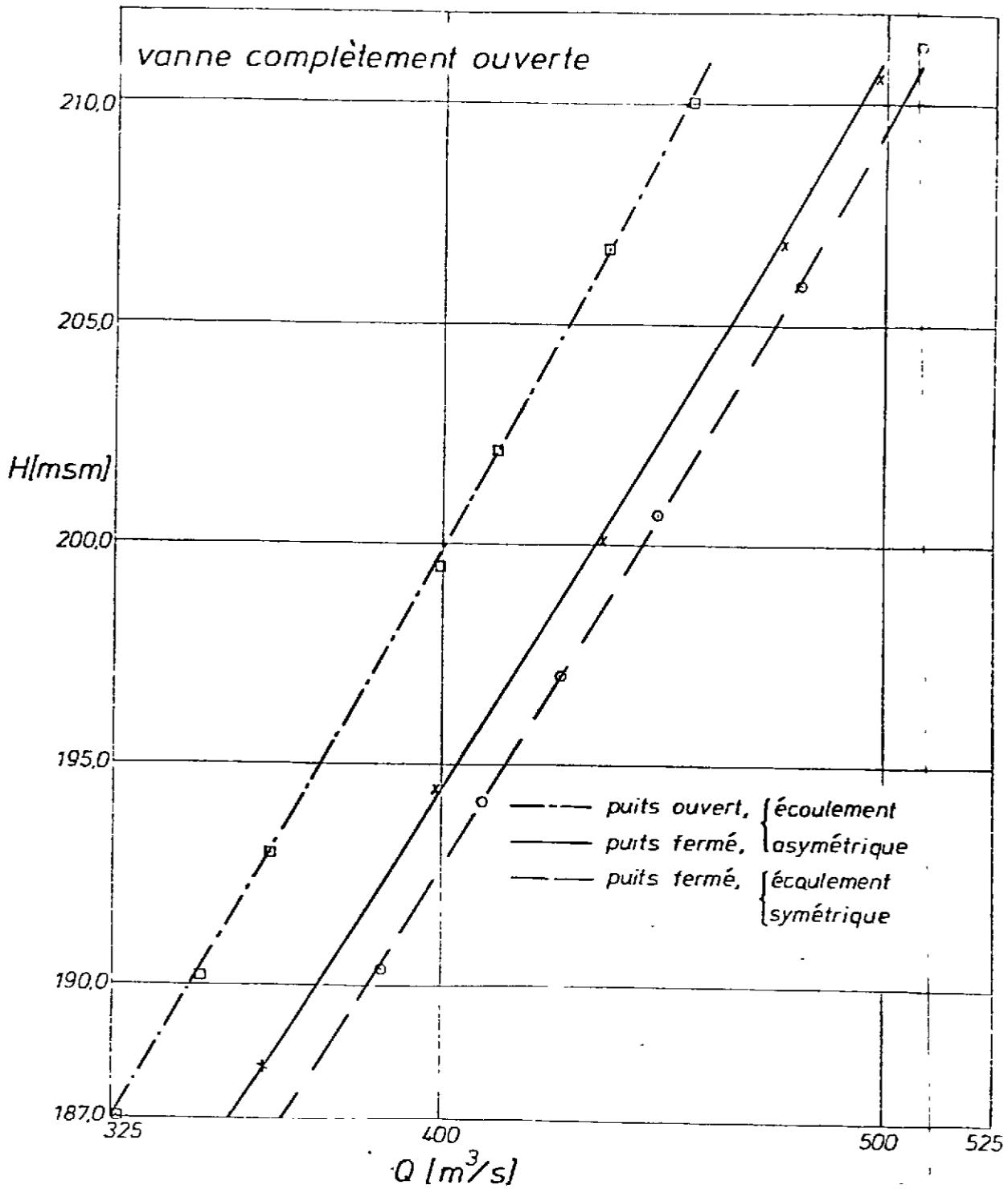
Capacités d'évacuation d'une vidange de demi-fond en fonction des côtes de retenue et des levées de vanne (écoulement symétrique)



Exemples d'interpolation pour la capacité d'évacuation
d'une vidange de demi fond

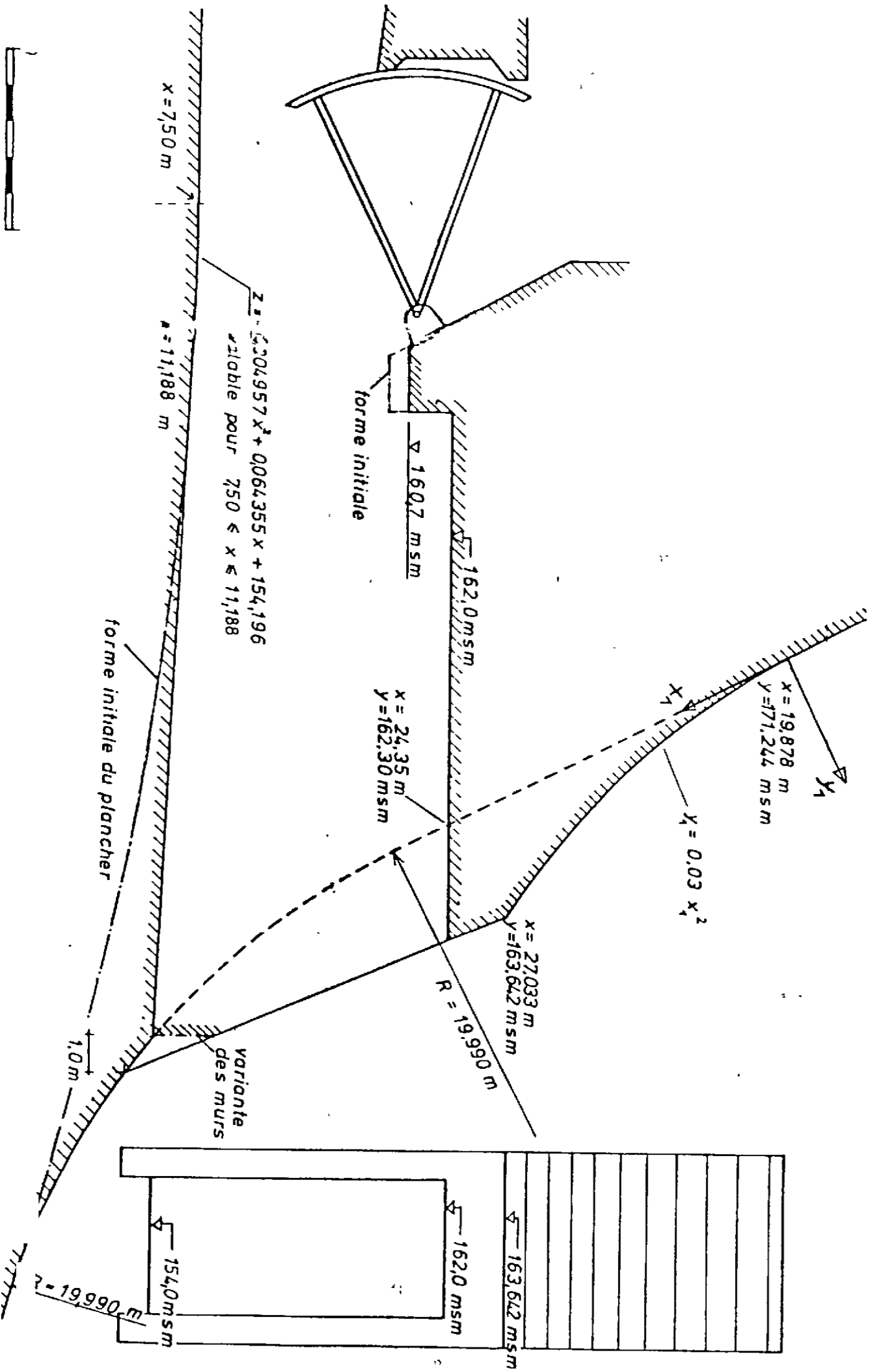


Influences du puits de la vanne de garde et de la nature de l'écoulement sur la capacité d'évacuation d'une vidange de demi-fond

