

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT Hydraulique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Conception et dimensionnement des
evacuateurs de crues.*

7 PLANCHES

Proposé par : M^r Y. MOULOUDI

Etudié par : W. LAHEL

Dirigé par

M^r Y. MOULOUDI

PROMOTION

1992 - 1993

BEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

À ma très chère mère qui a sacrifié
sa vie pour nous.

À mon père qui m'a encouragé à terminer
mes études.

À mes sœurs (Sihem, Karima, Amina, Farida, Radia)

À mes frères (Farid, Mamen, DADI, Djameledine, Youcef)

À mes Amies qui m'ont jamais laissé tomber.

À mes grand Parents et à toute la famille.

REMERCIEMENTS

Avant tout je remercie Allah mon
Créateur qui m'a donné la chance et le courage
de terminer mes études.

Je remercie mon promoteur Y. Mouloudi qui
m'a aidé à accomplir ce travail.

Je remercie aussi tous ceux qui m'ont donné
une aide morale ou matérielle.

Je remercie mes amies, les étudiants de BABEZ

Et mes cousins : FETHEDDINE et ABDELHAMID.

Resumé:

Le but de cette étude est de concevoir et de dimensionner un évacuateur de crue convenable aux conditions géologiques, topographiques et hydrologiques et vérifiant les conditions de stabilité et d'économie.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو ابتكار وقياس
أبعاد مفرغ موافقا للعوامل الجيولوجية
الإرثية والهيدرولوجية ومحققا لشروط
المتانة والاقتصاد.

Abstract:

The object of this study is to concept and dimension a spillway suitable at geological, topographic and hydrologic conditions of the site and checking stability and economic conditions.

Sommaire

Introduction générale:

Chapitre I : DONNÉES DE BASE

I - Situation géographique et climatique.

II Topographie.

III Géologie

1 - Géologie régionale.

2 - Géologie du site.

3 - Géologie de la cuvette.

4 - Géotechnique.

5 - Sondages.

6 - Sismicité régionale.

IV Hydrologie:

IV 1 - Description du bassin versant.

A - présentation et relief du bassin versant

B - Caractéristiques du bassin versant.

1 - caractéristiques de forme.

2 - Réseau Hydrographique.

C - pluviométrie.

1) test d'homogénéité:

2) Estimation des données manquantes

3) pluie moyenne annuelle dans le bassin versant

4) pluies journalières fréquentielles.

5) pluies de courte durée

D - calcul des apports.

1. Formules empiriques.

2. Séries hydrométriques.

E - Hydrogramme de crue.

1) Evaluation des crues

2) Détermination de l'hydrogramme de crue

Chapitre II : Laminage des crues.

Chapitre III : Etude Theorique des evacuateurs.

I - Conception

- 1 - Choix de la crue de calcul.
- 2 - Choix du tracé de l'évacuateur
- 3 - Emplacement de l'évacuateur.
- 4 - Différents types d'évacuateurs
- 5 - Choix du type de l'évacuateur.
- 6 - Différentes composantes d'un évacuateur
 - a - Courrière.
 - b - Coursier.
 - c - Ouvrage de restitution aval.

II Dimensionnement.

- II 1 - Rappels des lois d'écoulement dans les canaux.
- II 2 - Calcul du Remous.

Chapitre IV. Etude des variantes d'évacuateurs.

- A - Evacuateur à surface libre.
- I - Evacuateur en bec de canard.
 - II Evacuateur labyrinthe.
 - II 1 - Deversoir labyrinthe à crête triangulaire en plan.
 - II 2 - Deversoir labyrinthe à crête trapézoïdale en plan.
- B - Evacuateurs en charge.
- I - Evacuateur tulipe avec puits pour $B = 180m$
 - II Evacuateur tulipe sans puits pour $B = 180m$
 - III Evacuateur tulipe modifié pour $B = 180m$
 - IV Evacuateur tulipe avec puits pour $B = 80m$
 - V Evacuateur tulipe sans puits pour $B = 80m$
 - VI Evacuateur tulipe modifié pour $B = 80m$

- Conclusion.
 - Conclusion générale.

Introduction Generale :

L'évacuateur de crue a le rôle de maintenir le niveau d'eau amont constant et d'évacuer l'eau en excès, lors des crues exceptionnelles, tout en protégeant le talus aval contre la submersion.

Donc, si en cas de crue, on peut dépasser le NNR, on ne doit pas dépasser la cote maximale de crue, tenant compte de l'évolution de l'onde de crue la plus défavorable.

Le profil utilisé doit posséder le plus grand rendement du point de vue hydraulique et une bonne stabilité. Le deversoir doit avoir une forme convenable, permettant l'aération de la lame et évitant les sous pressions, vibrations et cavitation.

Il faut vérifier chaque fois, par des essais sur modèle réduit que la forme et le fonctionnement de l'évacuateur et du dissipateur d'énergie conviennent.

CHAPITRE I

DONNEES DE BASE

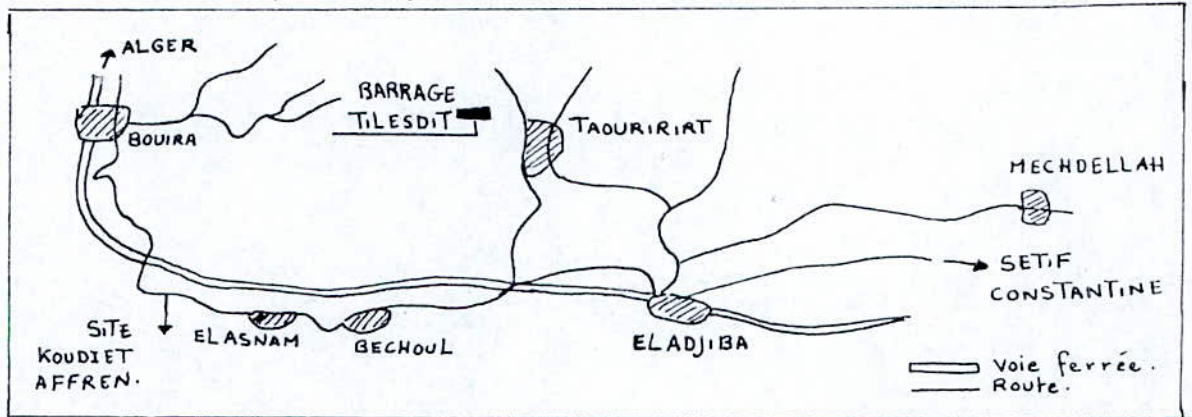
I Situation géographique et climatique

1) Situation géographique:

Le barrage de Tilesdit se trouve à 18 Km environ à l'est de la ville de BOUIRA, située sur la rive droite de l'oued Eddous.

Les coordonnées Lambert sont:

$$x = 626,17 \quad , \quad y = 340,82 \quad , \quad z = 399.$$



2) Situation climatique:

Du point de vue climatique, l'hétérogénéité est importante.

Le bassin amont de plaines et coteaux jusqu'à BOUIRA est soumis au régime climatique subtropical aride alors que la partie aval du bassin Sud de Djurdjura est soumise au régime pluvieux.

*Température:

La région de construction se caractérise par un été chaud sec et un hiver relativement doux.

La température moyenne annuelle varie entre 15,1 à 18°C, le mois le plus froid est janvier dont la température moyenne oscille entre 7,5°C et 11°C. Le mois le plus chaud est Août dont la température moyenne varie entre 24,1°C et 29,2°C.

Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	MAR	AVR	MAI	Jui	Juil	Aou	Annuel
8,2	17,5	12,6	9,5	8,7	9,6	11,2	12,9	16,3	22,7	27,2	26,1	16,4

II TOPOGRAPHIE

Le futur barrage Tilesdit se trouve à environ 18 Km à l'est de la ville de BOUJRA et porte le nom de la petite localité située sur la rive droite de l'oued Eddous.

La vallée de l'oued Eddous est trapezoidale dans les limites de la retenue à créer. Les versants sont peu terrassés, abrupts et ravinés.

La largeur de la vallée varie de (1,5 à 4,5) Km. Les terrasses sont développées sur la rive droite par prédominance et ceux qui existent en rive gauche ne sont que des lambeaux. Il en existe 2 terrasses de surface, relativement planes et inclinés du côté de l'oued. Elles ont des largeurs de (0,3 ÷ 0,5) Km pour la 1^{ère} et (1 ÷ 1,5 Km) pour la 2^{ème}.

Le lit majeur de l'oued est généralement à 2 bords submersibles pendant les crues, de largeur variable, de quelques dizaines de mètres en amont jusqu'à (800 à 1000 m) dans la moyenne vallée.

Le lit de l'oued est sinueux, large de (20 à 50 m). Il est constitué de grès et de gros blocs par endroits embroussaillés; la forme du lit est parabolique avec le Talweg et les bords abrupts par endroits, on rencontre souvent des bancs où le dénivellement varie de 0,5 à 0,7 m.

Dans la partie la plus étroite de l'oued, la vallée est large de 80 m. En aval de cet endroit, elle s'élargit considérablement pour atteindre (3 à 4 Km) au droit du confluent des oueds BARBAR et EDDOUS.

Pour pouvoir relever les profils le long des axes des digues et permettre une bonne connaissance des terrains de fondation et une évaluation précise des quantités de remblais, une carte topographique à l'échelle 1/1000 sera indispensable, de même que pour l'implantation de l'évacuateur de crue.

Dans le site du barrage, la rive gauche abrupte (35 à 60°) est affouillée par l'oued, la rive droite est relativement douce (10 à 15°) avec une butte résiduelle de la 1^{ère} terrasse dont le socle dépasse de 4 à 6 m celui du barrage.

III GÉOLOGIE

L'étude géologique a pour objet de répondre à différents éléments dont les plus importants sont :

- La stabilité et étanchéité des appuis de fondation des différents ouvrages à implanter.
- Existence et caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction.
- Étanchéité de la cuvette et stabilité des versants.

Elle donne des indications sur le bassin versant et sur son aptitude à l'écoulement.

Elle donne aussi une idée sur les risques de fuites et d'engravement de la retenue et fournit par la même occasion des informations sur les zones d'infiltration.

1) Géologie régionale :

En général les structures géologiques sont hétérogènes; les oueds de Djurdjura débutent dans les formations de calcaires dolomitiques très faillés et traversent ensuite des zones d'éblouis et de formations marno calcaires et marnogreuses crétacées et oligocènes à relief accentué.

Du point de vue génétique, on distingue 3 types principaux : dénudo-technique, érosif et accumulateur.

Les cotes des surfaces varient de 400 m dans le lit de l'oued à plus de 1000 m sur le massif montagneux de Djurdjura.

Il existe d'importants affluents des 2 côtés de la vallée de l'oued Eddous et un grand nombre de petits affluents.

On note l'existence de 2 failles verticales de décrochement de direction sublatitudinale qui divisent le territoire en 3 sous zones : Nord I, centrale II et Sud III; ces failles sont du 1^{er} ordre et sont représentées par des zones à pendage raide au sud ouest constituées de terrains fragmentés qui ont plusieurs plans de déplacement et nombreux plans de glissement.

Dans la rive gauche et sur route la hauteur du versant, il ya des dépôts de 2 complexes stratigraphiques (a92^b) et (a93) de l'aquitainien, et ce n'est que sur les pentes douces et leurs pieds, qu'on observe les limons argileux de petite épaisseur (0,5 à 2 m).

De la cote 523 m, on peut localiser les terrains de galets-graviers, recouverts d'une zone de limons argileux épaisse de 3 à 8 m.

La partie supérieure du substratum est altérée et se subdivise en 3 zones, celle de :

- Roches intensivement altérées.

- fissuration élevée.
- Roches relativement saines caractérisés par une fissuration fermée.

Le lit mineur est constitué d'une couche de 2...5 (8)m de terrains galets-graviers.

Le lit majeur est constitué d'une couche de 2...3 (5)m de limons argileux hétérogènes.

Dans la rive droite et dans la partie ouest de l'emprise, on a localisé 3 zones de glissement et des accumulations limoneuses épaisses jusqu'à 8m.

La 1^{ère} zone de glissement est la plus proche du barrage, elle est considérée stabilisée (épaisse de 5m).

La 2^{ème} zone est au milieu, elle est épaisse de 5m.

La 3^{ème} zone présente un plan qui coïncide avec la direction de pendage des roches du complexe aq2^a.

Les roches mères sont représentées par 2 complexes stratigraphiques aq2^a dans la partie nord et aq1 dans la partie sud; la limite de ces complexes est déformée par les failles de décrochement qui forment des sous-blocs des sous-zones tectoniques: centrale et sud.

2) Géologie du site:

Au droit du site du barrage, les dépôts alluviaux quaternaires recouvrent le massif gisant en monoclin, des roches mères aquitaniennes du miocène, fragmentées en sous-blocs de diverses dimensions par les failles de décrochement.

Les terrains du miocène sont hétérogènes et ont une direction sublatitudinale et un pendage doux (~30°) du côté du bief amont.

La partie supérieure du massif est touchée par un réseau dense de fissures secondaires superposées au système des fissures tectoniques.

Les fissures sont plus souvent ouvertes dans les conglomérats grés et parfois aleurolite; et elles sont presque fermées et de densité irrégulière dans les argiles argilitiques et les argillites.

La rive droite dans la zone aval est caractérisée par une composition compliquée du versant qui est constituée de roches mères coupées par des ravins profonds et recouvertes de formations proluvio-déluviales.

En rive gauche c'est la zone amont qui est compliquée par un ravin.

3) Géologie de la cuvette :

La cuvette est caractérisée par l'alternance des argiles calcaires et argilitiques des argilites, aleurolites, grès et gravélites recouverts de formations déluvio-proluviales argileuses et détritiques sur les versants et des dépôts alluviaux de graviers-galats par prédominance et des limons argileux sur les terrasses.

Les alluvions de terrasse de pliocène supérieur ($a_{N_2}^3$) sont limitées et représentées dans la partie d'accumulation de la rive gauche par des terrains galats-graviers argileux, d'une épaisseur de 9-14m.

Les alluvions des étages anciens (a_{II}) et moyen (a_{III}) constituent les hautes terrasses de l'oued Eddous.

Les alluvions récentes a_{III} et non démembrées ($a_{III} - a_{IV}$) de la 1^{ère} terrasse au dessus du lit majeur sont recouverts au pied des versants, les terrains à gros grains sont recouverts d'une couche de limons de 2...5 m.

4) Géotechnique:

Les terrains graveleux ont une résistance assez élevée; la perméabilité des roches mères varie selon leur lithologie et le degré d'altération, de forte avec coefficient d'infiltration variant de 1 à 2,4 m/jour pour les grès fissurés à pratiquement nulle pour les argiles et argilites.

Dans les zones (a_{q2}^b) et (a_{q2}^a), le coefficient d'infiltration est élevé pour les zones à fissuration élevée et baisse dans les zones constituées de roches saines.

Une fois saturées, les argiles perdent toute leur résistance, ce qui avec l'importante pente du versant a été à l'origine de la formation des glissements.

En ce qui concerne la composition des terrains de fondation des ouvrages dans la classe des semi-roches, dans le groupe des terrains sédimentaires cimentés, on a délimité les complexes géologiques suivants :

Gravélites (24), détritiques fins-grès (20), pulvérulents - aleurolites (22), argileux argilites (19), argiles argilitiques (21)(23) et argiles carbonatées (27).

Dans le groupe des terrains sédimentaires non cimentés et dans le sous-groupe des terrains détritiques gros, d'après la granulométrie, on a distingué les terrains de galats (10)(10^a)(15) et de graviers (4)(4^a)(14) remplis de matériaux hétérogènes.

Dans le groupe des terrains détritiques fins, sable moyen (3) et dans le sous-groupe des terrains pulvérulents et argileux, limons sableux (2)(5)(9) et limons argileux (6)(7)(8)(12).

Dans les complexes géolithologiques (26), les couches de grès prédominent.

Dans les complexes géolithologiques (25), les argiles argilitiques prédominent.

D'après l'étude faite par l'entreprise KIEV URSS, en ce qui concerne le massif des roches mères, il peut être divisé en 3 zones :

- celle d'altération intense.
- celle de fissuration élevée.
- celle des roches saines.

Dans la 1^{ère} zone :

Le complexe géologique CG (19)(21)(23) et complexes géolithologiques CGL (25)(26) sont imperméables.

CG (22) peu imperméable.

CG (20)(24) forte perméabilité.

Dans la 2^{ème} zone :

La perméabilité est faible pour les CG (22)(26)(20)(24) (a92^a), moyenne pour les CGL (2) CG(19)(20)(22) (a92^b) et forte pour les CG (20)(22)(24)(a92^a)(a92^b).

Dans la 3^{ème} zone :

On distingue 3 sous zones :

- celle des terrains peu fissurés
- celle de fissuration atténuée.
- celle des fissures fermées.

Les valeurs des principales caractéristiques physico-mécaniques des roches mères en fondation du barrage sont regroupés dans le tableau

5) Sondages :

Aux endroits raides (S-113, 103, 147, 126), le substratum est recouvert de limons de moins d'1 m.

Par contre dans les dépressions locales (S-146, 123, 3, 152) le toit des roches mères est aplati.

(S-117, 137, 143) sont recouverts d'une couche de 5...7 m d'accumulation délucio-proluviale à 2 étages; le 1^{er} étage comporte des terrains détritiques ou sableux le 2^{ème} étage comporte des limons variés avec inclinaison de gros sables et rarement d'argile.

Dans la 3^{ème} zone de glissement, le sondage incliné (S-242) a découvert des couches de grès, d'aleurolite et d'argile argilitique de la 1^{ère} zone d'altération.

Le sondage S-242 a découvert les couches de grès, d'aleurolite et d'argile argilitique de la 1^{ère} zone d'altération.

6) Seismicité régionale:

Conformément aux schémas de la zonation sismique de l'Algérie et aux cartes sismiques, le territoire du barrage de Tilesdit se caractérise par une sismicité de 5 Mercalli; mais d'après les nouvelles données récoltées pendant l'étude géophysique, la région en question a subi jusqu'au moment actuel la microsismicité éventuelle de 7 Mercalli modifiée, donc la région pourra être classée comme région de sismicité 7.

② ⑤ ⑨ : Limons sableux.

③ : sable moyen.

⑥ ⑦ ⑫ : Limons.

④^a : Gravier au limon sableux.

⑭ : Gravier.

⑩ ⑮ : Galets.

⑩^a : Galets au limon sableux.

⑭ : Gravier au limon sableux.

⑰ : Angilite.

⑳ : Grés.

㉑ ㉓ : angilite angilitique.

㉔ : Aleuroлите.

UG	Terrain (Gost 25100-82)	Granulométrie (D, mm)									Remplissant	
		20	20 10	10 2	2 1	1 0,5	0,5 0,25	0,25 0,1	0,1 0,05	0,05 0,005		
4	Gravier	20	14	29	10	12	0	3	2	1	1	sable limon sableux
4a	Gravier rempli de limon sableux	22	13	20	7	7	6	6	4	10	5	sable limon sableux
10	Galets	47	17	14	5	5	4	3	2	2	1	sable limon sableux
10a	Galets remplis de limon sableux	40	17	6	5	5	4	4	6	8	5	limon sableux
14	Gravier remplis de limon sableux	22	10	19	7	9	8	5	3	10	7	sable limon sableux
15	Galets	46	13	12	6	5	2	1	2	5	6	sable

IV Hydrologie :

IV.1/Description du bassin versant

A-Présentation et relief du bassin versant :

Le bassin versant du Soummam est situé dans le Nord Algérien entre $3^{\circ}40' - 5^{\circ}45'$ de longitude Greenwich et $36^{\circ} - 36^{\circ}45'$ de latitude Nord.

Il a une forme très irrégulière ; il est limité au nord par les chaînes de Djurdjura à l'est par les montagnes de la petite Kabylie et au sud par les montagnes de Bibanset et de Djebel Mansourah.

L'oued Eddous est un confluent important de l'oued Sahel. Le bassin de l'oued Eddous est très hétérogène.

Le périmètre de Tiledit occupe une superficie de 830 km^2 et un périmètre de 170 m , la longueur du Talweg principal est 26 m .

B- Caractéristiques du bassin versant :

1/- Caractéristiques de forme :

a/ Indice de compacité :

La forme d'un bassin versant a une influence sur l'écoulement global et sur l'allure de l'hydrogramme résultant d'une pluie donnée.

L'indice admis par tous les hydrologues pour représenter cette caractéristique est le coefficient de compacité de Gravelius K_G qui assimile le périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface.

$$K_G = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

P : périmètre du bassin versant . $P = 170 \text{ m}$.

A : aire du bassin versant . $A = 830 \text{ km}^2$.

donc $K_G = 1,65$.

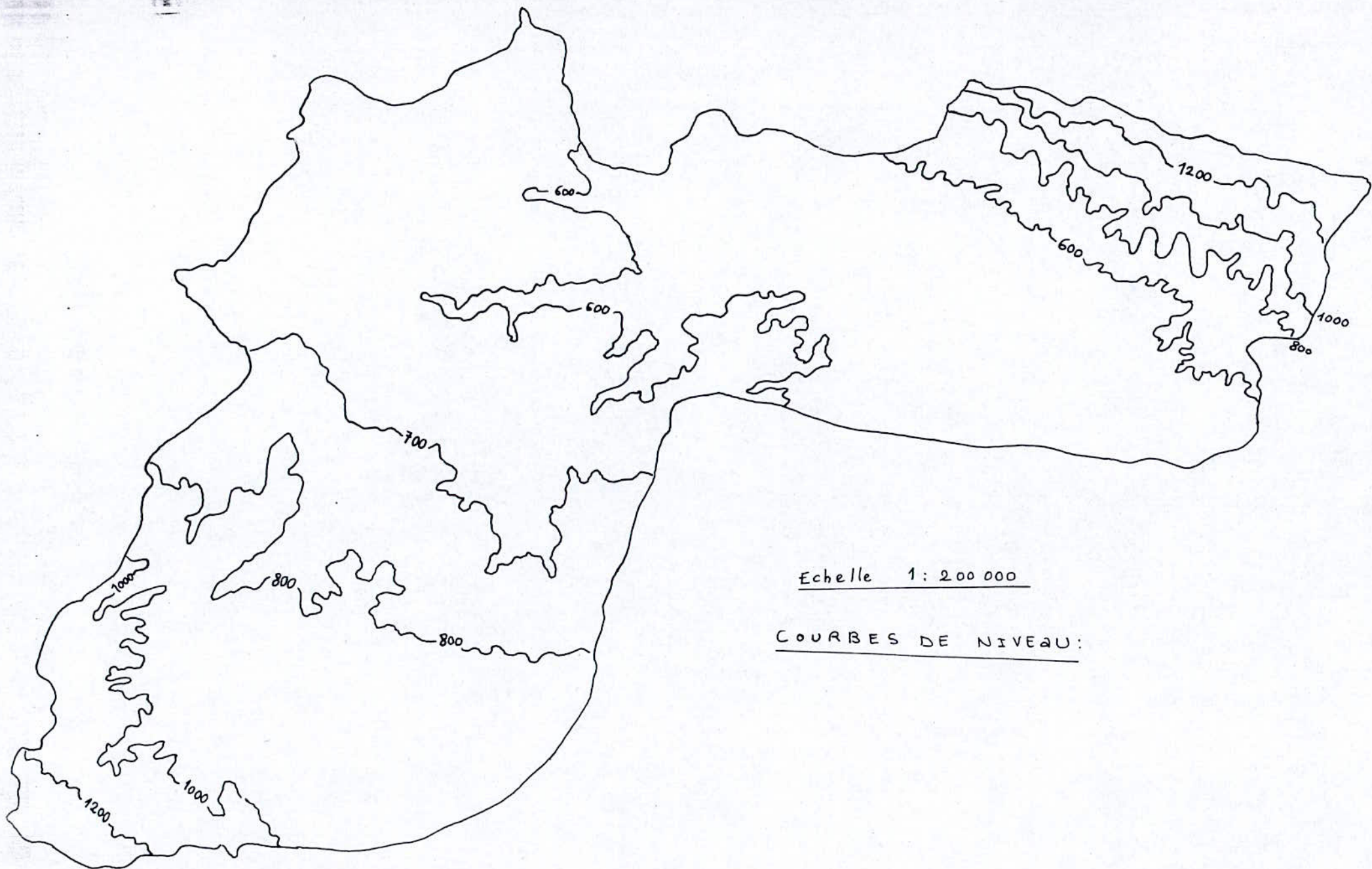
- coefficient de compacité de Horton :

$$K_H = \frac{A}{L^2}$$

L : Longueur du Talweg principal.

$$K_H = 1,23$$

D'après les coefficients de compacité trouvés, le bassin versant est assez allongé.



Echelle 1: 200 000

COURBES DE NIVEAU:

b) Relief :

Sur les cartes, le relief est indiqué par les courbes de niveau joignant les points d'égale altitude.

Il est souvent caractérisé par la courbe hypsométrique du bassin qui s'établit en planimétrant les surfaces correspondantes à la définition de l'ordonnée pour chacune des courbes de niveau.

Les surfaces représentées en ordonnée sont calculées en pourcentage de la surface totale du bassin versant.

L'abscisse moyenne de la courbe est l'altitude moyenne du bassin.

L'influence du relief sur l'hydrogramme est évidente, en effet, une pente plus forte correspond à une durée plus faible de concentration des eaux de ruissellement dans les cours d'eau.

Altitudes caractéristiques :

- Altitude maximale = 1753 m.
- Altitude minimale = 450 m.
- Altitude moyenne E.

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n \left[a_i \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \right]}{A}$$

a_i : aire entre les altitudes h_i et h_{i+1} .

$$E = 815,7 \text{ m.}$$

c) Courbe hypsométrique : (répartition des altitudes sur bassin)

C'est une caractéristique du relief.

- Une pente forte à l'origine (vers les plus basses altitudes) indique des plaines.

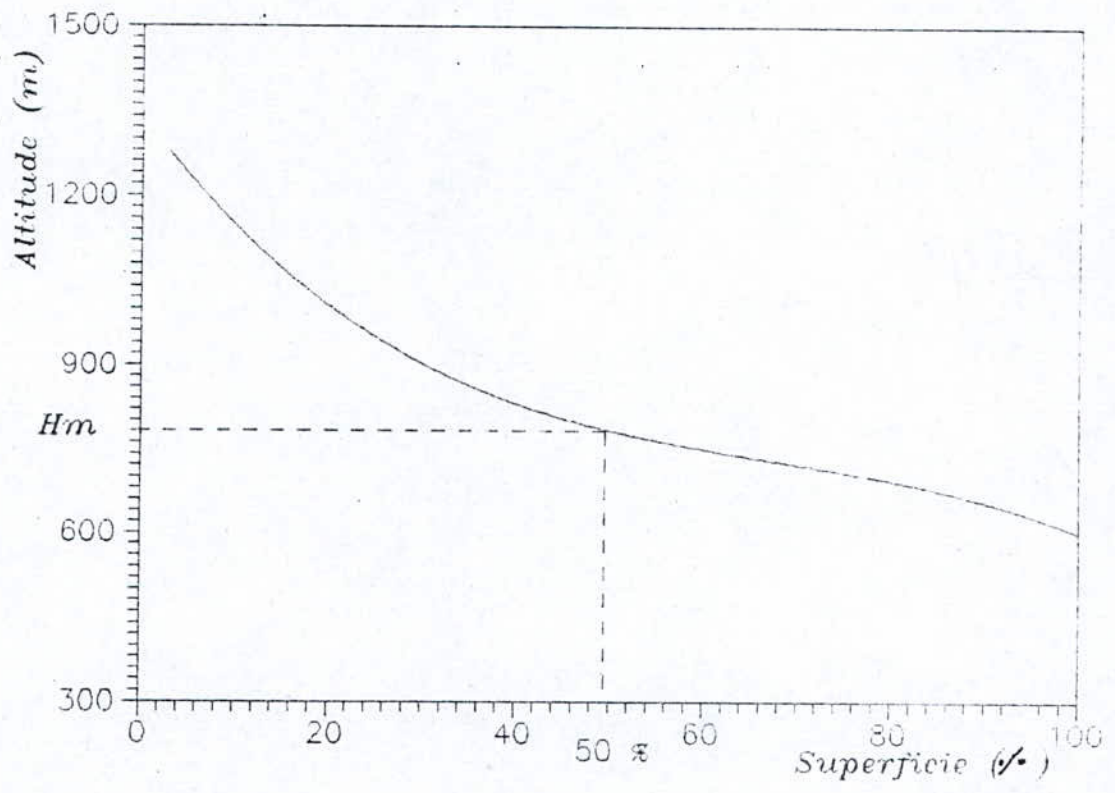
Si la pente est très forte → vaste zone d'inondation

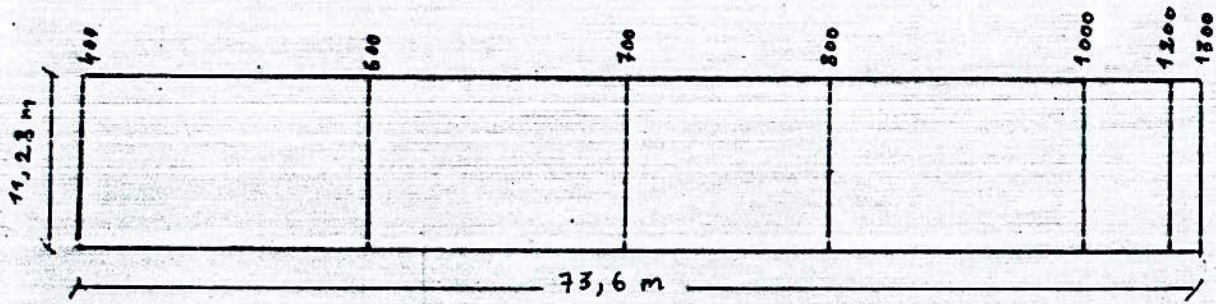
Si la pente est très faible dans la même région, donc la vallée est encaissée.

Si la pente est forte dans le milieu ou dans les hautes altitudes donc présence d'un grand plateau.

Altitude (m)	600 - 600	600 - 800	800 - 1000	1000 - 1200	> 1200
H_i (m)	600	700	900	1100	1300
A_i (Km ²)	208.4	351.2	182.8	63.2	24.4
A_i (%)	25.11	42.3	22.02	7.61	2.94
$A_{\text{cumulé}}$ (%)	100	74.87	32.57	10.55	2.94

Courbe hypsometrique





RECTANGLE EQUIVALENT

L'altitude médiane c'est celle qui correspond à 50% de la courbe hypsométrique, elle est tirée à partir du graphe

$$H_m = 780 \text{ m.}$$

d) pente moyenne du bassin :

Déterminée à partir de la courbe hypsométrique

$$S = \frac{2E}{L}$$

L: Longueur du cours d'eau principal. $L = 26 \text{ km.}$

E: altitude moyenne.

$$S = 62,75 \text{ m/km.}$$

e) Rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique qu'on a introduite pour pouvoir comparer des bassins versants entre eux.

On suppose que l'écoulement sur un bassin versant est le même à conditions climatologiques égales que sur un rectangle de même superficie, ayant le même coefficient de Gravelius et la même répartition hypsométrique.

Le contour du bassin devient un rectangle de même périmètre. Les courbes de niveau des droites parallèles aux petits côtés du rectangle que nous avons appelé rectangle équivalent.

Le bassin versant étudié est équivalent à un rectangle de grand côté L et de petit côté l.

$$L = \frac{K_G \sqrt{A}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - (1,12/K_G)^2} \right].$$

K_G : coefficient de compacité de Gravelius.

$$L = 73,6 \text{ m.}$$

$$l = \frac{K_G \sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - (1,12/K_G)^2} \right].$$

$$l = 11,28 \text{ m.}$$

2) Réseau hydrographique:

a) Densité de drainage:

$$D_d = \frac{\sum L}{A}$$

$\sum L$: Somme des longueurs du cours d'eau principal et de ses affluents (Km).

$$\sum L = 2435 \text{ Km}$$

$$D_d = 2,93 \text{ Km/Km}^2.$$

on constate que le bassin versant est bien drainé.

b) Pente moyenne du cours d'eau:

Elle donne la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire et qui influence sur le débit maximal observé.

Une pente raide accélère l'écoulement.

$$P_{MR} = \frac{e H_{\text{moy}}}{L}$$

L : longueur totale des cours d'eau.

H_{moy} : hauteur moyenne du cours d'eau.

$$H_{\text{moy}} = 815,7 \text{ m.}$$

$$P_{MR} = 0,67 \text{ m/m} = 67\%.$$

c) Vitesse de propagation:

C'est la vitesse avec laquelle l'eau s'écoule depuis l'élément hydrologique jusqu'à l'exutoire.

$$v = \frac{L_T}{3,6 t_c}$$

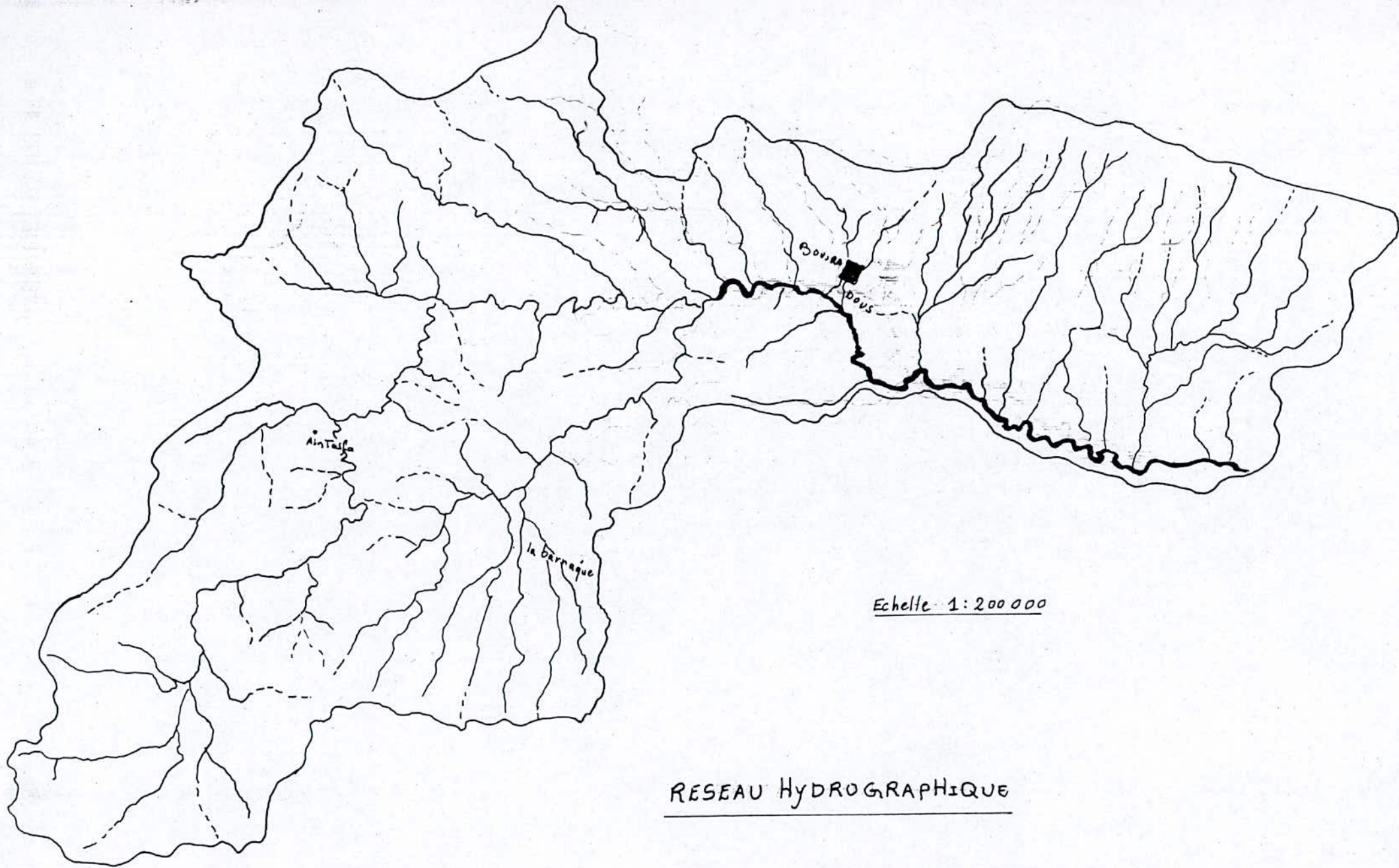
t_c : temps de concentration égal à 16h.

L_T : longueur du Talweg. $L_T = 84 \text{ Km}$.

$$v = 1,46 \text{ Km/h} = 0,4 \text{ m/s}.$$

d) Temps de Concentration t_c :

C'est la durée maximale avec laquelle l'eau s'écoule de la source jusqu'à l'exutoire, il est fonction des dimensions du bassin versant et de sa pente.



Echelle 1:200 000

RESEAU HydroGRAPHIQUE

18-

Formule de Giandotti:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5 L_T}{0,18 \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} A : \text{aire du bassin versant.} \\ L_T : \text{Longueur du talweg : } L_T = 84 \text{ Km.} \\ H_{\text{moy}}, H_{\text{min}} : \text{altitudes moyenne et} \\ \text{minimale.} \end{array} \right.$

$$t_c = 15,77 \text{ h.}$$

Formule de possini:

$$t_c = 4 \left(\frac{A L_T}{10 i^{3/2}} \right)^{1/4}$$

avec $i = \frac{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}}{L_T} \rightarrow i = 45,23 \text{ m/Km.}$

$$t_c = 8,75 \text{ h.}$$

Ventura:

$$t_c = 0,1272 \sqrt{A/I} \quad \text{avec } I = \frac{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}}{L_T} = 15,51$$

$$t_c = 9,3 \text{ h.}$$

Puisque la formule de Giandotti est la plus utilisée donc on prend $t_c = 16 \text{ h.}$

c) Pluviométrie:

Le nombre de Stations pluviométriques dans le bassin étant très réduit (3 stations) nous a emmené à choisir 7 autres stations qui sont aux alentours immédiats du bassin versant.

Coordonnées lamberts					
Code	Nom de la station	X (m)	Y (m)	Nombre d'années	Altitude (m)
15-1-1	Sour el Ghozlane	589,29	317,14	62	705
15-1-3	El Hachimia	600,64	325,09	33	719
15-1-8	Atlata	629,04	346,14	19	850
15-1-9	Assameur	628,69	348	24	900
15-1-11	Haizer	617,29	345,09	24	980
15-2-4	ELASnam	620,39	335,5	64	430
15-3-1	H'chedellah	640,89	341,69	37	465
9-4-1	Khabouzia	579,14	334,34	23	720
9-4-3	Djebelia	594,79	353,44	54	520
8-19-1	Tizi meden	612,34	357,89	24	550

1) Test d'homogénéité: (Test de Mann et Withney)

d'hétérogénéité d'une série de données n'est pas due à l'éloignement d'un site par rapport à un autre, mais plutôt aux caractéristiques des régions (altitude, forme du terrain, relief, végétation, sol, ...).

Les méthodes statistiques d'analyse des séries de données exigent de celles-ci une homogénéité de leurs composantes, en d'autres termes, on ne peut pas faire une analyse statistique d'un échantillon d'une variable climatique ou hydrologique, que si les stations étudiées ne présentent aucune erreur systématique. Il en résulte qu'on n'est jamais sûres que les séries de données représentent des échantillons issues d'une même population; pour vérifier cette condition, on utilise des tests, entre autre celui de Mann-Withney.

Le test est souvent appelé U, il s'effectue comme suit:

- Le test statistique U contient $(n_1 + n_2)$ éléments combinés sous forme d'échantillons indépendants et qui ont deux indicateurs pour leur rang.

R_1 : représente la somme des rangs de l'échantillon de taille n_1 .

R_2 : représente la somme des rangs de l'échantillon de taille n_2 .

avec $n_1 \leq n_2$.

- on calcule U_1 et U_2 à l'aide des formules suivantes:

$$U_1 = n_1 n_2 + \frac{n_1(n_1+1)}{2} - R_1$$

$$U_2 = n_1 n_2 + \frac{n_2(n_2+1)}{2} - R_2$$

La relation entre U_1 et U_2 permet de vérifier nos calculs:

- La valeur de U calculée sera égale au minimum de (U_1, U_2) et la valeur critique de U (n_1, n_2, α) sera donnée par la table de Mann Withney.

- Le test d'homogénéité consiste à comparer la valeur de U calculée avec la valeur qu'on devrait observer lorsque l'hypothèse nulle est vraie.

- L'hypothèse est acceptée pour $U_{calculé} > U_{critique}$

Si l'échantillon est de grande taille, on a l'approximation suivante:

$$U(n_1, n_2, \alpha) = \frac{n_1 n_2}{2} - 3 \left[\sqrt{\frac{n_1 n_2 (n_1 + n_2 + 1)}{12}} \right]$$

Le test sur les stations retenues a été effectué par un logiciel de calcul HFA.

Les stations dont l'homogénéité ^{est} acceptée sont les suivantes: [15-1-3], [9-4-3], [15-2-4], [15-1-1] et [15-1-9].

pour les autres stations, on calcule U et on le compare à U_{table} ou critique, s'il est supérieur à ce dernier, donc on accepte l'homogénéité.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Station	n_1	n_2	U calculé	α (%)	U_{table}
15-3-1	16	15	49	0,1	43
15-1-11	11	11	25	0,1	15
2-19-1	11	10	19,5	0,1	12
15-1-8	9	8	15	1	11
9-4-1	11	10	32	5	31

α est

2) Estimation des données manquantes

Pour les années, où il manque moins de 5 données, on peut combler les lacunes par la moyenne interannuelle de chaque mois et ensuite faire la somme pour chaque année.

Pour les autres, on le fait par corrélation.

Soit 2 échantillons x et y , avec n observations chacun, la connaissance d'une des variables permet de prédire l'autre.

La dépendance entre les 2 variables est donnée par:

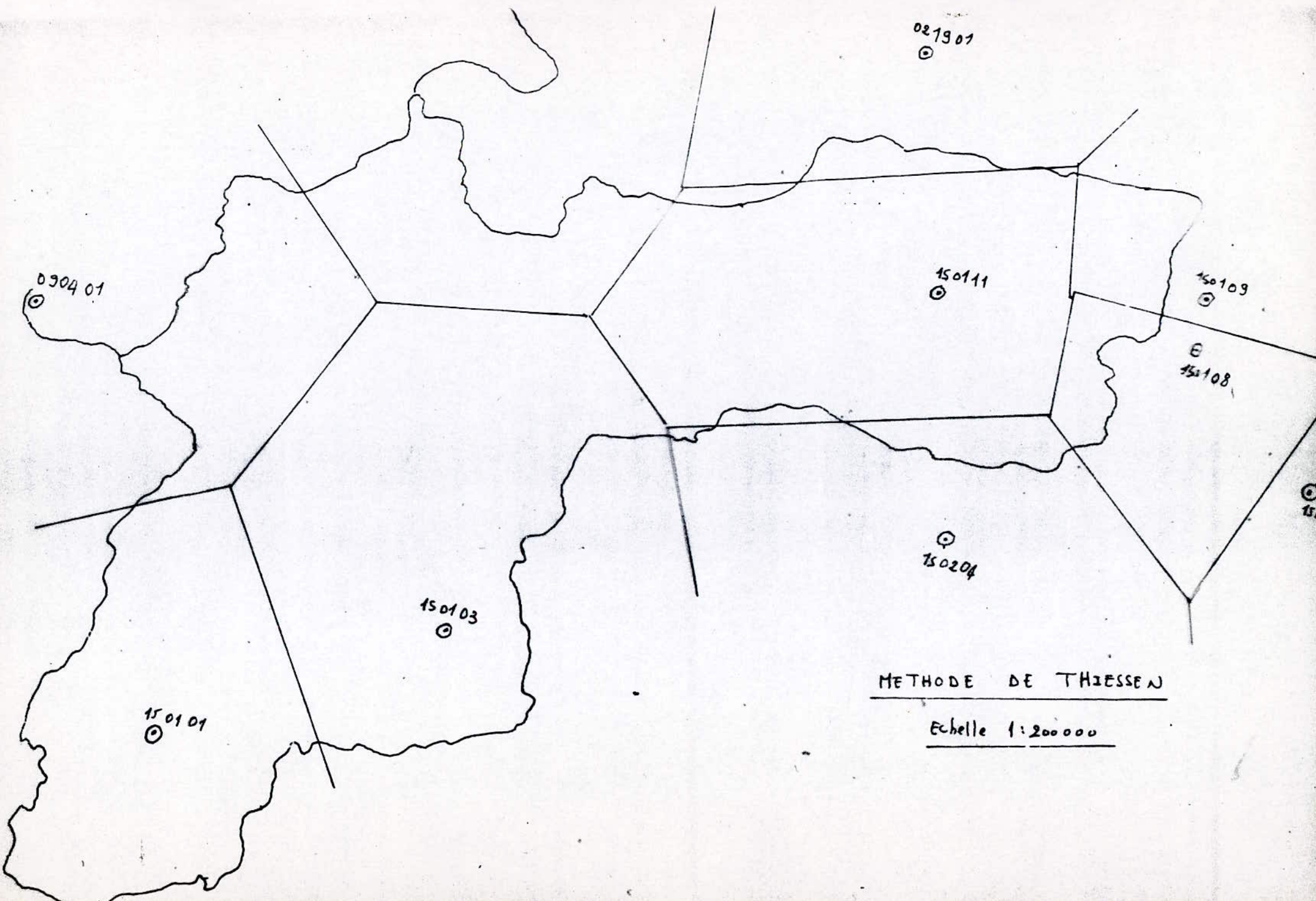
$$r = \sqrt{\tan \alpha \tan \beta}$$

où α et β angles des droites de régression

On peut exprimer r aussi par:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^n x_i^2 \sum_{i=1}^n y_i^2}}$$

$$\begin{cases} x_i = X_i - \bar{X} \\ y_i = Y_i - \bar{Y} \end{cases}$$



021901
⊙

0904 01
⊙

150111
⊙

150109
⊙

⊙
150108

⊙
150204

150103
⊙

150101
⊙

METHODE DE THIESSEN

Echelle 1:200000

La corrélation entre 2 stations est acceptable si le coefficient est supérieur à 0,75 et si les 2 stations sont proches l'une de l'autre.

L'extension ne peut se faire que si $r \geq 0,9$.

Une fois que l'équation de régression est calculée, on peut combler les vides.

Après que les stations soient complètes, on détermine pour chacune la pluie moyenne interannuelle.

On obtient les valeurs suivantes :

Station	P_i (mm)
15-1-1	471
15-1-3	375.4
15-1-8	735.7
15-1-9	935.26
15-1-11	537.88
15-2-4	375.66
15-3-1	474.26
9-4-1	395.71
9-4-3	703.83
2-19-1	734.63

3) Pluie moyenne annuelle dans le bassin versant :

a) Méthode de Thiessen :

C'est une méthode arithmétique dans laquelle, on attribue à chaque pluviomètre une zone d'influence, tel qu'un point situé dans cette zone soit le plus près en distance horizontale du pluviomètre correspondant.

Cette méthode est donc purement géométrique et ne tient compte que de la distribution spatiale en plan des stations.

Après avoir construit les polygones de Thiessen, on remarque que les stations 15-3-1 est très loin du bassin et donc, elle n'a pas d'influence sur celui-ci. En planimétrant la surface de chaque polygone, on obtient le tableau suivant :

Station	S_i (Km ²)	P_i (mm)
9-4-1	67.03	395.71
9-4-3	64.63	701.83
15-1-3	236	375.4
15-1-1	160	471
15-1-11	201.03	537.88
2-19-1	26.23	734.63
15-1-9	29.03	935.26
15-1-8	23.43	735.7
15-2-4	22.62	375.66
	ΣS_i 830	

La pluie moyenne est donnée par :

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot S_i}{\sum_{i=1}^n S_i}, \quad \Sigma S_i = A = 830 \text{ Km}^2.$$

P_i : Précipitation moyenne pour chaque station en mm.

S_i : surface correspondant à chaque station.

$$\bar{P} = 501,5 \text{ mm.}$$

b) Méthode des isohyètes :

Une courbe isohyète est le lieu géométrique des points sur lesquels la même hauteur de pluie est tombée pendant la période déterminée.

cette courbe ne peut pas être tracée exactement, donc on se contentera de la tracer avec le maximum de vraisemblance en tenant compte des renseignements concernant la région.

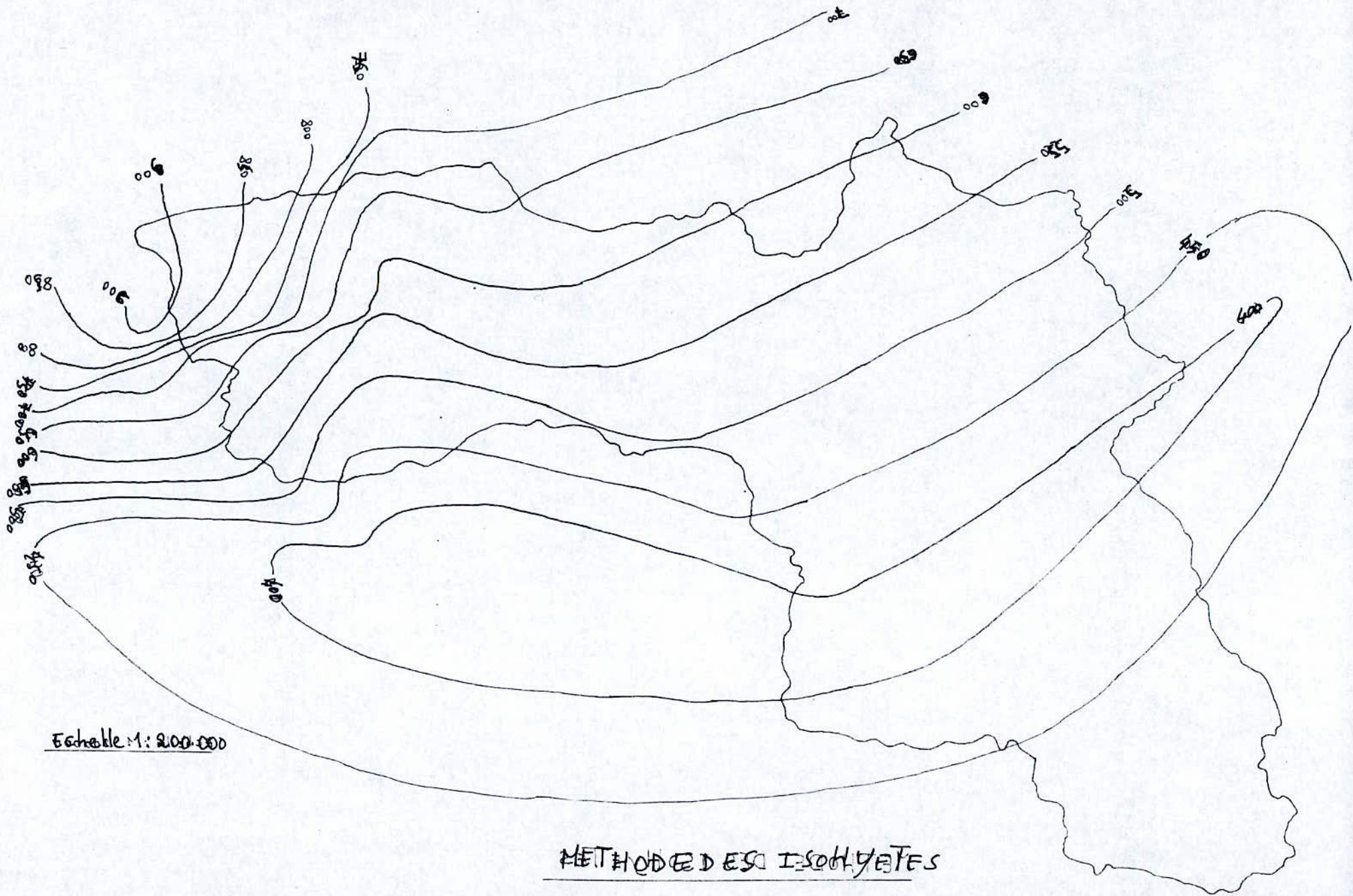
La pluie moyenne est donnée par :

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot S_i}{\sum_{i=1}^n S_i}$$

P_i : pluie moyenne entre 2 isohyètes.
 S_i : aire comprise entre 2 isohyètes.

D'après le tableau ci-après, on obtient :

$$\bar{P} = 531,5 \text{ mm}$$



Echelle 1: 200.000

METHODE DES ISOHYETES

	P_i (mm)	S_i (km ²)
< 450	450	93.72
400 - 450	425	135.3
400	400	84.52
450 - 500	475	108.92
500 - 550	525	123.72
550 - 600	575	97.32
600 - 650	625	63.32
650 - 700	675	36.12
700 - 750	725	16.12
750 - 800	775	19.32
800 - 850	825	20.52
850 - 900	875	18.92
> 900	900	12.12

c) Méthode de la moyenne :

$$\bar{P} = \frac{\sum P_i}{n} \quad \left\{ \begin{array}{l} n : \text{nombre de stations.} \\ P_i : \text{pluie moyenne dans chaque station.} \end{array} \right.$$

$$\bar{P} = 574 \text{ mm.}$$

On prend comme valeur de la pluie moyenne :

$$\bar{P} = 540 \text{ mm.}$$

4) Pluies journalières fréquentielles :

a) Station de référence :

On travaille sur la station qui présente le plus grand nombre d'années enregistrées et pour laquelle la pluie moyenne annuelle est proche de la pluie moyenne du bassin versant mais à condition que cette station soit incluse dans le bassin versant.

On choisit donc la station 15-1-1

b) Loi de distribution:

Pour la détermination des pluies maximales fréquentielles, on peut utiliser les lois statistiques puisque la longueur de notre échantillon est supérieure à 15 ans.

Il s'agit donc de trouver une loi de probabilité susceptible de s'ajuster de manière adéquate à cet échantillon.

On ajuste les pluies journalières maximales par une des lois utilisées pour les valeurs extrêmes, loi de Gumbel.

Sa fonction de distribution est donnée par:

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \quad \text{avec } y: \text{variable réduite } y = \frac{x - x_0}{s}$$

x_0 : paramètre de position.

s : paramètre d'échelle

L'estimation des paramètres se fait par la méthode des moments, on obtient:

$$s = 0,78 \sigma_x$$

$$x_0 = \bar{x} - 0,577 s$$

$$\sigma_x: \text{écart type: } \sigma_x = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n-1}}$$

$$\bar{x}: \text{moyenne: } \bar{x} = \frac{\sum x}{n}$$

La droite d'ajustement est donnée par:

$$x = \frac{1}{s} y + x_0$$

$P_j \text{ max}$ classées (mm)	rang i	$F = \frac{i}{n+1}$
17.5	1	0.025
19.9	2	0.05
20.5	3	0.075
23.1	4	0.1
24.4	5	0.125
25	6	0.15
26	7	0.175
27.6	8	0.2
28	9	0.225
29.2	10	0.25
29.6	11	0.275
30.3	12	0.3
30.3	13	0.325
32	14	0.35
33	15	0.375
33.1	16	0.4
33.5	17	0.425
34	18	0.45
34,3	19	0.475
36,4	20	0.5

38.7	21	0.525
40	22	0.55
42	23	0.575
42.3	24	0.6
43.4	25	0.625
43.5	26	0.65
45	27	0.675
47.3	28	0.7
47.3	29	0.725
48	30	0.75
50	31	0.775
52	32	0.8
53.8	33	0.825
56.9	34	0.85
57	35	0.875
58	36	0.9
58.6	37	0.925
76	38	0.95
122.4	39	0.975

la moyenne des pluies journalières maximales :

$$\bar{P}_{J_{\max}} = 40,77 \text{ mm.}$$

l'ecart type :

$$\sigma = 18,4 \text{ mm.}$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78 \sigma = 14,35.$$

$$P_0 = \bar{P}_{J_{\max}} - \frac{0,577}{\alpha} = 32,49.$$

L'équation de la droite d'ajustement est :

$$P_{J_{\max}} = 14,35y + 32,49$$

Après avoir ajustés les $P_{J_{\max}}$ à la loi de Gumbel, on tire les valeurs des pluies journalières fréquentielles.

