

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique



Département d'Hydraulique

**Projet de Fin d'Etudes
pour l'obtention du diplôme
D'Ingénieur d'état en Hydraulique**

THEME :

**ETUDE ET CONCEPTION D'UN
EVACUATEUR DE CRUES LATERAL**

4 PLANCHES

Etudié par :

M^r : SALIM TAHI
M^r : A.OULD AHMED SALEM

Proposé et dirigé par :

M^r : Y.MOULOUDI



E.N.P. 10, Avenue Hassen-Badi, EL-HARRACH, ALGER

Promotion : Juin 2000

DEDICACES



Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère bien aimée ma mère S.Fatimatou et mon adorable père A.Salem Ould Cheikh pour leurs aides si précieuses, leurs sacrifices et leurs dévouement...

Mes frères et sœurs.

La mémoire de mon grand-père (O.S.Mohamed).

Tous mes amis en Mauritanie et en Algérie, en particulier mon condisciple bougeotte Samir.

O.A.S.Abdellahi

A ma mère : celle qui s'est donnée corps et âme pour notre bien...

A mon père : celui qui n'a jamais connu le repos.

A mes frères et sœurs surtout mon frère aîné Layachi pour son dévouement et son soutien ainsi que sa femme et sa petite "Manel".

A mes neveux et nièces.

A ma tante Fatima.

A celle qui partagera ma vie.

A la mémoire de :

**Mon grand-père et de ma grand-mère.*

**Mon ami Boulzazene Hachemi (alias Manou).*

(Que dieu le tout-puissant accorde aux défunts sa clémence et les accueille en son vaste paradis).

A toutes mes tantes et oncles, leurs femmes ainsi que leurs enfants, notamment mon cousin Djelloul.

Mon cousin Madani et toute sa famille.

A toute la famille Amokrane des Eucalyptus, ainsi que la famille Moussaoui de Bab-Ezzouar.

A tous mes amis(dont la liste est très longue pour les citer) particulièrement :

Hocine, Djamel, Fawzi, Seifeddine, Hamidouche, Habib, Tahar, Madjid, Nouredine, Nassim, Salim, Abdellahi(le mauritanien), Mohand, Tarek, A/Rahim...

A tous ceux-là, à tant d'autres, je dédie ce modeste travail.

Samir Tahi
0.750 + 0.82

Remerciements

Nous exprimons notre profonde gratitude pour Mr Y. MOULOUDI, notre promoteur pour les précieux conseils dont il nous a fait bénéficier, pour son aide et sa patience.

Notre profonde reconnaissance, à Mr KAB, ingénieur à l'ANB (direction des travaux centre) pour son sens de la responsabilité, son aide si efficace et son expérience.

Nos sincères remerciements à Mr BERMAD pour ses conseils et son soutien moral. Sans oublier Mme NORA, la secrétaire du département d'hydraulique.

Nos vifs remerciements vont à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation, ainsi qu'aux membres de jury pour avoir accepté d'honorer les jugements de ce travail.

A toutes et à tous (dont le nombre est très élevé pour les citer).

*Grand merci
Tanmirth*

ملخص :

إن حماية السدود من خطر الكوارث الناتجة عن الفيضانات يتم عن طريق الإنجاز الجيد لمصرف الحملة. مذكرة نهاية الدراسة تتمثل في دراسة وتصميم مصرف الحملة الجانبي مع دراسة حالتين:

الحالة الأولى : مصرف الحملة الجانبي للسد "تاقصبت" ، الذي يقع في ولاية تيزي وزو .

الحالة الثانية : مصرف الحملة الجانبي للسد "دردر" ، الذي يقع في ولاية عين الدفلى .



الكلمات المفتاحية :

مفرغ الحملة الجانبي ، الفيضانات ، تصميم ، تحديد الأبعاد ، أمن السدود

Résumé :

Lors de la réalisation d'un projet de barrage, il faut le protéger contre les submersions, à l'aide d'un évacuateur de crues.

Notre projet de fin d'étude contribue à l'étude et la conception d'un évacuateur de crues latéral avec deux études de cas :

La première est l'évacuateur de crues latéral du barrage de "TAKSEBT" dans la wilaya de TIZI OUZOU.

La seconde est celle du barrage de "DEURDEUR" dans la wilaya de AIN-DEFLA.

Les mots clés :

Evacuateur de crues latéral, Les crues, Conception, Dimensionnement, Sécurité du barrage.

Abstract:

When we realize dams, we must protect them against submersions, with the technic of spillways. Our end studies project, contribute to study and conceptions of lateral spillway of dam with two applications:

The first is the lateral spillway of dam at "TAKSEBT" (w. TIZI OUZOU).

The second is the one of the dam at "DEUDEUR" (w. AIN-DEFLA).

The key words:

Lateral Spillway, Swelling, Design, Dimensioning, Security Of Dams

SOMMAIRE



Introduction.....	01
-------------------	----

Chapitre 1 : Les évacuateurs de crues

I Généralités.....	02
II Composants d'un évacuateur de crues.....	02
II-1 Section de contrôle.....	03
II-2 Chenal ou galerie.....	03
II-3 Dissipateur d'énergie	03
III Classification des différents types d'évacuateurs de crues.....	05
III-1 Les évacuateurs de surface.....	06
III-1-1 Les évacuateurs latéraux.....	06
III-1-2 Les évacuateurs frontaux.....	06
III-1-3 Les évacuateurs en puits.....	06
III-2 Les évacuateurs de fond et de demi-fond.....	07
III-3 Les évacuateurs mixtes.....	07
IV Facteurs intervenants dans le choix du type d'évacuation.....	07
IV-1 Qualité des prévisions des crues.....	08
IV-2 Séismicité de la zone d'aménagement.....	08
IV-3 Durées et degrés d'utilisation.....	08
IV-4 Conditions topographiques.....	08
IV-5 Type de barrage.....	08
V Avantages et inconvénients.....	09
VI Conception, choix et recommandations générales.....	13

Chapitre 2 : Hydrologie

I Introduction.....	14
II Crue de projet.....	14
III Crue de chantier.....	15
IV Etude des crues.....	15
V Méthodes d'estimation de la crue de projet.....	15
V-1 Méthode de SOKOLOVKY.....	16
V-2 Méthode de l'hydrogramme unitaire.....	16
V-3 Formules empiriques.....	17
VI Choix de la crue de projet.....	18



VII Choix de la fréquence de la crue de projet.....	18
---	----

Chapitre 3 : Laminage de crues

I Introduction.....	20
II Les méthodes de laminage.....	20
II-1 Méthode graphique de BLACKMORE.....	20
II-2 Méthode grapho-analytique.....	23

Chapitre 4 : Méthodes de dimensionnement

I Introduction.....	24
II Méthode des approximations successives	24
III Méthode de ZAMARINE.....	24
IV Méthode d'abaques.....	25

Chapitre 5 : Etude de l'évacuateur de crues latéral du barrage de TAKSEBT

I Introduction.....	27
II Géologie.....	27
II-1 Généralités.....	27
II-1-1 Localisation.....	27
II-1-2 But de l'ouvrage.....	27
II-2 Conditions géologiques.....	29
II-2-1 Géologie de la cuvette.....	29
II-2-2 Géologie du site du barrage.....	29
III Caractéristiques principales de l'ouvrage.....	30
IV Les débits des crues.....	32
IV-1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant	32
IV-2 Les paramètres de relief.....	32
IV-3 Caractéristiques climatiques.....	32
IV-3-1 Les pluies moyennes.....	32
IV-3-2 Détermination de la pluie moyenne annuelle.....	33
i) Par la méthode de THIESSEN.....	33
ii) Par la méthode des ISOHYETES.....	35
IV-4 Calcul des débits de pointes par les méthodes globales.....	37
IV-5 Hydrogramme de crues.....	39
IV-6 Comparaison des résultats.....	39
IV-7 Choix de fréquence de la crue de projet.....	41

IV-8 Laminage des crues.....	41
V Etude de la variante.....	51
V-1 Présentation de la digue.....	51
V-2 Conception.....	53
V-3 Etude d'optimisation.....	55
V-4 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crues...63	

Chapitre 6 : Etude de l'évacuateur de crues du barrage de DEURDEUR

VI-1 Introduction.....	79
VI-2 Géologie du site.....	79
VI-3 Etude des crues.....	79
VI-3-1 Hydrogramme type retenue.....	80
VI-3-2 Choix de la crue de projet.....	83
VI-4 Laminage de crues.....	83
VI-5 Choix de l'évacuateur.....	86
VI-6 Comparaison des variantes.....	86
VI-7 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues de surface.....	86
VI-8 Calcul hydraulique de l'évacuateur de crues.....	87
a) Evacuateur en «bec de canard » rive droite.....	87
b) Evacuateur de crues rive gauche.....	99
VI-9 Devis estimatifs des deux variantes.....	108
VI-10 Comparaison des deux variantes.....	108
Conclusion Générale.....	109

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

I - Introduction

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux. Une grande proportion des accidents de rupture survenus à des barrages de ce type ont eu pour origine des averses provenant de crues qui dépassaient les possibilités d'un dispositif d'évacuation, la proportion étant moins élevée pour les barrages en béton ou en maçonnerie.

Ces barrages sont protégés par un système de décharge appelé « évacuateur de crues ». Cela explique ; l'importance de ce dernier vis-à-vis de la sécurité et l'entretien du barrage.

Donc, il faut prévoir lors de la réalisation d'un projet de barrage, un évacuateur de crues qui permettra le passage des débits de crues, au droit de celui-ci, dans des conditions telles que le barrage ne soit endommagé ni par submersion, ni par affouillement.

L'évacuateur de crues est un ouvrage annexe le plus sollicité d'un barrage, il convient alors de le concevoir avec beaucoup de prudence. Ainsi, notre thème se résume dans l'étude et la conception d'un évacuateur de crues latéral. Ce projet sera structuré comme suit :

En premier lieu, on résumera le choix de différents types des évacuateurs de crues .

En deuxième lieu, une étude hydrologique de crues ainsi que le laminage de celles-ci seront élaborées afin de déterminer le débit de projet.

Par la suite, on exposera quelques méthodes de dimensionnement des évacuateurs de crues latéraux.

Enfin, on enrichira notre travail par :

- Une étude de cas (évacuateur de crues latéral de barrage de TAKSEBT) dans la wilaya de TIZI-OUZOU.
- Une autre étude de cas (évacuateur de crues latéral du barrage de DEURDEUR) dans la wilaya de AIN-DEFLA sera traitée également.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE 1

LES EVACUATEURS

DE CRUES

I Généralités

Un complexe des ouvrages qui assure l'évacuation des eaux de crues du bief amont au bief aval s'appelle évacuateur de crues.

La voie de crue équipée par les ouvrages hydrauliques, est appelée trajet d'évacuation de crues.

Un évacuateur de crues a pour but de laisser passer les débits exceptionnels dans les meilleures conditions de capacité d'évacuation et de sécurité de l'ouvrage, par conséquent il doit nous assurer :

- Une évacuation suffisante afin que le passage de la crue n'entraîne pas la submersion de l'ouvrage de retenue (surtout si c'est un barrage en terre), ni l'affouillement de celui-ci.
- La sécurité de l'ouvrage d'évacuation est donc de l'ouvrage de retenue lui-même par la défense des structures contre l'attaque de l'eau aussi bien à l'amont, à l'aval qu'au long du trajet suivi.
- La sécurité des aménagements aussi à l'amont qu'à l'aval en atténuant le débit extrême de la crue par l'étalement ou le laminage du volume d'eau de crue, grâce aux efforts conjugués de stockages temporaires de la retenue et de l'effet de frein à l'écoulement dans le passage rétréci qui constitue l'évacuateur.

La capacité et la sécurité sont donc deux questions essentielles qui posent l'étude d'un évacuateur de crues, dont il est difficile d'énoncer des règles précises fixant les conditions d'emploi de chaque type.

Le choix du type d'évacuateur est fonction des considérations faisant intervenir :

- L'importance du débit à évacuer, le type de l'ouvrage de retenue, la nature géologique des terrains, la topographie du site et les conditions de vie de la région .
- C'est précisément l'art de l'ingénieur de concevoir des dispositifs d'évacuation à la fois économiques et sûrs, parce qu'ils s'adaptent aux conditions imposées.

II Composantes d'un évacuateur de crues :

Pour définir les différents types d'évacuateurs, il est nécessaire de définir les parties qui composent celui-ci .

Un évacuateur comprend trois parties principales :

- Une section de contrôle du débit, à l'amont ;
- Un chenal ou une galerie dans lequel le débit s'écoule d'amont en aval ;
- Un dissipateur d'énergie à l'aval.

Dans certains cas, s'y ajoutent :

- Un canal d'aménée entre le réservoir et la section de contrôle du débit ;
- Un chenal de fuite ou de restitution, à l'aval du dissipateur.

Ces composants peuvent prendre les formes les plus variées.

II-1 Section de contrôle :

Le contrôle du débit est le souvent assuré par un déversoir, soit un déversoir à écoulement libre (cas le plus fréquent), avec ou sans vannes, soit un déversoir noyé (cas du seuil déversant aux forts débits).

Un autre débit de contrôle peut être assuré par un orifice (évacuateurs de fond ou de demi-fond mais parfois aussi pour les évacuateurs de surface).

On rencontre également le cas de l'évacuation des crues par conduits en charge (évacuateurs par galerie du fond) ou en dépression (évacuateur en siphon).

En plan, les formes les plus diverses ont été imaginées, surtout pour augmenter la longueur de déversement. (voir fig. N° I -1 types des déversoirs).

II-2 Chenal ou galerie :

L'élément hydraulique qui conduit le débit de crues de la section de contrôle en amont, à la rivière à l'aval, présente des formes variées encore que la section de contrôle. Ces formes dépendent surtout du type du barrage et de la topographie de la vallée.

Dans les barrages poids en béton, des barrages poids voûtes et des barrages à contrefort, c'est un coursier à forte pente qui prolonge le déversoir, et qui s'appuie sur le parement aval, sur un contrefort ou même sur la centrale au pied du barrage.

Les barrages voûtes et surtout à double courbure, peuvent être difficilement munis d'un coursier complet, le plus souvent c'est à jet libre, soit à partir d'un déversoir superficiel, soit par un orifice de fond ou de demi-fond que l'eau est envoyée vers l'aval. La dissipation de l'énergie se réalise dans un bassin d'amortissement au pied de l'ouvrage.

Au droit des barrages en terre ou en enrochement, on préfère en général un déversoir débouchant dans un chenal à surface libre de type "long", soit dans une vallée latéral, soit à côté du barrage.

II-3 Dissipateur d'énergie :

Il constitue un des éléments essentiels de l'évacuateur. La dissipation d'énergie se réalise par frottements et chocs, soit de l'eau sur radier du dissipateur, soit de l'eau en mouvement sur l'eau en repos, soit de l'eau dans l'air.

Les principaux types sont :

- Bassin de dissipation à ressaut hydraulique ;
- Bassin de réception à jet libre ;
- Dissipation au sein même d'un coursier, par dents de dissipation ou blocs brise-charge ;
- Passage du débit dans des organes dissipateurs (vannes à jet creux....).

Fig. N° I-1: Types de déversoirs [3]

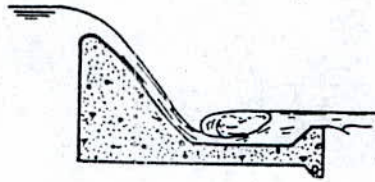


Figure 1.1

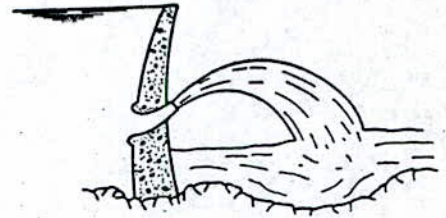


Figure 1.6

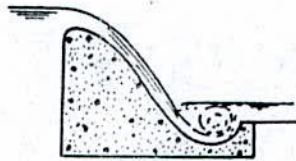


Figure 1.2

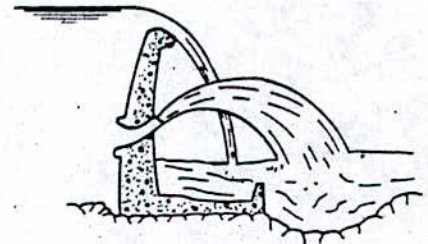


Figure 1.7

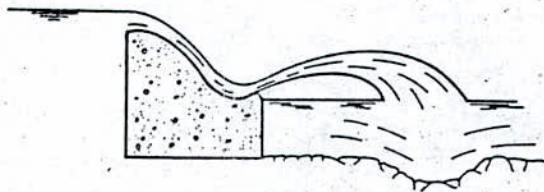


Figure 1.3

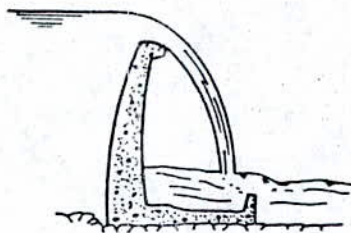


Figure 1.4

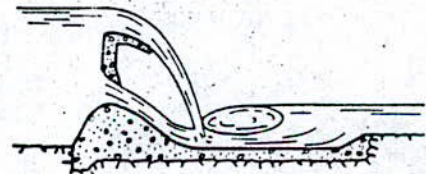


Figure 1.8

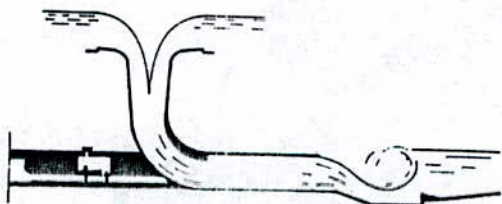


Figure 1.5



Figure 1.9

III Classification des différents types d'évacuateurs de crues :

Pour chaque projet, les évacuateurs constituent, un ouvrage original dépendant de tellement de paramètres différents, qu'il est difficile de classer ce type d'ouvrage. Cependant, certains critères peuvent être proposés .

- Loi liant les hauteurs d'eaux aux débits :

Celle-ci constitue la caractéristique principale du point de vue exploitation et sécurité :

- débits proportionnels à $(h_{\text{amont}})^{3/2}$: cas de déversoir en fonctionnement dénoyé, c'est le plus sûr en cas de débit supérieur "au débit de la crue de projet".
- débits proportionnels à $(h_{\text{amont}})^{1/2}$: cas des vannes de fond et des orifices en général, une meilleure vitesse est assurée pour les petits débits, mais la possibilité de grands débits est moins tolérée que dans le cas précédent.
- débits proportionnels à $(h_{\text{amont}} - h_{\text{aval}})^{1/2}$: cas des galeries en charge et des déversoirs noyés. Leur dépendance vis-à-vis de la hauteur d'eau à l'aval leur confère une moins grande souplesse de fonctionnement.

- Critères d'utilisation :

On distingue suivant la fréquence de fonctionnement et le degré de protection des parties constituants l'évacuateur :

- Les évacuateurs de service : déversement régulier.
- Les évacuateurs auxiliaires : conçus pour des crues plus rares.
- Les évacuateurs de secours : conçus pour évacuer une crue exceptionnelle avec un minimum de danger.

- Critères d'exploitation :

Suivant le degré de contrôle des débits évacués , on distingue :

- Les évacuateurs avec vannes : permettant un réglage du débit ou contrôle de celui-ci partout ou rien.
- Les évacuateurs à déversement libre ou évacuateurs libres : qui fonctionnent dès que l'eau atteint le niveau du seuil.

Alors, on distingue trois principales classes :

- Evacuateurs de surface ;
- Evacuateurs de fond ;
- Evacuateurs mixtes.

Les évacuateurs de surface sont caractérisés par le fait que le débit excédentaire est prélevé à une côte très voisine du niveau normal de retenue.

En règle générale, ils conduisent des écoulements à surface libre avec accélération continue depuis un seuil de contrôle placé près de leur origine. Plus rarement, dans le cas de configurations souterraines, l'écoulement peut-être à surface libre pour les débits faibles et moyens avec un seuil de contrôle à l'amont, et devenir en charge sur tout ou partie du chemin d'eau, avec contrôle par un orifice ou la conduite elle-même, pour les débits importants jusqu'au débit de pleine capacité.

Habituellement, la partie en charge correspond au puits vertical ou fortement incliné qui forme la première partie de l'évacuateur et de l'air est apporté dans la seconde partie où s'établit l'écoulement à surface libre.

III-1-1 Evacuateurs latéraux :

Les évacuateurs latéraux sont souvent utilisés en hydrotechnique pour assurer la répartition et la régularisation des écoulements des cours d'eau naturels et artificiels.

Lorsqu'ils ne sont pas équipés d'organes mécaniques de régularisation, ils fonctionnent sans intervention de l'homme. Leur déclenchement se produit dès que le niveau de la surface libre dépasse la côte de la crête. Leur présence ne perturbe pas l'écoulement dans le canal d'amenée. La capacité d'évacuation croît avec l'élévation du niveau d'eau. Ils sont disposés sur l'une des rives et utilisés le plus souvent dans les barrages en terre ou en enrochement.

III-1-2 Evacuateurs frontaux :

S'il y a des bonnes conditions topographiques pour construire une partie d'entrée à peu près perpendiculairement au bord de l'eau de la retenue, on élabore l'évacuateur de crues de surface frontal avec une partie transitaire comme coursier ou marches de rupture de la vitesse. Pour augmenter le débit de crue évacué, on allonge souvent le déversoir en prenant la forme curviligne.

La partie transitaire du type de coursier est souvent réalisée en forme convergente dans le but de diminuer le volume de terrassement, d'éliminer des ondes mobiles au coursier, d'assurer une bonne jonction de la partie d'entrée avec les murs du coursier.

III-1-3 Evacuateurs en puits :

Les évacuateurs en puits sont construits dans une des rives de la retenue en cas de cols étroits avec des pentes raides, de sols rocheux et de grands débits de crues.

Utilisés dans le cas des barrages en terre disposés à l'amont noyés dans le même réservoir profitant parfois de la galerie de dérivation provisoire.

- Ils sont composés de :

- Un déversoir circulaire ;
- Un puits ;
- Un coude assurant la liaison puits- galerie ;

III-2 Les évacuateurs de fond et de demi- fond :

Les évacuateurs de fond et demi-fond fonctionnent en charge normalement sur une partie significative de leur développement ou sur toute leur longueur. Leur débit est presque contrôlé par une vanne en orifice placée à l'extrémité aval de la partie en charge.

Progressivement, d'autres fonctions ont été affectées aux évacuateurs de crues telle que : le contrôle du premier remplissage, la vidange rapide et l'élimination des transports solides.

Pour cela, on a fait appel aux vidanges de fond. Mais ce type d'évacuation contrairement aux précédents nécessite un entretien régulier et délicat des vannes . Pour cela ; il est évité à chaque fois que c'est possible.

III-3 Evacuateurs mixtes :

Parfois on utilise des évacuateurs de fond combinés à des évacuateurs de surface.

IV Facteurs intervenants dans le choix du type d'évacuateur :

Outre l'importance du risque en terme de vies humaines et le coût de construction, les facteurs principaux à considérer dans le choix de l'évacuateur le plus approprié à un projet donné sont les suivants :

- a) la qualité des prévisions des crues ;
- b) la sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation.
- c) la durée et les degrés d'utilisation ;
- d) les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé ;
- e) le type de barrage ;
- f) les contraintes d'exploitation .[2]

IV-1 Qualité des prévisions des crues :

Le bon sens conduit à ne pas faire dépendre étroitement l'existence du barrage d'une erreur par défaut relativement faible sur la crue de projet. Autrement dit, la capacité nominale de l'évacuateur devrait augmenter rapidement s'il arrivait que ce niveau soit dépassé accidentellement par suite d'une sous-évaluation de la crue de projet, de façon à retarder le plus possible la submersion du barrage et ses conséquences redoutables.

L'évacuateur de surface répond mieux à cette condition que les évacuateurs en charge, puisque sa capacité augmente avec la puissance $3/2$ au lieu de $1/2$ de la charge sur l'entonnement, parfois, pour accroître la sécurité on complète par un évacuateur auxiliaire ou de secours.

IV-2 Séismicité de la zone d'aménagement :

Le degré de séismicité de la zone de l'aménagement et les doutes qu'on peut entretenir sur la qualité de l'exploitation concernent principalement le problème de savoir si l'installation de vannes est judicieuse ou non.

En ce qui concerne la qualité de l'exploitation, il faut prévoir le risque d'une défaillance mécanique susceptible d'empêcher la manœuvre d'une ou de plusieurs vannes, au moment de la crue. Ainsi, le choix est celui d'un évacuateur non vanné.

IV-3 Durées et degrés d'utilisation :

La dégradation par cavitation et abrasion dépendent de la durée cumulée de fonctionnement de l'évacuateur et de l'importance des débits transités à chaque utilisation.

Si l'étude hydrologique (enquête) indique que les déversements importants seront rares et de courte durée, le projeteur est enclin à plus d'audace ; le bassin à ressaut est traité plus sommairement au point de vue structurel, la fosse d'amortissement peut ou ne pas du tout être protégée. En supposant implicitement que les répartitions à protections nécessaires seront réalisées après chaque crue.

Dans le cas contraire, d'un service prolongé avec débits élevés ; le projeteur doit concevoir l'ouvrage de restitution avec un maximum de précautions.

IV-4 Conditions topographiques :

Ces conditions représentent aussi un facteur de choix important, indissociable bien souvent de l'un ou l'autre des facteurs précédents. Un site peut être naturellement favorable à un évacuateur de surface, tandis qu'un autre s'accommode mieux d'ouvrages souterrains avec ou sans possibilités de mise en charge.

La possibilité d'utiliser dans les remblais du barrage, les matériaux provenant des excavations d'un évacuateur de rive est aussi un élément économique.

IV-5 Type de barrage :

Il est possible d'incorporer tout ou partie des évacuateurs des barrages en béton, ce qui souvent procure une économie substantielle.

Les barrages en remblai exigent des évacuateurs séparés, pour lesquels la réorientation du flot déversant à l'aval de l'ouvrage pose parfois un problème difficile.

V Avantages et inconvénients :

Chacun des évacuateurs cités précédemment présente des avantages et des inconvénients. Leurs dimensionnement, leurs calcul hydraulique et leurs fonctionnement présentent des difficultés propres à chaque type, dans ce sens on peut citer :

a- Les problèmes des évacuateurs latéraux avec les ondes stationnaires dans le coursier :

Dans le cas de déversoirs de crues dissymétriques et fortement torrentiels, il y a de gros risques d'apparition d'ondes stationnaires. Ces ondes provoquent de fortes surélévations de la ligne d'eau en certains endroits. Selon leur localisation ces surélévations peuvent dégrader l'appui du coursier ou bien le parement aval d'un barrage en remblai. Pour y remédier, il convient de rehausser les bajoyers en certains endroits ou de construire des murs déflecteurs. Leur implantation nécessite une étude sur modèle réduit.

b- Les problèmes des évacuateurs de fond particulièrement avec les vannes et l'écoulement à l'aval des vannes :

Les ouvrages vannés peuvent présenter deux types de risques :

- Le non fonctionnement en crue ;
- Le colmatage en crue par des corps flottants.

Il convient de disposer de plusieurs orifices, afin de tenir compte d'éventuelles avaries d'une des vannes et la dimension minimale des orifices doit être telle qu'elle permette d'éviter les grilles de protection.

c- Les problèmes des évacuateurs mixtes avec dissipation d'énergie par jet croisé :

Nous entendons par évacuateur à jet croisé la combinaison d'un déversoir à nappe libre avec un orifice profond, de telle sorte que les jets de l'un et de l'autre se choquent dans l'air, donnant lieu à un maximum de dissipation d'énergie et de dispersion du jet, avant l'impact sur le fond.

Il semble que ce type de dissipation d'énergie offre d'innombrables avantages, surtout lorsque sont en cause des débits appréciables, et si l'on considère la nécessité de décharges de surface pour l'élimination des matériaux flottants.

d- Les problèmes des évacuateurs en puits avec l'engorgement :

L'aération ou l'écoulement dans la galerie particulièrement lors de l'apparition d'un ressaut instable dans la galerie crée des surpressions et des dépressions dangereuses pour les parois influençant sensiblement le fonctionnement de la galerie, mettant ainsi en danger tout l'ouvrage.

Tableau N° I-1 : DEVERSOIR.

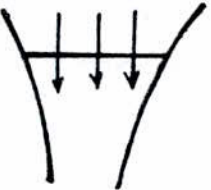

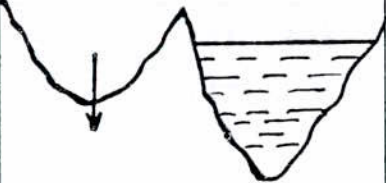
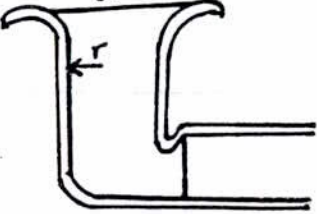
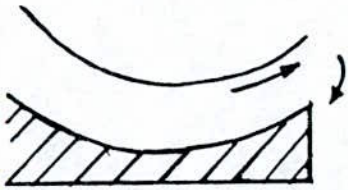

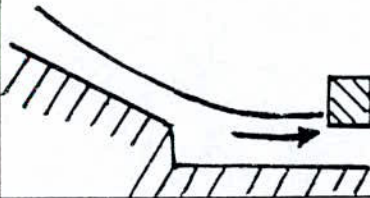
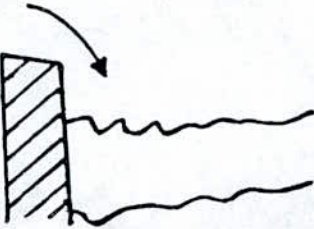
Type	Ecoulement	Avantages	Inconvénients	Gamme
Frontal 	Surface libre noyée ou dénoyée.	<ul style="list-style-type: none"> - Très sûr. - Facile à réaliser sur un barrage en béton. - Facile à calculer. - Pas d'exigences topographiques ou géologiques. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût élevé. - Difficile à réaliser sur un barrage en terre. - Difficile à modifier sauf si le système est l'évacuateur mineur ou majeur. 	<ul style="list-style-type: none"> - Peut être conçu en évacuateur mineur-majeur. - Mieux adapté aux barrages béton.
Latéral 	Surface libre noyée ou dénoyée.	<ul style="list-style-type: none"> - Bon rendement. - Moins coûteux que le frontal. - Facile à réaliser en côte de digue. 	<ul style="list-style-type: none"> - Attention à la saturation. - Difficile à calculer. - Difficile à modifier. 	<ul style="list-style-type: none"> - Toute, surtout pour les barrages en terre ou en enrochement.
Col latéral 	Surface libre dénoyée.	<ul style="list-style-type: none"> - Sûr, s'il n'y a pas de risque de déversement sur la digue. - Réalisation très simple par une protection souple. - Calcul facile. 	<ul style="list-style-type: none"> - Opportunité topographique. - Entretien bien suivi. 	<ul style="list-style-type: none"> - Tout (question de site).
Tulipe 	Surface libre dénoyée ou en charge.	<ul style="list-style-type: none"> - Bon fonctionnement avec forte chute. - Assez coûteux si en liaison avec la vidange. - Aucune exigence. 	<ul style="list-style-type: none"> - Attention à la saturation. Problème de vibration. - Prévoir des protections anti-voûtes. Bien assurer la liaison digue-conduite. 	<ul style="list-style-type: none"> - Tulipe pour les fortes chutes (barrage en béton). - Moins pour les faibles chutes.

Tableau N° I-3 : DISSIPATEUR D'ENERGIE (OUVRAGE ANNEXE DE L'EVACUATEUR DE CRUES).

Type	Dissipation	Avantages	Inconvénients
Becs déviateurs 	Jet à l'air libre ou jet noyé	<ul style="list-style-type: none"> - Surtout pour les barrages en béton. - Facile à mettre en plan. - Pas de contrainte aval. 	<ul style="list-style-type: none"> - Faibles débits pour les becs (si non saut de Ski). - Risque d'affouillement à l'aval du barrage.
Bassin à ressaut 	Surface libre ressaut	<ul style="list-style-type: none"> - Dissipation éloignée du barrage. - Facilité d'entretien et suivi. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage chère car pouvant être important pour s'adapter à une gamme de débits. - Nécessite la connaissance des niveaux aval dans la rivière.
Bassin d'impact 	Jet sur une structure	<ul style="list-style-type: none"> - Simple et efficace. 	<ul style="list-style-type: none"> - Petits débits (40 m³/s). - Structure doit être très résistante. - Dissipation au pied du barrage.
Bassin de plongée 	Surface libre jet dans l'eau amortissement par diffusion.	<ul style="list-style-type: none"> - Facile à mettre en place et à dimensionner. 	<ul style="list-style-type: none"> - Risque d'affouillement au pied du barrage. - Faibles hauteurs de chute.

VI Conception, choix et recommandations générales :

Evacuateur latéral :

- Pentes des rives abruptes.
- Débit laminé important.
- Largeur déversée importante.
- Gorge moins étroite à moins large qui sied à un barrage à ouvrages séparés.

Evacuateur à axe rectiligne :

- Pentes soient douces.
- Gorge plus ou moins large.
- Volume excavé pas important.

Evacuateur en puits :

- Gorge étroite.
- Rives très abruptes.
- Longueurs et débits laminés plus ou moins importants.
- Géologie favorable à un barrage à ouvrage séparé.

Evacuateur de crues à axe curviligne :

- Gorge plus ou moins large.
- Largeur et débit laminé important.
- Pente plus ou moins abrupte.

CHAPITRE 2
HYDROLOGIE

I Introduction :

L'étude hydrologique a pour but la détermination des éléments suivants :

- Le régime des apports dérivés de l'Oued, donnant l'apport annuel moyen dérivé.
- Le régime des crues.
- La reconstitution de l'hydrogramme de la crue dangereuse dont on veut se protéger.
- Une analyse des phénomènes d'érosion pour la détermination des transports solides.

Ces données sont nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages ; l'étude hydrologique doit nous fournir les éléments nécessaires pour fixer le volume de la retenue, compte tenu du type du barrage et de déterminer les débits des évacuateurs de crues.

La sécurité hydraulique d'un barrage dépend de la fiabilité du calcul hydrologique de la crue de projet.

II Crue de projet :

II-1 Définition de la crue de projet :

C'est la crue que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval. [9]

La connaissance de cette crue naturelle permettra aussi le dimensionnement de l'évacuateur de crues. Il faut noter que la crue de projet est déterminée par une fréquence donnée, la fréquence qui est fournie par le projeteur de l'ouvrage.

Ce dernier donne cette fréquence, seulement après avoir effectué une étude d'optimisation (coût/risque) dans laquelle il traite différents problèmes d'ordre socio-économique.

Le problème d'ordre socio-économique posé pour le dimensionnement des évacuateurs de crues est de connaître la possibilité admissible d'une crue susceptible de détruire le barrage.

Dans le cas d'un grand barrage réservoir, une réelle destruction engendrerait une crue artificielle beaucoup plus importante que des crues naturelles possibles. Cette catastrophe engendre totalement des dommages considérables et la perte de nombreuses vies humaines. L'estimation de cette crue peut être évaluée différemment suivant qu'il ne s'agit que de la protection de l'ouvrage lui même, ou d'un risque catastrophique, ce risque est bien sûr lié à l'importance de l'activité humaine dans la vallée, aussi bien pour le présent que pour le futur.

