

Melle Benmamar presidente du jury
le 29.09.1996
12/96

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Republique Algerienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

Ecole nationale polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

BIBLIOTHEQUE — المكتبة

Ecole Nationale Polytechnique

Département : Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

Thème

*Sécurité des barrages
face au risque des crues*
2 PLANCHES

(Cas du barrage de Koudiat-ouffren)

Volume : 1

Proposé et dirigé par :
Mr : Y. Mouloudi

Etudié par :
Mr Nettari Kamel
Mr Sediki Ramdane

Promotion septembre 1996
E.N.P 10, Avenue Hacén Badi El Harrach ALGER

ERRATA

ERREUR	PAGE	LIGNE	CORRECTION
rétetion	2	8	rétention
auscutation	5	24	auscultation
éé	6	5	été
terains	8	Tab	terrains
impériméables	8,9	Tab	imperméables
ecroision	9	Tab	érosion
interslitielles	10	Tab	intersticielles
rtour	14	27	retour
10 m ³ /km ²	15	29	10 m ³ /s/Km ²
sicette	17	30	si cette
vraque	18	15	vrai que
insuff	18	29	insuffisante
tranquilié	22	13	tranquilité
le baen	23	4	le Barrage en
apparrarête	28	24	apparent arrêté
à	28	31	de
seupartiellement	28	35	partiellement
à	29	17	a
cuimprevisible	32	1	crue imprevisible
grapartie	34	21	grande partie
crmaximale	35	13	crue maximale
equatirale	37	29	equatoriale
ordere	38	14	ordre
baragges	39	26	barrages
existanont	40	14	existantes ont
adapter	40	30	adopter
par	42	21	pas
importonts	42	36	importants
redal'erreur	43	4	réduisant l'erreur
sta	43	5	statistique
longdurée	43	9	longue durée

المدرسة الوطنية للهندسة المدنية
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

ERREUR	PAGE	LIGNE	CORRECTION
nu	43	34	un
p rototype	44	9	prototype
auters	44	13	autres
Taluieg	45	19	talweg
pendônt	45	25	pendant
baissins	47	03	bassins
reteur	49	32	retour
bplut	49	32	plus
Applées	50	05	appliquées
évacuateures	93-145	entête	évacuateurs
constuents	95	18	constituants
on	101	06	ou
ceuillère	102	06	cuillère
fasse	102	12	fosse
compostement	147	organigramme	comportement
concepte	147	organigramme	concept

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Republique Algerienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

Ecole nationale polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique
Département : Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

Thème

*Sécurité des barrages
face au risque des crues*

Volume : 1

Proposé et dirigé par :
Mr : Y. Mouloudi

Etudié par :
Mr Nettari Kamel
Mr Sediki Ramdane

Promotion septembre 1996
E.N.P 10, Avenue Hacén Badi El Harrach ALGER

Remerciements

Nous exprimons notre sincère reconnaissance à Mr. Mouloudi pour nous avoir encadré et nous avoir guidé et orienté dans notre étude avec compétence et bienveillance, qu'il veuille trouver ici l'expression de notre profonde gratitude .

Nous remercions vivement nos enseignants du département hydraulique et tous ceux qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons aussi à exprimer nos remerciements à :

- Mr Mohamed Lamine Kemassi de L'E.N.S de Ouargla
- M^{lle} Ouazia Sabina, Ben ramdani Houria de L'E.N.P
- Mr Hamid Mekaoui de L'A.N.B.
- Mr Abdelhak Boulatioure
- Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Dédicaces

Au terme de toutes ces années d'études je dédie ce travail en signe de respect, de reconnaissance et de remerciement

- A mon adorable et douce mère qui m'a accompagné durant ma vie avec son amour, sa tendresse, son sacrifice;
- A mon très cher père qui a sacrifié ses moyens et possibilités pour accomplir sa mission à ma réussite;
- A mon frère Ismail et ma soeur samia pour leur encouragement et aide durant mes années d'études
- A ma très chère soeur Ratiba
- A mon ami Mohamed
- A mes amis Abdellah, Sami, Amara.

KAMEL

RESUME

La rupture d'un barrage est une véritable catastrophe (rupture suivie d'une onde de submersion), avec souvent des pertes humaines et des biens. Même si seulement la disponibilité de la retenue ou la sûreté de son exploitation est compromise, des intérêts économiques vitaux seront affectés et l'environnement pourra subir des dommages. C'est pourquoi toutes les ruptures, ont conduit les maîtres de l'ouvrage (propriétaires) et les maîtres d'oeuvre à porter une très grande intention à la sécurité des barrages et à considérer celle-ci comme une question primordiale.

Summary

A dam failure results in a catastrophe (a break followed by a flood wave), often with considerable loss life or property. Even if only the availability of the reservoir or the reliability of its operation is impered, vital economic interests will be affected, or environmental damage may be incurred. All failures, therefore, have caused dam owners and engineers to give a great deal of care and attention to dam safety and to make safety a predominant factor.

Debates have been going on recently in many countries about safety in technical developments and construction methods in general, wich has led to greater public awareness.

تلخيص

موجز أن تصدع السدود (نتيجة موجة الإنغمار بالماء) يعد كارثة و كثيرا ما يكون مصحوبا بأخطار وخيمة على الحياة البشرية و على الممتلكات. هذا و إن تحقق لدين مخزون و محتوى مائي فإنه سيكون مصحوبا بأخطار بيئية. كل هذه النتائج أدت بمسيري و ملاك المشاريع و التجهيزات إلى الحذر و أخذ مسألة لأمن أولى الأولويات. لقد كثر الحديث مؤخرا في العديد من البلدان عن هذا الموضوع في اغلب الدراسات التقنية و طرق البناء و قد أدت كل هاته العوامل إلى وعي عمومي لمشكلة الأمن

INTRODUCTION

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Aussi loin que l'on remonte dans l'histoire des hommes, la domestication de l'eau apparaît toujours comme l'une de leurs préoccupations majeures. Pour asservir à leurs immédiats besoins cet élément aussi vital que la chaleur et la lumière, tous se dépensèrent en exténuants labeurs, et les prestigieuses dominations des peuples ayant su s'en rendre maître demeurent aussi vivantes que leur fortune fut grande.

Cette domestication de l'eau et cette domination par l'eau ont d'ailleurs revêtu, dans le passé, de multiples aspects : ici, ce sont les gigantesques dérivations contemporaines de la prospérité des empires d'Assyrie qui ont gorgé d'eau les terres brûlées de soleil des immenses plaines d'Egypte et de Mésopotamie; là ce sont les formidables réservoirs des Indes qui firent la richesse des larges vallées du Gange et de l'Indus; là encore, dans un passé plus proche, ce sont les barrages (voûte de Kasserine notamment) et les aqueducs construits par les conquérants romains pour recréer la vie sur des terres inhospitalières, jusque-là rèches et sans sourire.

Evocateurs d'un passé malheureusement mal connu, ces ouvrages considérables, s'ils ne laissent pour témoins de leur importance que la grandeur mélancolique des ruines émouvantes, n'en attestent pas moins la valeur que les hommes ont toujours attaché à l'eau.

L'histoire des techniques constructives des ouvrages, visant à la domestication de l'eau sous ses multiples aspects et sous des formes de plus en plus perfectionnées, est des plus passionnantes. Celle des grands murs barrant les cours d'eau, bien significative de l'évolution de ces techniques, n'en est d'ailleurs qu'un chapitre. Et l'orgueil des ingénieurs-constructeurs de grands ouvrages dût-il en souffrir, ce n'est qu'un chapitre imparfait et incomplet. Imparfait et incomplet est ce chapitre car quel qu'il en soit le niveau atteint dans le domaine des techniques constructives, un barrage restera toujours un malade qui s'ignore, et de qu'il faudra donc prendre soin pendant et après la construction, en le disposant d'appareils d'auscultation convenablement placés et à demeure dans le corps de l'ouvrage et de ses fondations.

Un profane du domaine peut se poser la question et dire : pourquoi donc construire des ouvrages colossaux, et surtout onéreux, si l'on sait qu'ils seront presque toujours malades ?!

L'irrigation des terres, les besoins humains et industriels en eau, la production d'énergie électrique, ainsi que la protection contre les crues revêtent, comme dans le passé, une importance capitale. Une exploitation efficace des ressources en eau nécessite donc " ces ouvrages colossaux " créant des retenues en vue de la régularisation des débits en fonction de la demande, et de la rétention des crues, et créant de la charge pour dérivation des eaux par gravité ou pour la production d'énergie.

S'il a été dit plus haut qu'un barrage est toujours un malade qui s'ignore, cela ne doit guère être pris comme une fatalité, contre qui on ne peut rien y faire, mais au contraire une recommandation de création d'organismes gardes-fous sur la sécurité des barrages doit être émise.

Cette recommandation peut s'appuyer essentiellement sur trois faits:

- Au cours des dernières années, plusieurs accidents de barrages, avec des conséquences graves, avaient soulevé de l'inquiétude à propos de la sécurité des barrages et avaient souligné la nécessité d'examiner le problème de la sécurité.
- La hauteur des nouveaux barrages et le volume des nouvelles retenues augmentent, tandis que des barrages anciens approchent d'un âge où la détérioration des matériaux et la diminution de la fiabilité de leur exploitation peuvent nécessiter des réparations et des restaurations. A coup sûr, l'augmentation des dimensions des nouveaux barrages et le vieillissement des barrages anciens conduisent à un examen plus rigoureux des problèmes de sécurité.
- un nombre important et croissant de barrages sont construits dans des pays ayant peu ou pas d'expérience en matière d'étude, de construction et d'exploitation de barrages. La formalisation de considérations sur la sécurité et la publication d'un sommaire sur les exigences en matière de sécurité feront partie du transfert utile de connaissances techniques vers ces pays.

Le but du présent travail est de traiter de la problématique de la sécurité des barrages en général, et de mettre en relief le plus potentiel des dangers menaçant la sécurité de ces derniers, à savoir les crues.

Cette étude débute par un chapitre qui commence par traiter, sommairement des autres causes de ruptures de barrages, et d'une manière plus prononcée de la principale cause, et s'acheve sur de recents . exemples d'accidents de ruptures.

Le deuxième chapitre est un exposé des différentes méthodes de calcul des crues de faibles fréquences (appelées par aberation, crues de projets) qui existent sur " le marché " scientifique . Le but de ce chapitre est de jeter un œuil critique (positif et/ou négatif) sur toutes ces méthodes.

Peut-on parler des crues sans parler de leurs évacuateurs? ce troisième chapitre a surtout pour vocation de mentionner toutes les "agressions" auxquelles les évacuateurs de crues sont sujets, et de proposer les solutions à adopter. Solutions tirées de la riche experience mondiale dans le domaine.

Le quatrième chapitre traite du concept de sécurité et de la philosophie actuelle entourant ce sujet.

Ce chapitre représente un ensemble de recommandations en matière de sécurité.

Comme application de la thématique de sécurité, nous avons pris le barrage **KOUDIAT-AFFREN** dans la région de Bouira . Il s'agit dans cette application de dire avec quel évacuateur de crue ce barrage sera plus en sécurité face au risque des crues, et qu'elles sont ses dimensions.

CHPITRE 1
LES CAUSES DE RUPTURES DE BARRAGES

1.1 Causes de détérioration et de ruptures des barrages

Plusieurs causes peuvent être à l'origine de la détérioration ou la ruine d'un barrage, et le recueil de données sur les incidents et rupture du barrage le plus complet reste toujours le rapport du comité ADHOC de la CIGB. Ce rapport, qui utilise un système de classification de 216 causes ou types de détérioration affectant les barrages en béton, les barrages en maçonnerie, les barrages en remblai, les ouvrages annexes et les retenues; est le seul à établir une liste exhaustive de toutes les causes qui peuvent être à l'origine de cette détérioration ou de cette rupture.

La classification utilisée par le rapport permet une étude statistique très complète; les personnes confrontées à un cas de détérioration peuvent ainsi se reporter à des cas de détérioration de même nature. En résumant les résultats statistiques, on peut dire que les deux causes principales sont : le déversement par-dessus le barrage et la rupture des fondations.

Ce qui suit n'est qu'une liste (non exhaustive) de quelques principales causes de rupture et de détérioration.

1.1.1 Rupture des barrages en remblai

Les ruptures des barrages en remblai ont eu pour causes principales :

- Le déversement par dessus le barrage, pendant une crue, résultant d'un sous- dimensionnement de l'évacuateur de crue ou du non-fonctionnement des vannes.
- L'érosion interne le long du contact avec la fondation, ou le long du contact du remblai avec les ouvrages annexes adjasents ou noyés dans le remblai, ou le renard dans le remblai lui-même par suite de filtres inadaptes ou inexistant;
- les tassements importants dans la fondation
- les fissures dues au tassement, provoquants des renards
- la liquifaction.

- les hétérogénéités dans la fondation ou le barrage, provoquant une rupture de la fondation,ou l'érosion et la suffusion;

1.1.2 Rupture des barrages en béton

Les ruptures de barrages en béton ont eu pour causes principales :

- L'insuffisance de résistance aux cisaillement et les discontinuités dans la fondation;
- La sous-pression excessive dans la fondation, par suite de l'insuffisance ou l'absence de drainage;
- Le défaut de stabilité du barrage;
- Le manque de dispositions pour faire face aux déformations excessives ou différentielle de la fondation;
- Le renard et l'érosion dans la fondation, causés par une perméabilité élevée.

Les causes de rupture citées en haut (pour les deux principaux types de barrages) tiennent surtout à la nature même des éléments mis en conjugaison; pour former ce qu'on appelle par abération " barrage ". Ces éléments ne sont entre autres que l'eau, la fondation, la terre, ou le béton, ou les roches, les rives. A la limite on peut dire qu'on ne peut rien y faire contre leurs defaillances, ou contre leurs limites de resistances, ou contre leurs solubilités dans l'eau...etc; ce qui n'est pas de même pour l'erreur humaine.

En effet, des recherches ont montré que dans plusieurs cas de ruptures de barrages, notamment les petits barrages, que ces barrages n'avaient pas été étudiés par des ingénieurs compétents, ou que leur construction avait été mal dirigée. Dans d'autres cas les travaux n'avaient pas été exécutés par des entrepreneurs compétents. La plupart des barrages accidentés ne comportaient pas de dispositifs d'auscultation ou d'alerte, ou s'ils possédaient, ces dispositifs ne fonctionnaient pas. Dans certains cas, il y a eu erreur humaine pendant les reconnaissances du site et l'étude du projet, pendant la construction ou pendant l'exploitation (par exemples, reconnaissances insuffisantes des fondations, données incomplètes sur les matériaux disponibles, mauvais projet, négligence dans la direction des travaux, première mise en eau mal suivie, mauvaise exploitation des vannes de l'évacuateur de crue, auscultation et analyse des résultats insuffisantes, ou absence de

mesures preventives ou de travaux de reparation). Dans un grand nombre de cas, la prise en compte de ces divers problèmes auraient pu eviter la rupture.

La rupture d'un barrage est, en general, un phénomène complexe qui prend naissance normalement a partir d'une anomalie dans le comportement du barrage (defaut initial), qui n'est pas ée decelée. La deterioration, souvent non observée, conduit alors a des dommages ou même a une catastrophe. C'est pourquoi l'inspection et l'auscultation des barrages, ainsi que l'analyse et l'interprétation rapides des résultats, jouent un rôle de tout premier ordre en matière de sécurité de barrage.

1.2 La sécurité réelle des barrages en remblai vis à vis des crues

Il y a dans le monde environ 30.000 grands barrages en remblai. Les statistiques de ruptures publiées par le CIGB, ne concernant pas la Chine ni l'ancien URSS, ne s'appliquent qu'à 12.000 de ces barrages. Depuis une vingtaine d'années, plus de la moitié des ruptures correspondantes résulte de la submersion due à un sous-dimensionnement du déversoir, à un mauvais fonctionnement des vannes ou à la submersion due à l'onde de rupture d'un barrage amont.

Il est actuellement question :

- d'analyser en fonction de l'âge et des caractéristiques des ouvrages les taux de ruptures constatés et de les comparer aux prévisions initiales et aux normes actuelles de sécurité,
- de chercher à expliquer les résultats trouvés
- d'en tirer les conséquences pour les barrages existants ou futurs.

1.2.1 Analyse des ruptures passées

a- Barrages construits avant 1950

L'examen des projets d'un grand nombre de barrages en terre ayant subi des dégâts et des destructions a permis de mettre en lumière les causes de ces catastrophes.

La submersion du barrage par les eaux de la retenue par suite d'un dimensionnement insuffisant des organes évacuateurs de crue est la cause la plus fréquente de rupture des ouvrages. Viennent ensuite les destructions par infiltration dans le massif ou dans le terrain d'assise qui lorsqu'elles se produisent à des vitesses dangereuses, sont la cause de formation de renard amenant à coup sûr la ruine du barrage. Un certain nombre de destructions sont également imputables à l'insuffisance de cohésion des matériaux de fondation ou des matériaux du massif eux-même. Des tels désordres ne se produisent le plus souvent et fort heureusement que pendant la période de construction car généralement la cohésion du massif et du terrain d'assise ne fait qu'augmenter dans le temps en même temps que le tassement et la consolidation de l'ensemble du système.

Le tableau I donne la liste des principaux barrages ayant souffert de désordres et les raisons des accidents survenus. Le tableau II ci-après permet de se faire une idée statistique des causes de destruction.

L'insuffisance du dimensionnement des organes d'évacuation de crues vient en tête avec 39% ; le manque de précautions et de soins apportés à la construction des parties en contact avec les conduites de prises d'eau traversant le massif apporte une contribution de 18% ; 17% sont imputables aux infiltrations à des vitesses dangereuses à travers le massif et les terrains d'assise, enfin 26% des accidents ont été causés pour des raisons diverses autres que celles que nous venons de mentionner.

N°	NOMS	PAYS	Hauteur en m (*)	date de la destruction	Etanchéité du massif	Cause de la destruction
1	Fort peck	U.S.A	68,	1938	Noyau de limon.	Manque de cohésion des terrains d'assise.
2	La Regadera	Colombie	33,	1937	Noyau argileux	Fluage des terrains d'assise (argile plastique).
3	Marshall Crèek	U.S.A	21,	1937	Noyau argileux et de limon	Submersion par suite de l'insuffisance des organes évacuateurs de crues.
4	Clendening	U.S.A	18,	1934	Noyau formé de matériaux impériméables	Glissement du massif par suite du manque de cohésion des matériaux
5	Tappin	U.S.A	15,	1934	Noyau formé de matériaux roulés contenant 25% d'argile	Désordres causes par un compactage trop énergique des matériaux.

N°	NOMS	PAYS	Hauteur en m (*)	date de la destruction	Etanchéité du massif	Cause de la destruction
6	Belle fourche	U.S.A	30,	1933	Noyau en matériaux impérimeables mise en place par roulage	Suite d'une videnge brusque de la retenue.
7	Alexander	Iles Hawai	38,	1930	Noyau en matériaux imperimeables mise en place par méthode hydraulique	Pressions interslitielles elevées.
8	Balsam		18,	1929	Noyau central en béton.	Ecroision du massif d'assise de l'organe evacuateur se crue.
9	Pleasant valley		19,	1928	Noyau formé d'un melange de terre et d'argile.	formation des renards.
10	Table rock	U.S.A	42,	1928	Noyau argileux.	destruction partielle par suite de la rupture d'un conduit de vidange.
11	Puddingstone	U.S.A	15,	1926	Masque étanche amont en béton.	Submersion de l'ouvrage
12	Apishapa	U.S.A	35,	1923	Noyau central en béton.	formation des renards.

N°	NOMS	PAYS	Hauteur en m (*)	date de la destruction	Etanchéité du massif	Cause de la destruction
13	Grosbois	France	17,	1921		Destruction partielle par suite d'une vidange brusque de la retenue.
14	Calaveras	U.S.A	73,	1918	Noyau d'argile.	Pressions interslituelles élevées dans le massif.
15	Lower Otay	U.S.A	41,	1916	Noyau en acier.	Submersion de l'ouvrage.
16	Weisse	Allemagne	12,	1916	Noyau en acier.	Infiltration le long d'une conduite passant au travers de l'ouvrage.
17	Lyman	U.S.A	19,	1915	Noyau formé d'un mélange de terre et d'argile.	formation des renards
18	Horse Kréek	U.S.A	17,	1914	Pas de noyau imperméable	Submersion par suite de l'insuffisance des organes évacuateurs de crues
19	Lake George	U.S.A	1914	Noyau formé d'un mélange de terre et d'argile.	Submersion par suite de l'insuffisance des organes évacuateurs de crues
20	Hathtown	U.S.A	19,	1914	Infiltration le long d'une galerie souterraine.
21	Hebron	U.S.A	17,	1914	Circulation d'eau dans crevasses du terrain d'assise.
22	Davis Reservoir	U.S.A	11,	1914	formation de renards au voisinage du terrain d'assise..

N°	NOMS	PAYS	Hauteur en m (*)	date de la destruction	Etanchéité du massif	Cause de la destruction
23	Sepulveda Canyon	U.S.A	19,	1914	Noyau en béton armé.	Submersion par suite de l'insuffisance des organes évacuateurs de crue
24	Colorado Springs	U.S.A	15,	1912	Destruction partielle par suite de formation de renards.
25	West Julesberg	U.S.A	15,	1910	Pas de Noyau impermeable.	Infiltration au contact massif terrain d'assise.
26	Zuni	U.S.A	21,	1909	Pas de Noyau impermeable.	formation de renards dans le massif et dans le terrain d'assise.
27	Necaxa	Mexique	58,	1909	Noyau d'argile.	Glissement du massif durant la construction.
28	Charmes	France	15,	1909	Pas de Noyau impermeable.	Vidange brusque de la retenue.
29	Debris (Yuba river)	U.S.A.	1907	Submersion par la suite de l'insuffisance des organes évacuateurs de crues.
30	Lake Avalon	U.S.A.	14,	1904	Formation des renards.
31	Greenlick Scottsdaledam	U.S.A.	18,	1904	vidange brusque de la retenue.
32	Utica Reservoir	U.S.A	21,	1902	parement amont en acier.	Mauvaise construction du massif.
33	Lake Francis	U.S.A	15,	1899	Pas de Noyau impermeable.	Infiltration le long d'une conduite de prise d'eau.

N°	NOMS	PAYS	Hauteur en m (*)	date de la destruction	Etanchéité du massif	Cause de la destruction
34	Snake Ravine	U.S.A	19,	1898	Noyau impermeable. mis en place par remblayage hydraulique	Mauvaise construction du massif.
35	Johnston	U.S.A	21,	1889	Pas de Noyau impermeable.	Submersion par suite de l'insuffisance des organes evacuateurs des crues.
36	Ashti	Inde	17,	1883	Noyau forme d'un mélange de terre et d'argile.	Mauvais cohesion des terrains d'assise.
37	Wassy	France	16,	1883	Masque amont de briques.	Vidange brusque de la retenue.
38	Swansea	Angleterr. e	24,	1879	Noyau formé d'un mélange de terre et d'argile	formation des renards
39	Tabia	Algerie	25,	1865	Matériaux impermeables bien pilonnées.	Submersion, organes evacuateurs de crues insuffisants.
40	Dale Dyke	Angleterr. e	28,	1864	Corroi central.	Infiltration le long de conduits traversant l'ouvrage.
41	St. Lucien	Algerie	27,	1862	Matériaux impermeables bien pilonnées.	Formation des renards.

N°	NOMS	PAYS	Hauteur en m (*)	date de la destruction	Etanchéité du massif	Cause de la destruction
42	cercey	France	11,	1842	Matériaux imperméables et perré amont en pierres seche.	vidange brusque de la retenue

(*) Hauteur du barrage au dessus de thalweg

Tableau : 1

Causes des destructions	Nombre	% du total des destruction
Ouvrages évacuateurs insuffisa- -ment dimensionnés.	32	39
Formation de renars.	15	18
Infiltration le long des conduites de prises.	14	17
Causes diverses.	21	26
Total	82	100

Causes de destruction des barrages en terre

Tableau 2

Les destructions pas suite de la submersion sont donc la cause la plus fréquente des catastrophes enregistrées. Les progrès recents en matière de mécanique des sols et nos connaissances plus approfondies de l'hydromécanique des infiltrations font que l'on peut éesperer que les catastrophes dues aux infiltrations le long des conduites de prises, aux renards, aux glissements du massif, aux fluages des terrains d'assise, ne se produirons plus. Nous ne saurions être aussi affirmatif en ce qui concerne les dangers de submersion; nous examinerons aux chapitres suivants les problèmes difficiles que posent

l'évaluation des crues et toutes l'importance à attribuer au correct dimensionnement des organes évacuateurs.

Environ 3.000 grands barrages en remblai ont été construits avant 1950, plus de 1.500 barrages avaient été construits en Europe et au Japon, avant cette année (1950).

On n'a enregistré parmi eux pour environ 100.000 années barrage que 3 ruptures, ce qui est étonnamment faible compte tenu des normes de projet à l'époque. Mais il faut souligner que près de 90% de ces ouvrages sont situés au Japon ou en Grande-Bretagne et ont des réservoirs de faible volume non vannés, situés sur de petits bassins versants 5% seulement de ces barrages dépassent 30m, pratiquement aucun ne dépasse 60m.

1.500 grands barrages en remblai, dont deux tiers aux ETATS-UNIS avaient été réalisés en dehors de l'Europe et du Japon, plus de 20% dépassent 30m de haut, beaucoup stockent des volumes substantiels et sont situés sur des bassins versants importants. Par ailleurs, beaucoup de ces ouvrages étaient construits dans des zones faiblement peuplées avec une connaissance médiocre des conditions hydrologiques locales. On a relevé environ 25 ruptures par submersion pour environ 100.000 années barrage, soit une rupture pour 4000 années barrage; le taux est d'une rupture pour 2.500 années barrage pour les ouvrages américains construits avant 1930. Ce taux peut paraître élevé mais il est en fait assez faible si on le compare aux critères de dimensionnement des déversoirs de cette époque.

b- Barrages construits après 1950

Il s'agit (hors Chine et ancienne URSS) de 9.000 barrages représentant à peu près 200.000 années barrage auxquels correspondent une douzaine de ruptures par submersion réparties sur 4 continents et une douzaine de pays, soit à peu près $0,6 \times 10^{-4}$ de taux de rupture. Beaucoup de ces ouvrages avaient été dimensionnés en fonction d'une crue de projet correspondant à une période de retour de quelques milliers d'années pour les grands ouvrages, généralement de 2 à 1000 ans pour les ouvrages de faibles dimensions.

Le taux de rupture ne paraît pas varier beaucoup en fonction de la hauteur des ouvrages, et si il y a eu un peu plus d'une rupture en moyenne pour 1.000 barrages, il

Il y a eu 2 ruptures de barrages de plus de 60m pour environ 500 ouvrages, mais aucune rupture parmi les 150 ouvrages dépassant 100m.

Le taux de rupture paraît augmenter fortement en fonction de l'importance du réservoir, car les réservoirs de plus de 10 millions de m³ représentent un tiers des ouvrages mais deux tiers des ruptures.

De même les ouvrages vannés qui ne représentent que le quart des ouvrages représentent plus de la moitié des ruptures; les ouvrages vannés correspondent essentiellement d'ailleurs aux débits importants, c'est à dire aux grands bassins versants.

Le taux de rupture des ouvrages importants notamment s'ils sont vannés, est donc supérieur à 10^{-4} et atteint 2×10^{-4} si l'on ne tient pas compte des ETATS- UNIS; du même ordre de grandeur que les crues de projet de ces ouvrages, soit pour beaucoup d'entre eux un risque très supérieur à celui que l'on préconise pour un ouvrage équivalent.

Par contre, on enregistre un taux de ruptures faible sur les nombreux ouvrages non vannés situés sur des bassins versants de moins de 100 Km², alors que les crues de projet correspondantes ont généralement des périodes de retour inférieures à 1000 ans. Pour beaucoup de ces ouvrages la probabilité de rupture paraît même inférieure à ce que l'on préconise pour un ouvrage neuf équivalent.