Periode de retour T	10	50	100	1000	5000
F	0.9	0.98	0.99	0.999	0.9998
$P_{J_{\max}}$ (mm)	64.78	88.48	98.5	131.61	155.

5) Pluies de courte durée :

Elles proviennent des averses de durée inférieure ou égale au temps de concentration (16h).

La pluie de courte durée est exprimée en fonction de la pluie maximale journalière et de l'exposant climatique de la région b .

$$b = 0,5.$$

Elle est donnée par :

$$P_F(t) = P_F(24) \left[\frac{t}{24} \right]^b = P_F(24) \left[\frac{t}{24} \right]^{0,5}.$$

On obtient le tableau suivant :

Temps (h)	Periode de retour				
	10	50	100	1000	5000
1	13.22	18.06	20.1	26.86	31.63
2	18.69	25.54	28.43	37.98	44.7
3	22.9	31.28	34.82	46.52	54.8
4	26.44	36.11	40.2	53.72	63.3
5	29.56	40.38	44.95	60.06	70.7
6	32.38	44.23	49.24	65.79	77.5
7	34.98	47.78	53.19	71.06	83.7
8	37.39	51.07	56.86	75.97	89.5
9	39.66	54.17	60.31	80.58	94.9
10	41.84	57.1	63.57	84.94	100

11	43.85	59.89	66.67	89.1	105
12	45.8	62.55	69.64	93.04	109.6
13	47.67	65.1	72.48	96.84	114
14	49.47	67.56	75.21	100.49	118.4
15	51.2	69.94	77.85	104.03	122.5
16	52.88	72.23	80.41	107.44	126.5

D-Calcul des Apports:

1) Formules empiriques

a) Medinguer II

$L_e = 0,75(\bar{P} - 400)$ avec L_e : lame d'eau écoulée (mm).

A : surface du Bassin versant (km^2). $A = 830 \text{ km}^2$.

Cette formule est valable pour: $409 < \bar{P} < 826 \text{ mm}$.

\bar{P} : pluie moyenne annuelle. $\bar{P} = 540 \text{ mm}$

$\rightarrow L_e = 105 \text{ mm}$

l'apport moyen $\bar{A} = L_e A$
 $\bar{A} = 87,15 \text{ hm}^3$.

b) Samie II

$L_e = \bar{P}^2 (2,93 - 2,2\sqrt{A})$ \bar{P} en m, A en km^2 .

$\rightarrow L_e = 66,96 \text{ mm}$.

$\bar{A} = L_e A = 55,58 \text{ hm}^3$.

c) Dery I

$\bar{A} = 0,915 \bar{P}^{2,684} A^{0,842}$ \bar{P} en m et A en km^2 .

$\bar{A} = 50,24 \text{ hm}^3$.

d) Chaumont:

$\bar{A} = \bar{P} (1 - 10^{K\bar{P}^2}) A$ \bar{P} en m et A en km^2 .

$K = 0,18 - 0,01 \log A \rightarrow K = 0,151$

$\bar{A} = 44,11 \text{ hm}^3$.

e) Medinguer I:

$\bar{A} = 1,024 (\bar{P} - 0,26)^2 A$ \bar{P} en m et A en km^2 .

$\bar{A} = 66,63 \text{ hm}^3$.

f) Medinguer III:

$$\bar{A} = \bar{P}(0,24 - 0,0014\sqrt{\bar{A}})A \quad \begin{cases} \bar{P} \text{ en m} \\ A \text{ en Km}^2 \end{cases}$$

$$\bar{A} = 89,5 \text{ hm}^3.$$

g) Mallet-Gauthier:

$$\bar{A} = 0,6 \bar{P} (1 - 10^{-0,36\bar{P}^2}) A \quad \begin{cases} \bar{P} \text{ en m} \\ A \text{ en Km}^2 \end{cases}$$

$$\bar{A} = 57,46 \text{ hm}^3.$$

h) Dery III:

$$\bar{A} = 0,513 \bar{P}^{2,682} D_d^{0,5} A^{0,842} \quad \begin{cases} \bar{P} \text{ en m} \\ D_d: \text{ densité de drainage} \\ A \text{ en Km}^2 \end{cases}$$

$$\bar{A} = 48,24 \text{ hm}^3.$$

i) Samie I

$$L_e = 0,784 (\bar{P} - 0,232)^2 = 74,37 \text{ mm}.$$

$$\bar{A} = L_e A = 61,73 \text{ hm}^3.$$

j) Dery II:

$$\bar{A} = 0,31 \bar{P}^{3,032} A^{1,016} \quad \begin{cases} \bar{P} \text{ en m} \\ A \text{ en Km}^2 \end{cases}$$

$$\bar{A} = 44,23 \text{ hm}^3.$$

k) Coutagne I:

$$L_e = \lambda \bar{P}^2 \quad (\bar{P} \text{ en mm}).$$

$$\lambda = \frac{0,001}{0,8 + 0,14T} \quad \begin{cases} T: \text{ température de la région} \\ T = 16 \text{ } ^\circ\text{C} \end{cases}$$

formule valable pour $\frac{1}{8\lambda} \leq \bar{P} \leq \frac{1}{2\lambda}$

$$\lambda = 0,00033 \rightarrow 379 \leq 540 \leq 1515 \text{ mm}.$$

$$L_e = 96,23 \text{ mm}.$$

$$\bar{A} = L_e A = 79,87 \text{ hm}^3.$$

l) Turc:

$$L_e = \bar{P} - D.$$

D: déficit d'écoulement

$$D = \frac{\bar{P}}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{\bar{P}}{L}\right)^2}} \quad \bar{P} \text{ en mm}.$$

$$L = 300 + 25T + 0,055 T^3$$

$$L = 925,28 \text{ mm}$$

$$\rightarrow D = 484,81 \text{ mm}$$

$$L_e = \bar{p} - D = 55,19 \text{ mm}$$

$$\bar{A} = L_e A = 45,8 \text{ hm}^3$$

M) Formule de l'ANRH:

Le débit spécifique $q = 11,8 \bar{p}^{2,82}$ en $\ell/s/Km^2$. (\bar{p} en mm).

valable pour $386 \leq \bar{p} \leq 1400 \text{ mm}$

et $102 \text{ Km}^2 \leq A \leq 4000 \text{ Km}^2$.

$$q = 2,08 \ell/s/Km^2$$

$$\bar{A} = 54,4 \text{ hm}^3$$

2) Séries hydrométriques:

Il existe 2 stations hydrométriques, l'une à l'intérieur du bassin (15-1-6), l'autre à l'extérieur (15-2-4).

L'apport moyen annuel est déterminé en faisant la somme pour chaque année des apports mensuels, et ensuite faire la moyenne des valeurs trouvées.

q) Station 15-1-6.

Année	sept	oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Total
1964	0.05	0.66	2.51	7.09	30.62	12.11	13.35	12.3	1.74	0.44	0.15	0.06	81.08
1965	0.15	0.32	0.37	7.39	4.03	1.1	12.87	4.04	29.51	3.34	1.41	0.82	65.34
1966	1.41	1.9	1.85	4.72	5.25	13.21	4.79	5.54	4.77	1.49	0.75	0.61	46.29
1967	0.59	0.58	15.38	58.91	37.45	21.53	38.07	10.75	4.51	2.78	0.46	0.33	191.34
1968	0.45	0.25	1.08	15.07	8.84	4.64	19.55	15.92	4.74	0.51	0.72	0.14	72.9
1969	0.24	15.3	4.5	77.06	36.84	13.06	13.78	32.84	13.7	3.11	0.94	0.45	211.82
1970	0.28	1.75	0.83	1.84	12.87	4.23	10.82	14.18	2.86	0.71	0.4	0.03	50.8
1971	0.23	0.58	11.99	24.44	134.4	63.6	48.25	32.52	25.7	5.04	1.56	0.76	349.03
1972	1.98	2.56	1.15	18.63	75.66	78.02	49.54	24.21	8.52	3.35	0.98	0.68	265.29
1973	2	1.12	1.1	5.18	6.44	20.69	84.3	46.32	10.15	3.73	1.29	0.41	182.73
1974	0.55	1.12	2.04	1.83	2.26	10.48	23.62	9.45	3.76	1.32	0.19	0.09	56.71
1975	0.37	0.26	5.79	5.35	3.03	41.52	20.19	13.27	7.85	2.8	2.26	0.2	102.9
1976	0.56	1.82	4.44	20.85	16.26	5.68	2.13	1.83	1.04	0.32	0.11	0.03	55.07
1977	0.2	0.11	0.5	0.62	1.16	2.75	6.97	19.12	2.65	0.56	0.15	0.15	34.96
1978	0.08	0.54	2.3	3.13	2.92	16.24	34.87	10.29	2.97	0.76	0.36	0.1	74.57
1979	1.44	0.77	5.32	2.65	17.43	9	36.94	7.79	15.26	1.41	0.41	0.17	98.59
1981	0.23	0.24	0.4	2.53	37.99	37.06	5.75	8.98	4.26	1.66	0.11	0.1	119.3
1982	0.12	1.17	7.69	49.11	11.07	5.19	3.63	2.29	1.49	0.5	0.41	0	82.67
1983	0	0	0	0.18	1.12	18.26	9.41	6.52	2.65	1.23	0.19	0.01	39.57
1984	0.01	0.45	0.51	7.68	10.4	8.73	63.08	6.42	3.6	1.65	0.05	0	102.59
1985	0	0.14	1.86	2.55	3.26	5.79	42.71	4.04	2.1	1.21	0.15	0	63.8

L'apport moyen annuel est donc $\bar{A} = 111.78 \text{ hm}^3$

b) Station 15-2-4:

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Total
1967	4.97	2.64	7.28	8.58	3.39	2.33	3.9	2.22	1.6	0.74	0.24	1.5	39.39
1968	0.53	0.23	0.33	2.57	0.74	0.72	5.7	13.87	2.19	0.74	0.56	0.25	28.44
1969	0.91	7.06	1.09	8.52	10.71	4.18	3.67	3.77	1.87	1.12	0.65	0.7	43.65
1970	0.96	5.07	0.65	0.7	1.18	0.7	0.99	0.55	0.33	0.17	0.65	0.17	12.11
1971	0.24	0.22	10.26	15.4	41.86	7.02	7.03	7.64	9.26	4	1.22	7.27	106.03
1972	2.98	1.49	0.83	2.25	7.44	10.44	8.91	6.88	3.44	1.71	1.27	1.05	48.68
1973	1.03	0.95	0.95	1.18	1.03	1.87	5.55	6.22	3.06	1.52	1.1	0.52	25.04
1974	0.67	0.77	0.76	0.67	0.72	1.11	2	0.48	0.85	0.41	0.19	0.62	9.74
1975	0.9	0.26	0.68	0.92	0.54	1.99	1	1.23	0.97	0.57	0.85	0.33	10.24
1976	0.22	0.63	0.48	0.53	1.12	0.43	0.32	0.34	0.3	0.2	0.17	0.17	4.92
1978	0.11	0.71	0.55	0.37	0.78	0.68	1.48	1.09	0.34	0.4	0.14	0.14	6.78
1979	0.94	0.28	0.49	0.28	0.84	0.36	1.05	0.64	0.56	0.12	0.11	0.11	5.79
1980	0.44	0.4	0.58	1.28	0.48	1.11	0.57	1.05	0.59	0.19	0.11	1.35	8.15
1981	0.43	0.54	0.12	0.79	2.16	1.46	2.24	1.77	1.91	0.65	0.15	0.12	12.4
1983	0.17	0.24	0.34	0.42	0.47	0.81	0.53	0.51	0.34	0.07	0.06	0.07	4.02
1984	0.04	0.78	0.35	0.78	1.07	1.03	2.49	1.46	0.86	0.03	0.04	0.04	8.96
1985	0.63	0.58	1.25	0.37	0.62	0.47	3.13	0.01	0.01	0.03	0.03	0.03	7.15
1986	0.03	0.3	0.07	0.56	0.35	1.03	0.64	0.37	0.37	0.36	0.3	0.09	4.48
1987	0.07	0.19	0.29	0.21	0.14	0.12	0.32	0.33	0.5	0.18	0.17	0.17	2.69

L'apport moyen annuel est donc $\bar{A} = 20,315 \text{ hm}^3$

Tableau récapitulatif des apports moyens annuels en hm^3 .

Formules empiriques		Series des données	
- Medinguer II	87,15	station 15-1-6	111,78
- Samie II	55,58		
- Dery I	50,24	station 15-2-4	20,315
- chaumont	44,11		
- Medinguer I	66,63		
- Medinguer III	89,5		
- Mallet Gauthier	57,46		
- Dery III	48,24		
- Samie I	61,73		
- Dery II	44,23		
- Coutagne I	79,87		
- Turc	45,8		
- ANRH	54,4		
Moyenne	60,38		

L'apport moyen annuel est donc $\bar{A} = 86 \text{ hm}^3$.

E-Hydrogramme de crues

1) Evaluation des crues

a) Ajustements statistiques:

On ajuste les lois statistiques à la station hydrométrique Tilesdit qui se trouve dans le même site du barrage.

Code	Nom de la station	Coordonnées Lambert		Altitude (m)	Nombre d'années d'observations
		x	y		
15-1-6	Tilesdit	626,3	340,8	398	21

On utilise les lois d'ajustement des valeurs extrêmes.

on fait les ajustements aussi à la station 15-2-4 qui est proche de Tilesdit pour vérifier seulement.

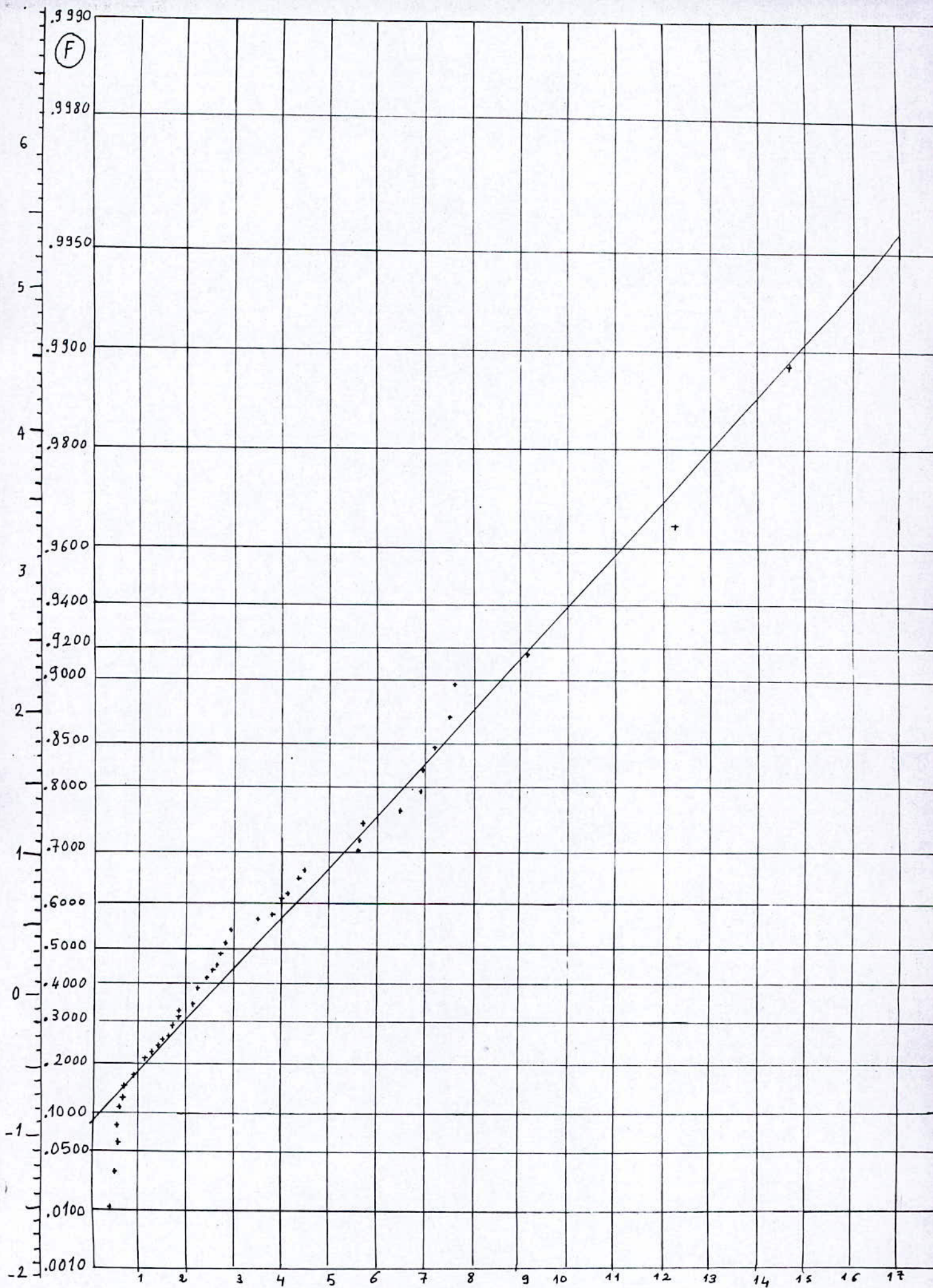
Station 15-1-6.

On prend les deux débits maximums de chaque année pour que l'ajustement soit fiable.

Loi de Gumbel:

Q_{max} classées	rang i	$F = \frac{i-1/2}{n}$
21.1	1	0.0119
21.72	2	0.0357
23.04	3	0.0595
26.16	4	0.0833
27.27	5	0.107
28.36	6	0.131
35	7	0.155
48.81	8	0.178
55.25	9	0.202
63.5	10	0.226
65	11	0.25
70	12	0.2738
80	13	0.2976
90.9	14	0.321
92.3	15	0.345
110.4	16	0.369
116.8	17	0.3928
116.8	18	0.4166
121	19	0.44

131.4	20	0.464
133.6	21	0.488
141.8	22	0.5119
144.6	23	0.5357
174.3	24	0.559
189	25	0.58
198.6	26	0.607
205	27	0.631
207.5	28	0.6548
220	29	0.678
280.2	30	0.702
284	31	0.726
285	32	0.75
325.8	33	0.774
345	34	0.797
345	35	0.821
359.1	36	0.845
376.2	37	0.869
377.2	38	0.893
455.7	39	0.917
670	40	0.94
702	41	0.964
734	42	0.988



Ajustement de la loi de Gumbel à la station hydrométrique (15-1-6)

la moyenne $\bar{Q} = 202,34 \text{ m}^3/\text{s}$.

d'écart type $\sigma = 181,38 \text{ m}^3/\text{s}$

la droite d'ajustement est :

$$Q = \frac{1}{\alpha} y + Q_0.$$

$$\text{avec } \frac{1}{\alpha} = 0,785 = 141,43 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_0 = \bar{Q} - \frac{0,577}{\alpha} \rightarrow Q_0 = 120,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{donc } Q = 141,48 y + 120,71.$$

avec y : variable réduite de Gumbel.

cette série de débits s'ajuste bien à cette loi.

On tire les débits fréquents maximaux qu'on représente dans le tableau suivant :

periode de retour	10	20	50	100	1000	5000	10000
F(x)	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999	0.9998	0.9999
variable de Gumbel y	2.25	2.97	3.90	4.60	6.907	8.52	9.21
Qmax (m ³ /s)	439	540.9	672.5	771.5	1098	1326	1424

PEARSON III (ou Gamma incomplète)

sa loi de répartition s'écrit :

$$F(u) = \frac{1}{\beta^\alpha \Gamma(\alpha)} \int_0^{u(\tau)} e^{-z} z^{\alpha-1} dz. \quad \begin{cases} \alpha = 4/g_1^2 \\ \beta = \sigma g_1/2 \\ \gamma = \bar{Q} - \sigma/g_1 \end{cases}$$

$$\text{avec } z = \frac{Q - Q_0}{\sigma}$$

et $[\beta^\alpha \Gamma(\alpha)]$ fonction de Gamma complète = $\Gamma(\gamma)$

γ : paramètre de forme.

σ : paramètre d'échelle.

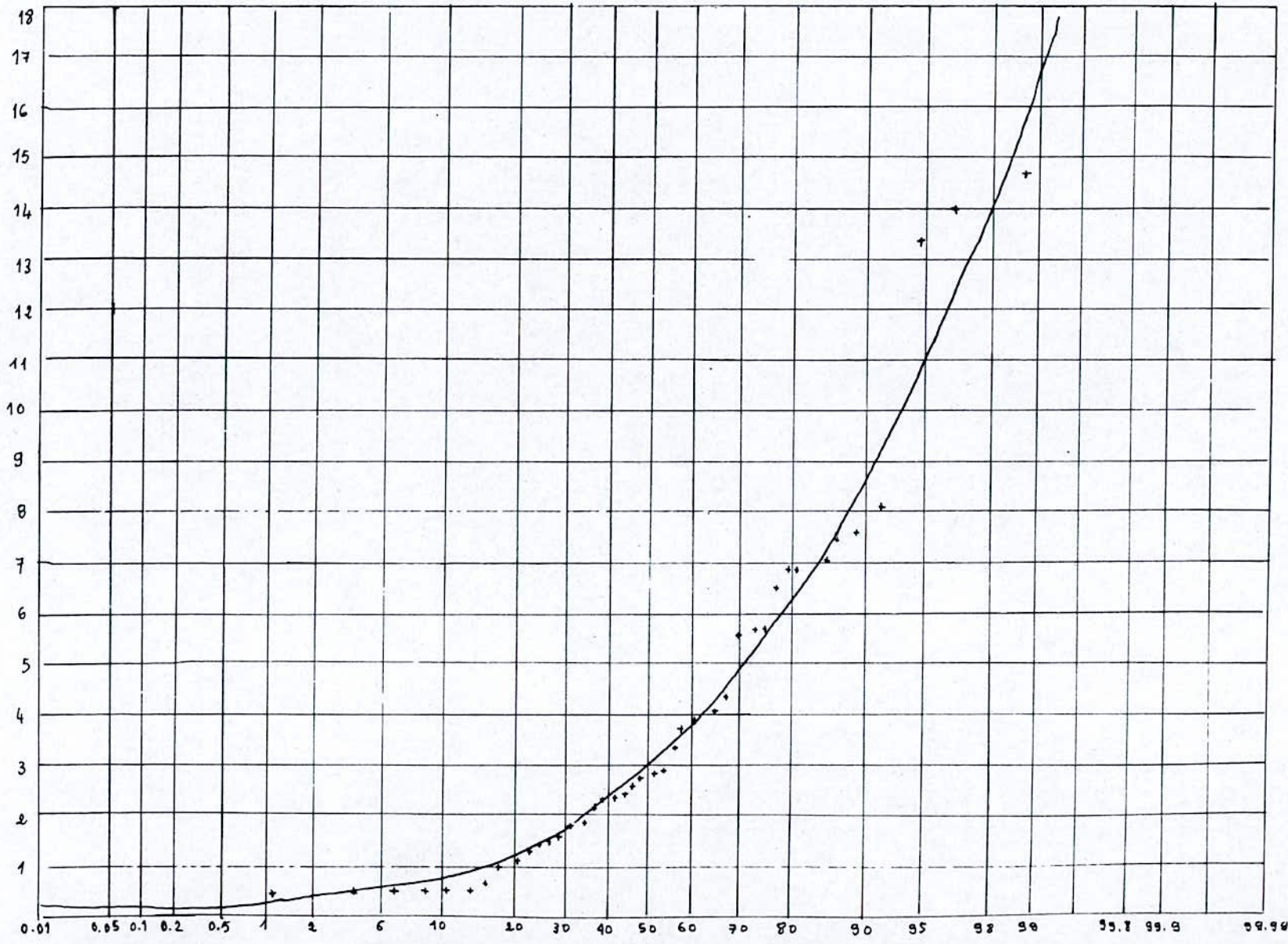
Q_0 : paramètre de position.

g_1 : coefficient d'asymétrie, il est donné par :

$$g_1 = \left\{ n^2 \sum_{i=1}^n Q_i^3 - 3n \sum Q_i \sum Q_i^2 + 2[\sum Q_i]^3 \right\} / n(n-1)(n-2) \sigma^3.$$

$$\text{avec } n = 42$$

$$\sigma = 181,38 \text{ m}^3/\text{s}.$$



echelle des ord:
 1 cm → 50 m³/s

Ajustement de la loi PEARSON III à la station Hydrométrique (15-1-6)

-36-

On trouve $g_1 = 1,533$.

Pour travailler avec l'abaque des facteurs de Pearson III, on utilise une fonction de correction g'_1 proposée par Hazer.

$$g'_1 = \left(1 + \frac{8,5}{n}\right) g_1 \rightarrow g'_1 = 1,843.$$

$$Q(T) = \bar{Q} + \beta U(T) \text{ et } K(T) = \frac{g_1}{2} U(T) - \frac{e}{g_1}$$

$$\text{donc } Q(T) = \bar{Q} + \sigma [K(T)] \text{ avec } \begin{cases} \bar{Q} = 202,34 \text{ m}^3/\text{s} \\ \sigma = 181,38 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

$K(T)$ tirée de la table en fonction de la période de retour T et de g'_1 .

On obtient les résultats suivants:

periode de retour	10	20	50	100	1000	5000	10000
$F(x)$	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999	0.9998	0.9999
Variable $K(T)$	1.315	1.98	2.86	3.52	5.7	6.9	7.86
Q_{\max} (m^3/s)	440.85	561.5	721	840.8	1236	1454	1628

Station 15-2-4:

On prend chaque année les 2 débits maximaux, on les classe par ordre croissant, puis on calcule pour chaque rang, la fréquence $F = \frac{i-0,5}{n}$ avec $n = 38$

$$\bar{Q} = 62,66 \text{ m}^3/\text{s}.$$

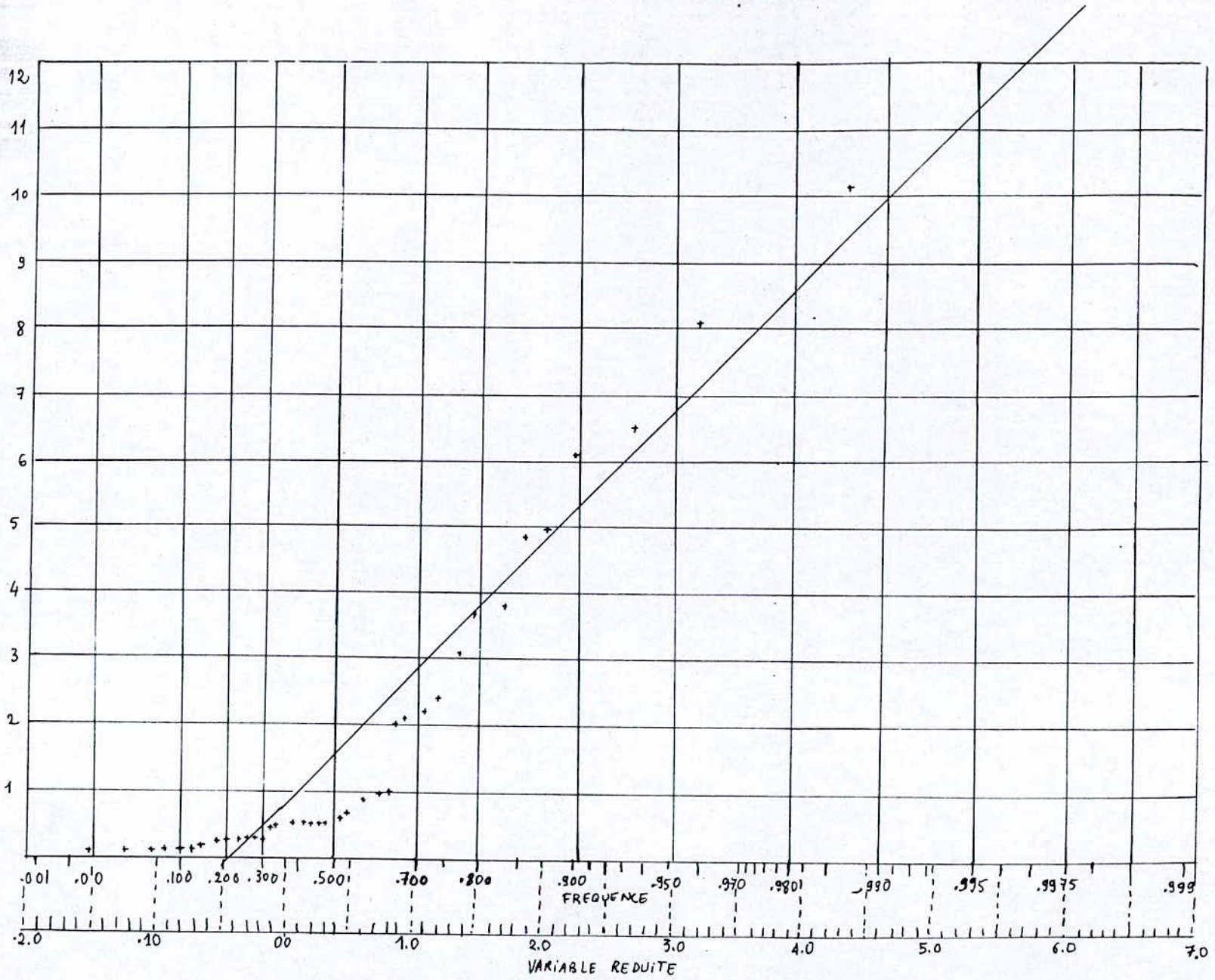
$$\sigma = 83,28 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La droite d'ajustement de Gumbel est donnée par:

$$Q = 64,97y + 25,17.$$

on obtient les résultats suivants:

periode de retour	10	20	50	100	1000	5000	10000
$F(x)$	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999	0.9998	0.9999
Variable réduite y	2.25	2.97	3.9	4.6	6.907	8.52	9.21
Q_{\max} (m^3/s)	171.35	218.13	278.6	324	474	570	623.5



Echelle des ord :
 3 cm \rightarrow 100 m³/s.

Ajustement de la loi de Gumbel à la station hydrométrique (15-2-4)

Les valeurs trouvées pour cette station sont très différentes de celles trouvées par la station Tilesdit.
Donc l'analogie entre les 2 stations ne peut pas être faite

Loi de Galton (ou log-normale) pour la station 15-1-6

Elle s'appelle aussi gaussio-logarithmique.

Sa fonction de répartition est :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-u^2} du.$$

$$u = a \log(x - x_0) + b = \frac{x - x_0}{S} \quad \begin{cases} S : \text{paramètre d'échelle} \\ \sigma : \text{paramètre de forme.} \\ x_0 : \text{paramètre de position} \end{cases}$$

x_0 : borne inférieure de la variable d'origine.

u est la variable réduite correspondant à une valeur de probabilité p donnée, elle est lue sur les tables de Gauss et permet de calculer la valeur de x qui est le logarithme du débit de crue de probabilité p .

Il est plus judicieux de déterminer la valeur de x_0 sur graphique que de la calculer.

$$a = \frac{1,517}{\sqrt{\log\left[1 + \frac{\sigma^2}{(\bar{x} - x_0)^2}\right]}} \quad \text{et } b = \frac{1,1513}{a} - a \log(\bar{x} - x_0)$$

la moyenne $\bar{x} = 202,34 \text{ m}^3/\text{s}$.

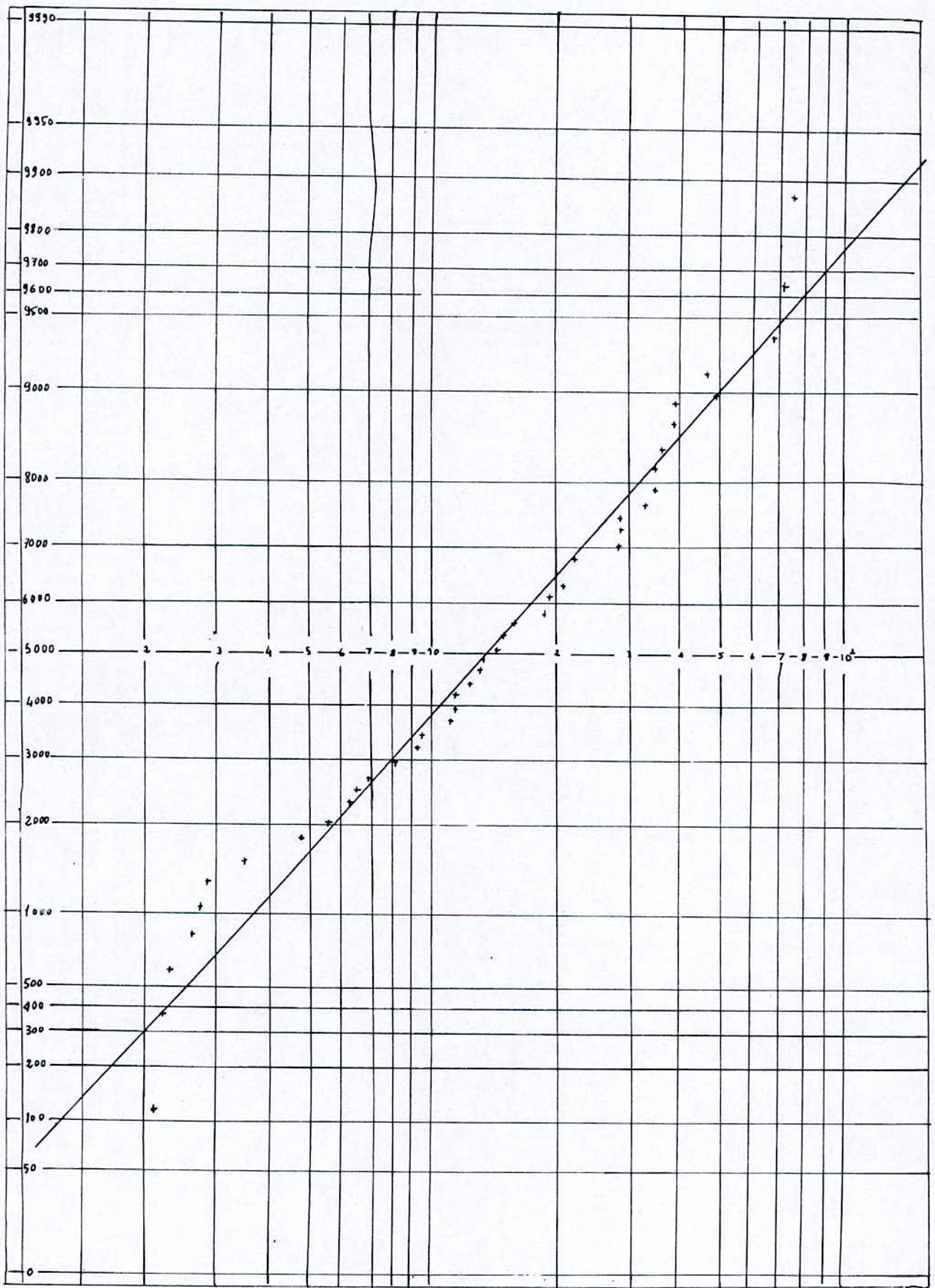
l'écart type $\sigma = 181,38 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$x_0 = 10 \rightarrow \begin{cases} a = 2,886 \\ b = -6,197 \end{cases}$$

$$u = 2,886 \log(x - 10) - 6,197.$$

On obtient le tableau suivant :

periode de retour	10	20	50	100	1000	5000	10000
F	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999	0.9998	0.9999
variable réduite de Gauss	1.285	1.644	2.056	2.328	3.09	3.54	3.73
Q_{\max} (m^3/s)	322,13	420,83	573,64	704,49	1256,4	1770,62	2047



Ajustement de la loi de Galton à la station hydrométrique (15-1-6)

2) Formules empiriques

a) Formule de Mallet-Gauthier

$$Q = 2K \frac{A}{\sqrt{L}} \log(1 + a\bar{p}) \sqrt{1 + 4 \log T - \log A}$$

\bar{p} : hauteur moyenne de pluie en m.

A: aire du bassin versant.

L: longueur de Talweg $L = 84 \text{ Km}$.

T: periode de retour (en années)

K: coefficient variant de 0,5 Pour un grand bassin de faible pente à 3.

On prend dans notre cas $K = 1,5$.

a: Coeff = 20 Pour l'Algérie.

On obtient les valeurs suivantes:

periode de retour	10	20	50	100	1000	5000	10000
Q_{max} (m^3/s)	420	528	643	718	925	1045	1093

b) Formule de Fuller:

$$q(T) = q_1 (1 + 0,8 \log T).$$

q_1 : moyenne des debits maximaux de chaque année.

q et q_1 debits moyens journaliers instantanés, pour passer aux debits de pointe.

$$\text{On a: } q_m = q \left(1 + \frac{2,66}{A^{0,3}}\right).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q(10) = 521 \text{ l/s/Km}^2 \\ q(50) = 682,7 \text{ l/s/Km}^2 \\ q(100) = 752,4 \text{ l/s/Km}^2 \\ q(1000) = 983,9 \text{ l/s/Km}^2 \\ q(5000) = 1145,8 \text{ l/s/Km}^2 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_m(10) = 705,4 \text{ l/s/Km}^2 \\ q_m(50) = 924,5 \text{ l/s/Km}^2 \\ q_m(100) = 1018,4 \text{ l/s/Km}^2 \\ q_m(1000) = 1332,4 \text{ l/s/Km}^2 \\ q_m(5000) = 1551,6 \text{ l/s/Km}^2 \end{array} \right.$$

On obtient enfin les debits maximaux frequentiels en multipliant q_m par la surface.

On obtient les valeurs suivantes:

periode de retour	10	50	100	1000	5000
Q_{max} (m^3/s)	431,6	767,3	845,6	1106	1287,8

c) Formule de Samie :

$$Q_{Jmax} = \frac{P_{Jmax}^a \cdot C_r^b \cdot A \cdot K_a \cdot 10^3}{86400}$$

K_a : coefficient d'amortissement de la crue égal à 1
 C_r : coefficient de ruissèlement

a et b coefficients climatiques $\begin{cases} a = 0,9 \\ b = 0,5 \end{cases}$

C_r est donné par :

Periode	10	50	100	1000	5000
C_r	0.7	0.75	0.85	0.92	1

A : aire du bassin versant.

P_{Jmax} : pluies journalières maximales ; calculées auparavant on obtient le tableau suivant qui donne le débit max journalier

periode de retour	10	50	100	1000	5000
P_{Jmax} (mm)	64,78	88,48	98,5	131,61	155
Q_{Jmax} (m ³ /s)	289,96	470,17	551,27	744,42	899,2.

Pour la détermination du débit maximal, on utilise la formule de Giandotti :

$$\frac{Q_{max}}{Q_{Jmax}} = \frac{P_{tc}}{P_{Jmax}} = \frac{24}{t_c} \quad t_c = 16 h.$$

$$\rightarrow Q_{max} = 1,5 Q_{Jmax}$$

On obtient le tableau suivant :

periode de retour	10	50	100	1000	5000
Q_{max} (m ³ /s)	434,4	705,3	826,9	1116,6	1348,8

c) Méthode synthétique :

Elle s'appelle aussi méthode des isochrones ; pour pouvoir l'utiliser, il faut vérifier ces hypothèses :

- La pluie est supposée uniforme sur tout le bassin versant.
- Le coefficient de ruissèlement est constant sur toute la surface du bassin versant et durant toute la durée de l'averse qui génère la crue.
- La vitesse de propagation de l'eau jusqu'à l'exutoire est constante.

Cette méthode repose aussi sur les caractéristiques du sol, de la végétation et de la topographie.

Le débit max de crue est donné par :

$$Q_{\max} (\text{m}^3/\text{s}) = \frac{C_r A_{\max} P_{\text{nette}}}{3,6 t}$$

C_r : coefficient de ruissèlement
on prend $C_r = 1$ pour simplifier les calculs

A_{\max} : superficie maximale du bassin versant participant au transport de l'eau durant l'intervalle de temps considéré (en km^2).

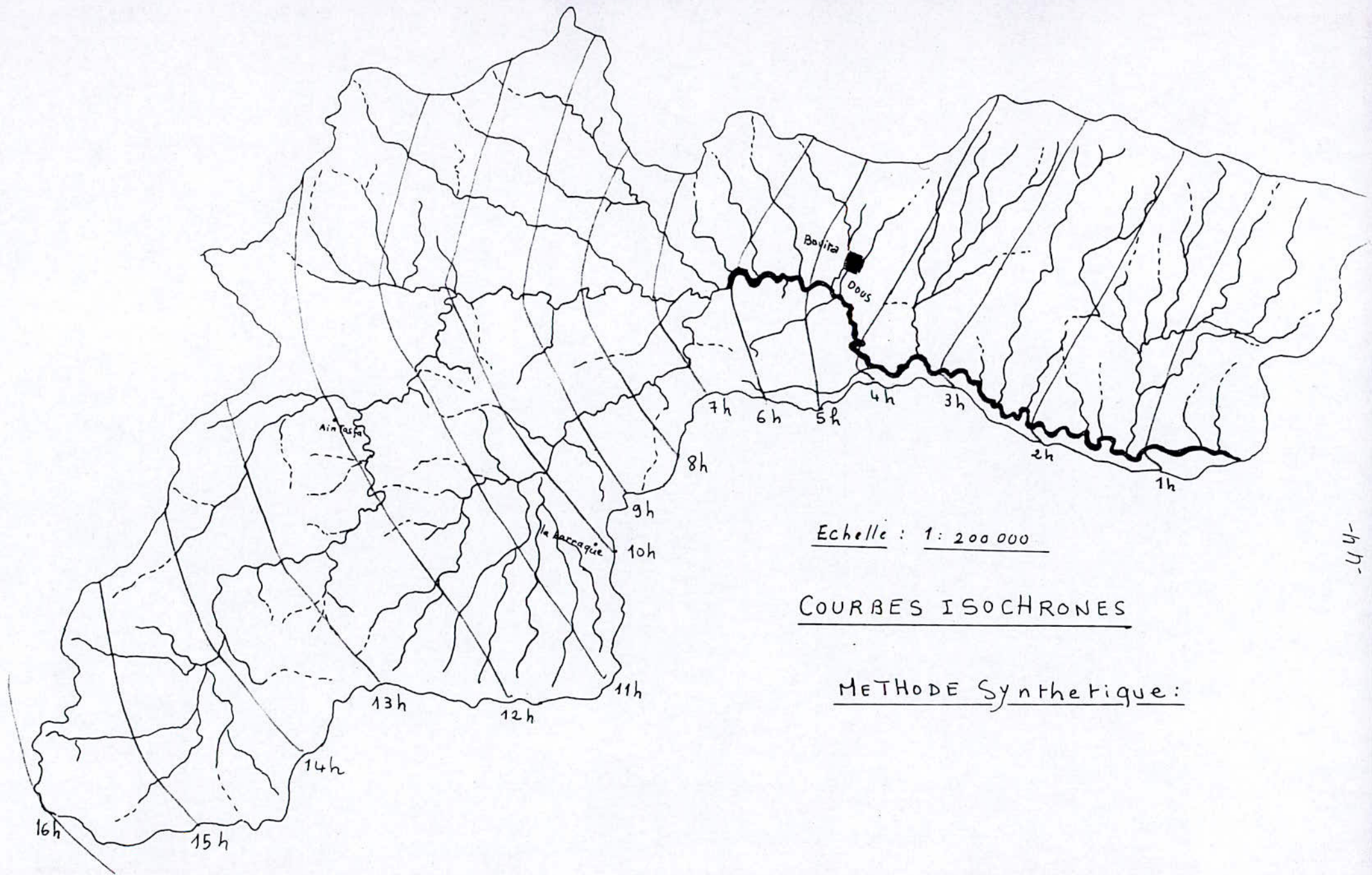
$$P_{\text{nette}} = P_{\text{brute}} - D.$$

P_{brute} est la pluie de courte durée correspondant à chaque intervalle de temps considéré (déterminés auparavant).

D : déficit global d'écoulement en mm
Il est pris égal à 13 mm à la 1^{ère} heure et augmente de 0,5 mm à chaque heure qui suit.

t : temps variant de 1h à $t_c = 16\text{h}$.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :



Echelle : 1 : 200 000

COURBES ISOCHRONES

METHODE Synthetique :

47

Durée t (h)	Pluie brute (mm)					deficit (mm)	Pluie nette (mm)					A _{max} (Km ²)	Q _{max} = P _n A / 3,6t				
	10	50	100	1000	5000		10	50	100	1000	5000		10	50	100	1000	5000
1	13.22	18.06	20.1	26.86	31.63	13	0.22	5.06	7.1	13.86	18.63	59.6	3.64	83.77	117.54	229.46	308.4
2	18.69	25.54	28.43	37.98	44.7	13.5	5.19	12.04	14.93	24.48	31.2	113.2	81.6	189.3	234.73	384.9	490.5
3	22.9	31.28	34.82	46.52	54.8	14	8.9	17.28	20.82	32.52	40.8	163.6	134.82	261.8	315.4	492.62	618
4	26.44	36.11	40.2	53.72	63.3	14.5	11.94	21.61	25.7	39.22	48.8	210.8	174.8	316.35	376.22	574.14	714.4
5	29.56	40.38	44.95	60.06	70.7	15	14.56	25.38	29.95	45.06	55.7	242	195.75	341.22	402.66	605.8	749
6	32.38	44.23	49.24	65.79	77.5	15.5	16.88	28.73	33.74	50.3	62	272.4	212.9	362.32	425.5	634.34	782
7	34.98	47.78	53.19	71.06	83.7	16	18.8	31.78	37.19	55.06	67.7	309.2	230.67	389.94	456.3	675.58	830.7
8	37.39	51.07	56.86	75.97	89.5	16.5	20.89	34.57	40.36	59.47	73	338.4	245.46	406.2	474.2	698.8	858
9	39.66	54.17	60.31	80.58	94.9	17	22.66	37.17	43.31	63.58	77.9	381.6	266.88	437.78	510.1	748.8	917.5
10	41.81	57.1	63.57	84.94	100	17.5	24.31	39.6	46.07	67.44	82.5	438.4	296.04	482.2	561	821.27	1004.7
11	43.85	59.89	66.67	89.1	105	18	25.85	41.8	48.67	71.1	87	511.2	333.7	539.6	628.3	917.84	1123.1
12	45.8	62.55	69.64	93.04	109.6	18.5	27.3	44.05	51.14	74.54	91.1	612	386.75	624.04	724.48	1055.98	1290.6
13	47.67	65.1	72.48	96.84	114	19	28.67	46.1	53.48	77.84	95	692	423.9	681.65	790.78	1151	1404.7
14	49.47	67.56	75.21	100.49	118.4	19.5	29.97	48.06	55.71	81	98.5	743.6	442.2	709.08	821.94	1195	1459.2
15	51.2	69.94	77.85	104.03	122.5	20	31.2	49.94	57.85	84.03	102.5	798.4	461.3	738.37	855.3	1242.4	1515.5
16	52.88	72.23	80.41	107.44	126.5	20.5	32.38	51.73	59.91	86.94	106	830	466	745.4	863.3	1252.8	1527.4

-57-

on obtient d'après le tableau précédent les résultats suivants :

periode de retour	10	50	100	1000	5000
Q_{max} (m^3/s)	466	745.4	863.3	1253	1527.4

Enfin et d'après toutes les méthodes appliquées, les débits fréquents de crues retenues sont les suivantes :

periode de retour	10	20	50	100	1000	5000	10000
Q_{max} (m^3/s)	460	540	750	850	1270	1550	1700

2) Détermination de l'hydrogramme de crues

*) Méthode de Sokolowski.

C'est une méthode empirique qui donne une expression pour la crue et une autre pour la décrue.

- Equation de crue : $Q(t) = Q_{max} (t/t_m)^m$ avec $m = 2$.
- Equation de la décrue : $Q(t) = Q_{max} ((t_d - t)/t_d)^n$ avec $n = 3$

t_m : temps de montée il est égal au temps de concentration.
 t_d : temps de descente il est égal au temps de concentration multiplié par un coefficient γ .
 γ est choisit d'après le tableau suivant.

Grands et moyens bassins avec débordements étendus	4 à 7
petits cours d'eau et vallons dont le bassin versant boisé ou perméable.	3 à 4
Moyens cours avec terrasses de lits majeurs normales	2.5 à 3
petits cours d'eau et vallons dont bassins versants dénudés et faiblement perméables.	1 à 2.5

Le bassin dans notre cas est allongé et bien drainé on prend donc $\gamma = 2$.

Le debit maximal de crue pour 1000 ans est $Q_{\max}(1000) = 1270 \text{ m}^3/\text{s}$

Le debit maximal de crue pour 5000 ans est $Q_{\max}(5000) = 1550 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc on a :

$$\text{- Pour 1000 ans } \begin{cases} Q_c(t) = 4,96 t^2 \\ Q_d(t) = 0,0388 (32 - t)^3 \end{cases}$$

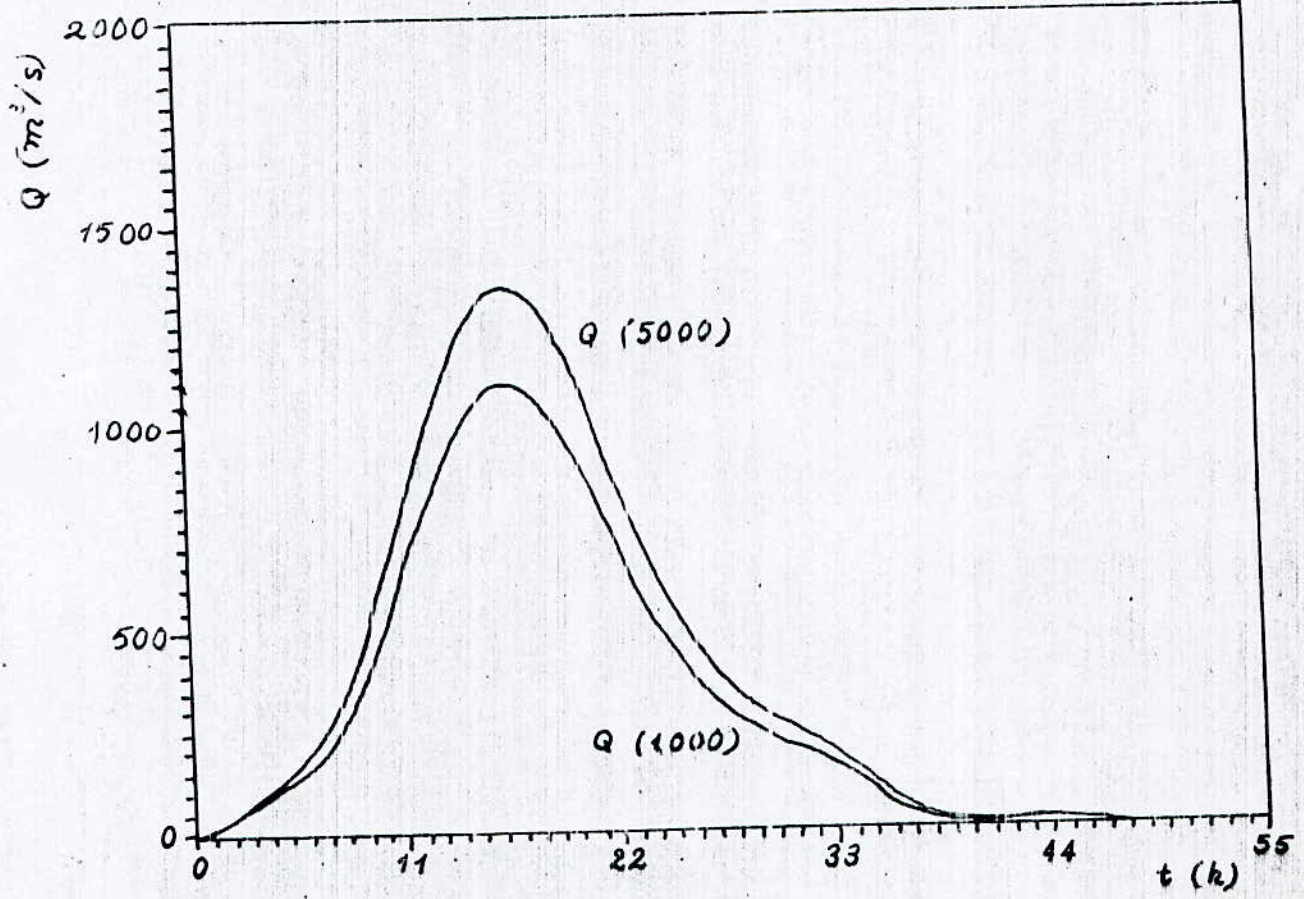
$$\text{- Pour 5000 ans } \begin{cases} Q_c(t) = 6,05 t^2 \\ Q_d(t) = 0,047 (32 - t)^3 \end{cases}$$

on obtient le tableau suivant:

Crue		
t(h)	Q(1000) (m ³ /s)	Q(5000) (m ³ /s)
1	4.96	6.05
2	19.84	24.2
3	44.64	54.5
4	79.36	96.88
5	124	151.37
6	178.56	217.97
7	243	296.68
8	317.44	387.5
9	401.78	490.43
10	496	605.47
11	600.16	732.62
12	714.24	871.88
13	838.24	1023.24
14	972.18	1186.72
15	1116	1362.3
16	1270	1550

Decrue		
t(h)	Q(1000) (m ³ /s)	Q(5000) (m ³ /s)
1	1154.62	1409.2
2	1046.44	1277.16
3	945.25	1153.65
4	850.8	1038.38
5	762.86	931.05
6	681.2	831.38
7	605.58	739.1
8	535.78	653.9
9	471.56	575.5
10	412.69	503.67
11	358.93	438.07
12	310.1	378.42
13	265.84	324.45
14	226	275.87
15	190.4	232.4
16	158.75	193.75
17	130.81	159.65
18	106.35	129.8
19	85.75	103.92
20	66.97	81.74
21	51.58	62.96
22	38.76	47.3
23	28.25	34.48
24	19.84	24.22
25	13.29	16.22
26	8.37	10.22
27	4.84	5.91
28	2.48	3.03
29	1.05	1.28
30	0.31	0.38
31	0.04	0.047
32	0	0

Hydrogramme de crue
pour $T=1000$ ans
et $T=5000$ ans



CHAPITRE II

LAMINAGE DES CRUES.

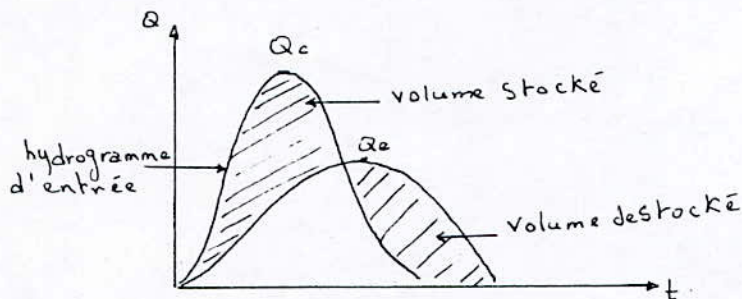
LAMINAGE DES CRUES.

Le principe du laminage c'est l'amortissement d'une crue par stockage dans la retenue.