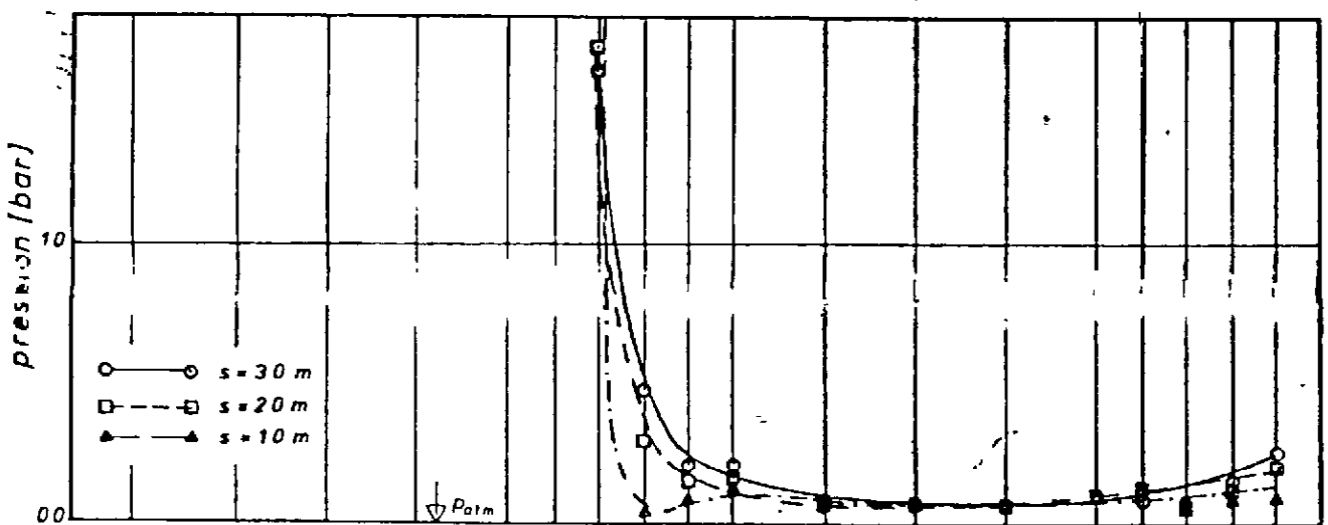
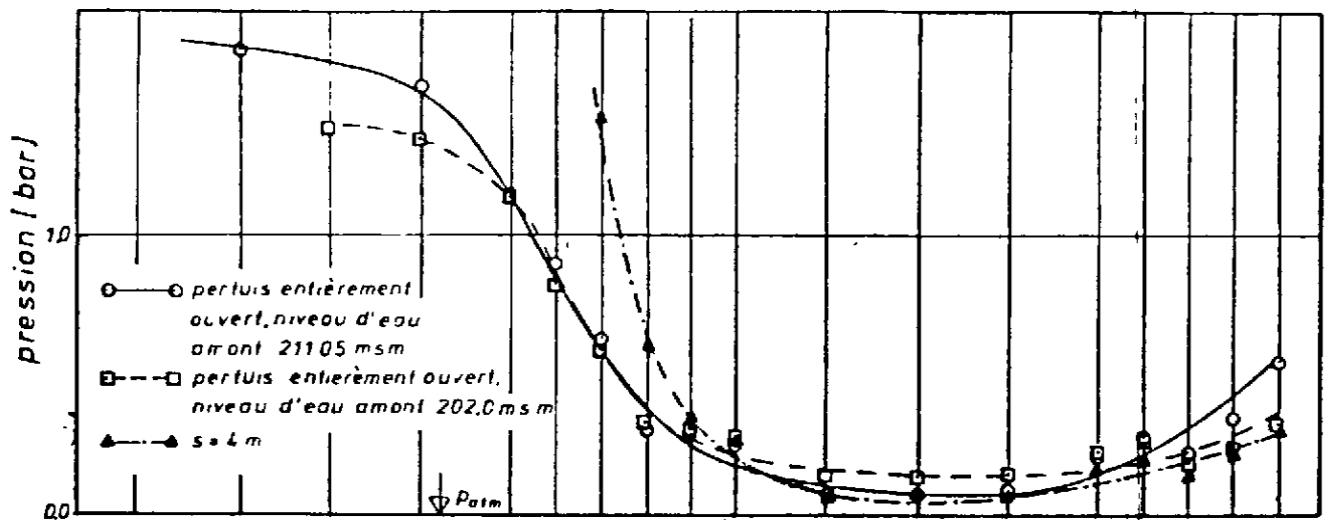
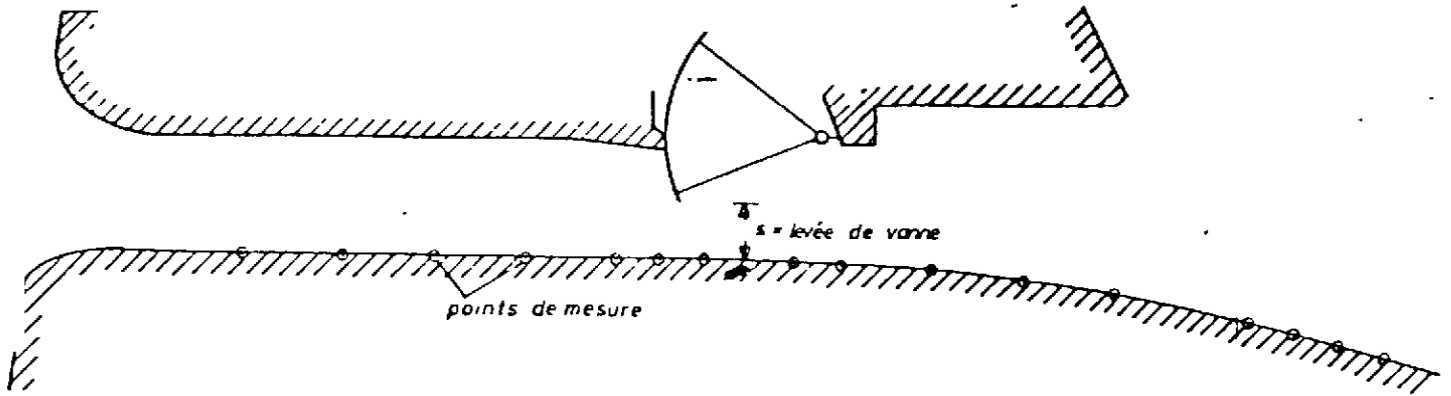


Vidanges de demi fond

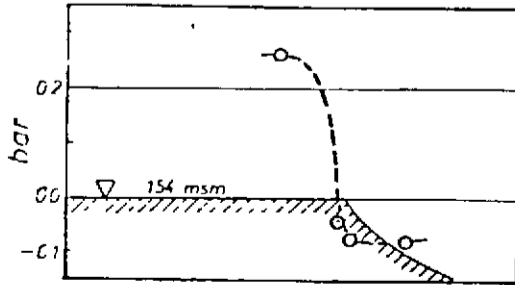
(profil de radier proposé)



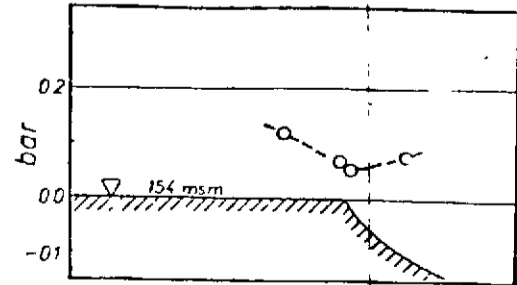
Répartition des pressions sur le radier d'une vidange de demi fond (profil initial)



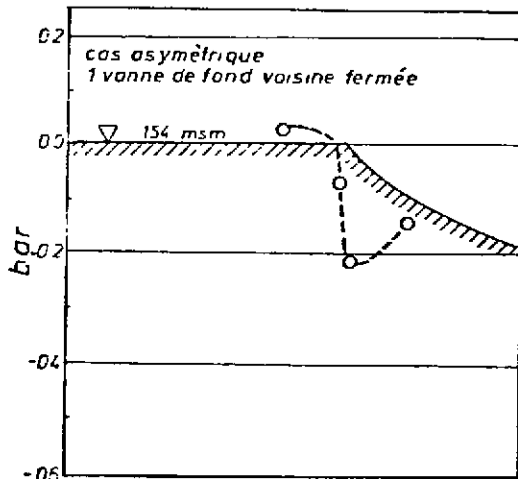
Répartition des pressions à la sortie d'une vidange de demi-fond (Variante, voir Annexe 12)