Beaucoup d'ouvrages projetés depuis 1950 ont été dimensionnés sur la base d'une crue de projet par rapport à laquelle la revanche ou le stockage ménagent une certaine marge de sécurité. D'après les statistiques de rupture, cette marge, en moyenne très importante pour des ouvrages non vannés situés sur des bassins versants modérés, semble par contre faible pour beaucoup de grands ouvrages, surtout s'il sont vannés.

1.2.2 Analyse des marges de sécurité

a- Ouvrages non vannés

Nous étudierons d'abord ceux qui sont situés sur des bassins versants de moins de 100 Km² et qui représentent la majorité des ouvrages.

La durée des crues varie de 5 heures environ pour les bassins versants de quelques Km² à une quinzaine d'heures pour 100 Km². Les débits spécifiques de crues de projet varient beaucoup mais sont généralement compris entre 2 et 10 m³/Km², et le volume de la crue de projet est donc généralement compris entre 2 et 10 cm d'eau sur la

surface du bassin versant, c'est à dire une hauteur de pluie de l'ordre de la pluie annuelle ou décennale correspondant à la durée de la crue; la pluie correspondant à la crue de projet est nettement plus importante puisqu'elle inclut l'eau infiltrée dans le terrain, dont le volume peut être du même ordre que le volume de la crue ou même très supérieur et varie beaucoup suivant le bassin versant et l'épisode pluvial. Il en résulte une très grande incertitude sur la période de retour réelle de la crue de projet, dont le débit a par ailleurs été souvent sous estimé.

La marge de sécurité de ces ouvrages peut résulter essentiellement de raisons différentes :

- La lame d'eau déversante sur les seuils libres lors de la rupture par submersion est 1,5 à 2 fois supérieure à la lame correspondant à la crue de projet, le débit réel peut donc être double ou triple du débit nominal.
- La hauteur de la lame déversante au moment de la rupture est le plus souvent de 20 à 25 % de la profondeur normale du réservoir et le volume stocké dans cette tranche est donc proche du volume de la retenue utile, beaucoup de petits ou de moyens ouvrages d'irrigation stockent une part importante des apports annuels, l'écrêtement de la crue de projet et une part importante de la crue maximum probable (dont le volume est souvent du même ordre que les apports annuels).
- L'expérience a montré que la plupart des petits barrages en terre peuvent supporter sans destruction une lame d'eau d'environ 50 cm pendant plusieurs heures, le débit correspondant, de plusieurs dizaines de m^3/s est supérieur à la crue de projet de beaucoup de petits bassins versants.

L'impact de ces trois raisons varie beaucoup suivant les ouvrages, mais conduit en général à des crues de rupture 2 à 4 fois plus importantes que la crue de projet, donc 10 à 1000 fois moins probables.

Si l'on prend à titre d'exemple un ouvrage situé sur un bassin versant 20 Km^2 avec un apport annuel de 6 millions de m^3/s (soit 10 l/s Km^2 moyenne mondiale), un réservoir de 3 millions de m^3 et 15 m de profondeur, une crue de projet relativement faible de $50 \text{ m}^3/s$ et une durée de crue d'une dizaine d'heures, le volume de la crue de projet n'est que d'environ $1/2 \times 3600 \text{ sec} \times 50$, soit 0,9 millions m^3 . Pour un déversoir de 20 m de longueur la lame déversante au moment d'une rupture éventuelle est près du double et le

volume déversé correspondant plus du double de la crue de projet, soit plus de 2 millions m^3 .

La lame déversante à la rupture représente une tranche de stockage de l'ordre de 60 % du volume utile de la retenue, soit près de 2 millions de m^3 . Le total stocké et écoulé, soit 4 millions de m^3 représente plus de quatre fois le volume de la crue de projet; la pluie correspondante est de 20 cm sur l'ensemble du bassin versant auxquels s'ajoute l'eau infiltrée, ce qui conduit à un total de l'ordre de 25 cm en une dizaine d'heures (pluie faible probabilité par rapport à la période de retour de la crue de projet).

Pour les ouvrages non vannés situés sur les bassins versant plus importants et dans des zones peuplées, la marge de sécurité est parfois plus faible; la revanche au-dessus de la crue de projet, si elle est dimensionnée par les vagues, est proportionnellement plus faible que pour les petits ouvrages, ce qui réduit la marge en débit (réduite également en cas de pont sur le déversoir ou d'évacuation en galerie) et en stockage. Le volume stocké dans la tranche déversante ne représente guère que 50 % du volume utile de la retenue, souvent une part relativement faible, sauf des apports annuels; l'écrêtement de la crue est donc souvent faible pour des bassins importants, sauf pour les ouvrages spécialement étudiés pour l'écrêtement des crues.

b- Ouvrages vannés

Ils correspondent le plus souvent à des débits de projet supérieurs à 1.000 m^3/s c'est à dire à des bassins versants importants. La revanche entre crête du barrage et retenue normale ne représente généralement qu'un volume faible par rapport aux crues exceptionnelles, il y a donc peu d'écrêtement par stockage sauf pour de très grandes retenues sur de très grands bassins versants ou l'on ouvre les vannes dès le début de la crue.

Par ailleurs, le débit écoulé au moment de la rupture n'est pas très supérieur au débit de la crue de projet, parce que la revanche est faible par rapport à la hauteur des vannes de surface ou parce qu'il y a un pont sur le déversoir ou parce qu'il s'agit de vannes de demi-fond ou de fond.

D'autre part, la probabilité d'indisponibilité totale des vannes n'est pas négligeable; cette probabilité est de 1 % et que l'on ne puisse évacuer, vannes fermées, que la crue centenaire, on ajoute un risque annuel de rupture de 10^{-4} .

Enfin, les crues de 5 à 10.000 ans ont été souvent sous évaluées il y a quelques décennies.

Pour toutes ces raisons, il n'est pas surprenant que le taux moyen de rupture par submersion de barrage en remblai vannés soit de l'ordre de 2×10^{-4} comparable aux périodes de retour usuelles de la crue de projet, ce qui signifie que pour une partie de ces ouvrages la sécurité est plus faible que ne laisse supposer le choix de la crue de projet.

1.2.3: Rupture par submersion durant la construction

Pour 9000 barrages construits de puis 1950 on recense une douzaine de ruptures, presque toutes correspondent à des barrages dont la hauteur finie est supérieur à 30m, soit une rupture pour 200 barrages et 4 ruptures pour des barrages de plus de 60m, soit une rupture pour 100 barrages. Plusieurs ruptures ont causé un nombre important de victimes.

On constate au contraire peu de ruptures sur les barrages en construction de faible hauteur, il est vraie certaines ruptures de peu de conséquence n'on pas été recensées, mais la raison essentielle tient au fait que pour les petits barrages le corps du barrage situé dans la rivière peut être construit au cours d'une saison sèche ou la probabilité d'une crue susceptible de causer des dégats importants est très faible.

1.2.4: Conclusion

La statistique de submersion des barrages en remblai fait apparaitre un faible taux global de ruptures, mais ce taux croit pour les ouvrages important; il atteint pour ceux-ci 1/200 en cours de construction et près de 1/5000 /an pour les ouvrages vannés en service.

C'est un risque au moins dix fois supérieur à celui que l'on envisage pour les ouvrages neufs correspondants, ce qui justifie cette conclusion.

Au niveau mondial, il existe des milliers de barrages (principalement en terre et/ou enrochement) qui ont été conçus et construits à une époque où les méthodes d'estimation des crues de projets n'étaient pas très développées et pour lesquels la capacité des évacuateurs de crues est insuffi. Pour de tels barrages, les ouvrages d'évacuation doivent être calculés en utilisant les méthodes modernes d'estimation des

crues, afin de vérifier que ces ouvrages permettent l'évacuation en toute sécurité des grandes crues. La révision et le confortement de ces anciens barrages doivent constituer une tâche essentielle pour chaque pays.

Les observations ci-dessus peuvent faciliter cette tâche :

Pour la plupart des ouvrages non vannés, l'évaluation du volume de la pluie susceptible d'entraîner réellement une rupture peut se faire avec une bien meilleure précision que l'évaluation d'une crue de projet et permet d'apprécier la sécurité réelle en comparant cette "pluie de rupture" avec les hauteurs de pluie de faible probabilité. La grande marge de sécurité offerte par beaucoup d'ouvrage non vanés peut être conservée ou même améliorée tout en augmentant le volume utile de la retenue.

Pour les ouvrages vannés, une réévaluation de la sécurité peut être faite portant sur les points suivants :

- réévaluation des crues exceptionnelles,
- estimation des marges réelles de sécurité, vannes ouvertes,
- évaluation de l'importance de la crue acceptable, vannes fermées,
- éventuellement adaptation de la gestion ou des caractéristiques de l'ouvrage.

En ce qui concerne les barrages neufs, la notion de "crue de projet" semble garder un certain intérêt pour les ouvrages vannés à condition de la compléter par une crue de sécurité pour laquelle les ouvrages sont proches de la rupture et de vérifier qu'une crue d'une certaine importance (centennale par exemple) peut être évacuée, en supposant toutes les vannes fermées.

1.3 Des barrages de plus en plus sûrs

Au rapport de 1991 du comité adhoc de la CIGB, sur l'interprétation statistique des barrages, présidé par le professeur J. Laginha Serafim, on peut tirer les deux principales causes de ruptures de barrages, recensées dans le monde, entre la fin du siècle dernier et 1988 :

Type de barrage	A nombre total de ruptures	B ruptures par érosion interne (corp ou fondation)	B/A (%)	C ruptures par submersion	C/A (%)
- remblai	137	} - 33		33	25
- remblai avec béton ou maçonnerie	15		22	8	53
- béton	17	4	23	2	12
- maçonnerie	21	4	19	8	38
- non défini	31	(-)	(-)		
Total	216	41	19	51	24

L'érosion interne de la fondation ou du corps du barrage constitue une préoccupation majeure et les études doivent se poursuivre sur ce sujet.

La submersion a entraîné le quart des 216 ruptures mais si l'on y regarde de plus près, on constate que depuis 1950 la sécurité des barrages face à ce risque s'est grandement améliorée; en effet :

a) parmi les 33 ruptures par submersion de barrages en remblai, 9 sont survenues lors de la construction et parmi elles 7 sont récentes (après 1960). Pour ces 7 cas, la rupture n'est pas due à un dimensionnement inadéquat de l'évacuateur de crue définitif (pour autant que l'on puisse en juger car, il est vrai, l'ouvrage a péri trop jeune pour subir les crues de faible fréquence d'une vie de barrage), mais à une maîtrise insuffisante des crues de chantier : sous-estimation des crues, dérivation provisoire insuffisante, programme des travaux mal conçu;

- b) pour les autres 24 ruptures par submersion (33-9),16, soit les 2/3, ont concerné des barrages en remblai avant 1930. Une grande partie d'entre eux (10) étaient aux USA, pays qui a payé un lourd tribut au développement de la technologie des barrages en remblai;
- c) de même, 6 des 8 ruptures de barrages en remblai ayant des zones de barrage en béton ou en maçonnerie, étaient des ouvrages anciens;
- d) pour ce qui est des barrages en béton, seules 2 ruptures sont survenues, en 1926 et 1935. L'une d'elles concernait une voûte qui est resté en place, alors que son appui rive gauche était détruit;
- e) 6 des 8 ruptures par submersion des barrages en maçonnerie étaient celles de vieux barrages construits avant 1920. On rappellera que certains ouvrages du siècle dernier ont été conçus sans prendre en compte l'effet des sous-pressions, ce qui les rendait particulièrement fragiles;
- f) en définitive, si l'on exclut les ruptures survenues pendant la construction et que l'on ne considère que les barrages modernes, c'est-à-dire ceux construits après 1950, seuls 7 barrages en remblai et 2 barrages en remblai ayant des zones en béton ou en maçonnerie ont péri par submersion, sur un total de 52 ruptures de barrages en remblai dues à toutes les causes possibles (survenues après 1950) et 5 barrages en remblai ayant des zones en béton ou en maçonnerie;
- g) de plus, dans 4 des 7+2 accidents précités, des fausses manoeuvres de vannes ou leur mauvais fonctionnement ont contribué à la rupture du barrage; pour deux d'entre elles (barrages brésilien en cascade), ce fut la cause principale.

En résumé, l'évolution apparaît comme suit, pour les barrages en remblai et en remblai ayant des zones en béton ou en maçonnerie;

Barrages construit		Ruptures par submersion	
- avant	1950	3200	23
- après	1950	26700	9

(dont 17500 en chine)

ce qui montre les progrès accomplis dans la 2ème moitié de ce siècle.

1.4 Exemples d'accidents

Les barrages sont construits pour améliorer les conditions de vie en diminuant les inondations, en permettant l'irrigation des cultures, en augmentant les ressources en eau pour l'alimentation et pour l'industrie, en favorisant la pratique des loisirs et en produisant de l'énergie. Ces avantages doivent être associés à la prise en compte du fait que les destructions résultant d'une crue exceptionnelle puissent entraîner des dégâts catastrophiques et d'importantes pertes de vie humaines. Pouvons-nous nous contenter, en toute tranquillité d'esprit, de très faibles probabilités de rupture qui sont extrêmement difficiles à estimer [5]?

Enfin, il faut rappeler que les événements météorologiques exceptionnels ne provoquent pas seulement des crues importantes mais sont la cause de destructions dans la région proche du barrage (liaisons téléphoniques et communication coupées, alimentation en énergie interrompue, vannes bloquées, usines ou équipements hors service, personnel occupé à des travaux de sauvetage, etc.), se traduisant par un climat d'Alerte et de tension et une atmosphère de crise et de panique. Ces éléments doivent également être pris en compte par les Ingénieurs pour la conception du projet.

Après cette brève introduction, le sous-chapitre suivant présente quelques exemples d'accidents de ruptures de barrages par submersion résultant d'une estimation insuffisante de la crue de projet et de la capacité insuffisante des ouvrages d'évacuation ou du défaut de fonctionnement ou d'exploitation de ces ouvrages.

1.4.1. -Barrage Euclides Da Cunha (Brésil) 19 janvier 1977.

1.4.2. -Barrage Machhu II (Inde) 11aout 1979.

1.4.3. -Barrage Noppikoski (Suède) 7 septembre 1985.

1.4.4. -Barrage Spitskop (Afrique du sud) 23 février 1988.

1.4.1. BARRAGE EUCLIDES DA CUNHA (Brésil)

Le baen terre homogène Euclides Da Cunha a été construit entre 1958 et 1960 sur la rivière Pardo, près de la ville de Sao José do Rio Pardo (Sao Paulo, Brésil).

Le propriétaire du barrage était la "Companhia Energética de Sao Paulo". Le barrage constituait le réservoir de tête d'une usine souterraine de 94,8 MW.

A.Caractéristiques principales du barrage

- Hauteur maximale au-dessus du lit de la rivière : 40 m.
- Hauteur maximale au-dessus de la plus basse fondation : 60 m.
- Longueur en crête : 312 m.
- Fruit du parement amont : 3,3/1.
- Fruit du parement aval : 2,5/1.
- Altitude de la crête : 671,5 m.
- Volume du barrage : 2.2 hm³.

B.Caractéristiques principales de la retenue

La retenue était relativement modeste et sa surface particulièrement réduite :

- Cote de la retenue normale (RN) : 665 m.
- Cote de la retenue exceptionnelle (RE) : 668,95 m.
- Capacité de la retenue entre RN et RE : 5 hm³.
- Capacité total de la retenue à la la cote de la retenue normale : 13.4 hm³.
- Surface de la retenue à la cote de retenue normal: 1 km².

L'évacuateur de crue implanté sur l'appui rive gauche était équipé de deux segments (hauteur : 12,07 m; largeur : 12,5m). Le coursier courbe terminé par une cuillère renvoyait l'eau à la rivière. Le seuil de l'évacuateur de crue, d'une longueur de 31,2 m, était arasé à la cote 656,43 m. Pour une retenue à sa cote exceptionnelle (RE), le débit susceptible d'être évacué était de $1800 \text{ m}^3/\text{s}$; il pouvait atteindre $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ pour un niveau de la retenue atteignant la crête du barrage.

La galerie d'amenée, en rive droite, alimentait l'usine souterraine; son débit, commandé depuis une tour implantée à l'amont, pouvait atteindre au maximum $120 \text{ m}^3/\text{s}$.

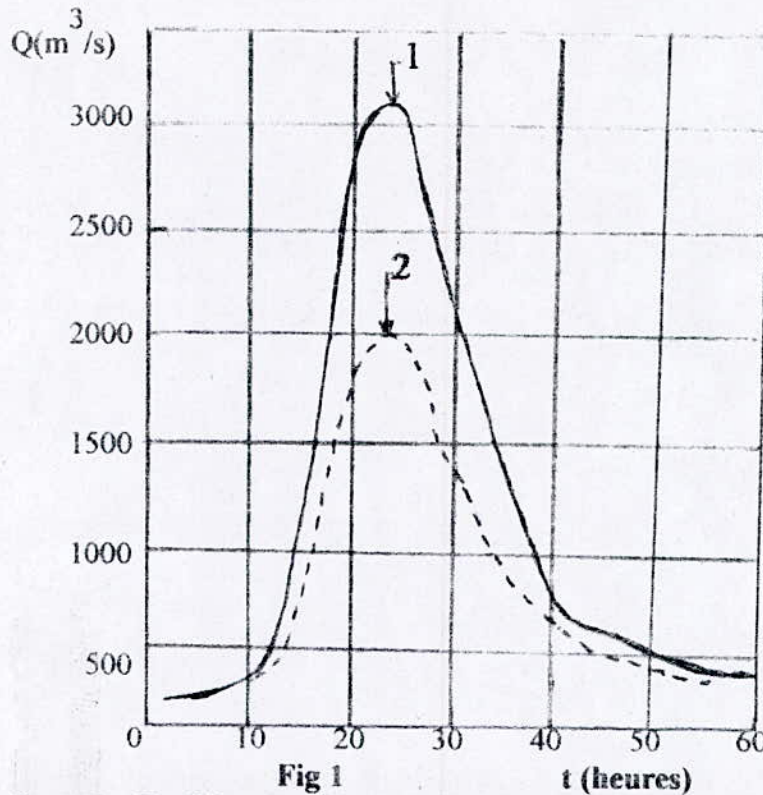
Une vidange de fond au pied de la tour de prise permettait d'évacuer un débit supplémentaire de $300 \text{ m}^3/\text{s}$. Le débit maximal susceptible d'être évacué atteignait ainsi $2920 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une cote de retenue égale à celle de la crête du barrage.

C. Caractéristique hydrologiques

Le bassin versant au droit du barrage avait une surface de 4366 km^2 et la hauteur moyenne annuelle des précipitations était 1500 mm. Avant l'accident en 1977, les hauteurs maximales des précipitations mesurées à un poste pluviométrique proche du barrage ont été les suivantes :

Durée	Hauteur maximale de précipitation (mm)
Un jour.....	117
Un mois.....	479
Six mois.....	1704
une année.....	2159

Le débit moyen de la rivière Pardo au droit du site du barrage, résultant d'une longue série d'observations (1920- 1955), est égal à $34.5 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondant à un coefficient de ruissellement d'environ 0,17. La plus forte crue avant l'accident avait été observée le 1^{er} janvier 1946 et estimée à environ $930 \text{ m}^3/\text{s}$. *La crue de projet, estimée à partir de méthodes empiriques, avait été fixée à $1840 \text{ m}^3/\text{s}$ et aucun effet de laminage de la crue dans la retenue n'avait été pris en compte pour le calcul des ouvrages d'évacuation.*



Barrage Euclides Da Cunha Hydrogrammes de la crue de projet et de la crue observée

- (1) Débit de pointe de la crue décennale = $3100 \text{ m}^3/\text{s}$
 (2) Débit de pointe de la crue observée = $2000 \text{ m}^3/\text{s}$

D. Description de l'accident

Le 19 janvier 1977, on enregistra de fortes précipitations sur le bassin versant de la rivière Pardo à l'amont du barrage Euclides Da Cunha, en particulier dans une zone d'environ 1700 km^2 immédiatement à l'amont du barrage où on mesura une pluie de 180 mm en 24 heures. Le débit de la rivière augmenta depuis $200 \text{ m}^3/\text{s}$ au milieu de la journée du 19 janvier jusqu'à près de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ vers minuit. Le niveau de la retenue s'éleva par conséquent très rapidement. Les vannes de l'évacuateur de crue ne furent pas ouvertes à temps par suite d'une mauvaise interprétation du personnel d'exploitation quant à l'importance de la crue. La submersion du barrage se produisit vers minuit et le barrage supporta pendant plus de 7 heures une nappe déversante dont la hauteur atteignit 1.2 m. La rupture se produisit à partir d'une brèche de 100 m de largeur ouverte en rive droite traversant toute la section du barrage.

La principale conséquence de l'accident fut la submersion et la rupture du barrage Armando Salles de Oliveira, 10 km à l'aval. aucune perte de vie humaine n'a été déplorée.

E. Reconstruction

De nouvelles études hydrologiques ont permis de définir l'hydrogramme d'une crue de projet de $3100 \text{ m}^3/\text{s}$ (fig 1). Un évacuateur supplémentaire en puits, non vanné, capable d'un débit d'environ $1200 \text{ m}^3/\text{s}$ a été raccordé à la galerie de dérivation provisoire qui a été modifiée en conséquence. La vidange de fond a été supprimée.

F. Bibliographie

" Main Brazilian dams ", Brazilian Committee on large dams -BRA-COLD, 1982.

1.4.2. Barrage Mchhu II (Inde)**A. Introduction**

Le barrage Machhu II, propriété du gouvernement de la province de Gujarat (Inde), était situé sur la rivière Machhu à environ 9 km à l'amont de la ville de Morbi. Le barrage avait été construit de 1967 à 1972.

B. Caractéristiques du barrage

La partie centrale du barrage en maçonnerie d'une longueur de 297 m dont 206 m pour l'évacuateur de crue, était prolongée sur chaque aile par une digue en terre dont la longueur était de 2350 m en rive gauche et 1400 m en rive droite.

- Longueur totale en crête : 4050 m.
- Hauteur au-dessus des fondations : 24,7 m.
- Altitude de la crête : 59,25 m.
- Altitude de la retenue normale : 56,5 m.
- Altitude de la retenue exceptionnelle : 56,8 m.
- Capacité de la retenue normale : 101 hm^3 .
- Surface de la retenue normale : 14 km^2 .

Evacuateur de crue :

- 18 vannes segments (largeur : 9m; hauteur : 6 m).
- Altitude du seuil : 50,5 m.
- Débit pour la retenue à sa cote exceptionnelle : $5550 \text{ m}^3/\text{s}$.

Vidange de Fond :

- Pertuis de 1,8 X 1,5 en rive gauche équipé d'une vane verticale.
- Débit maximal : $5,8 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le barrage était utilisé pour l'irrigation d'environ 7000 ha et pour l'alimentation en eau (fourniture de 4 hm^3 d'eau par an).

C. Caractéristiques hydrologiques du bassin versant

- Superficie du bassin versant : 1930 km^2 .
- Pluviométrie moyenne annuelle : 559 mm (dont environ 533 mm pendant la période de la mousson, de juin à septembre).
- Pluviométrie maximal journalière observée : 291 mm (août 1968).
- Pluviométrie journalière de la période de retour 50 ans : 200 à 415 mm.
- Pluviométrie journalière de la période de retour 100 ans : 220 à 475 mm.
- PMP (pluie maximale probable) : 450 à 1060 mm en 24 heures.
- Débit moyen annuel de la rivière machhu : $3825 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Période de mesure des débits : 9 années (1959 - 1967).

- Plus forte crue observée avant l'accident : $5550 \text{ m}^3/\text{s}$ (7 - 9 septembre 1970).

La crue de projet avait été calculée par la méthode de l'hydrogramme unitaire appliqué à l'averse maximale probable; le débit de pointe à l'entrée dans la retenue était ainsi estimé à $6180 \text{ m}^3/\text{s}$, conduisant à un débit maximal des évacuateurs de crues de $5550 \text{ m}^3/\text{s}$ compte tenu du laminage de la crue dans la retenue.

D. Description de l'accident

Pendant les dix premiers jours du mois d'août 1979, la pluviométrie sur le bassin versant a varié de 22 à 72 mm, ce qui provoqua une saturation des terres. Du 10 au 12 août, la pluviométrie fut particulièrement intense; le 11 août, le bassin versant reçut 237 mm de pluie, soit près de deux fois la pluviométrie moyenne mensuelle du mois d'août. Pendant les trois journées des 10, 11 et 12 août, la pluviométrie sur le bassin versant atteignit 447 mm, soit près de quatre fois la pluie moyenne mensuelle du mois d'août.

A la station de Rajkot située à proximité du bassin versant, on mesura 354 mm le 11 août 1979, ce qui correspond sensiblement à une pluie de durée de retour de 100 ans.

Cette pluviométrie exceptionnelle et la saturation des terres ont provoqué une crue dont la pointe a été estimée à $14000 \text{ m}^3/\text{s}$ alors que la capacité de l'évacuateur de crue du barrage Machhu II était de $6180 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bien que la consigne d'exploitation du barrage prévoyait que la retenue pouvait être remplie jusqu'à la cote d'exploitation normale 56,5m, les ingénieurs, de leur propre initiative, ont arrêté le remplissage de la retenue à la cote 55,9 m à partir du 25 juin 1979; la raison motivant cette interruption du remplissage n'a pas été entièrement éclaircie.

Les difficultés commencèrent dans la matinée du 10 août vers 9 heures lorsque le barrage Machhu I situé à 54 km à l'amont de Machhu II commença à être submergé. L'ingénieur responsable de ce barrage adressa un message au personnel d'exploitation de Machhu II lui enjoignant d'augmenter l'ouverture des 18 vannes à l'évacuateur de crue de 0,15 m à 1,8 m l'ordre fut donné ultérieurement d'ouvrir complètement toutes les vannes alors que le niveau de la retenue ne pouvait plus être maîtrisé. *Seulement 15 vannes ont pu être ouvertes, les 3 autres restèrent partiellement ouvertes en raison d'un défaut des bobinages des moteurs électriques. Malgré les efforts du personnel pour effectuer une commande manuelle, ces trois vannes n'ont pas pu s'ouvrir.*

Le 11 août à midi, le niveau de la retenue à Machhu I avait dépassé de 2,4 m le niveau de la crue de projet. A Machhu II, à 13h30, le niveau de la retenue atteignit la cote 59,55 m, soit 2,9 m au-dessus du niveau de la crue de projet et 0,45 m au-dessus de la crête du barrage. Entre 14h30 et 15h une brèche s'ouvrit dans le remblai des digues

en terre provoquant la rupture de la digue rive droite sur une longueur d'environ 700 m et de la digue rive gauche sur une longueur d'environ 1060m. Trois jours après cette rupture, le flot continuait de s'écouler dans les brèches.

L'alerte avait été donnée à l'aval par des haut-parleurs, mais peu de personnes furent prévenues à temps.

E. Conséquences de l'accident

La ville de Morbi, située 9 km à l'aval du barrage, fut atteinte par le flot vers 15 heures et fut inondée sous 3 à 4 m d'eau.

L'onde de submersion du barrage provoqua la mort d'environ 2000 personnes, la perte d'environ 15 millions de dollars de récoltes, la destruction totale de 12700 maisons et huttes et la destruction partielle de 6700 habitations. Environ 153000 personnes ont été sinistrées dans la ville de Morbi et les 68 villages situés le long de la rivière Machhu dans les cantons de Morbi et Malia.

Plus à l'aval, l'onde de Submersion s'étala et s'amortit vers le Nord dans les zones marécageuses du golfe de Kutch.

F. Reconstruction du barrage

Le barrage Machhu II a été réparé et conforté après l'accident. *La capacité l'évacuateur de crue a été portée à 26650 m³/s et la crête du barrage a été élevée à 2,70 m au-dessus du niveau de la retenue exceptionnelle.*

G. Bibliographie

- O.N. Dhar and al. : The rainstorm which caused the Morbi dam disaster in August 1979 [Hydrological Sciences Bulletin, 26, 1.3/1981].