Il permet de donner la cote maximale du plan d'eau en cas de crue.

L'effet du laminage dépend de la forme de l'hydrogramme de crue entrant dans la retenue, de la capacité d'évacuation du déversoir, donc la largeur du déversoir B et de la partie supérieure de la retenue donc la courbe capacité-hauteur au-delà du niveau normal de retenue $N.R.$.

Les crues peuvent être laminées de façon appréciable par stockage dans la tranche disponible entre la cote du déversoir et celle des plus hautes eaux.



Le mécanisme du laminage est traduit par cette équation qui donne le principe de conservation de masse.

$$Q_c(t) dt = Q_e(t) dt + A(\xi) d\xi$$

Element de volume entrant.
Element de volume sortant
variation du volume dans la retenue

Cette équation étant non intégrable, donc on utilise des procédés graphiques, l'un d'eux est celui de Greager.

principe de la méthode de Greager :

C'est de diviser le volume apporté par la crue en un :
 - volume déversé $V_s = Q_s \Delta t$ ou volume initialement déversé $V/2$.
 avec $V = C_d B \sqrt{g} h_d^{3/2} \Delta t$.

B : largeur deversante.

h_d : hauteur d'eau déversée.

Δt : intervalle de temps $\Delta t = 1h = 3600s$.

C_d : coefficient de débit. égal à 0,494 pour un évacuateur Greager.

- volume stocké exprimé par la tranche au-dessus du niveau normal de retenue de la courbe capacité hauteur.

- volume déversé après un intervalle de temps Δt , ce volume est celui apporté par la crue.

* Pour le tracé et la détermination de h_{dev} et Q_{lam} , on procède comme suit:

On établit un graphique qui comprend :

- à droite, un agrandissement de la partie de la courbe capacité hauteur $h = f(V')$ qui se trouve au dessus du niveau normal de retenue (NNR), en prenant donc comme axes de référence le NNR et l'axe des volumes. On trace ensuite de part et d'autre de cette courbe $(V' + \frac{V'}{2})$ et $(V' - \frac{V'}{2})$.

- à gauche, la courbe $Q = f(h)$ ou débit deversé en fonction de différentes valeurs de h .

Le volume apporté par la crue est estimé d'après l'hydrogramme de crue pour des intervalles de temps Δt successifs (pour $T = 1000$ ans et $T = 5000$ ans.) avec $\Delta t = 1 \text{ h} = 3600 \text{ s}$.

on calcule d'abord le débit moyen $Q_{moy} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}$ et ensuite le volume moyen $V_{moy} = Q_{moy} \cdot \Delta t$

Pour chaque V_{moy} , qu'on projette sur la courbe $(V' + \frac{V'}{2})$, on lit les valeurs correspondantes de h et de Q , jusqu'à h_{max} qui est donc la hauteur deversée et le débit laminé Q_{lam} .

Le calcul est fait pour différentes valeurs de la largeur de versante β , pour choisir à la fin la plus fiable ou bien celle qui donne le plus grand débit laminé et la plus petite charge deversée.

Le volume de sortie est déterminé par :

$$V_s = Q_s \Delta t = C_d B \sqrt{2g} h^{3/2} \Delta t.$$

$$\Delta t = 1h = 3600s.$$

$C_d = 0,494$ pour un évacuateur Greager.

Donc pour différentes valeurs de h , on détermine le débit de crue et le volume de versé.

$B = 200m.$

h (m)	Q (m ³ /s)	$V = Q \Delta t$ (Hm ³)	$V/2$ (Hm ³)
0,5	154,73	0,56	0,28
1	437,63	1,58	0,79
1,5	803,98	2,89	1,445
2	1237,8	4,46	2,23
2,5	1729,88	6,23	3,116
3	2274	8,19	4,1
3,5	2865,55	10,32	5,16
4	3501,03	12,6	6,3
4,5	4177,58	15,04	7,52
5	4892,84	17,61	8,805

$B = 220m.$

h (m)	Q (m ³ /s)	$V = Q \Delta t$ (Hm ³)	$V/2$ (Hm ³)
0,5	170,2	0,61	0,305
1	481,4	1,73	0,865
1,5	884,37	3,18	1,59
2	1361,58	4,9	2,5
2,5	1902,87	6,85	3,43
3	2501,39	9	4,5
3,5	3152,11	11,35	5,68
4	3851,14	13,86	6,93
4,5	4595,34	16,54	8,27
5	5382,13	19,38	9,7

$$B = 240 \text{ m}$$

$h \text{ (m)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$V \text{ (Hm}^3)$	$V/2 \text{ (Hm}^3)$
0,5	185,67	0,67	0,335
1	525,16	1,89	0,945
1,5	964,77	3,47	1,735
2	1485,36	5,35	2,675
2,5	2075,86	7,47	3,735
3	2728,79	9,82	4,91
3,5	3438,66	12,38	6,19
4	4201,24	15,12	7,56
4,5	5013,1	18,05	9,025
5	5871,4	21,14	10,57

$$B = 280:$$

$h \text{ (m)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$V \text{ (Hm}^3)$	$V/2 \text{ (Hm}^3)$
0,5	216,6	0,78	0,39
1	612,68	2,21	1,1
1,5	1125,57	4,05	2,03
2	1732,92	6,24	3,12
2,5	2421,83	8,72	4,36
3	3183,58	11,46	5,73
3,5	4011,77	14,44	7,22
4	4901,45	17,65	8,82
4,5	5848,62	21,06	10,53
5	6849,98	24,66	12,33

B = 300 m :

$h(m)$	$Q(m^3/s)$	$V(lm^3)$	$V/2(lm^3)$
0,5	232,09	0,84	0,42
1	656,44	2,36	1,18
1,5	1205,96	4,34	2,17
2	1856,7	6,68	3,34
2,5	2594,82	9,34	4,67
3	3410,98	12,28	6,14
3,5	4298,33	15,47	7,74
4	5251,55	18,91	9,45
4,5	6266,38	22,56	11,28
5	7339,27	26,42	13,21

B = 160 m .

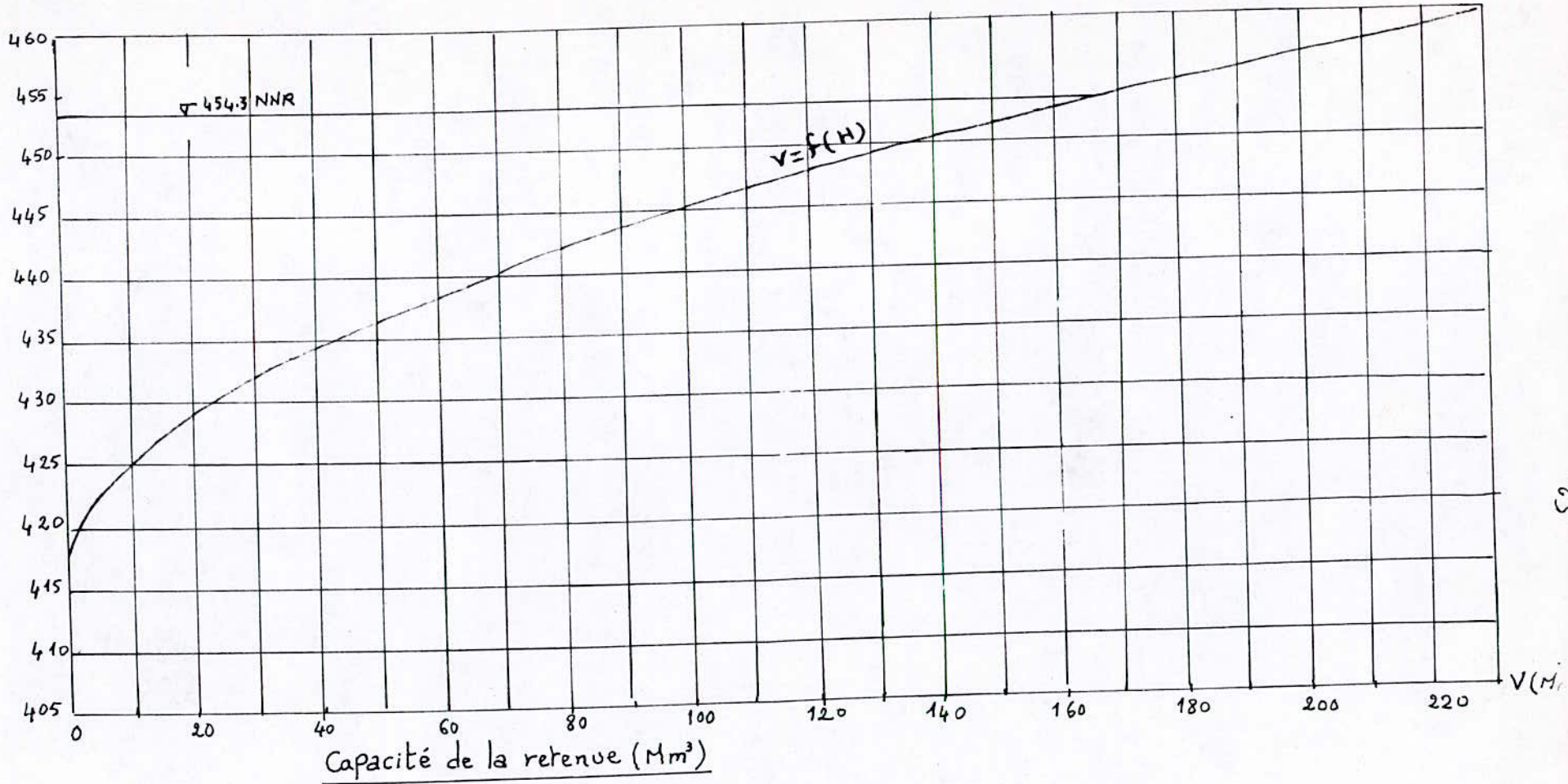
$h(m)$	$Q(m^3/s)$	$V(lm^3)$	$V/2(lm^3)$
0,5	123,8	0,445	0,22
1	350,1	1,26	0,63
1,5	643,2	2,32	1,16
2	990,24	3,56	1,78
2,5	1383,9	4,98	2,5

B = 180 m :

$h(m)$	$Q(m^3/s)$	$V(lm^3)$	$V/2(lm^3)$
0,5	139,25	0,5	0,25
1	393,87	1,42	0,71
1,5	723,58	2,6	1,3
2	1114	4	2
2,5	1556,9	5,6	2,8

COURBE CAPACITE - HAUTEUR

Cotes m



$$B = 200 \text{ m}$$

$h \text{ (m)}$	$V' \text{ (Hm}^3\text{)}$	$(V' - V/2) \text{ (Hm}^3\text{)}$	$V' + V/2 \text{ (Hm}^3\text{)}$
0,5	5	4,72	5,28
1	10,5	9,71	11,29
1,5	15,5	14,055	16,945
2	20,5	18,27	22,73
2,5	25,5	22,39	28,615
3	30,5	26,4	34,6
3,5	35,5	30,34	40,66
4	41	34,7	47,3
4,5	46	38,48	53,52
5	51,5	42,69	60,3

$$B = 220 \text{ m} :$$

$h \text{ (m)}$	$V' \text{ (Hm}^3\text{)}$	$(V' - V/2) \text{ (Hm}^3\text{)}$	$(V' + V/2) \text{ (Hm}^3\text{)}$
0,5	5	4,7	5,305
1	10,5	9,64	11,37
1,5	15,5	13,91	17,1
2	20,5	18	23
2,5	25,5	22	29
3	30,5	26	35
3,5	35,5	29,8	41,18
4	41	34,1	47,93
4,5	46	37,7	54,3
5	51,5	41,8	61,2

$$B = 160 \text{ m} :$$

$h \text{ (m)}$	$V' \text{ (Hm}^3\text{)}$	$(V' - V/2) \text{ (Hm}^3\text{)}$	$(V' + V/2) \text{ (Hm}^3\text{)}$
0,5	5	4,78	5,22
1	10,5	9,87	11,13
1,5	15,5	14,34	16,66
2	20,5	18,72	22,28
2,5	25,5	23	28

B = 240 m

h (m)	V' (πm^3)	$(V' - V/2)$ (πm^3)	$(V' + V/2)$ (πm^3)
0,5	5	4,66	5,335
1	10,5	9,56	10,95
1,5	15,5	13,8	17,23
2	20,5	17,8	23,17
2,5	25,5	21,76	29,2
3	30,5	25,6	35,4
3,5	35,5	29,3	41,7
4	41	33,4	48,6
4,5	46	37	55
5	51,5	40,9	62,1

B = 280 m:

h (m)	V' (πm^3)	$(V' - V/2)$ (πm^3)	$(V' + V/2)$ (πm^3)
0,5	5	4,61	5,39
1	10,5	9,4	11,6
1,5	15,5	13,47	17,53
2	20,5	17,38	23,62
2,5	25,5	21,14	29,9
3	30,5	24,8	36,2
3,5	35,5	28,3	42,7
4	41	32,2	49,82
4,5	46	35,47	56,53
5	51,5	39,17	63,83

B = 180 m:

h (m)	V' (πm^3)	$(V' - V/2)$ (πm^3)	$(V' + V/2)$ (πm^3)
0,5	5	4,75	5,25
1	10,5	9,79	11,21
1,5	15,5	14,2	16,8
2	20,5	18,5	22,5
2,5	25,5	22,7	28,3

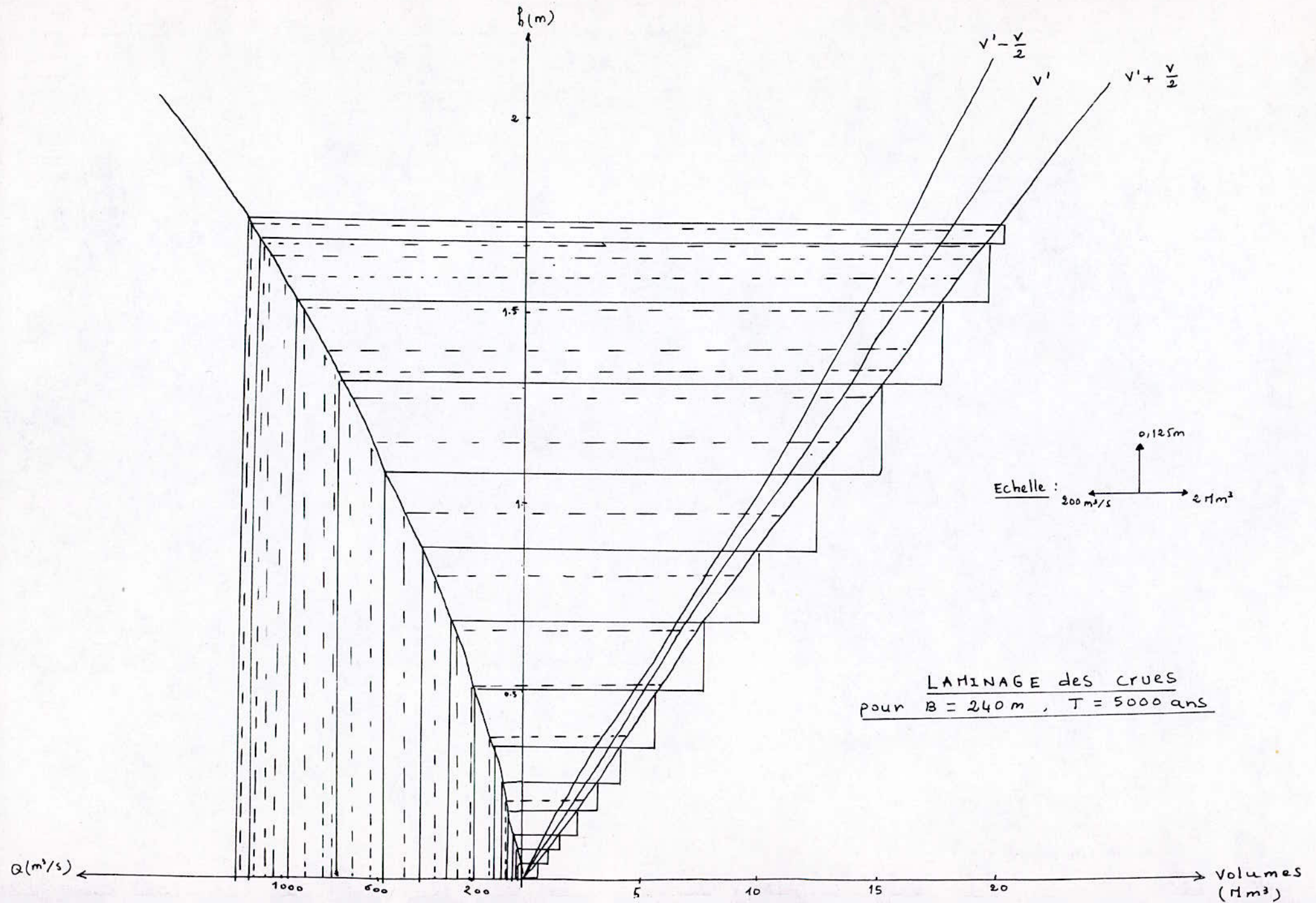
B = 300 m:

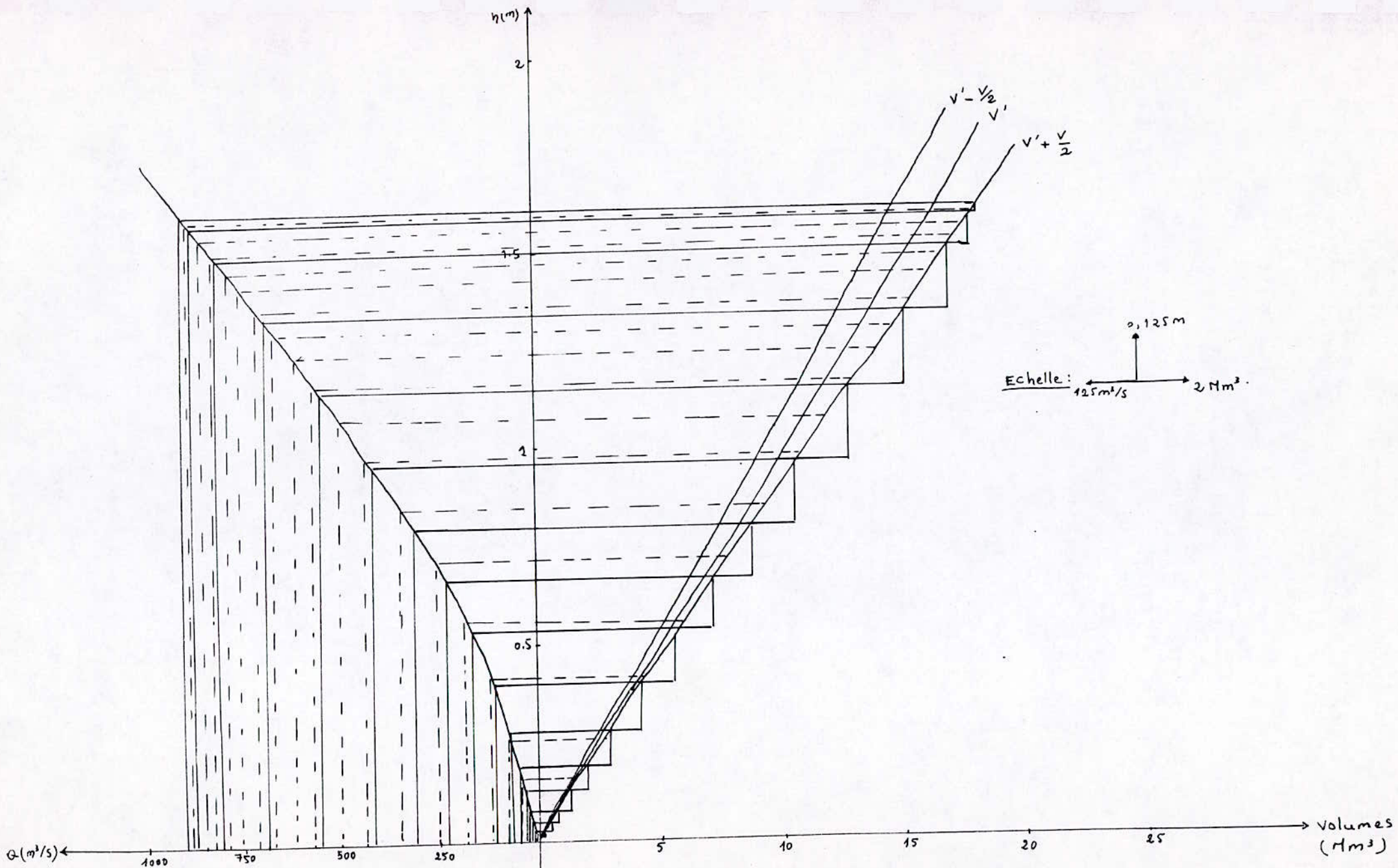
$h(m)$	$v'(\pi m^3)$	$(v' - v/2)$ (πm^3)	$(v' + v/2)$ (πm^3)
0,5	5	4,58	5,42
1	10,5	9,32	11,68
1,5	15,5	13,33	17,67
2	20,5	17,16	23,84
2,5	25,5	20,83	30,17
3	30,5	24,36	36,64
3,5	35,5	27,76	43,24
4	41	31,55	50,45
4,5	46	34,72	57,28
5	51,5	38,29	64,71

* Calcul du volume entrant apporté par la crue :

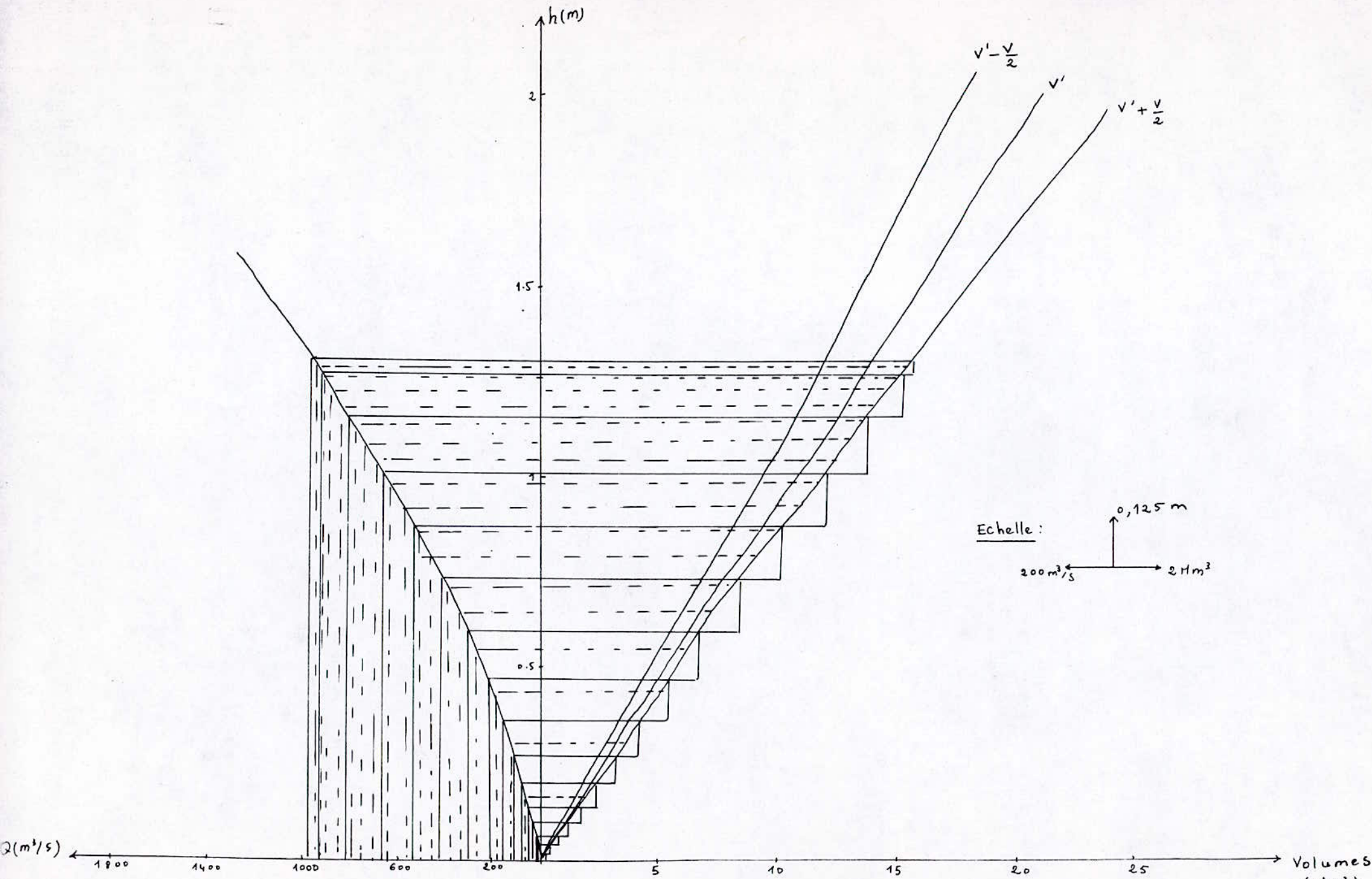
Pour T = 1000 ans		
Periode	Q _{moy} (m ³ /s)	V _{moy} (1m ³)
0-1	2,48	0,0089
1-2	12,4	0,0446
2-3	32,24	0,116
3-4	62	0,223
4-5	101,68	0,366
5-6	151,28	0,545
6-7	210,78	0,759
7-8	280,22	1,01
8-9	359,61	1,29
9-10	448,89	1,62
10-11	548,08	1,97
11-12	657,2	2,37
12-13	776,24	2,79
13-14	905,21	3,26
14-15	1044,1	3,76
15-16	1193	4,29
16-17	1212,3	4,36
17-18	1100,53	3,96
18-19	995,85	3,59
19-20	898,03	3,23
20-21	806,83	2,9
21-22	722,03	2,6
22-23	643,4	2,32
23-24	570,68	2,05
24-25	503,67	1,81
25-26	442,13	1,59
26-27	385,81	1,39
27-28	334,52	1,2
28-29	287,97	1,04
29-30	245,92	0,88
30-31	208,2	0,75
31-32	174,58	0,63
32-33	144,78	0,52
33-34	118,58	0,43
34-35	95,75	0,34
35-36	76,06	0,27
36-37	59,28	0,21
37-38	45,17	0,16
38-39	33,51	0,12
39-40	24,05	0,087
40-42	16,57	0,06
42-43	10,83	0,039
43-43	6,61	0,024
43-44	3,66	0,013
44-45	1,77	0,0063
45-46	0,68	0,0024
46-47	0,175	0,00063
47-48	0,02	0,000072

Pour T = 5000 ans		
periode	Q _{moy} (m ³ /s)	V _{moy} (1m ³)
0-1	3,025	0,0109
1-2	15,125	0,0545
2-3	39-34	0,142
3-4	75-68	0,272
4-5	124,13	0,447
5-6	184,67	0,665
6-7	257,33	0,926
7-8	342,1	1,231
8-9	438,96	1,58
9-10	547,95	1,973
10-11	669,05	2,408
11-12	802,25	2,888
12-13	947,56	3,411
13-14	1104,98	3,978
14-15	1274,51	4,588
15-16	1456,15	5,242
16-17	1479,59	5,327
17-18	1343,17	4,835
18-19	1215,405	4,376
19-20	1096,02	3,946
20-21	984,72	3,545
21-22	881,22	3,172
22-23	785,24	2,827
23-24	696,5	2,507
24-25	614,76	2,213
25-26	539,6	1,943
26-27	470,87	1,695
27-28	408,245	1,47
28-29	351,44	1,265
29-30	300,16	1,081
30-31	254,14	0,915
31-32	213,08	0,767
32-33	176,7	0,636
33-34	144,73	0,521
34-35	116,86	0,421
35-36	92,83	0,334
36-37	72,35	0,261
37-38	55,13	0,199
38-39	40,89	0,147
39-40	29,35	0,106
40-41	20,22	0,072
41-42	13,22	0,048
42-43	8,106	0,029
43-44	4,065	0,015
44-45	2,155	0,0078
45-46	0,83	0,003
46-47	0,214	0,0007
47-48	0,0235	0,00009

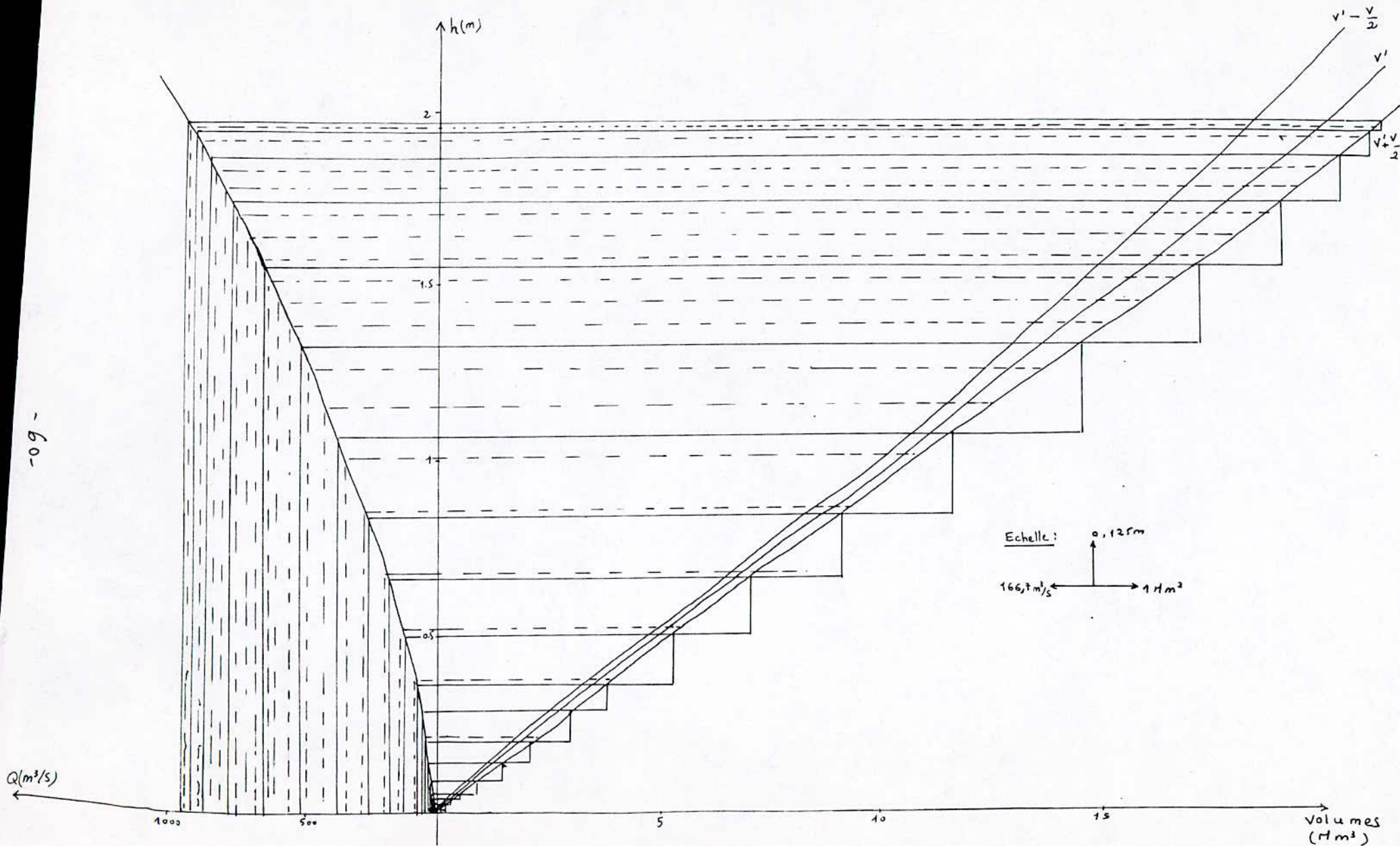




LAMINAGE DES CRUES POUR $B = 200m, T = 1000$ ans

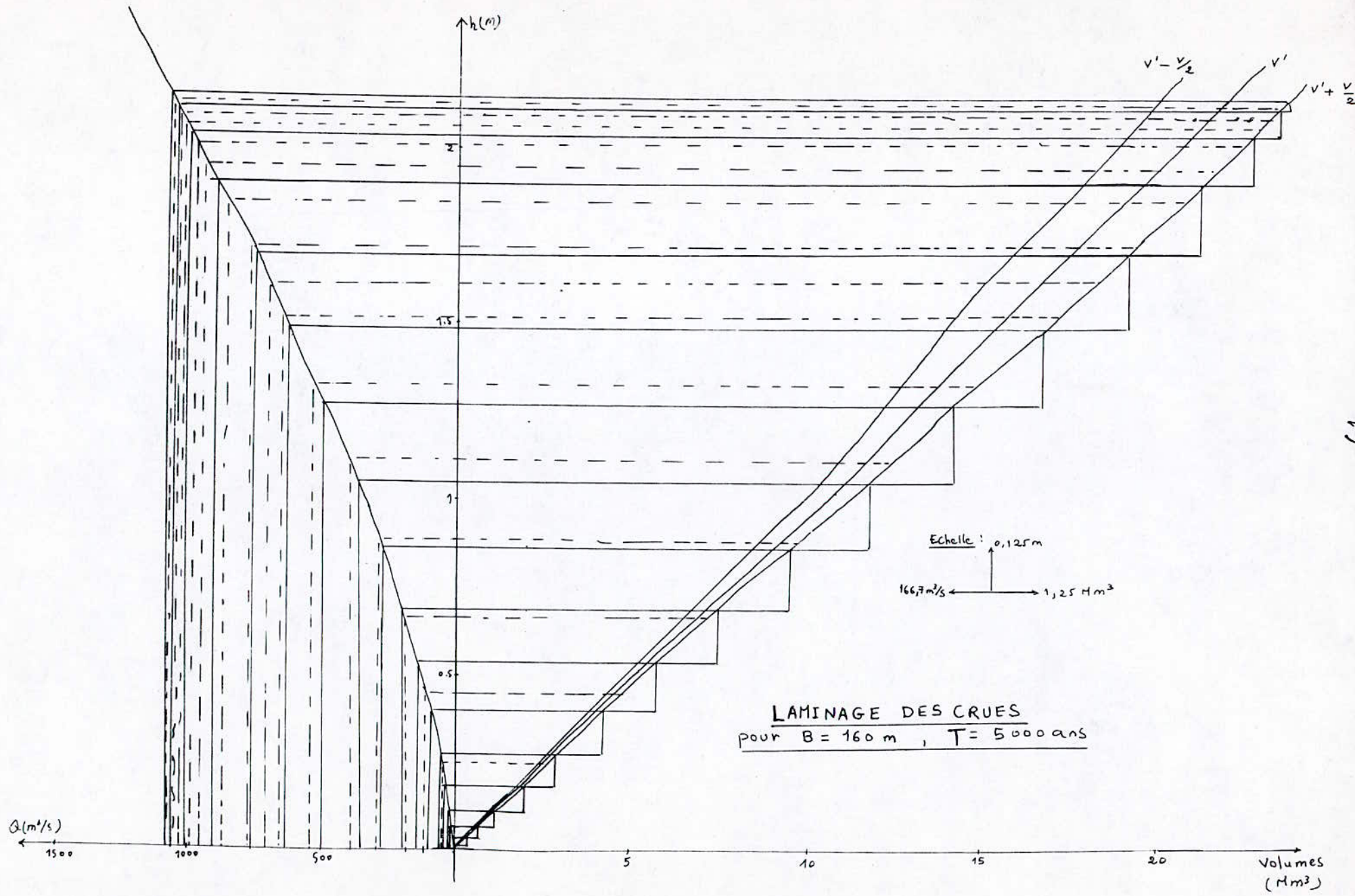


LAMINAGE DES CRUES POUR $B = 300 m$, $T = 1000 ans$



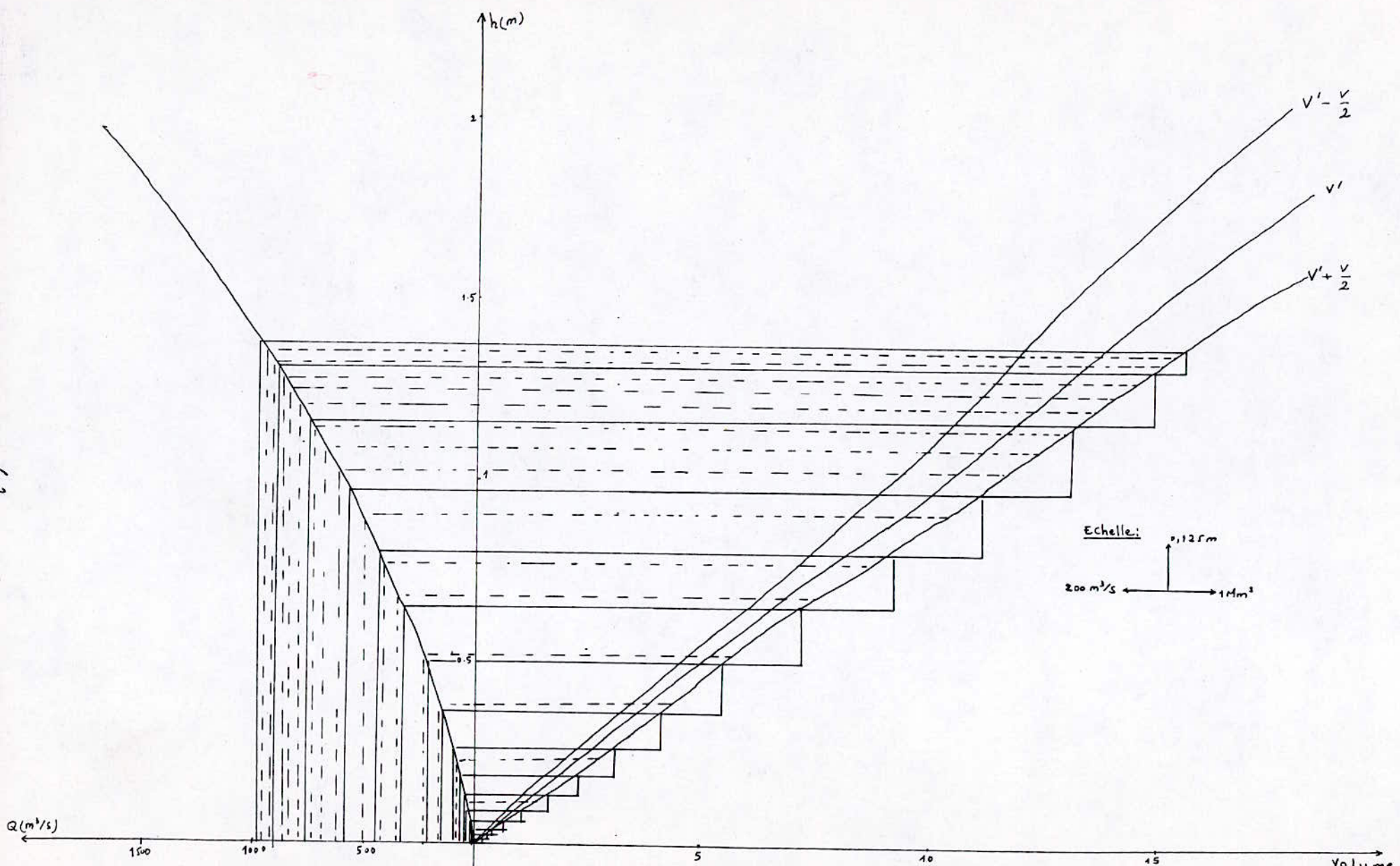
-09-

LAMINAGE DES CRUES pour B = 160 m , T = 1000 ans.

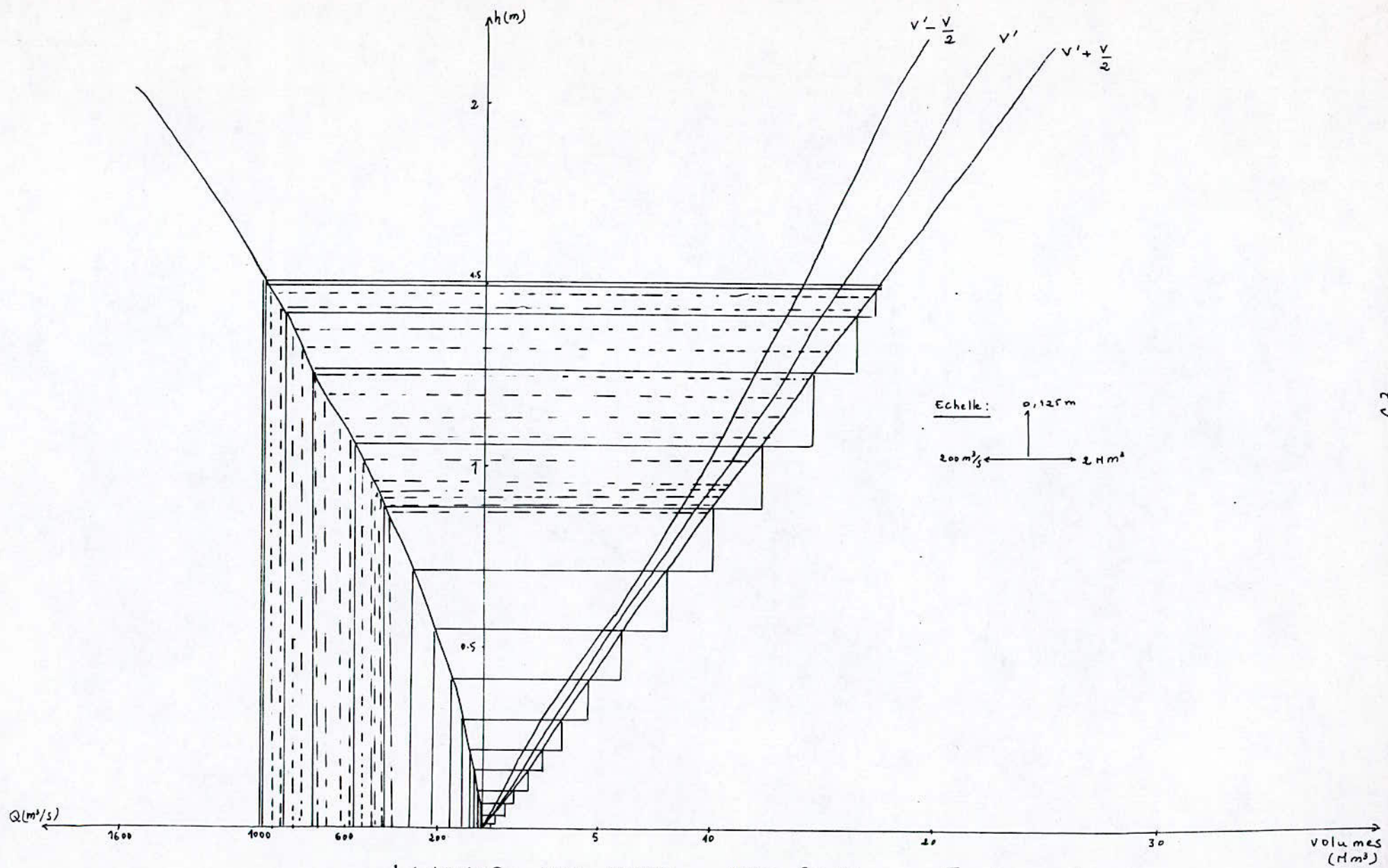


LAMINAGE DES CRUES
 pour $B = 160 \text{ m}$, $T = 5000 \text{ ans}$

- 62 -

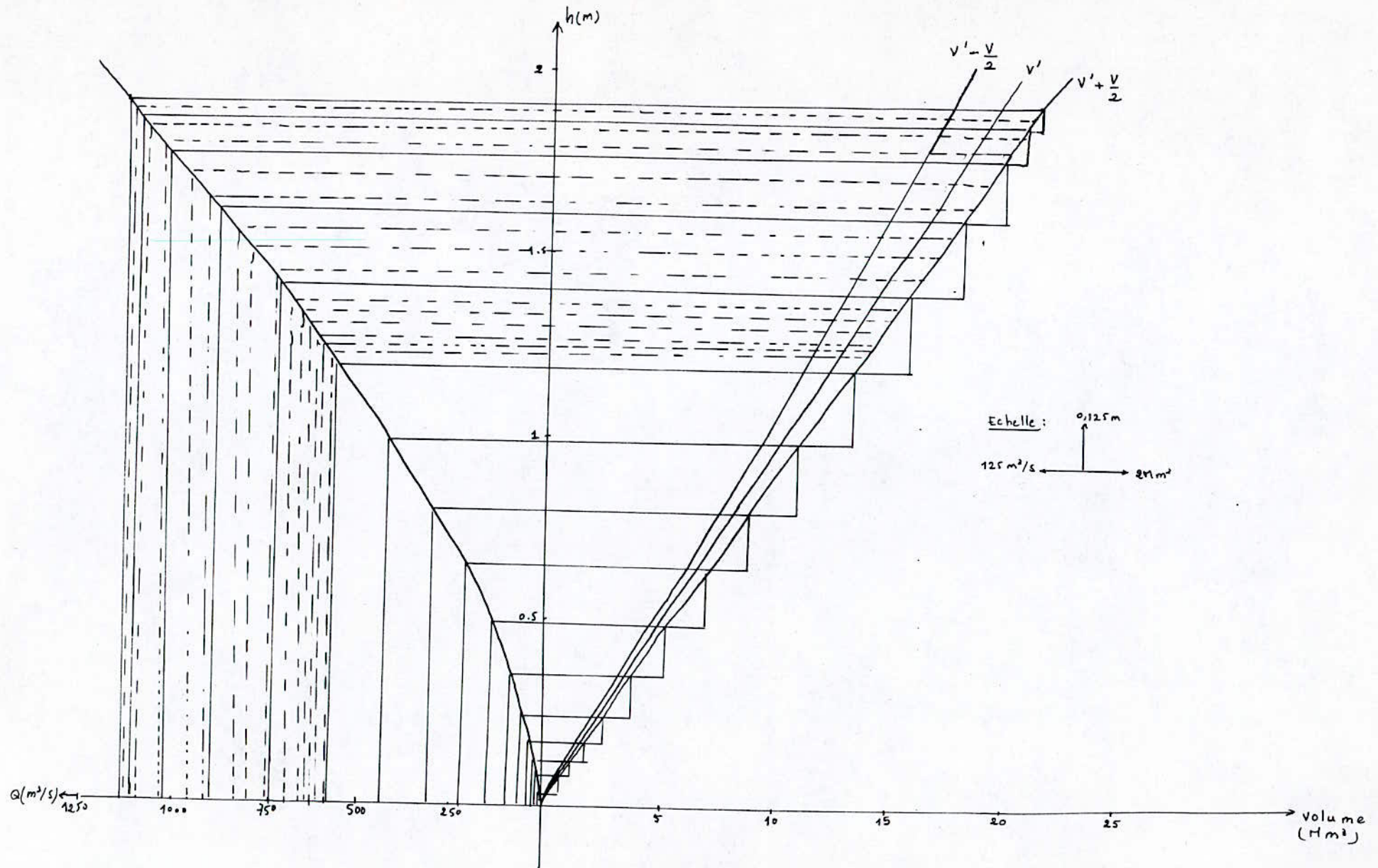


LAMINAGE DES CRUBS pour $\beta = 280 \text{ m}$, $T = 1000 \text{ ans}$



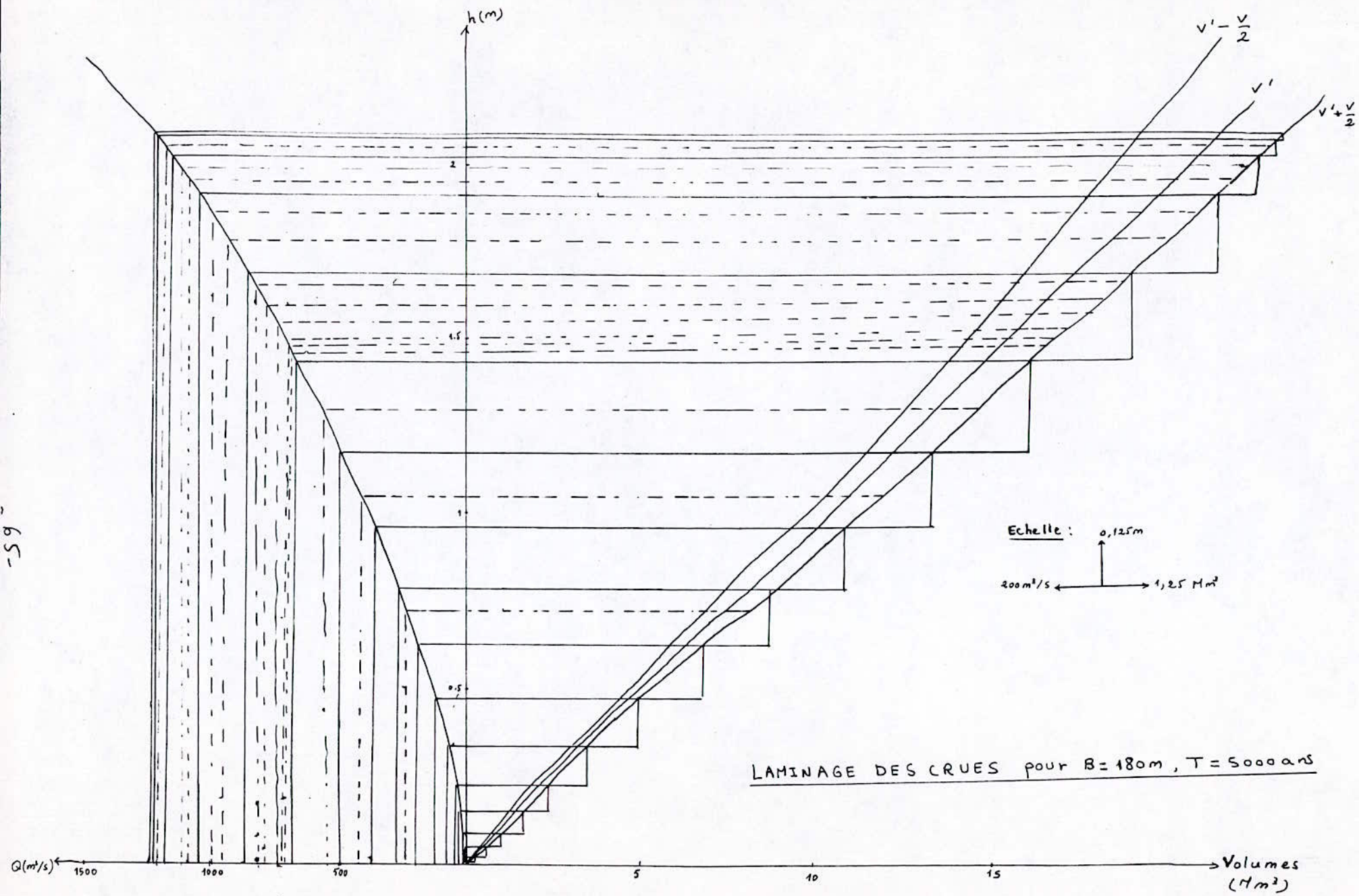
LAMINAGE DES CRUES pour $B = 240 m$, $T = 1000$ ans

volumes (Hm³)

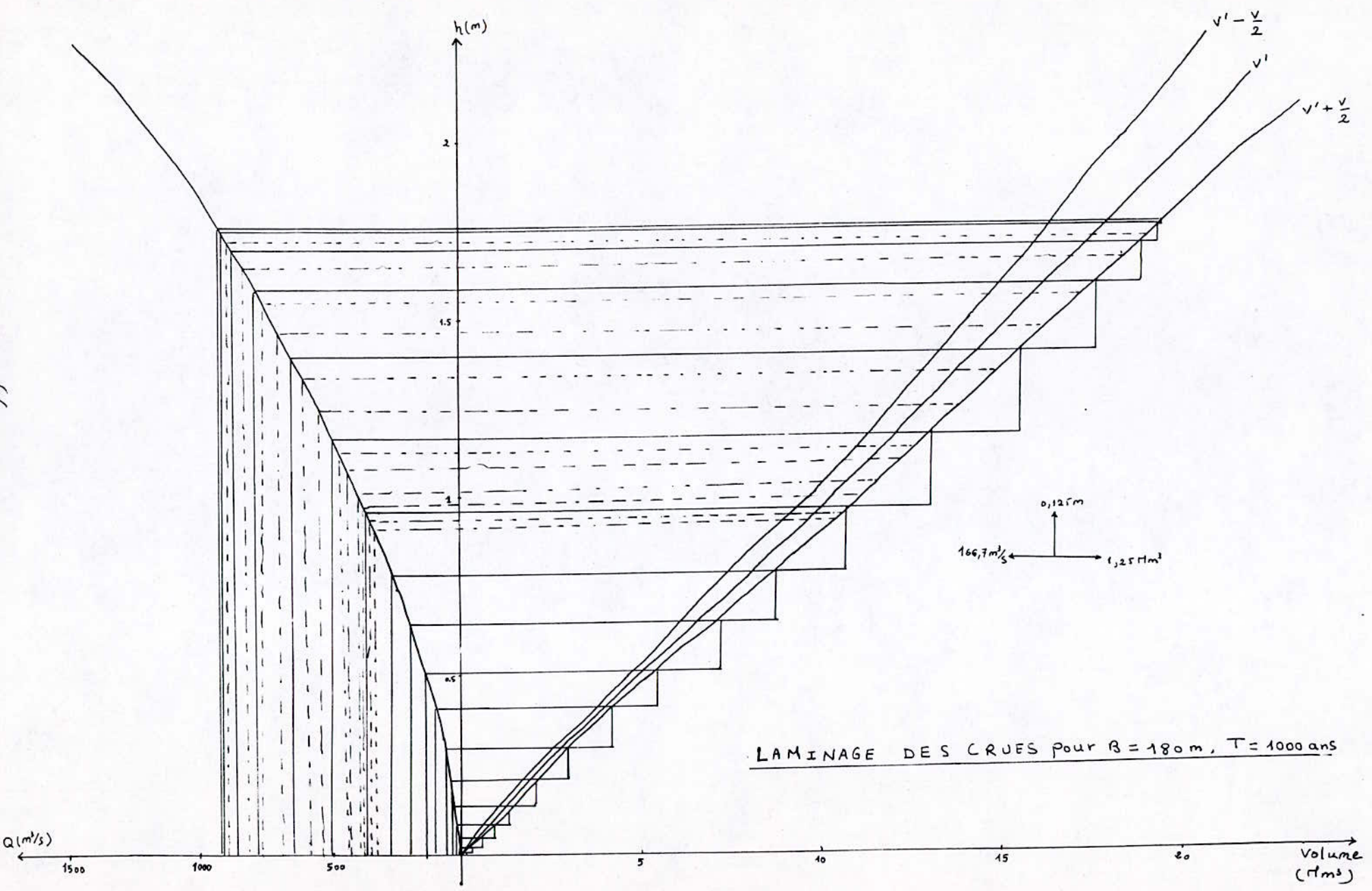


LAMINAGE DES CRUES pour $B = 200$ ans, $T = 5000$ ans

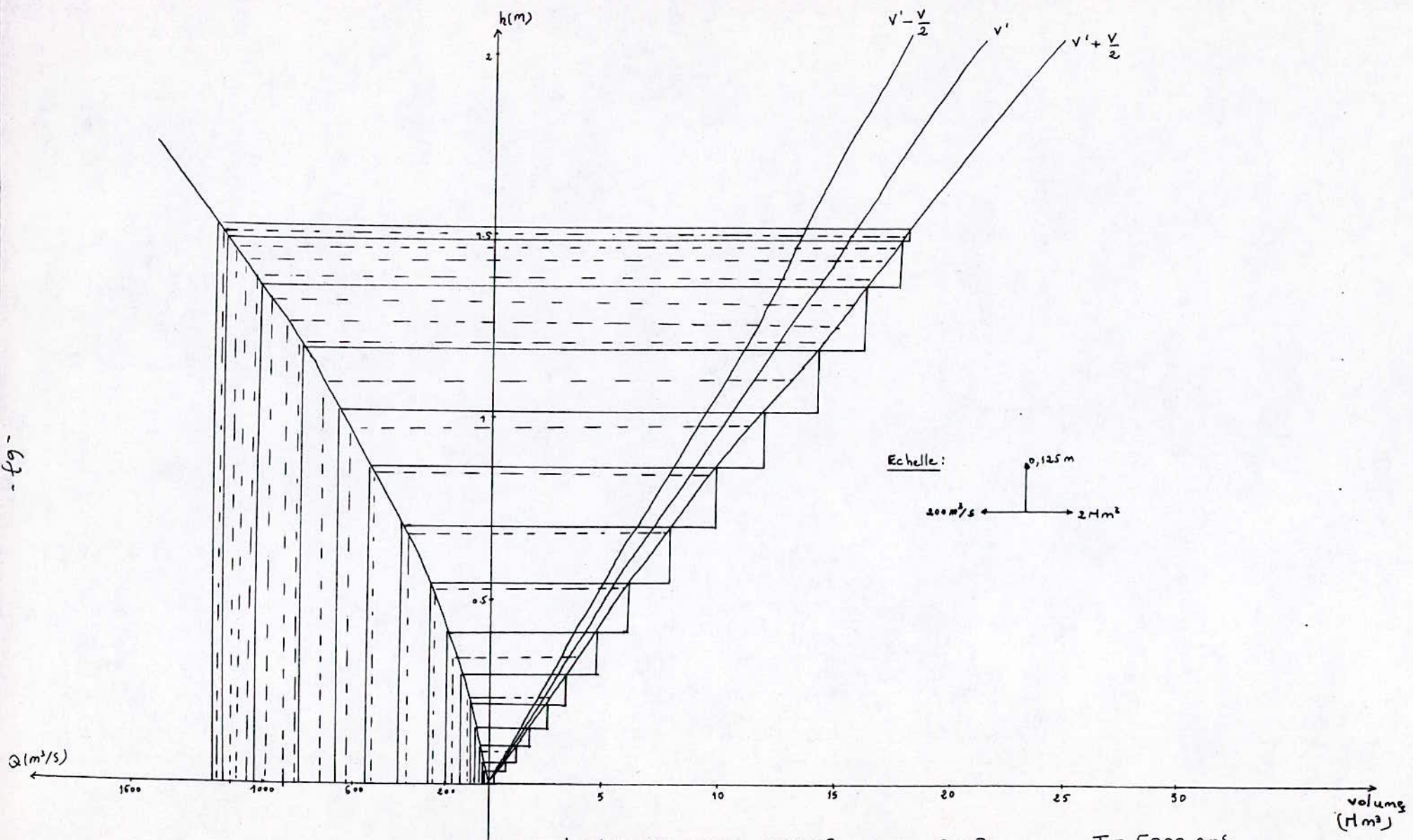
-59-



-99-



-69-



LAMINAGE DES CRUES POUR $B = 300 m$, $T = 5000 ans$

Les résultats trouvés par le laminage sont les suivants :

Pour $T = 1000$ ans			pour $T = 5000$ ans	
B (m)	h_{dev} (m)	Q_{lam} (m^3/s)	h_{dev} (m)	Q_{lam} (m^3/s)
160	1,96	900	2,45	1092
180	1,76	920	2	1120
200	1,62	940	1,9	1145
240	1,513	950	1,72	1160
280	1,375	960	/	/
300	1,31	970	1,525	1230

La largeur déversante B doit être la plus petite possible pour des raisons économiques mais on doit vérifier la condition $h_{dev} < 2,25$ donc on choisit $B = 180$ m.