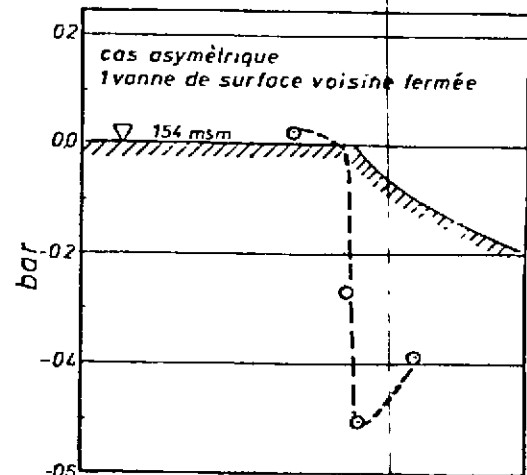
niveau amont: 205.0 m
8 vannes de surface complètement ouvertes
7 vannes de fond partiellement ouvertes (2.2 m)



niveau amont: 205.0 m
toutes les vannes de surface fermées
7 vannes de fond partiellement ouvertes (4.1 m)



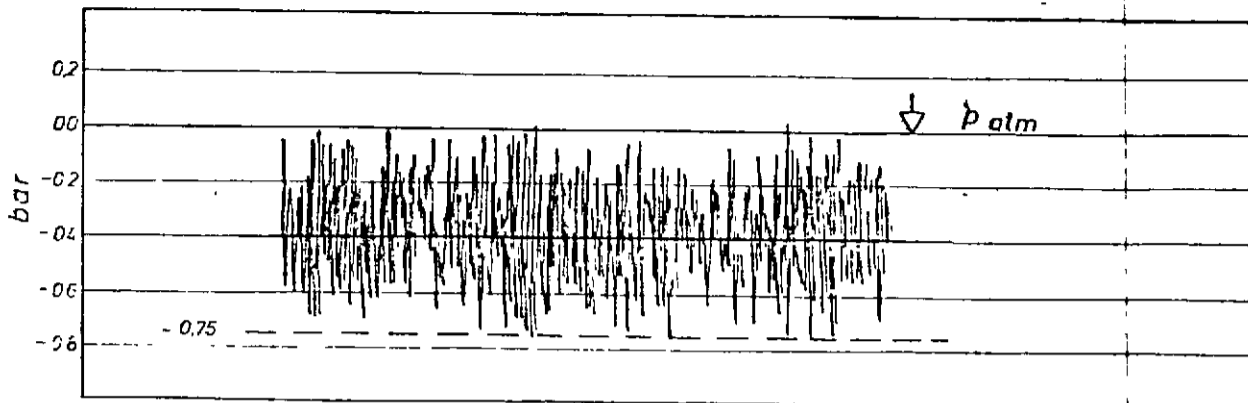
cas asymétrique
1 vanne de fond voisine fermée
niveau amont: 205.0 m
toutes les vannes de surface fermées
6 vannes de fond partiellement ouvertes (4.4 m)



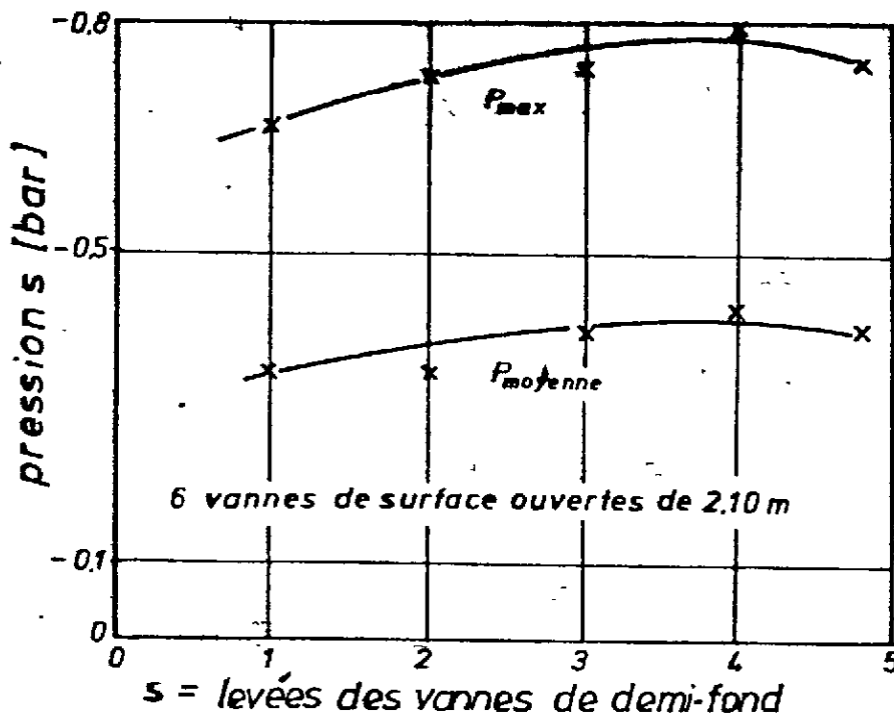
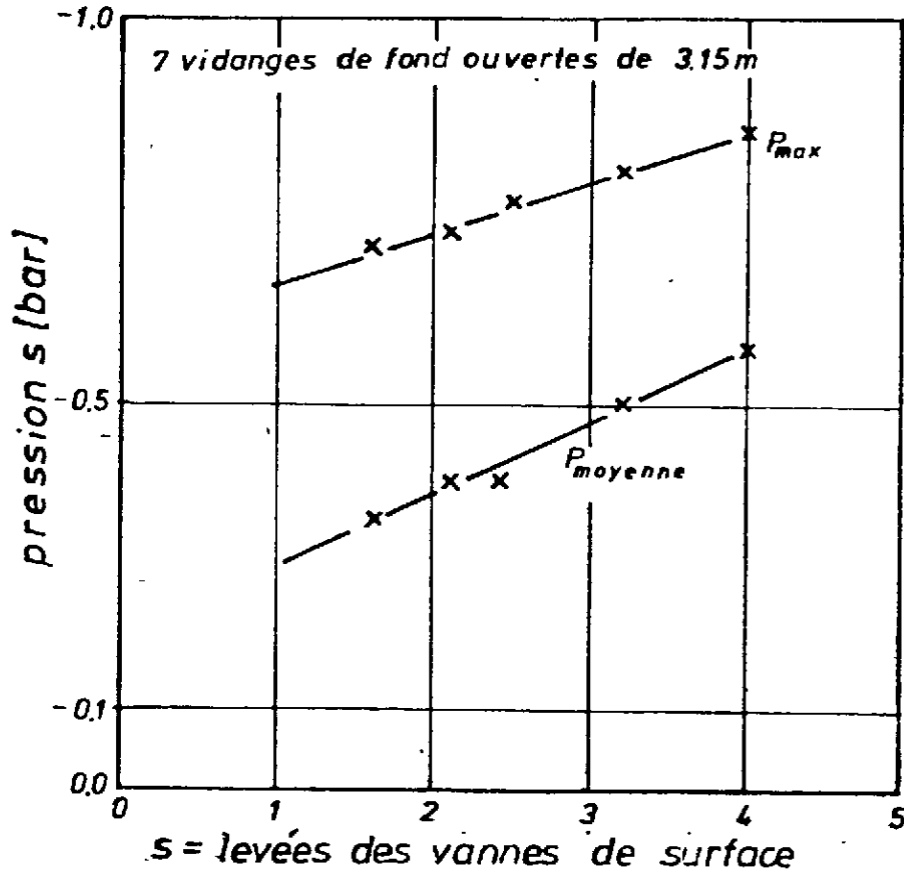
cas asymétrique
1 vanne de surface voisine fermée
niveau amont: 208.0 m
6 vannes de surface partiellement ouvertes (2.1 m)
7 vannes de fond partiellement ouvertes (3.15 m)

Fluctuations de pression

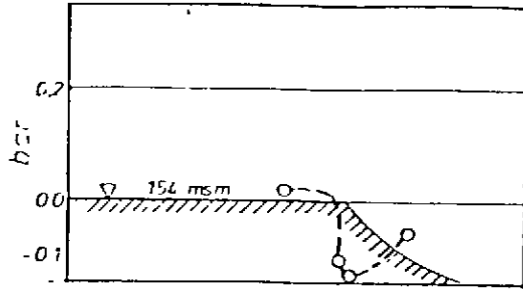
(cas le plus défavorable, écoulement asymétrique: 1 vanne de surface voisine fermée)