1.4.3 BARRAGE NOPPIKOSKI (Suède)

A. Introduction

En septembre 1985, les usines hydroélectrique de rivière Ore, dans la partie centrale de la Suède, ont connu une série d'événements dramatiques. Il existait alors cinq usines hydroélectriques sur la rivière Ore : Vossinkoski, Noppikoski, Furudal, Skattungbyn et Hansj. Les informations radiodiffusées au début de la matinée du 7 septembre 1985 signalèrent la submersion du barrage en terre Noppikoski suivie de sa rupture par érosion jusqu'au niveau du lit de la rivière, provoquant des dommages importants et des possibilités d'autres dommages résultant de la crue. Le petit barrage Furudal était menacé et, plus à l'aval, l'usine hydroélectrique Hansj était submergée et gravement endommagée.

B. Caractéristiques du barrage

Propriétaire : Krsnos-Marma AB.

Destination du barrage : Prise d'eau pour production d'énergie.

Caractéristiques du barrage : Barrage en terre et noyau en moraine. Enrochement de protection du parement amont; le parement aval n'était pas revêtu.

La construction du barrage commença en 1964; la première mise en eau eut lieu en 1967 :

- Hauteur au-dessus des fondations : 18,5 m.
- Longueur en crête : 175 m.
- Altitude de la crête : 324,25 m.
- Volume du barrage : 40 000 m³.

Retenue :

- Altitude de la retenue normale : 321,50 m.
- Altitude de la retenue maximale : 321,50 m.
- Volume de la retenue à la cote normale d'exploitation : 0,7 hm³.
- Volume disponible entre la retenue normale et la crête : 0,4 hm³.
- Superficie de la retenue à la cote 321,5 m : 0,14 km².

Evacuateur de crue : 2 vannes batardeaux (largeur : 6m; hauteur : 3,3m) dans un ouvrage en béton incorporé au barrage. Seuil des vannes à la cote 318,20m.

- Débit maximale pour la retenue à sa cote normale : 140 m³/s.
- Débit maximale pour la retenue à la cote de la crête du barrage : 190 m³/s.

Un débit supplémentaire de 60 m³/s pouvait être évacué par un pertuis de fond.

C. Hydrologie

La superficie du bassin versant est de 520 km² incorporant la retenue du barrage Vossinkoski. Le climat est de type continental avec une précipitation moyenne annuelle de 700 mm et une évaporation de 400 mm. La couverture neigeuse est pérenne. La précipitation journalière maximale observée est de 97 mm pour une surface de 1 000 km².

La crue de projet était calculée sur la base de la plus grande crue observée, affectée d'un coefficient de sécurité. La crue de projet ainsi déterminée était de 140 m³/s correspondant à une durée de retour d'environ 1 000 ans.

D. Description de l'accident

L'importance de la pluviométrie pendant l'été précédant la rupture du barrage (7 septembre 1985) provoqua une forte élévation de la nappe souterraine.

Compte tenu, en outre, de la forte pente du bassin versant, l'écoulement augmenta rapidement dans le cours d'eau exutoire. La hauteur pluviométrique des 4 et 5 septembre atteignit respectivement 36,5 et 28 mm. Les deux vannes de 6 x 3,3 m du barrage Noppikoski étaient relevées. L'usine fonctionnait à son débit maximal et le débit de l'évacuateur de crue atteignait 140 m³/s. Pendant la nuit du 4 au 5 septembre, le niveau de la retenue restait inférieur au niveau normal d'exploitation mais il s'éleva dans la matinée du jeudi 5. A l'amont, le barrage Vossinkoski avait augmenté ses lâchures.

Dans la journée du jeudi 5, la crue diminua et la vanne du pertuis rive gauche de l'évacuateur fut fermée. Le batardeau inférieur du pertuis rive droite fut abaissé. Dans la matinée du vendredi 6, le niveau de la retenue était 70 cm au-dessous du niveau normal, mais comme une augmentation de la pluviosité était annoncée sur le bassin versant, aucun autre batardeau du pertuis rive droite ne fut abaissé.

Les prévisions météorologiques de la matinée du vendredi annonçaient une augmentation de la pluie; *le personnel d'exploitation du barrage fut renforcé par un agent d'exécution et un ingénieur expérimentés.* Un agent supplémentaire se rendit sur le site dans la nuit du vendredi. *Il remarque le dispositif automatique de levage du batardeau inférieur était hors service.* Le dispositif avait été installé au début de la semaine. *Le batardeau était coincé dans sa rainure et, ce qui était pire, l'agent constata que les câbles de levage ne pouvaient pas être libérés. Le palan ne pouvait donc pas être déplacé et utilisé pour relever les batardeaux du pertuis rive gauche.* Pendant ce temps, la pluie tombait à torrent. Le niveau de la retenue s'élevait rapidement. Un palan mobile fut réclamé à la localité de Mora à 60 km du site. *Le palan arriva très tard au village de Noppikoski mais ne put atteindre l'usine.* La route était inondée et coupée en plusieurs points.

Le personnel sur le barrage essaya à plusieurs reprises pendant la nuit de libérer le système de levage du batardeau inférieur du pertuis de l'évacuateur, *mais sans succès.* Le niveau de la retenue montait constamment. Le drame atteignit son paroxysme à 5 h 25 du matin le 7 septembre lorsque l'eau atteignit la crête du barrage, à proximité de l'évacuateur de crue où le niveau de la crête était 0,75 m plus bas que dans les autres sections du barrage. *La crête fut submergée et l'érosion commença à se produire sur le parement aval.* En quelques minutes une ravine se forma contre le coursier de l'évacuateur. Une brèche s'ouvrit à travers la crête du barrage. L'érosion s'accéléra alors à l'aval tandis que l'élargissement de la brèche restait relativement limité. Le noyau du barrage présentait une meilleure résistance à l'érosion.

Lorsque la brèche atteignit presque le niveau du lit de la rivière, sa largeur ne dépassait pas le tiers de la largeur finale. Les recharges amont et aval étaient facilement érodées alors que le noyau subsistait sur toute sa hauteur avant d'être érodé au niveau de la fondation et se rompre sur des sections de l'ordre de 5 m. Ce processus se poursuivit plusieurs fois. A 6 h 10 du matin la retenue était vide. Le débit naturel de la crue continuait de s'écouler mais la brèche ne s'élargissait plus.

Le volume de la retenue estimé à environ 1 hm³ fut évacué en 45 minutes. Le débit moyen de l'écoulement était donc de 400 m³/s s'ajoutant au débit de la crue

estimé à 200 m³/s, soit au total 600m³/s. Cette crue imprévisible provoqua des destructions sur 20 km le long de la rivière. A quelques endroits un nouveau lit se creusé parallèlement au lit existant. La zone concernée étant inhabitée, les dommages furent limités à des destructions de ponts, routes et zones forestières.

La rupture du barrage ne provoqua pas d'autres dommages à l'aval. L'usine et le barrage Hansj. ont été gravement endommagés le même jour et environ 100 000 m³ de terre ont été érodés et entraînés par la crue.

E. Reconstruction du barrage Noppikoski

L'étude du projet du nouveau barrage Noppikoski commença immédiatement après l'accident. Le projet était terminé en une semaine et les travaux commencèrent moins de deux semaines après l'accident. Le nouveau barrage fut construit en 7 mois; il était en exploitation en avril 1986.

Il s'agit essentiellement d'un barrage en béton à contreforts complété par une digue en terre de faible importance. L'ouvrage a été conçu comme un barrage déversant dont la crête d'une longueur de 46,6 m est arasée 0,2 m au-dessus du niveau de la retenue; il a ainsi été possible d'utiliser l'évacuateur de crue existant avec deux pertuis susceptibles d'évacuer 140 m³/s. De nouvelles vannes ont néanmoins été installées. Pour une élévation de 0,7 m du niveau de la retenue au-dessus du niveau normal d'exploitation, la capacité de l'évacuateur atteint 217 m³/s et, pour une élévation de 1,2 m, cette capacité est de 312 m³/s.

La revanche du barrage en terre est de 2,75 m. Le recordement entre le barrage en béton et le barrage en terre a été conçu de manière à éviter toute érosion, même si le niveau de la retenue atteignait la crête du barrage en terre. Dans l'hypothèse où les vannes resteraient fermées, la capacité d'évacuation du nouveau barrage serait de l'ordre de 350 m³/s pour une cote de la retenue proche de celle de la crête du barrage en terre.

F. Conclusion

Pendant l'accident du barrage Noppikoski, le débit de la crue à l'entrée dans la retenue dépassait sensiblement la crue de projet. Le barrage aurait pu toutefois résister au passage de la crue si la rupture de l'ouvrage n'avait été rendue inévitable en raison d'un malheureux concours de circonstances résultant, pour une large part, des conditions météorologiques exceptionnelles.

Cet accident justifie la nécessité de concevoir un évacuateur de crue de capacité suffisante et l'importance qu'il faut attacher à la conception des dispositifs d'exploitation qui doivent être robustes et insensibles aux problèmes qui se posent dans les conditions d'exploitation difficiles provoquées par une crue d'importance exceptionnelle. Le nouveau barrage a été conçu pour permettre le passage de la crue de projet, même dans le cas où les vannes seraient hors service.

G. Bibliographie

ENFORS, G. and EURENIUS J. : The ore river, Swedes, Consequences of unpredicted high flows, ICOLD 16th Congress, Q.63, R. 61, San Francisco 1988.

2.4. BARRAGE SPITSKOP (Afrique du sud)

Le barrage en terre Spitskop sur la rivière Harts, près de la ville de Warrenton (Province du Cap, Afrique du sud), a été construit de 1970 à 1974 sous le contrôle du Département of Water Affairs pour régulariser le régime de la rivière et constituer une réserve pour l'irrigation.

A. Caractéristique principales du barrage

- Hauteur maximale au-dessus du lit de la rivière : 13,1 m.
- Hauteur maximale au-dessus de la plus basse fondation : 17,4 m.
- Longueur en crête : 769 m.
- Fruit du parement amont : 2,5/1.
- Fruit du parement aval : 2/1.
- Altitude de la crête : 1 046,66 m.
- Altitude du seuil de l'évacuateur de crue: 1043 m
- Volume du barrage : 203 000m³.
- Revêtement en enrochement de 0,76 m d'épaisseur sur le parement amont et 0,40 m d'épaisseur sur le parement aval.

B. Caractéristique principales de la retenue

- Cote de la retenue normale (RN) : 1 043 m.
- Cote des plus hautes eaux pour la crue de projet (PHE) : 1 045,22 m.
- Capacité de la retenue entre RN et PHE : 67,7 hm³.
- Capacité totale de la retenue normale (RN) : 61,33 hm³.
- Surface de la retenue à la cote de retenue normale (RN) : 22 km².

L'évacuateur de crue implanté en rive gauche comportait un seuil libre non vanné. Pour une retenue à la cote des plus hautes eaux (PHE), le débit susceptible d'être évacué était de 875 m³/s; il pouvait atteindre 1 700 m³/s pour un niveau de la retenue atteignant la crête du barrage. Les ouvrages de vidange comportaient deux canalisation de diamètre 0,76 m, équipées de vannes à fourreau susceptibles d'évacuer 11,2 m³/s sous la cote de retenue normale (RN).

C. Caractéristique hydrologiques

Le bassin versant au droit du barrage a une surface de 26 914 km² et la hauteur moyenne annuelle des précipitations est de 480 mm.

- Hauteurs maximales de précipitations observées :
 - en 24 h : 194 mm;

- en 1 mois : 250 mm;
- en 6 mois : 665 mm;
- Débit moyen annuel de la rivière : $3,17 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Période d'observation des débits au site du barrage :
- Enregistrement des crues de 1930 à avril 1988, soit 58 années.
- Les crues ont été enregistrées de façon continue pendant toute cette période, sauf quelques brèves interruptions.
- Plus forte crue enregistrées avant l'accident : $648 \text{ m}^3/\text{s}$, en 1976.
- Cote maximale atteinte par la retenue avant l'accident : 1 044,75 m.

Calcul du débit de l'évacuateur de crue pour la crue de projet :

- La crue de projet a été estimée à partir de l'analyse statistique des crues observées, complétée par une analyse empirique basée sur les caractéristiques du bassin versant.

- Période de retour de la crue de projet : 1 000 ans.
- Débit de pointe de la crue de projet à l'entrée dans la retenue : $2 000 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Débit de pointe de la crue à l'aval, compte tenu du laminage dans la retenue: $1 700 \text{ m}^3/\text{s}$, soit un coefficient de réduction de 0,19.

D. Description de l'accident

La submersion du barrage se produisit pendant la période du 23 au 24 février 1988. Du 16 au 23 février, des précipitations abondantes se produisirent sur une grande partie du bassin versant du barrage et sur les bassins voisins représentant une hauteur de 239 mm. La pluie maximale probable (PMP) de durée 7 jours était estimée à 326 mm. Le débit de la rivière qui est généralement très faible (souvent nul) atteignit alors $2 400 \text{ m}^3/\text{s}$. La retenue n'était pleine qu'à 16 % de sa capacité au début de la crue.

Vers 2 h, le 23 février, le niveau de la retenue atteignit le sommet du noyau étanche du barrage qui est arasé $0,46 \text{ m}$ au-dessous de la crête. La pointe de la crue se produisit à 8 h et le niveau de la retenue était environ $0,30 \text{ m}$ au-dessus de la crête. A ce moment, une brèche d'environ 2 m de profondeur et 25 m de largeur s'ouvrit dans le remblai, le long du coursier en béton de l'évacuateur de crue. Le limnigraphe du barrage continua de fonctionner pendant toute la durée de la crue et l'hydrogramme correspondant est représenté sur la Fig. 2. Le 23 février, à environ 12h, la brèche atteignit le lit de la rivière.

L'évacuateur de crue fonctionna normalement pendant la crue. Le barrage fut submergé pendant environ 10 heures et la largeur finale de la brèche atteignit 120 m . L'évacuateur de crue et la vidange de fond n'ont pas été endommagés. Le reste du barrage subit des dégâts par érosion à l'aval où le remblai semi-perméable et le drain cheminée ont été érodés sur des hauteurs variant de 6 à 9 m au-dessous de la crête du barrage. Les matériaux érodés se sont déposés immédiatement à l'aval du barrage.

E. Conséquences de l'accident

La rupture progressive du barrage n'entraîna pas d'augmentation importante du débit à l'aval. La pente de la rivière est faible et le niveau des eaux à l'aval contribua à limiter le débit à travers la brèche.

On n'a déploré aucune perte de vie humaine ni d'aggravation des dommages dus à la crue. L'inondation des terres irriguées à l'aval du barrage se serait produite même si le barrage ne s'était pas rompu. La perte économique la plus importante est représentée évidemment par le coût des réparation qui a été estimé à 5 millions de US \$ (Valeur 1990).

F. Reconstruction du barrage

Depuis la construction du barrage Spitskop les normes de projet ont été modifiées et la méthode actuellement utilisée consiste à prendre en compte au moins la *crue maximale régionale* (Regional Maximum Flood : RMF) qui est déduite des *maxima régionaux et mondiaux*. Pour le barrage Spitskop, la *crue maximale régionale* est actuellement estimée à environ $3\,000\text{ m}^3/\text{s}$ et la *crue maximale probable* (Probable Maximum Flood : PMF) est fixée à $5\,000\text{ m}^3/\text{s}$.

Les réparations actuellement terminées sont les suivantes :

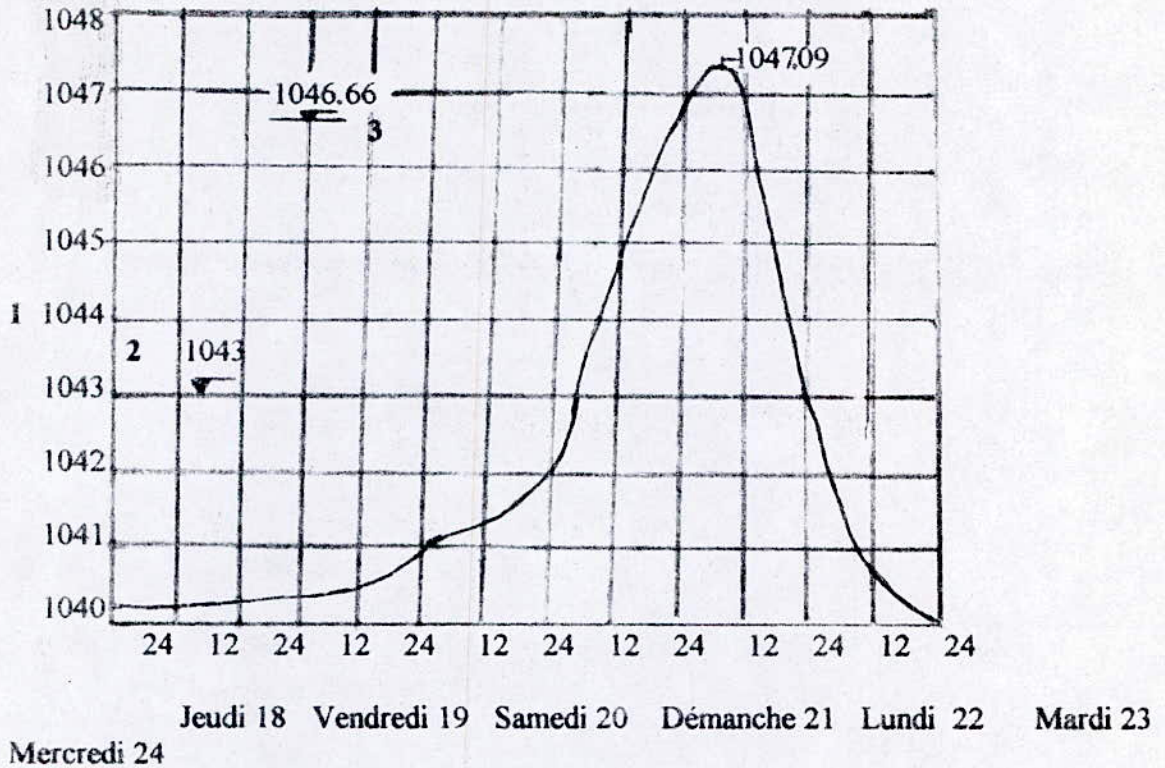
- Construction d'un évacuateur de crue supplémentaire et d'un tapis en béton compacté au rouleau au droit de la brèche dans le remblai. Le seuil de cet évacuateur est arasé $0,5\text{ m}$ au-dessus du seuil de l'évacuateur existant.

- Confortement du remblai qui est surélevé de $2,5\text{ m}$.

Pour les grands débits, le plot de la vidange de fond situé entre les deux sections déversantes est submergé. En outre, par suite de l'interférence des écoulements, il est difficile d'estimer la fraction du débit passant par-dessus ce plot. Cette fraction ne peut être déterminée des façon précise par des essais sur modèle. Les deux évacuateurs sont donc conçus pour évacuer $5\,000\text{ m}^3/\text{s}$ pour une cote de la retenue inférieure de $0,9\text{ m}$ à celle de la crête du barrage.

G. Bibliographie

DRUYTS F.H.W. and VAN DEN BERG C.L., "The failure of the Tygerpoort and Spitskop Dams", The Civil Engineer in South Africa, June 1988.



4
Fig 6
Barrage Spitskop Hydrogramme du niveau de la retenue pendant la crue du 18 au 23 février 1988.

- (1) Niveau de la retenue (m)
- (2) Niveau de la seuil de l'évacuateur (1043 m)
- (3) Niveau de la crête du barrage (1046,66 m)
- (4) Jour et heur

CHAPITRE 2
ETUDES DES CRUES

2.1 Introduction : L'intérêt de l'étude des crues

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum des crues d'un cours d'eau, en un point donné, est évidente, en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et la nécessité de calculer certains ouvrages d'art en vue de leur éventualité; le débouché des ponts, les dimensions des évacuateurs de crues des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation, la puissance des stations d'assèchement des polders, ect..., sont essentiellement déterminés par le maximum probable de la crue aux quels ces ouvrages devront faire face, compte tenu de certaines considérations d'optimum économique.

De la les nombreuses études effectuées par les hydrologues, les statisticiens et les Ingénieurs sur le débit maximum, le volume et la fréquence des crues sur les cours d'eau les plus divers. Tous ces travaux n'ont pas encore abouti à la mise au point d'un corps de doctrine universellement admis, pour la prédétermination du débit maximum de crue à prendre en compte pour l'établissement d'un projet d'ouvrage hydraulique; dans ce domaine complexe, l'art de l'Ingénieur, l'expérience de l'hydrologue, le jugement, et le flair de l'économiste joueront toujours un grand rôle.

La conception d'un évacuateur de crue nécessite deux démarches successives :

- La détermination des crues de faibles fréquences au site du barrage
- Le choix de la crue de projet

Elle sont en principe indépendantes l'une de l'autre, la première étant du ressort de l'hydrologue et la seconde de celui du projeteur du barrage. cependant, ces spécialistes doivent parfaitement se comprendre et connaître réciproquement leurs objectifs, sans empiéter sur leurs responsabilités respectives.

Comme il a été dit plus haut, il n'y a pas d'unité de doctrine dans le monde sur la façon de calculer les crues.

A l'évidence, la diversité des méthodes résulte tout d'abord de celle des conditions climatiques : polaire, tempérée, sub - désertique, sub - tropicale, tropicale, équatoriale. Mais il y a aussi des usages différents selon les pays.

Des méthodes de calcul y sont appliquées et développées depuis des décennies et l'expérience acquise en fait leur valeur; les hydrologues ne s'en écartent pas volontiers. C'est ainsi que l'on utilise, en Europe notamment, une approche probabiliste, et une approche déterministe aux USA par exemple. [16]

L'objet du présent chapitre est de présenter brièvement les principales méthodes utilisées pour résoudre l'enigme de la crue de faible fréquence; aucune d'entre elles n'est entièrement satisfaisante, mais chacune permet à l'Ingénieur d'exploiter

rationnellement telle ou telle catégorie des données (climatologie, pluviométrie, ect.) - généralement incomplètes - dont il dispose.

2.2 Généralités sur les crues

2.2.1 Définition d'une crue

Même si l'on se borne à considérer les débits observés à une seule station, la notion de crue laisse place à quelques ambiguïtés qu'il convient de lever en précisant, dans chaque cas, les définitions admises.

Certains hydrologues classent parmi les crues, les débits égaux ou supérieurs à un certain multiple du module annuel (3 à 5 fois le module par exemple); on dit alors que la crue est physiquement définie; pour d'autre, dont on dit qu'ils la définissent probabilistiquement, la crue est un débit de fréquence ou de probabilité faible (1 à 5 % par exemple).

Pour les études d'ouvrages hydrauliques, on s'efforcera de caractériser chaque crue par tout ou partie des éléments suivants que nous énumérerons par ordre de priorité :

1. Débit maximum instantané (ou à défaut débit moyen journalier, maximum);
2. Durée de la crue (et de ses phases caractéristiques : temps de concentration, temps de base, temps de réponse, ect);
3. Volume total écoulé ;
4. Hydrogramme de la crue relevé par un limnigraphe ou tracé d'après des observations fréquentes.

Il est clair que le seul débit maximum d'une crue - qui est souvent l'unique référence donnée - est insuffisante pour étudier un évacuateur de crue de grands barrages, etc...; puisqu'une crue très pointue (de faible durée) exigera des ouvrages moins importants qu'une crue de même débit maximum s'étendant sur plusieurs jours et comportant divers points secondaires. Malheureusement, lorsqu'il s'agit de phénomènes aussi exceptionnels que les crues catastrophiques, il est extrêmement rare que l'on dispose de données très précises.

2.2.2 La genèse des crues

Les crues peuvent être groupées, eu égard aux causes qui les engendrent, en trois grandes classes :

- 1) Crues d'averses ;
- 2) Crues de fonte de neige ;

3) crues d'embacle et de débacle de glace.

a) Crues d'averse

Les grandes crues ont surtout pour origine des averses exceptionnelles par leur intensité, leur extension, leur durée ou leur succession rapprochées.

Considérées sur une longue série d'années, les fortes averses persistant plusieurs jours sur de grandes étendues semblent se produire à intervalles plus ou moins éloignés, en suivant des modalités à peu près analogues; cela suggère l'existence, dans certaines régions, de répartitions pluviométriques - types correspondant à des situations météorologiques semblables d'une fois à l'autre. Ces similitudes s'expliquent notamment par la position géographique et le relief des bassins considérés ainsi que par les trajectoires habituelles des perturbations météorologiques.

b) Crue de fonte de neige

Certains bassins montagneux de haute altitude sont parfois en grande partie couverts de neige dès le début d'un automne particulièrement froid; dans une telle situation, si un réchauffement subit de la température porte l'isotherme 0°C à une altitude de 2000 à 2500 m, il peut en résulter une fusion rapide des neiges existant au-dessous de cette cote et le déclenchement de grandes crues.

Mais ce phénomène est assez rare et l'influence des fontes de neige sur le débit des grandes crues est généralement surévaluée.

c) Crues d'embacle ou de débacle de glace

Dans les régions froides ou les cours d'eau gèlent en hiver, sur une grande épaisseur, les pluies ou le dégel printaniers produisent des crues qui emportent avec elles les blocs de glace se trouvant dans le lit; arrêtés par des obstacles ou un resserrement du chenal, ces blocs peuvent s'accumuler en formant des barrages dont le remous s'étend vers l'amont en créant des inondations qui résultent, moins d'un débit excessif que d'une surélévation du contrôle aval de la ligne d'eau. Parfois ces barrages sont brusquement emportés par le flot; il en résulte, vers l'aval, des crues brutales qui s'étalent rapidement et, de ce fait, n'intéressent que des secteurs assez courts.

Bien que sans importance en Algérie, les débacles de glace sont responsables de la plus forte crue comme du RHIN à Cologne (12,63 m en février 1974) et du Danube à Vienne [29]. Ces phénomènes jouent un grand rôle dans le régime des fleuves sibériens et canadiens qui, coulant du sud vers le nord, dégèlent progressivement de l'amont vers l'aval.

d) Autres cause accessoires de crue

Sur de petits cours d'eau, des crues peuvent être engendrées ou aggravées par la rupture des barrages naturels ou artificiels, libérant brusquement les eaux accumulées derrière eux; la crevasion de poches d'eau incluses dans des masses glaciaires a parfois produit des crues catastrophiques pour les riverains des torrents émissaires.

L'accumulation en certains points resserrés du Talweg des débris de toute sorte emportés par la crue produit parfois un embaclement du lit et des inondations à l'amont.

2.3 Les différentes méthodes d'estimation des crues

Cette partie du grand chapitre sur les crues est consacrée à l'inventaire des différentes méthodes utilisées pour l'estimation des crues. Ces méthodes sont classées en considérant celle qui sont basées principalement sur la connaissance et l'analyse des débit d'une part, et des pluies, d'autre part. La définition et l'utilisation des nombreuses méthodes existant ont été rappelées d'une manière très détaillée, néanmoins le reste et l'essentiel même de ce chapitre est consacré aux considérations portant sur les avantages, les inconvénients et les limites d'emploi des différentes méthodes.

2.3.1 Méthodes basées principalement sur la connaissance des débits**A) méthodes historiques**

Dans les pays de vieille civilisation, il est souvent possible de connaître, avec plus ou moins d'exactitude les niveaux atteints par les plus grandes crues d'un passé, qui peut remonter à plusieurs siècles dans les régions habitées, mais se limite parfois à une ou deux décennies seulement dans les zones moins hospitalières. On cherchera à cet effet les repères, officiels ou non, indiquant, sur les ouvrages d'art ou les bâtiments riverains, les hauteurs d'eau atteints par la rivière au cours des crues catastrophiques antérieures; on dépouillera les vieilles archives et les chroniques locales; en fin et surtout, on fera l'examen critique de toutes ces données de valeurs très inégales en les rattachant à des formules générales et en les comparant aux observations faites sur d'autres cours d'eau de la région et même d'autre région présumées analogues.

Il existe actuellement de nombreuses méthodes probabilistes et déterministes pour estimer de façon plus sûre la crue de projet à adapter pour les grands barrages. Il en résulte qu'on oublie parfois l'utilisation de l'information déduite des crues historiques qui permettrait souvent de compléter les données disponibles pour l'utilisation des méthodes plus élaborées en étendant la période des observations et en y incluant quelques grandes crues historiques.