Mais en général l'estimation d'une telle crue ne peut être faite de manière rigoureuse. En effet, les données hydrométriques dont on dispose ne permettent pas d'évaluer des crues de fréquences aussi faibles, il est donc nécessaire de procéder à des extrapolations pour lesquelles on fait appel à des données pluviométriques dont les séries sont généralement longues.

III Crue de chantier :

C'est la crue qui devra être évacuée sans dommages considérables, pour le chantier lors de la construction de l'ouvrage.

L'estimation de cette crue dépend du temps prévu à l'exécution des travaux. [4].

IV Etude des crues :

Pour une très bonne représentation des débits fréquenciers, il est préférable d'utiliser la méthode de l'hydrogramme unitaire, et l'hydrogramme synthétique pour une bonne précision et fiabilité des résultats.

L'étude consiste à rechercher l'estimation des débits des crues de période de retour de 10 à 10 000 ans puis de rechercher l'hydrogramme type de crue exceptionnelle pour le dimensionnement des ouvrages.

V Méthodes d'estimation de la crue de projet :

L'estimation des débits se fait à partir des méthodes différentes et selon la disponibilité des données.

Lorsqu'on dispose d'un nombre suffisant de données ($n > 15$ à 20 ans). Les méthodes statistiques permettent d'estimer les crues de fréquence au dépassement de l'ordre (10^{-1} , 10^{-2} et 10^{-3}) suivant la taille de l'échantillon on procède par un ajustement graphique par les lois suivantes :

- Loi normale ;
- Loi exponentielle ;
- Loi de Pearson III ;
- Loi de Frechet ;
- Loi de Gumbel.

On retiendra alors le faisceau de courbe qui s'ajustera le mieux à l'échantillon et on contrôlera la qualité de cet ajustement par l'un des tests d'adéquation (KHI-deux, KOLMOGOROV et SMIRNOV....).

Lorsque les données hydrométriques sont insuffisantes les hydrologues procèdent un outil spécial pour répondre à ce problème, qui est l'analyse des crues par modèle globale « hydrogrammes unitaires ».

Cas où il n'existe pas d'hydrogramme observé, on doit faire appel à la recommandation de SOKOLOVSKY.

Les méthodes sont :

- Méthode de SOKOLOVSKY ;

- Méthode de l'hydrogramme unitaire ;
- Formules empiriques.

V-1 Méthode de SOKOLOVSKY :

Il assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques :

- La première équation pour la montée de la crue :

$$Q_t = Q_{\max}(t/t_m)^m$$

- La deuxième équation pour la décrue :

$$Q_t = Q_{\max}(t_d - t/t_d)^m$$

Avec :

Q_t : débit instantané au moment t .

t_m : temps de montée.

t_d : temps de décrue = $\gamma \cdot t_m$.

γ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

V-2 Méthode de l'hydrogramme unitaire :

Les hypothèses de base de l'hydrogramme unitaire sont les suivantes :

Une averse assez homogène, d'intensité I couvrant la totalité du bassin, engendre un hydrogramme de forme et d'intensité caractéristique. Cette averse est appelée « averse unitaire », et l'hydrogramme engendré est « l'hydrogramme unitaire ». Il est utilisé pour déterminer l'hydrogramme résultant d'une averse donnée.

- *Détermination du temps effectif de l'averse :*

Pour un bassin naturel dont la surface ne dépasse pas quelques centaines de km^2 , il existe une durée de ruissellement en dessous de laquelle quelque soit l'intensité du ruissellement, le temps de base de l'hydrogramme est à peu près constant. Cette durée est la durée effective de l'averse. Elle est notée « t_e » et doit être vérifiée la condition suivante :

$$\frac{1}{5} t_c < t_e < \frac{1}{3} t_c$$

Avec :

t_c : temps de concentration du bassin.

- *Calcul du temps de concentration :*

Il est défini comme étant le temps mis par une goutte d'eau, tombant sur le point le plus éloigné du bassin, pour atteindre l'exutoire.

Il peut être calculé par la formule suivante (GIANDOTTI) :

$$\tau = \frac{4(s)^{1/2} + 1.5 L}{0.8(H_m - H_0)^{1/2}}$$

Avec :

H_m : altitude moyenne du bassin.

H_0 : altitude au droit du site.

L : longueur du talweg principal.

S : surface du bassin versant.

V-3 Formules empiriques :

- Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{\max} = \frac{277 CRhS}{KT_c}$$

Avec :

T_c : temps de concentration (h).

S : superficie du bassin versant (km²).

h : hauteur de pluie pendant T_c (m).

R, C, K : coefficients dépendant de la surface du bassin versant.

- Formule de MALLET GAUTHIER :

Cette formule est appliquée couramment en Algérie :

$$Q_{\max} = 2K \log(1 + AH) \frac{S}{L^{1/2}} (1 + 4 \log T - \log S)^{1/2}$$

Avec :

H : hauteur moyenne annuelle de pluie (m).

S : surface du bassin versant (km²).

T : période de retour (ans).

A : coefficient pris égal à 20 en Algérie.

L : longueur du bassin versant (km).

K : coefficient (K = 3 ÷ 4).

VI Choix de la crue de projet :

La détermination de la crue de projet dont le débit doit transiter à travers les dispositifs évacuateurs de l'ouvrage sans qu'il en résulte les dégâts ou danger quelconque est donc très important pour la conception du projet.

Pour différents barrages étudiés en Algérie au cours des dernières années, il a été admis que l'on retiendrait pour les digues, les prescriptions suivantes :

- La crue cinq millénaire doit être évacuée en toute sécurité en maintenant une revanche suffisante face aux vagues dans la retenue et aux tassements possibles pour la digue en cas de séisme.
- Il convient de s'assurer que si la revanche ultime est utilisée, le plan d'eau montant au delà des plus hautes eaux pour atteindre le couronnement de la digue, la crue dix millénaire peut être évacuée avec quelques dégâts mais sans que soit mise en cause la sécurité du barrage. [9].

VII Choix de la fréquence de la crue de projet :

En général l'estimation de la crue de projet résulte, non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques encourus à l'aval.

On se reporte alors aux recommandations du comité national australien des grands barrages [bulletin N° 82 de la CIGB] pour le choix de la fréquence de la crue de projet.

Tableau de recommandations du Comité National Australien des Grands Barrages pour le calcul de la crue de projet

Tableau II-1 Catégories des dommages supplémentaires résultant des crues

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vies envisagées en raison de la présence de populations ou d'autres centres d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées, mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables : dommages sérieux à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, à des édifices publics et des centres d'habitations. Dommages au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques appréciables : dommages à des routes ou voies ferrées secondaires, à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales : bâtiments agricoles, terres, chemins vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité de sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible. Pertes indirectes faibles.

Tableau II-2 Crue de projet recommandée probabilité de dépassement annuel

Catégorie des dommages supplémentaires	Crue de projet probabilité de dépassement annuel
Elevés Pertes de vies Dommages considérables	PMF à 1/10 000
Importants Pas de pertes de vies Dommages importants	1/10 000 à 1/1 000
Faibles Pas de pertes de vies Dommages légers	1/1 000 à 1/100

CHAPITRE 3
LAMINAGE DE CRUES

I Introduction :

L'étude du laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du seuil de l'évacuateur de crues étant fixé et inversement.

L'effet du laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de crue, de la capacité de l'évacuateur et de la partie supérieure de la retenue (capacité de stockage de la retenue).

Le principe du laminage est que les crues sont laminées de façon appréciable par « stockage » dans la tranche disponible entre la cote du déversoir et celle des PHE.

Remarque :

L'étude du laminage doit être faite dans les conditions les plus défavorables de laminage, c'est-à-dire que le plan d'eau dans la retenue se situe à la cote normale de retenue.

Pour obtenir la crue laminée ainsi que la hauteur déversée, des procédés graphiques, analytiques ou numériques sont utilisés.

II Les méthodes de laminage :

II-1 Méthode graphique de BLACKMORE :

L'étude du laminage peut être effectuée par la méthode graphique de BLACKMORE dont le principe est le suivant :

Pendant un intervalle de temps dt , la variation du volume d'eau stockée dv se traduit par l'expression suivante :

$$dv = dt(Q_c - Q_e)$$

On établit un graphique (Fig. N° III-2) composée où figure :

- A gauche la représentation du volume emmagasiné en fonction de la hauteur du plan d'eau au dessus du déversoir (courbe (1)).
- A droite la courbe du débit de l'évacuation « Q_e » en fonction du volume emmagasiné ; c'est-à-dire directement en fonction de h (courbe (2)).
- A droite également et à partir d'une 2^{ème} échelle des ordonnées graduées en dt , l'hydrogramme de Q_e en fonction du temps (courbe (3)).

En construisant à partir du point I d'abscisse Q_e une demi-droite de pente $(dt/2)$ jusqu'au point d'abscisse Q_{cmoy} puis de ce point une autre demi-droite de pente $(-dt/2)$, celle-ci recoupe des Q_e en Q_{ci+1} .

Laminage des crues

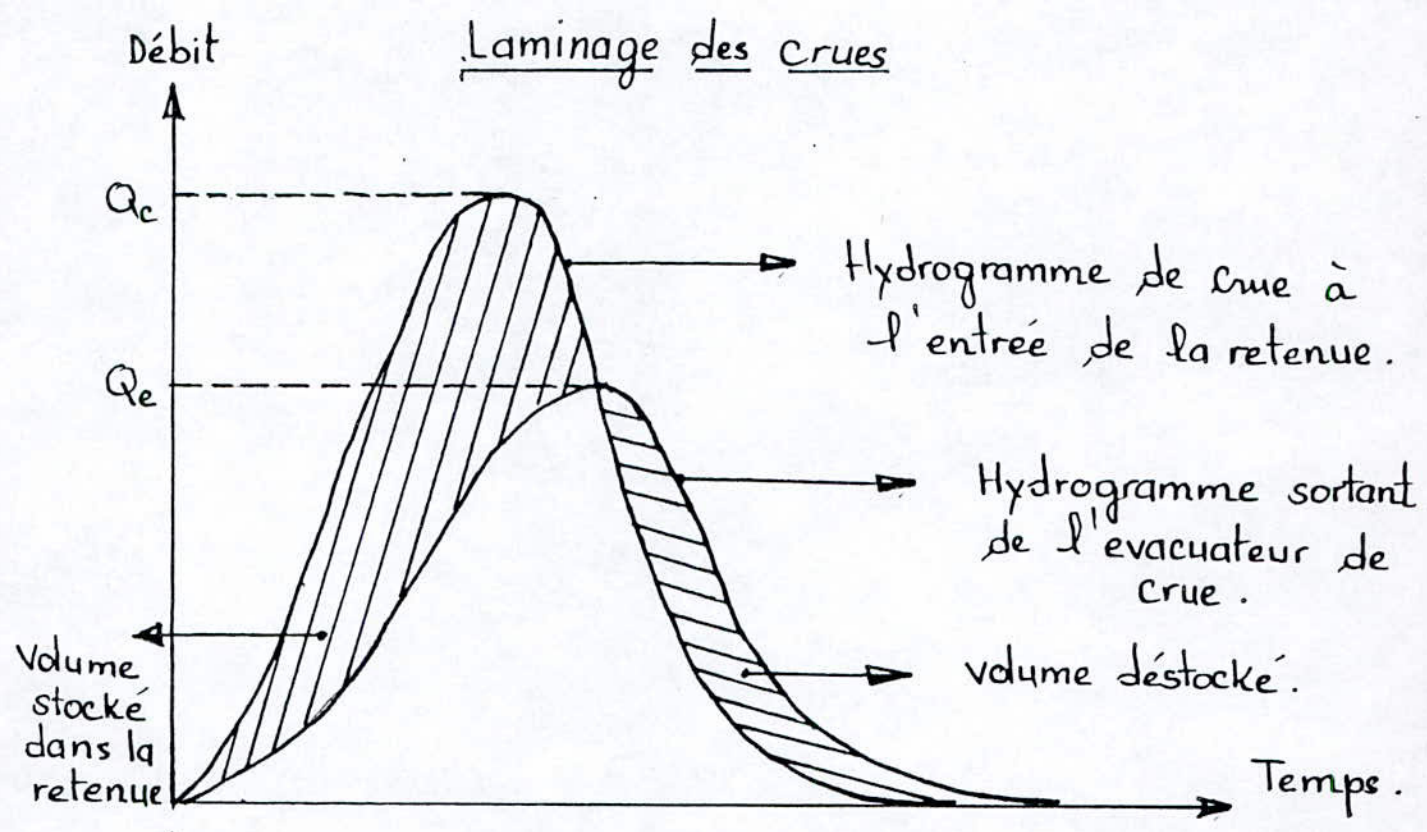


Fig N° III-1 .

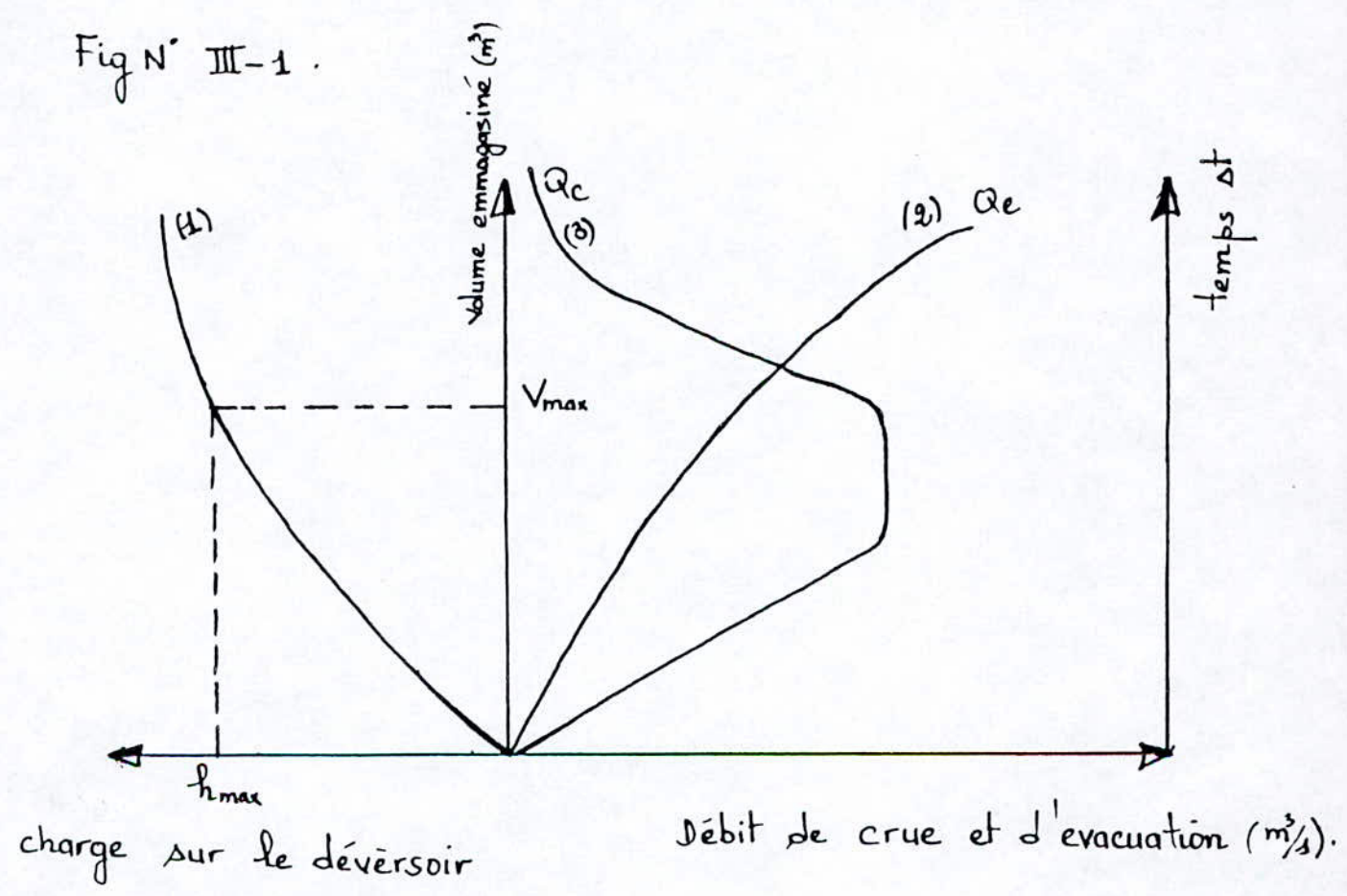


Fig N° III-2 .

Tel que :

$$V_{i+1} = V_i + (Q_{cm} - Q_{em})dt$$

$$Q_{em} = \frac{Q_{ei+1} + Q_{ei}}{2}, \quad Q_{cm} = \frac{Q_{ci+1} + Q_{ci}}{2}$$

En poursuivant la construction, on passe par un maximum dont l'ordonnée correspond au volume maximal stocké dans la retenue pendant la crue. On lit sur la courbe (1) la hauteur maximale du plan d'eau correspondante, l'abscisse du point maximum est le débit maximal de l'évacuateur pendant la crue.

Fig. N° III-3 : Construction graphique de l'épure de BLACKMORE

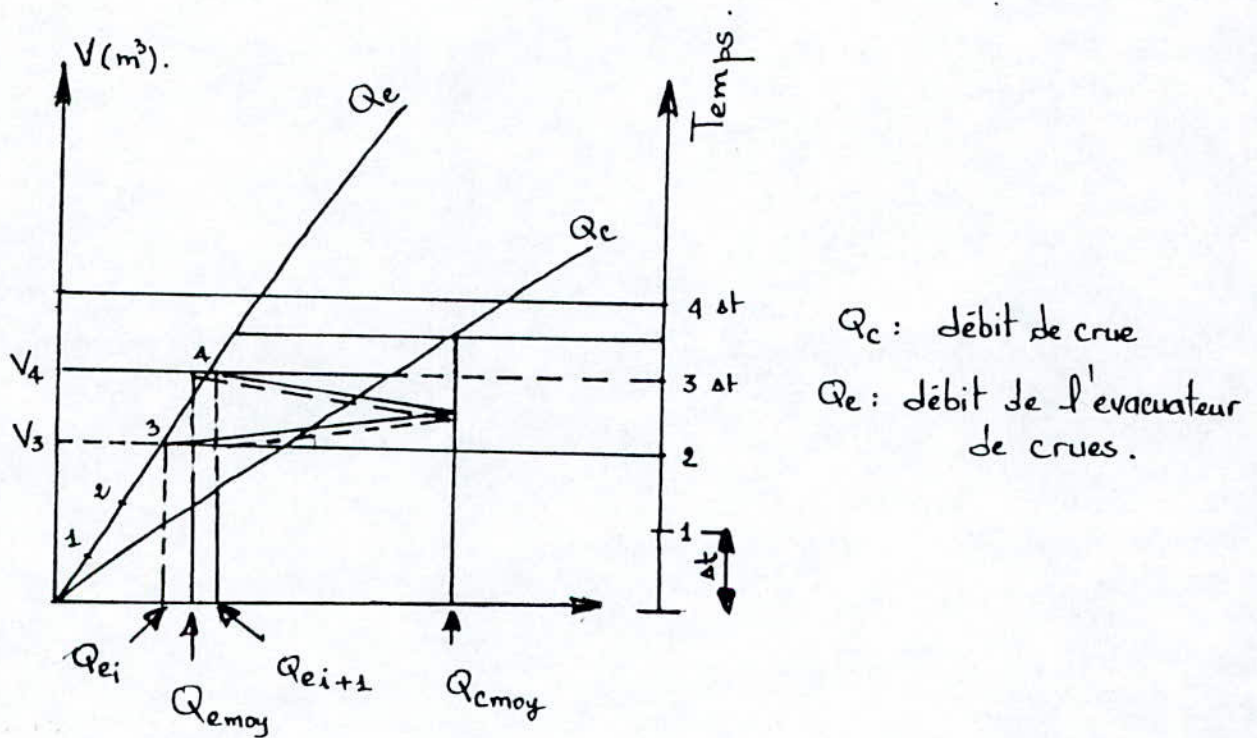


Fig N° III-3- construction graphique de l'épure de BLACKMORE.

II-2 Méthode grapho-analytique :

Les données de base sont :

- Hydrogramme de crue ;
- Courbe hauteur-capacité.

On donne différents volumes du niveau d'eau au delà de la côte de retenue normale, le débit déversé par l'évacuateur de crues est donné par la formule suivante :

$$Q = mb \sqrt{2g} H^{3/2}$$

Avec :

m : coefficient du débit qui dépend essentiellement du type du déversoir.

b : largeur du déversoir en (m).

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

H : hauteur d'eau au dessus du seuil [m].

Q : débit déversé par l'évacuateur ($\text{m}^3 \cdot \text{S}^{-1}$).

On se fixe un pas de calcul dt et on calcule $V = Q \cdot dt$ pour chaque niveau de plan d'eau, on détermine le volume correspondant V à partir de la courbe hauteur-capacité.

Pour chaque valeur de H, nous tracerons les courbes suivantes :

$$Q = f(H), V = f(H)$$

$$V + (dV/2) = f(H), V - (dV/2) = f(H)$$

A partir de l'hydrogramme de crue, on détermine des différents volumes V correspondant à chaque pas de temps dt.

CHAPITRE 4
METHODES DE
DIMENSIONNEMENT

I Introduction :

L'écoulement de l'eau dans le déversoir latéral est complexe, une résolution précise des problèmes hydrauliques n'est pas réglée parfaitement. Ainsi, jusqu'à présent les méthodes de calcul relatives à la détermination de la capacité d'évacuation restent approximatives et discutables, elles sont faites sur la base d'un certain nombre d'hypothèses et de négligences parfois sans fondement.

Il y a quelques méthodes pour le calculer. On représente quelques méthodes :

II Méthodes de dimensionnement :

II-1 Méthode des approximations successives :

On suppose que le régime est uniforme, on se fixe des tronçons régulièrement espacés avec des débits qui vont en augmentant et on détermine les différents paramètres (A_m , P_m , R_h , c , b , I) ainsi que, la pente en utilisant la théorie des équations fondamentales des écoulements uniformes. Les résultats obtenus donnent différentes pentes.

Réellement l'écoulement au niveau du bassin de réception (canal de restitution des eaux déversées) est non uniforme à régime variable. Le calcul de cette uniformité se fait en choisissant une pente optimale qui permet l'évacuation directe des eaux déversées pour éviter leurs stagnation.

Une fois la pente choisi suivant les considérations citées ci-dessus, on fait un nouveau calcul en se basant sur la théorie des écoulements non uniforme variable et non permanent, d'où le choix du procédé numérique, ce qui nous donne des profondeurs variables suivant la largeur déversante conforme à l'écoulement réel se produisant sur ce type d'ouvrage.

II-2 Méthode de ZAMARINE :

Pour le calcul du déversoir latéral, on procède par cette méthode. On divise la tranchée en quelques sections et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque section X_1, X_2, \dots, X_n , puis on calcule le débit spécifique :

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

Le débit passant par chacune des sections est :

$$Q_1 = q \cdot X_1, Q_2 = q \cdot X_2, \dots, Q_n = q \cdot X_n.$$

On fixe les vitesses moyennes respectivement au début et à la fin de la tranchée, les vitesses qui en découlent à chaque section se déterminent par la formule suivante :

$$V_n = \frac{V_f - V_i}{L} \cdot X_n + V_i$$

- L'aire de chaque section est : $A_n = Q_n / V_n$.

- La largeur déversante de chaque section est :

$$b_n = b_i + \frac{(b_f - b_i)}{L} X_n$$

- La profondeur d'eau dans chaque section est :

$$b_n = \frac{-b_n + (b_n^2 + 4mA_n)^{1/2}}{2m}$$

On peut déterminer la pente entre deux sections par la formule suivante :

$$I_n = \frac{V_n^2}{C_n^2 R_h}$$

$$C_n = \left(\frac{8g}{\lambda} \right)^{1/2}$$

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \log \frac{\varepsilon}{4R_h})^{-2}$$

- Le rayon hydraulique R_h est défini par la relation suivante :

$$R_h = \frac{A_m}{P_m} = \frac{(b_n + mb_n)h_n}{b_n + 2h_n(1+m^2)^{1/2}}$$

II-3 Méthode d'abaques :

Le calcul du seuil dénoyé se fait en fixant la lame d'eau déversante (respectivement la longueur du seuil). On calcule la longueur du seuil (respectivement la lame d'eau déversante) à l'aide des formules classiques de seuils :

$$Q = m b (2g)^{1/2} H^{3/2} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

- Calcul de section de contrôle : ces sections sont en général localisées à des modifications de la géométrie.
- Seuil latéral : ce sont des ouvrages de type (voir fig. N°IV-1).
- Des abaques, ainsi que des programmes de calculs permettent de calculer les lignes d'eaux dans l'ouvrage (voir abaque N°1).

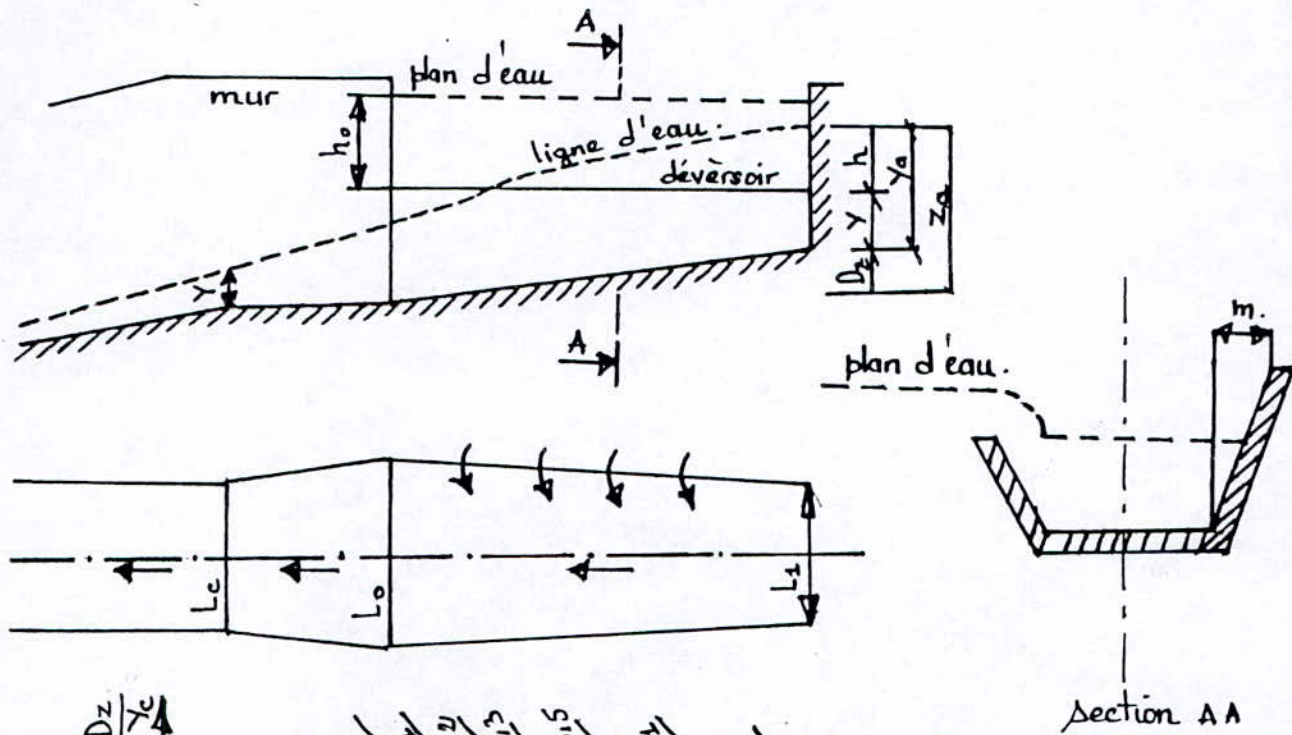
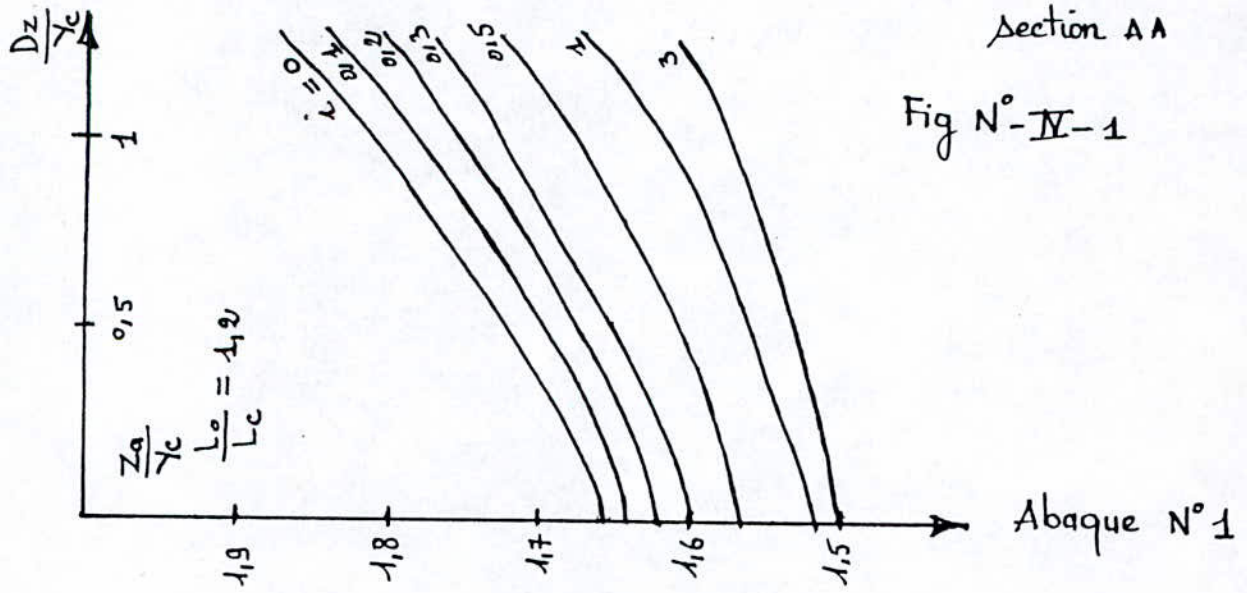


Fig N°-IV-1



Abaque N°1

CHAPITRE 5
ETUDE DE
L'EVACUATEUR DE
CRUES DU BARRAGE
DE TAKSEBT

I Introduction :

Les richesses hydriques dont dispose l'Algérie et dont la mobilisation n'a atteint que 27% par le biais d'ouvrages hydrotechniques, ont stimulé les services concernés à initier des grands chantiers de barrage en l'occurrence celui de TAKSEBT dans la wilaya de TIZI-OUZOU. Il est d'une importance capitale, et l'un des plus grands barrages projetés en Algérie.

Sa réalisation impose donc une plus grande rigueur, la survie et la conception de ses ouvrages annexes en particulier l'évacuateur de crues.

II Géologie :

II-1 Généralité :

II-1-1 Localisation :

Le barrage de TAKSEBT se trouve dans la wilaya de TIZI-OUZOU, दौरا de Beni-douala, commune de Beni-aissi.

Il est implanté sur l'Oued Aissi affluent du Sebaou, situé à une dizaine des kilomètres au sud-est du chef-lieu de la wilaya. Les coordonnées Lambert du site sont :

$$X = 626.9$$

$$Y = 376.00$$

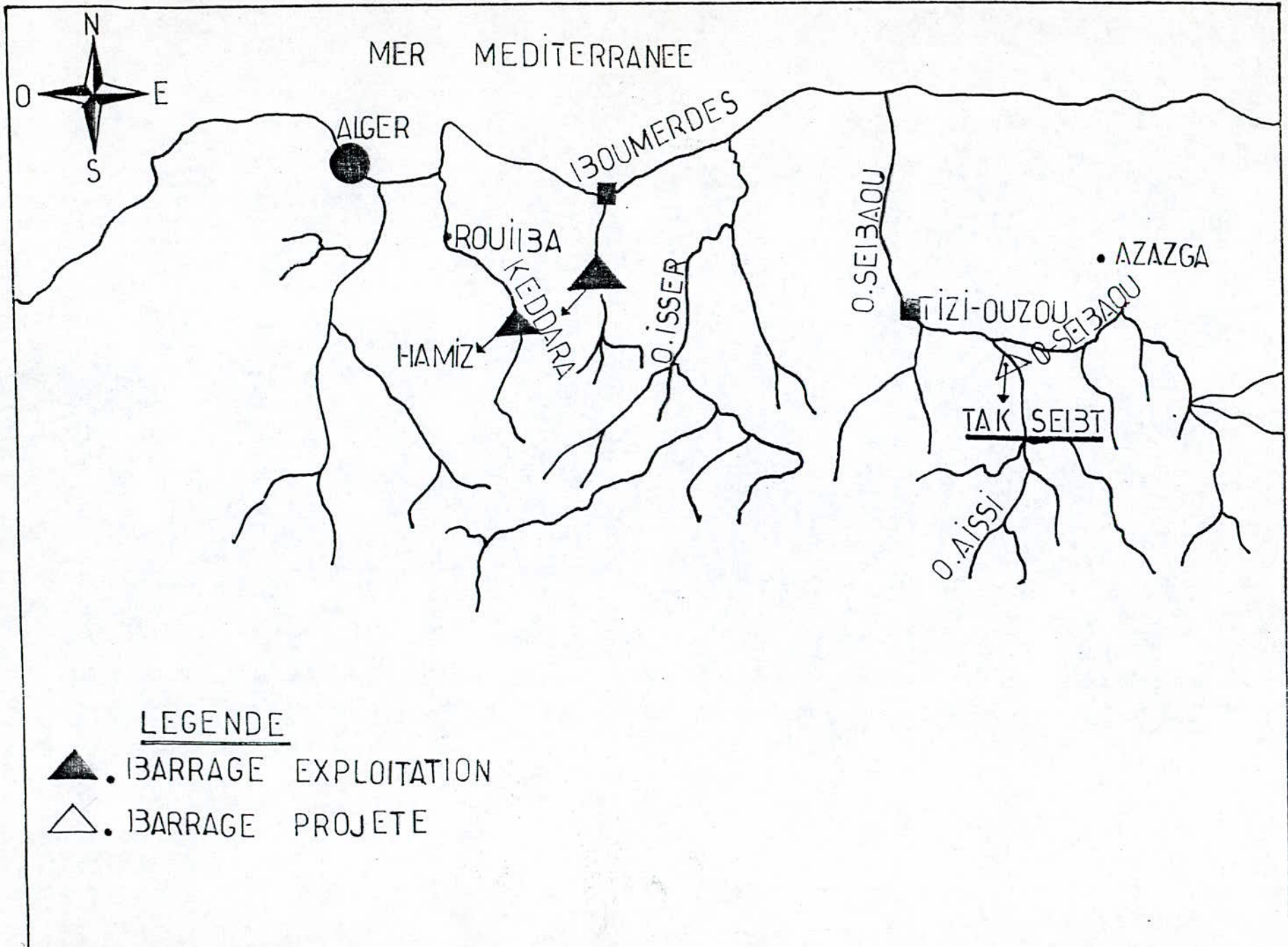
$$Z = 100.00$$

II-1-2 But de l'ouvrage :

L'ouvrage est destiné exclusivement à l'alimentation en eau potable et industrielle des agglomérations de la wilaya de TIZI-OUZOU (TIZI-OUZOU, AZAZGA, DRAA-BEN-KHEDDA, TADMAIT) pour un volume de 44 hm³/an et servira d'appoint pour satisfaire en partie les besoins en eau potable et industrielle des agglomérations du grand Alger (ALGER, BORDJ-EL-KIFFAN, BAB-EZZOUAR, DAR-EL-BEIDA, BENI-MESSOUS) avec un volume de 136 hm³/an. Ceci dans le souci de renforcer le barrage de KEDDARA (en exploitation).