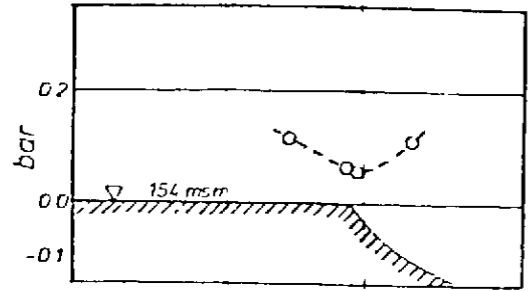
Pressions à la sortie d'une vidange de demi-fond en fonction des levées de vanne (variante)
(1 vanne de surface voisine fermée: écoulement asymétrique)



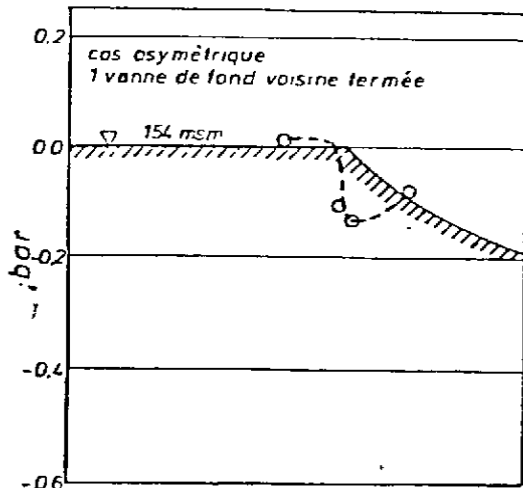
Répartition des pressions à la sortie d'une vidange de demi-fond (profil proposé, voir Annexe 12)



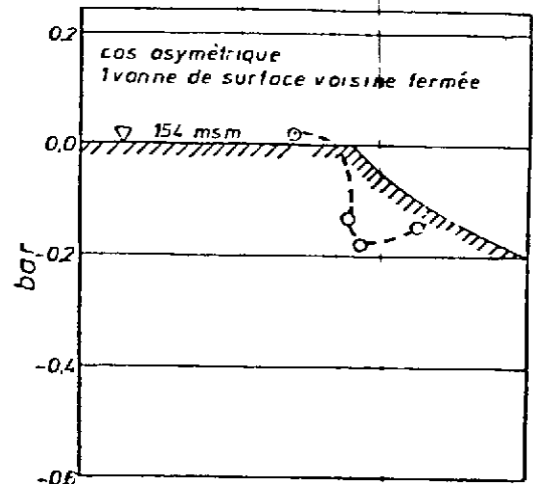
niveau amont 205,0 m
8 vannes de surface complètement ouvertes
7 vannes de fond partiellement ouvertes (2,2 m)



niveau amont 205,0 m
toutes les vannes de surface fermées
7 vannes de fond partiellement ouvertes (4,1 m)



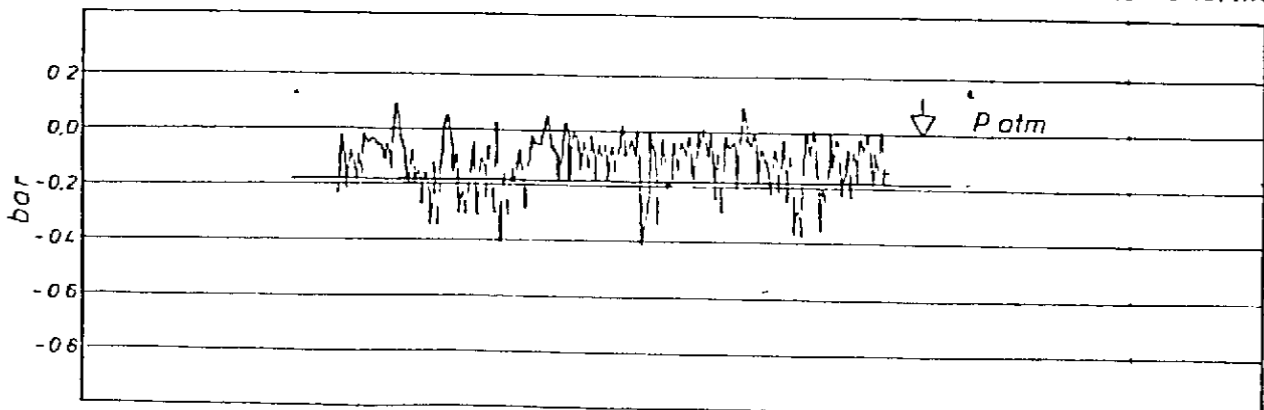
cas asymétrique
1 vanne de fond voisine fermée
niveau amont 205,0 m
toutes les vannes de surface fermées
6 vannes de fond partiellement ouvertes (4,4 m)



cas asymétrique
1 vanne de surface voisine fermée
niveau amont 208,0 m
6 vannes de surface partiellement ouvertes (2,1 m)
7 vannes de fond partiellement ouvertes (3,15 m)

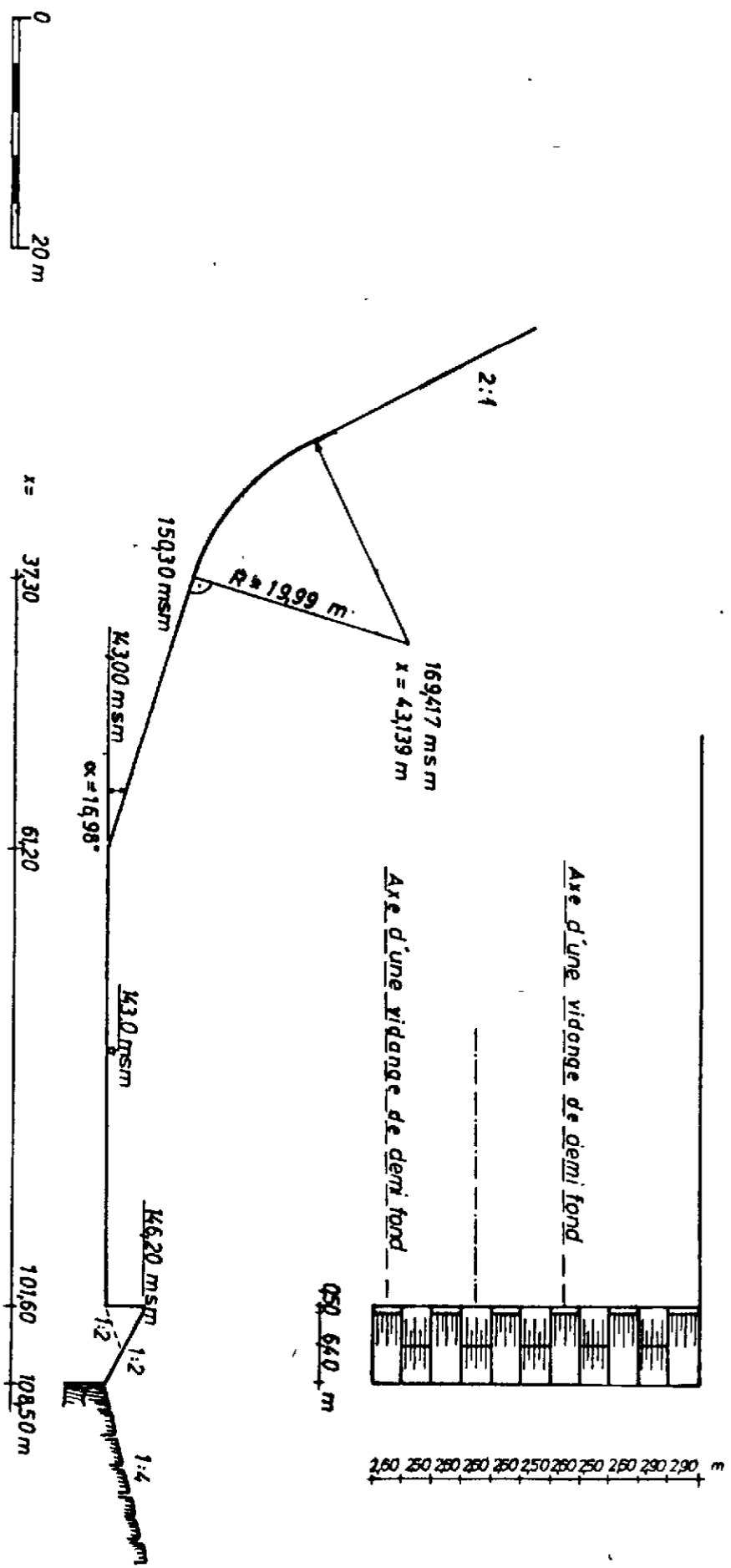
Fluctuations de pression

(cas le plus défavorable, écoulement asymétrique : 1 vanne de surface voisine fermée)