L'hydrologie historique des crues peut être définie comme l'étude des crues anciennes antérieures à leur mesure directe par les techniques modernes. Le but des méthodes historiques d'estimation des crues est de définir les débits des crues des périodes historiques en vue de compléter les données hydrologiques existantes, de les

comparer avec les résultats obtenus par d'autres méthodes et d'améliorer le degré de précision des valeurs résultant de l'application des méthodes d'extrapolation statistique.

En resumant, on peut dire que la mise en oeuvre de la méthode historique comporte :

1- L'évaluation des plus hauts niveaux de crue passés par la recherche d'anciennes traces sur les "batiments" ainsi que par étude des chroniques locales et des archives des notaires ou des administrations ;

2- La transformation rétrospective de ces niveaux en débits par le moyen de courbes de jaugeage, sous certaines réserves, et qui résultent des modifications du profil en long et du profil en travers depuis l'époque, souvent fort lointaine, des crues dont l'histoire a conservé la trace.

Les réserves évoquées ci-dessus résultent de l'incertitude sur la permanence dans le temps de chaque section transversale du cours d'eau, de sa pente longitudinale et d'une manière générale, des modifications susceptibles de s'être produites dans les conditions d'écoulement au cours de plusieurs siècles.

Les crues de rivières sur fond d'alluvions provoquent des affouillements et surcreusements du lit susceptibles de modifier le comportement de la rivière. Il faut tenir compte des ouvrages hydrauliques et des nouvelles constructions susceptibles de modifier la relation hauteur - débit. Pour ces diverses raisons, il est très important de pouvoir effectuer des études historiques sur les crues dans les régions où on possède quelques certitudes sur l'invariabilité du cours d'eau et de ses sections transversales au cours des périodes historiques; tel est le cas des zones rocheuses, des anciens ponts fondés sur le rocher, des agglomérations protégées depuis longtemps contre les inondations, des vieux barrages, etc [19].

3- La recherche de la fréquence d'apparition des crues dommageables par l'étude des chroniques locales et des archives.

D'autres approches des méthodes historiques sont basées sur la sédimentologie et la géomorphologie fluviales permettant, à partir de l'étude de la stratification des sédiments, de leur granulométrie et de leur datation, d'en déduire l'intervalle de temps séparant les crues importantes. Ces méthodes ont permis de déterminer les débits et les dates des crues survenus depuis plus de 2000 ans en Arizona, Texas, UTAH et en Australie, et d'estimer les débits des crues de durées de retour exceptionnellement grandes, entre 10000 et 60000 ans [16].

On a vu qu'en 2^{ème} lieu, la méthode historique comporte la transformation rétrospective des niveaux en débits. Le débit de la plus grande crue observée ayant été plus ou moins évalué, on admettra pour celui de la crue maximum à craindre ce même chiffre multiplié par un coefficient de sécurité dont l'estimation demeure toujours assez subjective.

Ce coefficient de sécurité doit varier suivant le régime du cours d'eau et de la durée des observations disponibles. On s'efforcera de recouper les résultats des recherches historiques par les formules basées sur les caractéristiques du bassin (surface, altitude, etc...), la distribution statistique des pluies et des débits et plus généralement par les diverses méthodes d'analyse qu'on verra plus loin.

Limites de la méthode

1. La méthode historique peut rendre des services inestimables en attirant l'attention sur des ordres de grandeur qu'on ne soupçonnerait pas autrement, et c'est donc une démarche nécessaire.

Mais ce n'est pas toujours une démarche suffisante, car elle risque d'achopper sur la trop faible durée des périodes d'investigation. Il est d'ailleurs symptomatique de constater à cet égard, que la méthode historique conduit à situer la plupart des crues maximales des pays neufs au XX^e siècle, alors qu'elle conduit à les situer au cours du siècle précédent dans les pays plus anciennement connus.

2. Le manque de recul dans le temps risque même d'être d'autant plus grave que les crues catastrophiques se succèdent parfois à de brefs intervalles, pour faire en suite défaut pendant longtemps.

3. Ce genre de surprises est d'autant plus grave qu'il échappe complètement au calcul des probabilités lorsqu'il résulte de phénomènes d'une nature absolument anormale (comme les typhons) ou de la conjonction exceptionnelle de crues des sous-bassins normalement décalées. [19] Il ne faut donc pas hésiter à majorer la valeur du maximum maximorum de débit qui résulte de la méthode historique lorsque l'analyse critique des conditions d'application de la méthode peut faire craindre une sous-estimation. Le coefficient de majoration qu'il convient d'adapter en pareil cas relève, bien entendu, d'appréciations purement subjectives [19, 16]

4. La méthode historique ne vaut, en effet qu'à prix d'un examen particulièrement attentif de la valeur des informations recueillies. L'étranglement du lit par la construction d'endiguements, d'épis, de ponts ou de quais majore en effet les hauteurs d'eau à l'amont, et les réduit à l'aval, par rapport à ce qu'on pouvait constater autrefois. La suppression d'une écluse ou d'un barrage, le remplacement d'un vieux pont par un ouvrage plus dégagé agissent, au contraire, dans l'autre sens. La rupture d'endiguement peut avoir faussé complètement l'évolution des crues, tant à l'amont qu'à l'aval. Et point n'est besoin de souligner que la construction ou la suppression d'un barrage risque d'ôter toute valeur à certaines constatations trop anciennes. [19]

5. En fin, on doit remarquer que la quasi-totalité des observations anciennes sont relatives à des cours d'eau drainant des bassins versants importants (quelques milliers de Km²); les méthodes historiques ne sont généralement pas utilisables pour les nombreux barrages qui contrôlent des petits bassins versants, tels que les barrages hydroélectriques de haute montagne.

En conclusion, on peut affirmer que, bien qu'elles aient été quelques peu oubliées par une majorité des Ingénieurs spécialistes des barrages, les méthodes historiques peuvent contribuer effectivement à la connaissance des crues extrêmes et peut être utilisées pour extrapoler les données hydrologiques en redul'erreur d'échantillonnage et en croissant la validité des méthodes sta.

En outre, elles sont la base d'estimation de la valeur d'autre méthodes de calcul des crues.

B) Formules empiriques et formules régionales

L'absence d'observation hydrométriques de longdurée sur beaucoup de petits cours d'eau a suscité l'établissement de très nombreuses formules pour le calcul du débit maximum de crue probable d'après les caractéristiques essentielles (superficie, pluviométrie, fréquence des crues, etc) du bassin considéré.

Ces formules sont basées sur l'analyse des données recueillies par les spécialistes sur des bassins particulièrement bien étudiés et sur une schématisation plus au moins sommaire des mécanismes hydrologiques; elles comportent un ou plusieurs coefficient synthétisant les caractéristiques de l'impluvium, coefficients qui doivent être estimés au mieux, par comparaison avec les données fournies par le promoteur de la formule; on ne peut sans vérification les extrapoler à des régions topographiquement et climatiquement différentes de celles pour lesquelles elles ont été établies.

Les formules les plus anciennes visant à exprimer le débit de la crue maximum dont la définition n'est pas autrement précisée; plus récemment ce débit a été calculé en fonction de la durée de la période considérée et on a distingué le débit instantané de pointe -tel qu'on peut le déduire de l'enregistrement d'un limnigraphe- du débit moyen journalier maximum.

D'une façon générale, les formules empiriques peuvent être classées dans les trois catégories suivantes :

- 1) Formules dans lesquelles le débit est lié par une relation simple à la surface du B.V : $Q = a A^n$
- 2) Formules dans lesquelles le débit est fonction de la surface du B.V et d'autres facteurs topographiques et météorologiques : $Q = f(A, I_p, P, \dots)$.
- 3) Formules faisant intervenir la durée de retour de la crue : $Q = f(A, T, \dots)$.

a) Formules utilisant uniquement l'air A du bassin versant

Le débit spécifique de crue $q = Q/A$ (en l / s / Km²) d'un cours d'eau est fonction, au premier chef, de l'étendue de son bassin versant et atteint des valeurs d'autant

plus élevées, toutes choses égales d'ailleurs, que la superficie de ce dernier est plus réduite. Autrement dit le débit maximum de crue croit beaucoup moins vite que la surface du bassin. Cela résulte notamment du fait que l'intensité moyenne de la pluie durant un intervalle de temps Δt décroît lorsque Δt augmente; or le débit de pointe de la crue est en corrélation étroite avec l'intensité moyenne de la pluie calculée sur le temps de concentration du bassin considéré, lequel varie grosso - modo comme \sqrt{A} .

Aux Etats-Unis, des études extensives basées sur la représentation graphique en coordonnées logarithmique des débits maximum Q observés en fonction de l'air A du bassin versant ont conduit à des formules dont le prototype est celle de Myer :

$$Q = C A^\alpha$$

α est en général pris égal à $\frac{1}{2}$ (mais il varie de 0.4 à 0.8 suivant d'auteurs) et le coefficient C , dit cote " Myer " du bassin, est fonction des caractéristiques de ce dernier et en particulier de la pente moyenne de ses versants. Les U.S.A et divers autres pays ont dressé des cartes donnant la " cote Myer " de leurs différents bassins; elles montrent une variation très capricieuse de α .

Les débits maxima de crues relevés par le service hydrographique Italien ont été interprétés par des formules hyperboliques, telles que les suivantes, qui donnent le débit spécifique de la crue maximum q , en $m^3/s/km^2$, en fonction de la surface A du B.V en Km^2 :

$$q = (600 / (A + 10)) + 1 \quad (\text{Scimemi})$$

valable pour A inférieur à $1000 Km^2$

$$q = 2900 / (90 + A) \quad (\text{PAGLIARO})$$

valable pour A , compris entre 20 et $1000 Km^2$

$$(1) q = 3,25.(500 / (A+125)) + 0,5$$

$$(2) q = 2,35.(500 / (A+125)) + 0,5 \quad (\text{Forti})$$

Les formules de Forti s'entendent pour des bassins montagneux de surface inférieur à $1000 Km^2$ recevant des précipitations maxima de l'ordre de 400 mm par 24 heures pour la formule (1) et de l'ordre de 200 mm par 24 heures pour la formule (2).

quelques formules telles que celles de Craiq et de Burge font intervenir la longueur et la largeur du bassin sans doute en vue de prendre ainsi implicitement en compte le temps de concentration de ce dernier.

b) Formules faisant intervenir le régime pluviométrique du bassin ou l'intensité de la pluie.

Certains auteurs ont établi des formules donnant le débit maximum de crue en fonction du régime pluviométrique du bassin, (sans relation explicite avec les pluies qui provoquent la crue maximum). On peut penser, en effet, que le débit de la crue maximum à craindre est en corrélation avec le module pluviométrique moyen annuel. Toutes fois les oueds algériens présentent des débits spécifiques de crue très supérieurs à ceux des cours d'eau français de module nettement plus élevé [29].

Iskowski, a tiré en 1884, de l'analyse des crues observées sur quelques 300 cours d'eau européennes (spécialement transalpines) la formule suivante :

$$Q = \lambda \cdot m \cdot \bar{H} \cdot A$$

\bar{H} : module moyen annuel ;

m : un coefficient variable de 10 à 1 lorsque l'étendue du B.V passe de 1 à 25000 Km² ;

λ : coefficient caractérisant la morphologie du Bassin versant et variant de 0,017 à 0,8 d'après les tableaux établis par l'auteur.

D'autres formules visent à fournir une relation directe entre le débit maximum et l'intensité de la pluie qui le détermine. C'est le cas de celle tirée par Possenti de l'étude des crues des rivières de quelques bassins montagneux italiens[29] :

$$Q = (\lambda/H) H_m (A_m + (A_n/3)) \quad m^3/s$$

H_m : représente la hauteur (en mètres) du maximum de précipitations en 24 heures.

L : la longueur du talweg principal en Km.

A_m : l'aire (en Km²) de la partie montagneuse du bassin.

A_n : l'aire (en Km²) de la partie " en plaine " du bassin.

λ : un coefficient compris entre 700 et 800 et d'autant plus grand que L est plus petit.

Nous ne saurions trop insister sur les dangers d'une extrapolation inconsidérée de certaines formules empiriques qui ne représentent qu'une adaptation mathématique des données recueillies pendant une durée limitée sur une même valeur des paramètres pris en compte, ces diverses formules conduisent à des débits de crue parfois très différents.

c) Formules faisant intervenir la fréquence de crues

Les formules données plus haut ne précisent pas la fréquence du débit de crue qu'elles permettent de calculer ; or, il est bien évident que - statistiquement parlant - la crue maximum qui sera observée au cours d'une période de deux années est sensiblement inférieure à celle qui sera enregistrée au cours d'un siècle.

Pourtant dès 1913, Fuller avait introduit la notion fondamentale de la variation du débit maximum probable $q(T)$ en fonction de la durée T de la période d'observation; à ce titre, il peut être considéré comme le promoteur des méthodes statistiques d'analyse fréquentielle que nous étudierons plus loin.

La formule initiale de Fuller est la suivante :

$$q(T) = q_1 (1 + 0.8 \log_{10} T) \quad [19]$$

Fuller adoptait pour q_1 la moyenne des débits maxima de chaque année (crue annuelle) calculée d'après les observations disponibles. Si l'on considère que cette moyenne q_1 est la valeur la plus probable de la crue maximum lorsque l'on borne son horizon à une seule année, la formule ci-dessus conduit à assigner comme débit le plus probable aux crues de fréquences respectives 1/10, 1/100, 1/1000 et 1/10000 les valeurs suivantes :

- 1,8 q_1 à la crue décennale (temps de récurrence $t=10$ ans)
- 2,6 q_1 à la crue centenaire ($t=100$ ans)
- 3,4 q_1 à la crue millénaire ($t=1000$ ans)
- 4,2 q_1 à la crue 10 fois millénaire ($t=10000$ ans)

Notons que les valeurs de q et q_1 ci-dessus sont des débits moyens journaliers; pour passer de ces derniers aux débits instantanés de pointe correspondants q_m , Fuller donne la formule :

$$q_m = q (1 + (2,66 / A^{0,3})) \quad [19]$$

A étant la surface du B.V en Km^2 .

Critique des méthodes

La complexité du phénomène de formation et de propagation des crues explique facilement le caractère approximatif des formules empiriques. Leur avantage est leur simplicité mais; étant donné qu'elles ont été établies sur des B.V particuliers et pour des caractéristiques particulières d'ordre topographique, géomorphologique, géologique et météorologique, elles peuvent être inexactes lorsqu'on les applique à d'autres B.V ou d'autres régions comportant des caractéristiques hydrologiques différentes; pour cette raison, les résultats obtenus par l'application de ces formules doivent être utilisés avec prudence [16].

C) Méthode des courbes enveloppes

La méthode des courbes enveloppes n'est qu'un procédé graphique pour condenser et utiliser les renseignements disponibles sur les crues, survenues dans le passé, sur un ensemble de bassins autant que possible homogènes; elle a le mérite de concrétiser la dispersion naturelle et l'ordre de grandeur des résultats.

Le principe consiste à porter sur un graphique à échelles logarithmiques les débits spécifiques q_m des plus fortes crues observées dans une région hydrologiquement homogène en fonction de l'aire des bassins versants. Le nuage des points ainsi représentés ne dépasse pas une certaine zone du plan que l'on peut limiter supérieurement par une "courbe enveloppe"; celle-ci est souvent une droite avec le système de coordonnées logarithmiques choisi (fig 3)

Divers auteurs ont ajusté une formule algébrique sur cette courbe enveloppe qui donne le débit spécifique absolu de la crue maximum observée en fonction de la superficie du B.V; c'est généralement de cette façon qu'ont été établies les formules qui figurent en 2- B

On a établi des abaques pour de nombreux pays (Suisse, Mexique, Australie, Nouvelle Zélande) et même pour l'ensemble du globe.

Pour des rivières sur lesquelles on ne possède aucune information, on trouvera dans de tels graphiques une première estimation de la valeur maximum probable de la crue par référence à des bassins présumés analogues.

Pour l'Algérie et la Tunisie Mr Chaumant a établi des abaques élaborés à partir des données observées en ces deux pays. Ces abaques donnent une limite supérieure des débits en fonction de leur fréquences et de la superficie du B.V.

Francou et Rodier ont appliqué cette méthode à l'échelle mondiale et ont proposé la formule suivante : [16]

$$Q/Q_0 = (A/A_0)^{(1-k)/10}$$

Q est le débit de pointe de la crue en m^3/s

A est la superficie du bassin versant en Km^2

$$Q_0 = 10^6 m^3/s$$

$$A_0 = 10^8 Km^2$$

K : est un coefficient compris entre 0 et 6 et fonction de divers facteurs climatiques et géographiques.

L'intérêt de ce coefficient est que dans le graphique $\log Q$ en fonction de $\log A$ (voir fig n° 3) les droites $K = \text{constante}$, qui sont les enveloppes des crues maximales observées dans des régions hydrologiquement homogènes, convergent en un point f dont les coordonnées $A_0 = 10^8 Km^2$ et $Q_0 = 10^6 m^3/s$ représentent approximativement respectivement la superficie totale des bassins versants du globe (y compris les lacs mais non compris les déserts et les calottes polaires) et le débit moyen annuel de l'ensemble des cours d'eau drainant ces surfaces.

La formule de Francou - Rodier n'est valable que dans la " zone des crues " dont la limite inférieure est de l'ordre de 100 Km². En dessous de cette limite, la crue maximale est de plus en plus dépendante de l'intensité pluviométrique maximale. Dans cette " zone de transition ", les courbes enveloppes sont supposées se raccorder progressivement aux droites K= constante de la " zone des crues " et au point d'abscisse 1 Km² et dont l'ordonnée correspond à la pluie maximale régionale de durée 15 minutes convertie en débit sur une surface de 1 Km². Pour les bassins versants inférieurs à 1 Km², la pointe de crue n'est plus fonction que de l'intensité de la pluie.

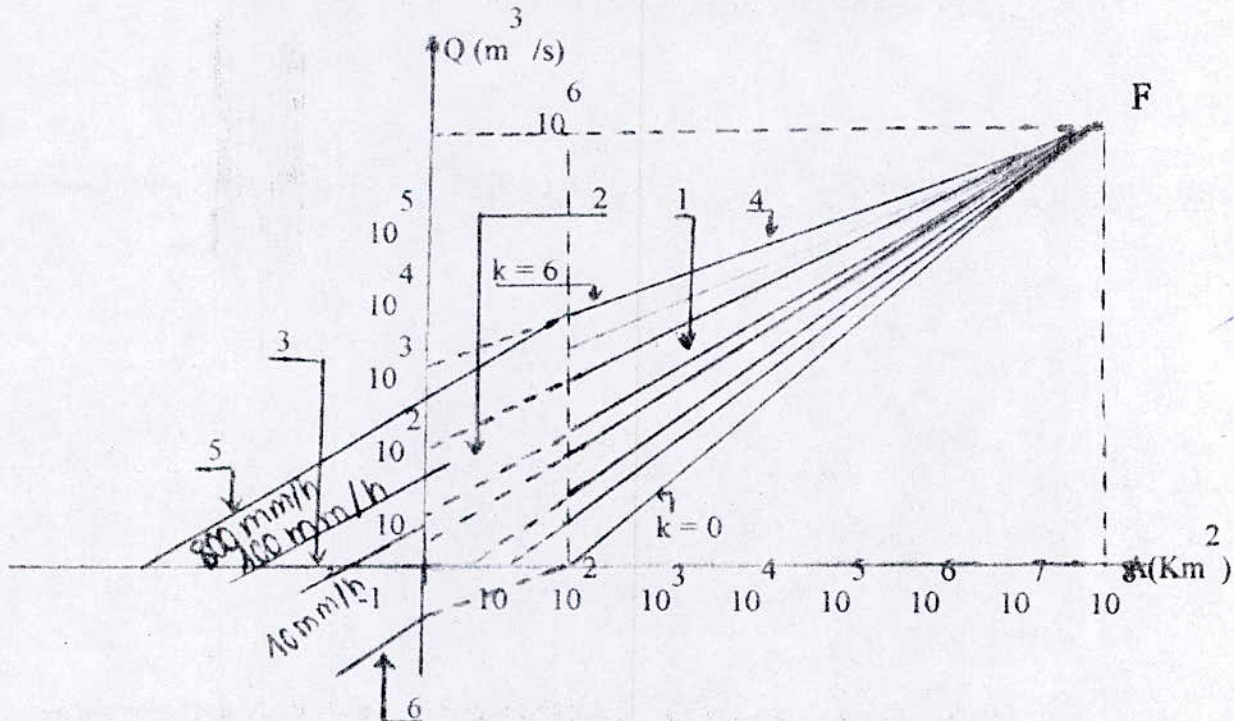


Fig : 3 Courbes enveloppes de Francou-Rodier et classification des pointes de crues

- (1) zone des crues
- (2) zone de transition
- (3) zone des averses
- (4) enveloppe des plus grandes crues mondiales $K = 6,5$
- (5) pluies maximales mondiales.
- (6) intensité pluviométrique minimale produisant un écoulement.

Critique de la méthode

La méthode des courbes enveloppes et les formules $q=f(A)$ qui en dérivant soulèvent quelques critiques. Tout d'abord elles ne donnent pas d'indication précise sur la probabilité de la crue maximum admise et elles ignorent toutes les caractéristiques physiques du B.V autres que sa superficie; il est bien certain que la fréquence des diverses crues figurant sur le diagramme n'est pas la même et que certains bassins composés de versants abrupts figurent au voisinage d'autres de même superficie, mais moins sujets aux crues violentes, du fait de leurs pentes plus douce et de leurs terrains plus permeables. en

fin, il arrive qu'au fur et à mesure que les années passent, des crues catastrophiques d'une ampleur encore jamais observées, surviennent et obligent à déplacer la "courbe enveloppe" sans que l'on puisse savoir si l'on a ainsi atteint la limite supérieure des cataclysmes hydrologiques possibles.

D) Ajustement des débits de crue à une loi statistique

a) Introduction

Les méthodes que nous avons exposées jusqu'ici reposent sur l'emploi d'information globales provenant d'un certain nombre de bassins réputés plus au moins analogues - au point de vue hydrologique- à celui faisant l'objet de l'étude ou de projet envisagés ; elles sont donc particulièrement adaptées aux cours d'eau sur lesquels on ne possède que peu de données sur les débits du passé. Si au contraire, celles-ci sont nombreuses, une autre façon d'aborder le problème est de s'attacher à utiliser au maximum les seuls relevés de débits de la station pour laquelle on cherche à évaluer la plus forte crue à craindre; on est ainsi conduit à faire emploi, notamment, de la technique statistique d'analyse de la fréquence des crues; celle-ci permet de résoudre le problème suivant: calculer la probabilité pour qu'un débit supérieur à une valeur donnée survienne un nombre de fois donné pendant une durée donnée.

Le débit d'un cours d'eau est une variable aléatoire. Les valeurs moyennes pendant des intervalles de temps déterminés constituent un échantillon Q_1, Q_2, \dots, Q_n de cette variable. Cet échantillon peut alors être traité par le calcul de probabilités et les méthodes statistiques habituelles, sous réserve toutefois que la population considérée remplisse les 2 conditions suivantes:

- La population doit être homogène ; il ne faut pas, par exemple mélanger les débits naturels et les débits influencés par des aménagements hydrauliques importants dans le BV;
- Les caractéristiques de la population doivent être stationnaires, c'est-à-dire indépendantes du temps; cela suppose, par exemple l'absence de modifications importantes sur l'ensemble du bassin versant, telles que le déboisement de grandes superficies.

Il est toujours nécessaire de procéder à une extrapolation pour déterminer l'amplitude des crues dont les intervalles de récurrence sont suffisamment longs pour pouvoir être utilisés pour la conception des ouvrages de maîtrise des eaux.

La durée de retour de la crue de projet est souvent beaucoup plus longue que la période des observations. Il en résulte que la valeur des crues exceptionnelles dépend très fortement de la loi de probabilité adoptée pour analyser les données.

b) méthodes probabilistes utilisées en hydrologie [18].

Les méthodes probabilistes utilisées pour l'analyse des débits de crue peuvent être rangées en 3 catégories :

- méthodes du type renouvellement ;
- méthodes stochastiques ;
- méthodes à échantillonnage fixe du type maxima annuels .

1) Les méthodes de renouvellement :

Appelées généralement à la population des débits discrétisée à l'échelle journalière, traitant l'ensemble des débits dépassant un seuil donnée . De cette manière , tous les débits importants dans l'échantillon alors que les plus petits en sont exclus , ce qui permet d'améliorer l'homogénéité de la population traitée . Deux variables aléatoires sont successivement combinées :

- L'occurrence des débits dépassant un seuil S_0
- L'amplitudes des débits par rapport au seuil S_0

Le seuil s_0 doit être choisi suffisamment haut pour que deux débits successifs dépassant s_0 puissent être considérés comme indépendants; le seuil s_0 doit être choisi suffisamment bas pour que le nombre de débits retenus assure une bonne robustesse dans les estimations statistiques. Indépendamment de ces deux contraintes, le choix du seuil s_0 doit être tel que les 2 variables aléatoires ci-dessus s'ajustent bien à la loi adoptée.

2) Les méthodes stochastiques :

Modélisent statistiquement les processus en les associant au temps. elles sont utilisées pour étudier, par simulation, des séries de variables complexes.

3) Les méthodes à échantillonnage :

Sont les plus fréquemment utilisées. Elles sont généralement basées sur l'ajustement direct d'une loi statistique donnée au débit maximal annuel, ou au débit maximal d'une saison donnée lorsqu'on cherche à différencier le risque en fonction de la période de l'année.

c) Lois de probabilité utilisées en hydrologie :

Elles sont très nombreuses (loi normale, loi log-normal, loi de Fuller, lois Gamma, Loi de person I et person III, loi de Gumbel, loi de Goodrich, loi de Weibull, log pearson, ...etc). Les plus fréquemment utilisées sont les lois de Gumbel, log person III, log normal et la loi de Fuller ou exponentielle.

Ces lois comportent généralement deux ou trois paramètres qui peuvent être estimés par différentes méthodes (moindres carrés, moments, maximum de vraisemblance, maximum d'entropie, ...etc).

d) Critères de choix d'une loi de probabilité

Les différentes loi de probabilité conduisent généralement à des résultats voisins pour des durées de retour inférieures ou légèrement supérieures à la durée des observations. par contre, pour des durées de retour supérieures au double de la durée des observations, comme c'est généralement le cas pour les barrages, des écarts importants peuvent être constatés entre les résultats de l'application de ces différentes lois et ces écarts croissent avec la durée de retour.

Parmi les nombreux tests statistiques d'ajustement permettant de juger de l'adequation d'une loi de probabilité à une variable donnée, on distingue :

- Les testes dits " paramétriques " permettant de tester la valeur des paramètres caractéristiques de la loi;
 - Les tests " non paramétriques " permettant de tester le comportement d'ensemble de la loi par rapport aux observations;
- Les tests non paramétriques les plus utilisés sont :

- Le test de χ^2 (chi deux) ou test de Pizzetti - Pearson;
- Le test des suites ou de Kolmogorov - Smirnov;
- Le test de W_n^2 d'Anderson.

Ces différents tests permettent d'accepter ou de rejeter l'hypothèse d'appartenance d'une population de débits à une loi donnée en fonction d'un seuil de tolérance qu'on se fixe à priori. mais par contre, ils ne permettent en aucun cas d'affirmer que la loi testée rend effectivement compte du phénomène physique analysé, quelle que soit la durée de retour.

Ce qu'on peut faire de mieux est de choisir dans le catalogue des lois de distribution un sous-ensemble qui puisse valablement décrire le comportement aléatoire des crues en général ou dans une région particulière, et d'utiliser un critère de choix fondé sur la théorie de l'information, tel que le " bootstrapping " (technique statistique utilisée pour déterminer les intervalles de confiance d'une loi) ou les critères d'information d'Akaike ou de Bayes afin de sélectionner les lois appropriées.