Figur N° V-1

IBARRAGE DE TAKSEIBT SITUATION GEOGRAPHIQUE



LEGENDE

- ▲ IBARRAGE EXPLOITATION
- △ IBARRAGE PROJETE

II-2 Conditions géologiques :

II-2-1 Géologie de la cuvette :

II-2-1-1 Substratum paléozoïque :

La retenue du barrage de TAKSEBT est située entièrement dans les terrains primaires métamorphisés du massif de grande Kabylie . Ces terrains comprennent du nord au sud, des schistes sericiteux avec quelques bancs quartizitiques, des micaschistes et quartzites à biolite, des muscovites et gneiss, quelques enclaves de cipolins, quelques bouffées pégnatiques dans les micaschistes et les gneiss.

II-2-1-2 Couverture quaternaire :

Des terrains meubles, de natures diverses, recouvrent des formations rocheuses du site de la cuvette et de la vallée de Sebaou en aval. Ils comprennent :

- Des alluvions anciens et récents répartis dans le fond des vallées et en différents niveaux de terrasses ;
- Des colluvions, éboulis et dépôts de pentes.

II-2-2 Géologie du site du barrage :

Le barrage est implanté à l'extrémité septentrionale de la cuvette, à l'endroit où l'Oued Aissi franchit un dernier verrou avant de traverser les argilites miocènes qui affleurent le long du cours de l'Oued de Sebaou.

Les relevés de terrain, les études par photos aériennes, les reconnaissances in situ par forage, les essais pressiométriques et les campagnes de prospections géophysiques ont permis d'étudier la géologie du site.

Ainsi plusieurs coupes géologiques et cartes ont été établies.

Au droit du site, le substratum rocheux comprend :

- Des schistes, phyllades, quartzo-phyllades et schistes sericiteux, du socle paléozoïque ;
- Des grès et conglomérats ;
- Des argilites appartenants à la couverture tertiaire.

La couverture tertiaire comprend des argilites et des roches grès-conglomératiques, ces dernières reposent en discordance sur la série schisteuse. Cette discordance ne semble pas être tectonique.

S'agissant des argilites, celles-ci présentent les dernières formations rocheuses.

On les trouve en rive droite derrière la colline et dans la vallée en aval du barrage.

Outre le substratum rocheux, le site est surmonté de couverture meuble qui comprend des alluvions, des alluvions des glissements et éboulis.

Les alluvions recouvrent tout le fond de la vallée et se trouvent sous forme de terrasses à différents niveaux. Les forages réalisés dans le lit de l'Oued Aissi, ont recoupé de 9m (en bordure de vallée) à 31m d'alluvions (plus au centre).

Les colluvions sont présents, sur la majeure partie des versants de la vallée. On les trouve généralement, sur des épaisseurs de 2 à 3m parfois 5m aux pieds des versants et même de 10 à 15m dans des zones d'éboulements et glissements superficiels en rive droite en contre bas du sol.

III Caractéristiques principales de l'ouvrage : [12]

a) La retenue :

- Capacité brute : 175 Hm^3
- Volume régularisé : 180 Hm^3
- Capacité utile : 164 Hm^3

b) Digue zonée :

- Hauteur hors sol : 76m.
- Longueur en crête : 515m.
- Largeur à la base : 464m.
- Largeur en crête : 8.60m

c) Evacuateur de crues :

- Crue de projet : $2500 \text{ m}^3/\text{s}$. correspond à une période de retour de 1000 ans
- Type : déversoir latéral.
- Largeur du front déversant : 110 ml.

d) Galerie de dérivation :

- Diamètre intérieur : 7.00m.
- Longueur : 470m.
- Capacité d'évacuation est $525 \text{ m}^3/\text{s}$ pour $H=20.91\text{m}$

e) Vidange de fond :

Construction d'un tronçon amont du tunnel, raccordé à la galerie de dérivation en aval de la tour de prise.

f) Tour de prise d'eau :

- Type : inclinée sur le versant droit.
- Nombre de prises : 03.

g) Galerie de drainage : « 02 »

- Section : 2mX3m.
- Longueur : 1082 m.
- Pente : 1% vers l'extérieur.

h) Galerie d'injection et d'inspection sous digue :

- Section : 3mX3.75m.
- Longueur : 780m.
- Pente : 1% vers l'extérieur.

i) Galerie d'accès et de drainage :

- Nombre : 04.
- Section : 2mX3m.
- Longueur totale : 840m.

j) Quantités essentielles des travaux :

- Excavation : 2 210 000m³ dont 69 000m³ en souterrain.
- Remblais : 7 655 000m³.
- Bétons : 86 000m³ dont 32 000m³ en souterrain.
- Forages et injections : 173 000 ml.

• Emprises et infrastructures touchées :

- Surface inondée : 550 hectares.
- Surface expropriée : 620 hectares.
- Montant des indemnisations : 666 997 000.00 DA.
- Nombre de familles à recaser : 46.
- 10km de route à déplacer : rétablissement sur 20km.
- 07 km de ligne électrique MT à déplacer.
- 02 forages et un réservoir d'A.E.P. à déplacer.

V Les débits de crues :

IV-1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

- La surface :

La surface du B.V (S) de l'Oued Aissi est déterminée par planimétrie sur une carte topographique à l'échelle 1/200 000.

$$S = 448\text{km}^2$$

- Le périmètre :

Le périmètre (P) est déterminé par curvimètre en parcourant les limites du Bassin versant.

$$P = 100\text{km}$$

- Indice de compacité de Gravelius :

L'indice de compacité (K) caractérise la forme du bassin versant et renseigne sur la vitesse de concentration des débits et la puissance des crues ainsi que l'érosion. c'est le rapport entre le périmètre du bassin versant et la circonférence du cercle ayant même superficie que le bassin considéré.

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$\text{A.N : } P=100\text{km} ; \quad S=448\text{km}^2 ; \quad K = 1.32$$

D'après cette valeur de l'indice de compacité qui est supérieur à un, on estime que notre bassin est légèrement allongé.

IV-2 Les paramètres de relief :

Les paramètres de relief présentent une importance considérable pour l'estimation de la vitesse de ruissellement, une pente plus forte provoque un écoulement plus rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

- Altitudes caractéristiques :

- Altitude maximale $H_{\max} = 2\,300\text{m}$.
- Altitude moyenne $H_{\text{moy}} = 655\text{m}$.
- Altitude minimale $H_{\min} = 95\text{m}$.

IV-3 Caractéristiques climatiques :

IV-3-1 Les pluies moyennes :

Les précipitations sont dans cette région pratiquement les plus abondantes de l'Algérie, cinq des stations pluviométriques faisant partie de l'équipement du bassin versant sont sélectionnées comme représentatives de celui-ci.

Tableau N°V- 1 : Stations pluviométriques les plus représentatives du bassin versant :

Noms des stations	Codes	Pluies moyennes annuelles(mm)
LARBA- NATH- IRATHEN	02.17.05	960.60
OUADHIAS	02.17.01	821.70
AIN-EL-HAMMAM	02.17.03	1066.00
BENI-YENNI	02.17.12	867.30
BOUASSEM	02.17.01	882.20

IV-3-2 Détermination de la pluie moyenne annuelle :

a- Par la méthode de THIESSEN :

Le planimétrage des polygones de THIESSEN qui définissent les zones d'influence de chacune des stations nous donne les coefficients de pondération suivants :

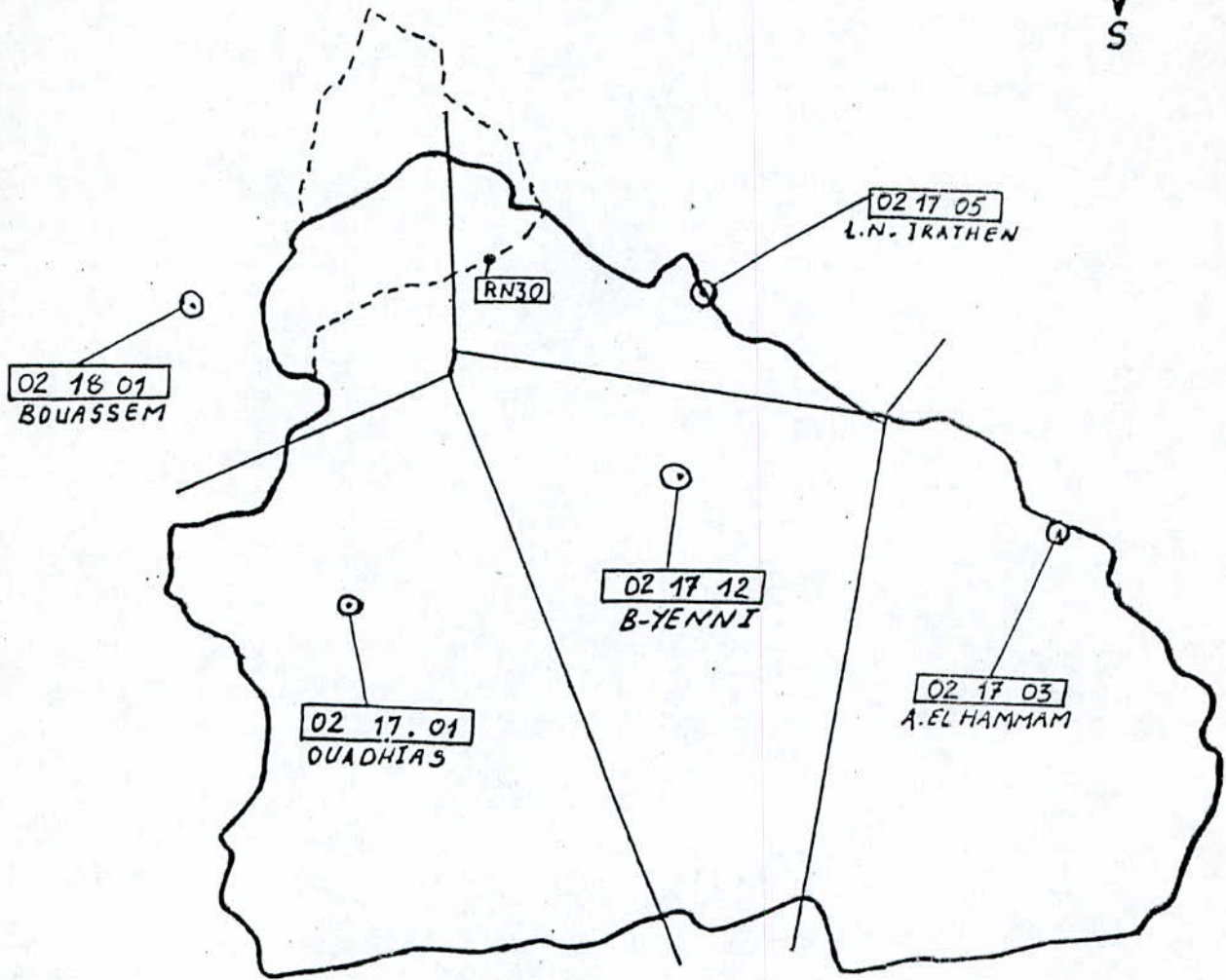
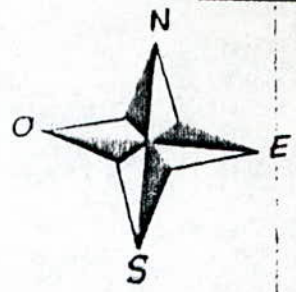
Tableau N°V-2 : Coefficients de pondération et pluies moyennes

Stations	Surfaces		Pluies moyennes
	(km ²)	(%)	
OUADHIAS	150	33.5	821.70
AIN-EL-HAMMAM	123	27.45	1066
A.N. IRATHEN	39	8.7	960.60
BENI -YENNI	111	24.8	867.3
BOUASSEM	25	5.6	882.2

Suivant les coefficients de pondération affectés pour chaque station, la pluie moyenne annuelle est estimée :

$$P_{\text{moy annuelle}} = 916\text{mm}$$

Emplacement des stations pluviométriques
Délimitation des polygones de THIESEN



Legende

- Contour du Bassin . v
- Limites des polygones
- ⊙ Stations pluviométriques
- stations Hydrométriques

ECHELLE 1/200000

b- Par la méthode des ISOHYETES :

Les isohyetes sont définies comme le lieu géométrique des points d'égales hauteurs de pluie pour une période considérée

A partir de la carte des isohyetes des pluies moyennes annuelles de Bennie et Parteniers donnée ci-après, on dresse le tableau qui nous donne la répartition des précipitations et les portions de surface correspondantes.

Tableau N°V-3 : pluie-surface (ISOHYETES)

Hauteurs de pluies (mm)	Surfaces correspondantes	
	Km ²	(%)
> 1 400	9	2
1 400-1 300	15.25	3.4
1 300-1 200	22	4.9
1 200-1 100	29	6.5
1 100-1 000	51.5	11.5
1 000-900	274	61.2
900-850	47	10.2

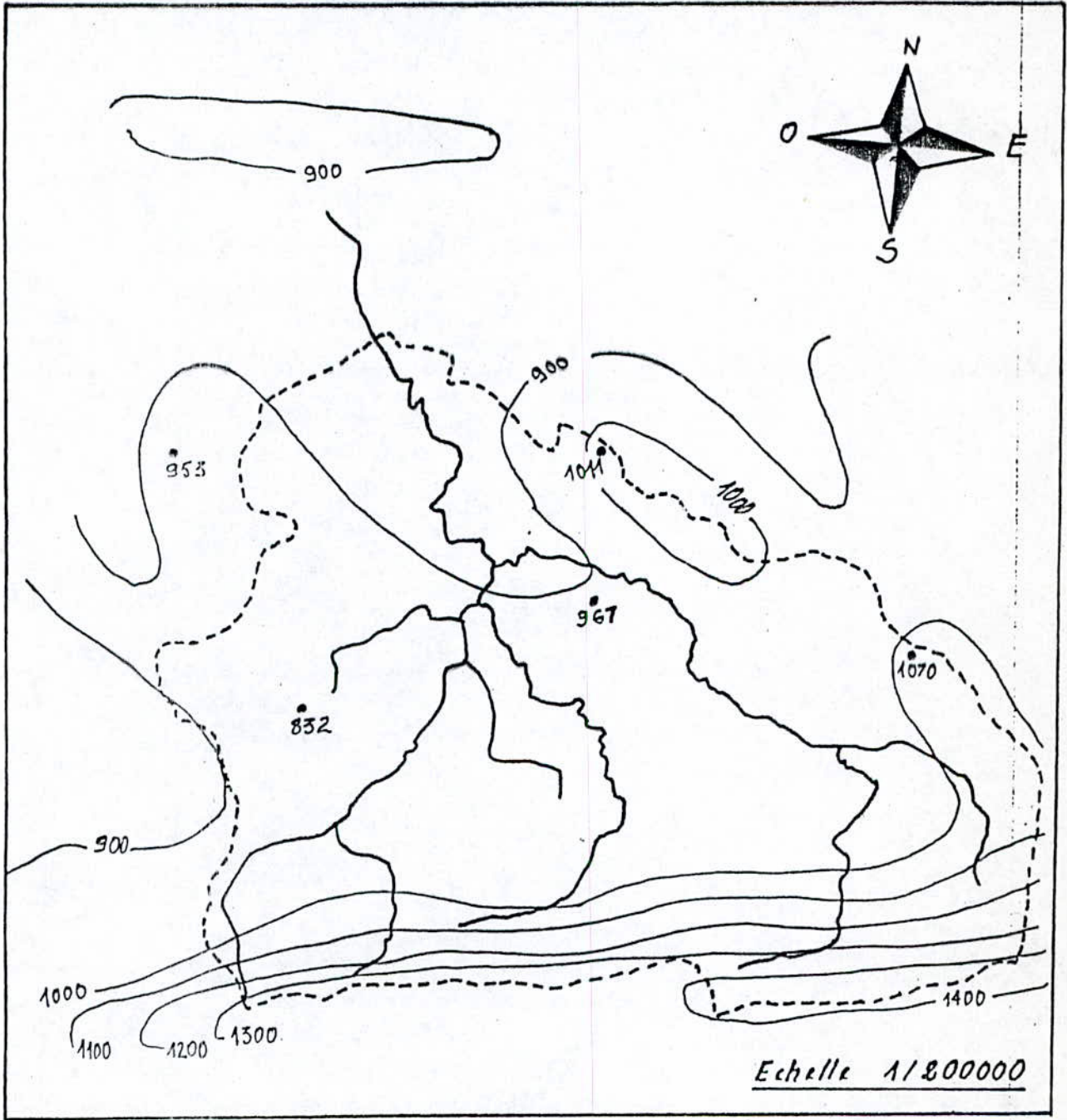
La pluie moyenne déduite est, $P_{\text{moyennuelle}} = 1\ 000\text{mm}$

En général les deux méthodes utilisées donnent des résultats mieux considérés. La méthode des isohyetes se présente plus rigoureuse du fait qu'elle tient compte de la répartition des pluies territoriales. Par ailleurs la méthode de THIESSEN doit être considérée autant, vu les conditions convenables à son utilisation que présente le bassin versant à savoir :

- Les dimensions du bassin versant et le nombre réduit de stations qu'il comporte, il importe alors de prendre la moyenne des deux estimations comme la pluie annuelle du bassin versant.

$$P_{\text{moyennuelle}} = \frac{1000 + 916}{2} \approx 960\text{ mm}$$

Isoyetes des pluies moyennes annuelles
selon Binnie & Partners



Legende

- - - - : Limites du bassin versant
- ~~~~~ : Réseau hydrographique
- ~~~~~ : Isoyetes
- : Stations pluviométriques

IV-4 Calcul des débits de pointes par les méthode globales :**IV-4-1 Courbe de M^r CHAUMONT :**

Ces courbes donnent des crues pour des périodes de retour (T) de 10, 100 et 1 000 ans en fonction de la superficie du bassin versant.

Avec $S = 448 \text{ km}^2$; la figure donne :

$$\text{Pour } \begin{cases} T = 10 \text{ ans} & Q_{10} = 760 \text{ m}^3/\text{s} \\ T = 100 \text{ ans} & Q_{100} = 1\,600 \text{ m}^3/\text{s} \\ T = 1\,000 \text{ ans} & Q_{1000} = 2\,300 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

IV-4-2 Formule de MALLET et GAUTHIER :

$$Q_T = 2K \log(1 + 20P) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad [7]$$

Où :

Q_T : débit de pointe avec période de retour T(ans) (m^3/s)

P : hauteur de pluie moyenne annuelle (m)

S : surface du bassin versant (km^2)

L : longueur du talweg principal (km)

K : coefficient régional valant 3 à 4

Cette formule est valable pour $T \geq 50$ ans

En prenant $K = 4$ on aura :

$$T = 50 \quad Q_{50} = 1\,700 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T = 100 \quad Q_{100} = 1\,888 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T = 1\,000 \quad Q_{1000} = 2\,410 \text{ m}^3/\text{s}$$

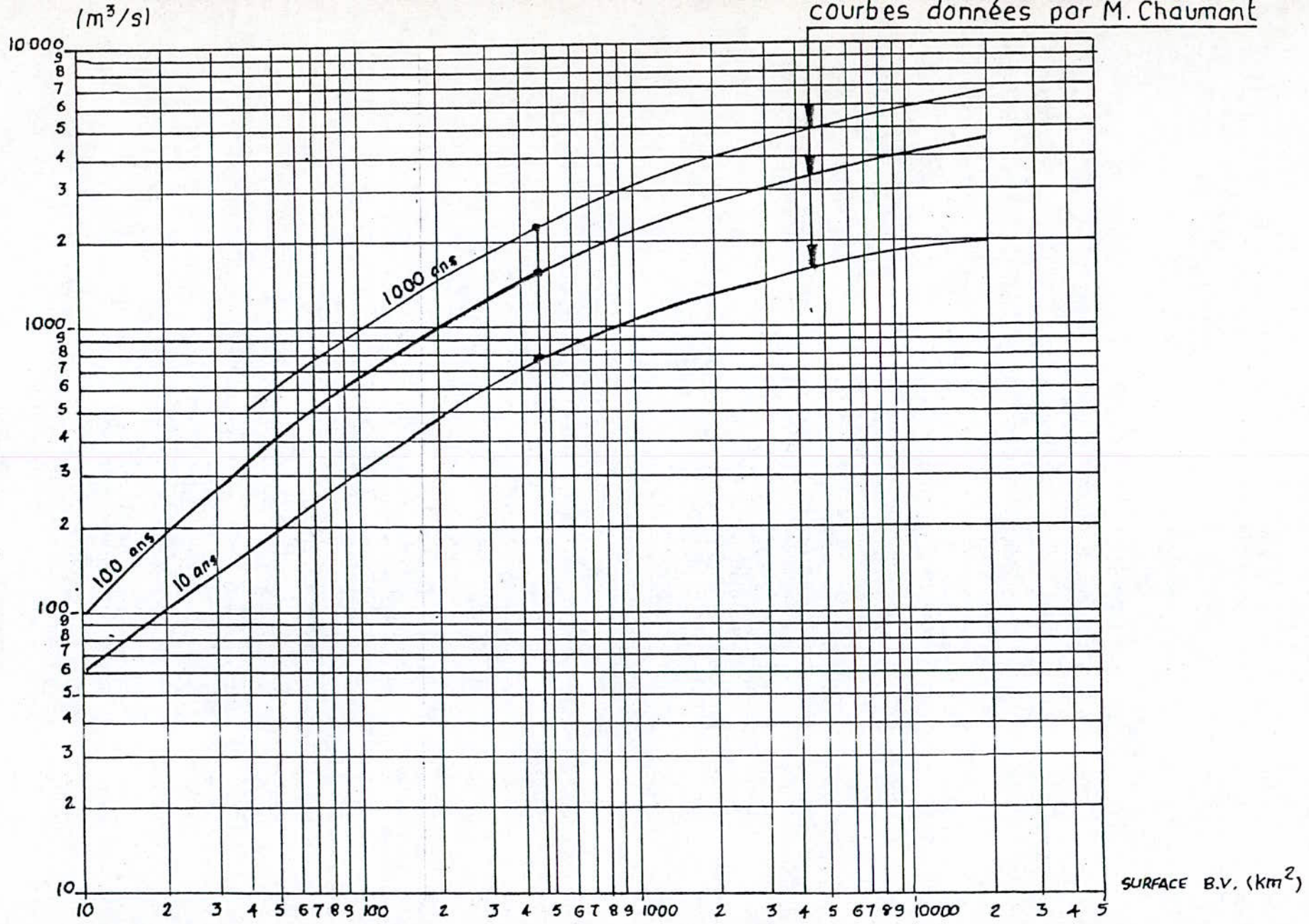


FIGURE N° 4-DEBITS MAXIMA DES CRUES (d'après barême expérimental de M. CHAUMONT)

IV-5 Hydrogramme de crues :

L'utilisation de la méthode analytique de l'hydrogramme unitaire grâce aux données hydrométriques disponibles, conduit à l'hydrogramme de crues suivant :

Tableau N°V- 4 : Caractéristiques des crues considérées

Dates des crues	Q(m ³ /s)	T _B (H)
Janvier 1982	166.6	40
Novembre 1982	51.3	39
Décembre 1982	141.2	44
Février 1984	98.22	43

Avec :

Q : débit de pointe

T_B : temps de base

IV-6 Comparaison des résultats :

On récapitule les résultats obtenus ci-dessous.

- Courbes de M. CHAMONT

$$Q_{10} = 760 \text{ m}^3/\text{s}, Q_{100} = 1\ 000 \text{ m}^3/\text{s}, Q_{1000} = 2\ 300 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Formule de MALLET et GAUTHIER

$$Q_{10} = 1\ 700 \text{ m}^3/\text{s}, Q_{100} = 1\ 888 \text{ m}^3/\text{s}, Q_{1000} = 2\ 410 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Méthode analytique

$$Q_{100} = 1\ 898 \text{ m}^3/\text{s}, Q_{1000} = 2\ 668 \text{ m}^3/\text{s}$$

Conclusion :

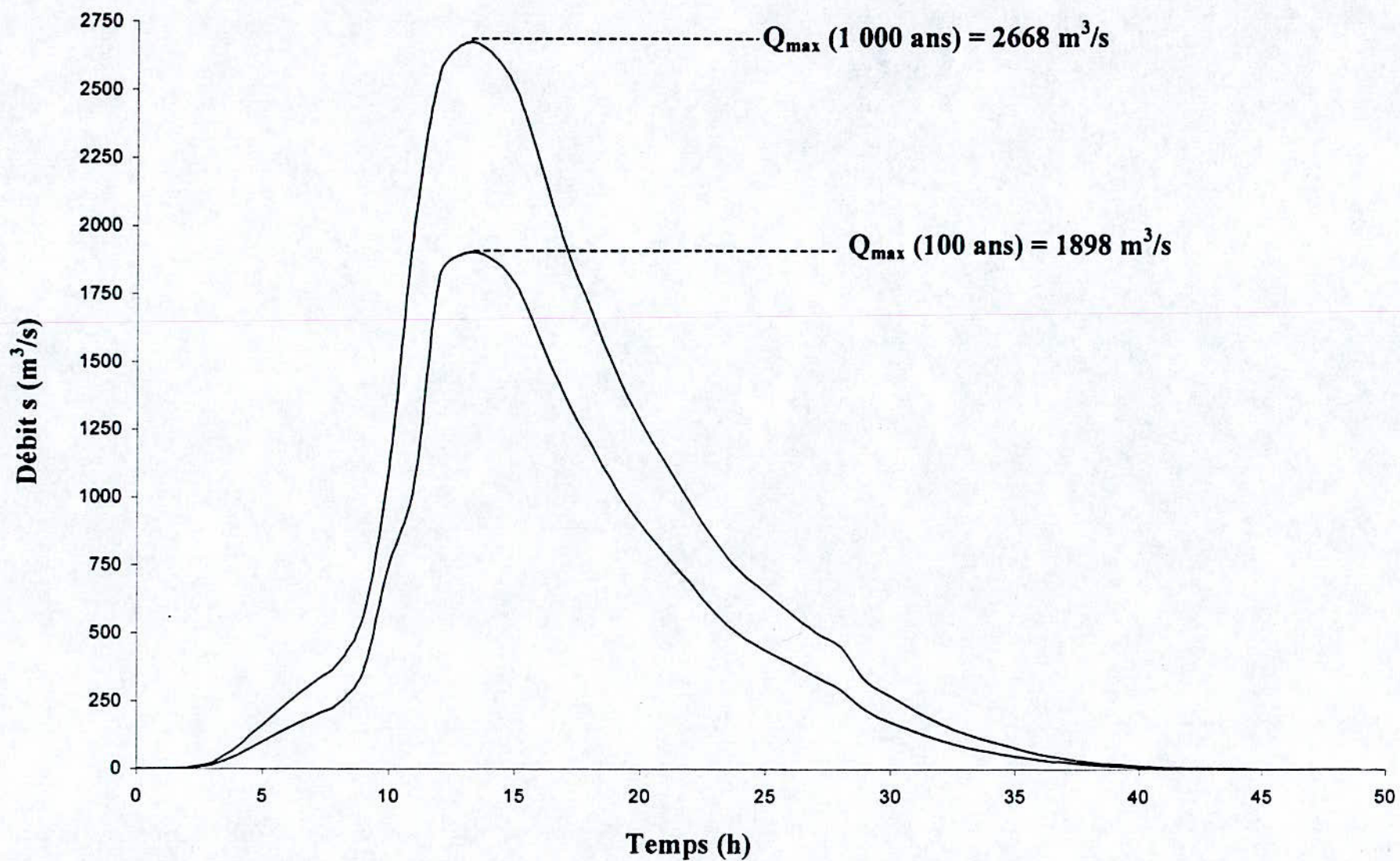
On constate une assez bonne concordance entre les résultats des estimations des débits de crues obtenus par différentes méthodes. Toutefois nous proposons de considérer ultérieurement les résultats obtenus par la méthode de l'hydrogramme unitaire qui cerne beaucoup mieux la réalité physique de l'écoulement.

On aura alors :

$$Q_{100} = 1\ 898 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{1000} = 2\ 668 \text{ m}^3/\text{s}$$

Figure N° V-5 : Hydrogramme de crues



IV-7 Choix de fréquence de la crue de projet :

Usant des tableaux de recommandations de CIGB, on opte pour une crue de projet de probabilité de dépassement annuelle de 1/1 000, soit une crue de période de retour $T = 1\ 000$ ans. Le débit de pointe de la crue arrivant à la retenue (crue d'entrée) correspondant est : $Q_{pt} = 2\ 668\ m^3/s$.

IV-8 Laminage des crues :

Pour le calcul de laminage, nous avons opté pour une méthode analytique dont voici le mode d'application. Comme hypothèse de calcul, nous admettons en première approche :

- 1) Un déversoir rectiligne à profil portique dont le débit est $Q = mL \sqrt{2g} H^{3/2}$.
- 2) Côte de la retenue normale NRN = 165.00 m.
- 3) hydrogramme de crue montant.
- 4) Courbe hauteur-capacité.
- 5) Volume à la retenue normale.
- 6) Longueur du déversoir.

IV-8-1 Procédé de calcul :

- 1- Diviser l'hydrogramme de crue en pas de temps Δt .
- 2- Obtenir de l'hydrogramme de crue, le volume d'eau entrant dans le réservoir pour chaque intervalle de temps Δt .

$$\Delta V_e = Q_{moy} \Delta t = \frac{Q_n + Q_{n+1}}{2} \Delta t$$

Q_n : débit initial

Q_{n+1} : débit entrant après l'intervalle de temps Δt

3- A partir de la courbe de remplissage, au dessus du niveau normal des eaux, on détermine l'augmentation dans le niveau du réservoir.