CHAPITRE III

ETUDE THEORIQUE
DES EVALUATEURS

II - CONCEPTION

1 - Choix de la crue de calcul ou crue de projet :

La crue de projet ne correspond pas à la crue qui arrive à l'amont de la retenue en raison de l'effet du laminage. Sa valeur est fixée par l'administration chargée de la police des eaux de la rivière aménagée.

Pour les différents barrages étudiés en Algérie au cours des dernières années, On retient pour les digues les prescriptions suivantes :

- La crue cinqmillénale doit être évacuée en toute sécurité avec une revanche ultime.

- La crue dix-millénale peut être évacuée avec quelques dégâts sans mettre en cause la sécurité du barrage.

2 - Choix du tracé de l'évacuateur :

Il dépend des conditions topographiques : le but est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière le plus économiquement et le plus sûrement possible.

En choisissant une position de l'axe du trajet d'évacuation longitudinale, on prend en considération les conditions suivantes :

- Eviter les remblais pour le problème de tassement.

- Fixer le trajet d'évacuation rectiligne. Si les conditions topographiques et géologiques ne le permettent pas, on peut prévoir des tronçons curvilignes.

- Tracer le trajet d'évacuation autour du barrage sur une rive en pente douce.

- Le tracé doit être raccordé au lit de la rivière avec un angle aigu et assez éloigné du barrage, et perpendiculairement aux courbes de niveau pour diminuer le volume d'excavation.

3 - Emplacement de l'évacuateur :

Il est placé aux limites du massif du barrage, dans la cuvette ou bien sur l'une des rives autour du barrage. Il doit être placé dans une zone topographiquement calme, à la fondation homogène et aux caractéristiques acceptables, de façon à avoir le meilleur rendement sans menacer la sécurité des ouvrages du barrage.

La règle fondamentale pour le positionnement d'un évacuateur sur remblai est d'éviter les zones de tassements, qui sont les zones proches des appuis du barrage et du lit de la rivière, et les zones de fondations hétérogènes.

Suivant la topographie de la vallée et les conditions géologiques, on peut placer l'évacuateur dans différents endroits :

- Evacuateur loin de la digue, qu'on peut placer en haut d'une vallée latérale au niveau d'un col loin du barrage. Cette solution offre une grande sécurité puisque la ruine de l'évacuateur n'entraîne pas celle du barrage.

- Evacuateur sur un versant contournant la digue. Si l'un des versants est suffisamment plat, on met en place un déversoir latéral à entonnoir frontal, sinon on peut placer un seuil parallèle aux lignes de niveau avec un entonnoir latéral étroit.

- Evacuateur sur la digue. Si les versants sont trop abrupts, il faut envisager un déversoir central établi sur la digue elle-même. On s'efforce d'éviter cette solution car elle peut entraîner la destruction du barrage.

On peut faire un revêtement en béton pour rendre l'évacuateur étanche.

4 - Différents types d'évacuateurs :

*. Selon le fonctionnement hydraulique, les évacuateurs se subdivisent en 2 groupes :

- Les évacuateurs de surface.
- Les évacuateurs de fond ou en charge.

a- Les évacuateurs de surface conduisent à des écoulements à surface libre avec une accélération continue depuis un seuil de contrôle placé à une côte très voisine du niveau normal de retenue, celui-ci débite dans un chenal dont l'axe peut être parallèle au seuil (entonnoir latéral), ou perpendiculaire au seuil (entonnoir frontal); le chenal ne sert qu'à contourner le sommet du barrage donc sa longueur est faible, sa pente est faible et le régime est fluvial; il amène l'eau au coursier qui commence en général par un convergent provoquant une singularité et changeant le régime d'écoulement en torrentiel. La forte pente du coursier permet de rattraper la différence de niveau entre la retenue et le lit de la rivière à l'aval et aboutit dans un ouvrage de restitution qui transforme l'énergie mécanique en énergie de turbulence, de chaleur et sonore.

Parmi les évacuateurs de surface, on distingue : les évacuateurs rectilignes, latéraux, en bec de canard, labyrinthe, etc...

b- Les évacuateurs en charge :

L'eau transite en aval par une galerie de gros diamètres disposée sous le barrage ou latéralement sur l'une des rives, cette conduite est alimentée par un puit ou par un déversoir à crête circulaire appelé tulipe qui peut être monté sur une tour.

Ce type fonctionne comme un déversoir tant qu'il est dénoyé; dès qu'il devient noyé, il fonctionne comme un orifice à veine moulée.

Les évacuateurs de fond et de demi-fond fonctionnent en charge, leur débit est presque toujours contrôlé par une vanne placée à l'extrémité avale. Ils sont utilisés pour évacuer les grands débits à faible charge, parfois pour éliminer les sédiments, ~~de~~ sont donc des vidanges plutôt que des évacuateurs.

c- L'écoulement peut être aussi à surface libre avec seuil de contrôle à l'amont et devenir en charge sur tout le parcours par une conduite dans laquelle les dépressions doivent être évitées.

* Selon les conditions de réglage du débit, on distingue :

- Les évacuateurs commandés (avec vanne).
- Les évacuateurs sans organe de réglage (automatiques).

Les ouvrages vannés peuvent être réalisés à l'air libre ou en souterrain.

Le critère qui différencie l'écoulement est la section de contrôle du débit, soit à l'amont (Vanne), soit à l'aval (section de mise en charge).

Leurs avantages sont :

- Maintien d'un niveau amont constant.
- Insertion plus facile dans le site.

Son inconvénient est la nécessité d'un entretien permanent.

5 - Choix du type d'évacuateur :

Le choix du type d'évacuateur se fait en 3 catégories de solutions : de surface en rive, en galerie dans la rive, en galerie sous remblai.

Il faut trouver un organe de largeur réduite capable d'évacuer un grand débit. Sa conception dépend de plusieurs facteurs :

a- Qualité de prévision des crues :

La capacité d'évacuation est déterminée par l'hydrogramme de crue qui doit être fiable pour la sécurité du barrage.

L'évacuateur de surface dont le débit est contrôlé par un seuil d'entrée pour tous les débits dépassant le niveau normal de retenue que les évacuateurs en charge puisque sa capacité augmente avec la puissance $3/2$ au lieu de $1/2$ de la charge d'entonnement.

b- Seismicité :

Le degré de seismicité de la zone d'aménagement concerne principalement le problème d'installation des vannes.

c- Durée et degré d'utilisation :

Les dégradations par cavitation et abrasion augmentent avec l'importance de la durée de fonctionnement de l'évacuateur et l'importance des débits transités.

Des dispositions doivent être prises pour retarder les dégradations et faciliter les réparations.

Si l'étude hydraulique indique que les déversements importants sont très fréquents, l'ouvrage de restitution doit être conçu avec le maximum de précaution.

d- Conditions topographiques et géologiques du site aménagé:

Elles donnent une idée sur l'emplacement du point de vue économique. Par exemple :

- Possibilité d'aménagement d'un seuil très long et d'un coursier relativement court, donc le minimum d'excavations.

- Possibilité d'utiliser dans le remblai du barrage les matériaux provenant des excavations d'un évacuateur de rive.

e- Type de barrage :

Pour le barrage en béton, on peut lui incorporer tout ou une partie de l'évacuateur; par contre, le barrage en remblai exige des évacuateurs séparés pour lesquels la restitution à l'aval pose parfois des grands problèmes.

L'installation de l'évacuateur sur remblai a été expérimentée pour des lames déversantes relativement minces et sur des barrages à faible hauteur.

f- Condition d'exploitation :

La conception doit tenir compte des conditions d'exploitation dans le domaine de sécurité, gestion des ouvrages et moyens d'accès et de transmission.

La conception de l'évacuateur dépend aussi de l'importance des débits à évacuer et de la dénivellation entre la côte des plus hautes eaux et celle du fond de la vallée ou point où seront rejetés les eaux.

Elle est fonction de la nature des terrains traversés par le canal d'évacuateur et des matériaux dont on dispose.

Le type d'évacuateur dépend du choix de l'emplacement et des caractéristiques de la crue à craindre, il faut remarquer que pour une même surélévation, des ouvrages de nature différente permettent des déversements d'importance très diverse.

Finalement, pour choisir le meilleur type d'évacuateur on prend quelques variantes, ceux qui sont les mieux placés, et on les analyse selon leur fonctionnement d'après le calcul statique, hydraulique et en effectuant des essais sur modèle réduit.

Pendant l'élaboration d'un projet d'évacuateur, on dessine le profil longitudinal du trajet d'évacuation en échelle sur lequel on indique : les côtes de la surface naturelle du sol, les distances entre les points caractéristiques et les piquets, les cotes de projet des ouvrages, les pentes, le plan du trajet et la stratification des sols et leurs propriétés physiques et mécaniques.

6 - Différentes composantes d'un évacuateur :

Un évacuateur à écoulement libre (ou de surface) comprend trois parties principales :

- Un déversoir à seuil normal.
- Un canal à l'air libre ou coursier.
- Un ouvrage de restitution.

a- Déversoir :

Le déversoir est un engin simple automatique adopté pour le seuil dès que le niveau d'eau atteint la côte d'arasement

Pour diminuer l'épaisseur de la lame déversante, il faut augmenter la longueur du seuil qui est limitée par la géologie et topographie des lieux.

Pour les ouvrages qui doivent contrôler des débits importants, la géométrie du déversoir ne dépend pas seulement des considérations hydrauliques; en effet, la stabilité de l'ouvrage, les caractéristiques du sous-sol, le type du barrage choisi et la topographie doivent être pris en compte; le déversoir doit aussi être établi de façon à éviter le déversement sur les rives qui doivent supporter les poussées causées par le barrage.

Le profil du déversoir doit satisfaire les conditions suivantes :

- La lame déversante doit exercer sur le seuil une pression supérieure à la pression atmosphérique pour qu'elle ne risque pas de décoller et donc éviter les fortes dépressions qui provoquent la cavitation.

- La pression sur le seuil doit être la plus petite possible de façon que la lame d'eau soit la plus grande et donc le plus grand coefficient de débit.

Ces conditions sont remplies par des profils étudiés; les plus utilisés sont ceux de Greager et de Scimemi dont les équations sont :

- Profil Greager : $Y = 0.47 \frac{X^{1.6}}{h_0^{0.8}}$
- Profil Scimemi : $Y = 0.5 \frac{X^{1.65}}{h_0^{0.8}}$

Avec h_0 : la charge déversée et le coefficient de débit est de l'ordre de 0.49.

Le seuil déversant sera le plus souvent en béton ou en enrochement maçonné.

Le débit d'un déversoir est donné par la relation :

$$Q = \mu h L \sqrt{2gh}$$

Avec : h : hauteur d'eau sur le déversoir.

μ : coefficient de débit allant de 0.4 à 0.48 pour un seuil mince ou profilé.

L : Largeur du déversoir.

Il existe différents types de déversoirs :

- Ceux à crête rectiligne.
- A crête non rectiligne.
- Contrôlés par des vannes.
- latéraux.

Les déversoirs à crête rectiligne régissent un écoulement à 2 dimensions ou plan; tandis que les déversoirs à crête non rectiligne provoquent un écoulement spatial. Ces derniers peuvent être à crête courbe, en ligne brisée ou circulaire.

Dans les déversoirs latéraux, l'écoulement est à débit décroissant, il peut être noyé ou dénoyé.

b- Coursier :

Le coursier est nécessaire pour conduire le flot déversé jusqu'au point de restitution à l'aval du barrage.

Sa longueur et configuration sont dictées par le type du barrage et la topographie.

Il est généralement à l'air libre et peut être inexistant; par exemple, dans le cas d'un seuil déversant installé dans la partie centrale du couronnement d'une voute mince, il s'agit soit d'une nappe tombant librement, soit des pertuis de faible charge dont les jets ont une portée réduite.

Certaines formes topographiques favorables telles que courbe prononcée de la vallée, Thalweg d'un affluent proche du réservoir sont en profit pour implanter un coursier à faible longueur.

Le coursier peut aussi commencer par une partie à faible pente dans laquelle se produit une première dissipation d'énergie.

En règle générale, les coursiers présentent un tracé rectiligne car ils sont prévus pour des écoulements à surface libre torrentiels, difficiles à infléchir; lorsqu'on doit réaliser un écoulement courbe en régime torrentiel, il est indispensable d'effectuer des essais sur modèle réduit pour tous les débits possibles.

Dans les coursiers relativement longs, une diminution progressive de largeur peut procurer une certaine économie, mais elle peut être la cause d'ondes de choc. Par contre, l'élargissement progressif est réalisé pour réduire le débit par unité de largeur à l'aval, diminuer la profondeur d'eau et les risques de cavitation et mieux dissiper l'énergie.

Les coursiers souterrains conviennent aux vallées étroites dont les versants s'élèvent au dessus de la crête du barrage ou dans le cas où la pente est trop raide pour permettre d'appuyer le radier du canal directement sur la rive.

Le coursier en galerie pose un problème d'aération, car la turbulence de l'écoulement peut causer un entrainement d'air sous forme de bulles, pour cela, on prévoit un reniflard qui débouche dans la section terminale de la partie en charge.

Le coursier sera pour la plupart du temps réalisé en béton ou en enrochement maçonné; des massifs en béton armé peuvent être ancrés sur le coursier pour absorber une partie de l'énergie en créant plusieurs systèmes de lames déversantes qui se heurtent entre elles.

La vitesse admissible dans le coursier doit être inférieure à 25 m/s, sinon il faut prévoir une certaine rugosité, par exemple en faisant un revêtement avec du béton fibreux.

Pour améliorer l'écoulement de l'eau dans le coursier, il est préférable de fixer la section transversale rectangulaire et prévoir des joints déformables le long du coursier et des drainages sous celui-ci.

Le profil du coursier est tracé suivant la condition du radier qui a été déposé sur le terrain naturel.

Pour évaluer la hauteur des murs bajoyers dans le coursier, il faut ajouter aux tirants d'eau une certaine revanche; ces murs travaillent comme des murs de soutènement et doivent s'opposer à la poussée des terres à laquelle s'ajoute la poussée de l'eau interstitielle.

C. ouvrage de restitution aval : dissipation d'énergie :

Avant la construction du barrage, cette énergie est dissipée linéairement par frottement et turbulence réparties sur toute la distance du cours d'eau principal et ses affluents.

La présence du barrage oblige cette énergie majeure à se dissiper en un point singulier où se concentre la force érosive : le lit naturel.

La restitution est généralement l'élément le plus important et le plus sensible d'un évacuateur sur remblai, sauf dans le cas où le barrage est fondé sur rocher et pour lequel les conditions hydrauliques sont favorables (vitesse d'eau suffisamment élevée et faible épaisseur de la lame) où la restitution peut être assurée par un saut de ski qui rejette l'eau assez loin à l'aval, pour que les affouillements ne menacent pas la sécurité de la digue.

L'énergie de l'écoulement peut être dissipée soit dans un bassin revêtu compte tenu du ressaut, soit dans le lit de la rivière éventuellement aménagé.

Les procédés les plus utilisés sont les bassins à ressaut et les sauts de ski.

C.1. Bassin à ressaut :

C'est un moyen efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gY}}$$

Notre objectif est de déterminer les dimensions susceptibles de contenir un ressaut ramassé et stable ; une discontinuité (par exemple : marche verticale dans le radier) développe une force considérable qui contribue au maintien du ressaut à l'intérieur du bassin.

Pour limiter la longueur du bassin, on établit une onde stationnaire par un seuil ou épis de poutrelles.

Dans tous les bassins, il faut éviter le décollement de la lame, sous pressions, vibration et cavitation.

Sous Pressions :

Les forces de soulèvement sont dues à la transformation de l'énergie cinétique en énergie de pression.

Ce mécanisme est dangereux lorsque le nombre de Froude est élevé et est aggravé par la macro turbulence caractérisée en chaque point de l'écoulement par des fluctuations rapides de pression.

On y remédie par un drainage gravitaire imposé par la proximité de la retenue amont ou la présence d'une nappe dans le versant qui domine le bassin.

Si la fondation présente une cohésion suffisante, des ancrages apportent une part de la résistance nécessaire; dans le cas contraire, il faut épaissir le radier.

- Pour éviter le processus d'arrachement, il est recommandé :
- Sous les joints doivent être bien situés et bien enrobés.
 - Il faut augmenter la surface des dalles élémentaires du radier.
 - Il faut solidariser ces dalles par des armatures.
 - Si un réseau de drainage est nécessaire, il faut le placer à une distance suffisante (1 à 1,5 m au moins) des parois mouillées pour retarder son contact avec l'écoulement macro-turbulent.

Vibration:

Certains éléments du bassin tels que les dalles du radier et les dents ou piles portées par le radier risquent de vibrer en résonance, ce qui favorise les sous-pressions dynamiques et facilite les arrachements.

Cavitation:

La pression peut devenir inférieure à la pression atmosphérique, l'extrémité du coursier et la partie amont du radier sous la partie antérieure du ressaut sont les zones les plus sensibles du fait des vitesses élevées de l'écoulement torrentiel qui sont au contact du fond.

Abrasion:

Les sédiments apportés par le flot déversé sont dangereux dans le cas où les éléments apportés contiennent une fraction importante de particules dures, c'est pourquoi la sortie du bassin doit être protégée, on peut y placer des pièges à cailloux.

Les bétons et revêtements spéciaux mis au point jusqu'à nos jours retardent l'usure par abrasion mais ne la suppriment pas.

C.2. Saut de ski et nappes déversantes:

Le saut de ski consiste en un déflecteur placé à l'extrémité du coursier, celui-ci impose un changement brutal de direction au courant torrentiel; de cette structure partent des jets qui décrivent une trajectoire à l'air libre et retombent dans le lit naturel.

La dissipation d'énergie se fait dans le volume d'eau qui entoure la surface d'impact du jet.

La distance entre le point d'impact et la cuillère doit être la plus grande possible.

Des indications utiles concernant le projet des protections (profondeur des parafoilles, poids des blocs, pente des talus et revêtements) sont tirés des essais sur modèle réduit.

* Il existe aussi des évacuateurs à jets croisés dans l'air. leurs avantages sont: l'élimination des longs seuils et des bassins de dissipation et la réduction des excavations dans la zone d'impact du jet.

III - Dimensionnement:

III-1 - Rappels des lois d'écoulement dans les canaux:

A - Ecoulement à surface libre:

A-1 - Régime permanent - écoulement uniforme:

Le régime d'écoulement est dit permanent si la vitesse en un point quelconque du courant est invariable dans le temps en grandeur et en direction.

L'écoulement uniforme répond aux conditions suivantes:

- La forme du canal est la même dans toutes ses sections.
- Les trajectoires sont rectilignes et normales aux sections droites.
- La ligne d'eau est parallèle au fond.

A-1-1 Loi générale:

La loi générale de l'écoulement est donnée par la formule de Chezy: $v = c \sqrt{RI}$

v : vitesse dans une section (m/s)

I : pente du canal.

R : rayon hydraulique (m)

c : coefficient de rugosité.

* Dans l'écoulement uniforme, la pente I du canal est égale à la pente de charge J par unité de longueur.

La loi de Chezy peut s'écrire:

$$I = J = \frac{bv^2}{R}$$

J est proportionnel au carré de la vitesse donc les pertes de charge par turbulence sont prépondérantes par rapport à celles par viscosité.

A-1-2 - formules particulières:

Les études faites ont conduit à déterminer la loi de variation du coefficient c de la formule de Chezy en fonction du rayon hydraulique R et d'un paramètre K caractérisant la rugosité des parois

$$c = f(R, K).$$

Formule de Manning Strickler:

Le coefficient c est donné par la relation:

$$c = K R^{1/6}.$$

K : coefficient de rugosité de Strickler, donné par les tables.

- $K = 100$: parois en ciment lisse.
- $K = 80$: parois revêtus en béton ordinaire.
- $K = 50$: parois en gravier fin.
- $K = 30$: parois de rugosité exceptionnelle (canaux à l'air libre dont le fond comporte des pierres et herbes).

En remplaçant la valeur C dans la formule de Chezy, on obtient :

$$v = K R^{2/3} I^{1/2}$$

A.1.3 Calcul de la profondeur normale :

La profondeur d'eau correspondant à un débit Q , s'écoulant dans une section en mouvement uniforme est appelée normale h_0 qui peut être déterminée en utilisant la formule de Chezy $Q = vS$.

Par exemple, pour une section rectangulaire de largeur $L \gg h$.

$$h_0 = \left[\frac{Q}{K L I^{1/2}} \right]^{3/5}$$

B. Ecoulement en charge :

Les lois d'écoulement en charge sont applicables aux galeries d'amenée en charge et aux conduites forcées.

B.1. Régime permanent :

Loi Générale :

C'est la loi qui donne la perte de charge par mètre j . Elle peut s'exprimer sous l'une des 2 formes suivantes :

$$v = C \sqrt{R j}$$

$$\text{ou } j = \frac{1}{C^2 R} v^2$$

Dans le cas où la conduite a une forme circulaire de diamètre D , R a pour valeur $D/4$ et la loi ci-dessus s'écrit :

$$j = \frac{\lambda}{D} \frac{v^2}{2g}$$

λ est appelé coefficient de perte de charge, il est relié à C par :

$$\lambda = 8g/C^2$$

$j = \frac{\lambda}{D} \frac{v^2}{2g}$ est appelée formule universelle et s'applique aux écoulements linéaires et turbulents.

Dans la galerie d'amenée et les conduites forcées des aménagements hydrauliques, l'écoulement est toujours du type turbulent.

Formule particulière:

C'est la formule de Strickler.
 $v = c \sqrt{RI}$ avec $c = KR^{1/6}$.

Les valeurs usuelles pour le coefficient K sont:

- Galerie revêtue en béton avec enduit parfaitement lisse $K = 100$.
- Galerie revêtue en béton brut de coffrage $70 \leq K \leq 80$.
- Galerie brute de perforation $K < 70$.

Dispositions constructives:

La forme usuelle des canaux est trapézoïdale suivant la topographie, le canal peut être en déblai, remblai ou mixte.

Dans certains pays, les berges sont inclinées pour des raisons économiques mais le plus souvent, on trouve des canaux à berges horizontales.

La pente des parois dépend de la nature des matériaux qui les constituent, elle est déterminée comme celle des parements d'une digue en terre.

Les pentes adoptées sont:

- béton maçonnerie: 0.
- maçonnerie des pierres sèches: $1/1$
- Gros graviers: $3/2$.
- Sable grossier $2/1$.
- Sable fin, terre meuble $3/1$.

Lorsque le canal est en remblai, on établit un petit canal longeant les pieds des digues à l'extérieur, de façon à évacuer les eaux des infiltrations.

Revêtement:

Les parois du fond des canaux peuvent être revêtues de dalles en béton armé ou bitumineux.

Dans le but de réduire les pertes de charge, il faut améliorer l'ébanchéité et assurer la conservation des parois; on utilise les revêtements en enrochements et palplanches aussi.

Les déblais sont exécutés aux moyens mécaniques des terrassements (dragues, pelles mécaniques... etc).

Forme de la section d'une galerie:

Elle peut être de forme circulaire ou en forme de fer de cheval, la 1^{re} conduite a un minimum de déblais et de surfaces de revêtement; la 2^e est préférée pour la commodité des travaux.

revêtement de la galerie:

Elle peut être revêtue en béton ordinaire ou béton armé; l'épaisseur du revêtement est comprise entre 10 et 40 cm.

Le radier de la galerie est presque toujours revêtu pour des raisons liées aux visites d'entretien.

Le revêtement est nécessaire dans le cas de rocher de mauvaise qualité donc dès qu'il est saturé d'eau, les poussées augmentent.

Les galeries sont percées en général dans des terrains durs (granit, schiste, calcaire, ...ect).

Si le terrain est de mauvaise qualité, il est indispensable de procéder au bétonnage de la galerie.

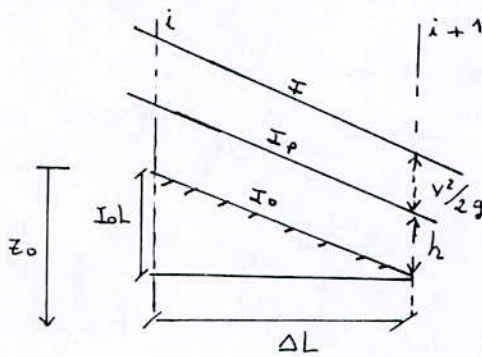
III.2. Calcul du remous:

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un mouvement graduellement varié sont appelées « courbes de remous »

Le remous en un point est la différence entre la profondeur du courant et la profondeur normale du régime uniforme pour le débit considéré.

- Méthode de Pavlovsky:

Les profondeurs d'eau sont calculées pour les sections comprises entre la section de contrôle et l'extrémité du coursier.



I_0 : pente géométrique.

H : hauteur d'eau.

$$H = h + \frac{v^2}{2g}$$

z_0 : cote où $\Delta L = 0$

Pavlovsky a considéré h comme fonction de z et L avec:

$$z = \frac{K_0}{K}$$

K_0 : étant la débitance pour un niveau normal.

K : étant la débitance pour un niveau quelconque.

La pente du canal est supérieure à 0, donc on peut écrire:

$$\frac{dh}{dL} = \frac{I(1 - (K_0^2/K^2))}{1 - J(K_0^2/K^2)} \quad (*)$$

J représente les pentes de charge

$$J = \frac{\alpha c^2 I b}{g P}$$

avec: $d = 1$.

P : périmètre mouillé.

b : largeur du canal.

$$z = \frac{\kappa_0}{\kappa} \rightarrow (*) \text{ devient : } \frac{dh}{dl} = I \frac{1 - (1/z^2)}{1 - J(1/z^2)} = I \frac{z^2 - 1}{z^2 - J}$$

h est une fonction de z et l donc on peut écrire :

$$\frac{dh}{dl} = \frac{dh}{dz} \frac{dz}{dl} = \frac{dz}{dl} \frac{1}{dz/dh}$$

On remplace $\frac{dz}{dh}$ par une constante a égale à la valeur moyenne entre 2 sections (1) et (2).

$$\text{Autrement dit : } \frac{dz}{dh} = \frac{z_2 - z_1}{h_2 - h_1} = a$$

$$\text{donc } dh/dl = \frac{dz}{dl} \frac{1}{a}$$

$$\frac{dh}{dl} = I \frac{z^2 - 1}{z^2 - J} = \frac{dz}{a dl} \rightarrow a I dl = \frac{z^2 - J}{z^2 - 1} dz$$

$$a I dl = dz - \frac{1 - J}{1 - z^2} dz \quad (**)$$

$$J = J_{\text{moy}} = \frac{J_1 + J_2}{2}$$

On intègre (**) entre les sections (1) et (2), on trouve :

$$\Delta L_{(1-2)} = \frac{1}{aI} \left[(z_2 - z_1) - \frac{1 - J}{2} \text{Ln} \frac{(1 + z_2)(1 - z_1)}{(1 - z_2)(1 + z_1)} \right] \text{ pour } z_i < 1$$

$$\Delta L_{(1-2)} = \frac{1}{aI} \left[(z_2 - z_1) - \frac{1 - J}{2} \text{Ln} \frac{(1 + z_2)(z_1 - 1)}{(z_2 - 1)(z_1 + 1)} \right] \text{ pour } z_i > 1$$

CHAPITRE IV

ETUDE DES VARIANTES D'EVACUATEURS

A - Evacuateurs à surface libre :

I - Evacuateur en bec de canard :

Sa forme rectiligne lui permet une bonne alimentation avec un écoulement non perturbé.

I-1 - Données du laminage :

- Largeur deversante $B = 180 \text{ m}$
- Débit laminaire $Q = 1120 \text{ m}^3/\text{s}$
- Charge deversée $h_d = 2 \text{ m}$

I-2 - Deversoit :

On considère le deversoir type Greager :

Profil Greager pour $h_d = 1 \text{ m}$		Profil Greager pour $h_d = 2 \text{ m}$	
x_1	y_1	$x = x_1 h_d$	$y = y_1 h_d$
0	0.126	0	0.252
0.2	0.007	0.4	0.014
0.4	0.006	0.8	0.012
0.6	0.06	1.2	0.12
0.8	0.146	1.6	0.292
1	0.256	2	0.512
1.2	0.394	2.4	0.788
1.4	0.564	2.8	1.128
1.6	0.764	3.2	1.528
1.8	0.987	3.6	1.974
2	1.235	4	2.47
2.2	1.508	4.4	3.016
2.4	1.804	4.8	3.608
2.6	2.122	5.2	4.244
2.8	2.462	5.6	4.924
3	2.824	6	5.648

Le deversoir en bec de canard est représenté par cette forme :

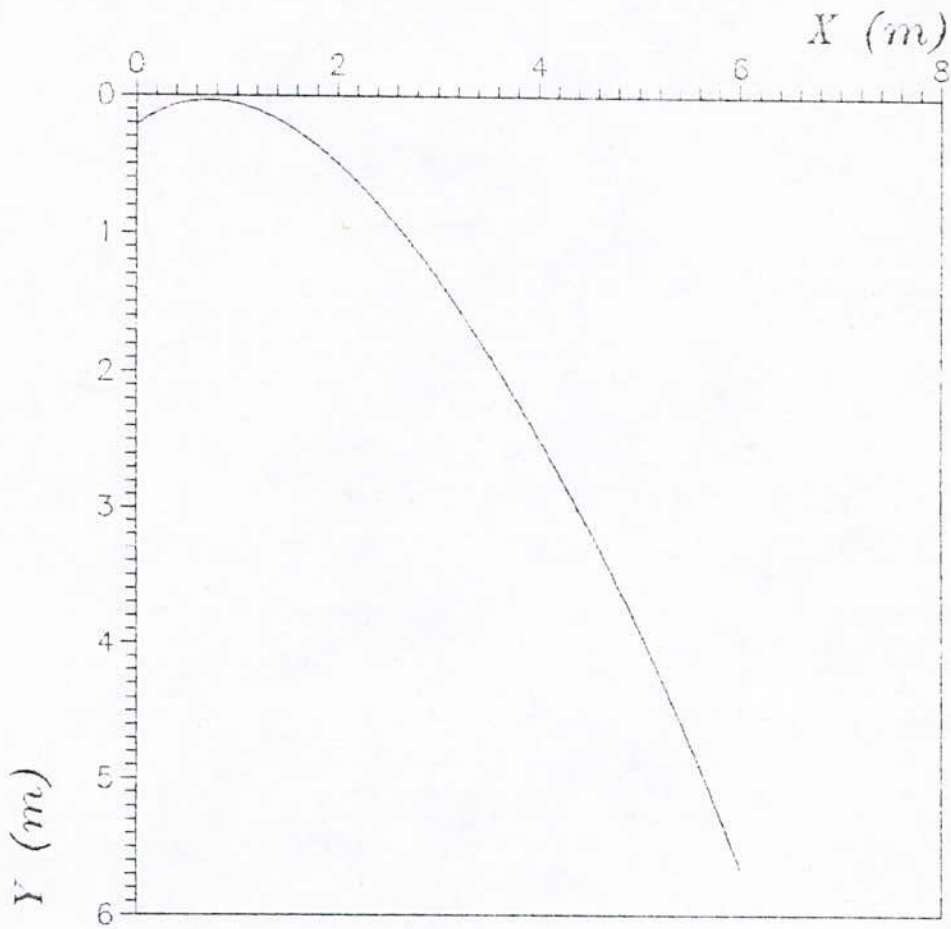


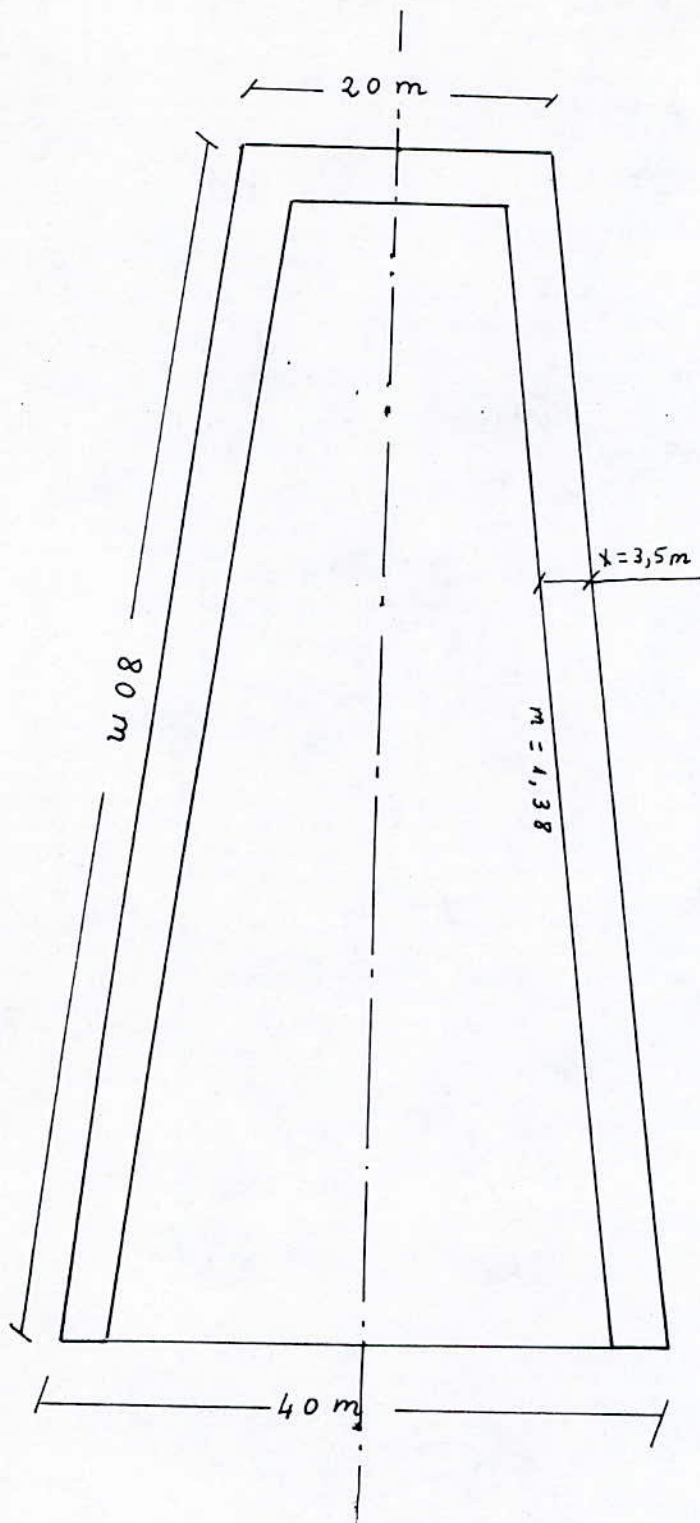
$$m = \frac{1}{\text{tg } \theta}$$

avec $\theta = 35,86^\circ$

donc $m = 1,38$

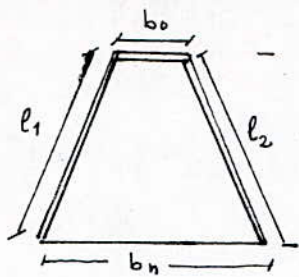
Profil CREACER





Echelle : 1/500

DEVERSOIR EN BEC DE CANARD



Le débit laminaire se deverse par un deversoir frontal de largeur $b_0 = 20\text{ m}$.
Et par deux deversoirs latéraux de largeurs l_1 et l_2

La largeur deversante totale :

$$B = l_1 + l_2 + b_0 = 180\text{ m}$$

$$l_1 = l_2 = l$$

$$B = 2l + b_0$$

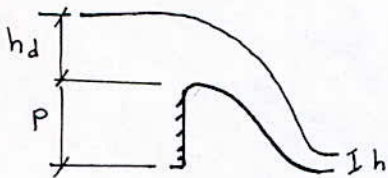
$$b_n = 40\text{ m}$$

Le débit unitaire est donné par :

$$q = \frac{Q}{B}$$

$$q = 6,22\text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

- hauteur de sortie du deversoir h :



Bernoulli donne :

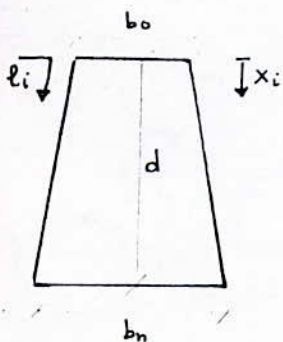
$$H = h_d + P = \frac{q^2}{2gh^2} + h$$

H : charge totale

on choisit une hauteur de pelle $P = 2\text{ m}$

$$\text{donc } \frac{1,97}{h^2} + h = 4$$

Après iterations, on trouve $h = 0,78\text{ m}$



Pour simplifier les calculs, on considère le bec de canard comme un trapèze, qu'on divise en plusieurs tranchées et on cherche la pente du bassin deversoir.

- Largeur de la tranchée :

$$b_i = b_0 + \frac{(b_n - b_0)}{d} x_i$$

$$b_i = 20 + 0,25 x_i$$

x_i : variant de 0 à d .

On suppose le régime uniforme : $h_1 = h_2 = \dots = h_n = 0,78\text{ m}$

- section mouillée :

$$S_i = h (b_i + m h) \rightarrow S_i = 0,78 (b_i + 1,076)$$

- périmètre mouillé :

$$P_i = b_i + 2h\sqrt{1+m^2} \rightarrow P_i = b_i + 2,66$$

- Le rayon hydraulique $R_i = S_i / P_i$

- Le débit passant par chaque tranchée

$$Q_i = Q_0 + 2q_{li}$$

Q_0 : débit passant par le deversoir frontal de largeur $b_0 = 20\text{ m}$

$2q_{li}$: débit passant par les 2 deversoirs latéraux

$$Q_0 = q b_0 = 6,22 \times 20 = 124,44 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_i = 124,44 + 12,144 l_i$$

l_i variant de 0 à $l = 80\text{ m}$

- La vitesse : $V_i = Q_i / S_i$

- Le coefficient de Chezy :

$$C_i = \frac{1}{n} R_i^{1/6}$$

$\frac{1}{n} = K$ avec K : coefficient de rugosité qui dépend du type de revêtement.

On choisit un revêtement de béton lisse avec joints $\rightarrow n = 0,014$

- Les pentes sont calculées, en utilisant la formule de Chezy.

$$V_i = C_i \sqrt{R_i I_i} \quad \rightarrow \quad I_i = \left(\frac{V_i}{C_i} \right)^2 \frac{1}{R_i}$$

Tableau récapitulatif :

l_i (m)	h (m)	b_i (m)	S_i (m ²)	P_i (m)	R_i (m)	Q_i (m ³ /s)	V_i (m/s)	C_i	I_i
0	0.78	20	16.44	22.66	0.726	124,4	7.57	67.71	0.0172
10	0.78	22,5	18.39	25.16	0.731	248.8	13.53	67.79	0.0545
20	0.78	25	20.34	27.66	0.735	373.2	18.35	67.86	0.0995
30	0.78	27.5	22.29	30.16	0.739	497.6	22.32	67.92	0.146
40	0.78	30	24.24	32.66	0.742	622	25.66	67.97	0.192
50	0.78	32.5	26.19	35.16	0.745	746.4	28.5	68.01	0.236
60	0.78	35	28.14	37.66	0.747	870.8	30.95	68.04	0.277
70	0.78	37.5	30.09	40.16	0.749	995.2	33.07	68.07	0.315
80	0.78	40	32.04	42.66	0.751	1120	34.96	68.1	0.351

Le régime qu'on a supposé uniforme ne l'est pas en fait, on choisit donc une pente constante (pour raisons de sécurité, on prend la plus petite) et on recalcule la charge pour chaque tranchée.

$$I = 0,0172$$

D'après Chezy : $Q = VS = c\sqrt{Ri}$ avec $c = \frac{1}{n} R^{1/6}$

$$\frac{Q_i}{K\sqrt{I}} = \frac{S_i^{5/3}}{P_i^{2/3}} = \frac{[h_i(b_i + 1,38 h_i)]^{5/3}}{[b_i + 3,4 h_i]^{2/3}}$$

Pour chaque tranchée, on recalcule les h_i et les autres paramètres du tableau, en considérant une pente constante de 0,0172

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

l_i (m)	h_i (m)	b_i (m)	S_i (m ²)	P_i (m)	R_i (m)	Q_i (m ³ /s)	V_i (m/s)	C_i
0	0.78	20	16.44	22.66	0.726	124.4	7.57	67.71
10	1.1	22.5	26.42	26.24	1.01	248.8	9.42	71.55
20	1.32	25	35.4	29.49	1.2	373.2	10.54	73.63
30	1.48	27.5	43.72	32.53	1.34	497.6	11.38	75
40	1.62	30	52.22	35.51	1.47	622	11.91	76.17
50	1.71	32.5	59.61	38.31	1.56	746.4	12.52	76.92
60	1.8	35	67.47	41.12	1.64	870.8	12.91	77.57
70	1.88	37.5	75.38	43.89	1.72	995.2	13.2	78.19
80	1.93	40	82.34	46.56	1.77	1120	13.6	78.56

Calcul hydraulique du déversoir :

1. Profondeur critique h_c :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b_n^2}}$$

$$\left. \begin{array}{l} b_n = 40 \text{ m} \\ Q = 1120 \text{ m}^3/\text{s} \\ \alpha = 1 \end{array} \right\} \rightarrow h_c = 4,31 \text{ m}$$

2. Pente critique du déversoir :

D'après Manning pour $h = h_c$

$$Q = K \frac{S_m^{5/3}}{P_m^{2/3}} I_c^{1/2}$$

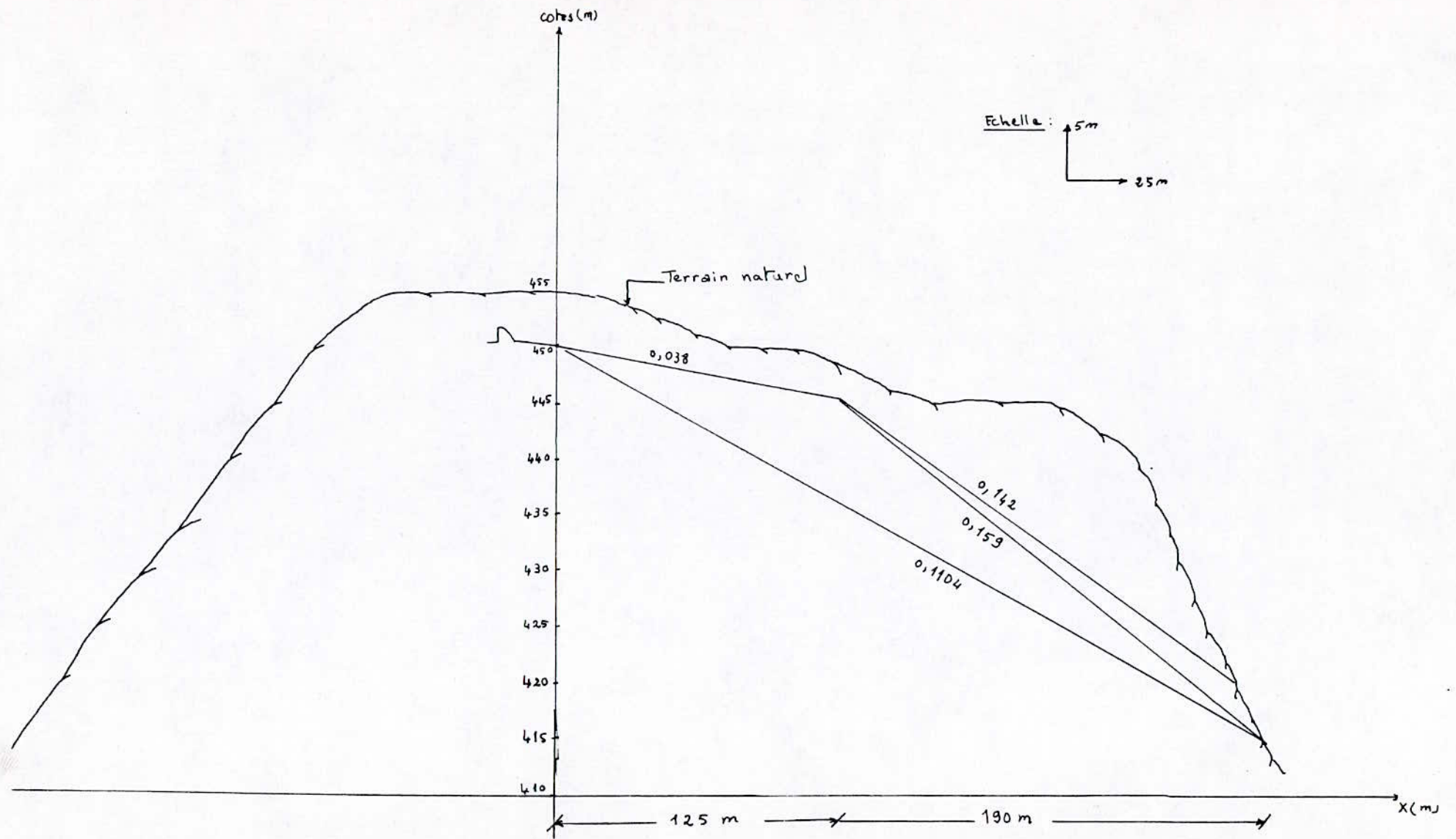
$$I_c = \left[\frac{Q P_m^{2/3}}{K S_m^{5/3}} \right]^2$$

$$S_m = b_n \cdot h_c = 172,4 \text{ m}^2$$

$$P_m = b_n + 2h_c = 48,62 \text{ m}$$

$$I_c = 0,00153 = 0,153 \%$$

$I = 0,0172 > I_c = 0,00153$, donc le régime d'écoulement à la sortie du déversoir est torrentiel.



Profil en long de l'évacuateur avec différentes variantes de pentes du coursier

I-3 COURSIER :

Il a pour rôle de ramener le débit de crue laminé vers le lit de l'oued.

Calcul hydraulique :

1^{ère} Variante :

Le coursier a la forme d'un canal rectangulaire de largeur égale à 40 m et sera constitué par 2 tronçons dont les pentes géométriques sont : $I_1 = 0,038$ et $I_2 = 0,142$

1 - Calcul du 1^{er} tronçon : $I_1 = 0,038$

- Largeur du coursier $b_c = 40$ m.

- débit spécifique dans le coursier $q_c = \frac{Q}{b_c} = 28 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$.

* La hauteur critique

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha q_c^2}{g}} = 4,31 \text{ m}$$

* Pente critique

$$I_c = \frac{Q^2}{C_c^2 S_c^2 R_c}$$

- la section d'écoulement dans l'état critique

$$S_c = b_c h_c = 172,4 \text{ m}^2.$$

- périmètre mouillé à l'état critique :

$$P_c = b_c + 2 h_c = 48,62 \text{ m}$$

- Rayon hydraulique critique :

$$R_c = \frac{S_c}{P_c} = 3,55 \text{ m}$$

- vitesse critique :

$$V_c = \frac{Q}{S_c} = 6,5 \text{ m/s}.$$

- coefficient de Chezy :

$$C_c = \frac{1}{n} R_c^{1/6} = 88,22.$$

$$\text{d'où } I_c = 0,00153 = 0,153 \%$$

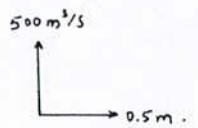
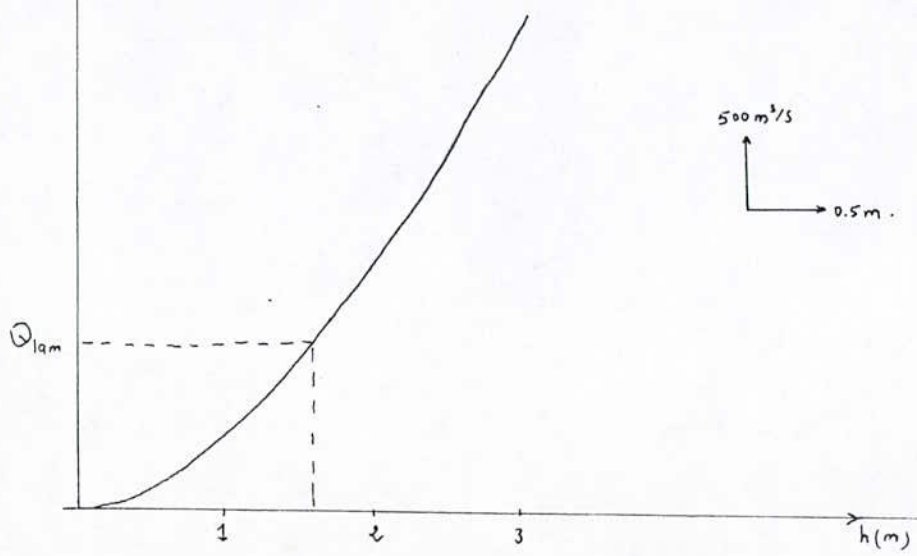
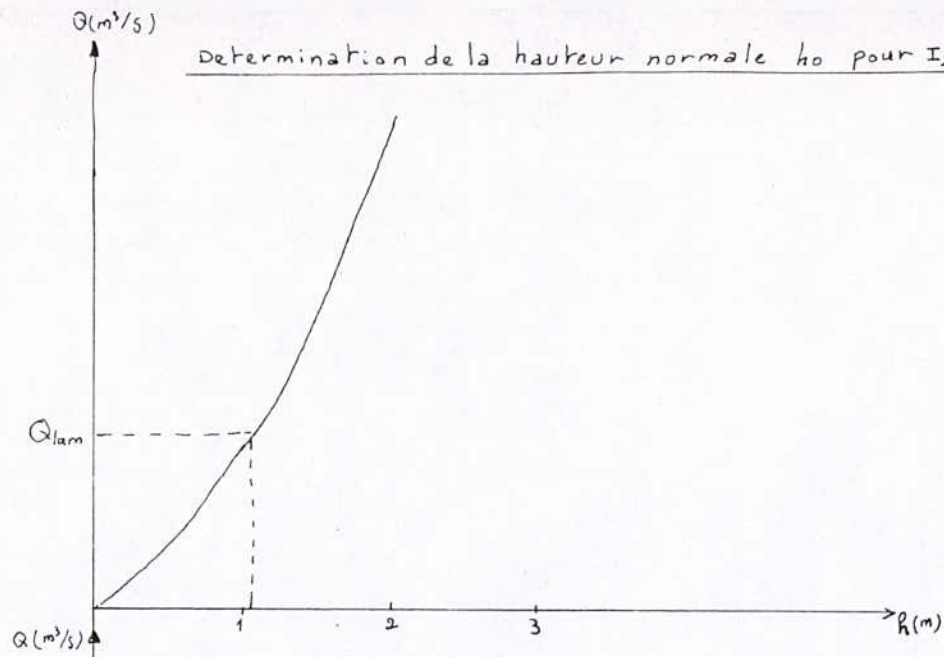
$I_1 = 3,8\% > I_c = 0,153\%$, donc le régime d'écoulement dans le premier tronçon du coursier est torrentiel.

* Profondeur normale h_0

$$\text{On a } Q = S_0 C_0 \sqrt{R_0 I_0}$$

$$S_0 = b_0 h_0.$$

Determination de la hauteur normale h_0 pour $I_2 = 0,142$



Determination de la hauteur normale h_0 pour $I_1 = 0,038$.

-92-

$$P_0 = b_0 + 2h_0 \quad \text{et} \quad C_0 = \frac{1}{n} R_0^{1/6} = \frac{1}{n} \left(\frac{S_0}{P_0} \right)^{1/6}$$

$$\text{on tire : } Q = \frac{\sqrt{I_1}}{n} \frac{(40h_0)^{5/3}}{(40+2h_0)^{2/3}}$$

On trace $Q = f(h_0)$ et on tire la valeur de h_0 correspondant à $Q = 1120 \text{ m}^3/\text{s}$.

On trouve $h_0 = 1,6 \text{ m}$.