L'existence de valeurs exceptionnelles peut toutefois gêner considérablement le choix et l'ajustement d'une loi de probabilité; dans ce cas, le recours à une méthode du type " renouvellement ", prenant en compte un plus grand nombre d'observations plus homogènes, peut être mieux adapté au problème posé. Un grand intérêt s'est manifesté récemment parmi les statisticiens dans le domaine de la détection des outliers (valeurs exceptionnelles)

e) Extrême variabilité des débits

Deux exemples d'occurrence de crues très supérieures aux crues maximales observées illustrent l'extrême variabilité des débits de crue et les conséquences

eventuelles du fait de se fier aux débits de pointe historiques pour la conception d'ouvrage de maîtrise des crues à haut risque.

Rivière Pecos : Durant les 53 premières années d'observation de l'échelle, le débit de pointe maximal annuel enregistré étant de $3285 \text{ m}^3/\text{s}$ en 1932. En juin 1954 se produit une averse exceptionnelle centrée sur les 6475 Km^2 de la partie inférieure du bassin. Cette forte précipitation engendre un débit de pointe mesuré de $26\,850 \text{ m}^3/\text{s}$, c'est-à-dire environ 9 fois plus élevée que toutes celles observées durant les 53 années précédentes.

Station de plum Creek : Un des exemples les plus significatifs concernant le dépassement des débits connus par les observations antérieures a été la crue du 16 juin 1965 à Plum Creek (Colorado, USA). On a mesuré un débit résultant d'un orage de $4360 \text{ m}^3/\text{s}$. Des mesures systématiques de débit à la station observée depuis 1942, conduisaient à un débit maximal de $218 \text{ m}^3/\text{s}$. La crue de 1965 était environ 22 fois plus grande que ce qui avait été observé pendant les 23 années précédentes.

f) Incertitudes d'échantillonnage et intervalles de confiance.

Ayant choisi la loi de probabilité susceptible de représenter de la manière la plus adéquate une population de débits de crue, il est facile de constater que l'estimation des paramètres de la loi dépend de la taille de l'échantillon analysé. Il suffit de sélectionner quelques sous-échantillons de la période d'observation des débits pour constater que l'estimation des paramètres peut être sensiblement différente. Les écarts ainsi observés résultent des incertitudes ou erreurs d'échantillonnage.

La fiabilité des estimations, exprimée par l'intervalle de confiance, sera donc fonction de la taille de l'échantillon. [3, 18]

g) Analyses régionales :

Comme il a été signalé précédemment, l'extrapolation vers de grandes périodes de retour nécessite de disposer de longues séries homogènes de données dans la mesure où on ne dispose que des données obtenues sur le site. Diverses méthodes d'analyse régionales ont été proposées pour réduire l'influence des erreurs sur les données locales et des valeurs exceptionnelles (outliers) et pour utiliser systématiquement l'information fournie par d'autres stations. Une des principales analyses récentes de ce type a été mise au point au Royaume-Uni. [26]

Actuellement, la méthode la plus utilisée pour l'analyse régionale est la méthode des indices de crue qui suppose que la "courbe de croissance" des crues $Q(T)/Q_m$ (où $Q(T)$ est la crue de période de retour T et Q_m est la moyenne des crues annuelles. Q_m est calculée à partir des données locales. La "courbe de croissance" est déterminée à partir d'une analyse fréquentielle régionale portant sur les échantillons d'indices des crues (rapports des crues annuelles à leurs moyennes), tandis que Q_m est estimé à partir des observations locales ou déduit de formules basées sur les caractéristiques du bassin versant et des précipitations.

En raison de la grande quantité de données disponibles, l'analyse régionale peut utiliser des distributions statistiques comportant un nombre de paramètres incopius élevé que l'analyse portant sur les données d'une seule station ; des distributions comportant jusqu'à quatre paramètres on été utilisées.

h) Remarques sur les méthodes d'ajustement des débits de crues à une loi statistique :

Les méthodes d'ajustement n'échappent pas à toutes les incertitudes inhérentes à toute science de la nature à savoir :

1- Les erreurs systématiques sur les débits mesurés résultants des erreurs sur le tarage de la station de mesure et de l'extrapolation douteuse de la courbe d'étalonnage.

Ce dernier facteur peut être pénalisant sur les coud'eau présentant des variations rapides des débits et pour lesquels l'organisation des jaugeages ne permet pas toujours de répondre rapidement à de telles variations.

2- L'hétérogénéité des données résultant des modifications apportées aux conditions d'écoulement par des aménagements (barrages, endiguements, recalibrages, construction d'ouvrages d'art,...) ou par des interventions modifiant les caractéristiques du bassin versant (urbanisation, imperméabilisation des sols, déboisement, mise en culture,...).

3- Données provenant d'un mélange de population. Dans certaines régions, les crues peuvent résulter de deux ou plusieurs causes. Par exemple, dans la région nord-ouest des U.S.A, les crues peuvent résulter d'averses hivernales ou de la fonte des neiges au printemps. Le mélange des données provenant de ces deux types d'événements conduit souvent à une distribution sur laquelle il n'est pas facile d'ajuster la loi simple. On peut être contraint de recourir à un mélange de lois avec toutes les difficultés que cela peut entraîner dans certains cas, des courbes fréquentielles distinctes doivent être tracées pour chaque catégorie d'événements et la courbe définitive doit résulter de la composition des probabilités.

4- L'inadéquation de la loi probabilité utilisée :

Si, pour les fréquences correspondant à des durées de retour inférieures à quelques centaines d'années, l'analyse régionale doit permettre une validation de la loi utilisée, on ne peut éviter une très large incertitude dans les très faibles fréquences qui sont celles couramment adoptées pour les crues de projet des barrages.

5- Les incertitudes ou " erreurs " d'échantillonnage :

Sont souvent la cause la plus importante de la fragilité des estimations. La prise en compte de séries d'observations différentes, mais susceptibles néanmoins d'être corrélées entre elles sur une période commune, permet de tester la sensibilité des fluctuations d'étalonnage. De manière analogue, lorsque la période d'observation est courte, la prise en compte du maximum des données, par exemple le débit maximal de chaque mois et le regroupement des mois en saisons homogènes, peut permettre de diminuer les incertitudes d'échantillonnage.

Lorsqu'on utilise de courtes séries de données, plusieurs méthodes d'estimation conduisent à une estimation de la crue de projet qui, en moyenne correspond à une plus grande probabilité de dépassement. Ce point a été signalé par Kendall dans les années cinquante ; il a proposé, pour la loi de Gumbel, des facteurs de fréquence dépendant de la taille des échantillons. De nouvelles méthodes, telle que la méthode des moments pondérés par les probabilités, ont été proposées pour fournir des meilleures estimations et réduire de tels biais.

i) Conclusion :

L'application des lois statistiques classiques à l'échantillon des débits observés pour estimer les crues de fréquence rare comporte dans son principe l'extrapolation des débits bien au-delà de l'échantillon; cette extrapolation ne comporte théoriquement pas de limite supérieure, ce qui semble être en contradiction avec le phénomène physique de formation des crues. En réalité ; l'extrapolation est justifiée jusqu'à une durée de retour de l'ordre de grandeur du nombre d'années-stations ayant permis d'établir la loi statistique, puis de vérifier son adéquation. Une telle durée de retour peut, dans certains cas, être du même ordre de grandeur que celle retenue pour la crue de projet.

Les inconvénients rencontrés dans l'analyse statistique des crues existent également dans l'analyse statistique des pluies; en outre, il faut reconnaître que, pour obtenir un débit, la pluie génératrice doit subir des transformations complexes et variées.

2.3.2 Méthodes basées principalement sur la connaissance des pluies

1) Analyse des pluies : Méthode de la PMP et Analyse statistique des pluies

A. Méthode de la PMP [8,9]

a) Introduction-Définitions

La pluie Maximale Probable (PMP) est définie comme étant " théoriquement la plus forte précipitation d'une durée déterminée, qui est physiquement possible sur une surface donnée, dans un site géographique particulier et à une certaine époque de l'année ".

Il s'agit là d'une définition conceptuelle et, par conséquent, les valeurs qui en dérivent évoluent avec les progrès de la connaissance des phénomènes atmosphériques. Ces valeurs sont également sujettes à des modifications liées aux variations climatiques à long terme. Toutefois, dans la pratique, ces variations de tendance climatique sont généralement ignorées, car elles sont lentes et leur influence est faible en comparaison des autres incertitudes.

L'application de la définition ci-dessus à une PMP susceptible d'être utilisée à des fins de projet nécessite une interprétation par des hydrométéorologues et

des Ingénieurs compétents. Certaines de ces interprétations sont subjectives et peuvent conduire à différentes valeurs de la PMP. Les procédés d'estimation de la PMP sont examinés dans les paragraphes suivants afin de fournir au lecteur quelques explications de base sur des approches différentes mais tout aussi valables.

En procédant à l'estimation de la PMP sur un bassin versant, les accroissements des précipitations sont normalement distribués en fonction du temps d'une manière conforme à la séquence chronologique observée pendant une averse réelle. La pratique standard utilisée aux Etats-Unis, mais pas nécessairement dans d'autres pays, consiste à conserver la valeur de la PMP pour chaque pas de temps, c'est-à-dire que toute séquence de n accroissements doit être constituée des n valeurs les plus élevées.

Les conditions météorologiques antérieures à la PMP sont importantes pour définir les caractéristiques de la crue maximale probable (PMF). La raison physique justifiant l'influence de la crue antérieure résulte du fait que les conditions atmosphériques qui contribuent à la production d'une précipitation sur une surface donnée persistent souvent pendant une longue période de temps. La détermination de l'importance et de la durée de l'averse antérieure et de l'intervalle de temps entre atmosphériques. Très peu d'études ont été faites et, en attendant qu'un plus grand nombre soient entreprises, les caractéristiques de la précipitation antérieure doivent être basées sur les estimations faites à partir des épisodes pluvieux observés

b) Durée critique

Pour un bassin versant donné, il existe une PMP qui produira la crue critique au site du barrage. Pour choisir cette PMP, il faut définir les hydrogrammes de ruissellement résultant de PMP de différentes durées, et parfois en distinguant plusieurs saisons, et les injecter dans chacun des réservoirs amont et dans le réservoir constitué par la future retenue du barrage projeté. Une PMP de courte durée peut résulter d'une averse isolée alors qu'une PMP de longue durée peut résulter d'une averse isolée ou d'une séquence d'averses. Par exemple, des averses orageuses ont de grandes chances de fournir des PMP relatives à des surfaces inférieures à environ 1 000 km² pour des durées inférieures à 6 heures. Des averses généralisées, comprenant souvent des averses orageuses, produisent des pluies moins intenses en moyenne mais dont la durée plus longue et l'extension plus grande conduisent à des hauteurs pluviométriques totales plus élevées pour des durées supérieures à 6 heures et pour de grandes surfaces.

Le principe de base pour la détermination de la durée critique est que cette durée doit être suffisamment longue pour que tous les accroissements de précipitation nette puissent être incorporés dans le calcul de l'hydrogramme final. C'est réalisé dans les meilleures conditions en considérant la séquence complète de la pluie et les estimations des pertes pour déterminer quel moment se produit la fin de la précipitation efficace.

c) Méthodes d'estimation de la PMP

Les données sur les averses observées et un raisonnement météorologique sont utilisés dans une approche déterministe pour permettre d'estimer la PMP. En raison

de l'absence de mesures suffisantes pour définir l'origine des fortes précipitations d'une averse isolée (convergence, mouvement ascendants, condensation, etc.), l'observation des averses est un moyen indirect de mesure de la potentialité maximale de ces conditions. On peut supposer qu'en associant des précipitations importantes observées aux conditions maximales d'humidité, il sera possible de déterminer la précipitation maximale liée à un événement pluviométrique particulier. En associant la transposition d'averses et des techniques de courbes enveloppes pour compenser l'absence de données suffisantes sur les averses, il est possible d'obtenir le niveau de la PMP.

Dans certains pays, on a déterminé et publié des estimations de la PMP généralisées. A partir de ces publications on peut calculer en un lieu quelconque des PMP de différentes durées pour une surface de taille donnée. Si nécessaire, on peut ainsi dresser une carte synthétique des isohyètes de PMP, superposée à la carte du bassin versant pour obtenir une estimation moyenne de la PMP sur le bassin.

Lorsque les cartes de PMP généralisées ne sont pas disponibles, une méthode couramment utilisée consiste à transposer des averses historiques majeures depuis le point où elles se sont réellement produites jusqu'au droit du bassin versant du barrage projeté. Cette transposition nécessite une étude météorologique approfondie des événements pluviométriques majeurs qui se sont produits dans la région entourant le bassin versant. Si le bassin versant est très grand, l'étude régionale pourra concerner plusieurs centaines de milliers de kilomètres carrés.

Les facteurs à prendre en considération pour la transposition sont trop nombreux pour être explicités en détail dans ce bulletin, mais ils seront mentionnés brièvement afin de faciliter la compréhension. Ces facteurs comprennent l'estimation de l'humidité de l'air, sa maximisation, son ajustement spatial, la maximisation de la vitesse du vent, les effets de barrière, les distributions dans l'espace et dans le temps.

Si les données et les enregistrements disponibles sont insuffisants, il sera nécessaire d'effectuer des analyses supplémentaires pour obtenir la PMP. La maximisation d'une averse isolée et sa transposition sur le bassin versant ne garantissent pas une détermination correcte de la PMP critique. Il est donc généralement recommandé de transposer au moins quatre ou cinq averses de différentes durées avec l'humidité maximale et de prendre la valeur enveloppe pour obtenir la PMP. Le type de méthode d'enveloppe choisie conditionnera le degré de sécurité adopté. Des développements détaillés sur l'approche déterministe d'estimation de la PMP peuvent être trouvés dans [9].

Une autre méthode utilisée fréquemment, mais beaucoup moins fiable, pour déterminer la PMP est une méthode statistique. Elle est souvent utilisée lorsque certaines données météorologiques, telles que le point de rosée et la vitesse du vent, ne sont pas disponibles mais lorsqu'il existe de nombreuses données de précipitations. Ces méthodes statistiques sont plutôt utilisées pour procéder à une estimation rapide sur des bassins inférieurs à 1 000 km², mais sont parfois utilisées pour des bassins plus étendus.

Une méthode statistique courante est basée sur l'équation générale de fréquence :

$$X_t = \bar{X}_n + K_t S_n$$

avec : X_t = précipitation de période de retour t .

\bar{X}_n = moyenne des précipitations maximales annuelles d'une série de n années.

S_n = écart-type des maxima annuels.

K_t = variable statistique variant selon les différentes lois de distribution ajustées sur les données hydrologiques.

Les valeurs de K_t utilisées dans cette équation sont données en fonction de la durée de la pluie et de la moyenne des valeurs maximales annuelles [9]. Pour obtenir la valeur finale de la pluie, il faut effectuer trois ajustements sur les valeurs de \bar{X}_n et S_n prenant en compte :

- 1) l'effet des pluies extrêmes correspondant à des événements rares;
- 2) l'asymétrie des longues séries d'enregistrement;
- 3) le fait que les précipitations observées sur des intervalles de temps fixes donnent rarement les quantités maximales pour la durée considérée.

Etant donné que l'équation statistique ci-dessus fournit un résultat ponctuel, ce résultat doit être pondéré pour passer à une pluie moyenne sur le bassin versant. Pour opérer cette réduction, on a établi des courbes " hauteur-durée-surface " en fonction du pourcentage de précipitation ponctuelle maximale probable : ces courbes sont généralement désignées par le terme " courbes d'abattement " [8]. Les valeurs ponctuelles sont souvent estimées n'être applicables sans abattement que pour des surfaces comprises entre 1 et 25 km² (fonction de la durée de l'événement pluvieux) et elles ne sont généralement pas extrapolées à des surfaces de plus de 1 000 km² pour lesquelles elles ne sont plus fiables.

d) Effets saisonniers

Sur les bassins versants où la crue maximale peut résulter d'une combinaison de fonte de neige, de fonte de glace et de pluie, il est nécessaire de déterminer les variations saisonnières de la PMP. De telles variations doivent également être prises en compte dans l'étude des projets comportant des capacités de retenue variables selon les saisons.

Par exemple, dans certaines régions de l'hémisphère nord, la PMP peut se produire en juin et le maximum de fonte de neige en avril, il est alors nécessaire de calculer la PMP du mois d'avril et de la combiner avec une fonte de neige assez élevée,

par exemple une fonte de neige d'une période de retour de 50 à 100 ans. Comme c'est la période de l'année qui est la plus critique pour la fonte maximale de neige et la crue pluviale, la méthode usuelle consiste à établir la courbe d'évolution de la PMP pour toute la saison de fonte des neiges.

Dans d'autres régions, des effets saisonniers doivent également être pris en compte. Par exemple dans les régions équatoriales, les fronts intertropicaux de convergence ont une influence sur l'estimation de la PMP et sur ses relations avec d'autres facteurs hydrologiques.

e) Conclusion

Après avoir déterminé la PMP pour un bassin versant, il faut transformer cette précipitation en crue maximale probable (PMF).

B. Analyse statistique des pluies [26]

a) Méthodologie

Lorsqu'une région dispose d'un réseau de stations pluviométriques suffisamment dense et de longues séries d'enregistrements (supérieures à 30 ans), on peut obtenir une information utile à partir de l'analyse statistique des pluies. On peut ensuite en déduire une information sur les écoulements et les crues.

L'analyse statistique des pluies est généralement effectuée à partir de séries partielles ou de séries annuelles des précipitations extrêmes. On analyse de cette façon les intensités des pluies de durée donnée (par exemple, 1 heure ou 1 jour). La durée choisie doit être en relation avec la superficie du bassin versant considéré. Ainsi, par exemple, les enregistrements historiques des plus fortes intensités annuelles des précipitations journalières sont extraits et rangés selon leur importance. On ajuste ensuite une fonction de distribution des valeurs extrêmes à cette série de valeurs annuelles classées. En outre, lorsqu'on dispose de longues séries de données telles qu'il soit possible de définir des saisons homogènes, il est possible de procéder à une analyse statistique des valeurs maximales pour chaque saison homogène.

Une autre méthode susceptible d'être utilisée consiste à sélectionner les valeurs supérieures à une intensité donnée afin de disposer de séries partielles de valeurs dépassant le seuil que l'on s'est fixé.

b) Distribution fréquentielle

(i) La fonction de distribution la plus couramment utilisée pour l'analyse des valeurs extrêmes est la distribution de Gumbel (utilisée notamment aux Etats-Unis), mais dans certains continents ou régions on utilise d'autres fonctions de distribution qui peuvent mieux s'ajuster aux données (par exemple les distributions log-Pearson type III et log-normal). Dans chaque cas, ces distributions de fréquence ajustées aux séries de pluies permettent de déterminer les intensités de pluie pour des périodes de récurrence souhaitées. Dans certains cas, l'estimation porte ainsi sur des périodes de retour

moyennes supérieures à 1000 ans et même 10 000 ans. Il s'agit là, bien entendu, d'une extrapolation considérable qui nécessite de disposer d'enregistrements historiques de pluie sur une vaste surface et dans une région météorologiquement stable, c'est-à-dire avec une faible variabilité de la pluviométrie et sans influence d'ouragans ou de cyclones tropicaux, etc. Cette disposition est valable lorsque les averses ont pour origine une seule cause météorologique. Lorsque le processus de formation des averses est perturbé par des ouragans, cyclones, etc., il convient d'en tenir compte en utilisant des lois de distributions mixtes.

(ii) Les fortes averses enregistrées au cours des cyclones, intéressant par exemple une région donnée seulement une fois sur une longue période d'observation, peuvent manifestement entraîner une grande incertitude sur l'extrapolation. Dans de telles régions où se produisent des averses exceptionnelles et dans lesquelles on ne dispose que d'une période d'observation limitée, l'analyse statistique est moins fiable pour l'estimation des crues extrêmes que l'approche déterministe du calcul de la PMP là où on dispose de données météorologiques.

(iii) Dans les régions caractérisées par une grande variabilité de la pluviométrie, comme l'Australie, l'extrapolation n'est effectuée normalement que jusqu'à une période de retour de 100 ans et avec précaution jusqu'à 500 ans. Pour pouvoir extrapoler au-delà de cette limite, il faut entreprendre des études spéciales et utiliser d'autres fonctions de distribution, voire une distribution mixte, en plus de la distribution log-Pearson III. Une distribution mixte permet de séparer la distribution de fréquence ajustée à la population des pluies ordinaires de celle ajustée à la population des ouragans les plus rares ou des cyclones tropicaux [26].

c) Données du projet

(i) De nombreux pays ont effectué l'analyse statistique classique de leurs enregistrements pluviométriques en utilisant une fonction de distribution de fréquences adéquate. La consistance et la longueur d'enregistrement de ces données sont telles qu'elles peuvent être valablement utilisées pour l'estimation des crues.

Pour l'ouest des Etats-Unis les données sont présentées sous forme de séries d'atlas NOAA, alors qu'en Grande-Bretagne elles figurent dans le UK Flood Studies Report [26].

(ii) A titre d'exemple de telles analyses, l'Australie a récemment achevé un système complet et informatisé d'analyse des pluies. L'ensemble de l'Australie fait l'objet du volume 2 de "Australian Rainfall and Runoff" qui contient 100 cartes fournissant une information sur l'intensité des pluies de durée comprise entre 5 minutes et 72 heures. Ces cartes sont également stockées sous forme informatique. Les données informatisées permettent aux hydrologues d'accéder à ces données dont la résolution géographique est de 0,025 degré en latitude et en longitude et pour des périodes de retour comprises entre 1 et 100 ans. Ces mêmes données peuvent également être utilisées pour l'extrapolation jusqu'à une période de retour de 500 ans et constituent un support pour des extrapolations supérieures [26].

La loi de distribution utilisée en Australie pour estimer une pluie de période de retour donnée est la loi log-Pearson III avec un paramètre d'asymétrie régional. Un coefficient d'asymétrie calé sur les données locales ne présente pas les mêmes défauts pour les pluies que pour les crues en raison de la variation spatiale régulière des pluies et du fait que le paramètre d'asymétrie ne devient pas négatif : il varie de 0 (log-normal) à environ 0,8. Les données pluviométriques sont présentées sous forme d'une série de cartes pour des durées spécifiques (1, 12 et 72 heures) et pour des périodes de retour moyennes (2 et 50 ans). Des procédés d'interpolation permettent de passer à d'autres durées et à d'autres périodes de retour.

Les cartes présentent les intensités pluviométriques sous forme d'isoplèthes et sont établies (comme aux Etats-Unis, en Grande-Bretagne, en Nouvelle-Zélande, etc.) par lissage spatial des intensités observées sur le réseau pluviométrique afin de réduire les variations aléatoires dans les données. Ce type d'analyse, appelée procédure généralisée, prend en compte les particularités météorologiques et géographiques locales et régionales.

d) Données de courte durée (inférieures à 6 heures)

Ces données sont importantes pour des petits bassins versants mais peuvent poser des problèmes dans de nombreux pays dont les réseaux de pluviographes sont lâches. On peut remédier à cette situation par l'utilisation des techniques de régressions multiples sur les données des postes pluviométriques à lecture journalière en utilisant des variables telles que l'altitude, la distance de la mer, l'exposition, etc., et déterminées à partir d'autres sites où il existe des pluviographes et des pluviomètres à lecture journalière.

e) Coefficients de réduction spatial

Les statistiques des pluies ponctuelles mesurées doivent, en toute rigueur, être considérées comme représentatives de la pluviométrie au point considéré, mais peuvent être admises comme représentant les valeurs intensité-fréquence-durée sur des surfaces d'étendue limitée de 1 à 25 km² en fonction de la durée de l'événement pluvieux.

Pour des surfaces plus importantes, il n'est pas réaliste d'admettre que la même intensité pluviométrique puisse être appliquée à toute la surface considérée et une réduction doit être apportée à la pluie ponctuelle en utilisant des coefficients d'abattement fonction de la superficie. Ces derniers peuvent varier avec la fréquence considérée, de sorte qu'une série de courbes sont généralement utilisées.

Le service météorologique des Etats-Unis [26] a étudié ce problème et a publié des courbes de coefficients d'abattement en fonction de la superficie et de la durée pour des périodes de retour jusqu'à 100 ans. En outre, l'existence de zones climatiques différentes peut nécessiter l'utilisation de coefficients d'abattement différents.

Une autre méthode consiste à considérer la précipitation moyenne sur le bassin versant comme une variable aléatoire et à définir directement la distribution statistique de cette variable.

f) Conclusion

L'analyse statistique des pluies constitue une source d'information importante pour déterminer les crues rares là où il existe des enregistrements pluviométriques fiables et de longue durée provenant d'un réseau pluviométrique suffisamment dense, et lorsque les particularités météorologiques et géographiques de la région sont prises en compte par des météorologues compétents.

Dans les autres cas les analyses pluviométriques sont limitées à une période moyenne de récurrence de 100 ans et, en procédant avec prudence, de 500 ans.

2) Passage de la pluie brute à la pluie nette et méthodes de transfert pluies-débits.

A. INTRODUCTION

Le présent paragraphe concerne le problème de la détermination de la crue de projet à partir de données issues d'une étude des pluies de différentes durées. Ces données sont supposées acquises et conformes aux besoins propres à chaque méthode. Le caractère exceptionnel de l'événement pluviométrique, qu'il soit exprimé explicitement en probabilité (période de retour) ou sous forme maximaliste (événement maximal probable), est en général également connu à ce stade de l'étude et il est considéré comme défini par la pluie de projet utilisée comme entrée du modèle. On ne reviendra pas sur ce choix mais on doit noter que les modèles pluie-débit utilisés pour l'étude de la crue de projet ont un effet sur la valeur calculée et peuvent aussi modifier le but initial (obtention de valeurs pas aussi rares ou aussi grandes que prévu).

Le présent chapitre se limite à décrire brièvement les principales catégories de méthodes qui s'offrent au projecteur.

Ces méthodes ont pour objectif de déterminer, non seulement le débit de pointe, mais également l'ensemble de l'hydrogramme correspondant à la crue naturelle à l'entrée dans la retenue. Cet hydrogramme permet d'estimer le volume de la crue qui est souvent un facteur plus important que le débit de pointe pour le laminage de la crue par la retenue. La précision avec laquelle doit être déterminé cet hydrogramme dépend de l'importance du projet.

B. GENERALITES

Le passage d'une pluie de projet à une crue de projet se décompose en deux étapes successives qui sont :

- L'application d'une fonction dite de rendement qui fait passer de la pluie brute à la pluie nette;

- L'application d'une fonction dite de transfert qui traduit l'atténuation et le décalage dans le temps de la pluie nette (sans modification du volume de l'écoulement), correspondant à la propagation des débits dans le réseau hydrographique du bassin versant.

En fait, une telle distinction est plus théorique que réelle et les analyses les plus récentes sur les processus de transformation pluie-débit sont très éloignées d'une telle dichotomie. Par exemple, dans la théorie de la surface contributive variable, qui considère qu'une crue est due au seul ruissellement sur des surfaces saturées d'extension variable, l'écoulement hypodermique produit dans les zones sans ruissellement contribue, soit à l'élargissement de zones saturées à l'aval, soit à l'écoulement lui-même par exfiltration (résurgence). Quoi qu'il en soit, le choix du processus pluie-débit n'est pas crucial pour l'estimation des crues catastrophiques dont la détermination est nécessaire dans le cas d'un grand barrage.

D'un point de vue conceptuel, on peut même se demander, dans l'hypothèse où l'on conserve cette dichotomie, s'il n'y aurait pas intérêt à appliquer un certain transfert à la pluie brute elle-même avant d'opérer sa transformation en pluie nette. Toutefois, s'agissant ici d'exposer les méthodes utilisées dans la pratique, on n'insistera pas sur l'utilisation de telles théories scientifiques nécessairement en avance sur l'application et au demeurant en rapide évolution.

En ce qui concerne les méthodes usuelles, le critère de classement le plus pertinent est probablement le caractère plus ou moins synthétique du modèle utilisé. C'est ce critère qui est adopté dans ce qui suit en commençant par les modèles relativement détaillés pour aboutir à des modèles plus synthétiques.