Bassin d'amortissement, Variante

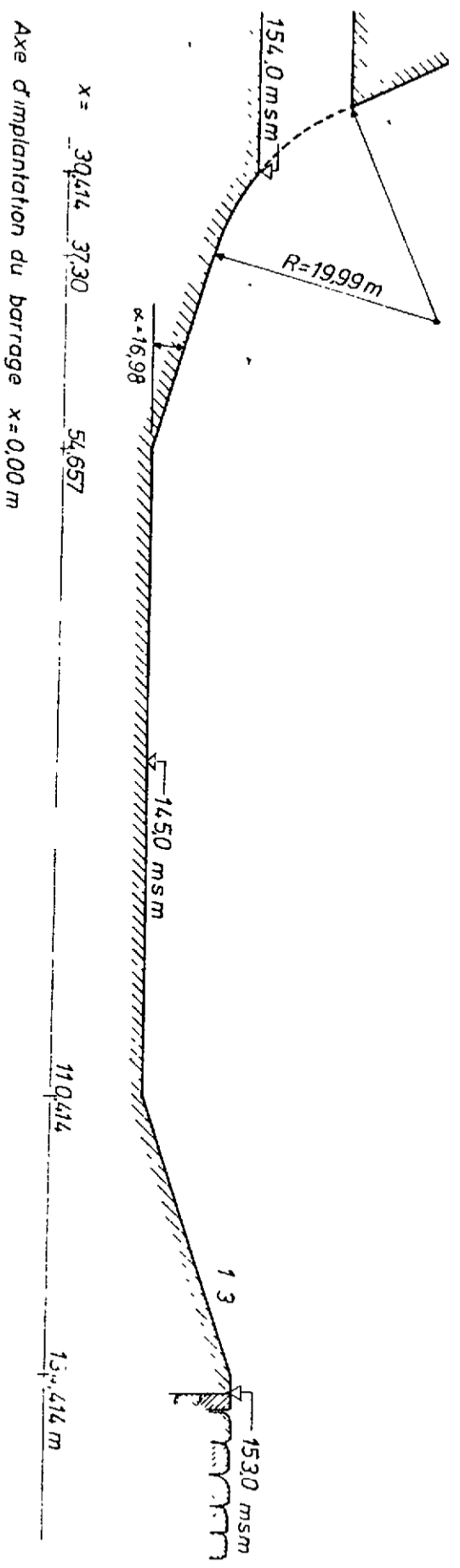
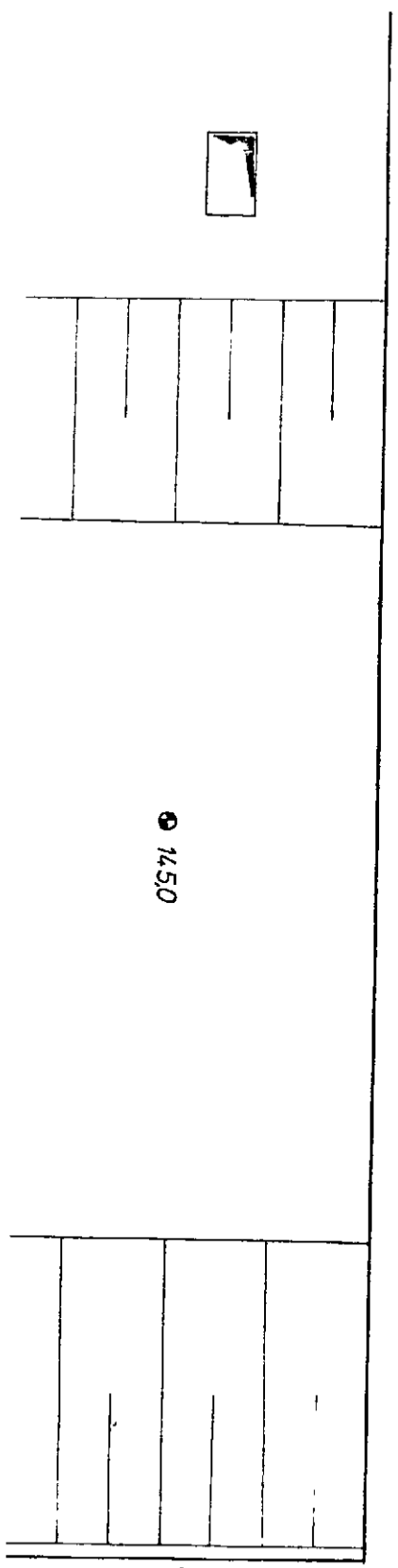
Formes hydrauliques