- La débitance $K_0 = S_0 C_0 \sqrt{R_0} = b_0 h_0 \frac{1}{n} R_0^{2/3}$

$$K_0 = \frac{1}{n} \frac{(b_0 h_0)^{5/3}}{(b_0 + 2h_0)^{2/3}}$$

$$K_0 = 5940,86.$$

2. Calcul du 2^e tronçon $I_2 = 0,142$

- La pente et profondeur critique sont les mêmes que ceux du premier tronçon

$$h_c = 4,31 \text{ m} \quad \text{et} \quad I_c = 0,153 \%$$

$I_2 = 14,2\% > 0,153\% \rightarrow$ le régime d'écoulement dans le 2^e tronçon est aussi torrentiel.

- Profondeur normale

$$Q = \frac{\sqrt{I_2}}{n} \frac{(b_0 h_0)^{5/3}}{(b_0 + 2h_0)^{2/3}}$$

$$\begin{cases} b_0 = 40 \text{ m} \\ n = 0,014 \\ I_2 = 0,142 \end{cases}$$

On trace $Q = f(h_0)$, et on tire la valeur de h_0 correspondant au débit $Q = 1120 \text{ m}^3/\text{s}$, on trouve $h_0 = 1,075 \text{ m}$.

$$\text{Le rayon hydraulique } R_0 = \frac{S_0}{P_0} = \frac{b_0 h_0}{b_0 + 2h_0} = 1,02 \text{ m}$$

$$\text{La débitance } K_0 = \frac{1}{n} b_0 h_0 R_0^{2/3} = 3112,25.$$

calcul du remous :

Pour le calcul du remous dans le coursier, on utilise la méthode de PAVLOWSKY dont l'expression est donnée par :

$$\Delta L = \frac{1}{qI} \left[(z_{i+1} - z_i) - \frac{1 - J_{\text{moy}}}{2} \ln \frac{(1 + z_{i+1})(1 - z_i)}{(1 - z_{i+1})(1 + z_i)} \right] \quad \text{pour } z_i < 1$$

$$\text{et } \Delta L = \frac{1}{qI} \left[(z_{i+1} - z_i) - \frac{1 - J_{\text{moy}}}{2} \ln \frac{(z_{i+1} + 1)(z_i - 1)}{(z_{i+1} - 1)(z_i + 1)} \right] \quad \text{pour } z_i > 1$$

1^{er} tronçon:

$$b = 40 \text{ m} , I_1 = 0,038 , K_0 = 5940,86 , L = 125 \text{ m} , I_c = 0,00153$$

$I_1 > I_c \rightarrow$ regime torrentiel .

$$h_0 = 1,6 \text{ m} , h_c = 4,31 \text{ m} , h = 1,93 \text{ m} .$$

$h_0 < h < h_c \rightarrow$ classe $S_2 \rightarrow$ h decroit à l'aval vers le niveau uniforme , la ligne d'eau diminue et la vitesse augmente , le mouvement est donc accéléré .

h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	K	E	J	J _{moy}	a	ΔL (m)	L (m)
1.93	77.2	43.86	1.76	78.49	8038.7	1.353	21.77	21.76	1.1	6.43	6.43
1.92	76.8	43.84	1.752	78.43	7972.8	1.342	21.75	21.735	1.2	6.69	13.12
1.91	76.4	43.82	1.743	78.36	7903.8	1.330	21.72	21.71	1	6.95	20.07
1.90	76	43.8	1.735	78.3	7838.4	1.320	21.7	21.685	1.2	7.23	27.3
1.89	75.6	43.78	1.727	78.24	7773.2	1.308	21.67	21.655	1.1	7.54	34.84
1.88	75.2	43.76	1.718	78.17	7704.9	1.297	21.64	21.63	1.1	7.87	42.71
1.87	74.8	43.74	1.71	78.11	7640.2	1.286	21.62	21.605	1.2	8.23	50.94
1.86	74.4	43.72	1.7	78.03	7569.4	1.274	21.59	21.58	1	8.61	59.55
1.85	74	43.7	1.693	77.98	7508.3	1.264	21.57	21.56	1.1	9	68.56
1.84	73.6	43.68	1.685	77.92	7444.4	1.253	21.55	21.525	1.1	9.45	78
1.83	73.2	43.66	1.677	77.86	7380.6	1.242	21.52	21.505	1.1	9.94	87.94
1.82	72.8	43.64	1.668	77.79	7313.9	1.231	21.49	21.475	1.1	10.48	98.42
1.81	72.4	43.62	1.66	77.72	7249.8	1.22	21.46	21.45	1	11.04	109.46
1.80	72	43.6	1.65	77.65	7181.5	1.21	21.44	21.42	1.3	11.73	121.19
1.79	71.6	43.58	1.64	77.57	7112.6	1.197	21.4	21.4	0.5	2.43	123.62
1.788	71.52	43.572	1.641	77.575	7107.3	1.196	21.4	21.4	1	1.22	124.84
1.787	71.48	43.57	1.64	77.567	7100.5	1.195	21.4				

2^e tronçon:

$b = 40 \text{ m}$, $I_2 = 0,142$, $K_0 = 3112,25$, $L = 177,5 \text{ m}$, $I_c = 0,00153$

$I_2 > I_c \rightarrow$ le regime d'écoulement est torrentiel.

$h_0 = 1,075 \text{ m}$, $h_c = 4,31 \text{ m}$, $h = 1,787 \text{ m}$.

$h_0 < h < h_c \rightarrow$ classe S_2 , la ligne d'eau diminue.

h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	K	E	J	J _{moy}	a	ΔL (m)	L (m)
1.787	71.48	43.57	1.64	77.57	7100.4	2.28	79.95				
1.777	71.08	43.55	1.632	77.5	7037.7	2.26	79.85	79.9	2	1.285	1.285
1.767	70.68	43.53	1.623	77.43	6972.4	2.24	79.74	79.8	2	1.313	2.598
1.757	70.28	43.51	1.615	77.37	6910.1	2.22	79.65	79.7	2	1.342	3.94
1.747	69.88	43.49	1.607	77.31	6848.1	2.2	79.55	79.6	2	1.373	5.31
1.737	69.48	43.47	1.598	77.23	6783.5	2.18	79.44	79.5	2	1.404	6.714
1.727	69.08	43.45	1.59	77.17	6721.8	2.16	79.35	79.4	2	1.437	8.151
1.717	68.68	43.43	1.581	77.1	6657.7	2.14	79.23	79.3	2	1.471	9.622
1.707	68.28	43.41	1.573	77.03	6596.6	2.12	79.14	79.2	2	1.506	11.128
1.697	67.88	43.39	1.564	76.96	6532.9	2.1	79.02	79.1	2.1	1.544	12.672
1.687	67.48	43.37	1.556	76.89	6472.3	2.08	78.92	79	1.9	1.723	14.395
1.677	67.08	43.35	1.547	76.82	6409	2.06	78.8	78,9	2	1.761	16.156
1.667	66.68	43.33	1.539	76.75	6348.8	2.04	78.71	78.8	2	1.8	17.958
1.657	66.28	43.31	1.53	76.68	6286.1	2.02	78.59	78.7	2	1.845	19.8
1.647	65.88	43.29	1.522	76.61	6226.4	2	78.49	78.5	2	1.89	21.69
1.637	65.48	43.27	1.513	76.53	6164.1	1.98	78.37	78.4	2	1.94	23.63
1.627	65.08	43.25	1.505	76.47	6104.9	1.96	78.27	78.3	2	1.98	25,61
1.617	64.68	43.23	1.496	76.39	6043.1	1.94	78.15	78.2	2	2.036	27.646
1.607	64.28	43.21	1.487	76.31	5981.7	1.92	78.03	78.1	2	2.09	29.735
1.597	63.88	43.19	1.479	76.24	5923.1	1.9	77.92	78	2	2.144	31.88

1.597	63.88	43.19	1.48	76.243	5923.1	1.9	77.92				
1.587	63.48	43.17	1.47	76.165	5862.1	1.88	77.8	77.9	1.7	2.127	34
1.577	63.08	43.15	1.462	76.095	5803.9	1.86	77.69	77.7	1.9	2.252	36.26
1.567	62.68	43.13	1.453	76.018	5743.5	1.85	77.57	77.6	1.9	2.31	38.57
1.557	62.28	43.11	1.445	75.948	5685.9	1.83	77.46	77.5	1.8	2.373	40.94
1.547	61.88	43.09	1.436	75.869	5625.9	1.81	77.34	77.4	1.9	2.437	43.38
1.537	61.48	43.07	1.427	75.789	5565.5	1.79	77.21	77.3	2	2.508	45.89
1.527	61.08	43.05	1.419	75.719	5509.3	1.77	77.1	77.2	1.8	2.58	48.47
1.517	60.68	43.03	1.41	75.638	5449.9	1.751	76.98	77.04	1.9	2.65	51.12
1.507	60.28	43.01	1.4	75.549	5388.5	1.731	76.83	76.9	2	2.77	53.89
1.497	59.88	43	1.392	75.477	5332.3	1.713	76.7	76.77	1.8	2.82	56.71
1.487	59.48	42.99	1.383	75.395	5273.8	1.695	76.55	76.63	1.8	2.91	59.62
1.477	59.08	42.97	1.375	75.322	5218.1	1.677	76.44	76.5	1.8	2.99	62.61
1.467	58.68	42.95	1.366	75.24	5160.2	1.658	76.31	76.37	1.9	3.09	65.7
1.457	58.28	42.93	1.357	75.157	5102.5	1.639	76.18	76.24	1.9	3.2	68.9
1.447	57.88	42.91	1.349	75.08	5047.3	1.622	76.06	76.12	1.7	3.3	72.2
1.437	57.48	42.89	1.34	75	4990.3	1.603	75.93	75.99	1.9	3.41	75.62
1.427	57.08	42.87	1.33	74.92	4931.8	1.585	75.8	75.86	1.8	3.54	79.16
1.417	56.68	42.85	1.32	74.836	4873.4	1.566	75.67	75.74	1.9	3.67	82.83
1.407	56.28	42.83	1.31	74.754	4815.3	1.547	75.54	75.6	1.9	3.81	86.64
1.397	55.88	42.81	1.305	74.671	4766.7	1.532	75.4	75.47	1.5	3.95	90.59
1.387	55.48	42.79	1.296	74.587	4710.9	1.514	75.27	75.34	1.8	4.09	94.68
1.377	55.08	42.77	1.288	74.5	4659	1.496	75.13	75.2	1.8	4.26	98.93
1.367	54.68	42.75	1.279	74.42	4602.1	1.48	75	75.07	1.6	4.42	103.35
1.357	54.28	42.73	1.27	74.33	4546.8	1.46	74.86	74.93	2	4.62	107.97
1.347	53.88	42.71	1.26	74.25	4490.7	1.44	74.73	74.8	2	4.85	112.82

1.347	53.88	42.71	1.26	74.25	4490.7	1.44	74.73	74.66	2	5.1	117.92
1.337	53.48	42.69	1.25	74.16	4434.2	1.42	74.58				
1.327	53.08	42.67	1.244	74.07	4385.1	1.41	74.44	74.51	1	5.31	123.23
1.317	52.68	42.65	1.235	73.99	4331.6	1.39	74.31	74.38	2	6.07	129.3
1.307	52.28	42.63	1.226	73.9	4277.9	1.37	74.17	74.24	2	5.85	135.16
1.297	51.88	42.61	1.217	73.81	4224.4	1.357	74.02	74.1	1.3	6.14	141.3
1.287	51.48	42.59	1.209	73.72	4172.9	1.34	73.88	73.95	1.7	6.43	147.73
1.277	51.08	42.57	1.2	73.63	4119.9	1.32	73.73	73.81	2	6.83	154.56
1.267	50.68	42.55	1.191	73.54	4067.4	1.307	73.58	73.66	1.3	7.22	161.78
1.257	50.28	42.53	1.182	73.45	4015.1	1.29	73.44	73.51	1.7	7.62	169.4
1.247	49.88	42.51	1.173	73.36	3963.1	1.27	73.29	73.37	2	8.17	177.5

2^e Variante:

Le coursier a la forme d'un canal rectangulaire de largeur égale à 40 m et sera constitué de 2 tronçons dont les pentes géométriques sont $I_1 = 0,038$ et $I_3 = 0,159$.

Le 1^{er} tronçon est le même que celui de la première variante.

calcul du 2^e tronçon $I_3 = 0,159$.

- Largeur du coursier $b = 40 \text{ m}$.

- Débit spécifique $q_c = 28 \text{ m}^3/\text{s/m}$

* hauteur critique

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q_c^2}{g}} \quad h_c = 4,31 \text{ m}$$

* Pente critique

$$I_c = \frac{Q^2}{C_c^2 S_c^2 R_c}$$

$$I_c = 0,153 \text{ /}$$

* Calcul de la profondeur normale h_0 :

La profondeur normale est donnée par la relation de Chezy

$$Q = S_0 C_0 \sqrt{R_0 I_3}$$

$$Q = \frac{\sqrt{I_3}}{n} \frac{(b_0 h_0)^{5/3}}{(b_0 + 2h_0)^{2/3}}$$

$$\begin{cases} I_3 = 0,159 \\ b_0 = 40 \text{ m} \\ n = 0,014 \\ Q = 1120 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases} \Rightarrow h_0 = 1 \text{ m}.$$

- La débitance $K_0 = S_0 C_0 \sqrt{R_0}$

$$R_0 = \frac{S_0}{P_0} = \frac{b_0 h_0}{b_0 + 2h_0} \quad R_0 = 0,957 \text{ m}$$

$$K_0 = b_0 h_0 \frac{1}{n} R_0^{2/3}$$

$$K_0 = 2788,35$$

Calcul du remous :

$$I_3 = 0,159 \quad , \quad I_c = 0,00153 \quad , \quad K_0 = 2788,35 \quad , \quad L = 190m$$

$I_3 > I_c \rightarrow$ regime d'ecoulement torrentiel

$$h_c = 4,31m \quad , \quad h_0 = 1m \quad , \quad h = 1,787m$$

$h_0 < h < h_c \rightarrow$ classe $S_2 \rightarrow$ la ligne d'eau diminue.

h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	K	E	J	J _{moy}	a	ΔL (m)	L (m)
1.787	71.48	43.57	1.64	77.57	7100.4	2.546	89.53	89.51	2.2	0.54	0.54
1.782	71.28	43.56	1.636	77.54	7069.4	2.535	89.48				
1.777	71.08	43.55	1.632	77.5	7037.4	2.524	89.36	89.42	2.2	1.05	1.59
1.772	70.88	43.54	1.628	77.47	7006.2	2.513	89.31	89.34	2.2	0.55	2.14
1.767	70.68	43.53	1.624	77.44	6975.2	2.502	89.26	89.29	2.2	0.56	2.7
1.762	70.48	43.52	1.619	77.4	6944.1	2.489	89.19	89.23	2.6	0.562	3.26
1.757	70.28	43.51	1.615	77.37	6910.2	2.478	89.14	89.17	2.2	0.568	3.83
1.752	70.08	43.5	1.61	77.34	6877.2	2.466	89.1	89.12	2.4	0.574	4.4
1.747	69.88	43.49	1.607	77.3	6847.6	2.456	89.02	89.06	2	0.579	4.98
1.742	69.68	43.48	1.602	77.27	6814.8	2.444	88.97	89	2.4	0.585	5.57
1.737	69.48	43.47	1.598	77.23	6783.2	2.433	88.9	88.94	2.2	0.591	6.16
1.732	69.28	43.46	1.594	77.2	6752.6	2.422	88.85	88.88	2.2	0.596	6.75
1.727	69.08	43.45	1.59	77.17	6722	2.41	88.8	88.83	2.4	0.602	7.35
1.722	68.88	43.44	1.585	77.13	6688.5	2.4	88.73	88.77	2	0.608	7.96
1.717	68.68	43.43	1.581	77.1	6658.1	2.388	88.69	88.71	2.4	0.614	8.58
1.712	68.48	43.42	1.578	77.06	6628.9	2.377	88.61	88.65	2.2	0.621	9.2
1.707	68.28	43.41	1.573	77.03	6596.6	2.366	88.57	88.59	2.2	0.627	9.82
1.702	68.08	43.40	1.569	76.99	6565.5	2.355	88.49	88.53	2.2	0.633	10.46
1.697	67.88	43.39	1.564	76.96	6533.2	2.343	88.45	88.47	2.4	0.64	11.1
1.692	67.68	43.38	1.56	76.92	6502.2	2.332	88.37	88.41	2.2	0.647	11.74
1.687	67.48	43.37	1.556	76.89	6472.2	2.321	88.33	88.35	2.2	0.654	12.4

1.687	67.48	43.37	1.556	76.89	6472.2	2.321	88.33				
								88.29	2.2	0.661	13.06
1.682	67.28	43.36	1.552	76.85	6441.3	2.31	88.25				
								88.23	2	0.667	13.73
1.677	67.08	43.35	1.547	76.82	6409.3	2.3	88.21				
								88.17	2	0.674	14.4
1.672	66.88	43.34	1.543	76.78	6378.6	2.29	88.13				
								88.11	2	0.68	15.08
1.667	66.68	43.33	1.539	76.75	6348.8	2.28	88.09				
								88.06	3	0.69	15.77
1.662	66.48	43.32	1.534	76.71	6316.4	2.265	88.02				
								87.99	2	0.7	16.47
1.652	66.08	43.3	1.526	76.64	6256.1	2.244	87.89				
								87.87	2.2	1.418	17.89
1.642	65.68	43.28	1.517	76.57	6194.2	2.221	87.77				
								87.74	2	1.45	19.34
1.632	65.28	43.26	1.509	76.5	6134.6	2.2	87.65				
								87.62	2	1.482	20.82
1.622	64.88	43.24	1.5	76.43	6073.2	2.18	87.53				
								87.5	2.6	1.515	22.34
1.612	64.48	43.22	1.492	76.35	6013.4	2.157	87.39				
								87.37	2.4	1.551	23.89
1.602	64.08	43.2	1.483	76.28	5952.6	2.135	87.27				
								87.24	2.2	1.59	25.48
1.592	63.68	43.18	1.475	76.2	5893.2	2.114	87.13				
								87.11	2.8	1.627	27.1
1.582	63.28	43.16	1.466	76.13	5832.9	2.09	87				
								86.98	2.2	1.669	28.77
1.572	62.88	43.14	1.457	76.06	5772.9	2.07	86.89				
								86.86	2.2	1.701	30.47
1.562	62.48	43.12	1.449	75.98	5714.5	2.05	86.75				
								86.72	2.2	1.746	32.22
1.552	62.08	43.1	1.44	75.91	5655	2.028	86.63				
								86.6	2.2	1.792	34.01
1.542	61.68	43.08	1.432	75.83	5597	2.007	86.49				
								86.38	2.2	2.77	36.78
1.532	61.28	43.06	1.423	75.75	5537.4	1.986	86.34				
								86.27	2.1	1.91	38.69
1.522	60.88	43.04	1.414	75.67	5478	1.965	86.2				
								86.14	2.1	1.962	40.65
1.512	60.48	43.02	1.406	75.6	5421.6	1.944	86.08				
								86.01	2.1	2.02	42.67
1.502	60.08	43	1.397	75.52	5362.8	1.923	85.94				
								85.87	2.1	2.07	44.74
1.495	59.68	42.98	1.388	75.44	5304.3	1.902	85.8				
								85.74	2	2.13	46.87
1.485	59.28	42.96	1.379	75.37	5246.7	1.882	85.68				
								85.84	3.2	1.99	48.86
1.475	58.88	42.94	1.371	75.29	5337.8	1.873	86.01				
								85.94	2	2.1	50.96
1.465	58.48	42.92	1.363	75.21	5281.3	1.852	85.87				

1.465	58.48	42.92	1.363	75.21	5281.3	1.852	85.87	85.8	2.1	2.16	53.11
1.455	58.08	42.9	1.354	75.13	5223.2	1.833	85.73				
1.445	57.68	42.88	1.345	75.05	5165.3	1.812	85.59	85.66	2.1	2.22	55.33
1.435	57.28	42.86	1.336	74.96	5109.7	1.792	85.45	85.52	1.9	2.28	57.62
1.425	56.88	42.84	1.328	74.89	5052.4	1.772	85.3	85.38	2.1	2.35	59.97
1.415	56.48	42.82	1.319	74.8	4995.4	1.752	85.16	85.23	2	2.42	62.39
1.405	56.08	42.8	1.31	74.72	4940.6	1.731	85.02	85.09	2	2.49	64.88
1.395	55.68	42.78	1.302	74.64	4884.1	1.711	84.88	84.95	2	2.57	67.46
1.385	55.28	42.76	1.293	74.55	4827.4	1.692	84.71	84.8	2.1	2.66	70.11
1.375	54.88	42.74	1.284	74.47	4771.5	1.672	84.57	84.64	2	2.74	72.86
1.365	54.48	42.72	1.275	74.38	4717.8	1.652	84.43	84.5	1.2	4.45	77.31
1.355	54.08	42.7	1.267	74.3	4661.9	1.632	84.27	84.35	2	2.93	80.24
1.345	53.68	42.68	1.258	74.21	4551.6	1.613	84.12	84.2	2	3.03	83.27
1.335	53.28	42.66	1.249	74.13	4497.2	1.594	83.96	84.04	2	3.14	86.41
1.325	52.88	42.64	1.24	74.04	4444.3	1.574	83.82	83.89	1.9	3.26	89.67
1.315	52.48	42.62	1.231	73.95	4389.9	1.551	83.66	83.74	1.9	3.38	93.04
1.305	52.08	42.6	1.223	73.87	4390.1	1.49	83.49	83.58	2	3.5	96.54
1.295	51.68	42.58	1.214	73.77	4215.5	1.47	82.87	83.18	6	3.84	100.38
1.285	51.28	42.56	1.204	73.68	4162.4	1.45	82.7	82.79	2	1.14	101.52
1.275	50.88	42.54	1.196	73.59	4109.6	1.44	82.54	82.62	2	4.38	105.89
1.265	50.48	42.52	1.187	73.5	4057	1.42	82.38	82.46	2	4.59	110.49
1.255	50.08	42.5	1.178	73.41	4006.5	1.4	82.21	82.3	1	4.76	115.25
1.245	49.68	42.48	1.169	73.32	3953.9	1.38	82.03	82.12	2	4.95	120.2
1.235	49.28	42.46	1.161	73.22	3902.3	1.36	81.87	81.95	2	5.22	125.42
1.225	48.88	42.44	1.152	73.12	3851	1.34	81.7	81.79	2	5.52	130.93
1.215	48.48	42.42	1.143	73.04	3799.4	1.33	81.52	81.61	2	5.85	136.78
1.205	48.08	42.4	1.134	72.94	3748.7	1.31	81.35	81.44	2	6.22	143

1.205	48.08	42.4	1.134	72.94	3748.7	1.31	81.35	81.26	1	6.52	149.52				
1.195	47.68	42.38	1.125	72.85	3699.4	1.29	81.17								
1.185	47.28	42.36	1.116	72.75	3649.3	1.27	81.05					81.11	2	6.85	156.37
1.175	46.88	42.34	1.107	72.65	3598.9	1.25	80.85					80.45	2	7.3	163.68
1.165	46.48	42.32	1.098	72.55	3547.3	1.23	80.68					80.77	2	7.92	171.59
1.155	46.08	42.3	1.089	72.45	3496	1.21	80.5					80.59	2	8.59	180.18
1.145	45.68	42.28	1.08	72.36	3445.1	1.186	80.4					80.4	1.4	9.23	189.4

3^e variante:

Le coursier a la forme d'un canal rectangulaire de largeur 40 m et sera constitué par 1 seul tronçon dont la pente géométrique est $I = 0,1104$ et la longueur est $L = 312,5$ m

- Débit spécifique $q_c = 28 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$.
- hauteur critique $h_c = 4,31$ m.
- pente critique $I_c = 0,153$ %.
- calcul de la profondeur normale h_0 .

D'après Chezy on a :
$$Q = \frac{\sqrt{I}}{n} \frac{(b_0 h_0)^{5/3}}{(b_0 + 2h_0)^{2/3}}$$

$$\begin{cases} Q = 1120 \text{ m}^3/\text{s} \\ I = 0,1104 \\ n = 0,014 \end{cases} \longrightarrow \text{Après itérations, on trouve}$$

$$h_0 = 1,13 \text{ m}.$$

- La débitance $K_0 = S_0 C_0 \sqrt{R_0}$

$$R_0 = \frac{h_0 b_0}{2h_0 + b_0} \quad R_0 = 1,07 \text{ m}$$

$$K_0 = 3376,63.$$

calcul duremous:

On utilise la méthode de "PAVLOWSKY"

$$I = 0,1104, \quad I_c = 0,00153, \quad K_0 = 3376,63, \quad L = 312,5 \text{ m}.$$

$I > I_c \rightarrow$ régime d'écoulement torrentiel.

$$h = 1,93 \text{ m}, \quad h_0 = 1,13 \text{ m}, \quad h_c = 4,31 \text{ m}.$$

$h_0 < h < h_c \rightarrow$ classe $S_2 \rightarrow$ la ligne d'eau diminue.

h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	K	E	J	J _{moy}	a	ΔL (m)	L (m)
1.93	77.2	43.86	1.76	78.49	8038.7	2.38	63.23				
1.92	76.8	43.84	1.752	78.43	7972.8	2.36	63.16	63.2	2	1.31	1.31
1.91	76.4	43.82	1.743	78.36	7903.8	2.34	63.08	63.12	2	1.34	2.65
1.9	76	43.8	1.735	78.3	7838.4	2.32	63	63.04	2	1.36	4
1.89	75.6	43.78	1.727	78.24	7773.2	2.3	62.94	62.97	2	1.39	5.39
1.88	75.2	43.76	1.718	78.17	7704.9	2.281	62.86	62.9	1.9	1.42	6.8

1.88	75.2	43.76	1.718	78.17	7704.9	2.281	62.86				
1.87	74.8	43.74	1.71	78.11	7640.2	2.263	62.79	62.83	1.8	1.44	8.24
1.86	74.4	43.72	1.7	78.03	7569.4	2.242	62.69	62.74	2.1	1.46	9.7
1.85	74	43.7	1.693	77.98	7508.3	2.224	62.64	62.67	1.8	1.49	11.19
1.84	73.6	43.68	1.685	77.92	7444.4	2.205	62.57	62.61	1.9	1.52	12.71
1.83	73.2	43.66	1.677	77.86	7380.6	2.186	62.5	62.54	1.9	1.55	14.26
1.82	72.8	43.64	1.668	77.79	7313.9	2.166	62.42	62.46	2	1.58	15.84
1.81	72.4	43.62	1.66	77.72	7249.8	2.147	62.34	62.38	1.9	1.61	17.46
1.8	72	43.6	1.65	77.65	7181.5	2.127	62.25	62.3	2	1.65	19.1
1.79	71.6	43.58	1.64	77.57	7112.6	2.106	62.15	62.2	2.1	1.68	20.79
1.78	71.2	43.56	1.635	77.53	7058.4	2.09	62.12	62.14	1.6	1.72	22.51
1.77	70.8	43.54	1.626	77.46	6993.1	2.071	62.03	62.08	1.9	1.75	24.26
1.76	70.4	43.52	1.618	77.39	6930.2	2.052	61.95	61.99	1.9	1.79	26.05
1.75	70	43.5	1.609	77.32	6865.4	2.033	61.87	61.91	1.9	1.83	27.88
1.74	69.6	43.48	1.6	77.25	6800.9	2.014	61.78	61.83	1.9	1.87	29.75
1.73	69.2	43.46	1.59	77.19	6735.4	1.995	61.72	61.75	1.9	1.91	31.66
1.72	68.8	43.44	1.584	77.12	6677.8	1.978	61.63	61.68	1.7	1.96	33.62
1.71	68.4	43.42	1.575	77.05	6614	1.959	61.55	61.59	1.9	1.99	35.62
1.7	68	43.4	1.567	76.98	6552.7	1.94	61.46	61.51	1.9	2.05	37.67
1.69	67.6	43.38	1.566	76.95	6511.2	1.93	61.76	61.8	2	2.08	37.75
1.68	67.2	43.36	1.557	76.9	6448.1	1.91	61.68	61.72	2	2.14	41.89
1.67	66.8	43.34	1.548	76.83	6385.3	1.891	61.59	61.64	1.9	2.2	44.09
1.66	66.4	43.32	1.54	76.76	6324.8	1.873	61.51	61.55	1.8	2.25	46.34
1.65	66	43.3	1.53	76.69	6260.8	1.854	61.43	61.47	1.9	2.31	48.64
1.64	65.6	43.28	1.523	76.61	6202.1	1.837	61.33	61.38	1.7	2.36	51.01
1.63	65.2	43.26	1.514	76.54	6140.4	1.819	61.24	61.29	1.8	2.42	53.43
1.62	64.8	43.24	1.506	76.47	6081.1	1.8	61.16	61.2	1.9	2.49	55.92

1.62	64.8	43.24	1.506	76.47	6081.1	1.8	61.16				
1.61	64.4	43.22	1.497	76.4	6019.9	1.783	61.08	61.12	1.7	2.56	58.47
1.6	64	43.2	1.488	76.32	5958.3	1.765	60.98	61.03	1.8	2.62	61.09
1.59	63.6	43.18	1.48	76.25	5899.7	1.747	60.89	60.94	1.8	2.7	63.79
1.58	63.2	42.96	1.471	76.18	5839.4	1.729	60.81	60.85	1.8	2.77	66.57
1.57	62.8	42.94	1.463	76.1	5780.5	1.712	60.71	60.76	1.7	2.85	69.42
1.56	62.4	42.92	1.454	76.03	5720.7	1.694	60.63	60.67	1.8	2.94	72.35
1.55	62	42.9	1.445	75.95	5660.5	1.676	60.53	60.58	1.8	3.02	75.38
1.54	61.6	42.88	1.437	75.87	5602.5	1.659	60.43	60.48	1.7	3.12	78.5
1.53	61.2	42.86	1.428	75.8	5543.5	1.642	60.35	60.39	1.7	3.21	81.71
1.52	60.8	42.84	1.419	75.72	5484.1	1.624	60.25	60.3	1.8	3.31	85.02
1.51	60.4	42.82	1.41	75.64	5424.9	1.607	60.15	60.2	1.7	3.42	88.44
1.5	60	42.8	1.402	75.57	5368.8	1.59	60.06	60.11	1.7	3.62	92.06
1.49	59.6	42.78	1.393	75.49	5310.2	1.573	59.97	60.12	1.7	3.65	95.71
1.48	59.2	42.76	1.384	75.41	5251.9	1.555	59.87	59.92	1.8	3.78	99.49
1.47	58.8	42.74	1.376	75.33	5195.8	1.539	59.77	59.82	1.6	3.92	103.41
1.46	58.4	42.72	1.367	75.25	5138.1	1.522	59.67	59.72	1.7	4.05	107.46
1.45	58	42.7	1.358	75.17	5080.7	1.505	59.57	59.62	1.7	4.21	111.67
1.44	57.6	42.68	1.349	75.09	5023.6	1.488	59.47	59.52	1.7	4.37	116.04
1.43	57.2	42.66	1.341	75	4967.9	1.471	59.36	59.42	1.7	4.54	120.58
1.42	56.8	42.64	1.332	74.92	4911.3	1.455	59.26	59.31	1.6	4.72	125.3
1.41	56.4	42.62	1.323	74.84	4855	1.438	59.16	59.21	1.7	4.92	130.22
1.4	56	42.6	1.315	74.76	4800.9	1.422	59.06	59.11	1.6	5.13	135.35
1.39	55.6	42.58	1.306	74.68	4745.2	1.405	58.96	59.02	1.7	5.36	140.71
1.38	55.2	42.56	1.297	74.59	4689.1	1.389	58.85	58.91	1.6	5.6	146.31
1.37	54.8	42.54	1.288	74.51	4633.9	1.372	58.75	58.8	1.7	5.87	152.18
1.36	54.4	42.52	1.279	74.42	4578.5	1.356	58.63	58.69	1.6	6.16	158.35

1.36	54.4	42.52	1.279	74.42	4578.5	1.356	58.63				
1.35	54	42.5	1.271	74.34	4525.7	1.34	58.54	58.59	1.6	6.48	164.82
								58.48	1.6	6.82	171.64
1.34	53.6	42.48	1.262	74.25	4470.9	1.324	58.42	58.37	1.6	7.19	178.83
1.33	53.2	42.46	1.253	74.16	4416.3	1.308	58.31	58.26	1.6	7.61	186.44
1.32	52.8	42.44	1.244	74.08	4362.6	1.292	58.21	58.15	1.6	8.07	194.52
1.31	52.4	42.42	1.235	73.99	4308.6	1.276	58.09	58.04	1.6	8.59	203.11
1.3	52	42.4	1.226	73.9	4254.9	1.26	57.98	57.93	1.5	9.16	212.27
1.29	51.6	42.38	1.218	73.81	4203.3	1.245	57.87	57.81	1.6	9.8	222.07
1.28	51.2	42.36	1.209	73.72	4150.2	1.229	57.75	57.7	1.6	10.56	232.63
1.27	50.8	42.34	1.199	73.63	4097.1	1.213	57.64	57.59	1.5	11.41	244.03
1.26	50.4	42.32	1.191	73.54	4044.7	1.198	57.53	57.47	1.6	12.39	256.42
1.25	50	42.3	1.182	73.45	3992.7	1.182	57.41	57.36	1.5	13.55	269.97
1.24	49.6	42.28	1.173	73.36	3940.9	1.167	57.3	57.24	1.5	14.89	284.86
1.23	49.2	42.26	1.164	73.26	3888.7	1.152	57.17	57.12	1.6	16.57	301.44
1.22	48.8	42.24	1.155	73.17	3837.5	1.136	57.06	57.02	1	9.95	311.39
1.216	48.6	42.23	1.152	73.13	3817.8	1.131	56.99				

On obtient finalement les résultats suivants:

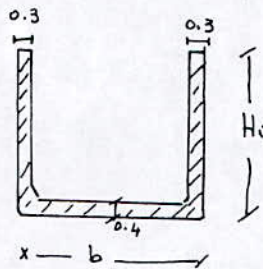
	h_s (m)	V_s (m/s)
1 ^{re} Variante	1.247	22.45
2 ^e Variante	1.145	24.45
3 ^e Variante	1.216	23.03

avec h_s : hauteur de sortie du coursier.
 V_s : vitesse à la sortie du coursier.

Les valeurs des charges et vitesses de sortie, pour les 3 variantes sont peu différentes, donc pour pouvoir choisir la meilleure, on fait une estimation des coûts (béton + excavations)

* Estimation du coût de béton:

On calcule le volume du béton utilisé pour le revêtement du coursier en considérant un canal rectangulaire avec une épaisseur de fondation égale à 0,4 m et une épaisseur des murs égale à 0,3 m.



H_i : hauteur du mur bajoré.
 b : largeur du canal $b = 40$ m.

$$S_i = 0,4 b + 2 \times 0,3 H_i$$

$$S_i = 16 + 0,6 H_i$$

Le volume compris entre 2 sections (1) et (2):

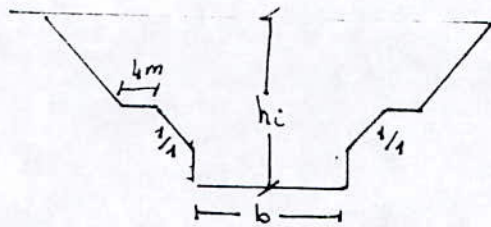
$$V_{1-2} = S_i \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)$$

On évalue le coût du béton à 1200,00 DA / m³.

* Estimation du coût des excavations:

Il est déterminé à partir du profil en long du coursier

les sections si considérés sont de cette forme:



h_i : hauteur du terrain excavé.

on prévoit des bermes de 3 à 4 m

On évalue le coût des excavations à 250,00 DA/m³.

- on calcule d'abord la hauteur des murs bajoyers pour chaque variante:

1^{re} variante:



On calcule la revanche, qu'on ajoute aux tirants d'eau pour déterminer la hauteur du mur.

La revanche est donnée par la formule de "Small dams"

$$F = 2 + 0,025 v \sqrt[3]{h}$$

F en (feet) avec 1 m = 3,28 feet.

v: vitesse en (feet/s)

h: tirant d'eau en (feet)

Point	$\Delta\ell$	h		v		F		H (m)
		(m)	(feet)	(m/s)	(feet/s)	(feet)	(m)	
1	8.75	1.93	6.33	14.51	47.59	4.2	1.28	3.21
2	68.75	1.918	6.29	14.6	47.89	4.21	1.284	3.2
3	25	1.83	6	15.3	50.18	4.28	1.305	3.135
4	22.5	1.805	5.92	15.51	50.87	4.3	1.311	3.116
5	41.25	1.55	5.08	18.06	59.24	4.55	1.386	2.936
6	52.15	1.39	4.56	20.14	66.06	4.74	1.445	2.835
7	38.75	1.31	4.3	21.37	70.09	4.85	1.478	2.788
8	12.5	1.291	4.23	21.69	71.14	4.88	1.487	2.778
9	32.5	1.247	4.09	22.45	73.64	4.94	1.507	2.754
10		1.787	5.86	15.67	51.4	4.32	1.316	3.103

on prend H = 3,5 m.

2^e Variante



(2 pentes)

On calcule la revanche et la hauteur des murs
Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Point	Δl (m)	h		v		F		H (m)
		(m)	(Feet)	(m/s)	(Feet/s)	(Feet)	(m)	
1	8.75	1.93	6.33	14.51	47.59	4.2	1.28	3.21
2	68.75	1.918	6.29	14.6	47.89	4.21	1.284	3.202
3	25	1.83	6	15.3	50.18	4.28	1.305	3.135
4	22.5	1.805	5.92	15.51	50.87	4.3	1.311	3.116
5	41.25	1.787	5.86	15.67	51.4	4.32	1.316	3.103
6	52.5	1.517	4.98	18.46	60.55	4.59	1.398	2.915
7	38.75	1.316	4.32	21.28	69.8	4.84	1.476	2.792
8	12.5	1.222	4.01	22.91	75.14	4.98	1.52	2.742
9	32.5	1.201	3.94	23.31	76.46	5.02	1.53	2.731
10	12.5	1.158	3.8	24.18	79.31	5.09	1.55	2.711
11		1.145	3.76	24.45	80.2	5.12	1.56	2.705

On prend la hauteur des murs: $H = 3,5 \text{ m}$.

3^e Variante:

0.1104

(1 seul pente)

Les résultats trouvés pour la revanche et hauteur des murs sont représentés dans le tableau suivant:

Bint	Δl (m)	h		v		F		H (m)
		(m)	(Feet)	(m/s)	(Feet/s)	(Feet)	(m)	
1	8.75	1.93	6.33	14.51	47.59	4.2	1.28	3.21
2		1.867	6.12	15	49.19	4.25	1.3	3.163
3	2.5	1.542	5.06	18.16	59.56	4.56	1.39	2.931
4		1.473	4.83	19	62.35	4.63	1.41	2.886
5	63.75	1.348	4.42	20.77	68.13	4.8	1.46	2.81
6		1.285	4.21	21.79	71.47	4.89	1.49	2.77
7	12.5	1.248	4.09	22.44	73.59	4.94	1.51	2.755
8		1.239	4.06	22.6	74.12	4.96	1.511	2.75
9	32.5	1.219	4	22.97	75.34	4.99	1.521	2.74
10		1.216	3.99	23.03	75.53	4.995	1.523	2.739

on prend $H = 3.5$ m. (H : hauteur du mur).

- Les résultats des volumes excavés et volume de béton sont représentés dans les tableaux suivantes pour les 3 variantes.

1^{re} variante:

Section	Vexcavé (m ³)	Vbéton (m ³)
1-2	1883.53	156.83
2-3	11772.41	1230.7
3-4	3035	446.88
4-5	2614.05	401.97
5-6	7147.18	734.73
7-8	24340.84	930.89
8-9	27639.47	685.37
9-10	7853.25	220.87
10-11	8476.65	573.94
Volume total (m ³)	94762.32	5382.18

2^e Variante:

Section	Vexcavé (m ³)	Vbéton (m ³)
1-2	1832.47	156.83
2-3	11370.9	1230.7
3-4	3034.98	446.88
4-5	2732.63	401.97
5-6	9007.35	734.47
6-7	30061.24	929.88
7-8	32198.93	684.33
8-9	9558.88	220.52
9-10	13448.66	573.06
10-11	813.31	220.31
Volume total (m ³)	114059.35	5598.95

3^e variante:

Section	Vexcavé (m ³)	Vbéton (m ³)
1-2	2118.05	156.73
2-3	23314.02	1225.69
3-4	12560.5	443.63
4-5	42127.59	1128.94
5-6	51300.9	927.89
6-7	46224.49	684.23
7-8	12473.75	220.64
8-9	16639.84	573.53
9-10	1178.38	220.55
Volume total (m ³)	207937.52	5581.83

- Sachant le coût de béton et excavations par m^3 et sachant le volume excavé et le volume de béton. on peut déterminer le coût total pour chaque variante. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

	Coût des excavations	Coût du béton	Coût total (MDA)
1 ^{re} Variante	23.69	6.46	30.15
2 ^e Variante	28.51	6.72	35.23
3 ^e Variante	51.98	6.7	58.68

Les coûts sont donnés en Millions de dinars (MDA).

Conclusion:

D'après le calcul du remous et l'estimation des coûts, on conclue que la 1^{re} variante est la plus technico-economique donc c'est celle qu'on garde pour le calcul du remous dans le coursier pour les différents types d'évacuateurs.

I-4 Ouvrage de restitution:

1/ Bassin de dissipation (type amortisseur) Type USBR.

Caractérisé par le nombre de froude.

$$Fr = \frac{V_s}{\sqrt{g h_s}}$$

$$\left. \begin{array}{l} h_1 = h_s = 1,247 \text{ m} \\ V_s = 22,45 \text{ m/s} \end{array} \right\} \rightarrow Fr = 6,42$$

Le bassin type II consiste en blocs situés à l'amont; des blocs deflecteurs qui permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval; et un seuil terminal.

La largeur des blocs est approximativement égale à h_1 , la répartition transversale des blocs et des dents du seuil doit être uniforme.

$$Fr = 6,42 \rightarrow \text{d'après l'abaque (1), on tire } \frac{y_2}{y_1} = 8,3$$

$$\rightarrow y_2 = 8,3 y_1 = 8,3 h_1 = 10,35 \text{ m}.$$

d'après la 3^e abaque, on tire la longueur du bassin.

$$Fr = 6,42 \rightarrow \frac{L}{y_2} = 2,48 \rightarrow L = 25,7 \text{ m}.$$

d'après la 2^e abaque, on tire les hauteurs des blocs chicane et du seuil terminal.

$$\frac{h_4}{\gamma_1} = 0,7 \rightarrow h_4 = 0,87 \text{ m.}$$

$$\frac{h_2}{\gamma_1} = 0,85 \rightarrow h_2 = 1,06 \text{ m.}$$

La vitesse V_s est supérieure à 15 m/s, donc on prolonge le bassin par un bassin en enrochements.

- Revanche dans le bassin de tranquillisation:

$$\text{Elle est donnée par: } R = 0,1 (\gamma_2 + V_s)$$

$$R = 3,28 \text{ m.}$$

2/ Saut de SKI:

- le rayon de courbure de la cuillère est donné par:

$$R \geq 5 h_s$$

h_s : hauteur de sortie du coursier $h_s = 1,247 \text{ m.}$

$$R = 7 \text{ m.}$$

- La ligne d'eau

$Fr = 6,42 > 6 \rightarrow$ le changement de hauteur $h(x)$ est négligeable et donc la hauteur d'eau au travers de l'auge correspond à la hauteur d'eau amont.

$$h = h_s = 1,247 \text{ m.}, v = 22,45 \text{ m/s.}$$

- La trajectoire du jet est donnée par l'expression:

$$y = x \operatorname{tg} \theta - \frac{x^2}{4K(h+h_v) \cos^2 \theta}$$

K : coefficient tenant compte des pertes de l'air

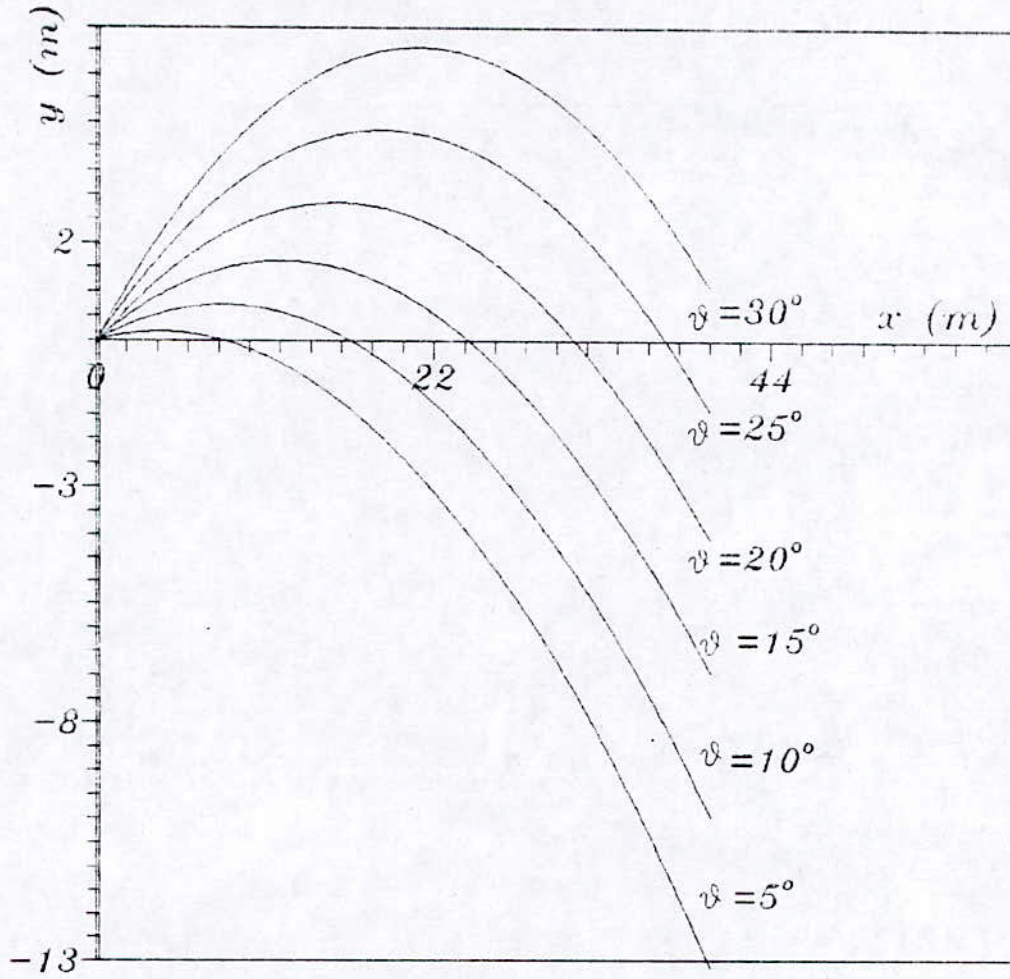
$$K = 0,9.$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = 25,69 \text{ m.}$$

$$y = x \operatorname{tg} \theta - \frac{x^2}{96,9732 \cos^2 \theta}$$

θ (°)	5	10	15	20	25	30	35	40
5	0.175	-0.169	-1.033	-2.416	-4.319	-6.742	-9.684	-13.146
10	0.614	0.697	0.248	-0.733	-2.245	-4.289	-6.865	-9.972
15	1.064	1.575	1.533	0.939	-0.208	-1.907	-4.159	-6.964
20	1.35	2.472	2.832	2.609	1.801	0.41	-1.566	-4.125
25	2.016	3.405	4.165	4.298	3.803	2.681	0.931	-1.447
30	2.541	4.395	5.561	6.04	5.832	4.935	3.352	1.081

Saut de SKI



On choisit $\theta = 25^\circ$:

Le point d'impact du jet est situé à une distance de 38 m de l'auge.

La hauteur de pelle entre la levée du saut de ski et le niveau aval max est tirée de la relation:

$$P = 3 + 4 (1 - \cos \theta) \quad \text{avec } \theta = 25^\circ$$

$$P = 3,37 \text{ m.}$$

conclusion:

Du point de vue économique le saut de ski est un optimum mais vu les conditions géologiques défavorables qui présentent dans la région envisagée pour l'implantation du dissipateur d'énergie, des zones de glissement donc jeu des failles; on opte pour le bassin dissipateur type USBR.

ABOQUE (1)

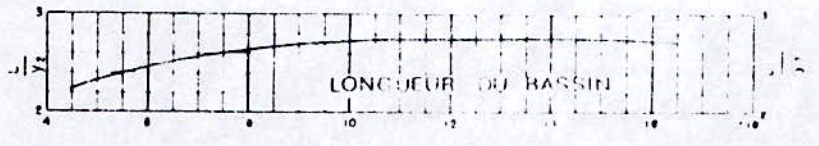
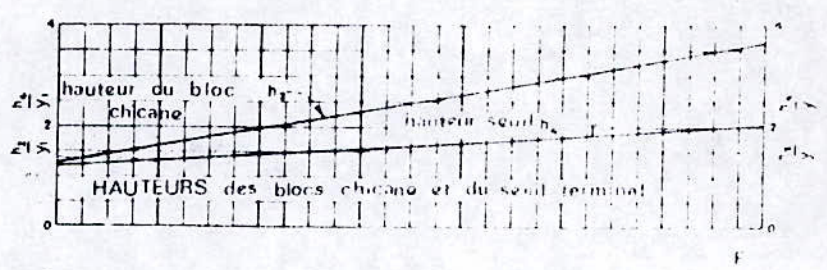
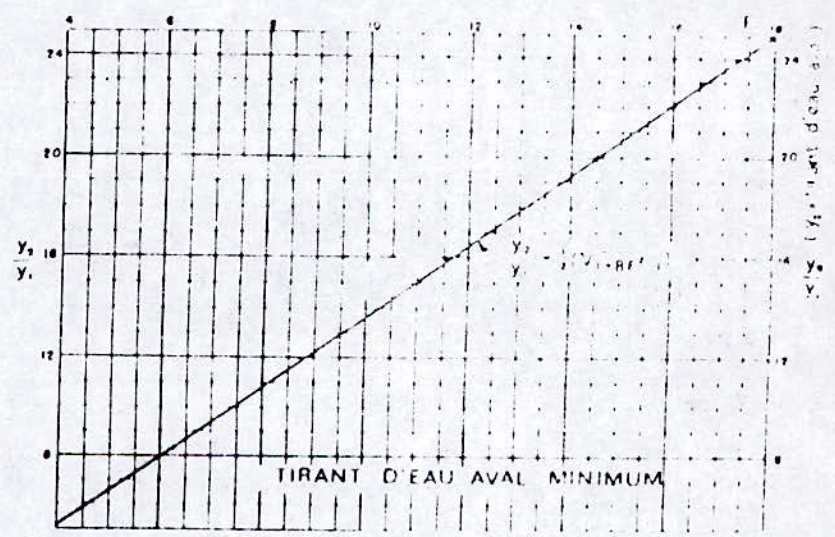
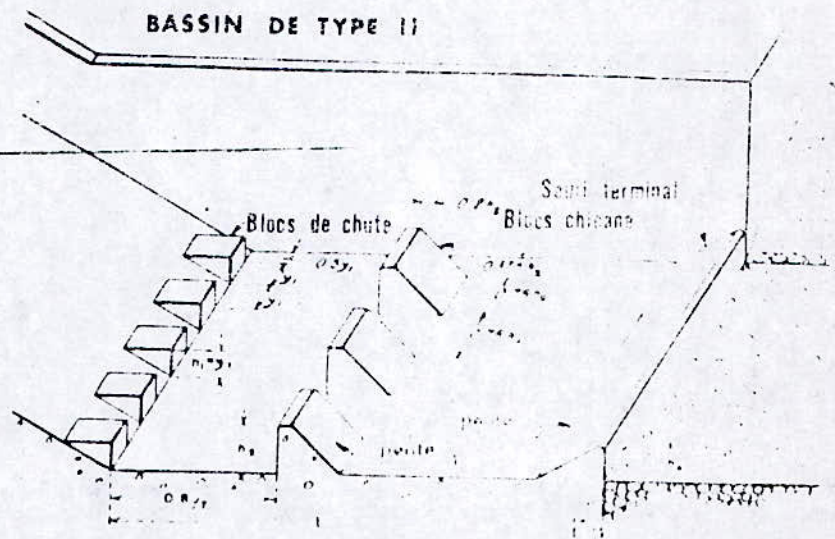


Figure III.57. - Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4.5 et une vitesse de l'eau d'entrée du bassin inférieure à 1.5 m/s.

II Evacuateur labyrinthe:

Son deversoir présente en plan un seuil avec crête en ligne brisée et avec répétition de modules ou cycles polygonales ; son grand développement de la crête lui donne l'avantage d'avoir des dimensions réduites, sans réduire le niveau de sécurité.

Quelques considérations sur les conditions d'utilisation des deversoirs Labyrinthe :

Un deversoir labyrinthe est constitué par une série de murs verticaux de petite épaisseur, disposés en plan selon une directrice polygonale.

Le couronnement a une forme circulaire ou profil "wes".

La structure du seuil deversant présente une épaisseur petite, environ 0,5 m.

L'utilisation d'un deversoir en labyrinthe dans le cas où la largeur disponible, pour l'implantation du seuil, est petite.

Parfois pour éviter les instabilités de l'écoulement, causées par les décollements de la nappe, on peut concevoir des piles d'aération.

- Pour le dimensionnement, la performance du deversoir labyrinthe est désignée par le rapport:

$$q^* = Q_L / Q_N$$

Q_L : débit évacué sur un deversoir labyrinthe.

Q_N : débit évacué sur un deversoir normal.

$$Q_L = \mu_w \cdot W \sqrt{2g} h_d^{3/2}$$

$$Q_N = \mu L \sqrt{2g} h_d^{3/2}$$

La crête du deversoir labyrinthe est toujours à mince paroi, dont le profil présente la forme circulaire type "wes" donnée par l'expression suivante:

$$\frac{y}{h_0} = k \left(\frac{x}{h_0} \right)^n$$

h_0 : charge hydraulique.

k et n sont des paramètres déterminés à partir d'une table en fonction de la pente du parement amont, qui est verticale dans notre cas, donc:

$$k = 0,5$$

$$n = 1,85$$

$$R_1/h_0 = 0,5 \rightarrow R_1 = 1 \text{ m.}$$

$$R_2/h_0 = 0,2 \rightarrow R_2 = 0,4 \text{ m}$$

$$d_1/h_0 = 0,175 \rightarrow d_1 = 0,35 \text{ m.}$$

$$d_2/h_0 = 0,282 \rightarrow d_2 = 0,564 \text{ m.}$$

$$h_0 = 2 \text{ m} \quad \text{donc} \quad \frac{y}{z} = 0,5 \left(\frac{x}{z} \right)^{1,85}$$

Après tracé du profil, on tire la pente et puit le paramètre $m = 1/\text{tg} \theta = 1,38$.