Dans la mesure où un modèle peut être obtenue par combinaison de sous-modèles variés, on présentera des combinaisons arbitraires mais, bien entendu, d'autres variantes existent, faciles à déduire des méthodes-types présentées ci-après.

Lorsque la crue de projet est calculée à partir des pluies, la probabilité de dépassement des crues de projet n'est pas seulement fonction de la probabilité des épisodes pluvieux, mais également de l'état initial choisi pour le modèle, en particulier des conditions d'humidité du sol. Si on doit également prendre en compte les apports résultant de la fonte des neiges, l'importance du manteau neigeux et le taux de fusion de la neige auront également une influence sur le résultat final. Ces choix peuvent avoir sur la durée de retour de la crue de projet une influence plus importante que le choix de la structure du modèle.

Les calculs de la PMF nécessitent de prendre en compte l'addition de phénomènes improbables, alors que d'autres méthodes ignorent simplement ces facteurs ou les globalisent. Cette addition de phénomènes improbables existe pour le calcul de la PMP à propos du nombre de paramètres météorologiques qui doivent être maximisés. Le phénomène est amplifié lors de l'utilisation du modèle pluie-débit : à quel niveau faut-il fixer les conditions initiales et minimiser les taux des pertes ? La fonte de la neige augmente encore la complexité du problème résultant du choix du stock neigeux, du taux

et de la durée de la fusion nivale. Chaque nouveau facteur important qui doit être maximisé contribuera à accentuer le caractère "improbable" de la valeur résultante de la PMF. La méthode habituellement utilisée consiste à ne pas maximiser les facteurs secondaires, mais à leur affecter des valeurs "élevées mais réalistes" correspondant généralement à des durées de retour de l'ordre de 10 à 50 ans.

C. MODELE PLUIE-DEBIT CONCEPTUEL COMPLET [25]

a) Origine

Depuis le milieu des années 60, de nombreux modèles simulant la circulation de l'eau dans un bassin versant ont été développés, surtout aux Etats-Unis. Ce sont des modèles complets pouvant être assemblés lorsque l'on décompose un bassin hétérogène en sous-bassins. Ce type de modèle peut fonctionner de façon continue ou de façon fractionnée par événement.

Le modèle SSARR (Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation) développé par le Corps des Ingénieurs militaires des Etats-Unis en est un exemple très connu. On peut citer également le modèle HSPF (Hydrologic Simulation Program Fortran), basé sur le Stanford Watershed Model, bien connu des hydrologues. Un troisième modèle susceptible d'être utilisé est celui du bassin de Sacramento qui a été mis au point par le National Weather Service et qui peut être considéré comme un modèle pluie-débit conceptuel complet.

Outre ces modèles pluie-débit, il existe des modèles pour les pluies extrêmes, tels ceux fondés sur l'onde cinématique. Les modèles de ce type effectuent le transfert de la pluie nette (calculée de façon à tenir compte de la variabilité spatiale et temporelle du processus pluvieux, en plus de la variabilité spatiale des caractéristiques du bassin versant) à travers tout le bassin versant (incluant l'écoulement sur les pentes et dans le réseau hydrographique).

b) Données nécessaires

Malgré un caractère assez proche du déterminisme, de tels modèles nécessitent de caler plusieurs paramètres et, par conséquent, de disposer de données de pluies, débits, températures, évapotranspirations potentielles relevées sur plusieurs années à pas de temps fin. En outre, ces données sont nécessaires pour chaque sous-bassin individualisé où le modèle général est utilisé d'une manière finalement assez proche d'un modèle réellement distribué, c'est-à-dire un modèle où le processus pluie-débit est décrit de façon hiérarchisée dans tout l'espace du bassin versant.

c) Description sommaire de la méthode

Le modèle consiste en une analyse physique relativement complexe des processus intervenant dans un bassin versant et nécessite de se reporter aux manuels spécialisés pour en avoir une description détaillée. Pratiquement, l'application d'un tel modèle nécessite de disposer du logiciel complet et de sa notice d'utilisation.

d) Domaine d'application

Le domaine d'application d'un tel modèle est en principe illimité.

e) Avantages, Inconvénients

Un tel modèle est théoriquement séduisant car il permet la prise en compte d'un très grand nombre de caractéristique du bassin versant intéressé. Il présente une bonne souplesse pour prendre en compte des changements éventuels ultérieurs dans le bassin versant et l'effet du (ou des) réservoir(s) qui peut être très significatif en particulier lorsque ces réservoirs sont grands comparativement à la taille des bassins versants. Lorsque la crue de projet doit résulter d'une succession d'orages, le recours à ces modèles complets est presque obligé.

Toutefois, ces avantages sont en fait un peu incertains car les dispositions arbitraires inévitables (comme, par exemple, l'initialisation du système en début de traitement de l'épisode pluvieux) sont trop nombreuses pour avoir une idée claire des conséquences qui en résultent. Quoi qu'il en soit, l'initialisation du système est une question liée au niveau de sécurité choisi. Le calage du modèle est délicat comme on peut le constater lorsqu'on dispose de données suffisantes pour contrôler le modèle sur une période très différente de la période de calage. Tout inconvénient existe pour toutes les méthodes d'estimation des crues.

En outre, les paramètres du modèle du bassin versant, définis à partir des conditions moyennes d'écoulement, peuvent difficilement s'appliquer avec certitude aux épisodes de crues exceptionnelles.

D. MODELISATION GLOBALE UTILISANT UNE METHODE DE TRANSFERT LINEAIRE (HYDROGRAMME UNITAIRE) [25,26]**a) Origine**

L'origine de ces méthodes résulte des travaux classiques sur les processus de transformation pluie-débit effectués dans les années 30 par l'école des hydrologues américaines, notamment Sherman et Horton. Contrairement aux modèles complets évoqués précédemment, cette catégorie de modèles est uniquement applicable à des épisodes "averse-crue" isolés. Des descriptions détaillées de ces modèles figurent dans les ouvrages spécialisés et dans les traités sur la modélisation mathématique en hydrologie [25].

b) Données nécessaires

Pour pouvoir caler de tels modèles, il est nécessaire de disposer de plusieurs (en principe une dizaine) couples "averse-crue". Les données pluviométriques doivent être des pluies moyennes sur le bassin versant et leur durée proche du temps de concentration. Pour les régions dans lesquelles ont été effectuées des analyses régionales

d'estimation des principaux paramètres du modèle, les modèles peuvent être utilisés sans calage préalable. Dans ce cas, on doit pouvoir disposer de données spécifiques du bassin versant (temps de concentration, caractéristiques des sols, etc.).

Pour le calcul de la crue de projet, il faut disposer d'une averse de projet (pointe et hyéogramme).

c) Description sommaire de la méthode

La méthode consiste à effectuer successivement deux opérations :

(i) Soustraire de la pluie brute une perte par infiltration. Cela peut être réalisé de plusieurs façons (courbe d'infiltration potentielle, taux relatif ou absolu d'infiltration constant, perte initiale suivie d'un taux de perte fixe ou évolutif, utilisation d'index de précipitations antérieures, etc.). Le choix du modèle représentant les pertes et celui des conditions initiales d'humidité du sol ont une grande influence sur la crue calculée.

Pour le calcul des pertes, deux modèles sont généralement utilisés : la relation classique de Horton d'une perte décroissante dans le temps et la méthode du "Curve Number" (CN) proposée par le Soil Conservation Service du Ministère de l'Agriculture des Etats-Unis.

(ii) L'écoulement est ensuite obtenu en effectuant le produit de convolution de la pluie nette précédemment obtenu avec une fonction de transfert.

(i) **Equation de Horton** : La perte par infiltration est considérée comme la somme d'une perte constante dans le temps et d'une perte à décroissance exponentielle :

$$I(t) = a + b \exp(-t / \tau)$$

dans laquelle :

t = temps, avec origine des temps au début de l'épisode pluvieux;

I(t) = perte potentielle par infiltration;

a = perte limite lorsque t tend vers l'infini;

a + b = taux de perte initial;

τ = temps caractéristique;

a, b et τ sont des paramètres fonction des caractéristiques du sol.

Si P(t) est l'intensité du hyéogramme de projet, l'intensité de la pluie nette (c'est-à-dire après déduction des pertes par infiltration), Pn(t), est donnée par :

$$Pn(t) = \text{Max} [0, P(t) - I(t)]$$

La fonction de rendement de Horton est particulièrement utile pour les précipitations de courte durée. Pour des temps de réponse du bassin versant dépassant quelques heures, la capacité d'infiltration devient pratiquement constante et il est

nécessaire de tenir compte des problèmes tels que la variation spatiotemporelle de l'intensité de la pluie.

Méthode du Soil Conservation Service : Le modèle de perte mis au point par le Soil Conservation Service est un modèle comportant un seul paramètre. Si R désigne le volume total de la pluie, la pluie nette R_n est donnée par :

$$R_n = \frac{(R - 0,2S)^2}{R + 0,8S}$$

S est un paramètre représentant la perte; $0,2 S$ est la perte initiale et $1,2 S$ la perte maximale correspondant à R tendant vers l'infini. S , paramètre du modèle, est fonction du "Curve Number" et la méthode est souvent désignée par l'expression "Méthode du Curve Number" ou "Méthode CN". La valeur du Curve Number est fournie par des tables en fonction des types de sols, de leur occupation et de leur degré d'humidité [30]. Initialement la méthode a été élaborée pour les petits bassins versants en zone rurale en utilisant les pluies journalières et, par suite, l'estimation d'une valeur de S pour un grand bassin de caractéristiques non uniformes constitue un problème non négligeable. L'utilisation de la méthode sera également délicate dans des régions et pour des types de sols différents de ceux pour lesquels la méthode a été testée. L'avantage de cette méthode est de limiter le nombre des choix et des décisions que doivent prendre les hydrologues.

(ii) Fonction de transfert : Dans la mesure où la quantité d'eau emmagasinée dans le bassin peut être considérée comme une fonction linéaire de la pluie nette $P_n(t)$ et de l'écoulement $Q(t)$, la relation entre la pluie et le débit est donnée par un produit de convolution :

$$Q(t) = \int_0^t P_n(t-\tau)U(\tau)d\tau$$

ou, dans le cas d'une discrétisation du pas de temps :

$$Q(t) = \sum_{i=0}^n p_n(t-i)U_i$$

où $U(x)$ et U_i sont deux fonctions de transfert.

Si on applique le principe de continuité, l'intégrale de $U(x)$ ou la somme des U_i est égale à l'unité. U est appelée généralement l'hydrogramme unitaire (instantané).

U peut être défini par des expressions analytiques fonctions de paramètres à caler sur les couples "averse-crue" disponibles. L'hydrogramme unitaire représentant une cascade de réservoirs linéaire (modèle Nash) est une option fréquemment utilisée :

$$U(t) = \frac{1}{\Gamma(n+1)} (t-\tau)^n \exp(-t/\tau)$$

où $\Gamma(x)$ est la fonction gamma : $\int_0^\infty e^{-u} u^{x-1} du$

Les deux paramètres sont n , nombre de réservoirs, et τ constante de temps de chaque réservoir.

Pour éviter d'avoir à définir la partie décroissante de U sur une très longue durée, une solution alternative est constituée par la série des modèles ARMA (Auto Regressive Moving Average) :

$$Q(t) = \sum_{i=1}^m A_i Q(t-i) + \sum_{j=0}^n B_j P_n(t-j)$$

où A_i et B_j sont des constantes et m et n représentent respectivement l'ordre de la composante autorégressive et celui de la composante moyenne mobile.

Un hydrogramme triangulaire ou polygonal est une alternative fréquemment utilisée, permettant de réduire à un ou deux le nombre de paramètres. La forme triangulaire est utilisée au Royaume-Uni et dans la méthode du Soil Conservation Service. Les paramètres peuvent être définis par calage sur les épisodes observés ou à partir de relations basées sur les caractéristiques des bassins versants.

Le modèle de propagation Muskingum, linéaire, est également applicable, il peut être utilisé, soit comme unique modèle de transfert, soit en combinaison avec un modèle d'hydrogramme unitaire. Le modèle Muskingum est basé sur l'hypothèse que le stock d'eau dans le bassin peut être exprimé par une combinaison linéaire des écoulements à l'entrée et à la sortie du bassin :

$$S(t) = K[x P_n(t) + (1-x) Q(t)]$$

où K et x sont les deux paramètres du modèle. Associée à l'équation de continuité, cette relation conduit à une fonction de transfert de la forme ARMA :

$$Q(t) = A_0 Q(t-1) + B_1 P_n(t) + B_1 P_n(t-1)$$

où A_0 , B_0 et B_1 peuvent être exprimés en fonction de x et K .

Certaines méthodes introduisent un comportement non linéaire, par exemple à l'aide de l'équation de stockage type Muskingum rendue non linéaire :

$$S(t) = K \{x [P_n(t)]^n + (1-x) [Q(t)]^n\}$$

où n est une constante de l'intervalle (0,6-1) des bassins versants.

Avec de telles modifications, on peut obtenir un modèle dépendant de 5 ou 6 paramètres (exemple le modèle RORB, Australie [7]).

Comme le modèle de transfert fonctionne à partir de la pluie nette, un débit de base (composante d'écoulement souterrain) doit être ajouté à l'hydrogramme modélisé $Q(t)$.

d) Domaine d'application

De tels modèles s'appliquent plus particulièrement à des bassins versants de taille petite à moyenne (au plusquelques milliers ou dizaines de milliers Km²). Si on dispose de données concernant des observations pluies-débits, il sera généralement possible de caler les paramètres du modèle. Sinon, le modèle ne sera applicable que s'il existe des études régionales permettant d'estimer *a priori* les valeurs des principaux paramètres du modèle à partir des caractéristiques du bassin versant ou de la région. Par rappoint à un modèle calé sur ces données, la précision sera très sensiblement réduite, l'erreur standard sera fréquemment augmentée de 50%.

e) avantages, inconvénients

Ces méthodes sont pratiques et d'emploi commode, et de nombreux règlements nationaux régionaux sont basés sur de telles approches [25,26]. L'utilisateur peut facilement ajuster le taux d'infiltration supposé pour obtenir la crue de projet pour un degré d'humidité précédant l'averse (humide, moyen, sec) choisi en fonction du niveau de sécurité désiré. Un avantage résulte de la possibilité de combiner la pluie nette de plusieurs sous-bassins.

Ces méthodes peuvent souffrir cependant d'une certaine incertitude liée aux difficultés d'estimation des paramètres de la fonction de rendement qui sont susceptibles de varier de façon très importante (toutefois ces perts peuvent devenir négligeables pour les très grands cues). Elles sont particulièrement sensibles aux erreurs sur la séparation de l'écoulement de base et sur l'estimation de l'infiltration dans le processus de calage; la fixation de la fin de l'écoulement direct sur la décrue de l'hydrogramme a une incidence importante sur la valeur calculée de l'écoulement de surface ainsi que sur le taux d'infiltration. Un autre problème résulte de la représentation d'un processus hydrologique non linéaire par des modèles de transfert linéaires, ce qui peut entraîner de grandes erreurs dans l'extrapolation à des crues exceptionnelles si le modèle a été calé sur des conditions d'écoulement moyennes.

Il existe plusieurs programmes informatiques pour le calcul de la pluie nette, la construction de l'hydrogramme unitaire et la propagation de l'écoulement qui facilitent l'utilisation de telles méthodes. Un exemple est le HEC-1 Flood Hydrograph package, mis au point par le US Army Corps of Engineers [14]

E. METHODE DU GRADEX [10,11,17]

a) Origine

C'est la méthode actuellement la plus globale dans le domaine de la transformation pluie-débit. Elle résulte des travaux d'Ingénieurs d'électricité de France et correspond à une simplification drastique du processus de transformation pluie-débit pour n'en retenir que les traits les plus pertinents, sous la forme d'un modèle statistique. La méthode du gradex a pour base une description de la fonction de répartition de la pluie moyenne sur le bassin, supposée valable jusqu'à une fréquence au dépassement très rare.

b) Données nécessaires

L'étude pluviométrique doit permettre d'établir la distribution des pluies maximales annuelles sur une durée proche du temps de concentration (ou du temps de base moyen pour les crues) du bassin concerné. Une composition des distributions des pluies des différentes parties du bassin nécessaire si l'on ne dispose pas des pluies moyennes sur l'ensemble du bassin concerné. Il est souhaitable de disposer également des débits maximaux instantanés et des débits moyens journaliers calculés sur une durée identique à celle retenue pour les pluies. Sinon, il faut disposer d'études régionales permettant l'estimation *a priori* d'une crue de fréquence modeste telle que la crue décennale, ce qui entraîne une erreur supplémentaire résultant de l'incertitude propre à ce type d'estimation. La méthode du gradex est applicable dans les bassins dont les hydrogrammes de crue ont une durée comprise entre quelques heures et un petit nombre de jours.

c) Description sommaire de la méthode

(i) A partir de l'examen de quelques hydrogrammes de crue, on estime le temps de concentration du bassin versant ou le temps de base de l'hydrogramme de ruissellement direct; ce temps sera adopté comme pas de temps pour les données pluviométriques.

(ii) Etayée par de nombreuses analyses fréquentielles des hauteurs de précipitations effectuées dans diverses parties du monde. La fréquence $F(P)$ de la précipitation en t heures (t compris entre 5 et 50 heures environ) en un lieu et pendant une saison donnés est du type à décroissance exponentielle simple et tend, lorsque P est grand, vers une fonction exponentielle :

$1 - F(P)$ tend vers Ke^{-Pa} lorsque P tend vers l'infini.

C'est le cas, par exemple, d'une loi de Gumbel : $F(P) = e^{-Ke^{-Pa}}$

Le paramètre appelé " gradex " (gradient des valeurs extrêmes) est un paramètre climatologique calculé à partir de quelques dizaines d'années d'observations journalières, ou à pas de temps plus fin et le plus proche possible du temps de concentration ou du temps de base de l'hydrogramme de ruissellement direct si on dispose d'un réseau de pluviographes.

Sur un graphique de gumbel (Fig. 4) le gradex A est la pente de la droite F(P) d'ajustement des valeurs extrêmes des précipitations.

(iii) Pour passer des hauteurs de précipitations au volume de crue Q pendant le pas de temps choisi, on fait intervenir une seconde hypothèse admise par un grand nombre d'hydrologues : en période de hautes eaux (au-delà de la crue décennale ou vingtennale), quand on approche de la saturation du bassin versant, tout accroissement dP de la précipitation produit un accroissement dQ de la lame d'eau ruisselée qui tend à devenir égale à dP. Cette hypothèse se traduit, sur le graphique de Gumbel (fig.4), par le parallélisme des droites asymptotes des pluies extrêmes P et des volumes de crue Q.

Pratiquement, on trace la parallèle G(Q) à la droite F(P) à partir du point représentatif de la crue décennale pour les petits bassins ou vingtennale pour les bassins importants et, éventuellement, cinquantenale pour les bassins à relief peu accidenté à forte capacité d'absorption. L'erreur que l'on commet sur l'origine de l'extrapolation tend d'ailleurs à diminuer rapidement en valeur relative pour le débit de durée de retour mille ans ou dix mille ans.

(iv) Pour passer de la loi de probabilité du débit moyen Q en t heures à celle du débit de pointe Q_i , on lui applique le rapport $r = Q_i / Q$ qui est indépendant du débit et dont la valeur moyenne est déterminée sur le plus grand nombre d'hydrogrammes disponibles.

On déduit alors la distribution des valeurs extrêmes du débit de pointe $G'(Q_i)$ de celle G(Q) des débits moyens en t heures pas une simple affinité de valeur r (Figure. 4)

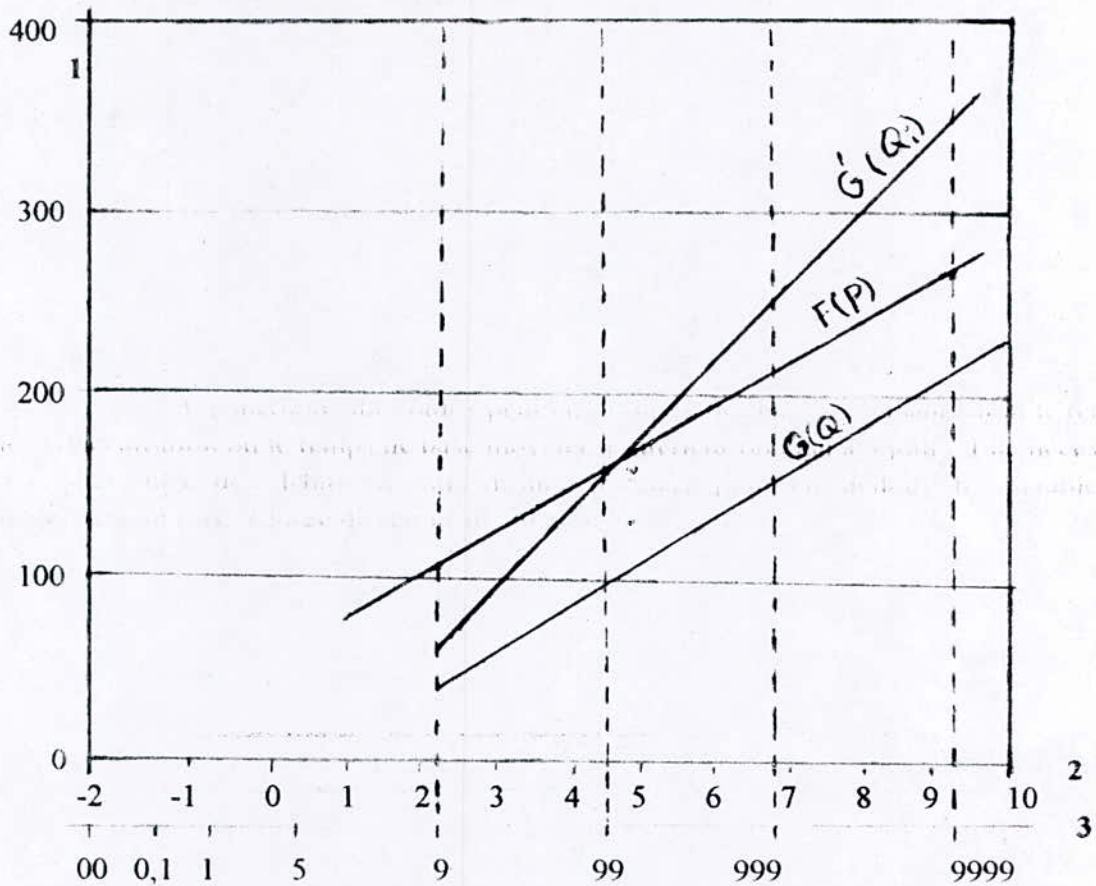


Fig 4 *Méthode du gradex*

Comportement asymptotique de la distribution des volumes de crue $G(Q)$ déduit de la distribution des précipitations maximales annuelles $f(p)$ et distribution des débits instantanés $G(Q_i)$ obtenus avec le rapport d'affinité r .

- (1) Volume Q et précipitation $P(mm)$
- (2) $U = -Ln[-Ln(F ou G)]$
- (3) Fréquence (F ou G)

d) domaine d'application

La méthode du gradex peut être utilisée des bassins versants dont le temps de concentration ou le temps de base moyen est inférieur ou égal à 3 jours. Elle nécessite la connaissance des débits sur une dizaine d'années pour en déduire des quantiles Q moyennement rares (durée de retour de 20 à 50 ans).

La méthode n'est pas applicable dans les régions soumises à des événements de type cyclonique qui sont également mal pris en compte par une description simple de la distribution des pluies. Elle peut conduire à une surestimation des

débites dans le cas des bassins très perméables pour lesquels le parallélisme des deux droites représentatives des distributions $F(P)$ et $G(Q)$ (graphique de Gumble) n'est atteint que pour une période de retour nettement supérieure à 20 ou 50 ans, c'est-à-dire au-delà de la durée des observations généralement disponibles.

e) Avantages, inconvénients

Une fois que les données de base ont été analysées pour fournir des valeurs pertinentes, la méthode du gradex se révèle être une technique très simple pour l'estimation des crues très rares. Son caractère global très poussé permet une bonne maîtrise de l'évaluation du risque pour la période de retour choisie. En revanche, son domaine d'utilisation est limité par l'hypothèse de la décroissance exponentielle des fortes pluies (qui s'est révélée valable dans les régions où la méthode a été testée) et par le fait que le parallélisme des deux droites de distribution des pluies et des débits (graphique de Gumble) devrait intervenir au-delà des plus forts débits observés; dans le cas contraire, cela pourrait conduire à une majoration sensible de la crue de projet pour la durée de retour choisie. Dans les cas où elle est applicable, la méthode du gradex présente une grande robustesse du fait qu'elle concentre son effort sur les seuls aspects essentiels du problème.

F. CONCLUSION

Les principales démarches utilisées de façon opérationnelle pour estimer les crues très rares à partir de la connaissance des pluies ont été illustrées par trois méthodes-types allant d'un modèle conceptuel assez complet à un modèle probabiliste. Il existe, bien étendu, au niveau mondial, de nombreuses variantes empruntant des portions de modélisation plus familières à tel projecteur de tel pays et tenant compte des particularités climatiques et des données disponibles. Cependant, les trois méthodes présentées ici donnent une indication raisonnable sur les principales attitudes de l'homme de l'art face à un problème difficile que la science hydrologique n'a pas encore résolu de façon satisfaisante. Dans l'état actuel des connaissances il semble que, pour les pays de climat non excessif et disposant de bonnes observations, les techniques statistiques soient efficaces car elles se limitent aux variables les plus intéressantes et tirent bénéfice d'un arsenal mathématique bien établi. Les modèles déterministes, *a priori* plus séduisants en raison du fait qu'ils modélisent fondamentalement le processus pluie-écoulement du bassin, sont plus sujets aux problèmes de calage et soulèvent des problèmes de validation.

Toutefois, toutes les méthodes doivent être adaptées et appréciées en fonction du climat spécifique et de la disponibilité des données.

2.3.3. Choix d'une méthode d'estimation des crues

1. Introduction

L'estimation de la grandeur d'une crue de probabilité donnée, y compris sa limite supérieure que constitue la crue maximale probable (PMF), ne ressortit pas d'une science exacte. Un grand nombre de méthodes sont valables mais elles ne donnent qu'une estimation relative de la grandeur de la crue, que ce soit son débit de pointe, son volume ou son hydrogramme, dans les meilleures conditions de la connaissance et du raisonnement et dans les limites des données disponibles et de la connaissance des conditions météorologiques qui sont à l'origine du phénomène.

2. Facteurs influençant le choix de la méthode d'estimation des crues

A. FACTEURS RESPONSABLES DE L'OCCURRENCE DES CRUES

a) **Les caractéristiques climatiques** du pays, de la région et du bassin versant détermineront l'averse qui est à l'origine de la crue, y compris ses éléments associés, son intensité et sa variabilité.

Le climat, qu'il soit tropical, équatorial, méditerranéen ou sous l'influence de la mousson, constitue un facteur essentiel pour la répartition saisonnière, l'intensité et le volume de la pluie. L'orientation du bassin versant par rapport aux vents dominants, la mer, les montagnes, les déserts, les typhons sont des causes de modification des conditions de production et d'importance des crues au même titre que l'existence et l'extension de la couverture neigeuse et des lacs.

b) **Les caractéristiques physique** du bassin versant interfèrent avec le climat. L'altitude du bassin, sa topographie, sa forme et ses dimension (existence d'affluents, de sous-bassins) auront une influence sur la pointe et le volume des crues et sur le temps de concentration.

La géologie, la pédologie et la végétation conditionneront l'importance et la vitesse de l'écoulement. La lame d'eau moyenne annuelle écoulée varie d'environ 700 mm en Amérique du Sud (1 000 à 1 100 mm dans le bassin de l'Amazone) à 45 mm en Australie.