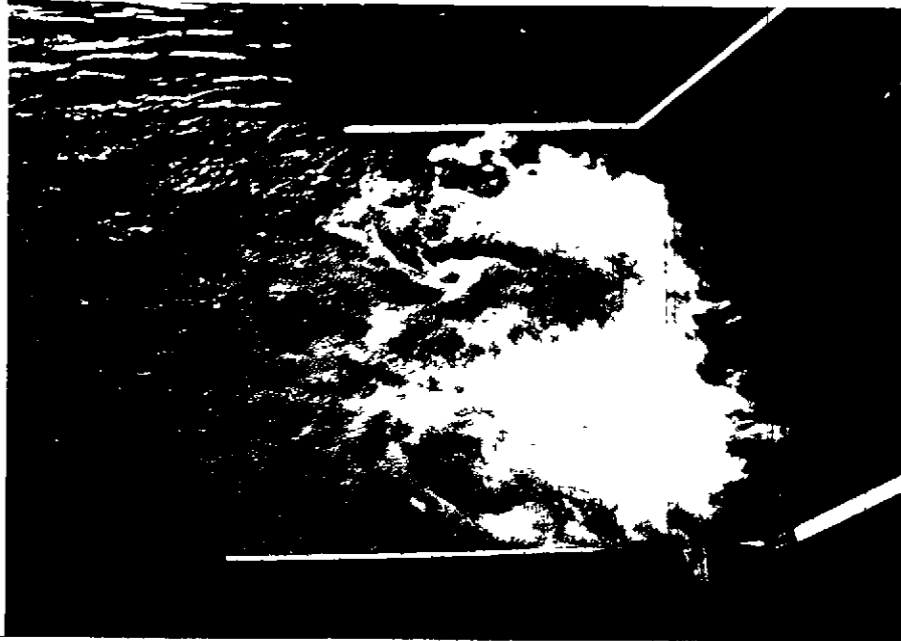
Ax ... iploation ... bar ... x - 000m

Bassin d'amortissement proposé

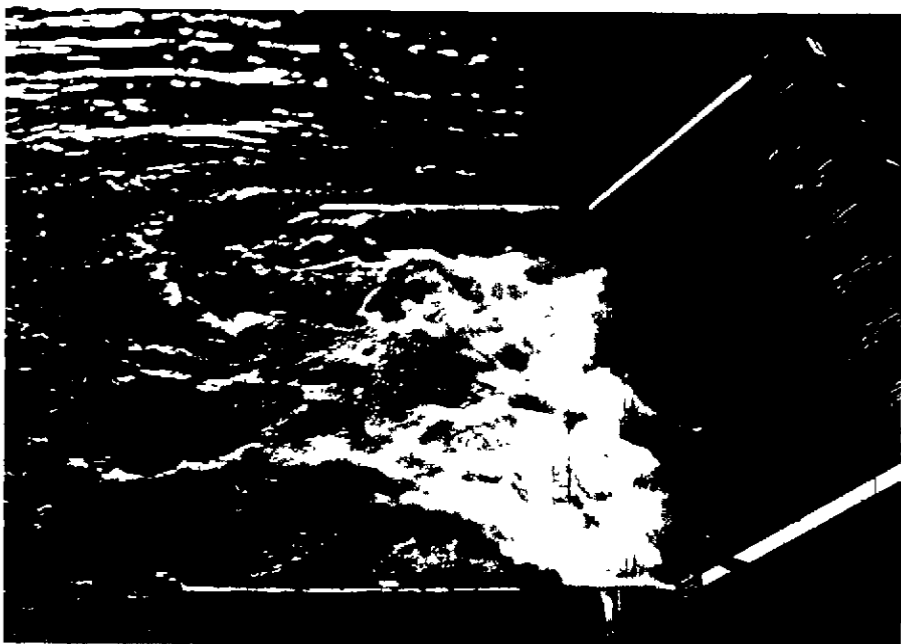
Formes hydrauliques



Fonctionnement du bassin d'amortissement
proposé

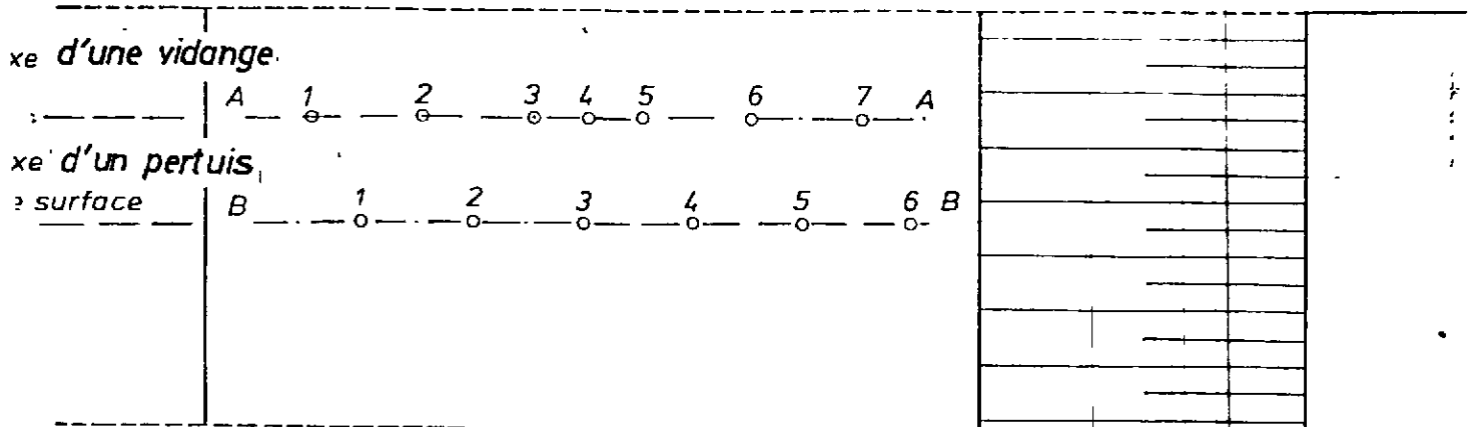


*évacuateur de surface complètement ouvert et vidanges
partiellement ouvertes (1,6 m), débit: 4760 m³/s*

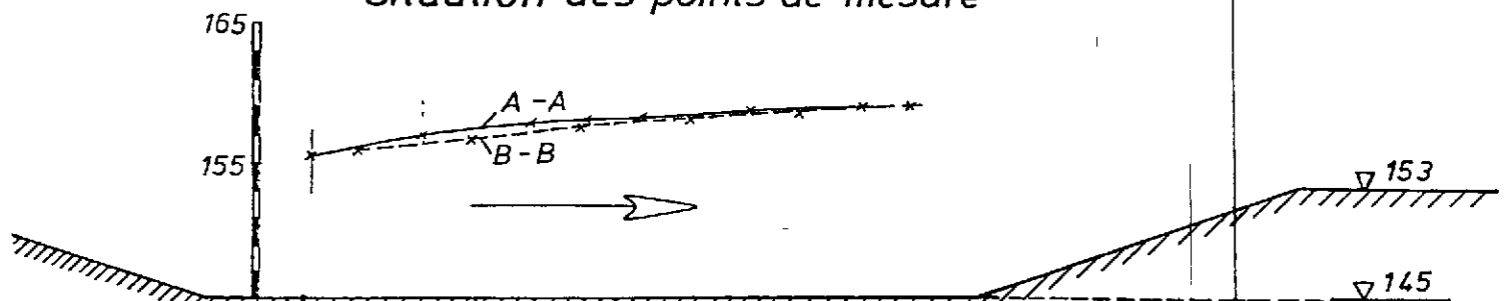


*évacuateur de surface et vidanges complètement ouverts,
débit: 7100 m³/s*

Répartition des pressions sur le plancher du bassin d'amortissement

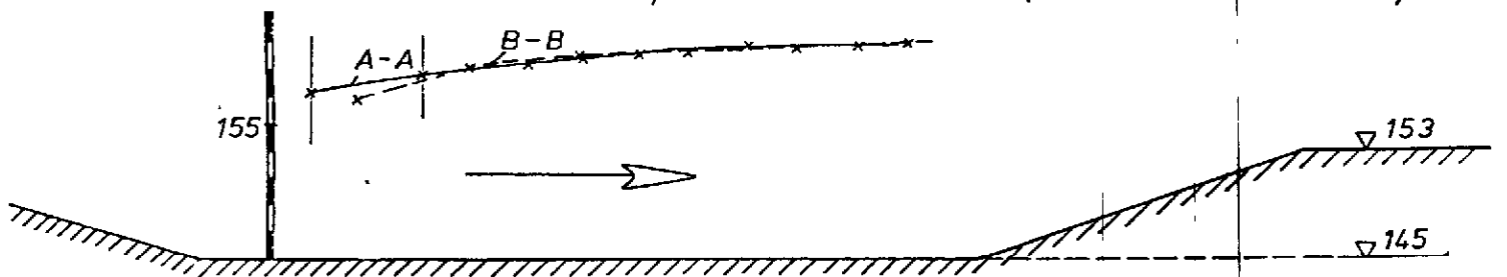


Situation des points de mesure



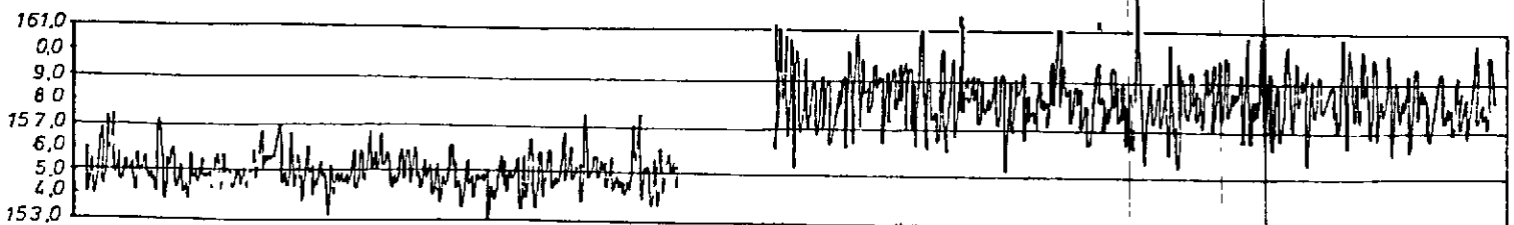
Cas 1: Niveau amont 205.0, $Q = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$

Toutes les vannes de surface fermées, 7 vannes de demi-fond partiellement ouvertes $\sim 4,10 \text{ m}$



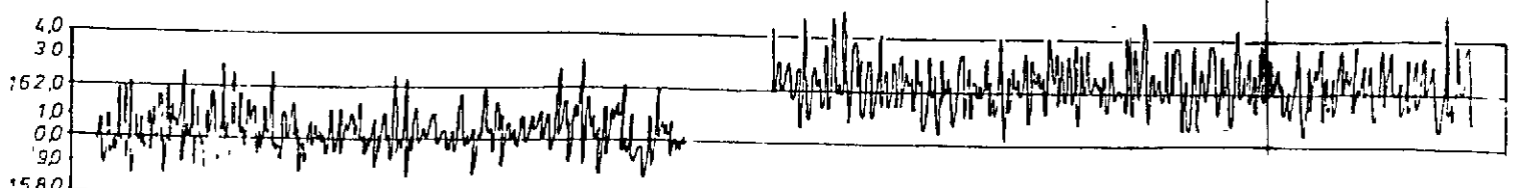
Cas 2: Niveau amont 210.6 $Q = 4760 \text{ m}^3/\text{s}$

8 vannes de surface complètement ouvertes ($\sim 3520 \text{ m}^3/\text{s}$), 7 vannes de demi-fond partiellement ouvertes ($\sim 1,60 \text{ m}$)