4- On détermine finalement le débit déversé en fonction de Δh , pendant l'intervalle de temps Δt par la formule :

$$Q_{dev} = mb \sqrt{2g} H_{dev}^{3/2}$$

Où :

Q_{dev} : débit déversé

m : coefficient de débit

b : largeur du déversoir

H_{dev} : charge au dessus du déversoir

Le calcul est fait par itération à l'aide de la relation suivante :

$$\Delta V = V_{n+1} - V_n = (Q_{cmoy} - Q_{dev}) \Delta t$$

$$V_{n+1} = V_n + Q_{cmoy} \Delta t - Q_{dev} \Delta t$$

Où :

V_n : volume initial

V_{n+1} : volume de la retenue après l'intervalle de temps Δt

$Q_{dev} \Delta t$: volume déversé correspondant au volume initial

$Q_{cmoy} \Delta t$: volume d'eau entrant dans le réservoir après l'intervalle de temps Δt

Les tableaux N°V,5,6,7,8,9,10,11, donnent :

Tableau N° V-12

Largeurs	Débits évacués (m ³ /s)	Charges au dessus du déversoir
$b = 90$ m	$Q_{dev} = 2\ 174.95$	$H = 4.99$ m
$b = 100$ m	$Q_{dev} = 2\ 235.73$	$H = 4.73$ m
$b = 110$ m	$Q_{dev} = 2\ 283.60$	$H = 4.51$ m
$b = 120$ m	$Q_{dev} = 2\ 321.10$	$H = 4.3$ m
$b = 130$ m	$Q_{dev} = 2\ 350.26$	$H = 4.11$ m
$b = 140$ m	$Q_{dev} = 2\ 383.46$	$H = 3.95$ m
$b = 150$ m	$Q_{dev} = 2\ 419.79$	$H = 3.81$ m

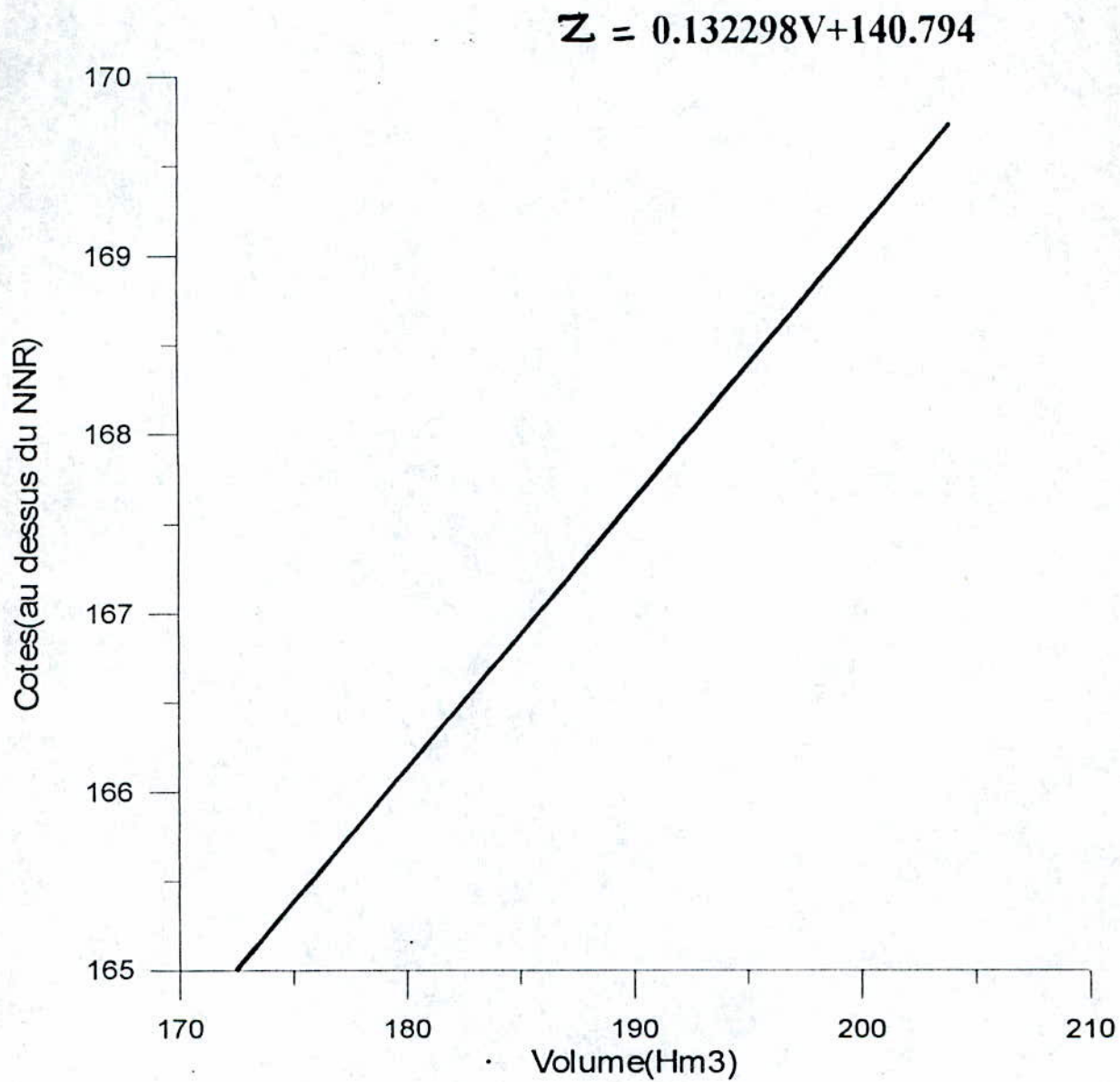


Fig. N° V-6 Courbe : capacité – hauteur (au dessus du NNR)

Tableau V-5 $b = 90 \text{ m}$ $Q_{dev} = 2.17 * (H_{dev})^{1.5} * b$

Temps (h)	Q_t (m ³ /s)	Q_{moy} (m ³ /s)	$Q_{moy} * dt$ (hm ³)	V_{ret} (hm ³)	Côte (m)	H_{dev} (m)	Q_{dev} (m ³ /s)	V_{dev} (hm ³)
0	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
2	2.53	1.27	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
3	23.26	12.90	0.05	172.55	165.01	0.01	0.13	0.00
4	81.44	52.35	0.19	172.74	165.04	0.04	1.35	0.00
5	161.50	121.47	0.44	173.17	165.10	0.10	6.37	0.02
6	240.41	200.96	0.72	173.87	165.21	0.21	18.57	0.07
7	313.73	277.07	1.00	174.80	165.35	0.35	40.29	0.15
8	389.39	351.56	1.27	175.92	165.52	0.52	72.86	0.26
9	561.64	475.52	1.71	177.37	165.74	0.74	123.38	0.44
10	1105.51	833.58	3.00	179.93	166.12	1.12	231.27	0.83
11	1998.28	1551.90	5.59	184.68	166.38	1.38	482.68	1.74
12	2560.44	2279.36	8.21	191.15	167.79	2.79	910.54	3.28
13	2668.00	2614.22	9.41	197.28	168.71	3.71	1395.84	5.03
14	2636.74	2652.37	9.55	201.81	169.40	4.40	1801.13	6.48
15	2502.11	2569.43	9.25	204.57	169.82	4.82	2068.87	7.45
16	2221.21	2361.66	8.50	205.63	169.99	4.99	2174.95	7.83
17	1925.67	2073.44	7.46	205.26	169.93	4.93	2173.92	7.70
18	1690.54	1808.11	6.51	204.08	169.75	4.75	2019.46	7.27
19	1463.79	1577.17	5.68	202.48	169.50	4.50	1865.05	6.71
20	1280.94	1372.37	4.94	200.71	169.23	4.23	1698.99	6.12
21	1127.80	1204.37	4.34	198.93	168.96	3.96	1538.51	5.54
22	977.53	1052.67	3.79	197.18	168.69	3.69	1386.92	4.99
23	840.67	909.10	3.27	195.46	168.43	3.43	1243.67	4.48
24	729.38	785.03	2.83	193.81	168.19	3.19	1111.63	4.00
25	650.38	689.88	2.48	192.29	167.96	2.96	994.99	3.58
26	575.10	612.74	2.21	190.91	167.75	2.75	893.27	3.22
27	504.14	539.62	1.94	189.64	167.57	2.57	802.61	2.89
28	449.82	476.98	1.72	188.47	167.39	2.39	722.12	2.60
29	326.01	387.92	1.40	187.27	167.21	2.21	642.56	2.31
30	270.30	298.16	1.07	186.03	167.03	2.03	563.90	2.03
31	216.14	243.22	0.88	184.87	166.86	1.86	493.80	1.78
32	168.99	192.57	0.69	183.79	166.69	1.69	430.81	1.55
33	132.07	150.53	0.54	182.78	166.54	1.54	374.80	1.35
34	103.52	117.80	0.42	181.85	166.41	1.41	325.74	1.17
35	80.11	91.82	0.33	181.01	166.28	1.28	283.09	1.02
36	54.54	67.33	0.24	180.23	166.16	1.16	245.52	0.88
37	39.65	47.10	0.17	179.52	166.06	1.06	212.54	0.77
38	27.88	33.77	0.12	178.88	165.96	0.96	184.19	0.66
39	18.93	23.41	0.08	178.30	165.87	0.87	159.85	0.58
40	12.56	15.75	0.06	177.78	165.80	0.80	139.01	0.50
41	8.06	10.31	0.04	177.32	165.73	0.73	121.22	0.44
42	4.54	6.30	0.02	176.90	165.67	0.67	106.02	0.38
43	2.15	3.35	0.01	176.53	165.61	0.61	93.02	0.33
44	0.53	1.34	0.00	176.20	165.56	0.56	81.89	0.29
45	0.00	0.27	0.00	175.91	165.52	0.52	72.38	0.26

Tableau V-6 $b = 100 \text{ m}$ $Q_{dev} = 2.17 * (H_{dev})^{1.5} * b$

Temps (h)	Q_i (m ³ /s)	Q_{moy} (m ³ /s)	$Q_{moy} * dt$ (hm ³)	V_{ret} (hm ³)	Côte (m)	H_{dev} (m)	Q_{dev} (m ³ /s)	V_{dev} (hm ³)
0	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
2	2.53	1.27	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
3	23.26	12.90	0.05	172.55	165.01	0.01	0.00	0.00
4	81.44	52.35	0.19	172.74	165.04	0.04	1.50	0.01
5	161.50	121.47	0.44	173.17	165.10	0.10	7.07	0.03
6	240.41	200.96	0.72	173.87	165.21	0.21	20.56	0.07
7	313.73	277.07	1.00	174.79	165.35	0.35	44.47	0.16
8	389.39	351.56	1.27	175.90	165.51	0.51	80.06	0.29
9	561.64	475.52	1.71	177.32	165.73	0.73	134.95	0.49
10	1105.51	833.58	3.00	179.84	166.11	1.11	252.20	0.91
11	1998.28	1551.90	5.59	184.52	166.80	1.80	525.34	1.89
12	2560.44	2279.36	8.21	190.83	167.74	2.74	985.73	3.55
13	2668.00	2614.22	9.41	196.69	168.62	3.62	1495.26	5.38
14	2636.74	2652.37	9.55	200.86	169.25	4.25	1902.95	6.85
15	2502.11	2569.43	9.25	203.26	169.62	4.62	2154.99	7.76
16	2221.21	2361.66	8.50	204.00	169.73	4.73	2235.73	8.05
17	1925.67	2073.44	7.46	203.42	169.64	4.64	2172.22	7.82
18	1690.54	1808.11	6.51	202.11	169.44	4.44	2032.49	7.32
19	1463.79	1577.17	5.68	200.47	169.19	4.19	1863.08	6.71
20	1280.94	1372.37	4.94	198.70	168.92	3.92	1687.08	6.07
21	1127.80	1204.37	4.34	196.96	168.66	3.66	1520.57	5.45
22	977.53	1052.67	3.79	195.28	168.41	3.41	1365.44	4.92
23	840.67	909.10	3.27	193.64	168.16	3.16	1220.11	4.39
24	729.38	785.03	2.83	192.07	167.93	2.93	1087.09	3.91
25	650.38	689.88	2.48	190.64	167.71	2.71	970.45	3.49
26	575.10	612.74	2.21	189.35	167.52	2.52	869.39	3.13
27	504.14	539.62	1.94	188.16	167.35	2.35	779.65	2.81
28	449.82	476.98	1.72	187.07	167.18	2.18	700.24	2.52
29	326.01	387.92	1.40	185.95	167.02	2.02	621.35	2.24
30	270.30	298.16	1.07	184.79	166.84	1.84	543.09	1.96
31	216.14	243.22	0.88	183.71	166.68	1.68	473.66	1.71
32	168.99	192.57	0.69	182.70	166.53	1.53	411.48	1.48
33	132.07	150.53	0.54	181.76	166.39	1.39	356.37	1.28
34	103.52	117.80	0.42	180.90	166.26	1.26	308.32	1.11
35	80.11	91.82	0.33	180.12	166.15	1.15	266.72	0.96
36	54.54	67.33	0.24	179.40	166.04	1.04	230.18	0.83
37	39.65	47.10	0.17	178.74	165.94	0.94	198.22	0.71
38	27.88	33.77	0.12	178.15	165.85	0.85	170.87	0.62
39	18.93	23.41	0.08	177.62	165.77	0.77	145.50	0.53
40	12.56	15.75	0.06	177.14	165.70	0.70	127.59	0.46
41	8.06	10.31	0.04	176.72	165.64	0.64	110.68	0.40
42	4.54	6.30	0.02	176.35	165.58	0.58	96.31	0.35
43	2.15	3.35	0.01	176.01	165.53	0.53	84.07	0.30
44	0.53	1.34	0.00	175.71	165.49	0.49	73.65	0.27
45	0.00	0.27	0.00	175.45	165.45	0.45	64.79	0.23

Tableau V-7 $b = 110 \text{ m}$ $Q_{dev} = 2.17 \cdot (H_{dev})^{1.5} \cdot b$

Temps (h)	Q_t (m ³ /s)	Q_{moy} (m ³ /s)	$Q_{moy} \cdot dt$ (hm ³)	V_{ret} (hm ³)	Côte (m)	H_{dev} (m)	Q_{dev} (m ³ /s)	V_{dev} (hm ³)
0	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
2	2.53	1.27	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
3	23.26	12.90	0.05	172.55	165.01	0.01	0.15	0.00
4	81.44	52.35	0.19	172.74	165.04	0.04	1.50	0.01
5	161.50	121.47	0.44	173.17	165.10	0.10	7.07	0.03
6	240.41	200.96	0.72	173.87	165.21	0.21	20.56	0.07
7	313.73	277.07	1.00	174.78	165.35	0.35	48.59	0.17
8	389.39	351.56	1.27	175.87	165.51	0.51	87.10	0.31
9	561.64	475.52	1.71	177.27	165.72	0.72	164.14	0.53
10	1105.51	833.58	3.00	179.75	166.09	1.09	272.33	0.98
11	1998.28	1551.90	5.59	184.35	166.78	1.78	566.97	2.04
12	2560.44	2279.36	8.21	190.52	167.70	2.70	1056.97	3.81
13	2668.00	2614.22	9.41	196.13	168.53	3.53	1586.96	5.71
14	2636.74	2652.37	9.55	199.96	169.11	4.11	1993.16	7.18
15	2502.11	2569.43	9.25	202.04	169.43	4.43	2227.56	8.02
16	2221.21	2361.66	8.50	202.52	169.51	4.51	2283.60	8.22
17	1925.67	2073.44	7.46	201.76	169.39	4.39	2196.03	7.91
18	1690.54	1808.11	6.51	200.37	169.18	4.18	2038.02	7.34
19	1463.79	1577.17	5.68	198.71	168.92	3.92	1856.39	6.68
20	1280.94	1372.37	4.94	196.96	168.66	3.66	1672.72	6.02
21	1127.80	1204.37	4.34	195.28	168.41	3.41	1501.91	5.41
22	977.53	1052.67	3.79	193.66	168.17	3.17	1344.49	4.84
23	840.67	909.10	3.27	192.09	167.93	2.93	1197.97	4.31
24	729.38	785.03	2.83	190.61	167.71	2.71	1064.60	3.83
25	650.38	689.88	2.48	189.26	167.51	2.51	948.37	3.41
26	575.10	612.74	2.21	188.05	167.33	2.33	848.23	3.05
27	504.14	539.62	1.94	186.94	167.16	2.16	759.54	2.73
28	449.82	476.98	1.72	185.92	167.01	2.01	681.26	2.45
29	326.01	387.92	1.40	184.86	166.85	1.85	603.05	2.17
30	270.30	298.16	1.07	183.77	166.69	1.69	525.17	1.89
31	216.14	243.22	0.88	182.75	166.54	1.54	456.38	1.64
32	168.99	192.57	0.69	181.80	166.40	1.40	394.94	1.42
33	132.07	150.53	0.54	180.92	166.27	1.27	340.68	1.23
34	103.52	117.80	0.42	180.12	166.15	1.15	293.53	1.06
35	80.11	91.82	0.33	179.39	166.04	1.04	252.88	0.91
36	54.54	67.33	0.24	178.73	165.94	0.94	217.28	0.78
37	39.65	47.10	0.17	178.11	165.85	0.85	186.21	0.67
38	27.88	33.77	0.12	177.56	165.76	0.76	159.74	0.58
39	18.93	23.41	0.08	177.07	165.69	0.69	137.22	0.49
40	12.56	15.75	0.06	176.64	165.63	0.63	118.12	0.43
41	8.06	10.31	0.04	176.25	165.57	0.57	101.97	0.37
42	4.54	6.30	0.02	175.90	165.52	0.52	88.30	0.32
43	2.15	3.35	0.01	175.60	165.47	0.47	76.72	0.28
44	0.53	1.34	0.00	175.33	165.43	0.43	66.90	0.24
45	0.00	0.27	0.00	175.09	165.39	0.39	58.60	0.21

Tableau V-8 $b = 120 \text{ m}$ $Q_{dev} = 2.17 * (H_{dev})^{1.5} * b$

Temps (h)	Q_t (m ³ /s)	Q_{moy} (m ³ /s)	$Q_{moy} * dt$ (hm ³)	V_{ret} (hm ³)	Côte (m)	H_{dev} (m)	Q_{dev} (m ³ /s)	V_{dev} (hm ³)
0	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
2	2.53	1.27	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
3	23.26	12.90	0.05	172.55	165.01	0.01	0.18	0.00
4	81.44	52.35	0.19	172.74	165.04	0.04	1.80	0.01
5	161.50	121.47	0.44	173.17	165.10	0.10	8.46	0.03
6	240.41	200.96	0.72	173.86	165.21	0.21	24.51	0.09
7	313.73	277.07	1.00	174.77	165.34	0.34	52.65	0.19
8	389.39	351.56	1.27	175.85	165.51	0.51	93.98	0.34
9	561.64	475.52	1.71	177.22	165.71	0.71	156.96	0.57
10	1105.51	833.58	3.00	179.66	166.08	1.08	291.70	1.05
11	1998.28	1551.90	5.59	184.19	166.75	1.75	605.49	2.18
12	2560.44	2279.36	8.21	190.22	167.65	2.65	1124.54	4.05
13	2668.00	2614.22	9.41	195.58	168.45	3.45	1671.62	6.02
14	2636.74	2652.37	9.55	199.11	168.99	3.99	2073.13	7.46
15	2502.11	2569.43	9.25	200.90	169.26	4.26	2288.71	8.24
16	2221.21	2361.66	8.50	201.16	169.30	4.30	2321.10	8.36
17	1925.67	2073.44	7.46	200.27	169.16	4.16	2211.86	7.96
18	1690.54	1808.11	6.51	198.82	168.94	3.94	2038.24	7.34
19	1463.79	1577.17	5.68	197.16	168.69	3.69	1846.17	6.65
20	1280.94	1372.37	4.94	195.45	168.43	3.43	1657.17	5.97
21	1127.80	1204.37	4.34	193.82	168.19	3.19	1483.36	5.43
22	977.53	1052.67	3.79	192.27	167.96	2.96	1324.56	4.77
23	840.67	909.10	3.27	190.77	167.73	2.73	1177.48	4.24
24	729.38	785.03	2.83	189.36	167.52	2.52	1044.15	3.76
25	650.38	689.88	2.48	188.09	167.33	2.33	928.58	3.34
26	575.10	612.74	2.21	186.95	167.16	2.16	829.49	2.99
27	504.14	539.62	1.94	185.91	167.01	2.01	741.89	2.67
28	449.82	476.98	1.72	184.95	166.87	1.87	664.74	2.39
29	326.01	387.92	1.40	183.95	166.72	1.72	587.16	2.11
30	270.30	298.16	1.07	182.91	166.56	1.56	509.63	1.83
31	216.14	243.22	0.88	181.96	166.42	1.42	441.42	1.59
32	168.99	192.57	0.69	181.06	166.29	1.29	380.67	1.37
33	132.07	150.53	0.54	180.23	166.16	1.16	327.17	1.18
34	103.52	117.80	0.42	179.48	166.05	1.05	280.84	1.01
35	80.11	91.82	0.33	178.80	165.95	0.95	241.05	0.87
36	54.54	67.33	0.24	178.17	165.86	0.86	206.27	0.74
37	39.65	47.10	0.17	177.60	165.77	0.77	176.00	0.63
38	27.88	33.77	0.12	177.09	165.69	0.69	150.30	0.54
39	18.93	23.41	0.08	176.63	165.62	0.62	128.53	0.46
40	12.56	15.75	0.06	176.22	165.56	0.56	110.14	0.40
41	8.06	10.31	0.04	175.86	165.51	0.51	94.65	0.34
42	4.54	6.30	0.02	175.55	165.46	0.46	81.60	0.29
43	2.15	3.35	0.01	175.26	165.42	0.42	70.59	0.25
44	0.53	1.34	0.00	175.01	165.38	0.38	61.29	0.22
45	0.00	0.27	0.00	174.80	165.35	0.35	53.46	0.19

Tableau V-9 $b = 130 \text{ m}$ $Q_{dev} = 2.17 \cdot (H_{dev})^{1.5} \cdot b$

Temps (h)	Q_t (m ³ /s)	Q_{moy} (m ³ /s)	$Q_{moy} \cdot dt$ (hm ³)	V_{ret} (hm ³)	Côte (m)	H_{dev} (m)	Q_{dev} (m ³ /s)	V_{dev} (hm ³)
0	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
2	2.53	1.27	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
3	23.26	12.90	0.05	172.55	165.01	0.01	0.19	0.00
4	81.44	52.35	0.19	172.74	165.04	0.04	1.95	0.01
5	161.50	121.47	0.44	173.17	165.10	0.10	9.15	0.03
6	240.41	200.96	0.72	173.86	165.21	0.21	26.46	0.10
7	313.73	277.07	1.00	174.76	165.34	0.34	56.66	0.20
8	389.39	351.56	1.27	175.82	165.50	0.50	100.69	0.36
9	561.64	475.52	1.71	177.17	165.71	0.71	167.43	0.60
10	1105.51	833.58	3.00	179.57	166.07	1.07	310.34	1.12
11	1998.28	1551.90	5.59	184.04	166.73	1.73	643.17	2.32
12	2560.44	2279.36	8.21	189.93	167.61	2.61	1188.68	4.28
13	2668.00	2614.22	9.41	195.06	168.38	3.38	1749.83	6.30
14	2636.74	2652.37	9.55	198.31	168.86	3.86	2144.04	7.72
15	2502.11	2569.43	9.25	199.84	169.10	4.10	2340.18	8.42
16	2221.21	2361.66	8.50	199.92	169.11	4.11	2350.26	8.46
17	1925.67	2073.44	7.46	198.92	168.96	3.96	2221.65	8.00
18	1690.54	1808.11	6.51	197.44	168.73	3.73	2034.74	7.72
19	1463.79	1577.17	5.68	195.79	168.48	3.48	1835.23	6.61
20	1280.94	1372.37	4.94	194.12	168.23	3.23	1641.24	5.91
21	1127.80	1204.37	4.34	192.55	168.00	3.00	1465.42	5.28
22	977.53	1052.67	3.79	191.06	167.78	2.78	1305.88	4.70
23	840.67	909.10	3.27	189.63	167.56	2.56	1158.65	4.17
24	729.38	785.03	2.83	188.29	167.36	2.36	1025.63	3.69
25	650.38	689.88	2.48	187.08	167.18	2.18	910.87	3.28
26	575.10	612.74	2.21	186.01	167.02	2.02	812.87	2.93
27	504.14	539.62	1.94	185.02	166.88	1.88	726.37	2.61
28	449.82	476.98	1.72	184.13	166.74	1.74	650.28	2.34
29	326.01	387.92	1.40	183.18	166.60	1.60	573.28	2.06
30	270.30	298.16	1.07	182.19	166.46	1.46	496.04	1.79
31	216.14	243.22	0.88	181.28	166.32	1.32	428.36	1.54
32	168.99	192.57	0.69	180.43	166.19	1.19	368.23	1.33
33	132.07	150.53	0.54	179.65	166.08	1.08	315.42	1.14
34	103.52	117.80	0.42	178.94	165.97	0.97	269.84	0.97
35	80.11	91.82	0.33	178.30	165.87	0.87	230.82	0.83
36	54.54	67.33	0.24	177.71	165.79	0.79	196.77	0.71
37	39.65	47.10	0.17	177.17	165.71	0.71	167.21	0.60
38	27.88	33.77	0.12	176.69	165.63	0.63	142.21	0.51
39	18.93	23.41	0.08	176.26	165.57	0.57	121.09	0.44
40	12.56	15.75	0.06	175.88	165.51	0.51	103.32	0.37
41	8.06	10.31	0.04	175.55	165.46	0.46	88.42	0.32
42	4.54	6.30	0.02	175.25	165.42	0.42	75.60	0.27
43	2.15	3.35	0.01	174.99	165.38	0.38	65.40	0.24
44	0.53	1.34	0.00	174.76	165.34	0.34	56.55	0.20
45	0.00	0.27	0.00	174.56	165.31	0.31	49.14	0.18

Tableau V-10 $b = 140 \text{ m}$ $Q_{dev} = 2.17 * (H_{dev})^{1.5} * b$

Temps (h)	Q_t (m ³ /s)	Q_{moy} (m ³ /s)	$Q_{moy} * dt$ (hm ³)	V_{ret} (hm ³)	Côte (m)	H_{dev} (m)	Q_{dev} (m ³ /s)	V_{dev} (hm ³)
0	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
2	2.53	1.27	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
3	23.26	12.90	0.05	172.55	165.01	0.01	0.21	0.00
4	81.44	52.35	0.19	172.74	165.04	0.04	2.10	0.01
5	161.50	121.47	0.44	173.17	165.10	0.10	9.84	0.04
6	240.41	200.96	0.72	173.86	165.21	0.21	28.61	0.10
7	313.73	277.07	1.00	174.75	165.34	0.34	60.61	0.22
8	389.39	351.56	1.27	175.80	165.50	0.50	107.26	0.39
9	561.64	475.52	1.71	177.12	165.70	0.70	177.56	0.64
10	1105.51	833.58	3.00	179.49	166.05	1.05	328.30	1.18
11	1998.28	1551.90	5.59	183.89	166.71	1.71	679.39	2.45
12	2560.44	2279.36	8.21	189.65	167.57	2.57	1249.61	4.50
13	2668.00	2614.22	9.41	194.56	168.30	3.30	1822.12	6.56
14	2636.74	2652.37	9.55	197.55	168.75	3.75	2206.92	7.94
15	2502.11	2569.43	9.25	198.86	168.95	3.95	2383.46	8.58
16	2221.21	2361.66	8.50	198.78	168.94	3.94	2372.70	8.54
17	1925.67	2073.44	7.46	197.70	168.77	3.77	2226.84	8.02
18	1690.54	1808.11	6.51	196.19	168.55	3.55	2028.68	7.30
19	1463.79	1577.17	5.68	194.57	168.30	3.30	1822.76	6.56
20	1280.94	1372.37	4.94	192.95	168.06	3.06	1625.44	5.85
21	1127.80	1204.37	4.34	191.43	167.83	2.83	1448.34	5.21
22	977.53	1052.67	3.79	190.01	167.62	2.62	1288.54	4.46
23	840.67	909.10	3.27	188.64	167.42	2.42	1141.44	4.11
24	729.38	785.03	2.83	187.36	167.23	2.23	1008.89	3.63
25	650.38	689.88	2.48	186.21	167.05	2.05	895.00	3.22
26	575.10	612.74	2.21	185.19	166.90	1.90	789.09	2.87
27	504.14	539.62	1.94	184.26	166.77	1.77	712.64	2.57
28	449.82	476.98	1.72	183.41	166.64	1.64	637.56	2.30
29	326.01	387.92	1.40	182.52	166.50	1.50	561.07	2.02
30	270.30	298.16	1.07	181.57	166.36	1.36	484.06	1.74
31	216.14	243.22	0.88	180.70	166.23	1.23	416.86	1.50
32	168.99	192.57	0.69	179.90	166.11	1.11	357.29	1.29
33	132.07	150.53	0.54	179.15	166.00	1.00	305.10	1.10
34	103.52	117.80	0.42	178.48	165.90	0.90	260.20	0.94
35	80.11	91.82	0.33	177.87	165.81	0.81	221.87	0.80
36	54.54	67.33	0.24	177.31	165.73	0.73	188.50	0.68
37	39.65	47.10	0.17	176.80	165.65	0.65	159.56	0.57
38	27.88	33.77	0.12	176.35	165.58	0.58	135.18	0.49
39	18.93	23.41	0.08	175.95	165.52	0.52	114.65	0.41
40	12.56	15.75	0.06	175.59	165.47	0.47	97.44	0.35
41	8.06	10.31	0.04	175.28	165.42	0.42	83.06	0.30
42	4.54	6.30	0.02	175.00	165.38	0.38	71.03	0.26
43	2.15	3.35	0.01	174.76	165.34	0.34	60.95	0.22
44	0.53	1.34	0.00	174.55	165.31	0.31	52.50	0.19
45	0.00	0.27	0.00	174.36	165.28	0.28	45.45	0.16

Tableau V-11 $b = 150 \text{ m}$ $Q_{dev} = 2.17 * (H_{dev})^{1.5} * b$

Temps (h)	Q_t (m ³ /s)	Q_{moy} (m ³ /s)	$Q_{moy} * dt$ (hm ³)	V_{ret} (hm ³)	Côte (m)	H_{dev} (m)	Q_{dev} (m ³ /s)	V_{dev} (hm ³)
0	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.00	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
2	2.53	1.27	0.00	172.50	165.00	0.00	0.00	0.00
3	23.26	12.90	0.05	172.55	165.01	0.01	0.22	0.00
4	81.44	52.35	0.19	172.74	165.04	0.04	2.25	0.01
5	161.50	121.47	0.44	173.17	165.10	0.10	10.53	0.04
6	240.41	200.96	0.72	173.85	165.21	0.21	30.32	0.11
7	313.73	277.07	1.00	174.74	165.34	0.34	64.51	0.23
8	389.39	351.56	1.27	175.77	165.50	0.50	113.67	0.41
9	561.64	475.52	1.71	177.08	165.69	0.69	187.36	0.67
10	1105.51	833.58	3.00	179.40	166.04	1.04	345.59	1.24
11	1998.28	1551.90	5.59	183.75	166.69	1.69	714.21	2.57
12	2560.44	2279.36	8.21	189.38	167.53	2.53	1307.53	4.71
13	2668.00	2614.22	9.41	194.09	168.23	3.23	1888.98	6.80
14	2636.74	2652.37	9.55	196.83	168.64	3.64	2262.68	8.15
15	2502.11	2569.43	9.25	197.94	168.81	3.81	2419.79	8.71
16	2221.21	2361.66	8.50	197.73	168.78	3.78	2389.71	8.60
17	1925.67	2073.44	7.46	196.59	168.60	3.60	2228.56	8.02
18	1690.54	1808.11	6.51	195.08	168.38	3.38	2020.88	7.28
19	1463.79	1577.17	5.68	193.48	168.14	3.14	1809.86	6.52
20	1280.94	1372.37	4.94	191.90	167.90	2.90	1610.07	5.80
21	1127.80	1204.37	4.34	190.44	167.68	2.68	1432.26	5.16
22	977.53	1052.67	3.79	189.08	167.48	2.48	1272.51	4.58
23	840.67	909.10	3.27	187.77	167.29	2.29	1125.72	4.05
24	729.38	785.03	2.83	186.54	167.10	2.10	993.72	3.58
25	650.38	689.88	2.48	185.45	166.94	1.94	880.72	3.17
26	575.10	612.74	2.21	184.48	166.80	1.80	784.90	2.83
27	504.14	539.62	1.94	183.60	166.67	1.67	700.44	2.52
28	449.82	476.98	1.72	182.80	166.55	1.55	626.30	2.25
29	326.01	387.92	1.40	181.94	166.42	1.42	550.26	1.98
30	270.30	298.16	1.07	181.03	166.28	1.28	473.43	1.70
31	216.14	243.22	0.88	180.20	166.16	1.16	406.65	1.46
32	168.99	192.57	0.69	179.43	166.04	1.04	347.59	1.25
33	132.07	150.53	0.54	178.72	165.94	0.94	295.96	1.07
34	103.52	117.80	0.42	178.08	165.84	0.84	251.68	0.91
35	80.11	91.82	0.33	177.50	165.76	0.76	213.99	0.77
36	54.54	67.33	0.24	176.98	165.68	0.68	181.22	0.65
37	39.65	47.10	0.17	176.49	165.60	0.60	152.85	0.55
38	27.88	33.77	0.12	176.06	165.54	0.54	129.02	0.46
39	18.93	23.41	0.08	175.68	165.48	0.48	109.09	0.39
40	12.56	15.75	0.06	175.35	165.43	0.43	92.31	0.33
41	8.06	10.31	0.04	175.05	165.39	0.39	78.39	0.28
42	4.54	6.30	0.02	174.79	165.35	0.35	66.79	0.24
43	2.15	3.35	0.01	174.57	165.31	0.31	57.10	0.21
44	0.53	1.34	0.00	174.37	165.28	0.28	49.00	0.18
45	0.00	0.27	0.00	174.19	165.26	0.26	42.27	0.15

V Etude de la variante :**V-1 Présentation de la digue :****V-1-1 Caractéristiques principales de la digue :**

- Le niveau normal de la retenue NNR = 165.00 m ;
- La côte au pied du barrage CPB = 95.00 m ;
- La largeur de la crête bcr = 8.60 m de chaussée ;
- La digue comporte 3 bermes sur le parement aval et une berme sur le parement amont ;
- Le fruits des talus se présentent ainsi :
 - Talus aval : 2.7 puis 1.3 au prisme de drainage ;
 - Talus amont : 2.7 puis 2.3 au dessous de la berme.

V-1-2 Calcul de la hauteur du barrage :

$$H_b = (CNR - CPB) + H + R$$

Où :

H_b : hauteur du barrage

CNR : côte de la retenue normale

CPB : côte au pied du barrage

H : charge d'eau sur le déversoir

R : revanche

V-1-2-1 Calcul de la revanche :

La revanche est définie comme étant la tranche comprise entre la côte des plus hautes eaux et la crête du barrage. Elle constitue une tranche de sécurité en cas de crues exceptionnelles.

Formule de STEVENSON :

$$R = 0.75 H_v + \frac{V^2}{2g} \quad (m) \quad [7]$$

Où :

H_v : hauteur de la vague en (m).

$$H_v = 0.76 + 0.032\sqrt{V_v F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad [7]$$

V_v : vitesse du vent (km/h)

F : Fetch (km)

V : vitesse de propagation des ondes (m/s)

$V = 1.5 + 2H_v$ (formule de GAILLARD)

A.N : $F = 1.4$ km, $H_v = 0.9$ m, $V = 3.3$ m/s, $R = 1.23$ m

Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad [7]$$

A.N : $R = 1.36$ m

Formule de MALLET et PACQUANT : [5]

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} \quad (m)$$

$$H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \quad (m)$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h_v \quad (m/s)$$

I. N : $F = 1.4$ km, $h_v = 0.9$ m, $V = 2.1$ m/s, $R = 1.13$ m

En conclusion, pour plus de sécurité, on prend la valeur de la revanche $R = 1.4$ m.

V-1-2-2 Calcul de la hauteur du barrage :

Se reportant à la formule décrite au paragraphe (V-1-2), on dresse le tableau suivant récapitulatif des résultats :

Tableau N° V-13

Déversoir		
Longueurs déversantes	Charges H(m)	Hauteurs du barrage b(m)
90	4.99	76.40
100	4.73	76.13
110	4.51	75.91
120	4.30	75.70
130	4.11	75.51
140	3.95	75.35
150	3.81	75.21

V-2 Conception :**V-2-1 Emplacement de l'évacuateur de crues:**

Outre les considérations économiques qu'on développera ultérieurement, l'emplacement de l'évacuateur de crues, dépend essentiellement des conditions topographiques et géologiques du site. On estime que les deux rives surmontant la vallée, présentent des endroits potentiels d'implantation. Contrairement, l'incorporation de l'ouvrage dans la digue est déconseillée vu les inconvénients multiples qu'elle présente à savoir, le risque de tassement et de déstabilisation du talus aval ; le débit d'évacuation limité et les précautions rigoureuses à prendre au niveau du coursier et du bassin de dissipation d'énergie.

V-2-2 Comparaison entre les rives :

La structure géologique de la fondation à travers l'Oued, se présente plus ou moins symétrique, elle est constituée d'un substratum schisteux surmonté par des grès et conglomérats sur les rives, recouvrent par une structure meuble dont les colluvions sur les rives et les alluvions sur la vallée. Ainsi du point de vue géologique, on estime que les rives se présentent toutes les deux favorables à l'implantation de l'ouvrage.

S'agissant de la topographie, il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche. En fait, les pentes douces que présente la rive droite, permettent des excavations moins volumineuses, tout en gardant un ouvrage perpendiculaire à l'axe de la digue, plus court et rectiligne.

V-2-3 Choix du tracé de l'axe :

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur doit être :

- Le plus court possible ;
- Suffisamment éloigné du pied aval de la digue ;
- Rectiligne (si possible) ;
- Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue ;

Nous avons donc opté pour l'axe (1) présenté sur le plan (fig. N°V-7)

Les évacuateurs de crues à surface libre, se composent principalement, d'amont en aval, des ouvrages suivants :

- Canal d'approche ;
- Seuil déversant ;
- Chenal d'écoulement ;
- Coursier ;
- Dissipateur d'énergie ;
- Canal de fuite.