Il existe évidemment des différences importantes dans l'estimation des crues en fonction des bassins versants dont les superficies peuvent varier de moins de 10 km² ou plus d'un million de kilomètres carrés avec des crues de plus de 50 000 m³/s et des régions où les averses de tempête peuvent dépasser 1 000 mm en 24 heures.

c) **la variabilité de l'écoulement** a une influence significative sur l'estimation des crues extrêmes. Des informations sur les grandes différences dans la variabilité des débits suivant les pays et les continents sont publiées dans les catalogues des crues les plus importantes au niveau mondial [18]. Les rapports entre la crue de probabilité 1 : 1 000 et

la crue moyenne annuelle peuvent varier de 2 à plus de 20. Un examen des tendances du coefficient de variation C_v pour les cours d'eau des différents continents [1] montre pour l'Europe, y compris la Grande-Bretagne, une valeur moyenne de 0,34, pour les Etats-Unis environ 0,64 et une grande variabilité pour les continents désertiques tels que l'Afrique du Sud et l'Australie (C_v de l'ordre de 1,1).

Les pays ou les régions dans lesquels la variabilité des débits est faible et qui disposent de bonnes données peuvent évidemment procéder à l'extrapolation des débits des cours d'eau avec une plus grande confiance que les pays dans lesquels cette variabilité est élevée et plus spécialement lorsqu'on dispose de données limitées.

Les variations saisonnières peuvent également intervenir, notamment dans les pays où les chutes de neige sont importantes, se traduisant par des saisons caractérisées par des pointes de crue et par des volumes de crue importants.

Les facteurs analysés ci-dessus doivent être pris en considération par les hydrologues pour la mise au point d'un modèle ou pour l'estimation des crues d'une probabilité donnée.

B) LES DONNEES

Un élément fondamental pour l'estimation des crues est la disponibilité de données valables.

a) Type de données : pluies, débits des rivières : à l'échelle journalière, mensuelle, instantanée (valeurs de pointe) : couverture neigeuse; niveaux et volumes des lacs.

b) Taille des séries de données : compte tenu de la faible probabilité des crues qui doivent être estimées. Il est souhaitable de disposer de séries de données sur au moins 50 à 100 ans avec un minimum de 10 années pour fournir une information utile.

Les crues importantes survenant après l'établissement de la courbe fréquentielle des crues nécessitent vraisemblablement d'apporter à cette courbe des modifications d'autant plus importantes que la période des séries de données sera plus courte [31].

c) Importance spatiale du réseau d'observations : la densité des réseaux d'observations pluviométriques varie dans de grandes limites, depuis une forte densité de plus d'une station pour 100 km² dans quelques pays d'Europe jusqu'à moins d'une station pour 1 000 km² dans de nombreux pays, avec pour conséquence des différences importantes dans les tailles des séries de données et dans leurs possibilités d'application à des bassins versants particuliers.

d) Fiabilité des données : Elle constitue toujours un élément important et dépend des facteurs suivants ;

- difficultés de mesurer le débit des grandes crues ;

- méthodes utilisées pour le recueil des données et fiabilité des équipements; modifications susceptibles d'intervenir pendant la période des observations;
- fiabilité des capteurs des données;
- fréquence des lectures des données; difficultés d'accéder au capteur;
- précision et fiabilité des enregistrements et des moyens de lecture des données utilisées pour l'estimation des crues;
- modifications apportées aux caractéristiques des stations de jaugeage résultant des affouillements, alluvionnements, accidents et extensions; ces modifications peuvent ne pas avoir été prises en compte pour ajuster les calculs de débit (courbe de tarage de la station).

e) **Variations saisonnières** : Les variations saisonnières importantes doivent être prises en considération dans la collecte et l'interprétation des données[28,3]

f) **Les données sur les crues historiques** : peuvent présenter une grande valeur si elles sont disponibles. Quelques pays possèdent des relevés des niveaux des crues les plus importantes survenues depuis plusieurs siècles et, pour certains pays, depuis les civilisations romaine et égyptienne.

C. AUTRES FACTEURS

Outre les facteurs responsables de l'occurrence des crues et les caractéristiques des données, d'autres éléments peuvent influencer le choix d'une méthode d'estimation des crues.

- a) **Expérience résultant des ruptures de barrages provoquées par les crues**: Des accidents importants de ruptures de barrages survenus à une époque récente conduisent généralement à une révision des règles de sécurité, à une modification de la probabilité à adopter pour la crue de projet et, éventuellement, de la méthode de calcul de cette crue.
- b) **Règlements et normes** : de nombreux pays possèdent ou étudient des règlements de sécurité des barrages. Ces règlements peuvent imposer la probabilité à adopter pour la crue de projet et la méthode à utiliser pour sa détermination en fonction des diverses catégories de barrages et des conséquences d'une rupture de l'ouvrage.
- c) **Concours d'un hydrologue expérimenté** : La présence d'hydrologues possédant une expérience spécifique d'une région ou d'un pays particulier est aléatoire. Ainsi les autorités et les bureaux d'études ont tendance à faire confiance à une méthode particulière qui, à l'expérience, a conduit à des estimations de crue valables dans la région dont ils s'occupent.
- d) **Le projet** : La taille du projet, son importance et les conséquences d'une rupture peuvent influencer le choix de la méthode. Un ouvrage modeste dont la rupture aurait des conséquences de minime importance n'exigera pas une analyse des crues sophistiquée.

Par contre, un grand barrage, d'importance vitale pour l'approvisionnement en eau et dont la rupture aurait des conséquences catastrophiques,

voire même sur le plan international, nécessitera une étude hydrologique approfondie en utilisant très vraisemblablement plusieurs méthodes d'estimation des crues afin de définir la limite supérieure des inondations en cas de rupture et pour garantir un niveau convenable de protection.

e) Facteurs économiques : L'analyse économique des risques est de plus en plus importante dans l'évaluation des projets, en particulier lorsqu'il existe des besoins concurrentiels de crédits limités. Généralement, les projets nouveaux peuvent être conçus et réalisés pour supporter des crues de faible probabilité et présenter un niveau élevé de sécurité pour un coût modéré, alors que pour les ouvrages existants le problème est plus difficile.

Une étude économique des risques nécessite d'établir la loi de distribution des crues, mais elle peut ne pas être sensible à la méthode d'estimation des crues utilisée, dans le but de définir un optimum économique. Toutefois, l'analyse économique des risques ne devrait constituer qu'un facteur parmi d'autres dans le choix final de la probabilité de la crue de projet, lorsqu'auront été pris en compte tous les éléments concernant l'importance du projet et ses conséquences. Elle également être utilisée pour la détermination des dimensions des évacuateurs de crue principal et secondaire. Elle présente l'inconvénient de ne pouvoir estimer convenablement la valeur économique de la vie humaine.

3 Méthodes d'estimation des crues - Analyse critique

A. INTRODUCTION

Les méthodes d'estimation des crues et les modalités de leur applications ont fait l'objet des paragraphes précédents. Les considérations qui suivent concernent le choix d'une méthode. On doit être bien conscient de "l'imprécision des grandes lois de l'hydrologie et l'impossibilité de les traduire par des standards simples et universels". Il existe également une "méconnaissance de la signification réelle, en terme de risques, de la notion de temps de retour". [23]

Il serait souhaitable que la méthode choisie ait été mise au point sur la base des données obtenues dans la région considérée et des caractéristiques climatologiques et physiques correspondantes. Toutefois, le degré de confiance dans une méthode ne peut s'appuyer que sur une comparaison entre les données limitées dont on dispose pour la période des observations et les maxima mondiaux observés dans des régions analogues.

B. PROBABILITE DE LA CRUE DE PROJET

La méthode d'estimation des crues doit être choisie en considération de la probabilité adoptée pour la crue de projet.

Un certain nombre de pays imposent les débits de l'évacuateur de crue, pour des barrages de divers types, dans l'intervalle de probabilité de 1:100 à 1:500 [6].

Bien que l'extrapolation nécessaire à partir des séries de mesures disponibles se traduise par de très larges intervalles de confiance, les méthodes statistiques sont souvent utilisées pour de telles probabilités.

Les débits de projet des évacuateurs de crue de probabilité 1:1000 sont également fréquemment adoptés. De telles probabilités sont à la limite de l'extrapolation statistique et de l'interpolation à partir des modèles pluies-débits et dépendent des données disponibles et de la variabilité des débits.

Les crues de projet de très faibles probabilités telles que la MPF ou de probabilités comparables relèvent mieux de la méthode PMP/PMF ou des modèles pluies-débits.

C. METHODES STATISTIQUES

De nombreuses méthodes sont décrites dans la littérature, telles que les lois de Gumbel, log-Pearson III, log-normal et loi exponentielle qui sont les plus usuelles.

Les lois statistiques relèvent d'un certain nombre de variables aléatoires et non de la nature physique de l'écoulement; elles ne comportent pas de limite supérieure comme il semble être physiquement le cas, ni la possibilité que les crues extrêmes puissent suivre une loi différente de celle des crues plus fréquents. Ces différents aspects sont développés dans [4] et. Il existe des cas tels que [3] pour lesquels des pointes de crues exceptionnelles ne peuvent être prévues en utilisant les analyses fréquentielles classiques des débits de pointe.

Les méthodes statistiques permettent d'obtenir une courbe fréquentielle des débits de pointe des crues sans correspondance avec la durée critique de la crue; elles ne fournissent ni le volume, ni l'hydrogramme de la crue. Elles sont par suite mieux adaptées aux situations pour lesquelles seule la pointe de crue est l'élément recherché, bien que les études statistiques du volume des crues puissent également être envisagées.

Ces méthodes dépendent essentiellement de l'étendue et de la fiabilité des données. La période couverte par les données est généralement beaucoup plus courte que la période d'extrapolation nécessaire, avec pour conséquence de grandes variations entre les différentes lois sur la grandeur des crues de même probabilité dans la zone d'extrapolation.

La courbe fréquentielle des crues est également très sensible à une nouvelle analyse incorporant de nouvelles crues importantes résultant d'observations hydrologiques. Wang [31] souligne, parmi divers exemples, le cas où la probabilité d'une crue était estimée à 10^{-6} sur la courbe résultant de 30 années de données; l'incorporation d'une nouvelle crue a conduit à modifier la courbe de telle sorte que la probabilité de la crue citée précédemment était estimée seulement à 1 : 200.

Pour les raisons qui précèdent, les méthodes statistiques peuvent être utilisées avec la plus grande confiance pour des probabilités limitées à 1:500 lorsqu'on dispose de données valables, de préférence pour des durées de retour de 30 à 100 ans et lorsqu'on recherche seulement la grandeur des pointes de crues, c'est-à-dire lorsque le laminage de la crue dans la retenue n'est pas un facteur essentiel du projet. Lorsque des données valables sur une longue période sont disponibles et si les crues présentent dans la région une faible variabilité, l'extrapolation jusqu'à une probabilité de 1:1 000 est raisonnable.

Des précautions doivent être prises dans l'application des méthodes stat:

- lorsque les données sont rares, peu fiables ou ne portent que sur une courte période;
- lorsque les débits des crues sont très variables [27];
- pour de très faibles probabilités, inférieures à 1:1 000.

D. MODELES PLUIE - DEBIT

Ces modèles déterministes reposent sur une solide base physique. Ils sont fonction des caractéristiques du climat et du bassin versant et fournissent l'hydrogramme et le volume de la crue dans la région où le modèle peut s'appliquer. L'analyse des pluies repose sur une série de données plus importante car la pluie est plus facile à mesurer que les débits et on dispose généralement d'un plus grand nombre d'observations des averses que des crues.

Le transfert de la pluie à l'écoulement implique le choix d'un certain nombre de variables pour réaliser un modèle du cours d'eau et de son bassin versant. Les modèles peuvent s'appliquer à de très grands bassins en utilisant des modèles de sous-bassins, tenant compte des variations spatiales de la pluie; ces modèles possèdent une grande souplesse en étant susceptibles de prendre en compte les effets atténuateurs des lacs et des réservoirs, les modifications actuelles ou potentielles des bassins et, pour quelques modèles, une réponse non linéaire. La plus grande expérience est nécessaire pour l'utilisation de ces méthodes; toutefois, l'arrivée des ordinateurs a considérablement simplifié l'utilisation d'un grand nombre de modèles.

Ces méthodes de transfert pluie-débit semblent pouvoir être utilisées dans les cas où :

- le laminage de la crue est important;
- une série de périodes critiques doit être étudiée;
- il existe des modifications potentielles du bassin versant.

Ces méthodes sont bien adaptées à l'analyse des crues de très faibles probabilité, inférieures à 1: 1 000 et permettent d'estimer la limite supérieure (PMF) à partir de l'estimation de la précipitation maximale probable (PMP). Ces modèles ne sont pas aussi sensibles que les méthodes statistiques aux grandes variabilités des débits de crues.

Il n'existe pas de fondement permettant d'affecter une probabilité de dépassement non nulle à la PMF, mais une probabilité peut être arbitrairement affectée en considérant les méthodes utilisées pour estimer la PMP et le calage du modèle pluie-débit. Une fourchette de probabilités comprises entre 10^{-4} et 10^{-9} est utilisée. On peut ensuite interpoler entre ces fréquences et le maximum extrapolable d'une distribution de crue qui se situe dans la gamme 1:100 à 1:1 000 [4].

E. METHODES HISTORIQUES EMPIRIQUES ET REGIONALES

Les données historiques qui, dans certains pays, remontent à plusieurs siècles peuvent être d'une grande valeur, pour compléter les observations hydrologiques sur les grandes crues et faciliter les vérifications des méthodes d'estimation des crues.

Les formules empiriques et régionales et les courbes enveloppes sont très utiles :

- a) lorsqu'on dispose de peu de données météorologiques et hydrologiques;
- b) pour permettre un recoupement sur la vraisemblance des résultats fournis par plusieurs méthodes d'estimation;
- c) en tant que méthode d'estimation dans certaines situations particulières lorsque des pointes de crues exceptionnelles peuvent résulter de la conjonction de deux ou plusieurs conditions météorologiques ou lorsque les conditions de production de violentes averses sont rares dans la région [1].

4. Conclusion

Alors qu'on ressent le besoin de disposer de normes et de règles, il n'existe aucune méthode susceptible d'intégrer tous les facteurs, en particulier lorsque les données sont rares, les débits très variables et que les conditions météorologiques susceptibles de provoquer des averses exceptionnelles sont peu fréquentes. Dans l'utilisation des lois statistiques, une attention particulière doit être portée sur la cohérence des approches et des pratiques : le choix de ces lois doit tenir compte du climat et de la variabilité des écoulements de la région, enfin, l'hydrologue doit être parfaitement conscient des limites des méthodes utilisées.

Pour les grands barrages dont la rupture entraînerait de graves conséquences, la probabilité de dépassement annuel de la crue de projet est généralement comprise entre 1 : 1 000 et 1 : 100 000 ; ces probabilités sont largement en dehors de celles des données limitées disponibles pour exploiter et étalonner une quelconque méthode d'estimation des crues. Face aux incertitudes hydrologiques qui s'attachent à l'estimation des crues dont la période de récurrence dépasse considérablement la taille de l'échantillon des données, le projecteur doit adopter une attitude conservatoire en prenant en considération la sécurité globale du barrage vis-à-vis des crues potentielles les exceptionnelles.

Dans le cas de barrages importants dont la rupture aurait de graves conséquences, il est possible d'associer l'analyse fréquentielle si on dispose de données fiables et les méthodes hydro-météorologiques, ce qui permet de combiner des facteurs tels que des événements hydrologiques exceptionnels, des pluviométries très importantes, de faibles déficits en eau des sols et une forte fonte des neiges. Il est alors recommandé de procéder finalement à une comparaison globale entre les crues calculées et les valeurs maximales mondiales et régionales.

2.4 Choix de la crue de projet

Le choix du débits de crue maximum à admettre dans un projet d'ouvrage hydraulique implique, dans chaque cas particulier, la mise en balance des dépenses, immédiates et certaines, nécessitées par telle ou telle majoration du débit maximum choisi et de la réduction corrélative du montant des dégâts éventuels - généralement difficiles à estimer - provoquées par une sous estimation de la crue catastrophique. L'Excès de prudence dans le choix de la crue, appauvrit la collectivité aussi sûrement que le ferait toute autre faute technique dans le calcul de ce dernier.

On conçoit que le débit à prévoir pour fixer le débouché d'un ponceau supportant ou chemin vicinal pourra ne pas excéder celui de la crue survenant une fois tous les 10 ans, si la submersion de ce dernier n'entraîne qu'une gêne momentanée à la circulation de quelques usagers. Au contraire les évacuateurs de crues d'un important barrage en terre, retenant un milliard de m^3 d'eau en tête vallée très peuplée, comportant de riches cultures, seront calculés pour faire face à la crue la plus forte qui puisse être raisonnablement envisagée pendant toute la vie utile du barrage. Entre ces deux extrêmes, une foule de situations particulières plus au moins complexes peut être imaginée. S'il n'y a pas risque de perte de vie humaines (ou plus exactement si ce risque ne dépasse pas celui que l'on accepte généralement dans la vie courante et qui correspond, d'après Borel, à une probabilité de 10^{-6} , mais il semble que l'opinion publique accepte des risques plus élevés en matières de transports automobiles ou aériens par exemple, qu'en matière de barrages ou d'inondations ...) il pourrait logiquement envisager le coût de l'ouvrage de protection comme une assurance contre les dégâts provoqués par les crues et d'étudier la variation de la rentabilité de celle-ci en fonction du débit admis pour la crue maximum.

Ce calcul actuariel a été proposé par de nombreux auteurs mais il est rarement effectué en pratique, du fait de sa complexité et de son caractère fort approximatif. Il n'en reste pas moins la base rationnelle des considérations qui doivent guider l'Ingénieur de son choix. Il suppose que l'hydrologue puisse donner une estimation suffisamment approchée du débit maximum qui a une probabilité déterminée de survenir durant une période donnée (pratiquement indéfinie s'il s'agit d'un ouvrage où le risque doit être réduit au minimum). Les méthodes d'analyse de la fréquence des pluies et des débits trouvent dans cette nécessité une de leurs plus précieuses applications.

2.4.1. Principes généraux

Le choix de la crue de projet dépend du degré de risque admis en cas de dépassement de celle-ci. Il intervient à la fois sur la sécurité du barrage et sur le dimensionnement des ouvrages d'évacuation et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue de projet.

Dans beaucoup de cas, les conséquences de la rupture du barrage seraient si sévères qu'une probabilité significative de rupture ne peut être tolérée, et la protection doit être assurée jusqu'à un niveau de crue maximal. Toutefois, si les conséquences s'avéraient moins sévères, une faible probabilité de rupture peut être acceptée et les dépenses pour assurer la protection peuvent alors être réduites. En fait, aucun barrage ne peut être conçu avec une sécurité absolue et l'on doit accepter une certaine probabilité de rupture tout en considérant qu'il existe des situations dans lesquelles un phénomène dont la probabilité est suffisamment faible peut, d'un point de vue pratique, être considéré comme impossible (notion de certitude pratique).

La première tâche dans la détermination d'une crue de projet est de fixer le degré de sécurité accepté qui sera à la base de son estimation. Idéalement, ce choix devrait reposer sur des considérations techniques et économiques liées à l'aménagement et à son environnement.

En réalité, lorsque, comme c'est souvent le cas, des vies humaines sont en cause, les aspects psychologiques, moraux ou politiques sont prépondérants. On procède alors de façon assez empirique en s'en tenant à des usages ou à des règles qui diffèrent sensiblement d'un pays à l'autre.

Ainsi, dans de nombreux pays, les administrations ou organismes responsables fournissent des directives plus ou moins précises qui aident à choisir la crue de projet à adopter en fonction des risques encourus en cas de rupture.

La sécurité effective est donnée par la valeur de la crue qui emporterait le barrage. Cette crue peut correspondre à la crue de projet si celle-ci est estimée par une méthode maximaliste (PMF), mais peut lui être très supérieure si cette crue de projet est associée à des règles de dimensionnement des ouvrages d'évacuation imposant de fortes contraintes techniques et assurant implicitement des marges de sécurité supplémentaires.

Ainsi, très souvent la crue de projet est supposée arriver dans une retenue pleine et déversant un débit égal au débit moyen journalier estimé sur une longue période. De telles hypothèses, associées au maintien d'une vanne, même si éventuellement une vanne ne fonctionne pas et si les ouvrages de prise sont hors service, conduisent à un degré de protection très élevé, bien que mal défini.

La tendance actuelle dans de nombreux pays est de distinguer l'aspect sécurité du barrage de celui du dimensionnement des ouvrages d'évacuation. Cette approche conduit en pratique à définir deux crues de projet et les deux capacités correspondantes des ouvrages d'évacuation [6,23]:

- une "crue de sécurité" pour laquelle on considère pratiquement comme acceptable que la crête du barrage, les ouvrages d'évacuation et de dissipation d'énergie soient à la limite de la rupture, mais présentent encore un fonctionnement sûr. Cette crue est souvent égale à la PMF;

- une "crue de projet" *stricto sensu* devant être évacuée dans des conditions normales avec une marge de sécurité fournie par la revanche. Cette crue est généralement estimée comme un pourcentage de la PMFF ou une crue de probabilité de dépassement donnée (1/100, 1/1 000, ...).

Si le choix de la crue de projet et le dimensionnement des ouvrages d'évacuation sont théoriquement fixés sur la base de considérations techniques et économiques et sur l'analyse des dommages qui résulteraient de la rupture de du barrage, ils dépendent aussi de la confiance que l'on peut avoir dans les données de base, des caractéristiques de l'ouvrage et des contraintes que l'on s'impose dans les calculs des ouvrage d'évacuation.

Parmi les nombreux facteurs qui conditionnent ce choix, la fiabilité des données constitue donc un des premiers éléments à prendre en considération. Les autres facteurs intervenant sont liés à la structure de l'aménagement (type de barrage, type d'évacuateur, importance de la revanche, effet de laminge dans la retenue) ou à l'environnement (existence éventuelle de réservoirs artificiels à l'amont, ou de centres urbains à l'aval).

Ce choix ne conduit pas obligatoirement à une méthode unique et dans ce sens les différentes méthodes disponibles apparaissent donc très complémentaires. Deux démarches sont possibles :

- une démarche probabiliste consistant à évaluer la probabilité de la crue qui entraînerait la destruction du barrage;
- une démarche déterministe consistant à évaluer la crue contre laquelle on cherche à protéger le barrage.

2.4.2. Fiabilité des données

Le projeteur devra être d'autant plus prudent dans le choix de la crue de projet que les données de base peu fiables et de trop courte durée.

La confiance que l'on peut attribuer à une valeur de crue de probabilité très faible estimée par les méthodes statistiques est souvent illusoire et en tout cas essentiellement fonction de la qualité des données hydrologiques qui ont servi à son estimation. Cette incertitude sur l'hydrologie est particulièrement grave pour les petits

bassins versants et pour les cours d'eau au régime très irrégulier ou soumis à des phénomènes physiques exceptionnels (région de cyclones, par exemple).

De même, le choix de la crue maximale probable comme crue de projet implique de disposer des données météorologiques nécessaires à l'utilisation correcte de cette méthode. Faute de données régionales, cette méthode est trop souvent mal utilisée en procédant à des estimations arbitraires et très incertaines de nombreux paramètres importants, pouvant conduire à des résultats surestimés ou sous-estimés et irréalistes.

La qualité de l'estimation d'une crue de projet est largement tributaire de la qualité de l'information hydrométéorologique collectée dans le passé. Cette estimation doit donc faire l'objet d'une analyse de confiance des valeurs obtenues, prenant en compte à la fois la quantité et la précision des données hydrologiques disponibles et la validité des méthodes de calcul utilisées.

Il est prudent de tenir compte du manque de fiabilité des données hydrologiques en compensant l'incertitude sur l'importance de la crue de projet, soit en augmentant sa valeur de façon réfléchie, soit en concevant des dispositifs sécuritaires (possibilité de déversement sans dégâts importants, section fusible...)

2.4.3. Risques à l'aval -analyse économique-

A. Risques à l'aval

Pour évaluer ces risques, il convient d'estimer le niveau de l'eau qui serait atteint à l'aval par la crue artificielle que produirait la rupture du barrage et de le comparer à celui que provoquerait la même crue en l'absence du barrage. Dans le cas de barrages de grande hauteur dans des vallées étroites et encaissées, la différence sera beaucoup plus significative que pour des barrages moins élevés implantés dans des vallées larges.

On établit en général la relation entre la hauteur de la retenue et la crue due à la rupture du barrage et on étudie sa propagation le long de la vallée.

Les dommages pouvant être causés à l'aval du barrage peuvent être classés en trois catégories :

- les pertes en vies humaines ;
- les pertes économiques directes résultant des dommages aux biens matériels : centres d'habitation, édifices agricoles, industriels ou commerciaux, etc. ;
- les pertes économiques indirectes liées à l'existence même de l'aménagement : production hydroélectrique, approvisionnement en eau, maîtrise des crues, etc.

L'évaluation de ces dommages doit être effectuée en considérant les développements économiques futurs envisagés pour la vallée. On peut alors imaginer

pouvoir fixer la crue de projet en recherchant la protection au risque, à la suite d'une étude économique.

B. Analyse économique

Une augmentation de la sécurité d'un barrage entraîne une augmentation de son coût. Un équilibre doit être trouvé entre la sécurité et le coût.

Une approche théorique consiste à rechercher l'optimum économique entre le coût des ouvrages d'évacuation et le coût des dégâts contre lesquels on souhaite se protéger [5]. Cela revient à minimiser le coût des ouvrages d'évacuation, augmenté de l'espérance mathématique actualisée du coût des dégâts que provoquerait la submersion par saturation de l'évacuateur.

La méthode de calcul est décrite dans [5] où le lecteur pourra se reporter.

En réalité, cette méthode de l'analyse économique du risque (ERA) se heurte à de nombreuses difficultés d'application :

- a) L'évaluation du coût des dégâts est rarement une opération simple et conduit dans la plupart des cas à un résultat incertain nécessitant d'utiliser une "fourchette" de variation.
- b) Dans le cas d'un risque de pertes en vies humaines, bien qu'il paraisse très délicat, voire même impensable, pour des raisons psychologiques, morales ou politiques, d'affecter une valeur monétaire à chaque victime, cette pratique est adoptée dans certains pays sur la base de divers critères. Ce problème peut cependant être en partie résolu si l'on prévoit un dispositif d'alerte et d'évacuation à l'aval pouvant être considéré comme absolument sûr en matière de prévention contre la perte de vies humaines.
- c) Enfin, lorsque l'estimation des crues est faite par une méthode statistique classique, l'évaluation précise des crues de très faibles probabilités est toujours très difficile et le minimum recherché pour le coût total est pratiquement indéterminé. Par contre, lorsque l'analyse des crues est fondée sur une méthode maximaliste (PMF), le choix du débit de la crue de projet est moins incertain car ce débit est borné par la valeur maximale probable.

L'approche économique paraît donc utopique dès qu'il s'agit de barrages importants dont la rupture mettrait en danger les populations situées à l'aval (en particulier s'il existe des grandes agglomérations pour lesquelles on cherchera la "garantie absolue"). Par contre, elle peut être intéressante lorsque ce risque de pertes en vies humaines est absent, ce qui peut être le cas de certains ouvrages situés à proximité immédiate de la mer ou d'un lac, ou encore de barrages sans retenue conséquente.

C. Sécurité et opinion publique

Il est difficile d'apprécier l'impact d'une rupture de barrage sur l'opinion publique, mais on peut supposer que la société ne supporterait pas le renouvellement d'un tel accident en un point du territoire à moins d'une quarantaine d'années d'intervalle.

Si cela s'avère exact, on doit alors prendre les dispositions pour que la probabilité de plus de deux ruptures en moins de quarante ans puisse être considérée comme négligeable pour l'ensemble des barrages existants. Cette probabilité est donnée par une loi de Poisson [25] et, si elle doit être inférieure à 2% en 40 ans, il ne doit pas survenir dans la région considérée plus d'une rupture en moyenne en 200 ans. Cela, bien entendu, ne donne qu'un ordre de grandeur du degré de sécurité souhaitable.

Il convient de remarquer que très souvent, comme c'est le cas en France ou en Suisse et dans de nombreux autres pays, le degré de sécurité est amélioré lorsqu'on impose des marges de sécurité dans les calculs de dimensionnement (revanche, niveau initial, vanne bloquée, etc.).