Cas 1: Point de mesure A1

Cas 2: Point de mesure A1

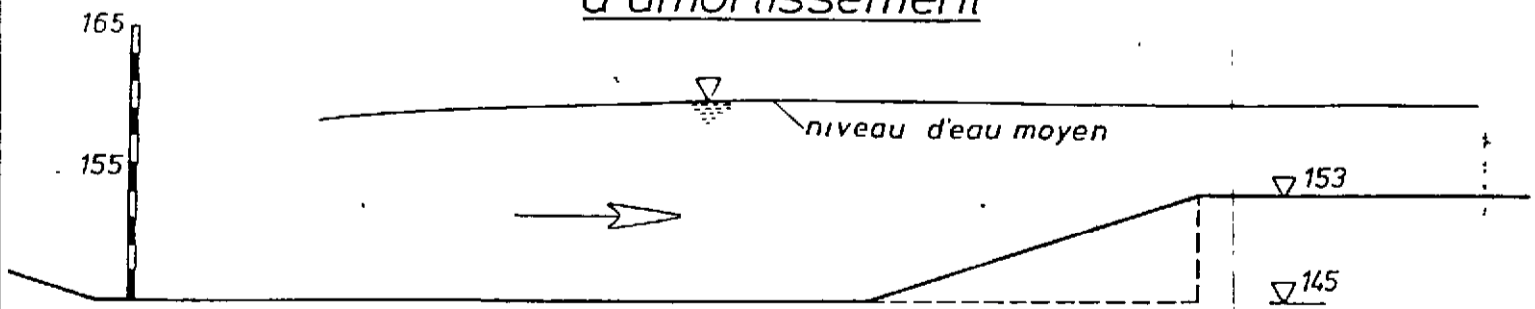


Cas 1 Point de mesure A2

Cas 2: Point de mesure A2

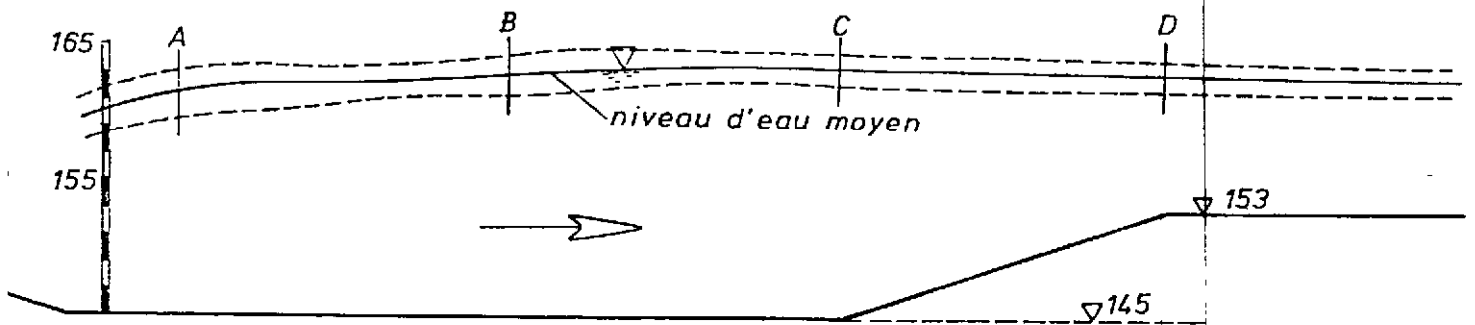
Exemples de mesures des fluctuations de pression dans le bassin d'amortissement

Niveaux d'eau et leurs fluctuations dans le bassin d'amortissement



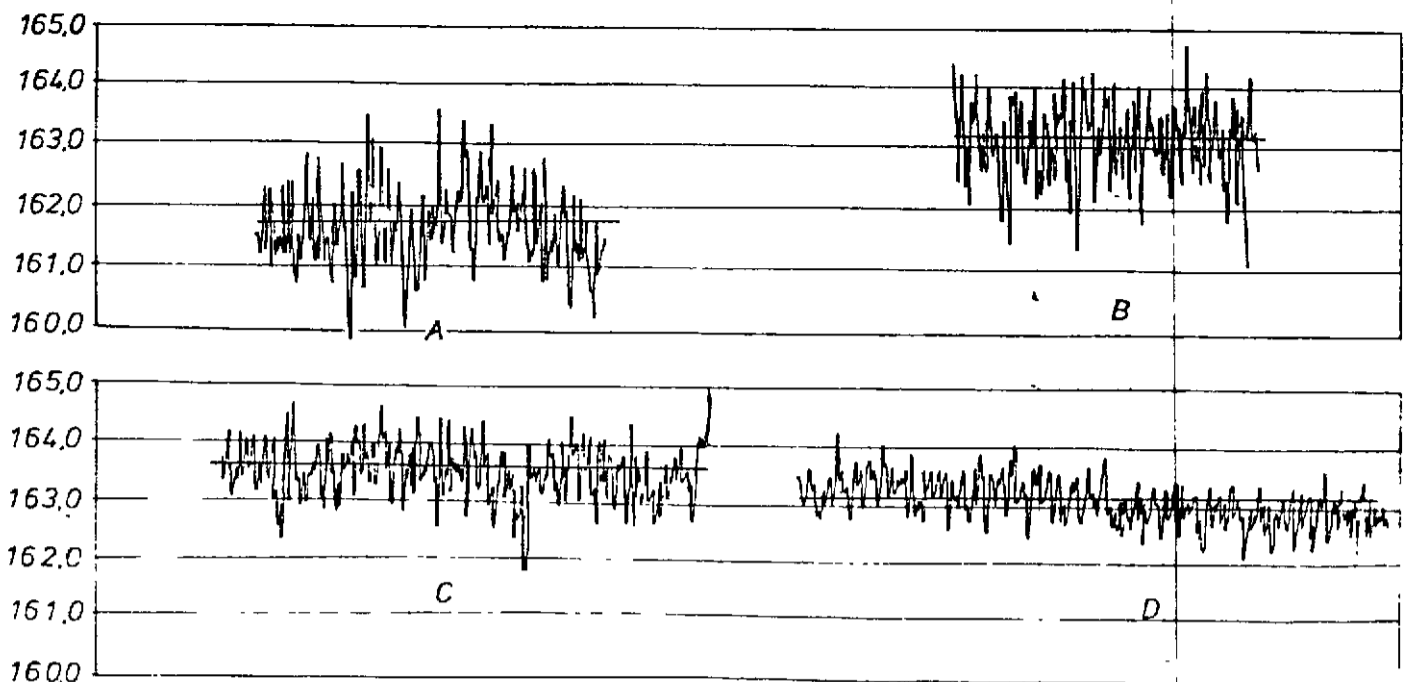
Niveau amont 205.0; $Q = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$

Toutes les vannes de surface fermées, 7 vannes de demi-fond partiellement ouvertes - 4,10 m



Niveau amont 211.0; $Q = 5100 \text{ m}^3/\text{s}$

8 vannes de surface complètement ouvertes, 7 vannes de demi-fond partiellement ouvertes - 2,90 m



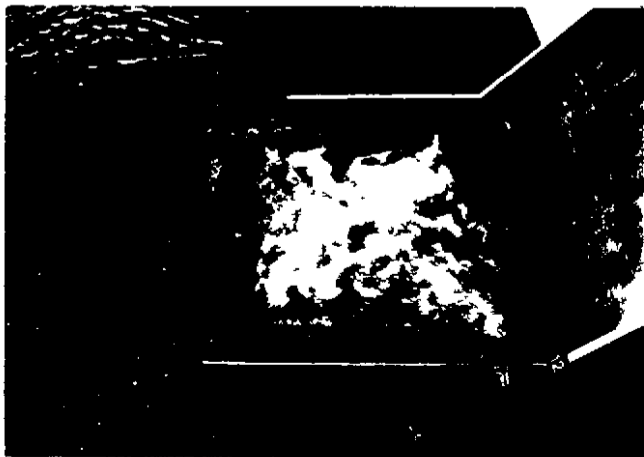
Exemples de mesures de fluctuations du niveau d'eau dans le bassin d'amortissement
(niveau amont 211.0; $Q = 5100 \text{ m}^3/\text{s}$)