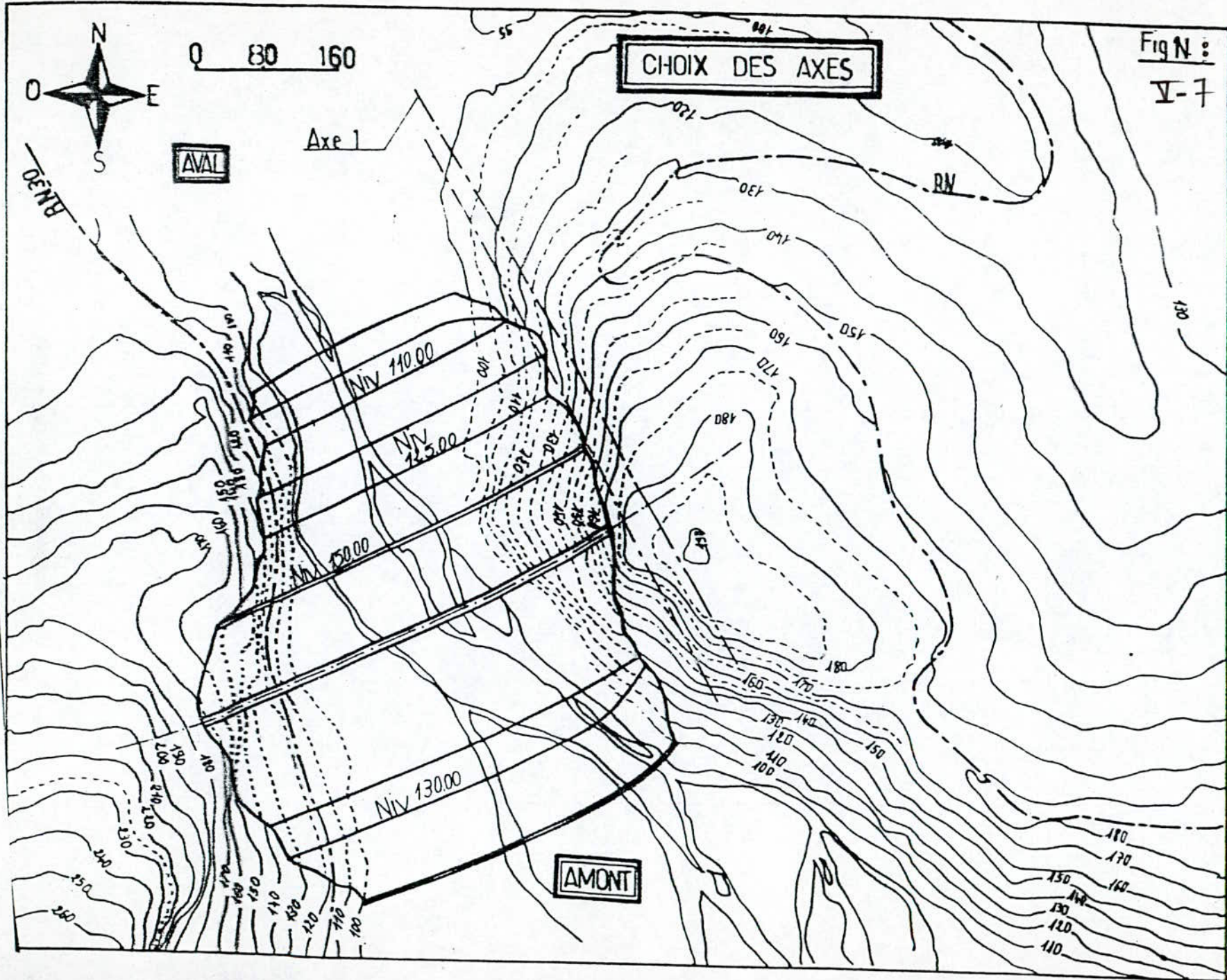


Fig N :
V-7

V-3 Etude d'optimisation :

L'objectif de l'étude d'optimisation est la détermination de la longueur optimale du déversoir, qui résulte d'un meilleur compromis économique entre la digue et l'évacuateur de crues.

V-3-1 Calcul du coût de la digue :

Fig. N°V-8 schéma de calcul du volume de la digue .

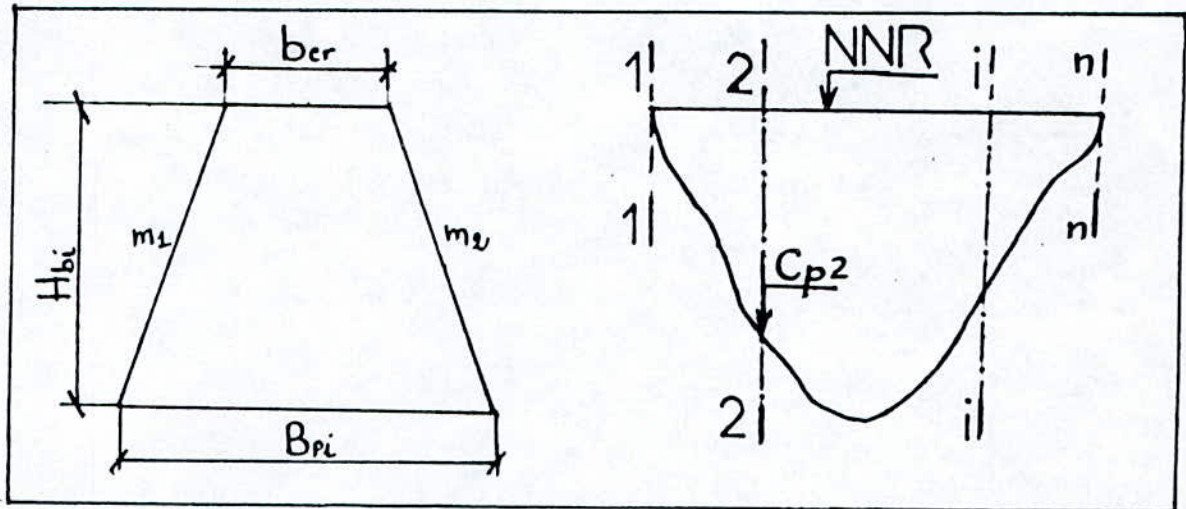
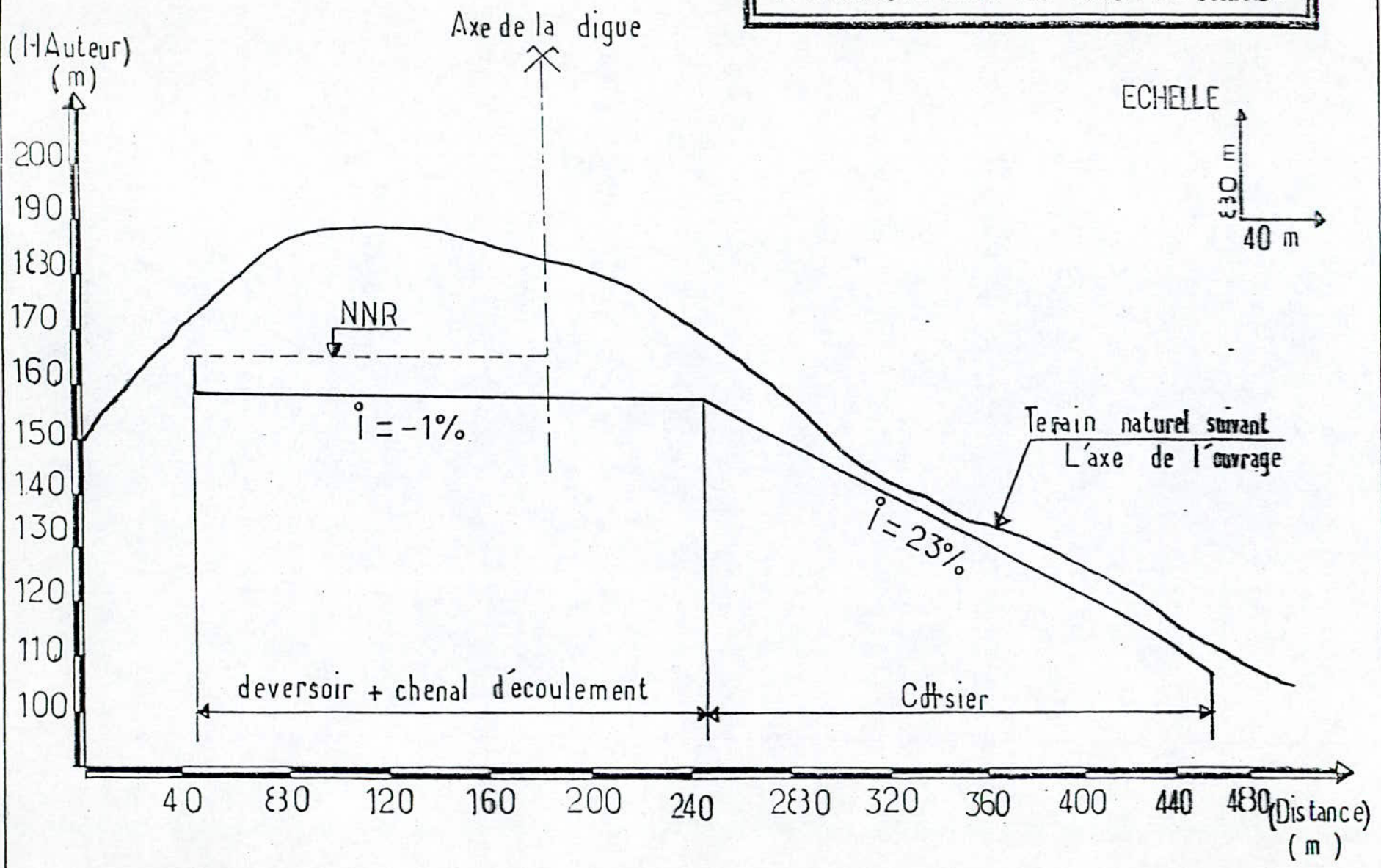


Fig N° V-5

PROFIL NON DETAILLE DE L'EVACUATEUR DE CRUE DE SURFACE



Le volume du barrage est déterminé en utilisant le profil longitudinal du barrage. On choisit (n) sections en travers du barrage. Dans chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_C - N_P$$

Où :

N_C : côte de la crête du barrage = $NNR + H + R$;

NNR : niveau normal de la retenue ($NNR = 165.00$ m) ;

R : revanche ($R = 1.40$ m) ;

H : charge au dessus du déversoir (m) ;

N_{Pi} : côte du pied du barrage dans la section i ;

L'aire de la section transversale du barrage dans la coupe « i » est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{Pi}}{2} H_{bi}$$

Où :

b_{cr} : largeur en crête du barrage ($b = 8.60$ m) ;

B_{Pi} : largeur du pied du barrage au droit de la section « i » ;

$B_{Pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2)H_{bi}$ (m) ;

m_1, m_2 : fruits des talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtiendra ainsi, en faisant la somme des volumes partiels entre toutes les sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad (\text{m}^3)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} d \quad (\text{m}^3)$$

d : distance horizontale séparant les sections S_i et S_{i+1} . En fixant le prix d'un m^3 de terre majoré, à 260 DA, les coûts de la digue pour les différentes longueurs du déversoir sont données sur le tableau suivant :

Tableau N° V-14

Longueurs déversantes L(m)	Charges H(m)	Côte de la crête Nc(m)	Volumes des remblais V _r (10 ⁶ m ³)	Coûts des remblais C(10 ⁶ DA)
90	4.99	171.4	5.018	1 304.68
100	4.73	171.13	4.976	1 293.76
110	4.51	170.91	4.955	1 288.34
120	4.30	170.7	4.920	1 289.20
130	4.11	170.51	4.899	1 273.96
140	3.95	170.35	4.877	1 268.16
150	3.81	170.21	4.856	1 262.74

V-3-2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

Le volume d'excavation est déterminé à partir du profil de l'évacuateur. Notons que le prix unitaire d'un m³ du béton, est estimé à 10 600 DA. Ce prix inclus le ferrailage, le coffrage ...etc.

Le prix d'un m³ d'excavation est de 145 DA pour les roches et de 65 DA pour les sols résiduels.

V-3-2-1 Coût du déversoir :

Le déversoir sert à contrôler le débit de déversement de l'évacuateur de crues, sa crête coïncide avec la crête normale d retenue. Nous avons choisi un profil normal (profil, de Greager) dont la crête est la partie avale sont profilées de manière à épouser la forme de la lame d'eau déversante [7].

Le coefficient de débit d'un seuil normal, varie de (0.45 à 0.49).

La variation de la charge sur le déversoir, entraîne le changement de son profil. Ainsi, pour chaque charge sur le déversoir, correspond une section.

Les profils des différentes charges, sont obtenus d'après le profil fondamental de charge H₀ = 1 m, de coordonnées X₀ et Y₀.

Nous appliquons alors les similitudes de Reech-Froude pour déterminer les coordonnées (X, Y) d'une charge H.

$$\frac{H_0}{H} = \frac{X_0}{X} = \frac{Y_0}{Y}$$

D'où :

$$X = \left(\frac{H}{H_0} \right) X_0, \quad Y = \left(\frac{H}{H_0} \right) Y_0$$

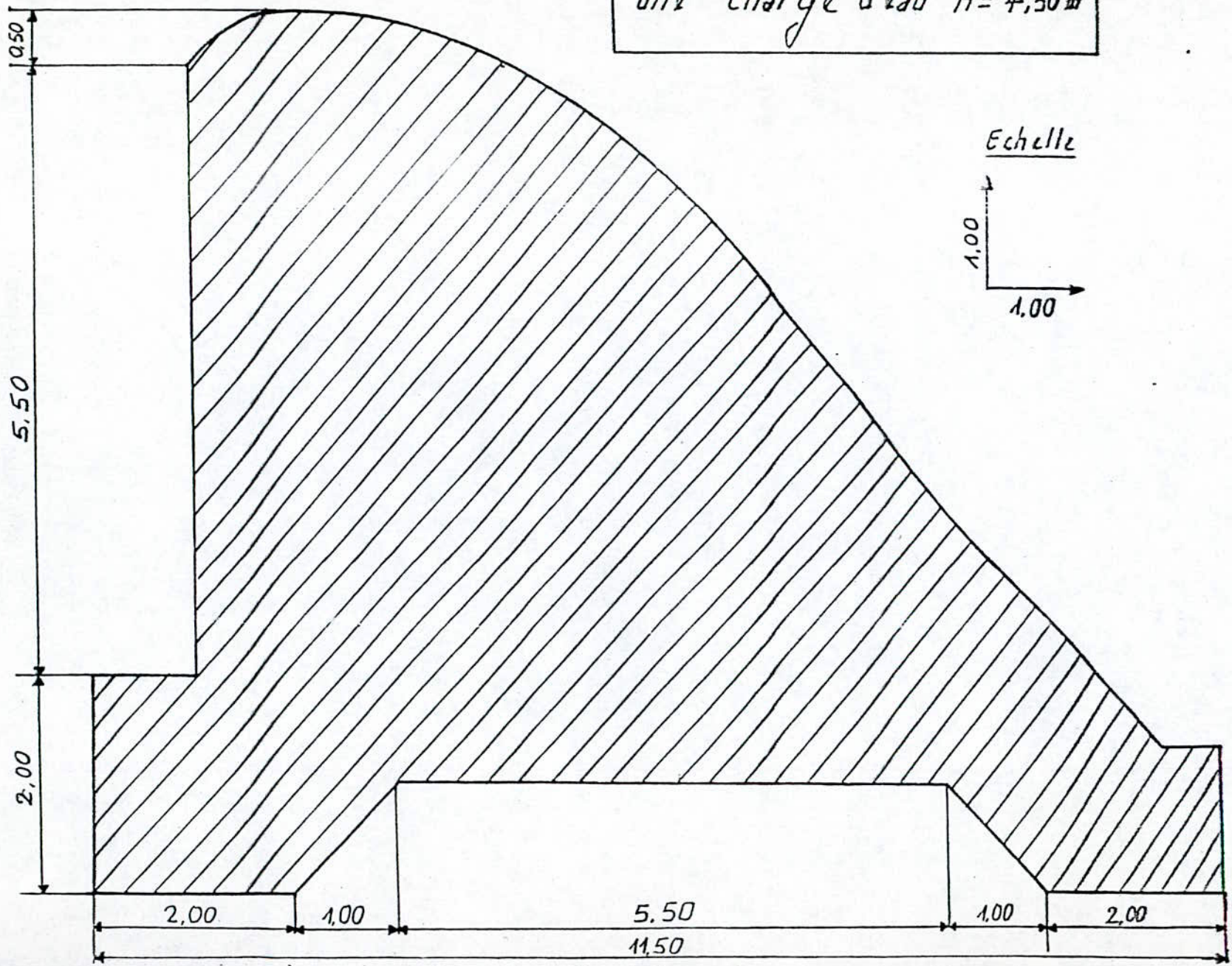
On présente les résultats de calcul sur le tableau suivant :

Tableau N° V-15

$H_0 = 1m$		$H_1 = 4.99m$		$H_2 = 4.73m$		$H = 4.51m$		$H_4 = 4.30m$		$H_5 = 4.11m$		$H_6 = 3.95m$		$H_7 = 3.81 m$	
X_0	Y_0	X_1	Y_1	X_2	Y_2	X_3	Y_3	X_4	Y_4	X_5	Y_5	X_6	Y_6	X_7	Y_7
0.0	0.121	0.0	0.63	0.0	0.596	0.00	0.568	0.0	0.542	0.00	0.518	0.00	0.498	0.00	0.480
0.1	0.036	0.499	0.180	0.473	0.770	0.451	0.162	0.43	0.0155	0.411	0.148	0.395	0.142	0.381	0.137
0.2	0.007	0.998	0.035	0.946	0.033	0.902	0.032	0.86	0.03	0.822	0.029	0.790	0.028	0.762	0.027
0.3	0.00	1.497	0.00	1.419	0.00	1.353	0.00	1.29	0.0	1.233	0.00	1.185	0.00	1.143	0.00
0.5	0.027	2.495	0.135	2.365	0.122	2.255	0.122	2.15	0.116	2.055	0.111	1.975	0.107	1.905	0.103
0.7	0.10	3.493	0.499	3.311	0.473	3.157	0.451	3.01	0.13	2.877	0.411	2.765	0.395	2.667	0.381
0.9	0.198	4.491	0.988	4.257	0.937	4.059	0.893	3.87	0.852	3.699	0.814	3.555	0.782	3.429	0.754
1.2	0.394	5.988	1.966	5.676	1.864	5.412	1.777	5.16	1.69	4.932	1.619	4.740	1.556	4.572	1.501
1.6	0.764	7.984	3.812	7.568	3.614	7.216	3.496	6.88	3.285	6.576	3.140	6.320	3.018	6.096	2.911
2.0	1.235	9.980	6.163	9.460	5.842	9.020	5.570	8.6	5.31	8.220	5.079	7.900	4.878	7.620	4.705
2.3	1.55	11.477	7.735	10.879	7.332	10.373	6.991	9.89	6.665	9.453	6.371	9.085	6.123	8.763	5.906
2.7	2.29	13.473	11.43	12.779	10.832	12.177	10.328	11.61	9.85	11.097	9.412	10.665	9.046	10.287	8.725

Fig N° V-10

Profil du déversoir pour
une charge d'eau $H = 4,30\text{ m}$



On présente sur la fig. N°V-10 précédente la coupe en travers du déversoir pour charge $H_4 = 4.30$ m.

On récapitule les résultats de calcul sur le tableau suivant :

Tableau N°V-16

Longueur déversant L(m)	Charges H(m)	Volume d'excavations $V_e(m^3)$	Coûts d'excavations (10^{+6} DA)	Sections du déversoir S(m^2)	Volumes du déversoir V(m^3)	Coûts du déversoir (10^{+6} DA)	Coûts total du déversoir C(10^{+6} DA)
90	4.99	24 620.7	3.57	60.35	5 431.5	57.57	61.14
100	4.73	28 896.55	4.19	57.2	5 720	60.63	64.82
110	4.51	36 689.65	5.32	54.5	5 995	63.55	68.4
120	4.30	42 068.96	6.1	52	6 240	65.41	71.50
130	4.11	52 206.8	7.57	49.70	6 461	69.49	77.06
140	3.95	64 551.7	9.36	47.80	6 692	72.94	82.3
150	3.81	79 655.17	11.55	46.07	6 610.5	76.25	86.80

V-3-2-2 Coût du coursier :

Outre le déversoir et le canal d'approche, l'évacuateur de crue est constitué d'un chenal d'écoulement (convergent), d'un coursier et d'un dissipateur d'énergie suivi d'un canal de fuite.

Pour obtenir une approche globale du volume du béton, on considère sur tout le long, une section uniforme dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La largeur déterminée par la formule :

$$b = Q^{0.4}$$

Où :

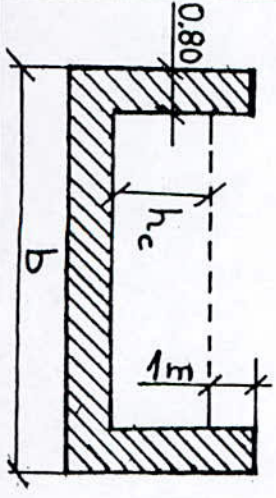
- Q : débit de pointe (m^3/s) ;
- L'épaisseur des murs bajoyers ($e = 0.8$ m) ;
- La hauteur des murs bajoyers est égale à la hauteur critique majorée de 1 m de revanche ;

Avec :

$$\text{La hauteur critique } h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

- La longueur approximative de l'ouvrage est égale à 400 m. Le coût total du chenal et du coursier est donné ci-après :

Tableau N°V-17

	Longueurs déversantes	Débits déversants	Sections	Volumes du béton V(m ³)	Coûts du coursier
	L(m)	Q _c (m ³ /s)	S(m ²)		C (10 ⁶ DA)
	90	2 174.95	35.08	14 032	148.47
	100	2 235.73	35.41	14 163.2	150.13
	110	2 283.60	35.72	14 288	151.15
	120	2 321.10	35.85	14 380.8	152.44
	130	2 350.26	36.12	14 448	153.15
	140	2 383.46	36.31	14 524.8	153.96
	150	2 419.79	36.52	14 608	154.84

V-3-2-3 Coût total de la digue plus évacuateur de crues :

Tableau N° V-18

Longueurs déversantes	Coûts du déversoir (10 ⁶ DA)	Coûts du coursier (10 ⁶ DA)	Coût total de l'évacuateur (10 ⁶ DA)	Coûts du remblai (10 ⁶ DA)	Coût total (10 ⁶ DA)
90	61.14	148.74	209.84	1 304.68	1 514.56
100	64.82	150.13	214.95	1 293.76	1 508.71
110	68.4	151.15	219.55	1 288.34	1 507.89
120	71.50	152.44	223.94	1 279.2	1 503.14
130	77.06	153.15	230.21	1 273.96	1 504.17
140	82.3	153.96	236.26	1 268.16	1 504.42
150	86.80	154.84	242.65	1 262.74	1 505.39

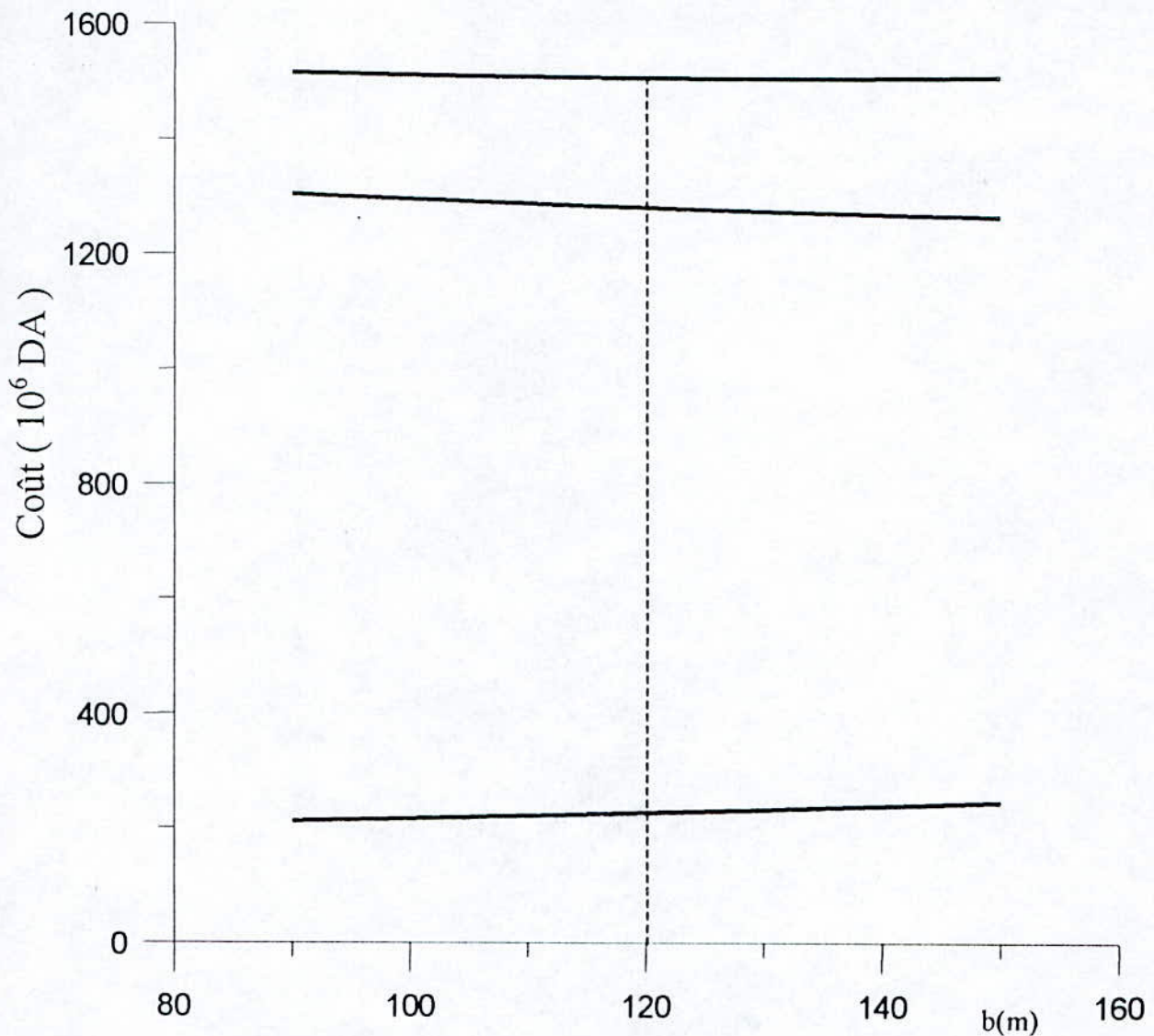


Fig. N° V-11 Courbe d'optimisation

La courbe d'optimisation présente une valeur minimale correspondante à b optimal qui est égal à 120m qui correspond à :

- Un débit de projet $Q = 2\,320 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Une charge d'eau $H = 4.30 \text{ m}$, $N_C = 170.7\text{m}$

V-4 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crues :

V-4-1 Le canal d'approche :

La vitesse d'approche est donnée par la formule suivante :

$$V_a = \frac{Q}{S_c}$$

Où :

V_a : vitesse d'approche ;

Q : débit de pointe ;

S_C : section du canal $S_C = h.L$;

L : longueur déversante ;

h : charge d'eau $h = H + P$;

P : hauteur de pelle ;

H : lame d'eau déversante ;

$Q : 2\,320\text{ m}^3/\text{s}, H = 4.3\text{ m}, P = 6.0\text{ m}, L = 120\text{ m}$

Ce qui donne :

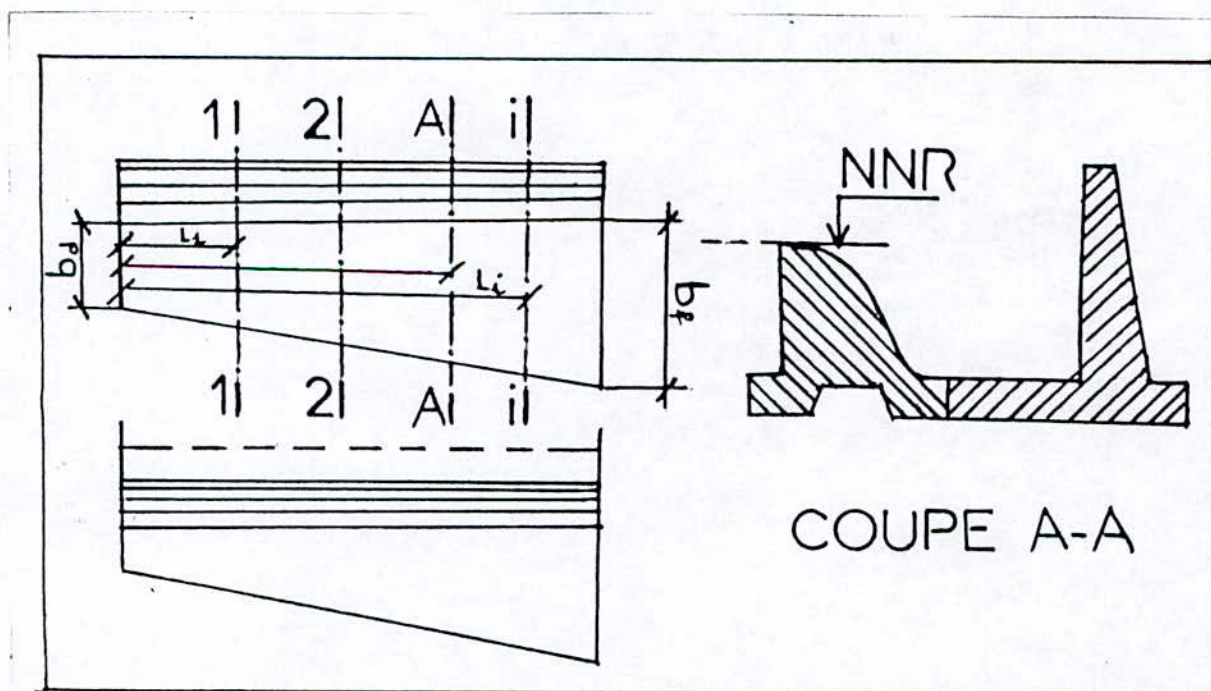
$h = 10.3\text{ m}, S_C = 1\,236\text{ m}^2, V_a = 1.87\text{ m/s}$

Pour la roche saine $V_{adm} = (4.4 \div 10)\text{ m/s}$

$V_a < V_{adm}$; donc pas de risque d'affouillement.

V-4-2 Calcul hydraulique du déversoir et de la tranchée :

Fig. N°V-12 schéma de calcul



Le procédé de calcul est synthétisé ci-après :

i) On fixe les largeurs aux extrémités de la tranchée au préalable on prend : $b_f = 30$ m, $b_d = 15$ m.

ii) On fixe la vitesse d'écoulement dans la tranchée

Au début $V_d = 4$ m/s

A la fin $V_f = 9$ m/s

iii) On détermine le niveau d'eau à la fin de la tranchée (NFT)

$$\text{NFT} = \text{NPHE} - Z$$

NPHE : le niveau des plus hautes eaux NPHE = 169.3 m

$$Z = \frac{(V_f)^2}{2g} \quad \text{Donc NFT} = 165.17 \text{ m}$$

iv) On divise la tranchée sur toute sa longueur, en tronçons, dont les distances les séparant du bout amont de la tranchée sont, L_1, L_2, \dots, L_i

v) On détermine le débit, la vitesse et la largeur pour chacun des tronçons en utilisant les formules suivantes respectivement :

$$Q_i = Q \frac{l_i}{L}$$

$$V_i = V_d + (V_f - V_d) \frac{l_i}{L} \quad \left[\frac{(V_f - V_d)}{L} \right] : \text{coefficient de proportionnalité .}$$

$$b_i = b_d + (b_f - b_d) \frac{l_i}{L}$$

vi) On détermine la section mouillée au milieu de chaque tronçon de la tranchée :

$$S_i = \frac{Q_i}{V_i}$$

vii) On détermine la profondeur d'eau au milieu de chaque tronçon de la tranchée :

$$h_i = -\frac{b_i}{m} + \sqrt{\left(\frac{b_i}{m}\right)^2 + 2 \frac{S_i}{m}}$$

h_i : profondeur d'eau au milieu du tronçon (m) ;

m : fruit du profil du déversoir assimilé à un plan $m = 1.3$.

viii) On calcule la pente (i) de la surface libre de l'écoulement sur chaque tronçon.

$$i = \frac{V_i^2}{C_i^2 R h_i}$$

Avec :

i : pente de la surface libre ;

R_{hi} : rayon hydraulique $R_{hi} = \frac{S_i}{P_i}$

P_i : périmètre mouillé $P_i = b_i + h_i(1 + \sqrt{1 + m^2})$

C_i : coefficient de CHEZY $C_i = \frac{(R_{hi})^{1/6}}{n}$

n : coefficient de rugosité $n = 0.014$

ix) On calcule la perte de charge dans chaque tronçon :

$$\Delta h_i = i_i(L_i - L_{i-1})$$

x) On détermine le niveau au début de chaque tronçon :

$$NT_i = NFT + \Sigma h_i \text{ à partir de l'aval.}$$

xi) On détermine la côte du fond de la tranchée au milieu de chaque tronçon :

$$C_{fi} = \frac{NT_i + NFT}{2} - h_i$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableaux suivants :

Tableau N° V-19

	$X_i(m)$	$Q_i(m^3/s)$	$V_i(m/s)$	S_i	b_i	h_i	$P_i(m)$	$R_{hi}(m)$	C_i	$I_i 10^{-3}$	$\Delta h_i 10^{-3}$
1	20	386.66	4.83	80.5	17.5	3.98	28	2.86	85.10	1.13	22.6
2	40	773.33	5.66	136.63	20	5.75	35.18	3.88	89.54	1.03	20.6
3	60	1 160	6.5	178.46	22.5	6.65	40.05	4.46	91.64	1.13	22.6
4	80	1 546.6	7.33	211	25	7.12	43.80	4.82	92.83	1.3	26
5	100	1 933.3	8.17	236.36	27.5	7.33	46.85	5.05	93.56	1.51	30.2
6	120	2 320	9	257.78	30	7.40	49.54	5.20	94.02	1.76	35.2

Tableau N° V-20

N° des sections	Δh_i (m)	H_i (m)	Côte du plan d'eau NT_i (m)	Côte du fond C_{fi} (m)
1	22.6	3.98	165.186	161.2
2	20.6	5.75	165.183	159.42
3	22.6	6.75	165.181	158.52
4	26	7.12	165.179	153.05
5	30.2	7.33	165.177	157.84
6	35.2	7.40	165.74	157.77

V-4-3 Le chenal d'écoulement :

Le chenal fait suite directement au déversoir, $\mathbf{\Pi}$ est en général de section rectangulaire, comme dans notre cas. Il est de forme prismatique, ayant une largeur $b_{ch} = 30$ m, une pente $i = 0.15\%$ et une longueur $L_{ch} = 84.00$ m (conditions topographiques).

L'écoulement dans le chenal doit être fluvial, pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité aval (début du coursier).

La profondeur d'eau au début est la même que la profondeur d'eau à la fin de la tranchée (voir tableau précédent).

Calcul de la profondeur d'eau à la fin du chenal :

On donne au coursier une pente assez suffisante « supérieure à la pente critique » pour provoquer un écoulement torrentiel. Contrairement, l'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique. La phase de passage d'un régime fluvial au torrentiel ou vice-versa est appelée régime critique où la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle atteinte au point de changement de pente ; c'est-à-dire à la fin du chenal.

On calcule la profondeur par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad [6].$$

Avec :

q : débit spécifique $q = Q/b$ (m^3/s)

b : largeur du chenal $b = 30$ m

$$h_c = 8.48 \text{ m}$$

V-4-4 Le coursier :

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on lui donne une section rectangulaire de même largeur que le chenal. $b_c = 30$ m.

V-4-4-1 La profondeur critique :

De même que le chenal $h_{cr} = 8.48$ m.

V-4-4-2 La pente critique : (I_C)

La pente critique d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique, c'est-à-dire pour que le régime y soit à la fois uniforme et critique.