II.1 Deversoir labyrinthe à crête triangulaire en plan:

On considère un seuil labyrinthe, constitué par n modules triangulaires en plan:

- La cote de la crête du seuil est 454,3
- la hauteur du seuil $p = 3,5 \text{ m}$ à la cote 450,8
- Distance entre les murs bajoyers $W = 80 \text{ m}$
- Largeur d'un module $w = W/n = 40 \text{ m}$
avec n : nombre de modules.
- Largeur totale d'un module $l = L/n = 90 \text{ m}$
- Longueur totale de la crête $L = 180 \text{ m}$.
- Angle des murs latéraux du deversoir avec la direction principale de l'écoulement $\alpha = 26^\circ$.
- Longueur des parois longitudinales $b = 45 \text{ m}$.

calcul hydraulique:

Le débit laminaire $Q = 1120 \text{ m}^3/\text{s}$ se déverse par 4 deversoirs latéraux de largeur b chacun.

$$\text{Le débit unitaire } q = Q/L = 6,22 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}.$$

- Calcul de la charge à la sortie du deversoir h .

D'après Bernoulli:

$$H = P + h_0 = h + \frac{q^2}{2gS^2}$$

$$\rightarrow 5,5 = \frac{1,97}{h^2} + h.$$

on trouve après itérations: $h = 0,63 \text{ m}$.

- Détermination de la pente du bassin deversoir

supposons le régime uniforme $\rightarrow h_1 = h_2 = \dots = h_n$.

On divise la section en plusieurs tranchées et on détermine la pente pour chacune.

- Largeur d'une tranchée:

$$b_i = \frac{bn}{d} x_i = \frac{40}{41} x_i$$

- section d'une tranchée:

$$S_i = 0,63(b_i + 0,87).$$

- périmètre:

$$P_i = b_i + 2,15.$$

- debit passant par chaque tranchee:

$$Q_i = 12,44 y_i$$

y_i : variant de 0 à $b = 45$ m

- vitesse dans chaque tranchee:

$$V_i = \frac{Q_i}{S_i}$$

- coefficient de Manning Strickler:

$$C_i = \frac{1}{n} \cdot R_i^{1/6}$$

R_i : rayon hydraulique.

n : coefficient de rugosite.

$$n = 0,014.$$

- Pente du bassin de versoir:

$$I_i = \left(\frac{V_i}{C_i} \right)^2 \frac{1}{R_i}$$

Les resultats obtenus sont representés dans le tableau suivant:

y_i	h_i (m)	b_i (m)	S_i (m ²)	P_i (m)	R_i (m)	Q_i (m ³ /s)	V_i (m/s)	C_i	I_i (m/m)
12	0,63	11,71	7,93	13,86	0,572	149,33	18,83	65,08	0,146
23	0,63	22,44	14,69	24,59	0,597	286,22	19,49	65,54	0,1481
34	0,63	33,17	21,45	35,32	0,607	423,11	19,73	65,73	0,1484
45	0,63	43,9	28,21	46,05	0,612	560	19,85	65,82	0,1486

En fait le regime qu'on a suppose uniforme ne l'est pas en fait, donc pour corriger notre supposition, on choisit une pente constante et on recalcule la charge de sortie pour chaque tranchee par la formule de chezy

$$V_i = C_i \sqrt{R_i I}$$

$$\text{donc } \frac{Q_i n}{\sqrt{I}} = \frac{[R_i (b_i + 1,38 h_i)]^{5/3}}{(b_i + 3,41 h_i)^{2/3}}$$

$$I = 0,148.$$

Les resultats sont donnés dans le tableau suivant:

y_i	b_i (m)	h_i (m)	S_i (m ²)	P_i (m)	R_i (m)	Q_i (m ³ /s)	V_i (m/s)	C
12	11,71	0,634	8	13,87	0,577	149,33	18,67	65,17
23	22,44	0,63	14,69	24,59	0,597	286,22	19,49	65,54
34	33,17	0,63	21,45	35,32	0,607	423,11	19,73	65,73
45	43,9	0,629	28,16	46,04	0,612	560	19,89	65,82

Coursier:

La largeur de sortie du de versoir est très grande, donc pour minimiser le coût, on commence le coursier par un convergent de longueur 38 m jusqu'à une largeur de 40 m.

- calcul de la profondeur critique h_c .

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB_f^2}} \quad h_c = 4,31 \text{ m.}$$

- détermination de la pente critique:

$$Q = K \frac{S_m^{5/3}}{P_m^{2/3}} I_c^{1/2} \rightarrow I_c = \left[\frac{Q P_m^{2/3}}{K S_m^{5/3}} \right]^2.$$

$$S_m = b h_c = 80 \times 4,31 = 344,8 \text{ m}^2.$$

$$P_m = b + 2 h_c = 80 + 2 \times 4,31 = 88,62 \text{ m.}$$

$$I_c = 0,034 \%$$

$I > I_c$ donc le régime est torrentiel.

- calcul de la profondeur normale h_0

$$Q = C_0 S_0 \sqrt{R_0 I}$$

canal rectangulaire donc: $S_0 = b_0 h_0$ et $P_0 = b_0 + 2 h_0$.

$$Q = \frac{\sqrt{I}}{n} \frac{(b_0 h_0)^{5/2}}{(b_0 + 2 h_0)^{2/3}}.$$

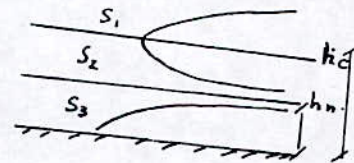
$$I = 0,148.$$

$$b_0 = 40 \text{ m}$$

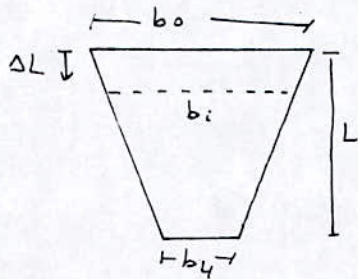
Après itérations, on trouve: $h_0 = 1,03 \text{ m}$.

$$h_c = 4,31 \text{ m} > h_0 = 1,03 \text{ m} > h = 0,634 \text{ m} \rightarrow \text{classe } S_3.$$

La ligne d'eau augmente.



calcul du remous dans le convergent:



$$\text{On a } b_i = b_0 - \left(\frac{b_0 - b_4}{L} \right) \Delta L.$$

$$\rightarrow \Delta L = \frac{(b_0 - b_i) L}{b_0 - b_4}.$$

$$\begin{cases} L = 38 \text{ m.} \\ b_0 = 80 \text{ m.} \\ b_4 = 40 \text{ m.} \end{cases} \rightarrow \Delta L = 0,95 (80 - b_i).$$

D'autre part, la ligne d'eau est donnée par:

$$\Delta L = \frac{E_0 - E_i}{I - J_m} \quad (1).$$

E : énergie spécifique dans la section considérée.

$$E_i = h_i + \frac{V_i^2}{2g}$$

I : Pente du convergent $I = 0,148 \text{ m/m}$.

J_m : fonction des pertes de charge.

$$J_m = \frac{J_0 + J_i}{2}$$

$$J_i = \frac{\lambda_i V_i^2}{D_i 2g}$$

D_i : diamètre hydraulique $D_i = 2R_i = 2 \frac{S_i}{P_i}$

$$\lambda_i = \frac{8g}{C_i^2} \quad \text{avec } C_i = \frac{1}{n} R_i^{1/6}.$$

En remplaçant ces paramètres dans (1), on trouve cette expression:

$$\Delta L = \frac{(b_0 - b_i) + \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{b_0^2 h_0^2} - \frac{1}{b_i^2 h_i^2} \right]}{I - \alpha^2 n^2 \left[\left[\frac{(b_0 + 2h_0)^2}{(b_0 h_0)^5} \right]^{2/3} + \left[\frac{(b_i + 2h_i)^2}{(b_i h_i)^5} \right]^{2/3} \right]}$$

Après itérations, on trouve les résultats suivants:

b_i (m)	ΔL (m)	h_i (m)
80	0	0,634
69	10,45	0,778
59	19,95	0,908
48	30,4	1,08

On continue le coursier par 2 tronçons rectangulaires de largeur 40m et de pentes $I_1 = 0,038$ et $I_2 = 0,142$.

Calcul du 1^{er} tronçon :

La pente, charge critique, la charge normale et la débitance K_0 ont été déjà calculés dans l'évacuateur en bec de canard.

Calcul du remous :

$b = 40\text{ m}$, $I_1 = 0,038$, $K_0 = 5940,86$, $I_c = 0,153\%$ et $L_c = 125\text{ m}$

$I_1 > I_c \rightarrow$ régime d'écoulement torrentiel.

$h_c = 4,31\text{ m}$, $h = 1,236\text{ m}$, $h_0 = 1,6\text{ m}$.

$h < h_0 < h_c \rightarrow$ classe S_3

la ligne d'eau augmente.

Pour le calcul du remous, on utilise la formule de "PAVLOWSKY"

h_i (m)	S_i (m ²)	P_i (m)	R_i (m)	C_i	K_i	E_i	J_i	J_{moy}	a	ΔL (m)	L (m)
1.236	49.44	42.47	1.164	73.26	3907.71	0.66	19.58	19.61	0.71	6.42	6.42
1.25	50	42.5	1.176	73.39	3979.34	0.67	19.64	19.66	1	7.46	13.88
1.26	50.4	42.52	1.185	73.48	4031.43	0.678	19.68	19.69	0.9	7.67	21.56
1.27	50.8	42.54	1.194	73.57	4083.82	0.687	19.71	19.73	0.9	7.86	29.42
1.28	51.2	42.56	1.203	73.66	4136.51	0.696	19.75	19.77	0.9	8.06	37.49
1.29	51.6	42.58	1.212	73.75	4189.51	0.705	19.79	19.81	0.9	8.3	45.78
1.3	52	42.6	1.221	73.84	4242.8	0.714	19.83	19.85	0.9	8.52	54.3
1.31	52.4	42.62	1.229	73.93	4294.65	0.723	19.87	19.89	0.9	8.77	63.06
1.32	52.8	42.64	1.238	74.02	4348.54	0.732	19.91	19.93	0.9	9.03	72.1
1.33	53.2	42.66	1.247	74.11	4402.73	0.741	19.95	19.97	0.9	9.31	81.41
1.34	53.6	42.68	1.256	74.19	4456.61	0.75	19.98	20	0.9	9.62	91.03
1.35	54	42.7	1.265	74.28	4511.4	0.759	20.02	20.03	0.9	9.94	100.96
1.36	54.4	42.72	1.273	74.36	4564.07	0.768	20.05	20.08	1	12.74	113.7
1.37	54.8	42.74	1.282	74.45	4619.44	0.778	20.1	20.12	0.9	10.73	124.4
1.38	55.2	42.76	1.291	74.53	4674.48	0.787	20.14				

Calcul du 2^e tronçon:

Comme pour le précédent, les paramètres hydrauliques ont été déjà calculés.

calcul du remous:

on utilise la formule de "Pavlovsky"

$$b = 40 \text{ m} \quad , \quad I_2 = 0,142 \quad , \quad K_0 = 3112,25 \quad , \quad I_c = 0,153\% \quad , \quad L_c = 177,5 \text{ m}$$

$I_2 > I_c \rightarrow$ le régime d'écoulement est torrentiel.

$$h_c = 4,31 \text{ m} \quad , \quad h_0 = 1,075 \text{ m} \quad , \quad h = 1,381 \text{ m}.$$

$h_0 < h < h_c \rightarrow$ classe $S_2 \rightarrow$ la ligne d'eau diminue.

h (m)	S_i (m ²)	P_i (m)	R_i (m)	C_i	K_i	E_i	J_i	J_{moy}	a	ΔL (m)	L (m)
1.381	55.24	42.76	1.29	74.54	4676.7	1.503	75.23				
								75.17	1.7	4.3	4.3
1.371	54.84	42.74	1.283	74.46	4625.2	1.486	75.11				
								75.04	1.8	4.48	8.78
1.361	54.44	42.72	1.274	74.37	4569.8	1.468	74.96				
								74.89	1.7	4.67	13.46
1.351	54.04	42.7	1.266	74.29	4517.1	1.451	74.83				
								74.76	1.7	4.88	18.33
1.341	53.64	42.68	1.257	74.2	4462.3	1.434	74.69				
								74.62	1.8	5.1	23.44
1.331	53.24	42.66	1.248	74.11	4407.8	1.416	74.54				
								74.48	1.6	5.34	28.77
1.321	52.84	42.64	1.239	74.03	4354.9	1.4	74.41				
								74.34	1.8	5.6	34.37
1.311	52.44	42.62	1.23	73.94	4300.3	1.382	74.27				
								74.2	1.8	5.9	40.27
1.301	52.04	42.6	1.22	73.85	4244.9	1.364	74.12				
								74.05	1.6	6.2	46.47
1.291	51.64	42.58	1.213	73.76	4195.1	1.348	73.98				
								73.91	1.9	6.56	53.03
1.281	51.24	42.56	1.2	73.67	4135.1	1.329	73.83				
								73.76	1.5	6.94	59.97
1.271	50.84	42.54	1.195	73.58	4089.3	1.314	73.69				
								73.62	1.7	7.33	67.3
1.261	50.44	42.52	1.186	73.49	4036.9	1.297	73.54				
								73.47	1.7	7.8	75.1
1.251	50.04	42.5	1.177	73.4	3984.8	1.28	73.39				
								73.32	1.6	8.31	83.41
1.241	49.64	42.48	1.168	73.31	3932.9	1.264	73.25				
								73.17	1.6	8.87	92.28
1.231	49.24	42.46	1.16	73.21	3882.6	1.248	73.08				
								73.01	1.7	9.53	101.81
1.221	48.84	42.44	1.151	73.12	3829.7	1.231	72.94				
								72.87	1.7	10.31	112.12
1.211	48.44	42.42	1.142	73.03	3777.1	1.214	72.79				

1.211	48.44	42.42	1.142	73.03	3777.1	1.214	72.79	72.71	1.7	11.22	123.34
1.201	48.04	42.4	1.133	72.93	3724.33	1.197	72.63	72.55	1.7	12.29	135.64
1.191	47.64	42.38	1.124	72.83	3671.9	1.18	72.46	72.39	1.7	13.58	149.22
1.181	47.24	42.36	1.115	72.74	3620.3	1.163	72.32	72.24	1.6	15.1	164.32
1.171	46.84	42.34	1.106	72.64	3568.53	1.147	72.15	72.09	1.1	13.18	177.5
1.163	46.52	42.33	1.099	72.56	3540.25	1.138	72.02				

Donc la charge à la sortie du coursier est :

$$h_s = 1,163 \text{ m} \quad \text{avec} \quad \text{une vitesse } v_s = 24,08 \text{ m/s.}$$

Revanche Sur les murs bajoyers :

Pour calculer les murs du coursier, il convient d'ajouter aux tirant d'eau une revanche, afin d'éviter les risques de débordement.

La formule de "small dams" donne :

$$F = 2 + 0,025 v \sqrt[3]{h}$$

h : profondeur d'eau à la section considérée (en Feet)

v : vitesse dans la section considérée (Feet/s)

F : revanche (en Feet).

$$1 \text{ m} = 3,28 \text{ feet}$$

$$v = \frac{Q}{bh}$$

b : largeur du coursier.

Q : débit laminaire.

Point	h		b	v		F		H
	(m)	(Feet)		(m)	(m/s)	(Feet/s)	(Feet)	
1	0.634	2.079	80	22.08	72.42	4.31	1.01	1.64
2	0.778	2.552	69	20.86	68.42	4.34	1.32	2.1
3	0.908	2.978	59	20.91	68.58	4.47	1.36	2.27
4	1.08	3.542	48	21.6	70.85	4.7	1.43	2.51
5	1.236	4.054	40	22.65	74.3	4.96	1.51	2.75
6	1.381	4.53	40	20.28	66.52	4.75	1.45	2.83
7	1.361	4.464	40	20.57	67.47	4.78	1.46	2.82
8	1.291	4.234	40	21.69	71.14	4.88	1.49	2.78
9	1.241	4.07	40	22.56	74	4.95	1.51	2.75
10	1.211	3.972	40	23.12	75.83	5	1.53	2.74
11	1.163	3.815	40	24.08	78.98	5.09	1.55	2.71

La hauteur du mur est $H = 3 \text{ m}$.

Organe de restitution

Bassin de dissipation

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent du nombre de Froude.

$$Fr = \frac{V_s}{\sqrt{g h_s}}$$

$$\begin{cases} V_s = 24,08 \text{ m/s} \\ h = 1,163 \text{ m} \end{cases}$$

donc $Fr = 7,13$

$Fr > 4,5$, donc le ressaut se produit nettement et les blocs deflecteurs permettent d'éviter le déplacement du ressaut à l'aval.

On utilise le bassin type II représenté avec blocs de chute

A partir de l'abaque et en fonction du nombre de froude, on tire le rapport y_2/y_1 des tirants d'eau amont et aval et donc la profondeur y_2 conjuguée de y_1 .

$$Fr = 7,13 \rightarrow \frac{y_2}{y_1} = 9,6$$

$$\text{et } y_1 = h_3 = 1,163 \text{ m.}$$

$$\text{donc } y_2 = 11,16 \text{ m.}$$

L'abaque (1), donne la longueur du bassin dissipateur

$$Fr = 7,13 \rightarrow \frac{L}{y_2} = 2,6. \rightarrow L = 29 \text{ m.}$$

L'abaque (1) donne la hauteur h_2 des blocs chicanes et la hauteur h_4 du seuil aval.

$$\frac{h_4}{y_1} = 1,4 \rightarrow h_4 = 1,63 \text{ m.}$$

$$\frac{h_2}{y_1} = 1,6 \rightarrow h_2 = 1,86 \text{ m.}$$

II.2 Deversoir Labyrinthe à crête trapézoïdale en plan:

On considère un seuil labyrinthe, constitué par 2 modules trapézoïdaux en plan.

a. Données du laminage:

- Débit laminé $Q = 1120 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Charge hydraulique $h_d = 2 \text{ m}$.
- Largeur deversante $L = 180 \text{ m}$.

b. Positionnement et dimensions:

- La crête du deversoir est au niveau 454,3
- La hauteur du seuil $p = 3,5 \text{ m}$, à la cote 450,8.
- Le coursier commence par un convergent, jusqu'au niveau 450 d'où commence le 1^{er} tronçon rectangulaire avec une pente $I_1 = 0,038$ et une longueur de 125 m, jusqu'à la cote 445,5.
- Ensuite, le 2^{es} tronçon avec une pente $I_2 = 0,142$ et une longueur de 177,5 m jusqu'à la cote 420.
- La distance entre les murs bajoyers $w = 90 \text{ m}$.
- Largeur d'un module $w = W/n = 45 \text{ m}$
- Largeur totale d'un module $l = L/n = 90 \text{ m}$
- Angle des murs latéraux du deversoir avec la direction principale de l'écoulement $\alpha = 20,92^\circ$.
- Longueur de chaque paroi longitudinale $b = 35 \text{ m}$.
- Largeur du deversoir frontal ($2a$) = 10 m.

Le coefficient de performance:

$$q^* = \frac{Q_L}{Q_w} = \frac{\mu_w \cdot W}{\mu \cdot L}$$

μ : coefficient de débit pour un deversoir normal.

$$\mu = 0,49.$$

μ_w : coefficient de débit pour un deversoir Labyrinthe déterminé à partir de l'abaque, en fonction de h_d/p .

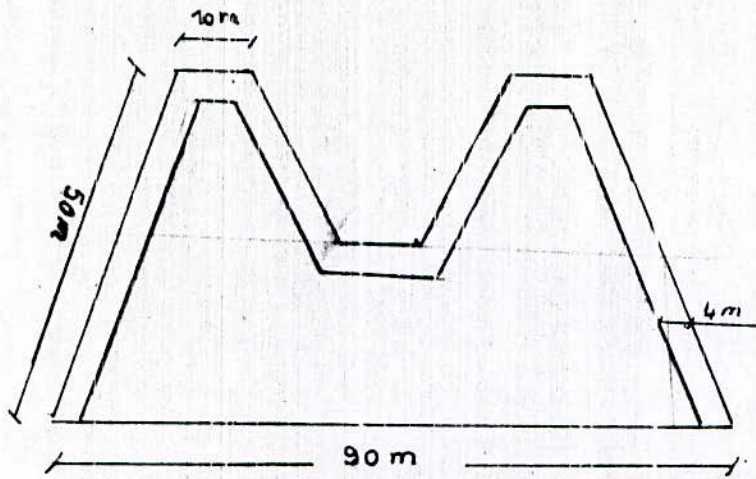
$$h_d/p = 0,57, \text{ on tire } \mu_w = 1,09.$$

$q^* = 1,11$ donc les dimensions qu'on a choisies sont bonnes.

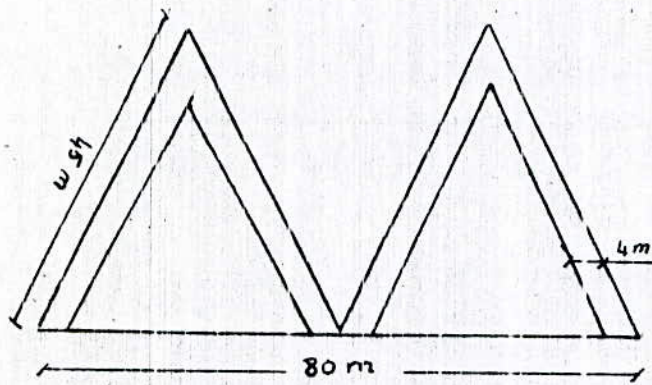
c. Calcul hydraulique

Le débit laminé $Q = 1120 \text{ m}^3/\text{s}$ se deverse par 4 deversoirs latéraux de largeur b et par 3 deversoirs frontales de largeur ($2a$).

$$\text{Le débit unitaire } q = Q/L = 6,22 \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$



EVACUATEUR LABYRINTHE
A CRETE TRAPEZOIDALE EN PLAN



EVACUATEUR LABYRINTHE
A CRETE TRIANGULAIRE EN PLAN

On considère 2 bec de canard, on fait le calcul d'un seul, puisqu'ils sont identiques, la charge de sortie pour les 2 est la même.

Le débit passant par le bec de canard est :

$$Q_1 = \frac{Q - 2(2a)q}{2}$$

$$Q_1 = 497,78 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Charge de sortie du déversoir :

$$\text{D'après Bernoulli : } P_1 + h_d = \frac{q^2}{2gh^3} + h$$

$$\rightarrow 5,5 = \frac{1,97}{h^2} + h.$$

Après itérations, on tire $h = 0,638 \text{ m}$.

On suppose le régime uniforme, h est donc constant, les valeurs de b_i , S_i , P_i , R_i , Q_i , V_i , C_i et I sont déterminés comme précédemment.

$$b_i = 10 + 0,76x_i.$$

$$S_i = 0,638(b_i + 0,88).$$

$$P_i = b_i + 2,18.$$

$$Q_i = 12,44y_i + 62,22.$$

On obtient le tableau suivant :

X_i (m)	h_i (m)	b_i (m)	S_i (m ²)	P_i (m)	R_i (m)	Q_i (m ³ /s)	V_i (m/s)	C	I
0	0,638	10	6,94	12,18	0,57	62,22	8,97	65,04	0,033
10	0,638	17,65	11,82	19,83	0,6	211,5	17,89	65,6	0,124
20	0,638	25,29	16,7	27,47	0,61	354,56	21,23	65,78	0,171
30	0,638	32,94	21,58	35,12	0,614	491,42	22,77	65,85	0,195
32,7	0,638	35	22,89	37,18	0,616	497,78	21,75	65,89	0,177

Pour corriger notre supposition, on choisit une pente constante $I = 0,033$ et on recalcule les h_i .

les h_i sont calculés par la relation de chezy :

$$V_i = C_i \sqrt{R_i I}$$

$$\text{donc : } \frac{Q_i/h}{\sqrt{I}} = \frac{[h_i(b_i + 1,38h_i)]^{5/3}}{(b_i + 3,41h_i)^{2/3}}$$

par itérations, on obtient les h_i et on recalcule les autres paramètres du tableau précédent :

X_i (m)	b_i (m)	h_i (m)	S_i (m ²)	P_i (m)	R_i (m)	Q_i (m ³ /s)	V_i (m/s)	C
0	10	0.638	6.94	12.18	0.57	62.22	8.97	65.04
10	17.65	0.945	17.91	20.87	0.86	211.5	11.81	69.66
20	25.29	1.04	27.79	28.84	0.96	354.56	12.76	70.94
30	32.94	1.085	37.36	36.64	1.02	491.42	13.15	71.66
32.7	35	1.052	38.35	38.59	0.99	497.78	12.98	71.31

Coursier:

1^{er} tronçon:

Le coursier commence par un convergent de longueur 36 m jusqu'à une largeur de 40 m

- calcul de la profondeur critique h_{cr} :

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

$$B_{fin} = 40 \text{ m} \rightarrow h_{cr} = 4,31 \text{ m.}$$

- Détermination de la pente critique:

$$I_c = \left[\frac{Q P_m^{2/3}}{K S_m^{5/3}} \right]^2$$

$$S_m = b h_{cr} = 90 \times 4,31 = 387,9 \text{ m}^2.$$

$$P_m = b + 2 h_{cr} = 90 + 2 \times 4,31 = 98,62 \text{ m.}$$

$$I_{cr} = 0,00026 = 0,026 \%$$

$I = 0,038 > I_{cr} \rightarrow$ le régime est torrentiel

- calcul de la profondeur normale h_0 :

$$Q = \frac{\sqrt{I}}{n} \frac{(b_0 h_0)^{5/3}}{(b_0 + 2 h_0)^{2/3}}$$

$$b_0 = 40 \text{ m.}$$

$$I_0 = 0,038$$

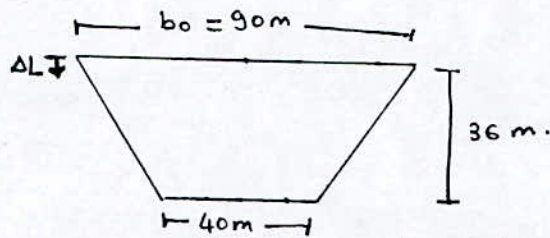
$$Q = 1120 \text{ m}^3/\text{s}$$

} \rightarrow Après itérations, on tire :
 $h_0 = 1,65 \text{ m.}$

$$h_c = 4,31 \text{ m} > h_o = 1,65 \text{ m} > h = 1,085 \text{ m} \rightarrow \text{classe } S_3$$

la ligne d'eau augmente.

Le remous dans le convergent est déterminé comme précédemment dans le cas du deversoir labyrinthe à crête triangulaire en plan.



$$\Delta L = 0,72(90 - b_i)$$

D'autre part ΔL est donnée par :

$$\Delta L = \frac{(h_o - h_i) + \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{b_o^2 h_o^3} - \frac{1}{b_i^2 h_i^3} \right]}{1 - Q^2 h^2 \left[\left(\frac{(b_o + 2h_o)^2}{(b_o h_o)^5} \right)^{2/3} + \left(\frac{(b_i + 2h_i)^2}{(b_i h_i)^5} \right)^{2/3} \right]}$$

on trouve les résultats suivants :

b_i (m)	ΔL (m)	h_i (m)
90	0	1.085
76	10.08	1.295
62	20.16	1.631
48	30.24	2.243
40	36	2.9

2^e tronçon :

Il est rectangulaire de largeur 40m sur toute la longueur $l_1 = 125 \text{ m}$.

Pour le calcul du remous, on utilise la Méthode de PAVLOWSKY

La pente, charge critique, charge normale et débitance ont été déjà calculés précédemment.

$$b = 40 \text{ m}, K_o = 5940,86, I_1 = 0,038, I_c = 0,153\%, l_1 = 125 \text{ m}$$

$I_1 > I_c \rightarrow$ écoulement torrentiel.

$$h_c = 4,31 \text{ m}, h_o = 1,6 \text{ m}, h = 2,9 \text{ m}.$$

$h_o < h < h_c \rightarrow$ classe $S_2 \rightarrow$ la ligne d'eau diminue.

h(m)	S (m ²)	P (cm)	R (m)	c	K	E	J	J _{moy}	a	ΔL (m)	L (m)
2.9	116	45.8	2.53	83.38	15384.4	2.59	23.52				
								23.515	1.3	1.31	1.31
2.89	115.6	45.78	2.525	83.35	15311.2	2.577	23.51				
								23.505	1.4	1.32	2.63
2.88	115.2	45.76	2.517	83.31	15226.2	2.563	23.5				
								23.495	1.4	1.33	3.96
2.87	114.8	45.74	2.51	83.27	15144.9	2.549	23.49				
								23.485	1.5	1.35	5.31
2.86	114.4	45.72	2.5	83.23	15054.8	2.534	23.48				
								23.47	1.3	1.36	6.67
2.85	114	45.7	2.495	83.18	14978.7	2.521	23.46				
								23.455	1.4	1.37	8.04
2.84	113.6	45.68	2.487	83.14	14894.7	2.507	23.45				
								23.44	1.4	1.39	9.43
2.83	113.2	45.66	2.479	83.1	14810.7	2.493	23.43				
								23.425	1.4	1.4	10.83
2.82	112.8	45.64	2.472	83.06	14729.9	2.479	23.42				
								23.41	1.4	1.42	12.25
2.81	112.4	45.62	2.464	83.01	14646.3	2.465	23.4				
								23.395	1.4	1.43	13.68
2.8	112	45.6	2.456	82.97	14562.9	2.451	23.39				
								23.385	1.4	1.45	15.13
2.79	111.6	45.58	2.448	82.93	14479.6	2.437	23.38				
								23.37	1.3	1.46	16.59
2.78	111.2	45.56	2.441	82.88	14399.6	2.424	23.36				
								23.355	1.4	1.48	18.07
2.77	110.8	45.54	2.433	82.84	14316.6	2.41	23.35				
								23.34	1.4	1.49	19.56
2.76	110.4	45.52	2.425	82.79	14233.9	2.396	23.33				
								23.325	1.3	1.51	21.07
2.75	110	45.5	2.418	82.75	14154.3	2.383	23.32				
								23.31	1.4	3.07	24.14
2.73	109.2	45.46	2.402	82.66	13989.6	2.355	23.3				
								23.285	1.4	3.14	27.29
2.71	108.4	45.42	2.387	82.57	13828.6	2.328	23.27				
								23.255	1.4	3.22	30.5
2.69	107.6	45.38	2.37	82.48	13662.7	2.3	23.24				
								23.22	1.3	3.29	33.79
2.67	106.8	45.34	2.36	82.39	13517.7	2.275	23.2				
								23.19	1.5	3.37	37.16
2.65	106	45.3	2.34	82.3	13344.9	2.246	23.18				
								23.165	1.5	3.46	40.62
2.63	105.2	45.26	2.32	82.21	13172.9	2.217	23.15				
								23.13	1.2	3.54	44.16
2.61	104.4	45.22	2.309	82.12	13027	2.193	23.11				
								23.095	1.4	3.63	47.79
2.59	103.6	45.18	2.293	82.02	12867.1	2.166	23.08				
								23.065	1.4	3.72	51.51
2.57	102.8	45.14	2.277	81.93	12709.2	2.139	23.05				
								23.035	1.3	3.82	55.33
2.55	102	45.1	2.262	81.84	12554.9	2.113	23.02				

2.55	102	45.1	2.262	81.84	12554.9	2.113	23.02				
2.53	101.2	45.06	2.246	81.74	12380.5	2.084	22.98	23	1.5	3.93	59.26
2.51	100.4	45.02	2.23	81.64	12240.2	2.06	22.95	22.965	1.2	4.04	63.3
2.49	99.6	44.98	2.21	81.55	12074.8	2.032	22.92	22.935	1.4	4.15	67.45
2.47	98.8	44.94	2.198	81.45	11930.6	2.008	22.88	22.9	1.2	4.27	71.72
2.45	98	44.9	2.183	81.35	11779.1	1.983	22.85	22.865	1.3	4.39	76.1
2.43	97.2	44.86	2.167	81.25	11625.7	1.957	22.81	22.83	1.3	4.51	80.62
2.41	96.4	44.82	2.15	81.15	11470.6	1.931	22.77	22.79	1.3	4.65	85.27
2.39	95.6	44.78	2.135	81.05	11321.7	1.906	22.74	22.755	1.3	4.8	90.07
2.37	94.8	44.74	2.119	80.95	11170.9	1.88	22.7	22.72	1.3	4.95	95.02
2.35	94	44.7	2.1	80.85	11013.3	1.854	22.67	22.685	1.3	5.12	100.14
2.33	93.2	44.66	2.087	80.75	10872.3	1.83	22.63	22.65	1.2	5.29	105.43
2.31	92.4	44.62	2.071	80.64	10722.9	1.805	22.59	22.61	1.3	5.46	110.89
2.29	91.6	44.58	2.055	80.54	10575.8	1.78	22.55	22.57	1.3	5.66	116.55
2.27	90.8	44.54	2.039	80.43	10428.3	1.755	22.51	22.53	1.3	5.86	122.4
2.26	90.4	44.52	2.03	80.38	10352.9	1.743	22.49	22.5	1.2	3.04	125.4

3^e tronçon:

Le 3^e tronçon est rectangulaire, sa largeur est de 40 m sur une longueur de 177.5 m.

Tous les paramètres nécessaires pour le calcul du remous dans ce tronçon ont été déjà calculés auparavant.

$$b = 40 \text{ m}, I_2 = 0,142, K_0 = 3112,25, I_c = 0,153\%$$

$I_2 > I_c \rightarrow$ régime torrentiel.

$$h_c = 4,31 \text{ m}, h_0 = 1,075 \text{ m}, h = 2,261 \text{ m}.$$

$h_0 < h < h_c \rightarrow$ classe S₂ \rightarrow la ligne d'eau diminue

h(m)	S(m ²)	P(m)	R(m)	c	K	E	J	J _{moy}	a	ΔL(m)	L(m)
2.261	90.44	44.52	2.03	80.38	10357.5	3.328	84.02	83.99	2.3	0.65	0.65
2.251	90.04	44.5	2.023	80.33	10287.5	3.305	83.96				
2.241	89.64	44.48	2.015	80.28	10215.2	3.282	83.89	83.925	2.3	0.66	1.32
2.231	89.24	44.46	2.007	80.22	10141.8	3.259	83.8	83.845	2.3	0.67	1.99
2.221	88.84	44.44	1.999	80.17	10069.8	3.236	83.73	83.765	2.3	0.68	2.67
2.211	88.44	44.42	1.991	80.12	9997.7	3.212	83.66	83.695	2.4	0.69	3.36
2.201	88.04	44.4	1.983	80.06	9925.6	3.189	83.58	83.62	2.3	0.7	4.06
2.191	87.64	44.38	1.975	80.01	9853.9	3.166	83.51	83.545	2.3	0.71	4.77
2.181	87.24	44.36	1.966	79.95	9779.7	3.142	83.43	83.47	2.4	0.72	5.49
2.171	86.84	44.34	1.958	79.9	9708.9	3.12	83.36	83.395	2.2	0.74	6.23
2.161	86.44	44.32	1.95	79.84	9637.2	3.097	83.27	83.315	2.3	0.75	6.98
2.151	86.04	44.3	1.942	79.78	9565.8	3.074	83.18	83.225	2.3	0.76	7.74
2.141	85.64	44.28	1.934	79.73	9495.7	3.051	83.12	83.15	2.3	0.77	8.51
2.131	85.24	44.26	1.926	79.67	9424.7	3.028	83.03	83.075	2.3	0.78	9.29
2.121	84.84	44.24	1.918	79.62	9355.1	3.006	82.96	82.995	2.2	0.8	10.09
2.111	84.44	44.22	1.909	79.56	9282.1	2.982	82.88	82.92	2.4	0.82	10.91
2.101	84.04	44.2	1.901	79.5	9211.8	2.96	82.79	82.835	2.2	0.83	11.74
2.091	83.64	44.18	1.893	79.45	9142.9	2.938	82.72	82.755	2.2	0.84	12.58
2.071	82.84	44.14	1.877	79.33	9003.5	2.89	82.55	82.635	2.4	1.68	14.26

2.071	82.84	44.14	1.877	79.33	9003.5	2.89	82.55				
2.051	82.04	44.1	1.86	79.21	8862.6	2.85	82.37	82.46	2	1.73	15.99
2.031	81.24	44.06	1.84	79.1	8716.8	2.8	82.22	82.295	2.5	1.78	17.77
2.011	80.44	44.02	1.83	78.98	8594.4	2.76	82.04	82.13	2	1.84	19.61
1.991	79.64	43.98	1.81	78.86	8449.4	2.71	81.87	81.955	2.5	1.9	21.51
1.971	78.84	43.94	1.79	78.74	8305.6	2.67	81.69	81.78	2	1.97	23.48
1.951	78.04	43.9	1.78	78.62	8185.8	2.63	81.52	81.605	2	2.03	25.5
1.931	77.24	43.86	1.76	78.49	8042.9	2.58	81.32	81.42	2.5	2.1	27.6
1.911	76.44	43.82	1.74	78.37	7902.2	2.54	81.15	81.235	2	2.18	29.78
1.891	75.64	43.78	1.73	78.24	7784	2.5	80.95	81.05	2	2.25	32.03
1.871	74.84	43.74	1.71	78.12	7645.3	2.46	80.78	80.865	2	2.33	34.35
1.851	74.04	43.7	1.69	77.99	7506.7	2.41	80.59	80.685	2.5	2.42	36.77
1.831	73.24	43.66	1.68	77.86	7391.2	2.37	80.39	80.49	2	2.52	39.29
1.811	72.44	43.62	1.66	77.73	7254.7	2.33	80.2	80.295	2	2.61	41.9
1.791	71.64	43.58	1.64	77.6	7119.3	2.29	80	80.1	2	2.71	44.61
1.771	70.84	43.54	1.63	77.46	7005.7	2.25	79.79	79.895	2	2.82	47.42
1.751	70.04	43.5	1.61	77.33	6872.4	2.21	79.59	79.69	2	2.93	50.35
1.731	69.24	43.46	1.59	77.19	6739.3	2.17	79.38	79.485	2	3.05	53.41
1.711	68.44	43.42	1.57	77.06	6620.9	2.13	79.18	79.28	2	3.18	56.59
1.691	67.64	43.38	1.559	76.92	6496.3	2.09	78.97	79.075	2	3.33	59.92
1.671	66.84	43.34	1.542	76.78	6372.8	2.05	78.75	78.86	2	3.48	63.4
1.651	66.04	43.3	1.525	76.63	6249.4	2.01	78.52	78.635	2	3.65	67.05
1.631	65.24	43.26	1.508	76.49	6128	1.97	78.3	78.41	2	3.82	70.87
1.611	64.44	43.22	1.491	76.34	6006.8	1.93	78.07	78.185	2	4.02	74.89
1.591	63.64	43.18	1.474	76.2	5887.5	1.89	77.86	77.965	2	4.24	79.13
1.571	62.84	43.14	1.456	76.05	5766.6	1.85	77.62	77.74	2	4.47	83.6
1.551	62.04	43.1	1.44	75.9	5650.6	1.82	77.39	77.505	1.5	4.69	88.29

1.551	62.04	43.1	1.44	75.9	5650.6	1.82	77.39				
1.531	61.24	43.06	1.42	75.75	5527.9	1.78	77.15	77.27	2	4.94	93.23
1.511	60.44	43.02	1.4	75.59	5405.7	1.74	76.9	77.025	2	5.25	98.48
1.491	59.64	42.98	1.388	75.44	5300.7	1.7	76.66	76.78	2	5.59	104.07
1.471	58.84	42.94	1.37	75.28	5184.6	1.67	76.41	76.535	1.5	5.93	110.
1.451	58.04	42.9	1.35	75.12	5065.8	1.63	76.16	76.285	2	6.3	116.3
1.431	57.24	42.86	1.335	74.96	4957.6	1.59	75.9	76.03	2	4.79	121.08
1.411	56.44	42.82	1.318	74.79	4846.1	1.56	75.63	75.765	1.5	7.25	128.34
1.391	55.64	42.78	1.3	74.63	4734.5	1.52	75.38	75.505	2	7.8	136.13
1.371	54.84	42.74	1.283	74.46	4625.2	1.49	75.11	75.245	1.5	8.41	144.54
1.351	54.04	42.7	1.266	74.29	4517.1	1.45	74.83	74.97	2	9.12	153.67
1.331	53.24	42.66	1.248	74.11	4407.8	1.42	74.54	74.685	1.5	9.94	163.61
1.311	52.44	42.62	1.23	73.94	4300.3	1.38	74.27	74.405	2	13.92	177.53

La charge de sortie du coursier est $h_s = 1,311$ m
avec une vitesse $v_s = 21,36$ m/s.

Revanche sur les murs bajoyers:

La formule de "Small dams" donne:

$$F = 2 + 0,025 v \sqrt{h} \quad (\text{deja definie auparavant}).$$

On obtient le tableau suivant:

Point	h		b	v		F		H	
	(m)	(feet)		(m/s)	(feet/s)	(feet)	(m)	(m)	
1	1.085	3.56	90	11.47	37.62	3.44	1.05	2.14	
2	1.631	5.35	62	11.08	36.34	3.59	1.09	2.72	
3	2.234	7.33	48	10.44	34.24	3.66	1.12	3.35	
4	2.9	9.51	40	9.66	31.68	3.68	1.12	4.02	
5	2.26	7.41	40	12.39	40.64	3.98	1.21	3.47	
6	2.071	6.79	40	13.52	44.35	4.1	1.25	3.32	
7	1.451	4.76	40	19.3	63.3	4.66	1.42	2.87	
8	1.311	4.3	40	21.36	70.06	4.85	1.48	2.79	

La hauteur du mur est $H = 4,5 \text{ m}$.

Organe de restitution:

Bassin de dissipation:

Le nombre de froude $Fr = \frac{v_s}{\sqrt{g h_s}}$

$$v_s = 21,36 \text{ m/s.}$$

$$h_s = 1,311 \text{ m.}$$

$$Fr = 5,96$$

$Fr > 4,5 \rightarrow$ Le ressaut se produit nettement.

La vitesse d'entrée du bassin dépasse 15 m/s , donc il est préférable d'utiliser le bassin type III représenté avec blocs de chute et seuil crénelé.

L'abaque (2) donne la profondeur aval du tirant d'eau.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{y_2'}{y_1} = 8,4 \\ y_1 = h_1 = 1,311 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow y_2' = 11,01 \text{ m.}$$

On dimensionne avec y_2' pour mieux stabiliser le ressaut.

on utilise l'abaque , pour déterminer la longueur du bassin en fonction de Fr .

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L}{y_2} = 4,02 \\ y_2 = \frac{y_2'}{1,05} = 10,49 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow L = 42,15 \text{ m.}$$

ABAQUE(2)

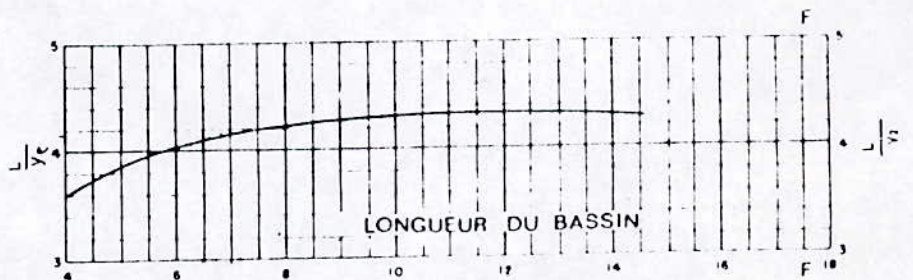
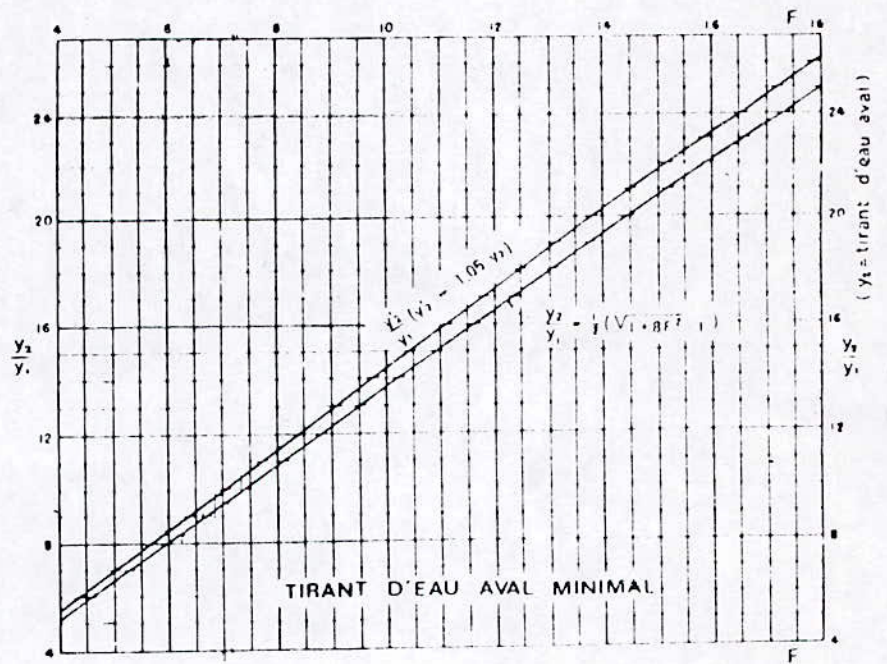
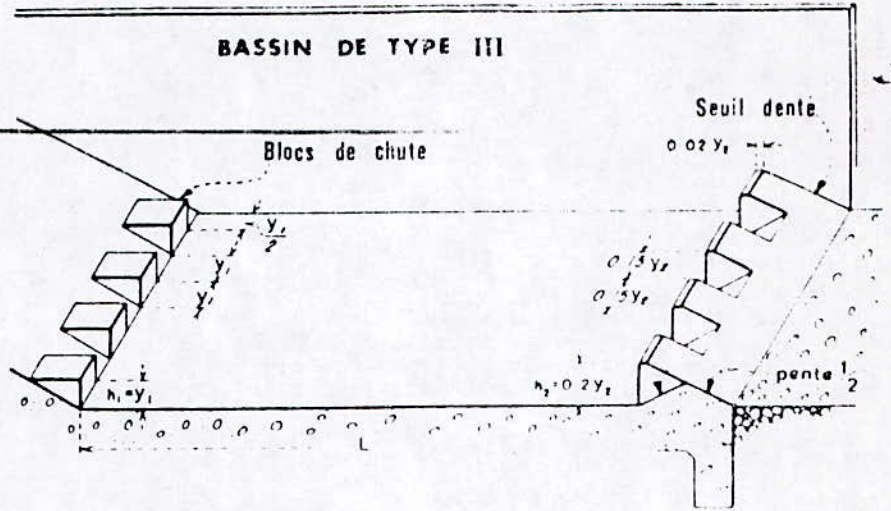


Figure III.58. - Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s

Calcul économique :

1) Bec de canard.

* coût du déversoir :

Seuil : le coût du seuil est déterminé après la détermination du volume de celui-ci.

n	b (m)	S (m ²)	V _d (m ³)
1	22,5	0,125	2,81
2	25	0,325	8,125
3	27,5	0,578	15,88
4	30	0,975	29,25
5	32,5	1,252	40,53
6	35	1,65	57,75
7	37,5	2,03	76,13
8	40	2,5	100

le volume total est donc $V_d = 330,6 \text{ m}^3$

le Prix du béton est de 1200 DA/m³
donc le coût du seuil est de 0,4 MDA.

fondation :

l'épaisseur de la fondation du déversoir est considérée égale à 0,6 m.

donc le volume de béton utilisé est $V_{fd} = 0,6 \times 180 \times 3,5 = 378 \text{ m}^3$.

donc le coût de la fondation est de 0,45 MDA.

le coût total du déversoir est : 0,85 MDA.

excavations au niveau du déversoir :

le volume excavé est $V_{3d} = 8943,75 \text{ m}^3$.

le coût des excavations est de 2,24 MDA.

sachant que le prix des excavations est de 250 DA/m³.

* coût du coursier :

il a été déjà estimé auparavant et on a trouvé un coût de 30,15 MDA.

* coût du bassin de dissipation :

le volume du béton est de 1922,4 m³
→ le coût est de 2,3 MDA.

le coût total du bec de canard est estimé à : 35,54 MDA.

2) LA Byrinthe à crête trapézoïdale en plan:

* Coût du deversoir:

Seuil:

Le volume du seuil est égal à $461,37 \text{ m}^3$

Le coût de béton est donc $0,55 \text{ MDA}$.

Fondation:

Le volume de béton est 432 m^3 .

Le coût est donc $0,52 \text{ MDA}$.

excavations:

Le volume excavé au niveau du deversoir est de 2794 m^3

Le coût d'excavations est donc $0,7 \text{ MDA}$.

* Coût du coursier:

Le profil est le même que celui du bec de canard, les dimensions sont presque les mêmes, donc le coût du coursier est approximativement la même $30,15 \text{ MDA}$.

* Coût du bassin de dissipation:

Le volume de béton est de 1152 m^3
Le coût est donc $1,38 \text{ MDA}$.

Le coût total de l'évacuateur labyrinthe est de $33,3 \text{ MDA}$.

Enfin, on conclue que l'évacuateur labyrinthe est plus économique que celui en bec de canard.

B - EVACUATEURS EN CHARGE

I Evacuateur en tulipe avec puits pour $B = 180 \text{ m}$

On considère deux évacuateurs laissant transiter un débit de $Q/2 = 560 \text{ m}^3/\text{s}$, chacun.

Ils sont composés par :

- un deversoir circulaire
- Un puits vertical.
- Un coude.
- Une galerie plus ou moins inclinée.

1 - Positionnement :

Les deux évacuateurs seront placés sur la rive droite, ils seront dimensionnés avec un débit de $560 \text{ m}^3/\text{s}$, chacun.

- La crête du deversoir est au niveau
- Le puits se prolonge jusqu'au niveau 430 et se termine au niveau 425, soit une dénivellation de 5 m, ce qui fait une pente de $5/302,5 = 0,016$

2. Deversoir Circulaire :

Il est placé sur une plate forme de telle façon que les conditions d'écoulement soient radiales.

- Rayon du seuil R_s :

La longueur deversée est relative au périmètre du seuil

$$P_s = L_t = \frac{B}{2} = 90 \text{ m.}$$

$$\text{Donc } R_s = 14,33 \text{ m}$$

On prend $R_s = 15 \text{ m}$

On suppose le profil sans plan d'approche, donc :
 $h_s = h_0 = 2 \text{ m}$ (charge deversée)

- Capacité du deversoir circulaire :

$$\frac{h_0}{R_s} = \frac{2}{15} = 0,133 < 0,146 \rightarrow \text{deversoir dénoyé.}$$

Le débit est donné par :

$$Q = C_d L \sqrt{2g} h_0^{3/2}$$

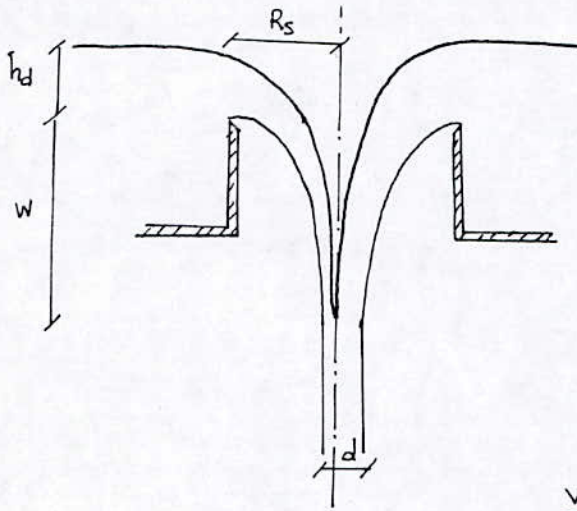
C_d : coefficient du débit.

L : longueur deversante

$$L = 2\pi R_s.$$

3. Dimensionnement du puits:

Pour que le deversoir fonctionne en dénoyé, il faut éviter les dépressions dans le puits; pour cela il faut que la charge disponible dans chaque section du puits (distance de la section à la surface libre, en négligeant les pertes de charge) soit supérieure à la charge équivalente à la vitesse de circulation de l'eau dans la section.



Soit $H = h_d + w$

$h_d = 2 \text{ m}$

$w = 5 \text{ m}$

w : distance du seuil du deversoir jusqu'à la zone de transition : deversoir - puits.

$H = 7 \text{ m}$

$$\frac{v^2}{2g} \leq H = 7 \text{ m}$$

$$\rightarrow d \geq \sqrt[4]{\frac{8Q^2}{g\pi^2 H}}$$

$Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ d'où $d \geq 7,8 \text{ m}$

On prend un diamètre du puits $d = 8 \text{ m}$.

* coordonnées de la zone de transition $\begin{cases} x = 11 \text{ m} \\ y = 5 \text{ m} \end{cases}$

4 - Galerie:

Elle présente une inclinaison de $1,58\%$

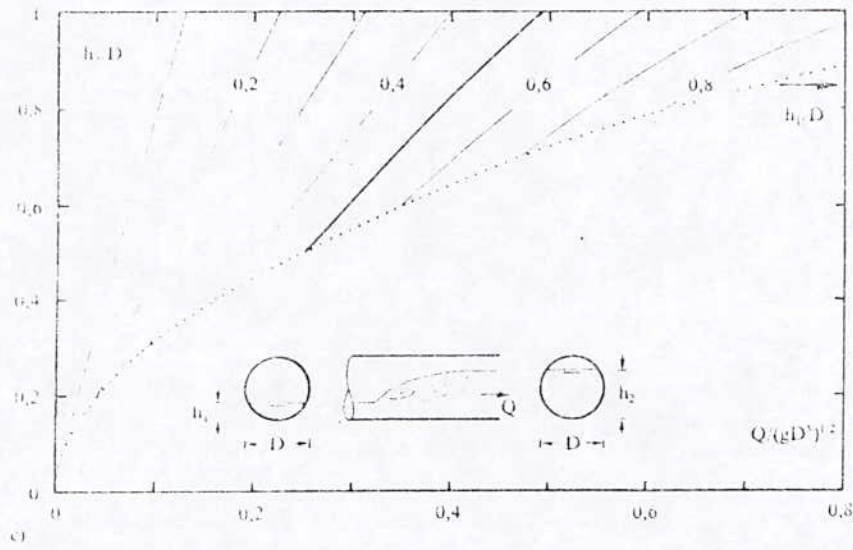
- On fixe le taux de remplissage de la galerie à $h_2 = 0,85 D_G$
- pour éviter le phénomène de cavitation au niveau du coude, on prévoit un rétrécissement au niveau du coude
- On considère h_2 la hauteur avale du ressaut qui se forme à l'entrée de la galerie.

Au moyen de l'abaque (3), on détermine la hauteur conjuguée h_1 et le diamètre de la galerie D_G .

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h_2}{D_G} = 0,85 \\ \frac{h_1}{D_G} = 0,8 \end{array} \right\} \rightarrow \frac{Q}{\sqrt{g D_G^5}} = 0,687 \rightarrow D_G = 9,25 \text{ m}$$

$h_1 = 0,8 D_G = 7,4 \text{ m}$

- On trouve :
- $D_G = 9,5 \text{ m}$ diamètre dans la galerie.
 - $D_{ec} = 8 \text{ m}$ diamètre à l'entrée du coude.
 - $D_{sc} = 7,5 \text{ m}$ diamètre à la sortie du coude.
 - $D_s = 30 \text{ m}$ diamètre du seuil.



ABAQUE (3)

* Longueur du ressort:

$$L_r = 2,5 (1,9 h_2 - h_1) = 19,61 \text{ m}$$

II Evacuateur entolipe Sans puits pour B = 180m

1 - On considère, comme précédemment, deux évacuateurs de débit $560 \text{ m}^3/\text{s}$, de même seuil et même positionnement
Le rayon du seuil $R_s = 15 \text{ m}$.

Seulement au lieu du puits, le deversoir se prolonge par un convergent.

La condition $\frac{v^2}{2g} \leq L$ doit être vérifiée.

$$L = h_d + W + l$$

l : distance entre la zone de transition et le coude.

h_d : charge deversée.