Vidanges de fond en opération

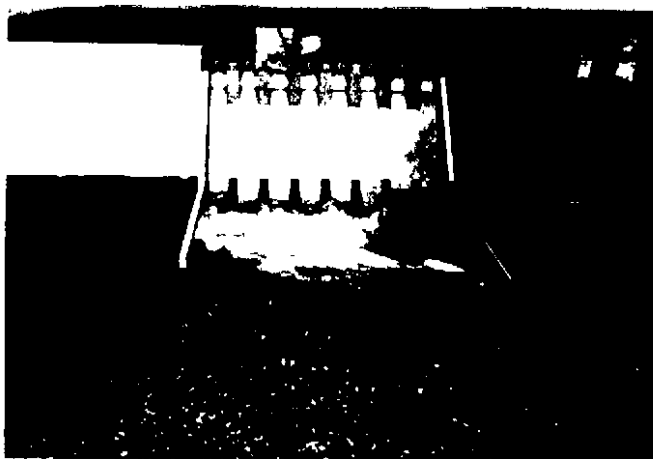
(niveau amont 205,0 msm, toutes les vannes de surface fermées)

profil proposé

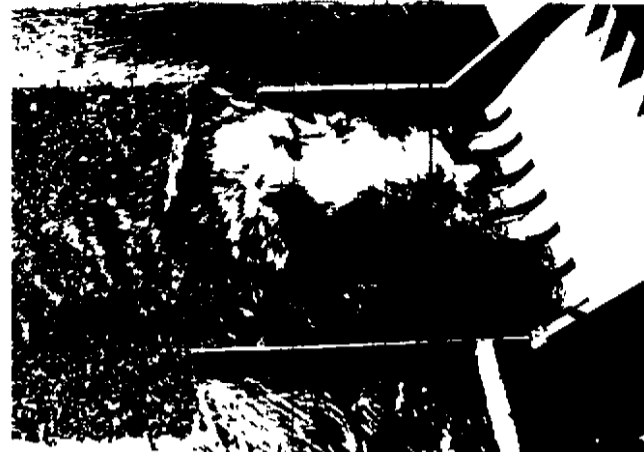
profil initial



7 vannes de fond partiellement ouvertes (4,10 m)



6 vannes de fond partiellement ouvertes (4,4 m), 1 vanne fermée

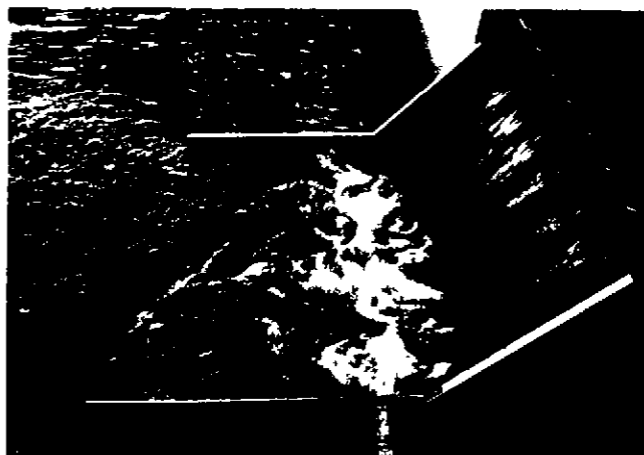


5 vannes de fond entièrement ouvertes, 2 vannes fermées

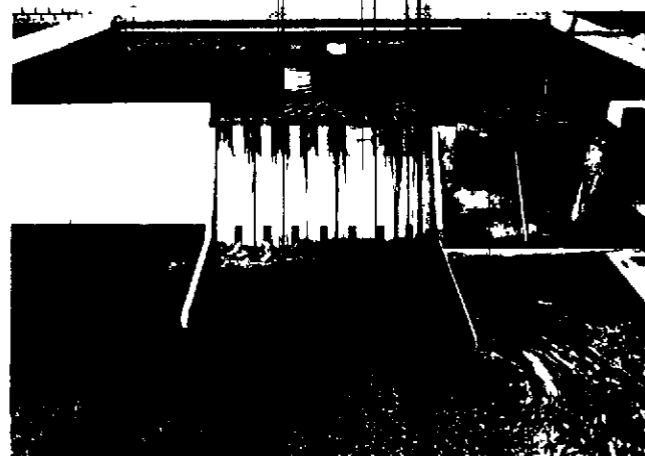
Opération inacceptable (voir "prescriptions d'exploitation")

Evacuateur de surface en opération

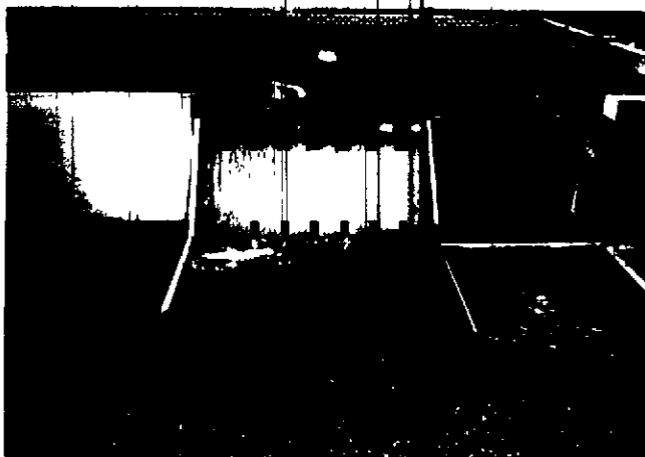
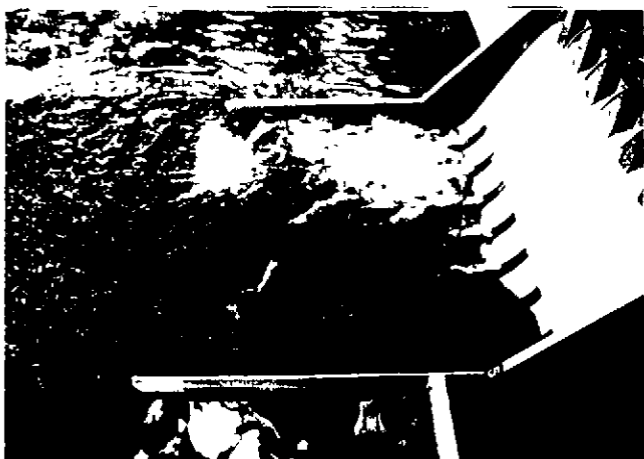
(niveau amont 210,0 msm, toutes les vannes de fond fermées)



toutes les vannes de surface entièrement ouvertes



7 vannes entièrement ouvertes, 1 vanne fermée



6 vannes entièrement ouvertes, 2 vannes fermées

STUDIENKOLLEG
AN DER UNIVERSITÄT KARLSRUHE (TH)

76 KARLSRUHE
Karlsruhe 42-44
Telefon (0721) 80 85 01-02

B E S C H E I N I G U N G
=====

Herr Selma Haidara

geb. am 1946 in Tamani (Mali)

hat vom 16.10.78 bis 14.2.79

am Deutschkurs Nr. I (6 Wochenstunden)

mit Erfolg

teilgenommen.

G. Kibralh

INSTITUT FÜR WASSERBAU UND WASSERWIRTSCHAFT
VERSUCHSANSTALT FÜR WASSERBAU UND KULTURTECHNIK

•Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratorium•

UNIVERSITÄT KARLSRUHE

Direktor: o. Prof. Dr. Dr. Dr. h. c. Dr.-Ing. E. h. E. Mosonyi



Attestation

Je soussigné: Professeur Emil M O S O N Y I, Directeur de l'Institut "Theodor Rehbock" de l'Université Technique de Karlsruhe (République Fédérale d'Allemagne), atteste que Monsieur Sékou H A I D A R A, Ingénieur Hydraulicien, a participé du 2 Août 1978 au 4 Juillet 1979 en qualité d'Expert Associé pour l'O.M.V.S. (Organisation pour la Mise en Valeur du Fleuve Sénégal) aux études sur modèles physiques du barrage de Manantali.

Nous pensons qu'au cours de son séjour au Laboratoire de Constructions Hydrauliques, Monsieur HAIDARA aura pu acquérir des éléments de connaissance sinon indispensables, du moins nécessaires à ses activités professionnelles futures.

En foi de quoi, je lui délivre la présente attestation pour servir et valoir ce que de droit.

Karlsruhe, le 4 Juillet 1979

Dr.-Ing. H. H. Bernhart

Oberingenieur

i.v. 