Pour calculer I_C , on associera donc la relation du régime uniforme :

$$Q = S_C C \sqrt{R_C I_C} \quad [6]$$

Avec celle du régime critique (condition de criticité).

$$\frac{Q^2 b}{g \cdot s_c^3} = 1 \quad [6]$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ($S = h_c b$) conduit à :

$$I_C = \frac{g h_c}{C_c^2 R_C} \quad [6]$$

Avec :

I_C : pente critique ;

S_C : section critique $S_C = b \cdot h_c$

R_C : rayon critique $R_C = S_C / P_C$

P_C : périmètre critique $P_C = 2h_c + b$

C_C : coefficient de Chezy $C_C = \frac{1}{n} R_{hc}^{1/6}$

n : 0.014 coefficient de rugosité (revêtement en béton) ;

I_C : 0.0017 = 0.17%

V-4-4-3. Calcul de la profondeur normale (h_n) :

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes). Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (Chezy) :

$$Q = S C_i \sqrt{R I} \quad [6]$$

S : section du coursier $S = b \cdot h_n$;

I : pente du coursier $I = 23\%$ (voir planche N° 02) ;

C_i : coefficient de Chezy $C_i = \frac{1}{n} \cdot R_n^{1/6}$

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{bh_n}{2h_n + b}$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative :

$$Q = bh_n \frac{1}{n} \left(\frac{bh_n}{2h_n + b} \right)^{1/6} \sqrt{\frac{bh_n}{2h_n + b} I}$$

On aura :

$$h_n = 1.71, \quad V_n = \frac{Q}{bh_n}, \quad V_n = 4.5 \text{ m/s}$$

V-4-4-4 Classification du mouvement et régime d'écoulement :

$$I = 0.23 \text{ (} h_n = 1.71 \text{)}, \quad I_c = 0.0017 \text{ (} h_c = 8.48 \text{ m)}$$

Suivant les valeurs numériques ci-dessus, on constate que :

$I > I_c$ ($h_n < h_{cr}$) alors le régime d'écoulement est torrentiel du type T2 et le canal est à forte pente.

V-4-4-5 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP », sur le tableau N°V-21.

On présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10 m (pas).

Voir la ligne d'eau sur la figure N°V-13.

Tableau N°V-21

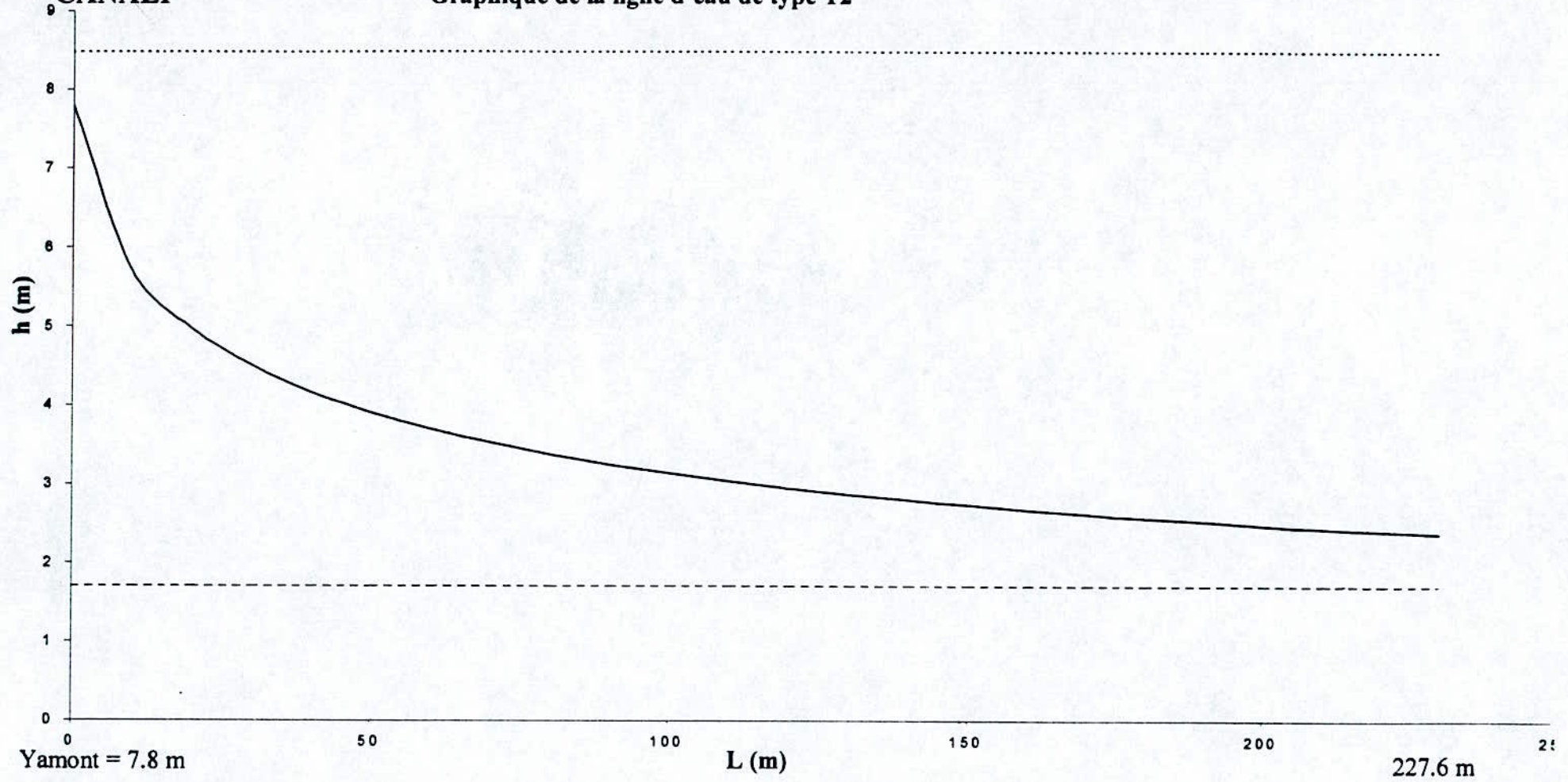
Bief amont

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N (m)	Y _C (m)	Régime	L bief (m)
2 320	71	0.23	1.708	8.48	NT	227.6

Section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	H _s (m)
Amont	0.0	10.0	7.8	1.1334	12.810
1	10.0	10.0	5.71	1.8095	15.059
2	20.0	10.0	4.97	2.2284	17.31
3	30.0	10.0	4.51	2.5779	19.496
4	40.0	10.0	4.17	2.8995	21.699
5	50.0	10.0	3.91	3.1935	23.848
6	60.0	10.0	3.70	3.4692	25.965
7	70.0	10.0	3.53	3.7228	27.992
8	80.0	10.0	3.38	3.9733	30.061
9	90.0	10.0	3.25	4.2141	32.108
10	100.0	10.0	3.14	4.4375	34.055
11	110.0	10.0	3.04	4.6582	36.023
12	120.0	10.0	2.95	4.8733	37.976
13	130.0	10.0	2.87	5.0781	39.876
14	140.0	10.0	2.80	5.2698	41.679
15	150.0	10.0	2.74	5.4438	43.341
16	160.0	10.0	2.68	5.6277	45.119
17	170.0	10.0	2.62	5.8221	47.025
18	180.0	10.0	2.57	5.9928	48.720
19	190.0	10.0	2.53	6.1355	50.15
20	200.0	10.0	2.48	6.322	52.040
21	210.0	10.0	2.44	6.4781	53.638
22	220.0	10.0	2.41	6.5994	54.638
aval	230.0	10.0	2.38	6.7246	56.192

CANALP

Graphique de la ligne d'eau de type T2



LEGENDE

- Ligne d'eau
- - - Hauteur normale : $Y_N = 1.708$ m
- Hauteur critique : $Y_C = 8.479$ m

V-4-5 Dissipateur d'énergie :

La projection d'un **ouvrage** de restitution de type saut de ski, s'avère intéressant, compte tenu de la structure géologique rocheuse que présente le terrain de fondation sur la rive droite, d'autant plus que ce dispositif est plus économique par rapport aux autres ouvrages (gain de béton).

Le principe consiste à installer à la fin du coursier, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle (θ) en général de 35° à 45° [7].

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 2k \left(Y + \frac{V^2}{2g} \right) \sin 2\theta \quad [7].$$

k : coefficient de perte d'aération $k = 0.9$

où :

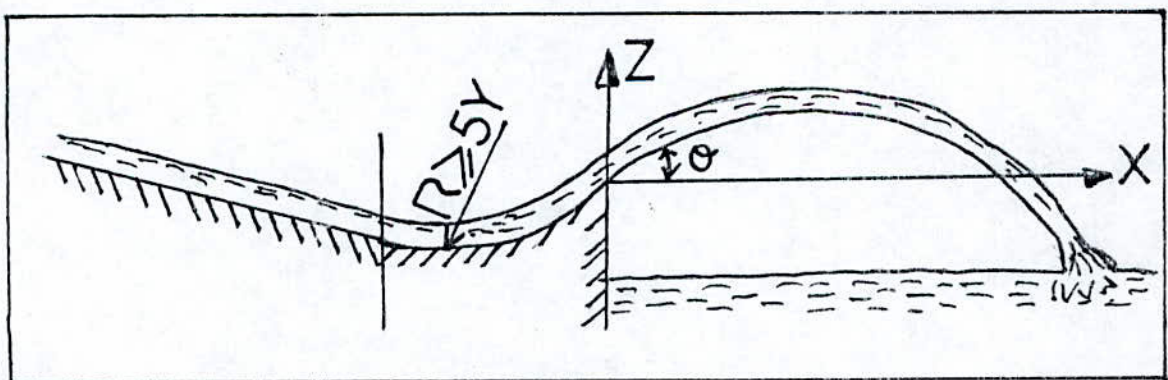
Y : tirant d'eau ($Y = 2.38$ m)

V : vitesse au départ du saut de ski ($V = 32.45$ m/s)

θ : angle de sortie d'eau $\theta = 30^\circ$

on aura : $X = 83.6$ m

Fig. N°V-14 Schéma de calcul du saut de ski



Le saut de ski est constitué d'une partie courbée (rayon de courbure R) et d'une zone d'impact à l'aval.

On distingue deux cas d'écoulements, le premier cas apparaît pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement à son extrémité aval, le deuxième cas est celui bien connu du jet qui s'élance dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin à l'aval.

Dimensionnement du dissipateur :

Le dimensionnement doit répondre aux questions suivantes :

- Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- Quel est le rayon de courbure R (rayon minimal nécessaire) ?

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau du l'auge).

- Le débit unitaire $q_1 = 77.33 \text{ m}^2/\text{s}$;
- La hauteur d'eau à l'amont $h_1 = 2.38 \text{ m}$;
- Le nombre de Froude $F_1 = \frac{q_1}{(gh_1^3)^{0.5}} = 6.7$
- La vitesse d'écoulement $V_1 = 32.45 \text{ m/s}$;

- La charge d'eau $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2gh_1^2}$; $H_1 = 56.19 \text{ m}$

- La répartition des vitesse $V = V(r)$ à travers l'auge suit la loi $V.r = \text{constante}$.

Avec :

r : rayon de courbure d'une ligne de courant.

On dispose de l'équation suivante :

$$V_s = [2g(H_1 - h_1)]^{0.5} ; V_s = 32.49$$

V_s : vitesse à la surface libre.

Détermination du rayon de courbure :

Le rayon de courbure dépend du nombre de Froude F_1 et de la charge H_1 en utilisant un abaque tiré de constructions hydrauliques (voir abaque N°2 (R_{\min}/H_1 en fonction de F (Froude))). Rayon minimal relatif R_{\min}/H_1 de l'auge avec seuil denté en fonction de F_1 .

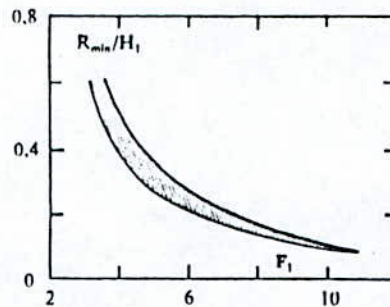
$$F_1 = 6.7 \Rightarrow R/H_1 = 0.22 \text{ donc } R_{\min} = 12.36 \text{ m}$$

D'après technique des barrages [1], $R > 5Y \Rightarrow R > 11.9$ don on peut prendre $R = 20 \text{ m}$.

L'auge de dissipateur du saut de ski sera muni de dents, cette variante se distingue de la variante sans dents, elle est plus favorable du point de vue dissipation.

- La largeur d'une dent est : $R/8 = 2.5$ m ;
- L'espace libre entre les dents est : $R/20 = 1$ m, pour qu'il n'y ait pas de sous-pression inadmissible autour des dents (danger de cavitation et d'érosion).
- Une partie de la longueur $R/2 = 10$ m à l'aval des dents sert à faire jaillir le jet et à minimiser l'écoulement de la structure.

Abaque N° 2 rayon minimal relatif R_{min}/H_1 de l'auge avec seuil denté en fonction de F_1



Calcul de l'affouillement :

Pour la détermination de la profondeur d'affouillement, nous utiliserons la formule de MARTINS :

$$H_{aff} = 1.5q^{0.6}H^{0.1} \quad [3]$$

Où :

H : énergie totale à la sortie du saut de ski ;

q : débit unitaire $q = Q/l$; $q = 38.66$ m²/s ;

$$H = h \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot F_0^2 \right) \quad \text{pour } F_0 \gg 1 \quad [10].$$

* L'erreur de cette approximation est de 10% si $F > 4.3$ et peut être négligeable pour $F > 6$.

Dans notre cas $F = 6.7 > 6$, on aura $H = 55.8$ et on obtient alors $h_{aff} = 20$ m.

V-4-6 Canal de fuite :

Le canal de fuite fait suite au bassin de dissipation, il sert essentiellement à conduire l'eau vers l'Oued.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur $b = 80$ m de pente $I_{CL} = 0.0025$.

La hauteur critique :

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcul par la formule suivante :

$$h_{cr} = k \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105\sigma_C^2 \right) \quad [10] .$$

Avec :

$$k = \sqrt{\frac{Q^2}{gb^2}} , \sigma_{cr} = \frac{km}{b}$$

m : fruit des talus du canal de fuite $m = 1$

ce qui donne : $k = 4.4$

$$\sigma_{cr} = 0.055$$

$$h_{cr} = 4.32 \text{ m}$$

La pente critique :

Elle est donnée par :

$$I_{cr} = \frac{gh_c}{C_C^2 R_C} \quad (\text{voir paragraphe V-4-4-2})$$

$$R_C = \frac{S_C}{P_C} \quad \text{et} \quad C_i = \frac{1}{n} R_C^{1/6}$$

$$S_{cr} = mh_{cr}^2 + bh_{cr} \quad ; \quad S_{cr} = 364.26 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + 2h_{cr}\sqrt{1+m^2} \quad ; \quad P_{cr} = 92.22 \text{ m}$$

$n = 0.02$: coefficient de rugosité du sol ce qui donne :

$$I_{cr} = 0.0027$$

Profondeur normale dans le canal :

La formule de l'écoulement uniforme est :

$$Q = SC \sqrt{RI}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$S_n = mh_n^2 + bh_n \quad , \quad P_n = b + 2h_n \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n} \quad , \quad C_n = \frac{1}{n} R_h^{1/6}$$

En substituant les termes ci-dessus dans l'équation on obtient :

$$Q = (mh_n^2 + bh_n) \left(\frac{1}{n} \right) \left(\frac{mh_n^2 + bh_n}{b + 2h_n \sqrt{1 + m^2}} \right)^{1/6} \left(\frac{I_{CL} (mh_n^2 + bh_n)}{b + 2h_n \sqrt{1 + m^2}} \right)^{1/2}$$

Le calcul par itération donne :

$$h_n = 7.75 \text{ m}$$

vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n} \quad , \quad V = 3.41 \text{ m/s}$$

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossiers de 8 à 13 cm diamètre. La vitesse admissible correspondante à ce sol est :

$$V_{adm} = (1.80 \div 2.20) \text{ m/s}$$

Pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal, on prévoit un revêtement en enrochement de diamètre supérieur.

V-4-7 Hauteurs murs bajoyers :

i) Chenal d'écoulement :

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête ($N_C = 170.70 \text{ m}$).

ii) Le coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée sur la figure N°V-13, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différents.

Le premier tronçon à l'amont de 60 m de longueur ;

Le deuxième tronçon à l'aval de 167.6 m de longueur.

Hauteur au début du 1^{er} tronçon :

$$h_m = h_e + r$$

h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 8.48$ m ;

r : revanche de sécurité donnée par $r = 0.61 + 0.14V^{1/3}$

ce qui donne $r = 0.9$; $h_m = 9.38$ m

Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon :

On procède de même que précédemment .

$h_e = 3.7$ on aura $h_m = 4.69$ m

Hauteur à la fin du 2^{ème} tronçon :

$h_m = h_e + r$, $h_e = 2.38$ donc $h_m = 3.44$

pour des raisons constructives on prend les hauteurs suivantes :

- Premier tronçon $h_m = 9.40$ m ;
- Deuxième tronçon $h_m = 6$ m.

V-4-8 Vagues roulantes :

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

La condition d'absence de vagues roulantes est :

$$b/h \leq (10 \div 12)$$

avec :

b : largeur des coursiers

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier.

$$\frac{b}{h} = \frac{30}{2.38} = 12.6$$

La condition suscitée n'est pas vérifiée, le risque d'apparition de vagues n'est pas à écarter. Il y a lieu alors de prendre les précautions constructives nécessaires comme para vagues, pour éviter les affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs du coursier.

CHAPITRE 6
ETUDE DE
D'EVACUATEUR DE
CRUES DU BARRAGE
DE DEURDEUR

VI-1 introduction :

Le développement des secteurs de l'agriculture et de l'industrie sont liés au développement de l'hydraulique, c'est dans ce sens le barrage DEURDEUR sur l'Oued Zemmour constitue un jalon dans l'exploitation des richesses hydrauliques du pays.

Le barrage DEURDEUR sur l'Oued Zemmour affluent du Cheliff est à 30 km environs du Sud d'El- Khemis wilaya de Ain Defla.

Le barrage doit barrer l'Oued ZEMMOUR immédiatement à l'aval du confluent des Oueds Melah et Tighzert au point de coordonnées $X = 458.90$; $Y = 300.10$.

Le barrage doit irriguer les périmètres du haut cheliff en particulier la région d'El- Khemis. Cette partie a pour but de faire l'étude en donnant une description générale et conceptions techniques adoptées pour les ouvrages annexes évacuateurs de crues.

VI-2 Géologie du site :

La structure géologique des rives peut être résumée de la manière suivante :

Sur la rive droite une série de grès durs et résistants mais très fracturés plongeant vers la rivière est interrompu brutalement au pied de versant par une grande faille (F_2) visible en surface tant à l'amont dans l'Oued Tighzert qu'à l'aval dans la vallée de l'Oued Zemmour.

La rive gauche est constituée d'alternance de marno-calcaires dures, de marno-calcaires plus marneux et de zones un peu plus broyées, toutes les couches plongent vers l'amont, les zones broyées sont assez mineures et peu épaisses et ne sont pas inquiétantes, la couche de couverture est mince que cette rive et atteint 2 m.

On voit une certaine analogie stratigraphique entre les 2 rives mais au pied de la colline rive droite le grand accident (F_2) fonctionné en décrochement en faisant pivoter la série de droite de 90° par rapport à celle de la rive gauche.

On voit donc que les conditions géologiques de fondation présentent au total une assez grande hétérogénéité plus spécialement en rive droite.

VI-3 Etude des crues :

Les valeurs retenues définitivement pour les études des ouvrages du barrage DEURDEUR suite à l'étude faite par D. E. M. R. II. sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau N° VI-1

Période de retour T (années)	10	20	50	100	500	1 000	5 000	10 000
Débit de pointe (m ³ /s)	300	600	1 000	1 400	2 200	2 500	3 000	3 400
Débit de pointe extrême (m ³ /s)	350	700	1 200	1 700	2 600	3 000	3 600	4 200

Temps de concentration :

Le temps de concentration est déterminé par la formule de GIANDOTTI, qui semble donner des résultats satisfaisants en Afrique du Nord.

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} = 8h$$

Où :

S : surface du bassin versant [km²], S = 502 km² ;

L : longueur du talweg principal en [km], L = 37 km ;

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m], H_{moy} = 960 m ;

H_{min} : altitude minimale du bassin [m], H_{min} = 440 m .

VI-3-1 Hydrogramme type retenue :

Les hydrogrammes unitaires simplifiés permettent de déterminer les caractéristiques suivantes :

- Temps de montée T_m = 8 heures ;
- Temps de concentration t_c = 8 heures ;
- Temps de base de ruissellement superficiel direct t_b = 14 heures ;
- Coefficient de pointe C_p = 2.75 = Q_{max}/Q_J

Tableau des coordonnées de l'hydrogramme :

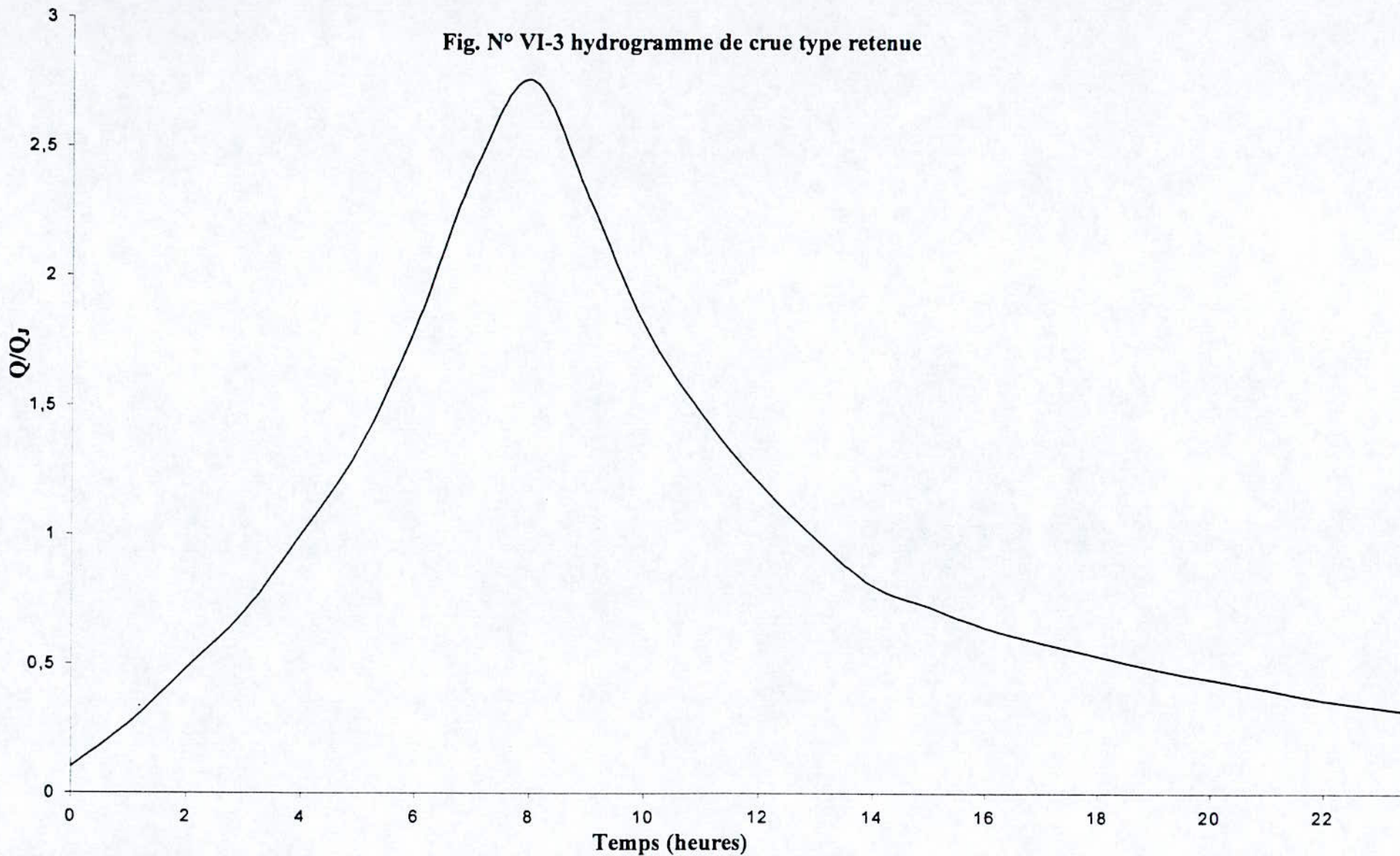
Il est possible de construire un hydrogramme type en valeur relative Q/Q_J, rapport du débit instantané au débit moyen journalier avec une base totale de 24 heures. Cet hydrogramme permettra d'étudier le laminage des crues.

Tableau N° VI-2

Heure	Q/Q _J	Heure	Q/Q _J
0	0.1	13	0.98
1	0.27	14	0.8
2	0.48	15	0.72
3	0.7	16	0.64
4	1.0	17	0.58
5	1.33	18	0.53
6	1.8	17	0.48
7	2.4	20	0.44
8	2.75	21	0.40
9	2.3	22	0.36
10	1.8	23	0.33
11	1.46	24	0.30
12	1.2		

Quant au volume de la crue, il est tout simplement égal au débit moyen journalier multiplié par un jour, étant donné la valeur relative choisie pour la représentation de l'hydrogramme type, le volume de la crue est donc donné par la relation : $V_T = 0.0864Q_T$

Fig. N° VI-3 hydrogramme de crue type retenue



Temps de concentration : 8 h

Temps de montée : 8 h

Temps de base du ruissellement direct : 14 h

Coefficient de pointe $C_p = 2.75$

Régularisation créée par la retenue :

L'étude de la régularisation créée par la retenue a été effectuée par la D. E. M. R. H., en considérant la modulation mensuelle suivante de la consommation en pour cent de la consommation annuelle.

Tableau N° VI-3

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Modules	12	5	0	0	0	0	2	9	14	18	22	18
en %												

Une réserve d'envasement de 25 Mm^3 a été prévue ; correspondant à 30 ans d'apport solides.

Le graphique, tiré de l'étude précitée, donne le volume régularisable garanti à 100%, 9 années sur 10 en fonction du volume utile de la retenue et pour apport annuel moyen estimé à 45 Mm^3 .

Côte de la retenue normale du barrage :

Sur la base de l'expérience des barrages Algériens, la côte de la retenue normale a été fixée à 605m, côte pour laquelle le volume de retenue est 115 Mm^3 et le volume utile de 90 Mm^3 ce qui représente 2 fois l'apport moyen annuel (90/45).

$$NnR = 605 \text{ m}$$

VI-3-2 Choix de la crue de projet :

Usant des tableaux de recommandations de CIGB (voir chapitre 2, paragraphe VII), on opte pour une crue de projet de probabilité de dépassement annuelle de 1/10 000, soit une crue de période de retour de 10 000 ans. Le débit de pointe de la crue arrivant à la retenue correspondant est $Q_{pt} = 4 200 \text{ m}^3/\text{s}$.

VI-4 Laminage des crues :

Le laminage a été fait pour trois longueurs déversantes 50, 100 et 150. Une étude technico-économique a permis d'adopter la longueur du déversoir $L = 100 \text{ m}$, pour un débit évacué par le déversoir $Q = 2 975 \text{ m}^3/\text{s}$.

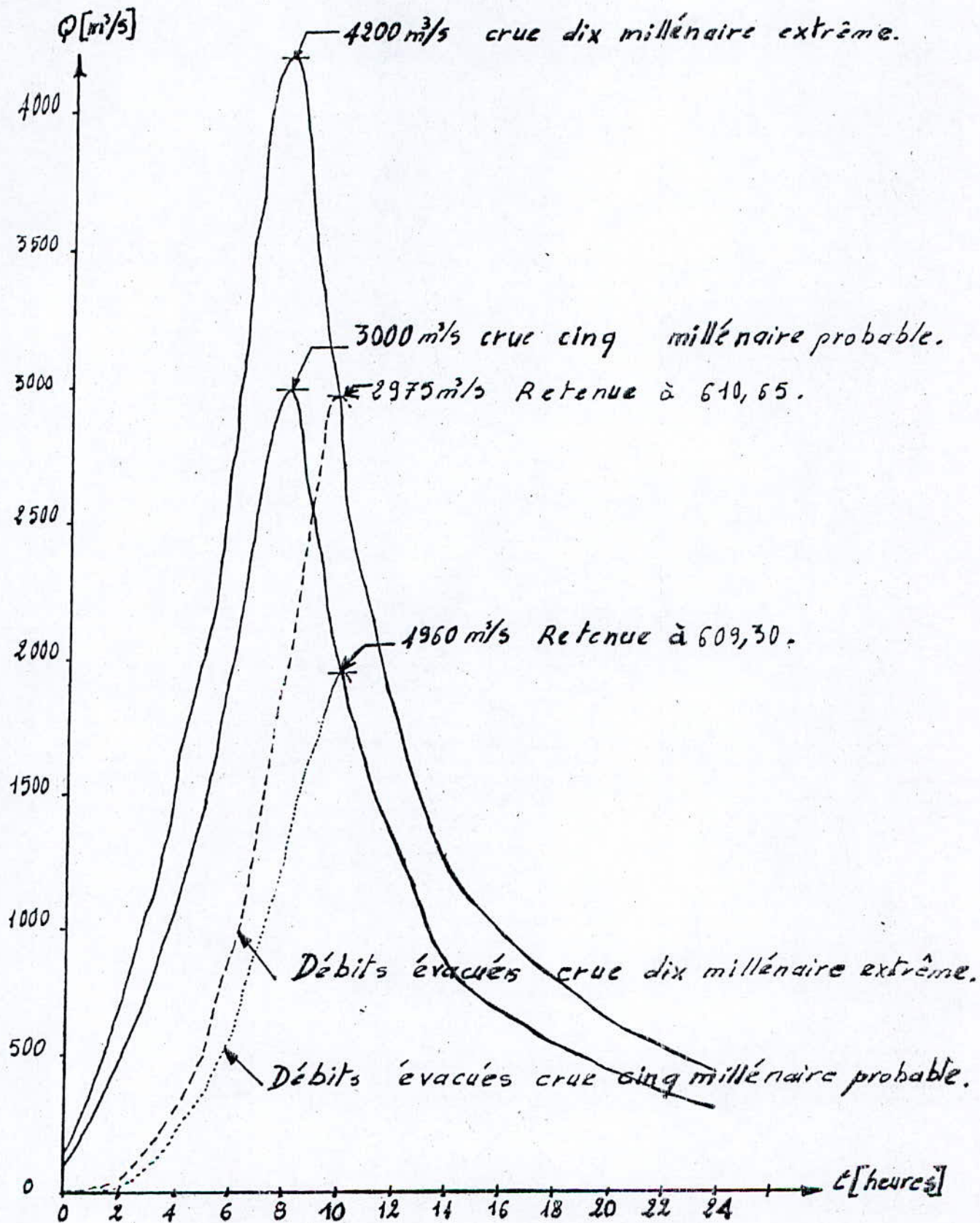
Tableau VI-4

Largeur du déversoir (m)	50	100	150
Charge sur le seuil du déversoir	8.97	5.65	4.31
Hauteur du barrage (m)	58.97	55.65	54.31
Volume du béton de l'évacuateur m ³	11 951	18 895.5	27 647.5
Volume du barrage m ³	1 118 749	1 038 071	1 004 087
Coût de l'évacuateur DA	6 573 050	1 039 252	15 206 125
Coût du barrage DA	100 687 410	93 426 390	90 367 830
Coût total 10 ⁶ DA	107.26	103.82	105.57

Le débit à évacuer par l'évacuateur est presque égal à la crue cinq millénaire et qui a été déterminé par l'intersection des hydrogrammes des débits entrants dans la retenue et celui des débits sortants.

Selon l'évolution de la lame d'eau pendant le temps global de la crue, on estime que le niveau maximum probable atteindra la côte 610.65 m correspondante à une hauteur de déversement $H_d = 5.65$ m.

Fig. VI. L'AMINAGE DES CRUES PAR LA RETENUE



VI-5 Choix de l'évacuateur :

le choix du type d'évacuateur dépend essentiellement de la topographie, la géologie du site ainsi que le débit à évacuer par celui-ci.

La première solution d'évacuateur qui vient à l'idée consiste à réaliser un déversoir de surface suivi d'un coursier, sur l'une des rives du site pour autant que la topographie et les conditions géologiques s'y prêtent.

La deuxième solution d'évacuateur qu'on peut envisager consiste à réaliser un évacuateur en puits. Son principe comporte certains avantages, notamment du fait de la compacité des ouvrages et de la possibilité d'utiliser des galeries comme dérivation provisoire et vidange de fond.

Pour choisir définitivement l'une des 02 solutions, une comparaison s'avère indispensable, en prenant en considération les avantages et les inconvénients de chaque solution.

VI-6 Comparaison des variantes :

VI-6-1 Fonctionnement hydraulique :

l'évacuateur de surface présente un net avantage, par rapport à celui en puits avec un déversoir circulaire, en raison de son aptitude à évacuer des crues avec une grande sécurité étant donné sa courbe caractéristique sans point d'engorgement.

VI-6-2 Exécution des travaux :

La solution de l'évacuateur de surface sur l'une des rives peut être réalisé indépendamment que le barrage et évite d'avoir un grand contact avec ce dernier.

La réalisation de l'évacuateur en puits avec une galerie sous la digue présente une forte imbrication des chantiers de terre et de béton, qui entraînera une durée importante pour l'exécution des travaux. Notons que la réalisation de la galerie percée dans le flanc rive droite est très difficile dans un rocher hétérogène fracturé, avec un sondage fortement incliné.

Conclusion :

Compte tenu des différents avantages que présente la solution l'évacuateur de surface, par rapport à celle de l'évacuateur en puits, on propose d'écarter cette dernière.

VI-7 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crue de surface :

Comme il a été cité auparavant, on doit construire un évacuateur de crues de surface sur l'une des rives.

L'existence d'un col rive droite nous paraît à première vue l'endroit le plus idéal pour l'implantation de l'évacuateur, surtout que celui-ci est éloigné de la digue, ce qui permet d'avoir 02 chantiers séparés. La sécurité du barrage est très grande en cas de fortes crues, les débordements et les affouillements éventuels n'atteignent pas le barrage.

Mais cette solution est d'emblée à écarter pour des raisons topographiques évidentes ; le terrain naturel est à la côte 624 m et la crête du déversoir et du coursier nécessiterait des excavations atteignant 25 m de profondeur.

La pente douce du versant rive gauche est favorable à l'implantation d'un évacuateur. De même la pente raide de rive droite se prête bien à l'implantation d'un déversoir en « bec de canard » suffisamment dégagé pour que soit réalisé son alimentation correcte.

Pour choisir la meilleure des 2 solutions citées ci-dessus, on doit faire les analyses selon le fonctionnement d'après les calculs hydrauliques, statistiques et économiques.