W : Distance entre le seuil et la zone de transition.

$h_d = 2 \text{ m}$, $W = 5 \text{ m}$, l varie de 0 à 22,5 m

$$\frac{v^2}{2g} \leq 7 + l.$$

Le diamètre minimum dans chaque section est:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{4(Q/v)}{\pi}} \quad Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$l \text{ (m)}$	$v^2/2g \text{ (m)}$	$v \text{ (m/s)}$	$Q/v \text{ (m}^2\text{)}$	$d_{\min} \text{ (cm)}$
0	7	11.72	47.78	7,80
2,0	9	13.29	42.14	7,33
4,0	11	14.69	38.12	6,97
6,0	13	15.97	35.07	6,68
8,0	15	17.16	32.63	6,45
10,0	17	18.26	30.67	6,25
12,0	19	19.30	29.02	6,08
14,0	21	20.30	27.59	5,93
16,0	23	21.24	26.37	5,80
18,0	25	22.15	25.28	5,68
20,0	27	23.02	24.33	5,57
22,5	29,5	24.06	23.28	5,45

2 - Galerie:

Elle présente une inclinaison de 1,58 %.

Le taux de remplissage dans la galerie est fixé à $h_2 = 0,85 D_G$.

On considère h_2 , la hauteur aval du ressaut qui se forme à l'entrée de la galerie et qu'on détermine à partir de l'abaque (3):

$$\text{Soit } \begin{cases} h_2/D_6 = 0,85 \\ h_1/D_6 = 0,5 \end{cases} \rightarrow \frac{Q}{\sqrt{g D_6^3}} = 0,4$$

donc $D_6 = 11,5 \text{ m}$: diamètre de la galerie.

$$h_1 = 0,5 D_6 = 5,74 \text{ m}$$

Pour éviter les pertes de charge au niveau du coude, on prend pour le coude, un diamètre constant égal à 6 m.

* Longueur du ressaut:

$$L_r = 2,5(1,9 h_2 - h_1) = 31,43 \text{ m}$$

III- Evacuateur tulipe modifié pour $B = 180 \text{ m}$

1 - Détermination du rayon de la corolle:

Le rayon du deversoir est suffisamment grand par rapport à la charge deversée $h_d = 2 \text{ m}$, puisque la longueur deversante est très grande $L_t = 180 \text{ m}$, donc le deversoir circulaire fonctionne comme un deversoir à crête linéaire, le coefficient de débit μ prend la même valeur pour les deversoirs à crête linéaire et ceux à crête circulaire.

$$\frac{Q_L}{Q_c} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{C_d}{C_{dL}} = 1 \quad \rightarrow \quad \frac{L_t}{2\pi R_N} = 1$$

C_d : coefficient du débit pour un seuil circulaire

C_{dL} : coefficient du débit pour un seuil linéaire

$$\text{On tire} \quad R_N = \frac{L_t}{2\pi} = 28,66 \text{ m}$$

on opte pour un rayon $R_N = 30 \text{ m}$

D'où le diamètre de la corolle $D_N = 60 \text{ m}$

2. Choix du profil de l'évacuateur de crue circulaire:

- si $R_N > 7h_d$, on prend un profil avec plan d'approche incliné d'un angle $\alpha \approx (6 \sim 9^\circ)$ / l'horizontale

La profondeur du courant d'eau au dessus de la crête interne sera $h_0 = 0,65 h_d$

- si $5h_d < R_N \leq 7h_d$, prendre un profil avec plan d'approche horizontal $\alpha = 0$

La profondeur du courant de l'eau au dessus de la crête interne sera $h_0 = 0,75 h_d$

- si $R_N \leq 5h_d \rightarrow$ prendre un profil normal sans plan d'approche

La profondeur du courant de l'eau au dessus de la crête sera: $h_0 = h_d$

avec h_d : lame d'eau deversée par dessus la crête extérieure

Dans notre cas:

$$R_N = 30 \text{ m} > 7h_d = 14 \text{ m}$$

On prend un profil avec plan d'approche incliné d'un angle $\alpha = 8^\circ$ / horizontale.

$$h_0 = 0,65 h_d = 1,3 \text{ m.}$$

- La longueur de la partie plane inclinée.

$$L = (0,4 \div 0,5) R_N$$

$$L = 0,4 R_N = 12 \text{ m.}$$

- Le rayon \bar{a} à la fin de la partie conique de l'entonnoir

$$r = R_N - L - 0,325 h_d \sin \alpha.$$

$$r = 17,91 \text{ m}$$

3 - Calcul de la capacité du deversoir circulaire :

Il existe 5 domaines d'écoulement :

- $\frac{h_0}{R_N} < 0,46 \rightarrow$ deversoir dénoyé et déversement libre.

- $\frac{h_0}{R_N} = 0,46 \div 1 \rightarrow$ puits en charge

Pour $\frac{h_0}{R_N} = 0,8 \div 1$: une surface plane se forme au dessus du deversoir.

- $\frac{h_0}{R_N} = 1 \div 1,6 \rightarrow$ deversoir noyé (l'ouvrage fonctionne comme un orifice à veine moulée)

- $\frac{h_0}{R_N} > 1,6 \rightarrow$ deversoir parfaitement noyé.

Il est recommandé de prendre $\frac{h_0}{R_N} < 0,46$, cad dimensionner l'évacuateur pour qu'il travaille en domaine dénoyé.

Dans notre cas :

$$\frac{h_0}{R_N} = \frac{1,3}{30} = 0,043 < 0,46 \rightarrow \text{deversoir dénoyé.}$$

* Calcul de la vitesse radiale moyenne de l'écoulement (vitesse d'entrée de l'eau dans la corolle interne).

$$V_r = \frac{Q}{2\pi h_0 r}$$

$$\left. \begin{array}{l} r = 17,91 \text{ m} \\ h_0 = 1,3 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow V_r = 7,66 \text{ m/s}$$

4 - Caractéristiques de l'écoulement :

a - La trajectoire des filets liquides sur la partie plane curviligne de l'entonnoir est déterminée d'après une équation parabolique, en considérant l'écoulement comme étant la chute libre d'un point.

$$y_i = \frac{g x_i^2}{2 V_r^2 \cos^2 \alpha} + x_i \tan \alpha \quad (\text{en m}).$$

On fixe l'origine 0 des coordonnées x_i et y_i au centre de gravité de la lame.

x_i varie de 0 à 17,91 m

b- Le long du de versoir, la vitesse \bar{v} n'importe quel point est :

$$v_i = \sqrt{v_r^2 + 2gy_i + 2v_r \sin \alpha \sqrt{2gy_i}}$$

c- L'épaisseur de la lame d'eau deversante aux limites de la partie parabolique est :

$$h_i = \frac{Q}{2\pi (r - x_i) v_i}$$

x_i (m)	y_i (m)	v_i (m/s)	h_i (m)
0	0	7.66	1.300
1	0.23	8.22	1.283
2	0.62	8.85	1.267
3	1.19	9.60	1.246
4	1.92	10.46	1.226
5	2.83	11.40	1.212
6	3.90	12.40	1.208
7	5.15	13.46	1.214
8	6.56	14.55	1.237
9	8.15	15.67	1.277
10	9.90	16.81	1.341
11	11.83	17.98	1.435
12	13.92	19.16	1.575
13	16.19	20.35	1.785
14	18.62	21.56	2.116
15	21.23	22.77	2.691
16	24.00	24.00	3.890
17,5	28.48	25.84	16.833

* Tracé du profil du tronçon parabolique de l'évacuateur:

Il se fait à l'aide des coordonnées du filet moyen de l'eau, mais celui-ci est translaté vers le bas d'une valeur de $h_0/2$.

(le point de coordonnées (0,0) se trouve à la cote 455)

- Zone de transition:

c'est la zone où le "crotch" s'établit pour le débit de dimensionnement.

a- point de rencontre des 2 filets liquides:

$$\begin{cases} x_{\max} = 14,65 \text{ m} \\ y_{\max} = 20,23 \text{ m} \end{cases}$$

b- Calcul de la charge y_t au niveau de la zone de transition.

$$y_t = y_{\max} - \frac{h_0}{2} = 19,58 \text{ m}$$

c- calcul de la vitesse au niveau de la section de transition
On évalue les pertes de charge par un coefficient
égal à 0,98.

$$V_t = 0,98 \sqrt{2gy_t}$$

$$V_t = 19,21 \text{ m/s}$$

d- D'après le Lencastre, la zone de transition se trouve à une hauteur cinétique inférieure ou égale à l'énergie totale disponible.

$$\frac{V_t^2}{2g} \leq y_t$$

$$\frac{V_t^2}{2g} = 18,81 \text{ m} < y_t = 19,58 \text{ m}.$$

Donc l'hypothèse est vérifiée.

e- Calcul du diamètre au niveau de la section de transition:

$$d_t = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_t}} \quad d_t = 8,62 \text{ m}$$

La vitesse V_t au niveau de la section de transition est grande donc pour diminuer les risques de cavitation dans le coude, on élimine le Puits.

Le raccordement se fera directement entre la zone de transition et le coude

$$r_c = (2 \sim 6) D_{cs} \quad (\text{m})$$

D_{cs} : diamètre de sortie du coude.

Pour éviter le phénomène de décollement des filets liquides, on opte pour un coude convergent.

- Diamètre à l'entrée du coude $D_{ce} = d_t = 8,62 \text{ m}$
- Diamètre à la sortie du coude $D_{cs} = 5 \text{ m}$.

On prend $r_c = 2,5 D_{cs} = 12,5 \text{ m}$.

5- Dimensionnement de la galerie d'évacuation:

a- calcul de la vitesse de sortie du coude

$$v = 0,93 \sqrt{2gH}$$

H: charge totale à la sortie du coude

$$H = 37,08 \text{ m}$$

$$v = 25,08 \text{ m/s}.$$

b. Nombre de froude:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g h'}} \quad h': \text{profondeur d'eau à la sortie du coude.}$$

$$Fr = 3,58 > 1 \rightarrow \text{le régime est torrentiel.}$$

$$2,5 < F < 4,5 \rightarrow \text{ressaut oscillant.}$$

Pour que l'écoulement soit à surface libre, on prend comme diamètre de la galerie

$$D_G = D_{sc} + 50\% D_{sc}$$

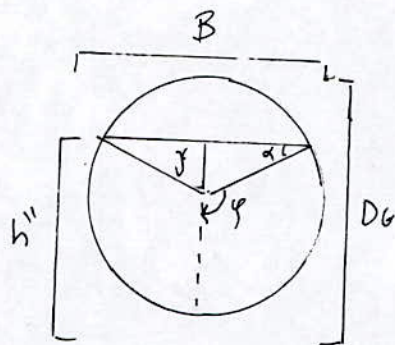
$$\text{cad : } D_G = 5 + 5/2 = 7,5 \text{ m.}$$

On suppose le taux de remplissage de la galerie

$$h'' = 0,85 D_G \rightarrow h'' = 6,375 \text{ m.}$$

* Calcul de la pente critique:

Soit la section de la galerie, pour laquelle on a la profondeur maximale de remplissage $h'' = 6,375 \text{ m}$



a. Calcul des angles φ et θ

$$y = h'' - D_G/2 = 2,625 \text{ m}$$

$$\text{on a } \sin \theta = \frac{y}{D_G/2}$$

$$\theta = \arcsin\left(\frac{2y}{D_G}\right) = 44,43^\circ$$

$$\varphi = \theta + 90 = 134,43^\circ$$

$$\varphi_r = \frac{\varphi \pi}{180} = 2,345 \text{ rad.}$$

b. Calcul de la section mouillée :

$$S = D_G^2/4 (\varphi_r - \sin \varphi \cos \varphi) = 40 \text{ m}^2.$$

c. périmètre mouillé :

$$P = D_G \cdot \varphi_r = 17,588 \text{ m.}$$

d. Rayon hydraulique :

$$R = S/P = 2,28 \text{ m.}$$

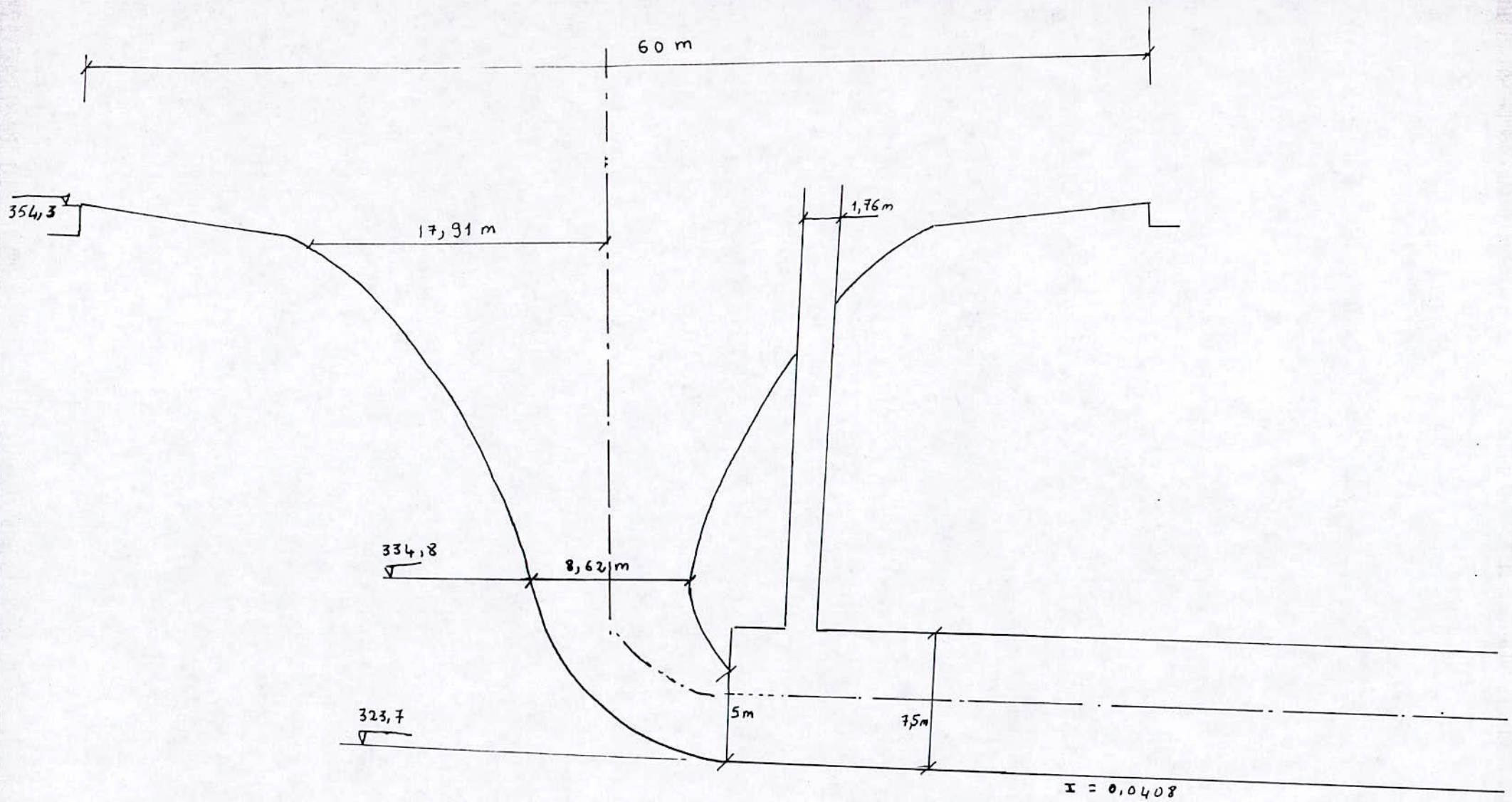
e. Calcul de l'épaisseur :

$$e = D_G \sin \varphi = 5,36 \text{ m}$$

f. coefficient de chezy

$$C = KR^{1/6}$$

$$K = 80 \rightarrow C = 91,78$$



EVACUATEUR TULIPE MODIFIÉE B=180 m.

Echelle: 1/300.

g - La pente critique $I_c = \frac{gS}{c^2 R} = 0,00381 = 3,81 \text{ ‰}$

h - Calcul de la pente de la galerie :

$$I = \frac{Q^2}{S^3 C^2 R} = 0,0408 = 40,8 \text{ ‰}$$

La pente de la galerie est supérieure à la pente critique donc le ressaut aura lieu à la sortie de la galerie

g - Détermination de la profondeur critique :

La profondeur critique correspond à une énergie spécifique minimale $\rightarrow dE/dh_c = 0$

L'énergie spécifique est donnée par :

$$E = h_c + \frac{v^2}{2g} = h_c + \frac{Q^2}{2gS^2}$$

$$\frac{dE}{dh_c} = 1 - \frac{Q^2}{gS^3} \left(\frac{dS}{dh_c} \right) = 0 \quad (2)$$

La section mouillée :

$$S = \frac{D_G^2}{4} (\varphi_r - \sin \varphi \cos \varphi) \quad (3)$$

Exprimons φ_r , $\sin \varphi$, $\cos \varphi$ en fonction de h_c et D_G .

$$\varphi_r = \frac{\varphi \pi}{180} = (90 + \theta) \frac{\pi}{180} = \left(90 + \arcsin \left(\frac{2y}{D_G} \right) \right) \frac{\pi}{180}$$

$$y = h_c - \frac{D_G}{2}$$

$$\varphi_r = \left(90 + \arcsin \left(\frac{2}{D_G} \left(h_c - \frac{D_G}{2} \right) \right) \right) \frac{\pi}{180}$$

$$\varphi_r = \frac{\pi}{2} + \frac{\pi}{180} \arcsin \left(\frac{2h_c}{D_G} - 1 \right)$$

$$\sin \varphi = \sin (90 + \theta) = \cos \theta = \cos \arcsin \left(\frac{2y}{D_G} \right)$$

$$\sin \varphi = \cos \arcsin \left(\frac{2h_c}{D_G} - 1 \right)$$

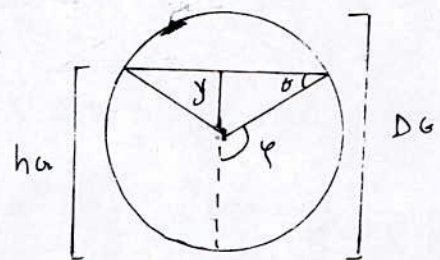
$$\cos \varphi = \cos (90 + \theta) = -\sin \theta = -\sin \arcsin \left(\frac{2y}{D_G} \right)$$

$$\cos \varphi = -\sin \arcsin \left(\frac{2h_c}{D_G} - 1 \right)$$

$$\cos \varphi = 1 - \frac{2h_c}{D_G}$$

Remplaçons les valeurs de φ_r , $\sin \varphi$, $\cos \varphi$ dans l'équation (3)

$$S = \frac{D_G^2}{4} \left[\frac{\pi}{2} + \frac{\pi}{180} \arcsin \left(\frac{2h_c}{D_G} - 1 \right) - \left(1 - \frac{2h_c}{D_G} \right) \cos \arcsin \left(\frac{2h_c}{D_G} - 1 \right) \right]$$



Dérivons S par rapport à hc.

$$\frac{dS}{dhc} = \frac{D_G^2}{4} \left[\frac{\pi}{180} \frac{2}{D_G} \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{2hc}{D_G} - 1\right)^2}} - \left(-\frac{2}{D_G} \cos \arcsin \left(\frac{2hc}{D_G} - 1\right)\right) + \left(1 - \frac{2hc}{D_G}\right) \left(-\sin \arcsin \left(\frac{2hc}{D_G} - 1\right) \frac{2}{D_G} \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{2hc}{D_G} - 1\right)^2}}\right) \right]$$

d'où :

$$\frac{dS}{dhc} = \frac{D_G^2}{4} \left[\frac{\pi}{180} \frac{2}{D_G} \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{2hc}{D_G} - 1\right)^2}} + \frac{2}{D_G} \cos \arcsin \left(\frac{2hc}{D_G} - 1\right) - \frac{2}{D_G} \left(1 - \frac{2hc}{D_G}\right)^2 \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{2hc}{D_G} - 1\right)^2}} \right]$$

l'équation (2) $\rightarrow \frac{Q^2}{gS^3} \left(\frac{dS}{dhc}\right) = 1$

$$\frac{Q^2}{gS^3} = \frac{Q^2}{g} \frac{1}{\left(\frac{D_G^2}{4}\right)^3 \left[\frac{\pi}{2} + \frac{\pi}{180} \arcsin \left(\frac{2hc}{D_G} - 1\right) - \left(1 - \frac{2hc}{D_G}\right) \cos \arcsin \left(\frac{2hc}{D_G} - 1\right)\right]^3}$$

Après iterations, on trouve $hc = 6,3 \text{ m}$

7. Calcul de la profondeur normale:

La profondeur normale est calculée par l'expression de Chezy

$$Q = SC\sqrt{RI}$$

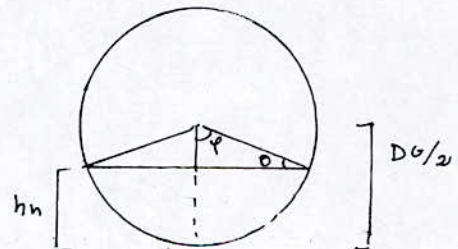
$$\frac{Q}{k\sqrt{I}} = \frac{S^{10/3}}{P^{2/3}} = \frac{\left[\frac{D_G^2}{4} (\varphi_r - \sin\varphi \cos\varphi)\right]^{10/3}}{\left[D_G \varphi_r\right]^{2/3}}$$

$$y = \frac{D_G}{2} - h_n$$

$$\theta = \arcsin \left(\frac{2y}{D_G}\right)$$

$$\varphi = 90 - \theta$$

$$\varphi_r = \frac{\varphi \pi}{180}$$



Exprimons φ_r , $\sin\varphi$, $\cos\varphi$ en fonction de D_G et h_n .

$$\varphi = 90 - \theta = 90 - \arcsin \left(\frac{2y}{D_G}\right) = 90 - \arcsin \left(1 - \frac{2}{D_G} h_n\right)$$

$$\theta = \arcsin \left(1 - \frac{2}{D_G} h_n\right)$$

$$\varphi_r = \frac{\pi}{180} \left(90 - \arcsin \left(1 - \frac{2}{D_G} h_n\right)\right)$$

avec $I = 0,0408 \text{ m/m}$

$k = 80$

$Q = 1120 \text{ m}^3/\text{s}$

Après iterations, on trouve $h_n = 1,31 \text{ m}$.

$I > I_c$
 $h_n < h_c$ } → On a un remous descendant.

8- Dimensionnement de la cheminée d'aération (Reniflard)

La cheminée d'aération est dimensionnée selon la formule de "CAMPBELL et GUYTON"

$$\frac{Q_a}{Q} = 0,04 (F - 1)^{0,85}$$

Q_a : débit d'air entrant dans la cheminée d'aération

a- Calcul de la vitesse à la sortie du coude, en négligeant les pertes de charge par frottement et par courbure.

$$v = \sqrt{2gH}$$

H: hauteur géométrique totale

$$H = 37,08 \text{ m}$$

$$v = 26,97 \text{ m/s}$$

b- Nombre de Froude à la sortie du coude:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gh'}} \quad h': \text{profondeur d'eau à la sortie du coude.}$$

$$F_r = 3,85 > 1 \rightarrow \text{regime torrentiel.}$$

c- Débit d'air entrant dans la cheminée:

$$Q_a = 0,04 \cdot (1120) (3,85 - 1)^{0,85} = 109,12 \text{ m}^3/\text{s}$$

d- Section de la cheminée:

$$S' = \frac{Q_a}{45} \text{ (m}^2\text{)}$$

$$S' = 2,42 \text{ m}^2$$

e- Diamètre de la cheminée d'aération

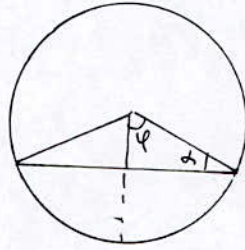
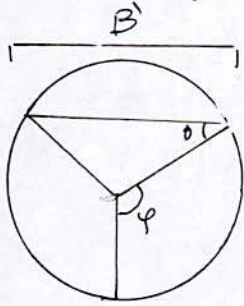
$$d_a = \sqrt{\frac{4S'}{\pi}} = 1,76 \text{ m}$$

9- Calcul du remous dans la galerie:

L'équation du tirant d'eau dans la galerie d'évacuation est donnée par:

$$\frac{dL}{dh} = \frac{1 - \alpha \frac{Q^2 B'}{g S^3}}{I - \frac{Q^2}{S^2 C^2 R}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} D_0 = 7,5 \text{ m} \\ I = 0,0408 \\ \alpha = 1 \end{cases}$$

on fixe $dh = 0,01 \text{ m}$



$$\theta = \arcsin(2y/D_G)$$

$$\varphi_r = \varphi \pi / 180$$

$$S = \frac{D_G^2}{4} (\varphi_r - \sin \varphi \cos \varphi)$$

$$P = D_G \varphi_r$$

$$B' = 2 \sqrt{\frac{D_G^2}{4} - y^2}$$

$$y = h - D_G/2$$

$$\varphi = 90 + \theta$$

$$y = D_G/2 - h$$

$$\varphi = 90 - \theta$$

$$h > D_G/2$$

$$h < D_G/2$$

h (m)	y (m)	φ (°)	φ_r (rad)	B' (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	c	L (m)
6,30	2,55	132,84	2,32	5,500	39,64	17,40	2,278	91,77	125,10
5,75	2	122,23	2,13	6,344	36,30	15,98	2,270	91,71	17,60
5,25	1,5	113,58	1,98	6,874	33,00	14,85	2,220	91,37	11,50
4,75	1	105,47	1,84	7,228	29,49	13,80	2,140	90,82	8,70
4,25	0,5	97,66	1,70	7,433	25,76	12,75	2,020	89,95	7,32
3,75	0	90	1,57	7,500	22,08	11,78	1,880	88,88	6,75
3,25	0,5	82,34	1,44	7,433	18,39	10,80	1,700	87,40	6,25
2,75	1	74,53	1,30	7,228	14,67	9,75	1,500	85,60	5,98
2,25	1,5	66,42	1,16	6,874	11,16	8,70	1,280	83,36	5,82
1,75	2	57,77	1,01	6,344	7,86	7,58	1,040	80,52	5,63
1,25	2,5	48,19	0,84	5,500	4,82	6,30	0,770	76,51	5,55

10 - Organe de restitution:

Bassin de dissipation:

Juste à la sortie de la galerie, on projete un bassin de dissipation.

La hauteur geometrique totale à la sortie de la galerie:

$$H = 37,61 \text{ m}$$

La vitesse à la sortie de la galerie est:

$$V_s = 0,93 \sqrt{2gH}$$

$$V_s = 25,26 \text{ m/s}$$

A la sortie de la galerie, il se forme un ressaut caractérisé par le nombre de Froude.

$$Fr = \frac{V_s}{\sqrt{g h_s}}$$

h_s : hauteur d'eau à la sortie de la galerie ou valeur finale du remous.

$$h_s = 1,25 \text{ m.}$$

$$Fr = 7,21 \rightarrow \text{le ressaut est stationnaire}$$

$$\left. \begin{array}{l} Fr > 4,5 \\ V_s > 15 \text{ m/s} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Bassin type III.}$$

A partir de l'abaque, on tire $\frac{y_2}{y_1} = 9,5$

$$y_1 = h_s = 1,25 \text{ m}$$

d'où le tirant d'eau aval $y_2 = 11,875 \text{ m}$

La longueur du bassin est donnée par l'abaque

$$Fr = 7,21 \rightarrow \frac{L}{y_2} = 4,18$$

$$L = 50 \text{ m.}$$

de dimensionnement des évacuateurs en charge est optimisé pour une largeur de versante B peu importante, pour cela le laminage est effectué pour $B = 80 \text{ m}$.

Les calculs sont mentionnés dans les tableaux suivants

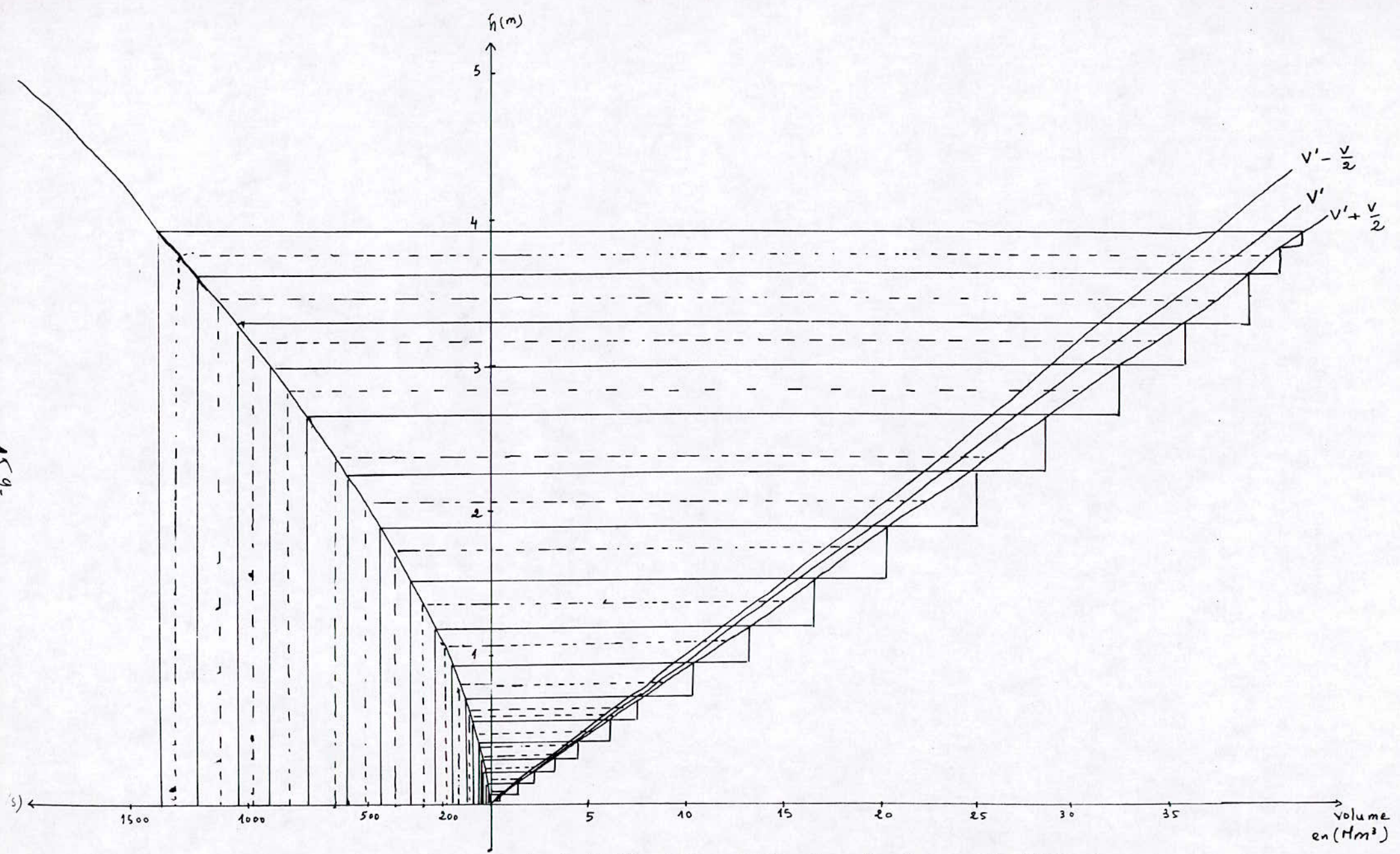
$h \text{ (m)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$V \text{ (Hm}^2)$	$V/2 \text{ (Hm}^2)$
0,5	61,89	0,223	0,112
1	175,05	0,63	0,315
1,5	321,59	1,158	0,579
2	495,12	1,782	0,891
2,5	691,95	2,491	1,246
3	909,59	3,275	1,638
3,5	1146,22	4,126	2,063
4	1400,41	5,041	2,521
4,5	1671,03	6,016	3,008
5	1957,14	7,046	3,523

$h \text{ (m)}$	V'	$V' - V/2$	$V' + V/2$
0,5	5	4,89	5,112
1	10,5	10,19	10,815
1,5	15,5	14,92	16,017
2	20,5	19,61	21,19
2,5	25,5	24,25	26,35
3	30,5	28,86	32,138
3,5	35,5	33,44	37,56
4	41	38,48	43,521
4,5	46	42,99	49
5	51,5	48,48	54,52

les résultats trouvés sont les suivants :

$$\text{Pour } T = 5000 \text{ ans } \begin{cases} h_{\text{dev}} = 3,93 \text{ m} \\ Q_{\text{lam}} = 1300 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

-459-



LAMINAGE DES CRUES pour B = 80 m , T = 5000 ans

IV Evacuateurs en tulipe avec puits pour B = 80 m

Données du laminage:

Largeur deversée B = 80 m .

Charge deversée $h_0 = 3,93$ m .

Débit laminé Q = 1300 m³/s .

On opte pour deux évacuateurs dimensionnés avec un débit de $Q/2 = 650$ m³/s .

1- Deversoir circulaire:

Il est placé sur une plate forme de telle façon que les conditions d'écoulement soient radiales .

Rayon du seuil:

Il est déterminé par le procédé itératif de WAGNER

* soit le coefficient de débit $C_d = 0,49$

Le taux de depression est nul : $\frac{h_v}{h_s} = 0\% = E$

avec h_v la hauteur vacuométrique au dessous de la nappe

$h_s = h_0 = 3,93$ m .

1^{ère} approximation:

$$\frac{C_d h_{s1}^{5/2} \sqrt{2g}}{Q} = \frac{0,49 (3,93)^{5/2} \sqrt{2 \cdot 9,81}}{650} = 0,102 .$$

$$\frac{h_{s1}}{R_s} = 2\pi \left(\frac{C_d h_{s1}^{5/2} \sqrt{2g}}{Q} \right) = 0,64$$

$$\frac{h_{s1}}{R_s} = 0,64 \rightarrow \text{d'après l'abaque (4)} \begin{cases} E/h_s = 0,044 \rightarrow E = 0,173 \\ \mu = 0,378 \end{cases}$$

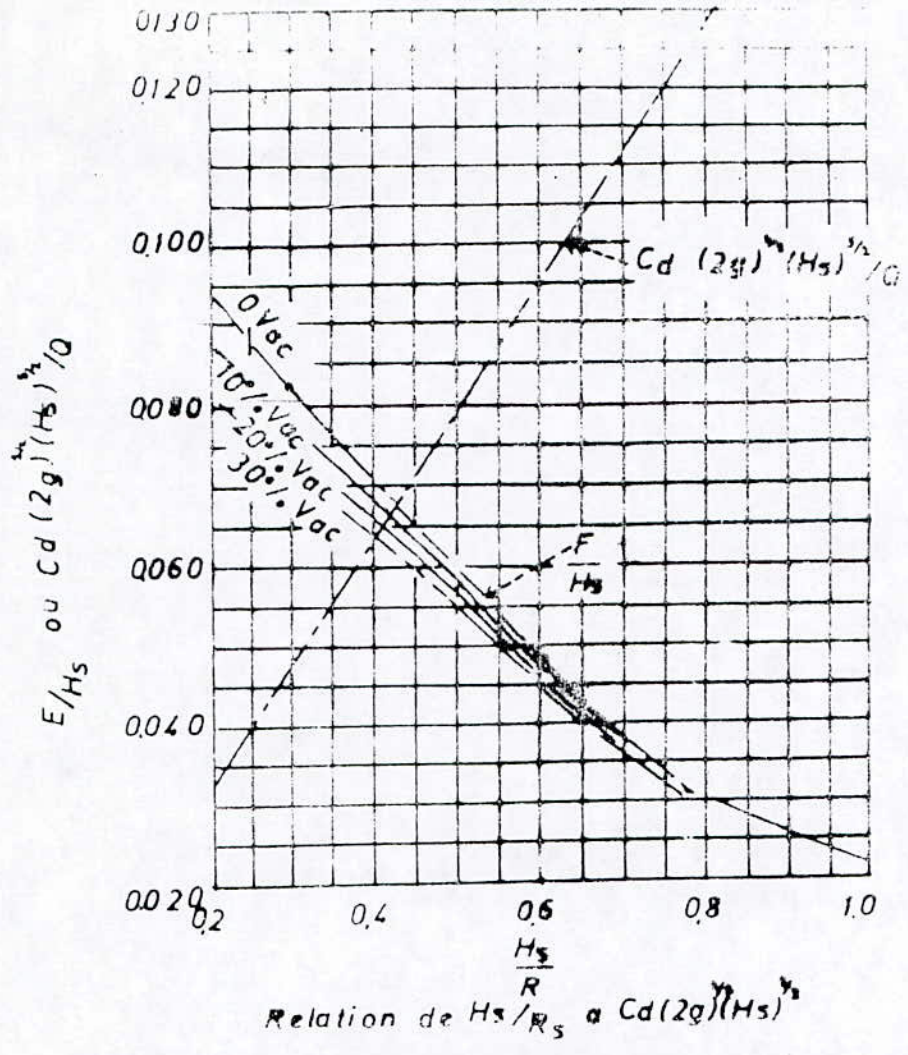
2^{ème} approximation:

$$C_{d2} = \mu = 0,378$$

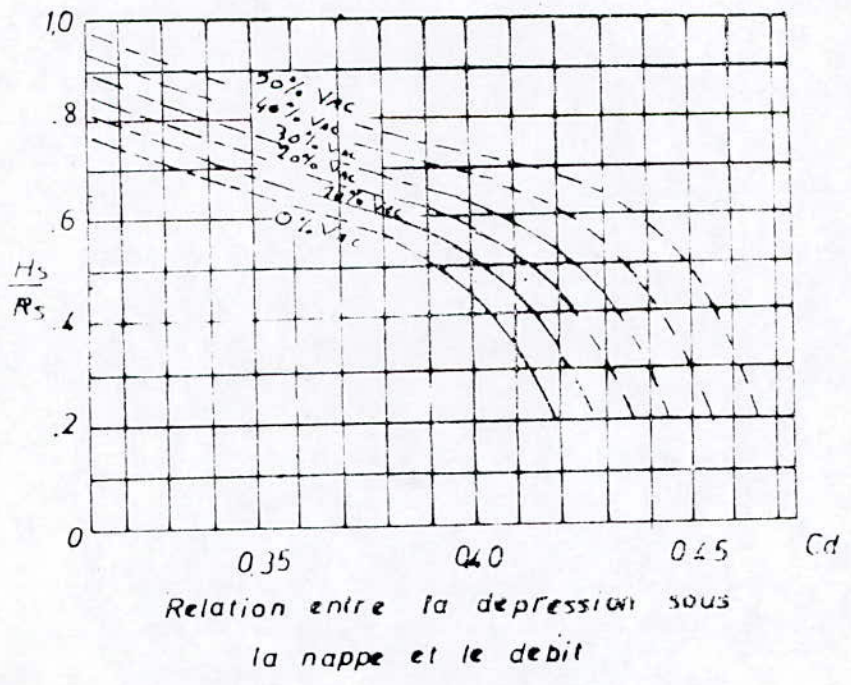
$$h_{s2} = 3,93 + 0,173 = 4,103 \text{ m .}$$

$$\frac{C_{d2} h_{s2} \sqrt{2g}}{Q} = \frac{0,378 \times 4,103 \times \sqrt{2 \cdot 9,81}}{650} = 0,0878$$

$$\frac{h_{s2}}{R_s} = 0,55 \rightarrow \begin{cases} E/h_{s2} = 0,0545 \rightarrow E = 0,224 \\ \mu = 0,408 \end{cases}$$



ABAQUE N°(4)



ABAQUE N°(2)

3^e approximation:

$$h_{s3} = 3,93 + 0,224 = 4,154 \text{ m}$$

$$C_{d3} = \mu = 0,408$$

$$\frac{C_{d3} h_{s3}^{5/2} \sqrt{2g}}{Q} = 0,0978 \rightarrow \frac{h_{s3}}{R_s} = 0,614 \rightarrow \begin{cases} E/h_s = 0,045 \rightarrow E = 0,187 \\ \mu = 0,389 \end{cases}$$

4^e approximation:

$$h_{s4} = 3,93 + 0,187 = 4,117 \text{ m}$$

$$C_{d4} = \mu = 0,389$$

$$\frac{C_{d4} h_{s4}^{5/2} \sqrt{2g}}{Q} = 0,089 \rightarrow \frac{h_{s4}}{R_s} = 0,56 \rightarrow \begin{cases} E/h_s = 0,048 \rightarrow E = 0,198 \\ \mu = 0,401 \end{cases}$$

5^e approximation:

$$h_{s5} = 3,93 + 0,198 = 4,128 \text{ m}$$

$$C_{d5} = \mu = 0,401$$

$$\frac{C_{d5} h_{s5}^{5/2} \sqrt{2g}}{Q} = 0,0955 \rightarrow \frac{h_{s5}}{R_s} = 0,6 \rightarrow \begin{cases} E/h_s = 0,0475 \rightarrow E = 0,196 \\ \mu = 0,4 \end{cases}$$

Les valeurs de E et μ sont peu différentes des précédentes, on s'arrête donc à cette itération.

$$\mu = 0,4 \quad , \quad \frac{h_s}{R_s} = 0,6 \quad \rightarrow \quad R_s = 6,88 \text{ m}$$

R_s : est le rayon du seuil.

* Détermination du coefficient de débit:

Le débit est exprimé par la relation suivante :

$$Q = C_{d5} h_s^{3/2} \sqrt{2g} \cdot 2\pi R_s \quad (1)$$

$$\text{avec } h_0 = h_s - E \quad \rightarrow \quad h_s = \frac{h_0}{(1 - E/h_s)} \quad \text{avec } E/h_s = 0,0475.$$

En remplaçant dans la relation (1) et en posant : $C_d = \frac{C_{d5}}{(1 - E/h_s)}$.

on obtient :

$$Q = C_d (1 - E/h_s) h_s^{3/2} \sqrt{2g} \cdot 2\pi R_s$$

$$C_d = \frac{Q}{(1 - E/h_s) h_s^{3/2} \sqrt{2g} \cdot 2\pi R_s} = 0,425$$

Tableau 2

Coordonnées de la surface intérieure de la nappe
pour différentes valeurs de H_s/R_0 et P/R_0
(nappe aérée)

pour Y positif

$\frac{H_s}{R_0}$ $\frac{P}{R_0}$	$P/R_0 = 0.30$										$P/R_0 = 0.15$								
	H_s/R_0										0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	1.00	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
0.20	0.2200	0.2840	0.3200	0.3400	0.3500	0.3600	0.3700	0.3800	0.3900	0.4000	0.4000	0.3900	0.3800	0.3700	0.3600	0.3500	0.3400	0.3300	0.3200
0.25	0.2100	0.2700	0.3000	0.3150	0.3250	0.3350	0.3450	0.3550	0.3650	0.3750	0.3750	0.3650	0.3550	0.3450	0.3350	0.3250	0.3150	0.3050	0.2950
0.30	0.2000	0.2550	0.2800	0.2950	0.3050	0.3150	0.3250	0.3350	0.3450	0.3550	0.3550	0.3450	0.3350	0.3250	0.3150	0.3050	0.2950	0.2850	0.2750
0.35	0.1900	0.2400	0.2600	0.2750	0.2850	0.2950	0.3050	0.3150	0.3250	0.3350	0.3350	0.3250	0.3150	0.3050	0.2950	0.2850	0.2750	0.2650	0.2550
0.40	0.1800	0.2250	0.2450	0.2600	0.2700	0.2800	0.2900	0.3000	0.3100	0.3200	0.3200	0.3100	0.3000	0.2900	0.2800	0.2700	0.2600	0.2500	0.2400
0.45	0.1700	0.2100	0.2300	0.2450	0.2550	0.2650	0.2750	0.2850	0.2950	0.3050	0.3050	0.2950	0.2850	0.2750	0.2650	0.2550	0.2450	0.2350	0.2250
0.50	0.1600	0.1950	0.2150	0.2300	0.2400	0.2500	0.2600	0.2700	0.2800	0.2900	0.2900	0.2800	0.2700	0.2600	0.2500	0.2400	0.2300	0.2200	0.2100
0.60	0.1500	0.1800	0.1950	0.2100	0.2200	0.2300	0.2400	0.2500	0.2600	0.2700	0.2700	0.2600	0.2500	0.2400	0.2300	0.2200	0.2100	0.2000	0.1900
0.80	0.1400	0.1650	0.1750	0.1850	0.1950	0.2050	0.2150	0.2250	0.2350	0.2450	0.2450	0.2350	0.2250	0.2150	0.2050	0.1950	0.1850	0.1750	0.1650
1.00	0.1300	0.1500	0.1600	0.1700	0.1800	0.1900	0.2000	0.2100	0.2200	0.2300	0.2300	0.2200	0.2100	0.2000	0.1900	0.1800	0.1700	0.1600	0.1500

pour Y négatif

$\frac{H_s}{R_0}$ $\frac{P}{R_0}$	$P/R_0 = 0.30$										$P/R_0 = 0.15$								
	H_s/R_0										0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	1.00	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
0.20	0.2200	0.2840	0.3200	0.3400	0.3500	0.3600	0.3700	0.3800	0.3900	0.4000	0.4000	0.3900	0.3800	0.3700	0.3600	0.3500	0.3400	0.3300	0.3200
0.25	0.2100	0.2700	0.3000	0.3150	0.3250	0.3350	0.3450	0.3550	0.3650	0.3750	0.3750	0.3650	0.3550	0.3450	0.3350	0.3250	0.3150	0.3050	0.2950
0.30	0.2000	0.2550	0.2800	0.2950	0.3050	0.3150	0.3250	0.3350	0.3450	0.3550	0.3550	0.3450	0.3350	0.3250	0.3150	0.3050	0.2950	0.2850	0.2750
0.35	0.1900	0.2400	0.2600	0.2750	0.2850	0.2950	0.3050	0.3150	0.3250	0.3350	0.3350	0.3250	0.3150	0.3050	0.2950	0.2850	0.2750	0.2650	0.2550
0.40	0.1800	0.2250	0.2450	0.2600	0.2700	0.2800	0.2900	0.3000	0.3100	0.3200	0.3200	0.3100	0.3000	0.2900	0.2800	0.2700	0.2600	0.2500	0.2400
0.45	0.1700	0.2100	0.2300	0.2450	0.2550	0.2650	0.2750	0.2850	0.2950	0.3050	0.3050	0.2950	0.2850	0.2750	0.2650	0.2550	0.2450	0.2350	0.2250
0.50	0.1600	0.1950	0.2150	0.2300	0.2400	0.2500	0.2600	0.2700	0.2800	0.2900	0.2900	0.2800	0.2700	0.2600	0.2500	0.2400	0.2300	0.2200	0.2100
0.60	0.1500	0.1800	0.1950	0.2100	0.2200	0.2300	0.2400	0.2500	0.2600	0.2700	0.2700	0.2600	0.2500	0.2400	0.2300	0.2200	0.2100	0.2000	0.1900
0.80	0.1400	0.1650	0.1750	0.1850	0.1950	0.2050	0.2150	0.2250	0.2350	0.2450	0.2450	0.2350	0.2250	0.2150	0.2050	0.1950	0.1850	0.1750	0.1650
1.00	0.1300	0.1500	0.1600	0.1700	0.1800	0.1900	0.2000	0.2100	0.2200	0.2300	0.2300	0.2200	0.2100	0.2000	0.1900	0.1800	0.1700	0.1600	0.1500

ABAUQUE S

Coordonnées de la surface supérieure de la nappe pour différentes valeurs de H_s/R_s (vitesse d'approche négligeable et nappe bécée)

		$\frac{Y}{H_s}$									
$\frac{P}{R_s}$		0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.70	1.00
$\frac{x}{H_s}$	1.40	0.955	0.976	0.999	0.990	0.961	0.943	0.924	0.916	0.906	1.000
	+0.70	0.925	0.927	0.929	0.930	0.935	0.937	0.942	0.946	0.953	0.997
	0.00	0.860	0.866	0.869	0.875	0.880	0.885	0.890	0.892	0.895	
	0.20	0.840	0.849	0.849	0.858	0.863	0.865	0.869	0.870	0.870	
	0.40	0.740	0.753	0.753	0.772	0.787	0.801	0.815	0.825	0.835	
	0.60	0.640	0.655	0.665	0.684	0.702	0.726	0.745			
	0.80	0.516	0.540	0.556	0.576	0.600	0.633				
	1.00	0.372	0.402	0.420	0.449	0.475					
	1.20	0.205	0.240	0.265	0.300	0.328					
	1.40	0.033	0.071	0.083	0.125						
	1.60	-0.205	-0.160	-0.122	-0.093						
	1.80	-0.457	-0.460	-0.357							
	2.00	-0.748	-0.676	-0.613							
	2.20	-1.072	-0.901	-0.779							
	2.40	-1.440	-1.315	-1.195							
	2.60	-1.845	-1.670								
2.80	-2.285										
3.00	-2.685										

Axeu de la surface de l'eau pour $H_s/R_s = 1.00$

Point de jonction de la surface supérieure avec le "boil"											
x/B_s				2.410	1.711	1.205	0.810	0.725	0.530	0.220	-0.075
y/B_s				-1.210	-0.175	0.320	0.626	0.666	0.727	0.940	0.975

Sommet du "boil"											
x/B_s				2.911	2.545	2.267	2.043	1.740	1.275	0.600	
y/B_s				0.000	0.435	0.656	0.783	0.942	0.970	1.000	

Abaque S

Coordonnées de la surface supérieure de la nappe pour différentes valeurs de H_s/R_s et P/R_s

		$\frac{P}{R_s} = 0.30$									$\frac{P}{R_s} = 0.15$									
$\frac{x}{H_s}$		0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.70	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.70	
$\frac{x}{H_s}$	1.40	0.976	0.965	0.958	0.975	0.976	0.977	0.978	0.985	0.991	0.957	0.962	0.968	0.971	0.978	0.980	0.987	0.990	0.995	0.995
	+0.70	0.922	0.934	0.936	0.947	0.949	0.950	0.954	0.966	0.981	0.917	0.924	0.934	0.942	0.949	0.955	0.960	0.970	0.975	0.985
	0.00	0.879	0.885	0.890	0.903	0.907	0.911	0.919	0.938	0.966	0.870	0.875	0.879	0.889	0.899	0.915	0.922	0.937	0.940	0.970
	0.20	0.843	0.846	0.852	0.863	0.865	0.869	0.871	0.882	0.904	0.800	0.801	0.803	0.816	0.825	0.840	0.847	0.864	0.868	0.900
	0.40	0.710	0.717	0.723	0.737	0.748	0.758	0.770	0.810	0.836	0.715	0.727	0.745	0.759	0.776	0.792	0.807	0.841	0.841	0.900
	0.60	0.626	0.641	0.658	0.683	0.700	0.715	0.730			0.610	0.629	0.648	0.666	0.685	0.703	0.735			
	0.70	0.506	0.524	0.544	0.574	0.592	0.611				0.490	0.511	0.533	0.556	0.582	0.612				
	1.00	0.363	0.388	0.413	0.462	0.465					0.352	0.377	0.408	0.427	0.465					
	1.20	0.199	0.228	0.254	0.292						0.181	0.216	0.240	0.277	0.337					
	1.40	0.025	0.047	0.071	0.123						-0.007	0.028	0.059	0.106						
	1.60	-0.223	-0.175	-0.135	-0.070						-0.235	-0.196	-0.155	-0.081						
	1.80	-0.440	-0.422	-0.368							-0.498	-0.437	-0.398							
	2.00	-0.712	-0.702	-0.625							-0.795	-0.720	-0.648							
	2.20	-1.025	-1.018	-0.910							-1.115	-1.053	-0.983							
	2.40	-1.415	-1.347	-1.235							-1.446	-1.350								
	2.60	-1.767	-1.683								-1.700	-1.603								
2.80	-2.130	-2.018								-2.148	-2.035									
3.00	-2.500	-2.351								-2.522	-2.388									

Point de jonction de la surface supérieure avec le "boil"																					
x/H_s				2.410	1.733	1.096	0.938	0.714	0.420	0.315					2.222	1.723	1.277	0.96	0.732	0.420	0.344
y/H_s				-1.253	-0.210	0.394	0.531	0.680	0.830	0.926					-0.932	-0.260	0.225	0.510	0.681	0.835	0.925

coordonnées du sommet du "boil"																				
x/H_s				3.370	2.922	2.435	2.288		1.775	1.252					2.935	2.531	2.278	2.029	1.610	1.263
y/H_s				-0.755	0.043	0.406	0.713		0.950	0.995					0.002	0.458	0.647	0.815	0.935	0.997

Coordonnées de la face inférieure de la veine liquide :

Un deversoir circulaire à crête mince a été construit et testé par le laboratoire hydraulique de l'USBR (United States, Bureau of Reclamation)

Le but recherché par le choix du type de deversoir est de reproduire le profil de surface inférieure d'une nappe se déversant librement au-dessus du deversoir.

Cette disposition est adoptée pour éviter les zones de dépressions dangereuses.

On considère une profondeur d'approche $P/R_s = 0,15$
(nappe aérée)

Pour $y > 0$		$P/R_s = 0,15$		
		$h_s/R_s = 0,6$		
x/h_s	y/h_s	x	y	
0	0	0	0	
0.01	0.010	0.0413	0.0413	
0.02	0.016	0.0826	0.0660	
0.03	0.020	0.1238	0.0826	
0.04	0.023	0.1651	0.0949	
0.05	0.025	0.2064	0.1032	
0.06	0.0265	0.2477	0.1094	
0.07	0.027	0.2890	0.1115	
0.08	0.027	0.3302	0.1114	
0.09	0.0265	0.3715	0.1094	
0.10	0.0255	0.4128	0.1053	
0.12	0.022	0.4954	0.0908	
0.14	0.0175	0.5779	0.0722	
0.16	0.011	0.6605	0.0454	
0.18	0.004	0.7430	0.0165	

déterminées d'après l'abaque (5)

Pour $y < 0$		$P/R_s = 0,15$	
		$h_s/R_s = 0.6$	
y/h_s	x/h_s	x	y
0	0.189	0.7802	0
-0.02	0.228	0.9412	-0.0826
-0.04	0.259	1.0692	-0.1651
-0.06	0.286	1.1806	-0.2477
-0.08	0.310	1.2797	-0.3302
-0.10	0.351	1.4489	-0.4128
-0.15	0.376	1.5521	-0.6192
-0.20	0.413	1.7049	-0.8256
-0.25	0.445	1.8370	-1.0320
-0.30	0.474	1.9567	-1.2384
-0.40	0.523	2.1589	-1.6512
-0.50	0.567	2.3406	-2.0640
-0.60	0.601	2.4809	-2.4768
-0.80	0.655	2.7038	-3.3024
-1.00	0.696	2.9997	-4.1280
-1.20	0.725	2.9928	-4.9536
-1.40	0.750	3.0960	-5.7792
-1.60	0.770	3.1786	-6.6048
-1.80	0.787	3.2487	-7.4304
-2.00	0.801	3.3065	-8.2560
-2.50	0.827	3.4139	-10.3200
-3.00	0.840	3.4675	-12.3840

Coordonnées de la face supérieure de la nappe :

		$P/R_s = 0.15$	
		$h_s/R_s = 0.6$	
x/h_s	y/h_s	x	y
-0.4	0.990	-1.6512	4.0867
-0.2	0.970	-0.8256	4.0042
0	0.937	0	3.8679
0.2	0.894	0.8256	3.6904
0.4	0.841	1.6512	3.4716

Point de jonction de la surface supérieure avec le "boil"

x/h_s	y/h_s	x	y
0.42	0.8350	1.7338	3.4469

Coordonnées du sommet du "boil"

x/h_s	y/h_s	x	y
1.68	0.935	6.935	3.860

2 - Dimensionnement du puits :

Pour éviter les dépressions dans le puits, il faut vérifier la condition suivante :

$$h_d + w = H \geq v^2 / 2g$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{soit } w = 8 \text{ m} \\ h_d = 3.93 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow d \geq \sqrt[4]{\frac{8 \cdot (650)^2}{9.81 \cdot (3.14)^2 \cdot 11.93}} = 7,35 \text{ m}$$

On prend comme diamètre du puits $d = 7,5 \text{ m}$.