VI-8 Calcul hydraulique de l'évacuateur de crues :

a) Evacuateur en "bec de canard" rive droite :

a-1 Ouvrage de tête : "bec de canard"

Le calcul est effectué de la même manière que celui pour la tranchée de l'évacuateur de rive latéral et par la méthode de ZAMARINE qui est simple et donne des résultats assez représentatifs.

En fixant la vitesse moyenne d'eau au début de tranchée $V_{in} = 4.5$ m/s à la distance $X_0 = 0.5$ m et celle à la fin $V_f = 5.5$ m/s, on détermine le débit, la vitesse et la largeur pour chaque tronçon :

$q = Q/L$: le débit spécifique.

Ayant « q » ; on détermine le débit qui passe à travers chaque section

$$Q_n = 2qX_n + Q_{in}$$

Où :

X_n : distance d'un début de la tranchée jusqu'à chaque section ;

Q_{in} : débit initial qui passe par le déversoir frontal au début de la tranchée.

Les résultats de calcul sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 Calcul de l'ouvrage de tête "bec de canard"

N° des tronçons	Q_i (m ³ /s)	V_i (m/s)	S_i (m ²)	b_i (m)	H_i (m)	I_i	L_i	Δh_i (perte de charge) (m)
0	$Q_{in} = 446.25$	$V_{in} = 4.5$	99.17	$b_{in} = 15$	6.61	0.0038	0.00	0.012
1	699.125	4.6	151.98	17.77	8.55	0.0024	4.25	0.008
2	952.000	4.7	202.55	20.54	9.86	0.0018	8.50	0.007
3	1204.875	4.8	251.02	23.3	10.77	0.0015	12.75	0.006
4	1457.75	4.9	297.5	26.07	11.41	0.0013	17.00	0.005
5	1710.625	5.01	341.44	28.84	11.84	0.0011	21.25	0.0042
6	1963.500	5.11	384.25	31.60	12.15	0.001	25.5	0.0039
7	2216.375	5.21	425.41	34.38	12.37	0.00093	29.75	0.0036
8	2469.250	5.31	465.02	37.14	12.52	0.00087	34.00	0.0034
9	2722.125	5.41	503.16	39.90	12.61	0.00081	38.25	0.0032
10	2975.000	5.51	539.93	42.68	12.65	0.00077	42.5	

a-2 Coursier :

La largeur du coursier est prise égale à $b_{\text{cour}} = 40.00 \text{ m}$ (voir planche N° 3).

Hauteur critique :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}}, \quad \alpha = 1.1$$

$$h_{cr} = 8.53 \text{ m}$$

pente critique :

$$I_{cr} = \frac{\alpha V_{cr}^2}{C_{cr}^2 R_h}, \quad I_{cr} = 0.0028$$

Calcul du 1^{er} tronçon du coursier :

$$I_1 = \frac{\Delta H}{L_1} = 0.044 \quad (\text{voir planche N° 3})$$

La hauteur normale :

$$Q = b h_n \frac{1}{n} \left(\frac{b h_n}{2 h_n + b} \right)^{1/6} \sqrt{\frac{b h_n}{2 h_n + b}}$$

La méthode itérative donne $h_{n1} = 3.45 \text{ m}$

$$V_1 = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{h_{n1} b} = 21.55 \text{ m/s}$$

Profondeur d'eau à la sortie du 1^{er} tronçon :

Calcul de la ligne d'eau :

Il existe plusieurs méthodes, pour établir les calculs des remous en écoulements non uniformes graduellement variés. Les plus utilisées sont celles du tirant d'eau, de BACHMATEV et de PAVLOVSKI.

Opérons avec celle de PAVLOVSKI dont le principe consiste en la détermination des différents paramètres d'écoulement, ceci par découpage du tracé du coursier en plusieurs sections suivant la longueur.

L'équation de PAVLOVSKI est la suivante :

$$L_n - L_{n-1} = \frac{a}{I} \left[(Z_n - Z_{n-1}) - (1 - J_{moy})(\phi(Z_n) - \phi(Z_{n-1})) \right]$$

$$\alpha = \frac{h_n - h_{n-1}}{Z_n - Z_{n-1}} ; Z_n = \frac{K_n}{K_0} ; Z_{n-1} = \frac{K_{n-1}}{K_0}$$

avec

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{I}} ; K_n = S_n C_n \sqrt{R_n}$$

$$J_n = \frac{\alpha C_n^2 I L}{g P_n} ; J_{moy} = \frac{J_n + J_{n-1}}{2}$$

Où, les paramètres dans la section n sont :

h_n : profondeur d'eau ;

Q : débit évacué ;

S_n : surface de la section mouillée ;

C_n : coefficient de Chezy ;

P_n : périmètre mouillé ;

R_n : rayon hydraulique ;

L_n : largeur de la surface libre ;

I : pente du coursier ;

α : coefficient de répartition des vitesses $\alpha = 1 \div 1.1$

Les fonctions $\phi(Z)$ sont données par :

$$\phi(Z) = 1.15 \log \frac{1+Z}{1-Z} \quad \text{pour } Z < 1$$

$$\phi(Z) = 1.15 \log \frac{1+Z}{Z-1} \quad \text{pour } Z > 1$$

Le procédé de calcul est fait, en donnant des valeurs à h à partir de la hauteur à l'amont ($h = h_{cr}$). A chaque fois, on calcule tous les paramètres d'écoulement définis précédemment qui aboutissent finalement à la longueur séparant les deux sections correspondantes à deux hauteurs successives. On procède de même jusqu'à ce que la somme des longueurs calculées soit égale à la longueur réelle du coursier.

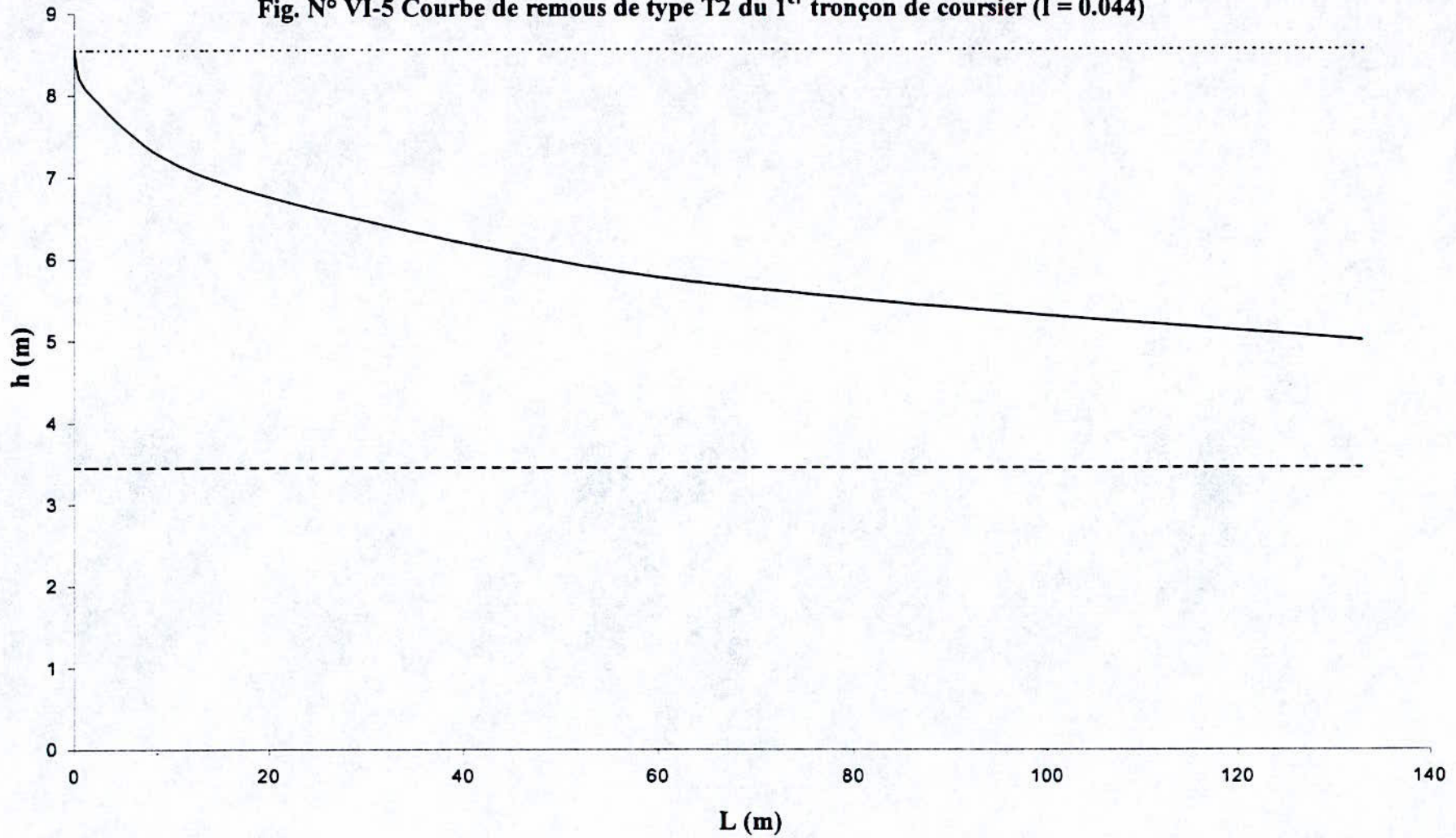
N. B. On varie les hauteurs d'eau h (accroissement ou décroissement) suivant le type d'écoulement déjà déterminé.

Les calculs sont illustrés sur le tableau N° VI-6 :

Tableau N° VI-6 Calcul de la ligne d'eau du 1^{er} tronçon

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	$\Delta l(m)$
h (m)	S(m ²)	P(m)	R(m)	C	K	Z	$\phi(Z)$	J	a	J _m	l-J _m	a/l	Z ₂ -Z ₁	$\phi_2-\phi_1$	15x12	14-16	17x13
8.53	341.2	57,06	5.98	67,35	56194,94	3.96	0,2581	15.69	1.47	15,715	-14,715	33,409	-0.36	0,0281	-0,413	0,053	1.77
8	320	56	5.71	66,84	54408,68	3.6	0,2862	15.74	1.54	15,777	-14,777	35,000	-0.65	0,0668	-0,986	0,336	11.76
7	280	54	5.18	65,76	41906,84	2.95	0,35300	15.8	1.67	15,795	-14,795	37,954	-0.6	0,102	-1,509	0,909	34.500
6	240	52	4.62	64,51	33279,15	2.35	0,4550	15.79	1.67	15,765	-14,765	37,954	-0.3	0,079	-1,166	0,866	32.860
5.5	220	51	4.31	63,78	29130,36	2.05	0,5340	15.74	1.78	15,700	-14,700	40,454	-0.28	0,1064	-1,564	1,284	51.943
5	200	50	4	62,99	25196,00	1.77	0,6404	15.66									
$\Sigma =$																	
132.8																	

Fig. N° VI-5 Courbe de remous de type T2 du 1^{er} tronçon de coursier (I = 0.044)



LEGENDE

- Ligne d'eau
- - - Hauteur normale : $Y_N = 3.45$ m
- Hauteur critique : $Y_C = 8.53$ m

D'après la courbe N° VI-5 , on tire $h_{1S} = 5.3$ m.

Calcul du deuxième tronçon du coursier :

$$I_2 = \frac{\Delta H}{L_2} = 0.23$$

La hauteur normale :

$$Q = bh_n \frac{1}{n} \left(\frac{bh_n}{2h_n + b} \right)^{1/6} \sqrt{\frac{bh_n}{2h_n + b}} I$$

Par itération, on trouve : $H_{n2} = 2.2$ m

$$V_2 = \frac{2975}{88} = 33.80 \text{ m/s}$$

V_{adm} pour le béton = 21.44 m/s [8]

La vitesse est supérieure à la vitesse admissible du béton de classe 300 pour une profondeur $h = 2.2$ m. Pour protéger le béton, on doit augmenter la rugosité, c'est-à-dire qu'on fait un coursier à rugosité (artificielle) élevée.

Calcul du coursier à rugosité élevée :

D'après GRADIENTS : $h = \frac{q}{V_{adm}} = \frac{74.375}{21.44} = 3.47 \text{ m}$

Le coefficient de Chezy $C = \frac{V_{adm}}{\sqrt{RI}} = \frac{21.44}{\sqrt{0.23 \times 2.96}} = 25.98$

Et on détermine le type de rugosité d'après le tableau suivant :

Tableau N° VI-7 :

Type de rugosité	L/Δ	α	C
Chevron section carrée	10	3.3	18.5
	50	2.5	21.1
Chevron section rectangulaire X2.7	7.7	-	17
	X1.7	3.7	40.3
Marche rectangulaire	8	1.2	29.5
Redent en cube en échiquier	4.5	3.8	29.6
	1.5	3	24.2
Pierre roulée	-	2.4	21.4

Le type de rugosité choisi est redent en cube en échiquier .

$$\frac{L}{\Delta} = 4.5, \alpha = 3.8, C = 29.6$$

où :

Δ : épaisseur de dents ;

L : distance entre deux dents ;

$$\alpha = \frac{h}{\Delta} = 3.8 \Rightarrow \Delta = \frac{h}{\alpha} = \frac{3.47}{3.8} = 0.91 \text{ m}$$

$$L = 4.5\Delta = 4.5 \times 0.91 = 4.09 \text{ m}$$

La rugosité du coursier devient :

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \Rightarrow n = \frac{R_h^{1/6}}{C} = \frac{(2.96)^{1/6}}{29.6} = 0.4$$

On calcule la profondeur normale du 2^{ème} tronçon avec la nouvelle rugosité $n = 0.04$ et par la méthode itérative, on trouve :

$$H_{n2} = 3.4 \text{ m}$$

$$V_2 = Q/S = 2975/40 \times 3.4 = 21.87 \text{ m/s} \quad (V_{adm} = 22.5 \text{ pour } h = 3.4 \text{ m})$$

Profondeur d'eau à la sortie du 2^{ème} tronçon :

La profondeur d'eau à l'entrée du 2^{ème} tronçon est égale à celle à la sortie du 1^{er} tronçon.

$$H_{2e} = h_{1S} = 5.3 \text{ m}$$

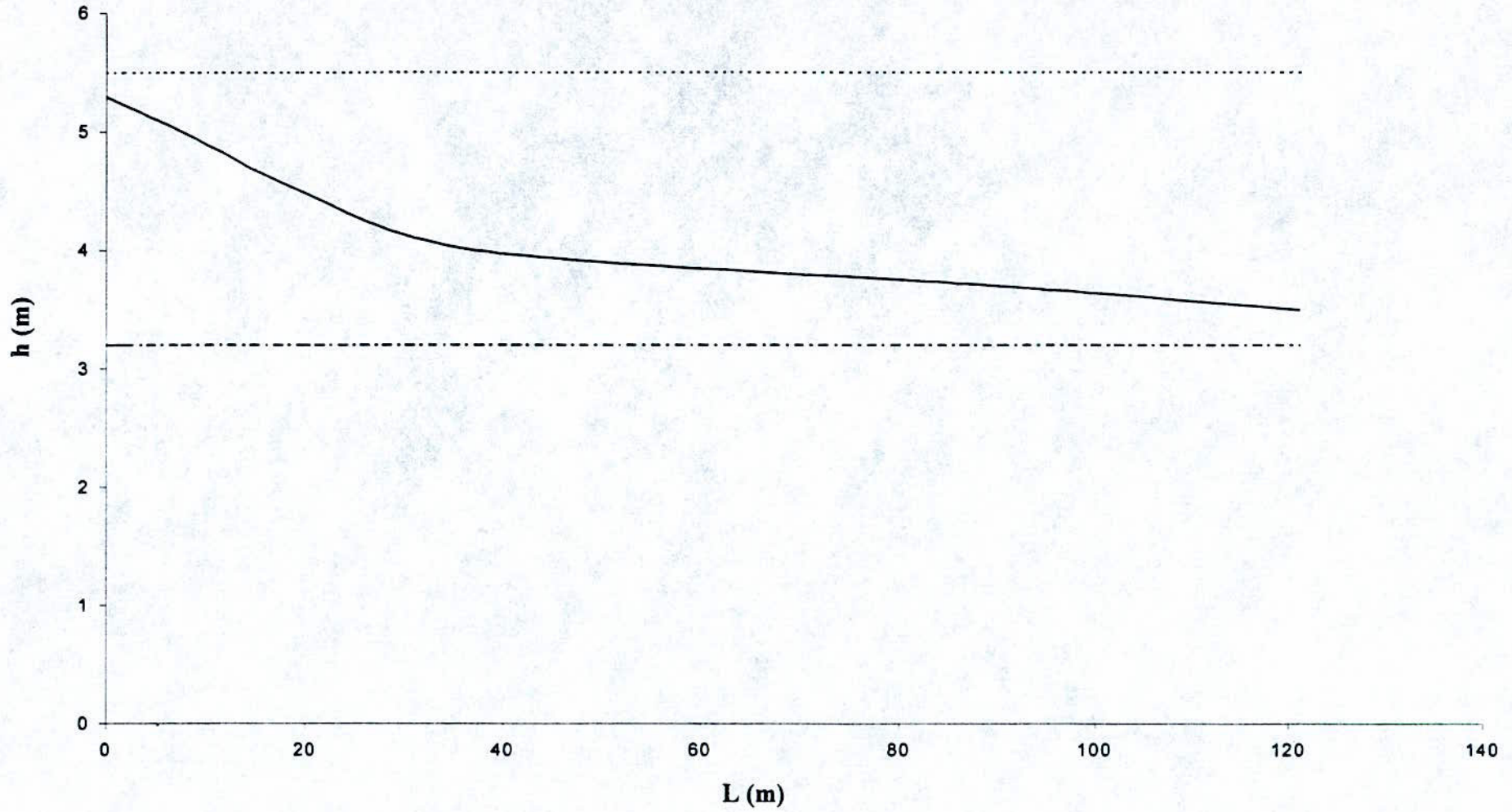
Le calcul est illustré dans le tableau VI-8 du 2^{ème} tronçon.

$$K_0 = \frac{2975}{\sqrt{0.23}} = 6203.30$$

Tableau N° VI-8 Calcul de la ligne d'eau du 2^{ème} tronçon

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	$\Delta l(m)$
h (m)	S(m ²)	P(m)	R(m)	C	K	Z	$\phi(Z)$	J	a	J _m	l-J _m	a/l	Z ₂ -Z ₁	$\phi_2-\phi_1$	15x12	14-16	17x13
5.3	221	50.6	4.18	31,73	13752,90	2.22	0.48	18.66	2.02	18.63	-17,63	8.77	-0.19	0.06	-1,058	0.868	7.57
5	200	50	4	34,49	12596,00	2.03	0.54	18.60	1.52	18.52	-17,52	6.62	-0.3	0.12	-2,102	1.802	11.93
4.5	180	49	3.67	34,05	10706,98	1.73	0.66	18.45	1.34	18.34	-17,34	5.82	-0.29	0.19	-3,295	3.005	17.5
4	160	48	3.33	30,55	8919,76	1.44	0.85	18.23	2.80	18.09	-17,09	12.16	-0.27	0.42	-7,178	6.908	84
3.5	140	47	2.98	29,99	7247,90	1.17	1.27	17,95									
$\Sigma=121$																	

Fig. N° VI-6 Courbe de remous de type T2 du 2^{ème} tronçon de coursier (I = 0.23)



LEGENDE

- Ligne d'eau
- - - Hauteur normale : $Y_N = 3.4$ m
- Hauteur critique : $Y_C = 5.3$ m

D'après la figure N° VI-6, on lit $h_{2S} = 3.7$ m

Vérification de la condition d'absence de vagues roulantes au niveau du coursier :

Condition d'absence des vagues roulantes :

$$\frac{b}{h_{\min}} \leq (10 \div 12)$$

La hauteur minimale dans le coursier $h_{\min} = 3.4$ m

$$\frac{b}{h_{\min}} = \frac{40}{3.4} = 11.76 < 12$$

La condition est vérifiée ; donc il n'y a pas d'apparition de vagues roulantes dans le coursier.

Hauteur définitive des murs bajoyers (guideaux) :

Nous devons prévoir une revanche sur chaque mur bajoyer pour éviter tout débordement possible.

Le calcul de cette revanche peut être effectué par la formule suivante :

$$R = 0.61 + 0.14V^{1/3} \quad [4]$$

Le coursier est partagé en deux tronçons selon le changement de pente, le premier tronçon à l'amont de 115 m de longueur le deuxième tronçon à l'aval de 112 m de longueur.

Hauteur au début du 1^{er} tronçon :

$$h_m = h_e + r$$

où :

h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau dans la section considérée ;

r : revanche de sécurité.

$$h_e = 8.53 \text{ m} ; r = 0.90 \text{ m} \Rightarrow h_m = 9.43 \text{ m}$$

Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon :

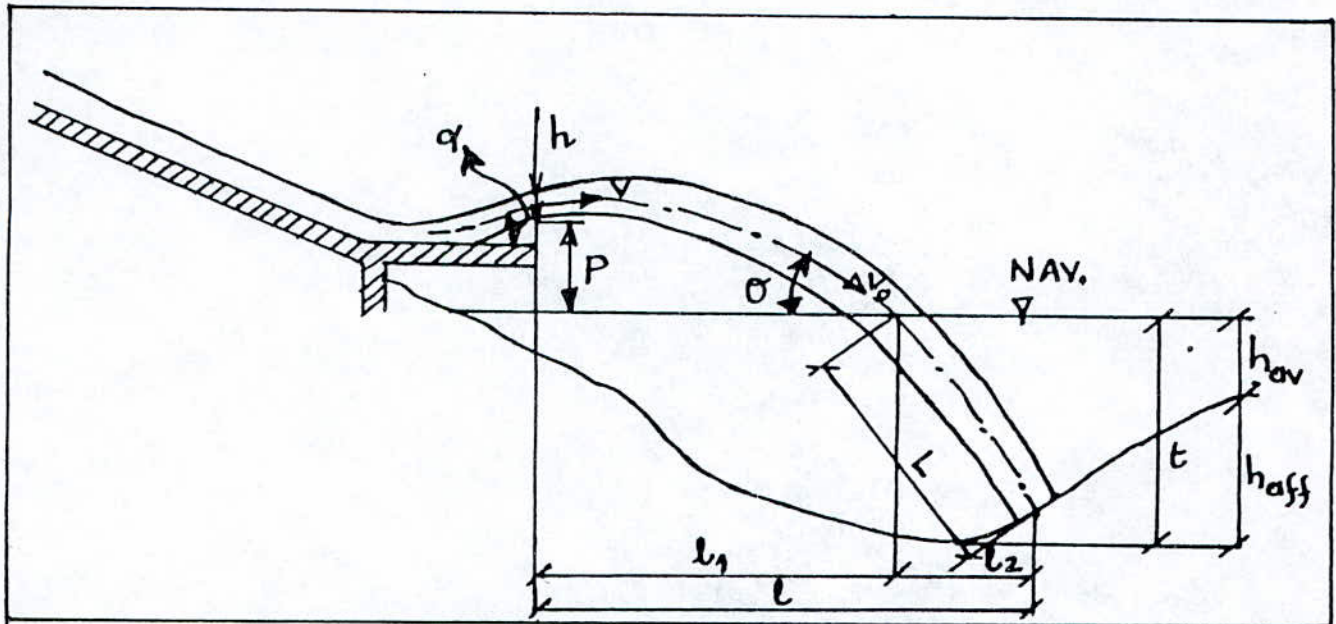
$$h_e = 5.3 \text{ m}, r = 0.95 \text{ m} \Rightarrow h_m = 6.25 \text{ m}$$

hauteur à la fin du 2^{ème} tronçon :

$$h_e = 3.7 \text{ m}, r = 1 \text{ m} \Rightarrow h_m = 4.7 \text{ m}$$

a-3 Saut de ski :

Le calcul d'un saut de ski consiste, à déterminer la longueur du jet et la profondeur d'affouillement.



$$l_1 = \frac{V^2}{g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p+h/2)}{V^2} + \sin \alpha} \right)$$

$$L = 1.4q \log \left(\frac{V_0}{aV_{adm}} \right), a = 0.7 - 0.8$$

$$V_0 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$$

$V_x = \beta.V$ $\beta = 0.98$ dans notre cas.

$$V_y = \sqrt{2g \left(P + \frac{h}{2} \right)}$$

$$L_2 = L \cdot \cos \theta$$

$$\operatorname{tg} \theta = \sqrt{\operatorname{tg}^2 \alpha + \frac{2g(P+h/2)}{V^2 \cos \alpha}}$$

$$t = L \cdot \sin \theta$$

$$h_{aff} = t - h_{av}$$

Calcul du saut de ski :

$$\alpha = 20^\circ$$

$$P = 2.4 \text{ m}$$

$$h = 3.7 \text{ m}$$

$$V = 20.10 \text{ m/s}$$

$$V_{adm} = 12 \text{ m/s}$$

$$l_1 = \frac{V^2}{g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p+h/2)}{V^2} + \sin \alpha} \right) = 41.92 \text{ m}$$

$$V_x = \beta.V = 19.69 \text{ m/s}$$

$$V_y = 2g$$

$$V_0 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = 21.72 \text{ m/s}$$

$$L = 1.4q \log \left(\frac{V_0}{aV_{adm}} \right) = 33.42 \text{ m}$$

$$\text{tg} \theta = \sqrt{\text{tg}^2 \alpha + \frac{2g(P+h/2)}{V^2 \cos \alpha}} = 0.59$$

$$t = L \cdot \sin \theta = 17.07 \text{ m}$$

$$h_{aff} = 17.07 - 6.8 = 10.27 \text{ m}$$

$$l_2 = L \cdot \cos \theta = 28.73 \text{ m}$$

$$\Rightarrow l = l_1 + l_2 = 70.65 \text{ m}$$

b) Evacuateur de crues rive gauche :**Ouvrage de tête :**

Pour éviter très grandes excavations vu l'importance de la longueur du déversoir, il est recommandé de faire un ouvrage de tête commandé (avec vannes).

On fixe le débit unitaire et on détermine la longueur du déversoir.

$$q_{reg} = (1 + 1.25)q_{coursier}$$

q : débit du coursier fixé selon les expériences de construction.

Q : débit évacué par l'évacuateur.

$b_{reg} = Q/q_{reg}$; b_{reg} : largeur du régulateur .

Après avoir déterminé la longueur du déversoir, on cherche le nombre des pertuis (vannes) et on corrige le débit régularisé.

$$b = nb_p$$

n : nombre de pertuis ;

b_p : largeur normalisée des pertuis.

$$q_{reg} = \frac{Q}{nb_p}$$

La charge sur le seuil :

$$H_0 = \left(\frac{Q}{\varepsilon n b_p \sqrt{2g\sigma_s}} \right)^{2/3}$$

Où :

ε : coefficient de contraction ($\varepsilon = 1$) ;

$\sigma_s = 1$ (déversoir dénoyé) ;

$V_0 = 0$ vitesse d'approche considérée nulle.

Ayant H_0 , on corrige le coefficient de contraction :

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{b_p + H_0} \quad \text{Avec } a = 0.11 \quad [8]$$

Et on corrige H_0

$$H_{01} = \left(\frac{Q}{\varepsilon n b_p \sqrt{2g\sigma_s}} \right)^{2/3}$$

D'où la charge sur le seuil

$$H = H_{01} - \alpha \frac{V_0^2}{2g}$$

$$\text{Avec } V_0 = \frac{Q}{(nb_p + \varepsilon t)H_{01}}$$

Où

t : épaisseur de la pile ;

$$t = 2 \times 0.1 \times b_p + (0.3 - 0.5)$$

Ayant la charge H, on détermine la cote du seuil du déversoir.

$$\nabla_{CS} = N_{\max} R - H$$

b-1 Ouvrage de tête (régulateur) :

$$\text{On fixe } q_{\text{coursier}} = 50 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$q_{\text{reg}} = 1.25 q_{\text{coursier}} = 1.25 \times 50 = 62.5 \text{ m}^2/\text{s}$$

Largeur du régulateur :

$$b_{\text{reg}} = \frac{Q}{q_{\text{reg}}} = \frac{2975}{62.5} = 47.6$$

$$b_{\text{reg}} = n b_p = 10 \times 5 = 50 ; n = 5, b_p = 10$$

Correction du débit régularisé :

$$q_{\text{reg}} = \frac{Q}{n b_p} = \frac{2975}{10 \times 5} = 59.5 \text{ m}^2/\text{s}$$

Calcul de H_0 :

$$H_0 = \left(\frac{Q}{\varepsilon n b_p \sqrt{2g\sigma_s}} \right)^{2/3} = \left(\frac{2975}{1 \times 0.510 \times 5 \sqrt{2 \times 9.811_s}} \right)^{2/3}$$

$$H_0 = 8.97 \text{ m}$$

Précision de la valeur du coefficient de contraction :

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{b_p + H_0} = 1 - 0.11 \frac{8.97}{10 + 8.97} \quad [8]$$

$$\varepsilon = 0.948$$

correction de la valeur de H_0 :

$$H_{01} = \left(\frac{2975}{0.948 \times 0.5 \times 10 \times 5 \sqrt{19.62}} \right)^{2/3} = 9.29 \text{ m}$$

d'où la charge H

$$H = H_{01} - \frac{V_0^2}{2g}$$

$$V_0 = \frac{Q}{(nb_p + \epsilon t)H_{01}}$$

$$t = 2 \times 0.1 \times b_p + 0.5 = 2.5 \text{ m}$$

$$V_0 = \frac{2975}{(5 \times 10 + 4 \times 2.5) \times 9.29} = 5.34 \text{ m/s}$$

$$H = 9.29 - \frac{(5.34)^2}{2 \times 9.81} = 7.84 \text{ m}$$

Niveau de la crête du seuil :

$$\nabla_{cs} = \nabla_{N_m R} - H = 610.65 - 7.84 = 602.81 \text{ m}$$

b-2 Coursier :

La largeur du coursier est prise égale à celle de l'ouvrage de tête

$$b_{\text{coursier}} = (nb_p + \epsilon t) = (5 \times 10 + 4 \times 2.5) = 60 \text{ m}$$

Calcul du 1^{er} tronçon :

Hauteur critique :

$$h_{cr} = \sqrt{\frac{\alpha Q^2}{gb_{cr}^2}} = \sqrt{\frac{1.1 \times (2975)^2}{9.81 \times (60)^2}} = 6.51 \text{ m}$$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{V_{cr}^2}{C_{cr}^2 R_{cr}} = \frac{(7.62)^2}{(66.12)^2 \times 5.35} = 0.0025$$

Pente du coursier :

$$i = \frac{\Delta H}{L} = 0.18$$

Hauteur normale :

$$Q = bh_n \frac{1}{n} \left(\frac{bh_n}{2h_n + b} \right)^{1/6} \sqrt{\frac{bh_n}{2h_n + b}} I$$

Où :

n : rugosité $n \approx 0.02$;

b : largeur du coursier $b = 60$ m ;

I : pente du coursier.

La méthode itérative donne $h_n = 1.7$ m

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{2975}{102} = 29.16 \text{ m/s}$$

$V_{adm} = 21.34$ m/s $\Rightarrow V > V_{adm}$. Donc , on doit faire un coursier à rugosité (artificielle) élevée

$$h = \frac{q}{V_{adm}} = \frac{49.58}{21.34} = 2.32 \text{ m}$$

$$C = \frac{V_{adm}}{\sqrt{RI}} = \frac{21.34}{\sqrt{0.18 \times 2.15}} = 34.30$$

Le type de rugosité choisi est chevron à section rectangulaire.