* La zone d'intersection deversoir-puits est nommée zone de transition

Les coordonnées de cette zone sont données par :

$$\begin{cases} x = 6.88 - \frac{7.5}{2} = 3.13 \\ y = 6.12 \end{cases}$$

3 - Galerie :

On fixe le taux de remplissage de la galerie
 $\bar{a} h_2 = 0,85 D_0$ et $h_1/D_0 = 0,7$.

D'après l'abaque, on tire $\frac{Q}{\sqrt{g D_0^3}} = 0.58$

donc $D_0 = 10.5 \text{ m}$

Le diamètre de sortie du coude est $d_s = h_1 = 0.7 D_0 = 7.35 \text{ m}$

On prend finalement :

- $D_0 = 10.5 \text{ m}$ diamètre de la galerie.
- $d_e = 7.5 \text{ m}$ diamètre d'entrée du coude.
- $d_s = 7.35 \text{ m}$ diamètre de sortie du coude.
- $D_s = 13.76 \text{ m}$ diamètre du seuil du deversoir.

* Longueur du ressaut dans la galerie :

$$L_r = 2,5 (1,9 h_2 - h_1)$$

avec $h_2 = 0,85 D_0$ et $h_1 = d_s$.

$$L_r = 24 \text{ m}.$$

V Evacuateur tulipe Sans puits :

Les dimensions du deversoir circulaire et les coordonnées des surfaces de la veine liquide sont les mêmes que pour le cas précédent ; le seul changement est que le puits est remplacé par un convergent, dont le tracé du profil doit vérifier la relation : $v^2/2g \ll L$

$$L = h_d + w + l$$

$$h_d = 3.93 \text{ m.}$$

$$w = 8 \text{ m.}$$

l varie de 0 à 22.5 m

$$\text{donc : } \frac{v^2}{2g} \ll 11.93 + l$$

$$\text{d'où : } d_{\min} = \sqrt{\frac{4(Q/v)}{\pi}}$$

l (m)	$v^2/2g$ (m)	V (m/s)	Q/v (m ²)	d_{\min} (m)
0	11.93	15.30	42.48	7.36
2	13.93	16.53	39.32	7.08
4	15.93	17.68	36.76	6.84
6	17.93	18.76	34.65	6.64
8	19.93	19.77	32.88	6.47
10	21.93	20.74	31.34	6.32
12	23.93	21.67	30.00	6.18
14	25.93	22.56	28.80	6.06
16	27.93	23.41	27.77	5.95
18	29.93	24.23	26.83	5.85
20	31.93	25.03	25.97	5.75
22.5	34.93	25.99	25.01	5.64

Galerie :

Le taux de remplissage est fixé à 0.85 D_G
et $\frac{h_1}{D_G} = 0.4$

$$\text{D'après l'abaque } , \frac{Q}{\sqrt{g D_G^5}} = 0.34 \rightarrow D_G = 13 \text{ m}$$

$$d_s = h_1 = 0.4 D_G = 5.2 \text{ m.}$$

On prend finalement :

- $d_1 = 7.5 \text{ m}$ diamètre dans la zone de transition.
- $d_2 = 5.75 \text{ m}$ diamètre d'entrée du coude.
- $d_s = 5.2 \text{ m}$ diamètre de sortie du coude.
- $D_G = 13 \text{ m}$ diamètre de la galerie.
- $D_c = 13.76 \text{ m}$ diamètre du seuil circulaire.

* Longueur du ressaut dans la galerie :

$$L_r = 2.5 (1.9 h_2 - h_1) = 39.5 \text{ m.}$$

VI. Evacuateur Tulipe modifié :

* Rayon du seuil :

La longueur de versante totale est : $L_t = 2\pi R_N = 80 \text{ m} \rightarrow R_N = 12,74 \text{ m}$

On opte pour $R_N = 15 \text{ m}$

Le diamètre de la corolle sera $D_N = 30 \text{ m}$

1- Choix du profil de l'évacuateur circulaire :

Dans notre cas, $R_N = 15 \text{ m}$ et $5h_d = 19,65 \text{ m}$

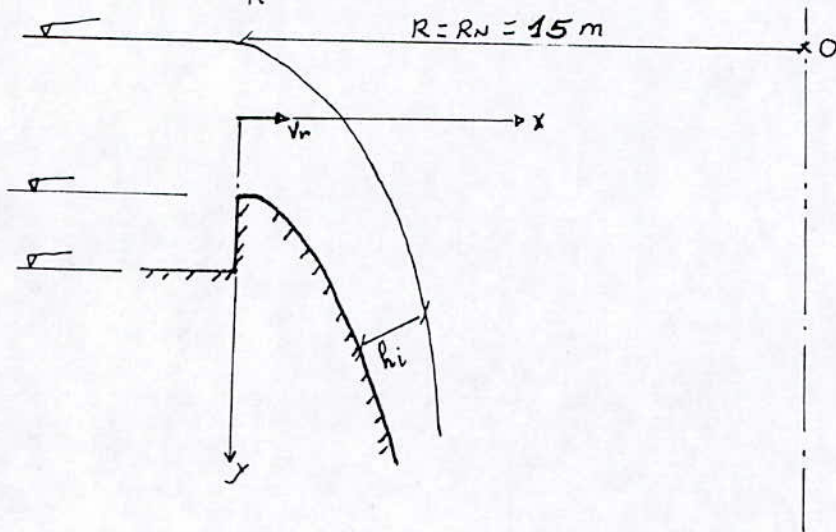
$R_N < 5h_d \rightarrow$ le profil est sans plan d'approche

$$h_o = h_d = 3,93 \text{ m}$$

- Le rayon de la crête interne de la corolle est le même que celui de la crête externe : $R = R_N = 15 \text{ m}$.

2- Capacité du deversoir circulaire :

$$\frac{h_o}{R} = 0,262 < 0,46 \rightarrow \text{deversoir dénoyé.}$$



- Schéma du profil de la corolle de l'évacuateur (Tulipe modifiée) -

- Calcul de la vitesse radiale moyenne de l'écoulement (vitesse d'entrée de l'eau dans la corolle interne)

$$V_r = \frac{Q}{2\pi R h_o}, \quad Q = 1300 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow V_r = 3,51 \text{ m/s.}$$

3- Caractéristiques de l'écoulement :

a - Trajectoire des filets liquides

$$y_i = \frac{g x_i^2}{2 V_r^2 \cos^2 \alpha} + x_i \tan \alpha, \quad \alpha = 0$$

$$\boxed{y_i = \frac{g x_i^2}{2 V_r^2}}$$

b - Vitesse en un point quelconque du deversoir :

$$V_i = \sqrt{V_r^2 + 2gy_i + 2V_r \sin \alpha \sqrt{2gy_i}} \quad , \quad \alpha = 0$$

$$V_i = \sqrt{V_r^2 + 2gy_i}$$

c - Epaisseur du tirant d'eau :

$$h_i = \frac{Q}{2\pi(R-x_i)V_i} \quad \text{avec } 0 \leq x_i < 15 \text{ m.}$$

Tout calcul fait, on obtient le tableau suivant :

x_i (m)	y_i (m)	V_i (m/s)	h_i (m)
0	0	3.51	3.93
0.5	0.1	3.78	3.78
1	0.4	4.49	3.29
1.5	0.9	5.48	2.80
2	1.6	6.61	2.41
2.5	2.5	7.83	2.11
3	3.6	9.11	1.89
3.5	4.9	10.41	1.73
4	6.4	11.74	1.60
4.5	8.1	13.09	1.51
5	10	14.44	1.43
6	14.4	17.17	1.34
7	19.6	19.92	1.30
8	25.6	22.68	1.304
9	32.4	25.46	1.36
10	40	28.23	1.47
11	48.4	31.01	1.67
12	57.6	33.80	2.04
13	67.6	36.59	2.83
14.5	84.1	40.77	10.15

- Eracé du profil du tronçon parabolique de l'évacuateur :

Le tracé du profil se fait à l'aide des coordonnées du filet moyen de l'eau mais celui-ci est translaté vers le bas d'une valeur de $h_0/2 = 1,965 \text{ m}$
(Le point de coordonnées (0,0) se trouve à la cote)

- Zone de transition :

C'est la zone où le "crotch" s'établit

a - Point de rencontre des 2 filets liquides :

$$\begin{cases} X_{\max} = 6,51 \text{ m.} \\ Y_{\max} = 16,965 \text{ m} \end{cases}$$

b. Calcul de la vitesse au niveau de la zone de transition:

$$v_t = 0,98 \sqrt{2gY_t}$$

$$\text{avec } Y_t = Y_{\max} = 16,965 \text{ m}$$

$$v_t = 17,88 \text{ m/s}$$

D'après "L'encastre", la zone de transition se trouve à une hauteur cinétique inférieure ou égale à l'énergie totale disponible

$$\frac{v_t^2}{2g} \leq Y_t$$

$$\frac{v_t^2}{2g} = 16,294 \text{ m} < Y_t = 16,965 \text{ m}$$

c. Diamètre dans la zone de transition:

$$d_t = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_t}} \quad d_t = 9,624 \text{ m}$$

La vitesse dans la zone de transition est grande, donc on élimine le puits pour diminuer les risques de cavitation
→ le raccordement se fait directement entre la zone de transition et le coude.

* Choix du rayon de courbure du coude:

$$r_c = (2 \sim 6) D_{sc} \text{ (m)}$$

Pour éviter le phénomène de décollement des filets liquides, on opte pour un coude convergent avec:

$$\text{Diamètre d'entrée du coude } D_{ce} = 9,624 \text{ m}$$

$$\text{Diamètre de sortie du coude } D_{sc} = 6 \text{ m}$$

on prend comme rayon de courbure $r_c = 2,5 D_{sc} = 15 \text{ m}$

4. Dimensionnement de la galerie d'évacuation:

a. Vitesse de sortie du coude:

$$v = 0,93 \sqrt{2gH}$$

avec H: charge totale à la sortie du coude.

$$H = 28,707 \text{ m}$$

$$\text{d'où } v = 22,07 \text{ m/s}$$

b. Nombre de Froude:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh'}}$$

h' : profondeur de l'eau à la sortie du coude

$$h' = D_{sc} = 6 \text{ m}$$

$$Fr = 2,877 > 1 \rightarrow \text{le régime dans la galerie est torrentiel}$$

$2,5 < F < 4,5 \rightarrow$ presence d'un ressaut oscillant

Pour que l'écoulement soit à surface libre, on prend comme diamètre de la galerie

$$D_G = D_{cs} + 50\% D_{cs} = 9 \text{ m}$$

On suppose le taux de remplissage maximum de la galerie :

$$h'' = 0,85 D_G \rightarrow h'' = 7,65 \text{ m.}$$

* calcul de la pente critique:

Le niveau critique est atteint lorsque la galerie est remplie à son maximum possible.

Le procédé de calcul est déjà défini auparavant

a. calcul des angles φ et φ_r :

$$y = h'' - \frac{D_G}{2} = 3,15 \text{ m}$$

$$\theta = \arcsin\left(\frac{2y}{D_G}\right) = 44,43^\circ$$

$$\varphi = \theta + 90 = 134,43^\circ$$

$$\varphi_r = \frac{\varphi \pi}{180} = 2,345 \text{ rad.}$$

b. calcul de la section mouillée :

$$S = \frac{D_G^2}{4} (\varphi_r - \sin \varphi \cos \varphi) = 57,61 \text{ m}^2$$

c. calcul du périmètre mouillé :

$$P = D_G \varphi_r = 21,105 \text{ m}$$

d. Rayon hydraulique :

$$R_h = \frac{S}{P} = 2,73 \text{ m}$$

e. calcul de l'épaisseur :

$$e = D_G \sin \varphi = 6,427 \text{ m.}$$

f. coefficient de Chezy :

$$C = K R_h^{1/2} \quad \text{avec } K = 80.$$

$$C = 94,577 \text{ m}^{1/2} / \text{s.}$$

g. pente critique :

$$I_c = \frac{g S}{e c^2 R_h} = 0,0036 = 0,36\%$$

Calcul de la pente dans la galerie:

$$I = \frac{Q^2}{S^2 C^2 R_h} = 0,0209 = 2,09 \%$$

La pente dans la galerie est supérieure à la pente critique donc le remous aura lieu à la sortie de la galerie.

Détermination de la profondeur critique:

La profondeur critique correspond à une énergie spécifique minimale $\rightarrow dE/dh_c = 0$.

donc il faut vérifier la relation suivante: $\frac{dE}{dh_c} = 1 - \frac{Q^2}{gS^3} \left(\frac{dS}{dh_c} \right) = 0$

Après itérations, on trouve $h_c = 7,498 \text{ m}$.

Calcul de la profondeur normale:

Avec la relation de Chezy: $\frac{Q}{KI^{1/2}} = \frac{S^{10/3}}{P^{2/3}} = \frac{[D_0^4/4 (\varphi_r - \sin \varphi \cos \varphi)]^{10/3}}{[D_0 \varphi_r]^{2/3}}$

Après itérations: on trouve $h_n = 1,339 \text{ m}$

On a $\begin{cases} I > I_c \\ h_n < h_c \end{cases} \rightarrow$ Remous descendant.

5 - Dimensionnement de la cheminée d'aération:

Celle-ci est dimensionnée par la formule de "CAMPBELL" et "GUYTON".

$$\frac{Q_a}{Q} = 0,04 (F_r - 1)^{0,85}$$

a. calcul de la vitesse de l'eau à la sortie du coude:

En négligeant les pertes de charge

$$v = \sqrt{2gH}$$

avec $H = 26,893 \text{ m}$

$$v = 22,97 \text{ m/s}$$

b. Nombre de Froude à la sortie du coude:

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g h'}} \quad , \quad h' = 6 \text{ m}$$

$F_r = 2,994 > 1 \rightarrow$ Régime torrentiel.

c. débit d'air entrant dans la cheminée d'aération:

$$Q_a = 0,04 (1300) (2,994 - 1)^{0,85} = 93,49 \text{ m}^3/\text{s}$$

d. section de la cheminée:

$$S' = \frac{Q_a}{45} = 2,078 \text{ m}^2$$

e. Diamètre de la cheminée :

$$d_a = \sqrt{\frac{4 S'}{\pi}} = 1,627 \text{ m}$$

6. Calcul du remous dans la galerie d'évacuation :

La galerie fonctionne à surface libre

L'équation du tirant d'eau est donnée par :

$$\frac{dL}{dh} = \frac{1 - \alpha \frac{Q^2 B'}{g S^3}}{\tau - \frac{Q^2}{S^2 C^2 R_h^5}} \quad \begin{array}{l} D_0 = 9 \text{ m} \\ I = 0,0209 \\ \alpha = 1 \end{array}$$

on fixe $dh = 0,01 \text{ m}$.

Tout calcul fait, on obtient le tableau suivant :

h (m)	y (m)	φ (°)	φ_r (rad)	B' (m)	S (m ²)	P (m)	R_h (m)	C	L (m)
7,5	3	131,78	2,300	6,710	56,62	20,69	2,736	94,61	85,61
7	2,5	123,75	2,159	7,483	53,09	19,44	2,730	94,58	80,92
6,5	2	116,39	2,030	8,062	49,14	18,27	2,690	94,34	12,85
6	1,5	109,47	1,910	8,485	45,04	17,19	2,620	93,93	9,91
5,5	1	102,84	1,794	8,775	40,64	16,11	2,520	93,32	8,37
5	0,5	96,38	1,681	8,944	36,26	15,12	2,398	92,55	7,52
4,6	0,1	91,27	1,592	8,998	32,69	14,33	2,281	91,79	7,06
4,5	0	90	1,570	9,000	31,79	14,13	2,250	91,58	6,98
4	0,5	83,62	1,459	8,944	27,31	13,13	2,080	90,38	6,64
3,5	1	77,16	1,346	8,775	22,87	12,11	1,888	88,94	6,41
3	1,5	70,53	1,230	8,485	18,54	11,07	1,675	87,18	6,25
2,5	2	63,61	1,110	8,062	14,42	9,99	1,443	85,04	6,10
2	2,5	56,25	0,981	7,483	10,51	8,83	1,190	82,35	5,92
1,5	3	48,19	0,841	6,708	6,97	7,57	0,920	78,90	5,64
1,34	3,16	45,39	0,792	6,408	5,91	7,13	0,830	77,55	5,52

7. Organe de restitution :

Bassin d'amortissement :

La hauteur géométrique totale à la sortie de la galerie est :

$$H = 27,423 \text{ m.}$$

La vitesse à la sortie de la galerie est :

$$v_s = 0,93 \sqrt{2gH} = 21,57 \text{ m/s.}$$

À la sortie de la galerie il se forme un ressaut caractérisé par :

$$Fr = \frac{v_s}{\sqrt{g h_s}}$$

h_s : hauteur d'eau à la sortie de la galerie.

$Fr = 5,95 \rightarrow$ A partir de l'abaque , on tire

$$\frac{y_2}{y_1} = 8 \quad \left\{ \rightarrow \text{le tirant d'eau aval est } y_2 = 10,72 \text{ m} \right.$$
$$y_1 = h_s = 1,34 \text{ m}$$

La longueur du bassin est donnée par l'abaque

$$Fr = 5,95 \rightarrow \frac{L}{y_2} = 4,02 \rightarrow L = 43,1 \text{ m}$$

Saut de ski :

Rayon de courbure de la cuillère $R = 7 \text{ m}$

hauteur de sortie de la galerie $h_s = 1,34 \text{ m}$

$$v_s = 21,57 \text{ m/s}$$

La trajectoire du jet est donnée par :

$$y = x \operatorname{tg} \theta - \frac{x^2}{4k(h+h_v)\cos^2 \theta}$$

$$k = 0,9$$

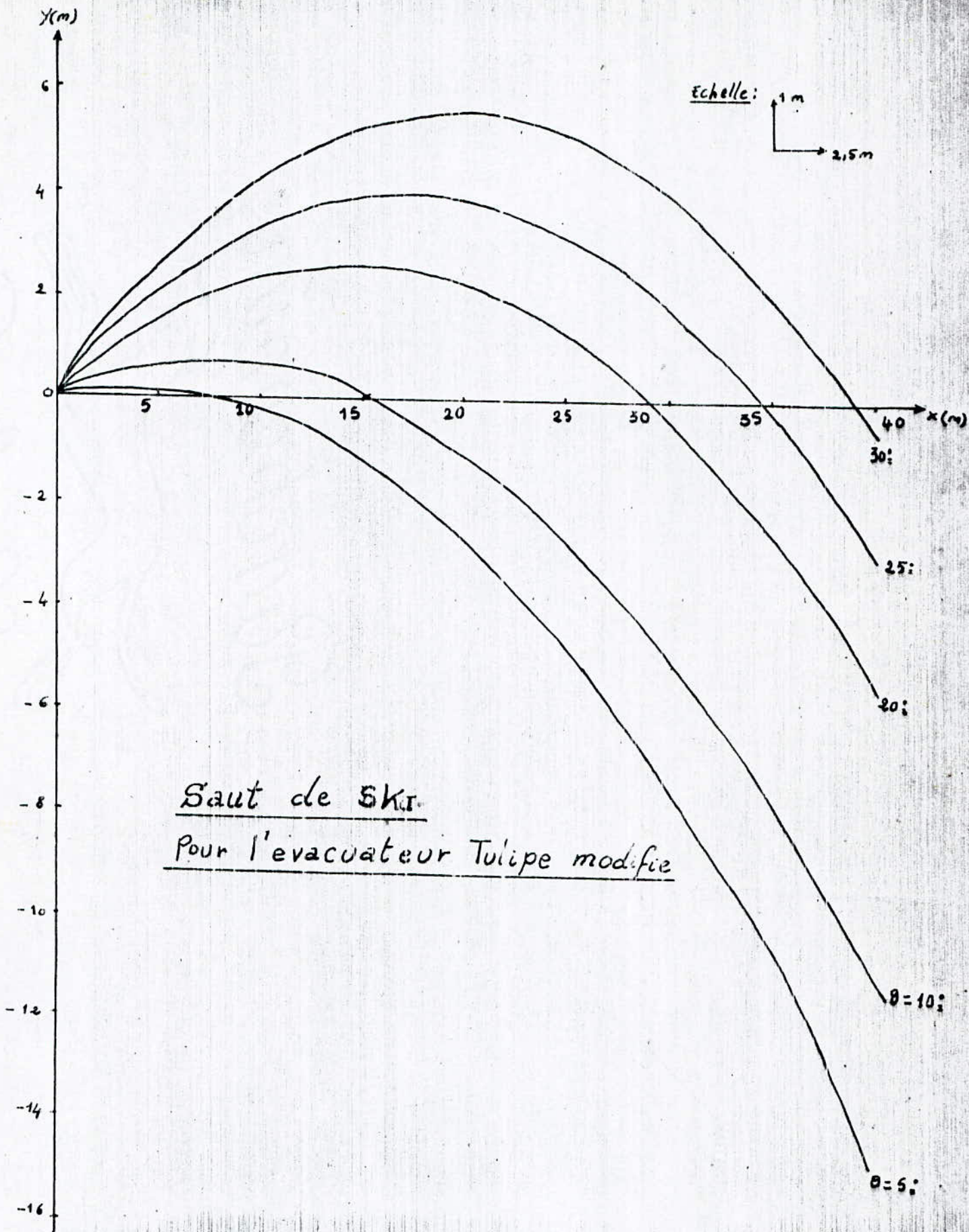
$$h_v = 23,71 \text{ m}$$

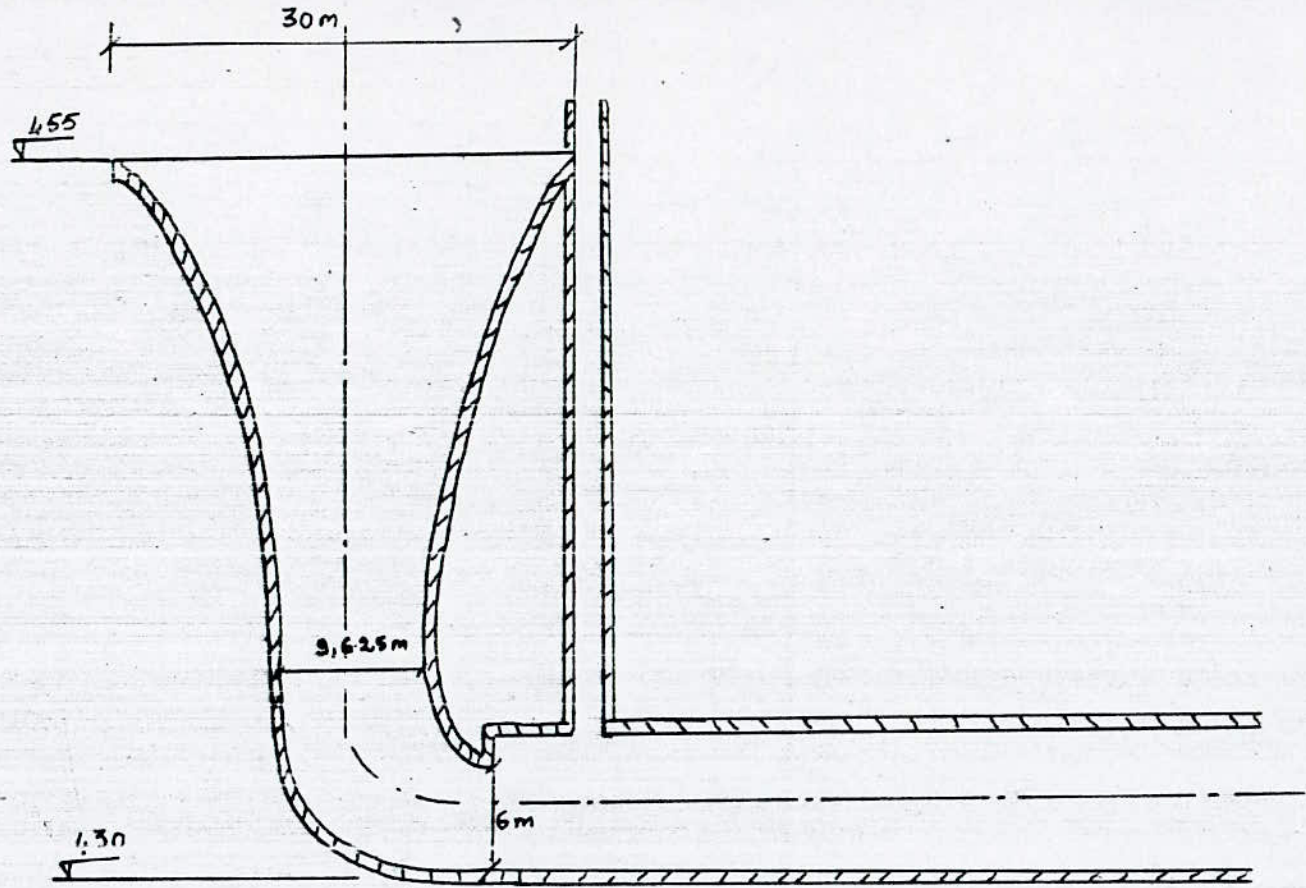
$$y = x \operatorname{tg} \theta - \frac{x^2}{90,18 \cos^2 \theta}$$

θ (°) \ x (m)	5	10	15	20	25	30	35	40
5	0,158	-0,24	-1,2	-2,7	-4,8	-7,4	-10,6	-14,4
10	0,6	0,62	0,07	-1,05	-2,7	-5	-7,8	-11,2
20	1,5	2,4	2,6	2,3	1,3	-0,4	-2,6	-5,5
25	2	3,3	4	3,9	3,2	1,8	-0,2	-2,9
30	2,5	4,3	5,3	5,6	5,2	4	2,1	-0,6

Le point d'impact est à 40 m de la cuillère.

l'angle de sortie du saut $\theta = 30^\circ$





EVACUATEUR TULIPE MODIFIEE

Conclusion :

Après une étude technico économique, les dimensions optimales du deversoir sont 180 m comme largeur deversante et 2 m comme charge deversée, pour les évacuateurs à surface libre.

Pour l'évacuateur en charge, les dimensions optimales sont 80 m comme largeur deversante et 3,93 m comme charge.

Une conception du deversoir circulaire a été faite, pour les 2 hypothèses citées ci-dessus, sachant que le dimensionnement de ces évacuateurs est optimal et technico-économique pour des charges élevées et une largeur deversante peu importante.

Pour les évacuateurs à surface libre, 2 types sont étudiés, à savoir le bec de canard et labyrinthes.

Les derniers offrent une plus grande sécurité, vue la diminution des vitesses, en particulier pour ceux à crête trapézoïdale en plan et une diminution du coût car ils présentent un volume excavé moins important.

D'après la topographie, l'évacuateur tulipe est le mieux adapté, mais vues les conditions géologiques qui indiquent que la région de l'implantation de l'évacuateur est une zone à fissuration élevée, et dans la pratique, pour percer la galerie, on utilise de la dynamite et d'autres moyens qui peuvent causer des déformations du sol; on opte finalement pour l'évacuateur labyrinthe.

Conclusion générale:

L'étude des évacuateurs de crues nécessite une attention particulière.

L'objectif de ce projet était de déterminer la forme la plus adéquate pour l'évacuateur, pour qu'il fonctionne en toute sécurité avec un coût minimal, donc il faut qu'il soit technico-économique.

Dans la partie hydrologie, l'hydrogramme de crue a été construit d'après une méthode empirique (Sokolowsky) qui ne donne pas les vraies valeurs des débits de crue. De plus le laminage a été effectué par une méthode graphique.

Finalement, quelque soit le soin pris pour le calcul hydraulique, on n'obtient jamais les vraies valeurs, pour cela il faut compléter notre étude par vérification sur modèle réduit.

BIBLIOGRAPHIE

1/ BOBEE

The Gamma family and derived distributions applied in Hydrologie.

Ed USA 1991.

2/ BELEKONEY

Ouvrages annexes de barrages en matériaux locaux.

Ed Tipaza 1982.

3/ COBA

Deversoir en labyrinthe.

Ed Pintod Mergalha 1984.

4/ DUBREUIL

Initiation à l'analyse Hydrologique

Ed Masson Paris 1974.

5/ GUJNOCCHIO

Energie Hydraulique

Ed Eyrolles Paris 1978.

6/ HAGER

Constructions Hydrauliques

Ed Lausanne, Decembre 1988.

7/ LIAMAS

Hydrologie generale Principes et application

Ed ESKA, Canada 1985.

8/ HALLET

Les barrages en terre

Ed Eyrolles, Paris 1951

9/ PRESS

Barrages de vallée

Ed DUNOD, Paris 1958.

10/ Roche

Hydrologie de Surface.

Ed Villars, Paris 1963.

11) REMINIERAS

Hydrologie de l'ingenieur

Ed Eyrolles, Paris 1976.

12/ SANDER

des statistiques une approche nouvelle.

Ed CANADA 1984

13/ VARLET. H

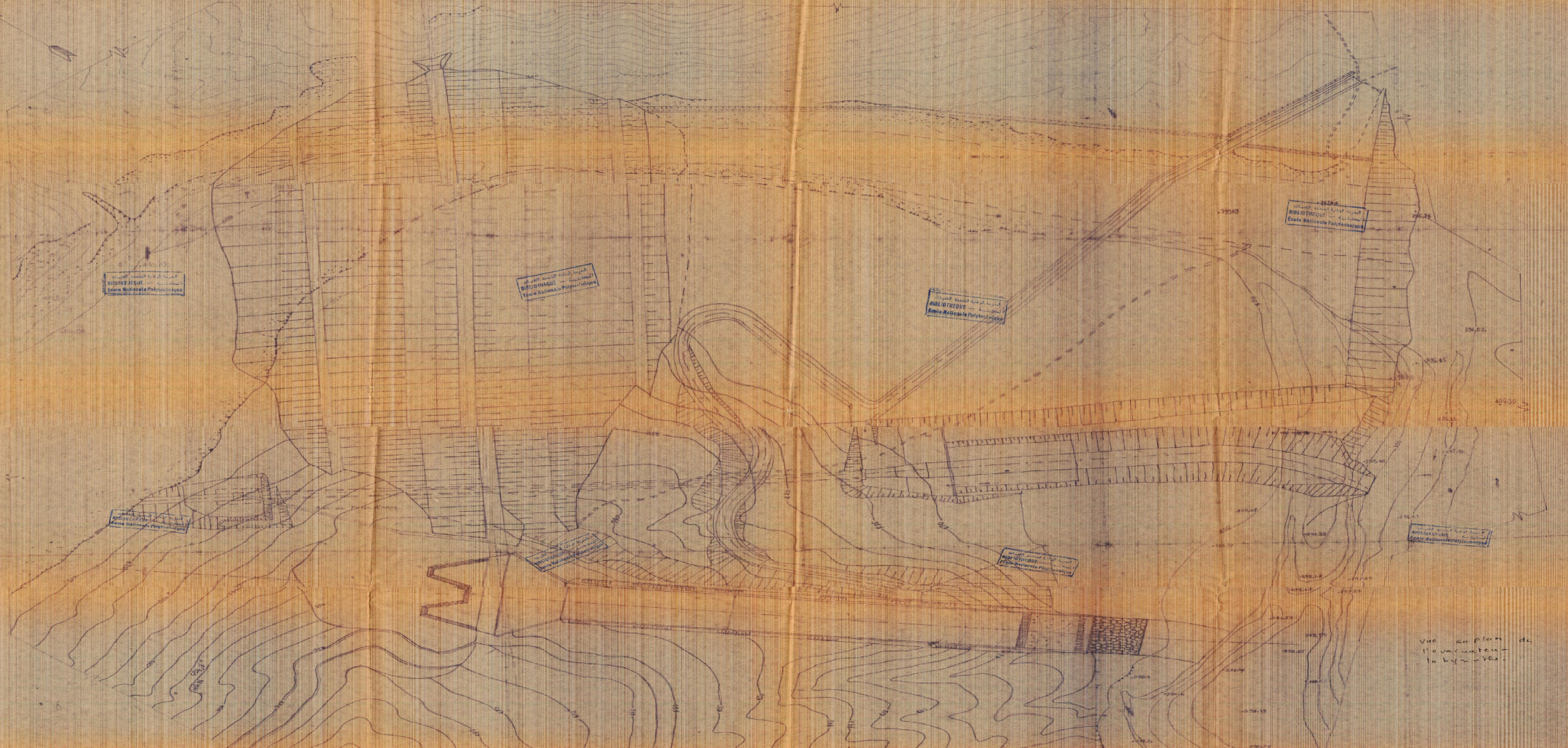
usines de plaine, usines de retenue.
Ed Eyrolles, Paris 1962.

14/ Technique des barrages en aménagement rural.
Conseil général du Génie rural des eaux et des forêts 1974.

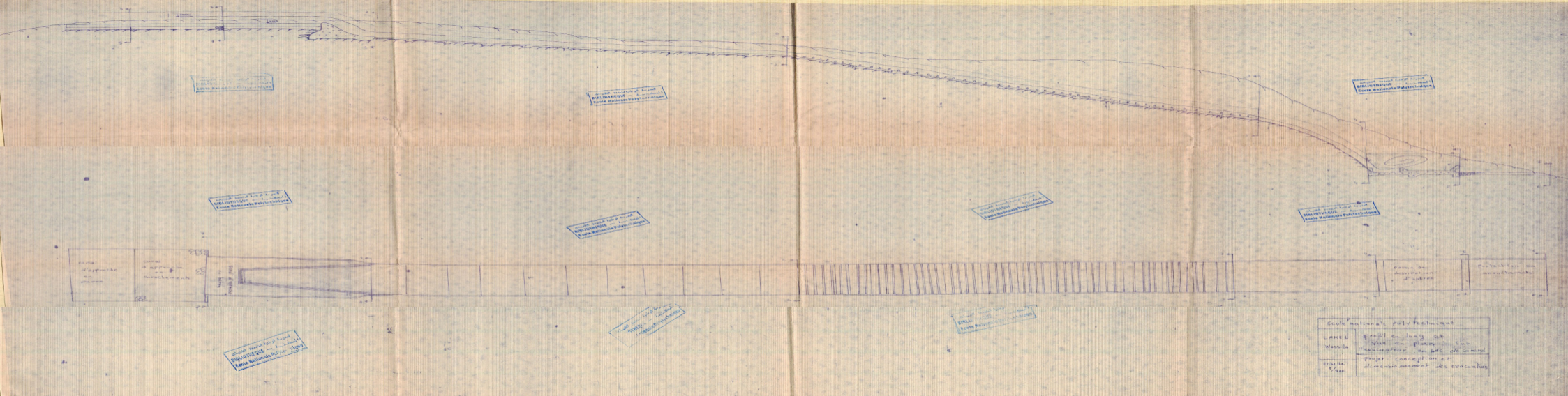
15/ Evacuateurs de crues de barrages. (Bulletin 58)
C I G B Commission internationale des grands barrages 1987

16/ Rapports de l'ANRH.

17/ Thèses USTHB et ENP.



منطقة المحيطة بالقلعة
Area Surrounding the Castle



المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

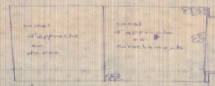
المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

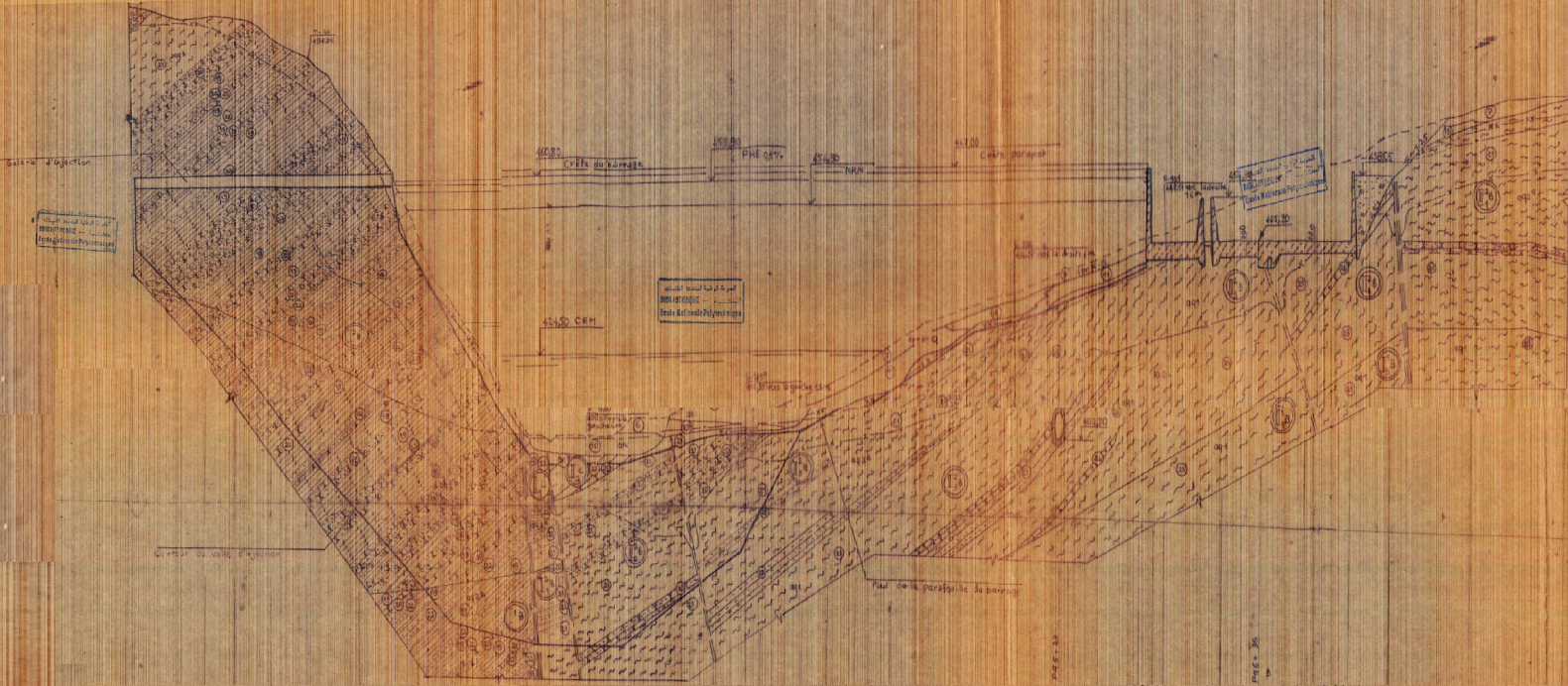


المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole nationale polytechnique	
LAMEL	Projet en long et Plan en plan sur terrain en site de command
ESCALE	Projet: conception et dimensionnement des évacuations



M 1:4000 no 2000m
 E 1:1000 en longueur
 M 1:500 no 2000m
 E 1:500 en hauteur

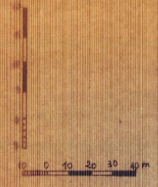
الهيئة الوطنية للبحوث والتكنولوجيا
 المعهد الوطني للبحوث الجيولوجية
 بئر السبع

الهيئة الوطنية للبحوث والتكنولوجيا
 المعهد الوطني للبحوث الجيولوجية
 بئر السبع

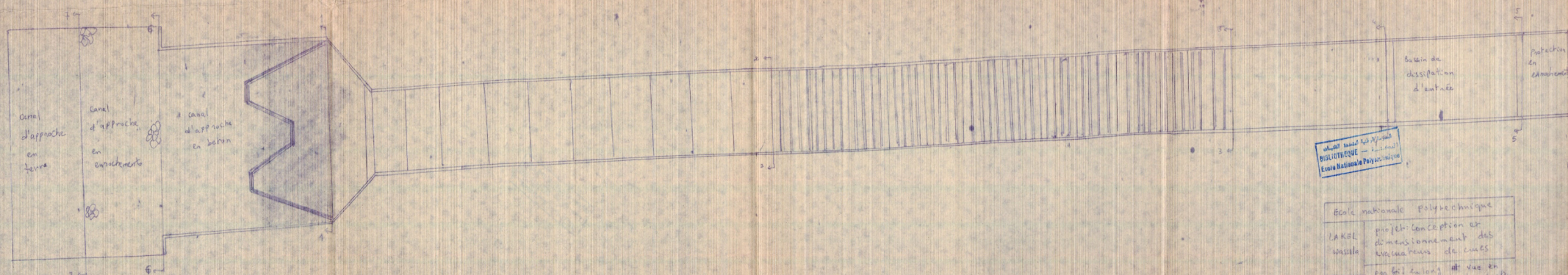
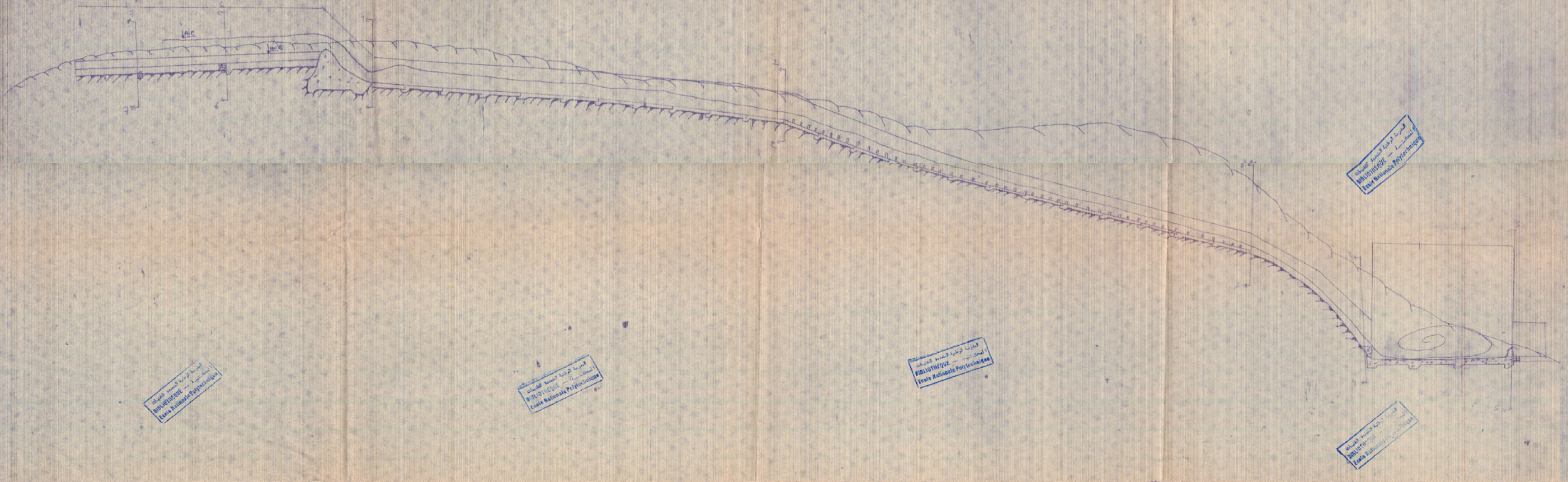
الهيئة الوطنية للبحوث والتكنولوجيا
 المعهد الوطني للبحوث الجيولوجية
 بئر السبع

30200																					30200	
Cotes terrain naturel	425,00	426,00	426,50	427,00	427,50	428,00	428,50	429,00	429,50	430,00	430,50	431,00	431,50	432,00	432,50	433,00	433,50	434,00	434,50	435,00	435,00	
Cotes au Pied de Barraille																						
Profondeur de la fouille																						
Niveau du Pente de barrage																						
Longeur de la Pente en m																						
Station Cotes m	43,00	44,00	45,00	46,00	47,00	48,00	49,00	50,00	51,00	52,00	53,00	54,00	55,00	56,00	57,00	58,00	59,00	60,00	61,00	62,00	63,00	
Profonds	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	

1. Voir plans n° 4, 6, 7
2. Dimensions sont en mètres.
3. Légende géologique voir plan n° 30.
4. Les solutions et les éléments du voile d'injection voir plan n° 30.



Le présent plan ne peut être tiré ni remis à qui que ce soit sans autorisation de l'Institut "URABU" (PROPHROKABE)	33.03-3H.40-III-5	
	Barrage Tilesdit en Algérie	
	Barrage	stage Feuille N° 20
	profil en long dans l'axe du barrage	URABU PROPHROKABE



Ecole Nationale Polytechnique
 Direction des Travaux
 1980
 Ecole Nationale Polytechnique

Ecole nationale polytechnique	
LAKE	projet: conception et dimensionnement des
MASSALA	travaux de construction des canaux
Echelle	pas de 1:2000
1/50m	plan de l'axe de l'ouvrage

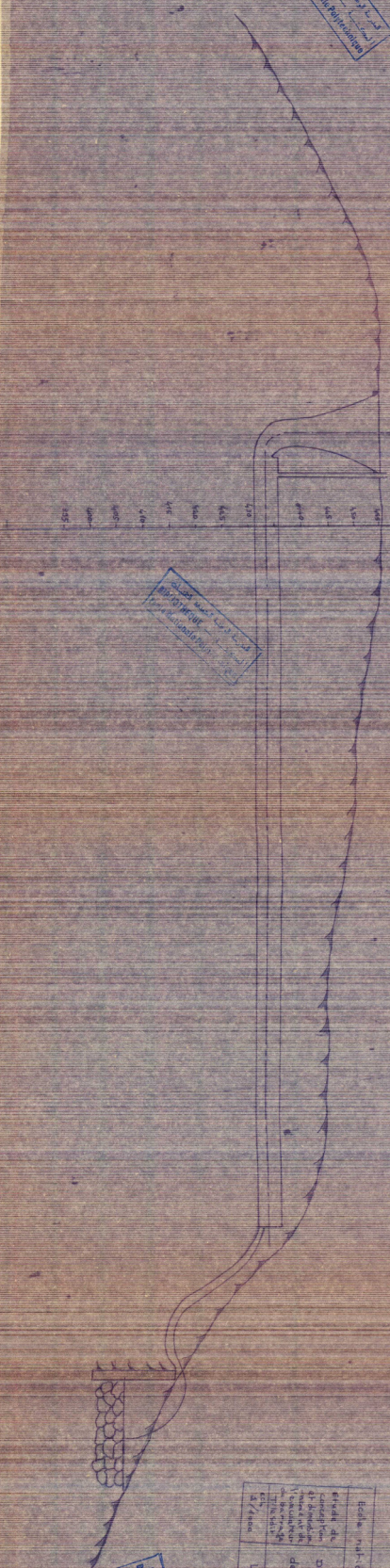
1000
 900
 800
 700
 600
 500
 400
 300
 200
 100
 0

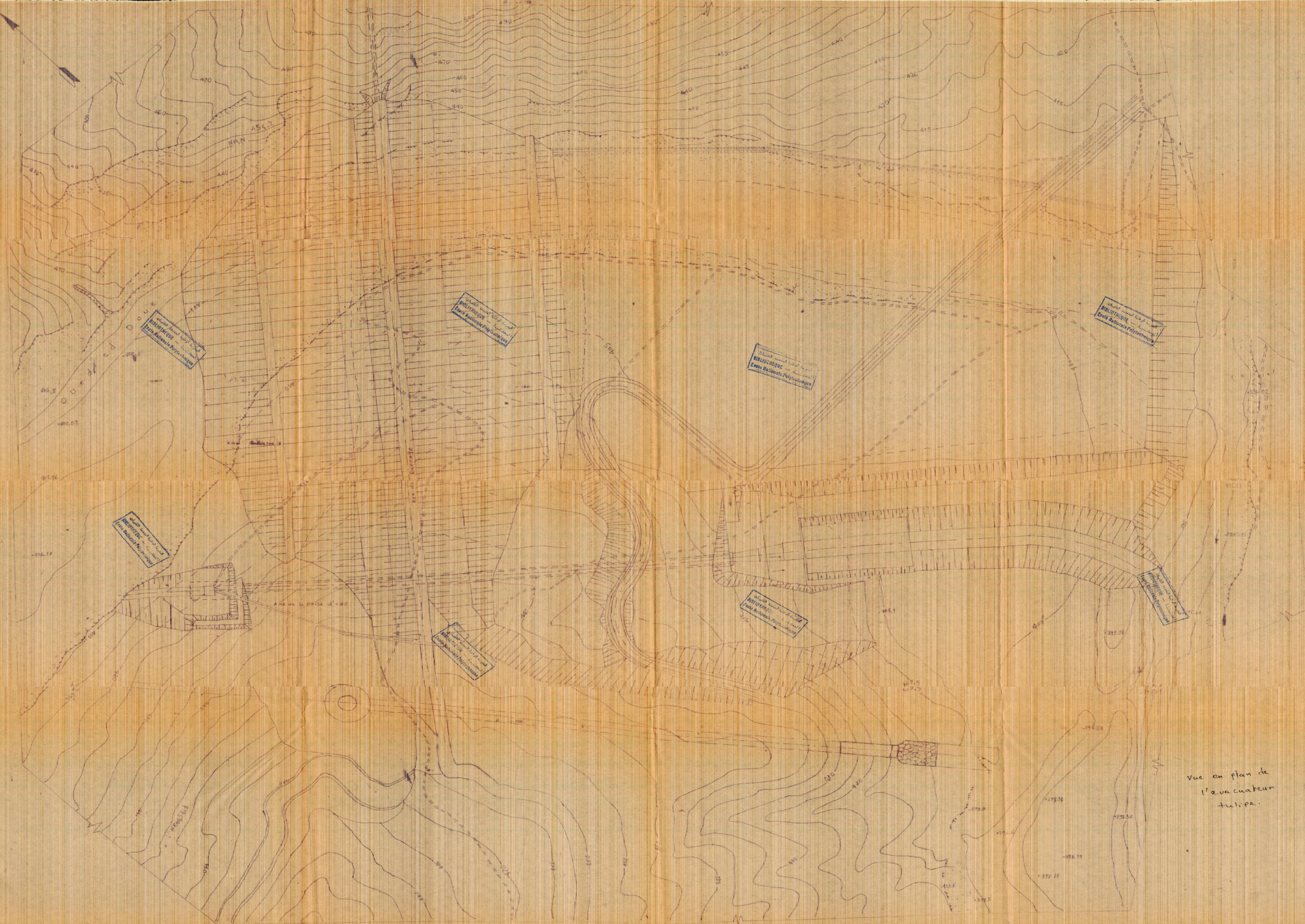
1000
 900
 800
 700
 600
 500
 400
 300
 200
 100
 0

1000
 900
 800
 700
 600
 500
 400
 300
 200
 100
 0

1000
 900
 800
 700
 600
 500
 400
 300
 200
 100
 0

Ecole nationale Polytechnique Direction de l'enseignement de Crues, Tadjikie	LAKEL MASSIJA
------------------------------------------------------------------------------------	------------------





موقع الحصن
القديم
في
المنطقة
الشمالية
الغربية

موقع الحصن
القديم
في
المنطقة
الشمالية
الغربية

موقع الحصن
القديم
في
المنطقة
الشمالية
الغربية

موقع الحصن
القديم
في
المنطقة
الشمالية
الغربية

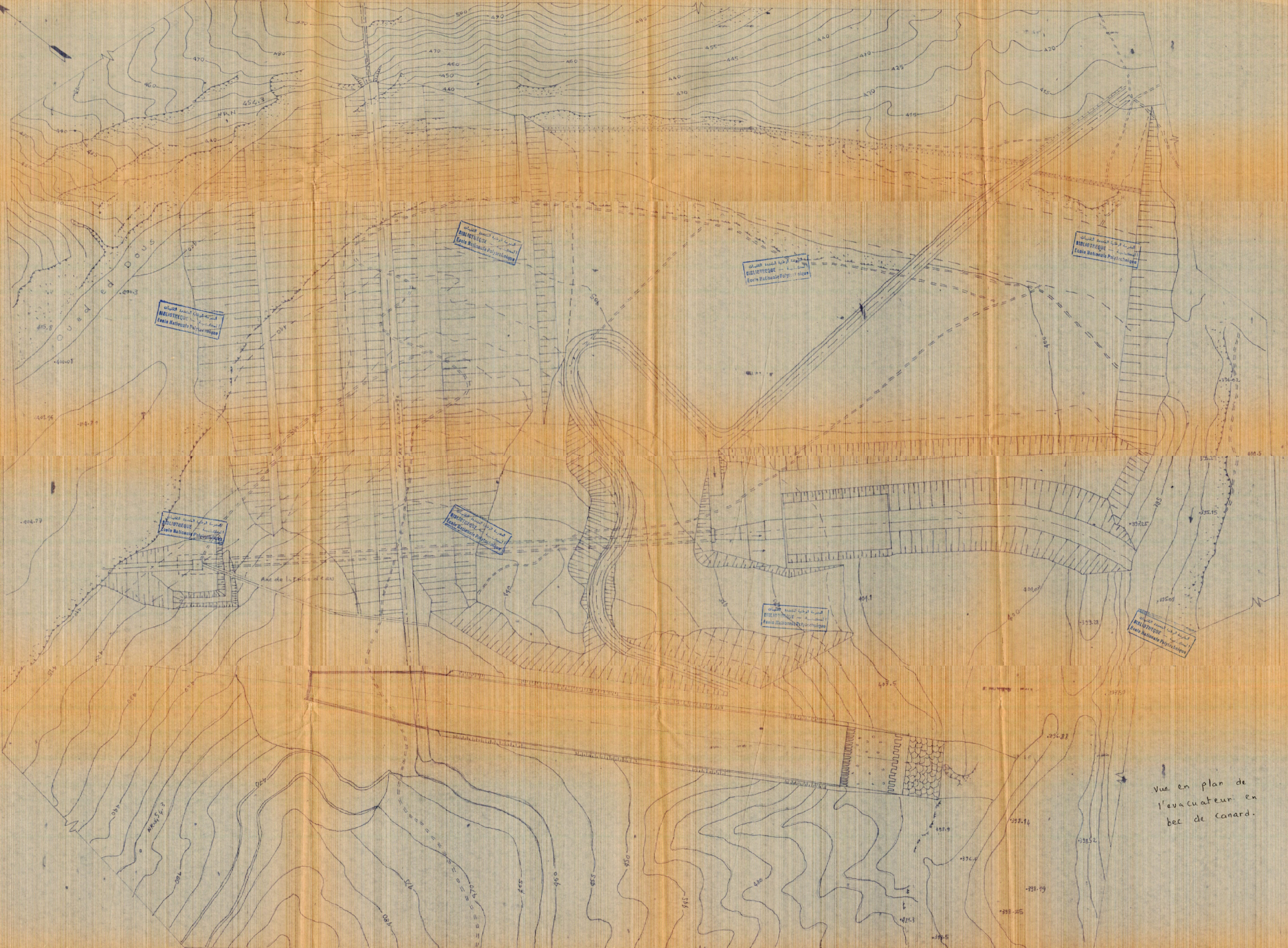
موقع الحصن
القديم
في
المنطقة
الشمالية
الغربية

موقع الحصن
القديم
في
المنطقة
الشمالية
الغربية

موقع الحصن
القديم
في
المنطقة
الشمالية
الغربية

موقع الحصن
القديم
في
المنطقة
الشمالية
الغربية

vue en plan de
l'avacuateur
tulipe.



Vue en plan de l'évacuateur en bec de canard.