$L/\Delta = 3.7$, $\alpha = h/\Delta = 2.4$, $C = 40.3$ (voir tableau N° VI-7)

$\Delta = 2.32/2.4 = 0.97$ m, $L = 3.7 \times \Delta = 3.58$ m

La rugosité du coursier devient :

$$n = \frac{1}{C} R_h^{1/6} = 0.033$$

On calcule la profondeur avec la nouvelle rugosité $n = 0.033$

$$Q = bh_n \frac{1}{n} \left(\frac{bh_n}{2h_n + b} \right)^{1/6} \sqrt{\frac{bh_n}{2h_n + b}} I$$

La méthode itérative donne :

$h_n = 2.45$ m

$$V = \frac{2975}{60 \times 2.45} = 20.23 \Rightarrow V < V_{adm} = 21.34 \text{ m/s}$$

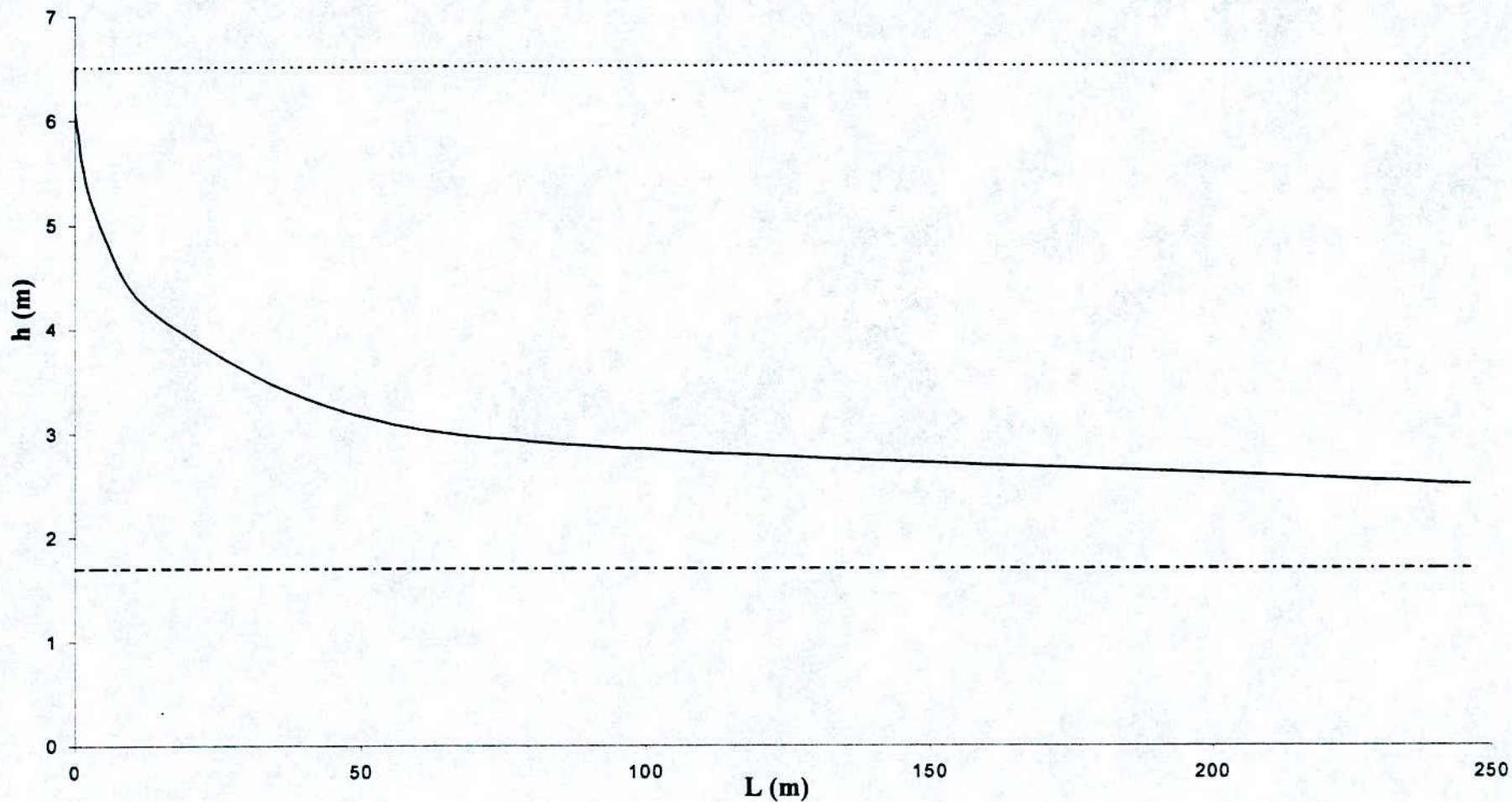
Profondeur de l'eau à la sortie du coursier :

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{I}} = \frac{2975}{\sqrt{0.18}} = 7012.14 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Tableau N° VI-9 Calcul de la ligne du coursier,
deau

h(m)	S(m²)	P(m)	R(m)	C	K	Z	φ(Z)	J	a	J _M	Δl(m)	Δl _{cum}
6.51	39.06	73.0	5.35	40/07	3620/48	5.16	0.197	26.63	0.84	26.51	0.28	0.28
6	360	72	5	39/62	3781/91	4.55	0.224	26.40	0.88	26.09	4.12	4.4
5	300	70	4.29	38/62	3999/55	3.42	0.302	25.78	0.98	25.33	13.22	17.62
4	240	68	3.53	37/38	4659/45	2.40	0.444	24.88	1.14	24.21	47.27	64.89
3	180	66	2.73	35/82	7063/81	1.52	0.803	23.54	2.56	23.07	181.1	245.99
2.5	150	65	2.31	34/82	7942/55	1.13	1.398	22.61				

Fig. N° VI-8 Courbe de remous de type T2 du coursier ($I = 0.18$)



LEGENDE

- Ligne d'eau
- - - Hauteur normale : $Y_N = 3.4$ m
- Hauteur critique : $Y_C = 5.5$ m

D'après la figure VI-8 , on tire $h_s = 2.6$ m

Vérification de la condition de l'absence de vagues roulantes au niveau du coursier :

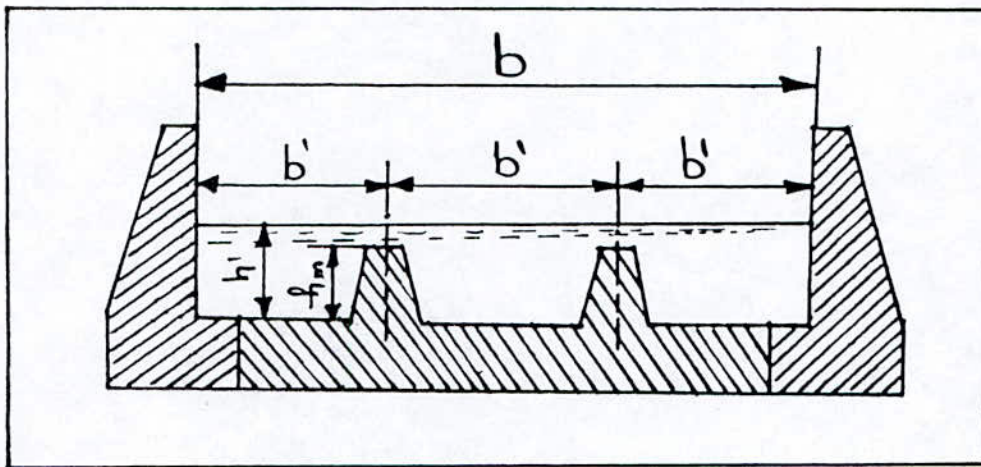
$$b/h_{\min} \leq 10 \div 12, \quad b/h_{\min} = 60/2.45 = 24.49 > 12$$

Donc, il y a apparition de vagues roulantes, on doit prévoir des mesures contre ces vagues, la construction de murs de séparation comme para vagues évitera l'apparition de vagues.

Le nombre de murs est déterminé de façon que le rapport :

$$b/h_{\min} \leq 10 \div 12$$

Fig. N° VI-9



On aura des coursiers filets .

$$b = n.b', \quad n : \text{nombre des coursiers}$$

$$b = 60, \quad b' = 20, \quad n = 3$$

$$b/h_{\min} = 20/2.45 = 8.16 < 12 \text{ il n'y a pas d'apparition de vagues roulantes.}$$

Hauteurs définitives des murs bajoyers :

Au début du coursier :

$$\text{La revanche } r = 0.61 + 0.14V^{1/3} \quad [13].$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times (7.62)^{1/3} = 0.88$$

$$h_c = 6.51, r = 0.88 \Rightarrow h_{m1} = 7.4 \text{ m}$$

A la fin du coursier :

$$r = 0.61 + 0.14 \times (20.23)^{1/3} \approx 1 \text{ m}$$

$$h_e = 2.4 \text{ m}, r = 1 \text{ m} \Rightarrow h_{m2} = 3.4 \text{ m}$$

b-3 Calcul de saut de ski :

$$\alpha = 20^\circ$$

$$P = 2.4 \text{ m}$$

$$h = 2.45 \text{ m}$$

$$V = 20.23 \text{ m/s}$$

$$V_{adm} = 5 \text{ m/s}$$

$$l_1 = \frac{V^2}{g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p + h/2)}{V^2} + \sin \alpha} \right) = 37.55 \text{ m}$$

$$V_x = \zeta \cdot V = 18.69 \text{ m/s}$$

$$V_y = \sqrt{2g(P + h/2)} = 8.52 \text{ m/s}$$

$$V_0 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = 20.54 \text{ m/s}$$

$$L = 1.4q \log \left(\frac{V_0}{aV_{adm}} \right) = 49.32 \text{ m}$$

$$\text{tg} \theta = \sqrt{\text{tg}^2 \alpha + \frac{2g(P + h/2)}{V^2 \cos \alpha}} = 0.587$$

$$\theta = 30.43^\circ$$

$$t = L \cdot \sin \theta = 24.98 \text{ m}$$

$$h_{aff} = t - h_a = 18.18 \text{ m}$$

$$l_2 = L \cdot \cos \theta = 42.53 \text{ m}$$

$$\Rightarrow l = l_1 + l_2 = 80.08 \text{ m}$$

b-4 Calcul de chenal d'amenée :

On prend la largeur du chenal égale à celle de l'ouvrage de tête, il nous reste à vérifier si la vitesse est admissible pour cette largeur.

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{2975}{60 \times 10.65} = 4.65 \text{ m/s}$$

$$S = b \cdot h$$

Où :

h : hauteur de l'eau dans le chenal ;

b : largeur du chenal.

$$V = 4.65 \text{ m/s}$$

$$V_{adm} = 13 \text{ m/s}$$

$V < V_{adm}$ donc on n'a pas besoin des revêtements au niveau des parements du canal.

VI-9 Devis estimatif des variantes :

Tableau N° VI-10 Coût d'évacuateur de crues rive gauche avec vanne et saut de ski

Ouvrage	Unité	Quantité	P	Coût en dinars
- Excavations	M ³	520 000	46	23 920 000
- Béton murs bajoyer et dalles	M ³	47 800	550	26 290 000
- Béton déversoir et saut de ski	M ³	34 000		18 700 000

Coût total

E = 68 910 000 DA

Tableau N° VI-11 Coût d'évacuateur de crues rive droite en bec de canard

Ouvrage	Unité	Quantité	P	Coût en dinars
- Excavations	M ³	282 400	46	12 990 400
- Béton murs bajoyer et dalles	M ³	58 153	550	31 984 150
- Béton déversoir et saut de ski	M ³	37 385	550	20 561 750

Coût total

E = 65 536 300 DA

VI-10 Comparaison des deux variantes :

La variante d'évacuateur en rive droite, apparaît la plus intéressante, le coût élevé de la variante en rive gauche résulte de l'importance du volume d'excavation.

L'affouillement résultant du jet d'eau à l'aval est plus important pour la variante en rive gauche que celle de droite, il peut être dangereux par la stabilité du barrage.

La sécurité hydraulique de l'ouvrage rive gauche est amoindrie par la présence de vannes susceptibles de se bloquer, notamment en cas de séisme. Par contre, l'ouvrage présente un ouvrage de sécurité par ses déversoirs sans vannes.

En définitif, la variante de l'évacuateur en rive gauche est seulement coûteuse, mais présente beaucoup d'inconvénients a été écartée.

CONCLUSION
GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

Le travail que nous avons effectué consiste en l'étude, la conception et le dimensionnement d'un évacuateur de crues latéral.

Dans notre travail, nous avons mené une large recherche bibliographique qui nous a permis d'explorer les avantages et les inconvénients de différents types des évacuateurs de crues. Ceci afin d'aboutir à la variante du projet la plus technico-économique. Nous avons étudié deux cas, l'un de TAKSEBT à entonnement latéral classique, et l'autre de DEURDEUR en « bec de canard » à entonnement bilatéral avec une partie frontale, ainsi une deuxième variante a été traité dans ce dernier cas de type vanné. Les résultats obtenus, nous ont permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

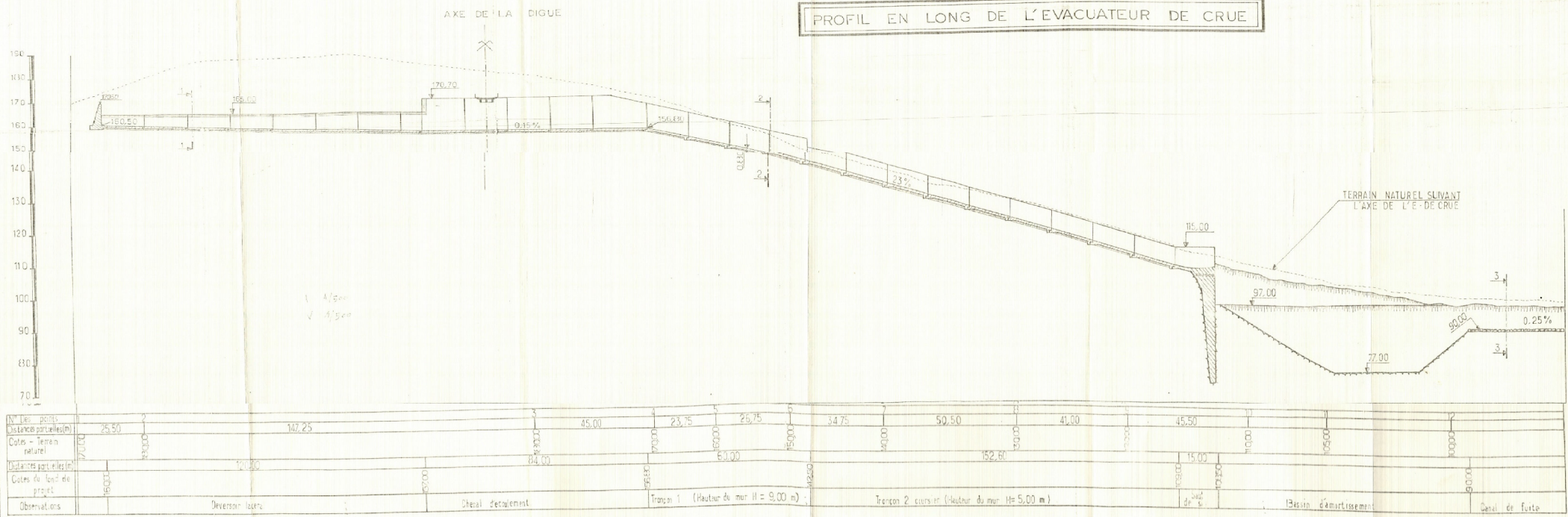
- ❖ La conception d'un évacuateur de crues, pour un barrage est une étape très délicate, puisqu'elle fait intervenir plusieurs facteurs à la fois (géologiques, sismiques, topographiques, hydrologiques, hydrauliques, économiques et de sécurité).*
- ❖ Le dimensionnement des évacuateurs de crues latéraux est très délicat, les hypothèses théoriques et analytiques ne sont pas satisfaisantes d'une manière générale et plus ou moins satisfaisantes d'une manière particulière, ce qui montre la délicatesse des calculs de ces types de déversoir.*
- ❖ L'évacuateur latéral est toujours réalisé sur l'un des deux appuis, car il repose alors sur du matériau en place peu susceptible de tasser. On choisit, soit l'appui qui permet le trajet le plus court pour atteindre l'aval du barrage, soit l'appui le plus rigide qui constituera la meilleure fondation, soit l'appui le moins raide pour diminuer les difficultés de terrassement.*
- ❖ L'évacuateur ne comporte pas, si possible, de parties mobiles afin de diminuer les risques de panne et les conséquences d'un défaut d'entretien (les petits barrages n'ont jamais de gardiens).*
- ❖ Il importe de préciser que notre étude n'est pas suffisante à tout égard. Pour mieux l'affiner, une simulation sur modèle réduit s'avère indispensable, néanmoins, cela ne diminue en rien la validité de notre approche.*

Réaliser un bon travail, tel était notre objectif, en savoir plus sur l'hydraulique tel était notre but, y avoir réussi tel est notre espérance.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Comité français des grands barrages
« Petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi »
.....Edition Cemagref 1997.
- [2] Comité Internationale des grands barrages
« Evacuateur de crue de barrages »
.....Paris 1987.
- [3] Houille blanche N°1 (1985)
« Evacuateur de crues »
- [4] HOCINE Nadia
« Conception et dimensionnement de l'évacuateur de crues latéral du barrage
BOUHALOUFA »
.....PFE-USTHB 1992
- [5] Mallet-Pacquant
« Les barrages en terre »
.....Edition Paris 1951.
- [6] M. Hassene
« Guide méthodologique des calculs d'évacuateur de crues à entonnement latéral N°
61 »
.....ENSH-Blida 1991.
- [7] Ministère de l'agriculture
« Technique des barrages en aménagement rural »
.....Réédition 1988.
- [8] M. Mouhamed
« Etude du barrage DEURDEUR »
.....PFE-ENSH-Blida 1986.
- [9] M. Touileb
« Etude comparative des évacuateurs de crues avec application au barrage de
KOUDIAT ROSFA »
.....PFE-ENP 1993.
- [10] O. SINNIGER – Willi H. Hager
« Constructions hydrauliques – écoulements stationnaires »
.....Edition Lausanne 1989.
- [11] Session de formation continue de l'ENGREF
« Sécurité des barrages en services »
..... Montpellier – 25 au 28 Mai 1993.
- [12] TRACTEBEL
« Avant projet détaillé du barrage de TAKSEBT »
..... Belgique 1989-1992.
- [13] W. R. T. P.
« Design of small dams »
.....Edition 1987.

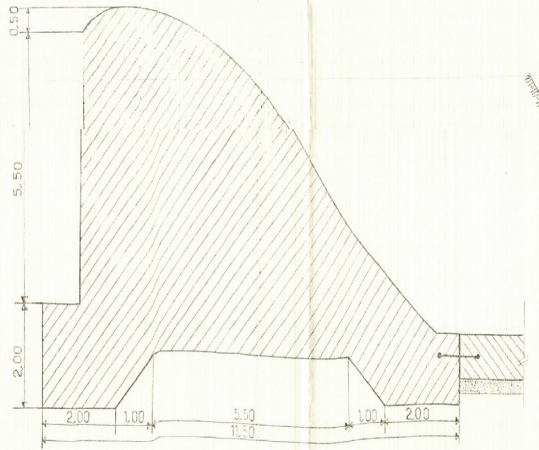
PROFIL EN LONG DE L'EVACUATEUR DE CRUE



N° des points	25.50	147.25																		
Distance portées(m)			45.00	23.75	25.75	34.75	50.50	41.00	45.50	100.00	105.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
Cotes - Terrain naturel	170.00		84.00	70.00	68.00	75.00	70.00	75.00	70.00	75.00	70.00	75.00	70.00	75.00	70.00	75.00	70.00	75.00	70.00	75.00
Distances portées(m)		50.00																		
Cotes du fond de projet	150.00		84.00	75.00	63.00	75.00	70.00	75.00	70.00	75.00	70.00	75.00	70.00	75.00	70.00	75.00	70.00	75.00	70.00	75.00
Observations		Deversoir latéral	Chenal d'écoulement	Tronçon 1 (Hauteur du mur H= 9,00 m)			Tronçon 2 coursier (Hauteur du mur H= 5,00 m)			Bassin d'amortissement	Canal de fuite									

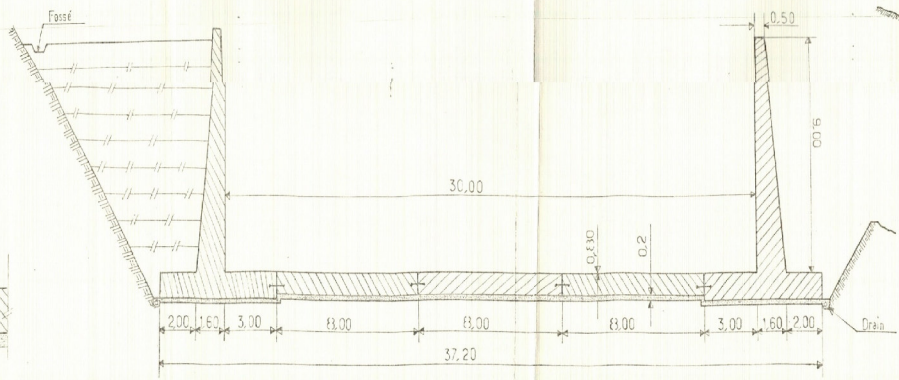
COUPE 1-1: PROFIL DU DEVERSOIR

ECHELLE: 1/50



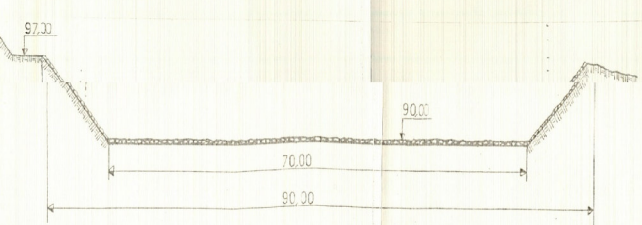
COUPE 2-2: COUPE TYPE DU COURSIER

ECHELLE: 1/100



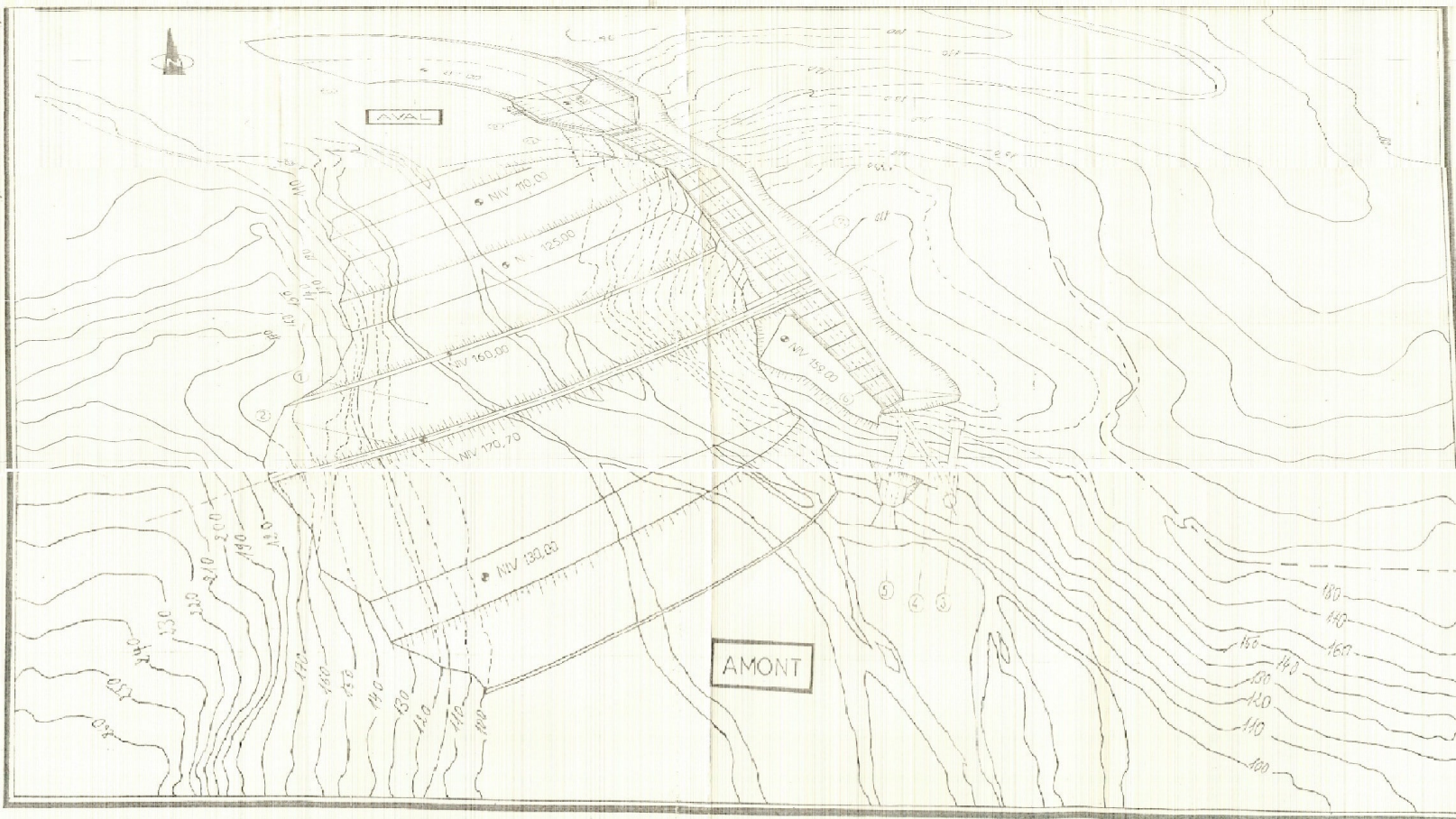
COUPE 3-3: COUPE TYPE DU CANAL DE FUITE

ECHELLE: 1/300



E-N-P	Département hydraulique.	
Etude et conception d'un évacuateur de crues latéral.		
Profil en long de l'évacuateur du barrage de Taksebt		
Promoteur	M Y. MOUROUZI	Echelle 1/500
élève ingénieur	TANI Salim	Planche N° 02
élève ingénieur	Ouid Ahmed	ENP 2000

VUE EN PLAN DE L'AMENAGEMENT



LEGENDE

- (1) - Digues à haute crête.
- (2) - Axe longitudinal de la rigole.
- (3) - Jour de prise d'eau.
- (4) - Vidange de fond.
- (5) - Derivation provisoire.
- (6) - Deversoir.
- (7) - Canal d'écoulement - courstier.
- (8) - Saut de aqi.
- (9) - Bassin de dissipation.
- (10) - Canal de fuite.

Echelle

0 40 80 120 160 m

E-N-P Département hydraulique

Etude et conception d'un évacuateur de crues latéral.

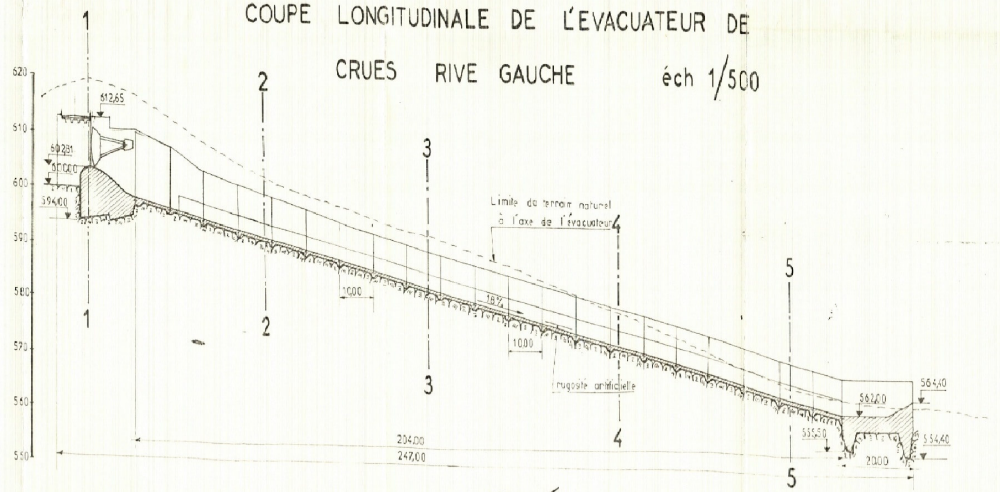
Vue en plan de l'aménagement du barrage de Taksett

Promoteur	M ^r Y. MALLOUX		Echelle
Élève ingénieur	TAKI Salim		Planche N° es
Élève ingénieur	CHAD Ahmed		ENP 2000

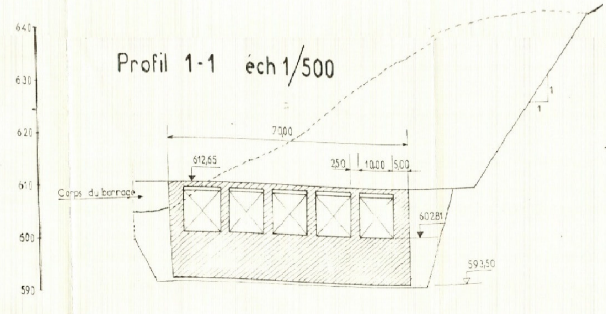
VUE EN PLAN DU BARRAGE ET DE L'ÉVACUEUR
DE CRUES RIVE GAUCHE éch 1/1000



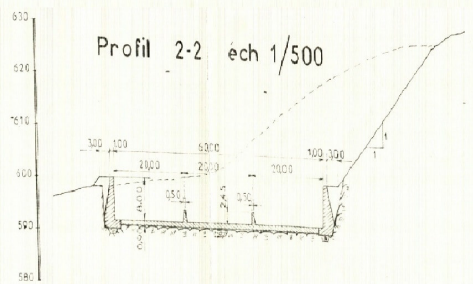
COUPE LONGITUDINALE DE L'ÉVACUEUR DE
CRUES RIVE GAUCHE éch 1/500



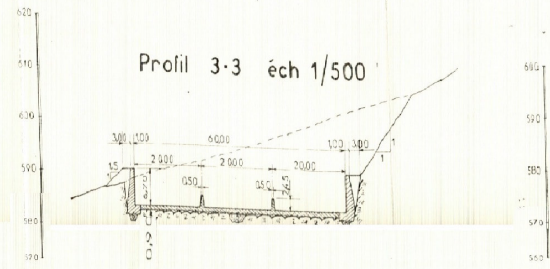
Profil 1-1 éch 1/500



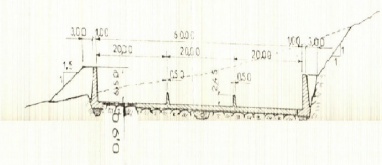
Profil 2-2 éch 1/500



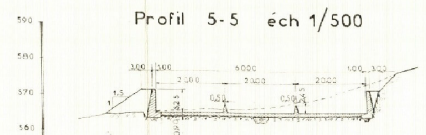
Profil 3-3 éch 1/500



Profil 4-4 éch 1/500

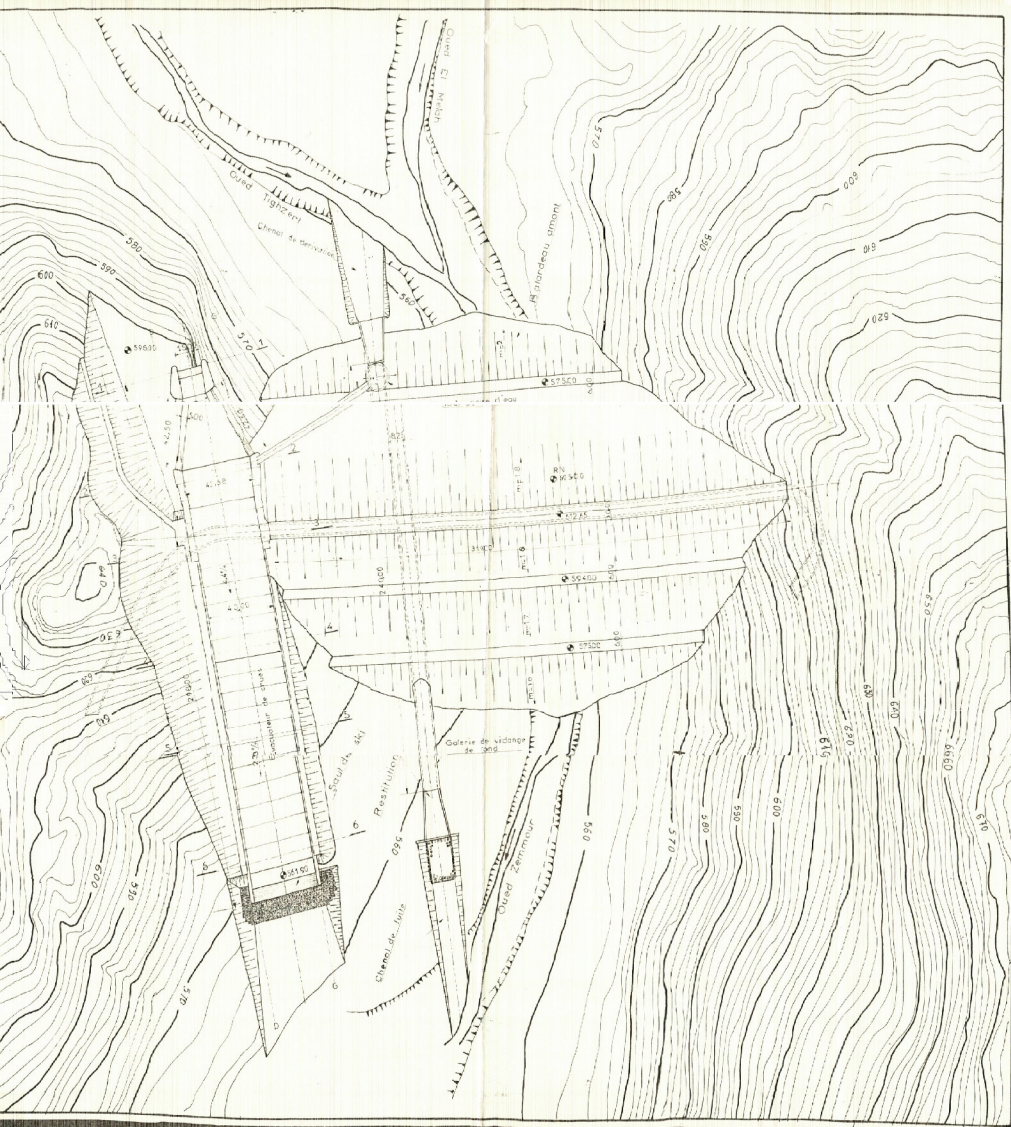


Profil 5-5 éch 1/500

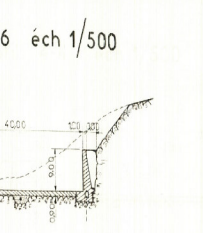
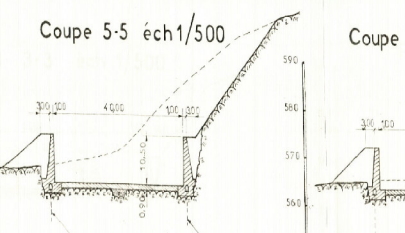
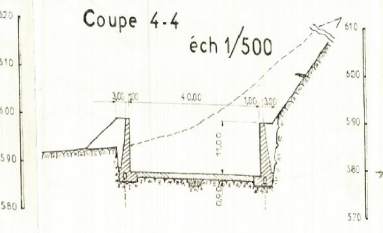
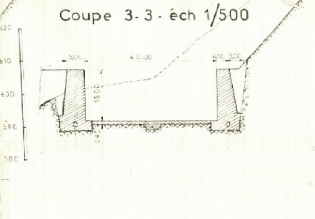
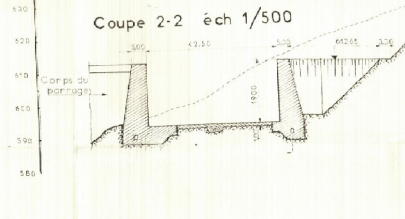
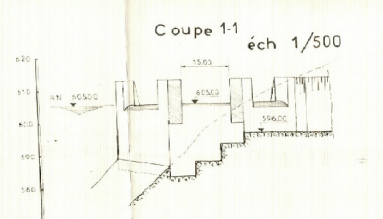
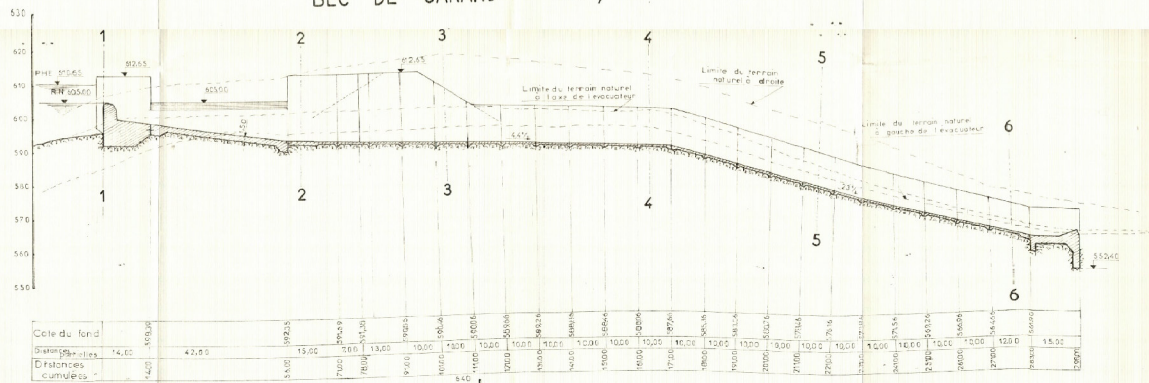


E N P		Département hydraulique
Etude et conception d'un évacuateur de crues latéral		
Vue en plan du barrage de Bourzeou et de l'évacuateur - coupe longitudinale et profils de l'évacuateur		
Dessinateur	M Y MOULOUNI	Echelle 1/500
Chef ingénieur	YANI SALIM	Planche N° 04
Éleve ingénieur	Ould Ahmed	ENP 2000

VUE EN PLAN DU BARRAGE AVEC SES OUVRAGES
ANNEXES éch. 1/1000



PROFIL EN LONG DE L'EVACUATEUR DE CRUES EN
BEC DE CANARD éch 1/500



ENP		Département hydraulique	
Etude et conception d'un évacuateur de crues latéral			
Vue en plan de l'ensemble de l'ouvrage DEURDEUR - Evacuateur profilés en long et en travers			
Promoteur	M. Y. MOUOUSI		Echelle 1/500
Éleve ingénieur	TAHI Salim		Planche n° 03
Éleve ingénieur	Caïd Ahmed		ENP 2000