D. Applications

Ces considérations théoriques montrent la difficulté du problème. Elles sont très rarement applicables, ce qui conduit les projeteurs des différents pays à choisir la crue de projet selon des usages ou règles qui prennent en considération les caractéristiques des structures et le contexte environnemental.

2.4.4. Type de barrage

La nature du barrage et la taille de la retenue sont des éléments pouvant intervenir dans le choix de la crue de projet [20].

On sera d'autant plus prudent dans ce choix que le barrage sera sensible à un risque de submersion. La vulnérabilité de l'ouvrage aux crues est en effet différente selon qu'il est en béton, en enrochement ou en terre :

a) Le barrage-voûte peut généralement supporter une submersion car la résistance de l'ouvrage est souvent conditionnée par les facteurs thermiques plutôt que par les charges hydrauliques.

b) Le barrage-poids peut supporter une faible submersion jusqu'à un niveau qui provoquerait la rupture de l'ouvrage par défaut de stabilité, entraînant de sérieux dommages.

c) Le barrage en enrochement admet difficilement une submersion; le matériau constituant la recharge aval pouvant être fluidifié et entraîné par le courant, excepté si le massif est constitué de gros blocs avec des vides très larges, ou renforcé par un treillis métallique.

d) Le barrage en terre est particulièrement érodable et ne supporte pas un déversement par-dessus la crête.

3.4.5. Type d'évacuateur

Le type d'évacuateur intervient sur la sécurité du barrage et également sur son coût [5,20,30]. L'évacuateur doit non seulement assurer l'évacuation de la crue de projet, mais également ne pas être endommagé par son passage au point d'entraîner une perte de la capacité du réservoir.

Il est bon de rappeler que la fiabilité de fonctionnement des ouvrages d'évacuation est également un facteur de sécurité important :

a) Les évacuateurs de surface sont en général préférés aux évacuateurs de fond car leur capacité maximale de débit croît toujours fortement pour une faible surélévation du plan d'eau (à l'exception des déversoirs en "tulipe") et ils sont moins susceptibles d'être obstrués par des corps entraînés par le courant. Leur garantie de service est donc plus élevée surtout lorsqu'ils ne sont pas vannés [23]. Toutefois, ces avantages sont amoindris par les problèmes qui se posent au niveau du coursier ou des ouvrages de dissipation d'énergie, qui peuvent se traduire par une rupture du barrage pour des débits supérieurs au débit du projet.

b) Les évacuateurs non vannés sont d'une exploitation simple; ils sont moins susceptibles d'être obstrués et présentent une plus grande sécurité que les évacuateurs vannés.

c) Les évacuateurs vannés, dont le débits est plus élevé pour un niveau donné de la retenue, permettent de réduire la hauteur et le volume du barrage, donc son coût, mais présentent une plus faible garantie de fonctionnement. Le risque de défaillance des vannes est généralement pris en compte dans le dimensionnement de l'évacuateur qui en possède. Ainsi par exemple en France, il est d'usage de considérer que la crue de projet doit être évacuée en supposant qu'une des vannes est bloquée donc indisponible.

3.4.6. Importance de la revanche

La revanche correspond à la différence de cotes prévue entre la crête du barrage et le niveau maximal de la retenue résultant du laminage de la crue de projet.

En principe, son rôle est d'assurer une protection contre le batillage dû au vent et aux seiches. Elle est généralement prévue pour un vent violent orienté dans l'axe de la retenue et peut correspondre à un volume supplémentaire disponible important [4,7].

La concomitance d'une crue exceptionnelle et d'un vent très violent est un événement dont la probabilité est beaucoup plus faible que celle de la crue considérée. Il convient donc de choisir un vent approprié associé au niveau maximal de la retenue. On peut donc considérer que la revanche, tout en assurant un amortissement supplémentaire, permet d'évacuer en sécurité un débit nettement supérieur à celui de la crue de projet. Cela est surtout vrai pour la plupart des évacuateurs de surface qui ne se saturent pas.

Très souvent le niveau maximal de la retenue est calculé pour la crue de projet de probabilité donnée (10^{-3} par exemple) et la revanche est calculée pour la crue de sécurité (PMF par exemple) de façon que le niveau "extrême" de la retenue n'excède pas la crête du barrage ou ne provoque pas de dommage en cas de submersion.

Les valeurs de revanche adoptées varient beaucoup d'un ouvrage à l'autre, elles sont de l'ordre de 1 à 2 m pour un barrage en béton et peuvent dépasser 5m pour les grands barrages en remblai [6,30]. dans ce dernier cas, l'importance de la revanche est également justifiée par les tassements possibles du remblai, notamment en cas de séisme.

3.4.7. Effet de laminage dans la retenue

L'amortissement d'une crue naturelle dans le réservoir dépend de l'importance relative du volume de cette crue par rapport à la capacité du réservoir, ainsi que du type et des conditions de fonctionnement de l'évacuateur et de l'aptitude du barrage à supporter une submersion [2].

Lorsque la retenue n'est pas pleine, la plupart des crues sont généralement très amorties et parfois même totalement encaissées. Cela est le cas des ouvrages spécifiquement destinés à la maîtrise des crues. Les réservoirs de grande surface dotés de déversoirs libres peuvent avoir un effet de laminage considérable sur la crue entrant, pouvant donc être pris en considération dans le calcul de la crue de projet.

L'effet de laminage sur la crue de projet est calculé à partir de l'hydrogramme naturel entrant dans la retenue en considérant une cote initiale au moins égale à la cote de retenue normale. Cela est le cas des retenues hydroélectriques qui sont généralement pleines en période de hautes eaux. pour ces calculs il est d'une extrême importance de choisir le volume et la durée critique de la crue entrant dans le réservoir. On procède, soit par approximations successives, soit en considérant les caractéristiques de temps du système réservoir déversoir.

3.4.8. Existence de réservoirs à l'amont et/ou à l'aval

Pour un système de réservoirs situés sur un même bassin versant, il convient d'aborder le problème du choix de la crue de projet d'une façon globale en prenant en compte les conséquences de l'exploitation des différents réservoirs sur le régime naturel du cours d'eau.

Selon les possibilités de stockage et les règles d'exploitation, l'atténuation des crues sera plus ou moins importante dans chaque réservoir amont.

Pour des réservoirs avec des bassins versants intermédiaires très importants, la sommation des crues de projet peut conduire à des surestimations irréalistes et peut même avoir pour conséquence un accroissement de la crue de projet du réservoir situé à l'aval par la simple introduction d'un réservoir amont. Lorsqu'il y a un grand réservoir à l'amont, la crue de projet pour le barrage aval doit reposer sur l'estimation la plus défavorable résultant des deux modes de calcul suivants :

- Premier cas : on considère la crue de projet laminée par le réservoir amont, augmentée de la crue correspondante (de même probabilité) estimée sur le bassin versant intermédiaire entre les deux barrages.

- Deuxième cas : on considère la crue de projet calculée pour le bassin versant intermédiaire, augmentée de la crue correspondante laminée par le réservoir amont.

Cependant, si le barrage amont est doté d'un évacuateur vanné, il faut procéder avec prudence et envisager le risque d'une fausse manœuvre des vannes pouvant entraîner une crue artificielle supérieure à la crue naturelle.

Lorsqu'il est appréciable, l'effet " domino ", qui consiste en la destruction en cascade des barrages implantés sur un même cours d'eau, doit être analysé en utilisant les logiciels de rupture de barrages et de propagation des ondes de crues qui sont actuellement disponibles sur micro-ordinateurs.

3.4.9. Normes et règlements fixant la crue de projet

Dans un certain nombre de pays, dont la France, il n'y a pas de règles formalisées pour fixer la crue de projet, mais de simples usages qui s'adaptent au cas par cas. Dans d'autres pays, parmi les quels les USA [31], la Grande-Bretagne, le Canada, l'Australie [7], la Suisse [4], l'Inde, et l'Afrique du sud, ce problème a fait l'objet de recommandations émanant de commissions scientifiques ou organismes responsables. Enfin, dans quelques pays comme la Pologne [2], la Tchécoslovaquie [6] et le Japon, la grandeur de la crue de projet à adopter est imposée par des dispositions législatives ou des règlements administratifs.

Lorsqu'il existe des normes ou règles en vigueur, le choix de la crue de projet repose sur une classification des aménagements qui se fait parfois en fonction de l'importance des caractéristiques du barrage, ou, le plus souvent, selon les conséquences d'une éventuelle défaillance du barrage (risques à l'aval).

A titre d'exemple, on peut citer les directives émises en 1986 par le comité National Australien des Grands Barrages (ANCOLD) [7]. Les recommandations de l'ANCOLD reposent sur une classification des dommages supplémentaires résultant des crues (tableau 3), c'est-à-dire des dommages qui seraient directement imputables à la

destruction du barrage en plus de ceux qui se produiraient sans rupture. Le choix de la crue à adopter est alors donné en fonction de ces dommages supplémentaires (tableau 4).

Recommandations du comité National Australien des Grand Barrages pour le calcul de la crue de projet

Tableau 3 : Catégories des dommages supplémentaire résultant des crues

Dommages élevés	Dommages importants	dommages faibles
Pertes de vies envisagées en raison de la présence de populations ou d'autre 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 a des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, à des édifices publics et des centres d'habitation. 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 4 : Crue de projet recommandée
Probabilité de dépassement annuel**

Catégorie des dommages supplémentaires		Crue de projet dépassement annuel	Probabilité de
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

2.5. Conclusions

Les chapitres précédents ont souligné la complexité du problème auquel est confronté l'Ingénieur pour définir les caractéristiques de la crue à prendre en compte pour le calcul des ouvrages d'évacuation des barrages. Cette complexité tient à la nature même du processus de formation des crues, qui résulte de la conjugaison de nombreux phénomènes naturels dont l'importance prévisible est difficilement quantifiable.

De l'analyse critique des différentes méthodes d'estimation des crues, on peut toutefois déduire un certain nombre de recommandations générales :

1. Toutes les méthodes dont dispose l'Ingénieur pour estimer l'importance des crues de diverses probabilités ont pour base les observations pluviométriques et/ou hydrométriques effectuées sur le cours d'eau et dans la région considérés, et les résultats fournis par l'application de ces méthodes dépendront essentiellement des données adoptées au départ. On n'insistera jamais assez sur l'importance de la fiabilité de ces données.

Dans le programme d'étude d'un projet de barrage, il est donc essentiel de mettre en place, le plus tôt possible, des stations de mesures de la pluie et du débit qui pourront fournir des données particulières au site et complémentaires de celles recueillies antérieurement dans la région.

Pour la même raison, la mise en place et l'exploitation régulière et soignée de réseaux d'observations indépendants de projets de barrages déterminés doivent être recommandées afin de disposer pour des études futures d'une base de données de longue durée et de bonne qualité.

Les responsables politiques et financiers doivent être convaincus de l'intérêt que présentent de tels réseaux dont la rentabilité apparente, à court ou moyen terme, n'est pas toujours assurée.

Dans le même esprit, la formation d'un personnel qualifié pour assurer la collecte et l'interprétation des mesures constitue un élément essentiel pour l'obtention de données fiables et doit être encouragée.

2. L'estimation des crues de diverses importance et probabilités est un problème complexe nécessitant le concours d'Ingénieurs spécialistes (géographes, hydrologues, météorologues...) dont la coopération doit être recherchée à tous les stades de l'étude.

3. Le choix de la crue de projet met en jeu des phénomènes trop nombreux et variés pour qu'une méthode unique puisse tous les interpréter. Chaque fois que cela est possible, il est souhaitable d'utiliser plusieurs méthodes parmi celles qui ont été décrites dans les chapitres précédents. Une comparaison raisonnée et critique des résultats fournis par différentes méthodes peut permettre de mieux justifier la valeur adoptée en définitive pour la crue de projet.

4. A tous les stades du raisonnement, l'Ingénieur doit être attentif aux limites d'utilisation des calculs et faire preuve de réflexion et de bon sens.

5. Il faut insister sur le caractère exceptionnel des circonstances accompagnant les très fortes crues et le climat de tension et d'insécurité qui en résulte pour le personnel d'exploitation du barrage. Les phénomènes hydrologiques et les circonstances matérielles qui accompagnent les très fortes crues constituent des situations très particulières, et les crues fortes ne donnent qu'une image bien incomplète des conditions existantes en cas de crue décennale, surtout pour un fleuve important.

Le caractère singulier de ces conditions doit être pris en considération sur le plan de la fiabilité des infrastructures (accès aux vannes et possibilité de manœuvre, disponibilité de l'énergie électrique, des moyens de communication, ...).

Les conditions à respecter pour garantir la fiabilité du fonctionnement des évacuateurs de crue doivent être examinées dès l'élaboration du projet et faire l'objet de consignes précises durant toute la vie du barrage.

Dans le même esprit, pour les bassins versants dont le temps de réponse est suffisamment important, la mise en place d'un système d'annonce des crues facilitera l'exploitation des ouvrages d'évacuation du barrage.

6. Au niveau mondial, il existe des milliers de barrages (principalement en terre et/ou enrochement) qui ont été conçus et construits à une époque où les méthodes d'estimation des crues de projet n'étaient pas très développées et pour lesquels la capacité des évacuateurs de crues est insuffisante. Pour de tels barrages, les ouvrages d'évacuation doivent être calculés en utilisant les méthodes modernes d'estimation des crues, afin de vérifier que ces ouvrages permettent l'évacuation en toute sécurité des grandes crues. La révision et le confortement de ces anciens barrages doivent constituer une tâche essentielle pour chaque pays et chaque Comité National.

7. Au niveau des grandes Organisations techniques internationales (Organisation météorologique mondiale, Association internationale de la recherche hydraulique, Association internationale des sciences hydrologiques, Commission internationale des irrigations et du drainage et, bien entendu, Commission internationale grands barrages), il est recommandé de développer les moyens d'études existants de façon à améliorer les connaissances dans le domaine de l'hydrométéorologie, à perfectionner les méthodes d'analyse et à développer l'observation des crues moyennes et surtout des crues exceptionnelles.

Ces observations devraient conduire à un accroissement du volume des données sur les paramètres physiques qui génèrent les averses violentes et sur les débits qui en résultent, et à confronter les hypothèses adoptées pour l'évaluation des crues à la réalité de l'observation des très fortes crues.

On pourrait même envisager l'élaboration d'un registre mondial des crues exceptionnelles des grands barrages, comportant également les caractéristiques des crues de projet adoptées pour les grands projets de barrages dans le monde, ainsi que les plus importantes caractéristiques pluviographiques météorologiques et hydrologiques des bassins versants concernés, et quelques indications sur les méthodes adoptées pour déterminer les crues de projet de ces ouvrages.

En conclusion, toutes les considérations développées dans le présent chapitre et le bilan des accidents de submersion de barrages montrent que les Ingénieurs et les hydrologues, lorsqu'ils sont confrontés aux problèmes que posent le choix des crues de projet, le type et les dimensions des évacuateurs de crue et les consignes d'exploitation des ouvrages, ne doivent jamais oublier les points suivants :

- les crues exceptionnelles qui se sont réellement produites et qui peuvent très bien se produire à l'avenir excèdent de loin celles qui ont été mesurées;
- la combinaison d'événements de très faible probabilité d'occurrence peut effectivement se produire;
- et que, en dernière analyse, la vie humaine est d'une grande valeur et constitue notre bien le plus précieux.

CHAPITRE 3
LES EVACUATEURS DE CRUES

3.1. INTRODUCTION

L'évacuateur de crues peut être défini d'une manière concise, comme étant, le complexe des ouvrages qui assure l'évacuation des eaux de crues du bief amont au bief aval. Un évacuateur de crue a pour objet 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 celui-ci est en terre);
- La sécurité de l'ouvrage d'évacuation et donc de l'ouvrage de retenue lui-même par la défense des structures contre l'attaque de l'eau aussi bien à l'amont et à l'aval qu'au long de trajet suivi par les crues.
- 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 des stockages temporaires de la retenue et de l'effet de frein à l'écoulement dans le passage rétréci qui constitue l'évacuateur.

3.2 Composants d'un évacuateur de crue

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.

3.2.1 Section de contrôle

Le contrôle du débit est le plus souvent assuré par un déversoir, soit un déservoir 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 (évacuations de fond ou de demi-fond mais parfois aussi pour les évacuations de surface).

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

En plan, les formes les plus diverses ont été imaginées, surtout pour augmenter la longueur du déversement (**Figure N° 5**).

3.2.2 Chenal ou galerie de l'évacuateur de crue

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

Dans le cas des barrages poids en béton, des barrages poids voûtes et des barrages 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 (**Figure N°6**).

Les barrages voûtes et surtout à double courbure, peuvent difficilement être munis d'un coursier complet. Le plus souvent c'est à jet libre, soit à partir d'un déservoir 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 latérale, soit à cote du barrage

3.2.3 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 le radier du dissipateur, soit de l'eau en mouvement sur l'eau au repos, soit de l'eau dans l'air.

Les principaux types sont :

- Bassin de dissipation à ressaut hydraulique
- Bassin de réception d'un jet libre
- Dissipation au sein même d'un coursier, par dents de dissipation ou blocs

brise - charge

- Passage du débit dans des organes dissipateur (vannes à jet creux...)

(Voir Tableau 5)

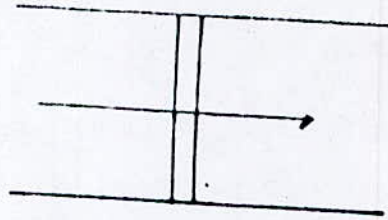
3.3 Classification des évacuateurs

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.

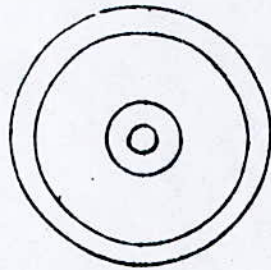
3.3.1 Critères d'utilisation

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

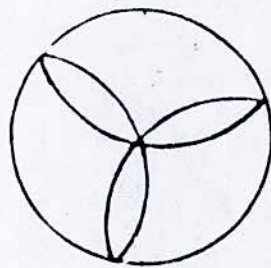
- Les évacuateurs de services : déversant régulièrement
- Les évacuateurs auxiliaires : conçus pour des crues plus rares
- Les évacuateurs de secours : conçus pour évacuer une crue exceptionnelle avec un minimum de danger.



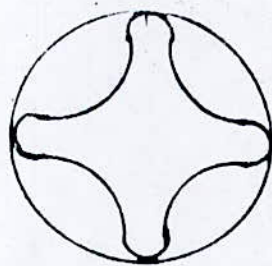
Rectiligne



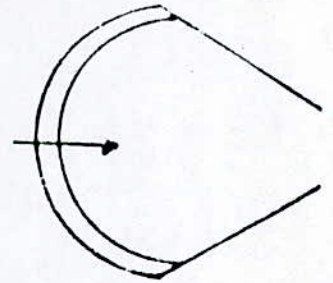
Circulaire



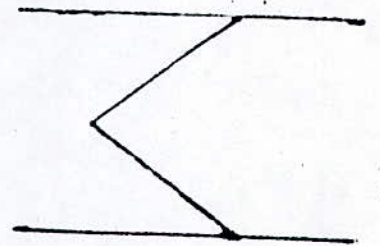
En patale



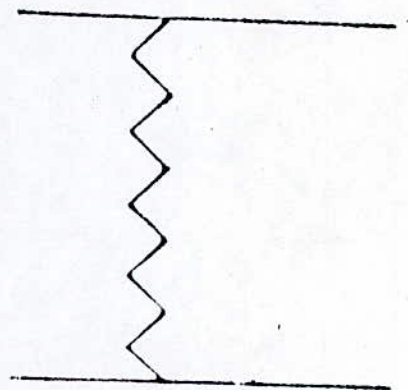
Polygonale



Courbe



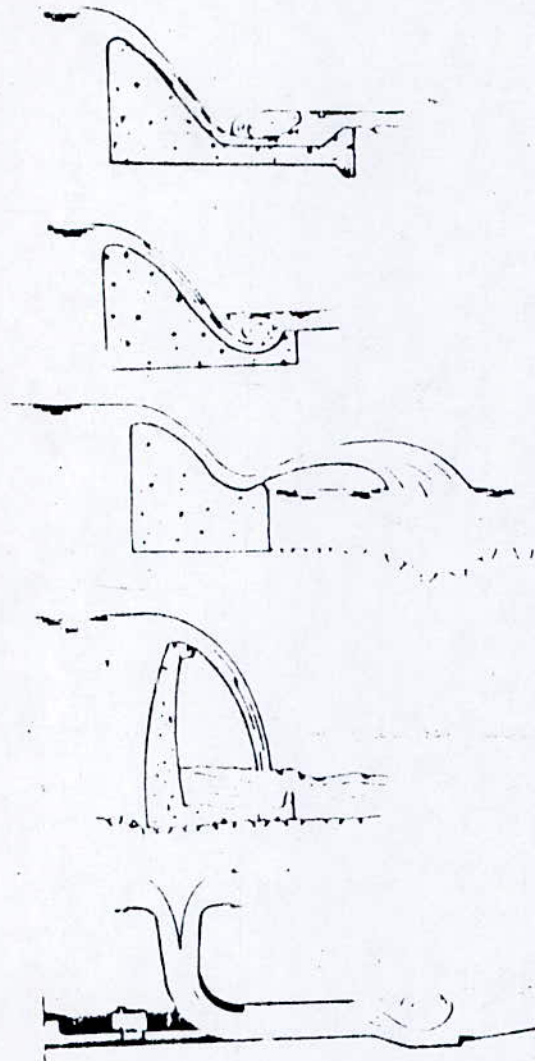
Triangulaire



Labyrinthe

Figure : 5

Evacuateur de crues de surface



Evacuateur de crues de fond

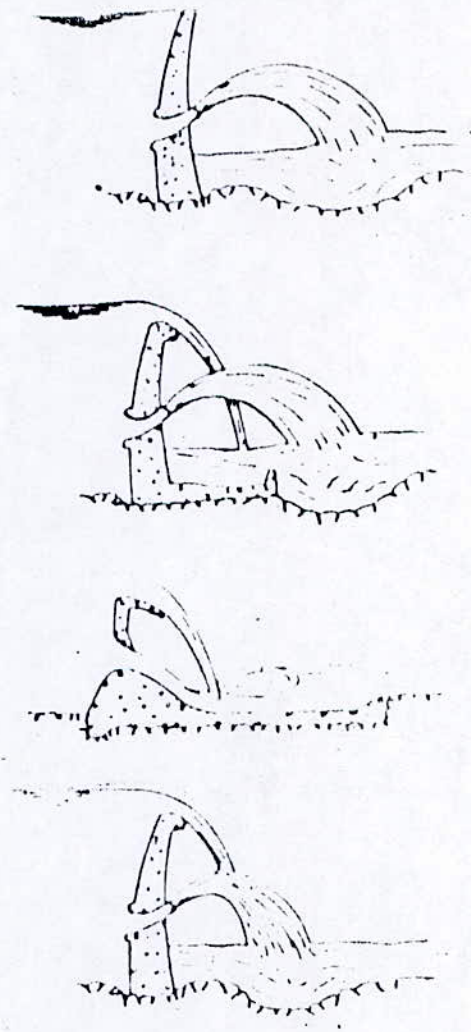


Figure : 6

dissipateurs d'énergies

Type	Dissipation	Avantages	Inconvénients
	Jet à l'air libre ou jet noyé	-Surtout pour les barrages en béton - Facile a mettre en paln - pas de contraintes aval	-Faibles débits pour les becs (si non saut de ski) -Risque d'affouillement à l'aval du barrage
	Surface libre ressaut	- Dissipation est éloignée du barrage - Facile d'entretien et de suivi	- Ouvrage chère car pouvant être important pour s'adresser à une gamme de débits. - Nécessite la connaissance des niveaux aval dans la rivière
	Jet sur une structure	Simple et efficace	- Petit dédit (40 m ³ /s) -Structure doit être très résistante - Dissipation au pied du barrage
	Surface libre Jet dans l'eau Amortissement par diffusion	- Facile à mettre en piace et dimensionner	- Risque d'affouillement au pied du barrage - Faible hauteurs de chute

Tableau : 5

3.3.2 Critère d'exploitation

Suivant le degré de contrôle des débits évacués on distingue :

-Les évacuateurs avec vannes : Permettent un réglage du débit ou contrôle de celui-ci partout ou non;

-Les évacuateurs à déversement libre ou évacuateurs libres : qui fonctionnent dès que l'eau attient le niveau du seuil.

3.3.3 Loi faisant les hauteurs d'eaux aux débits

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

Débits proportionnels à $(h_{am})^{3/2}$: cas du déservoir en fonctionnement dénoyé, c'est le plus sûr en cas de débit supérieur "au débit de la crue de projet"

- Débits proportionnels à $(h_{am})^{1/2}$: cas des vannes de fond et des orifices en général, une meilleure vitesse est assurée pour les petits débits, mais la possibilité de sur-débit est moins bien tolérée que dans le cas précédent
- Débits proportionnels à $(h_{am} - h_{av})^{1/2}$: cas des galeries en charges et des déversions noyées; leur dépendance vis à vis de la hauteur d'eau à l'aval leur confère une moins grande souplesse de fonctionnement.
- Lois mixtes : cas de l'évacuation en tulipe. Qui selon le débit, peut se comporter comme un déversoir, un orifice ou une galerie en charge; les sur-débits sont mal tolérés.
- Débits fixes mais intermittants : cas du siphon, permet un réglage de hauteur d'eau mais n'autorise aucune réserve en sur-débit.

3.3.4 Critères topographiques

La topographiques et le type de barrage imposent souvent le type d'évacuation:

- Les évacuations incorporées dans le barrage : barrage voûte, poids à contrepoids, galerie de fond
- Evacuateurs de rives, construit à côté du barrage et creusé la rive de la vallée.
- Galerie latérale, l'évacuation est assurée par une galerie percée dans une des rives de la vallée
- Evacuateur de col: est construit en un point bas du périmètre de retenue.

3.4 Facteurs intervenant 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 suivant :

- a) La qualité des prévisions de crues;
- b) La seismicité 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 conditions d'exploitation

3.4.1 Qualité des prévisions des crues

La capacité d'évacuation sous le niveau maximal de rétention est déterminée à partir d'une étude dans laquelle l'hydrogramme de la crue de projet entrant dans le réservoir joue un rôle prépondérant. La sécurité des barrages à l'égard des crues dépend donc de la fiabilité de l'hydrogramme et de la marge de prudence adoptée par rapport à cet hydrogramme. Cette fiabilité n'est jamais absolue; son degré est lié à l'étendue et à la valeur des informations collectées dans le passé concernant le régime du cours d'eau et les précipitations exceptionnelles; toutes choses égales par ailleurs, elle est d'autant plus fiable que celui-ci est plus irrégulier.

Dans ce dernier cas, 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 l'évacuateur qui est celle établie pour le niveau maximal de retenue, devrait augmenter rapidement s'il arrivait que ce 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 dont le débit reste contrôlé par le seuil d'entrée pour tous les niveaux au-dessus du niveau normal de retenue 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. Autrement dit, si la capacité d'évacuation de l'évacuateur en charge est plus grande initialement, elle augmente ensuite plus lentement avec la montée de la retenue.

Afin d'accroître la sécurité vis-à-vis du risque de submersion, l'évacuateur principal en service, est parfois complété par un évacuateur auxiliaire ou de secours qui peut être d'un type différent et n'est supposé fonctionner que pour les crues exceptionnelles. Parfois cet évacuateur auxiliaire est constitué par une digue fusible arasée à une cote inférieure à la cote de la crête du barrage et qui, par submersion libère une tranche de retenue plus ou moins importante. Cette solution ne doit être utilisée qu'avec beaucoup de prudence en raison de la crue catastrophique qui peut être ainsi brutalement libérée et qui peut conduire à des érosions régressives dangereuses si la digue fusible est implantée, comme c'est souvent le cas, sur un col de caractéristiques géologiques médiocres. En aucun cas le col ne doit être érodable au-dessous du niveau normal de retenue.

3.4.2 Séismicité de la zone de l'aménagement et fiabilité de l'exploitation

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 supputer le risque d'une défaillance mécanique susceptible d'empêcher la manoeuvre d'une ou de plusieurs vannes au moment où la crue arrive: interruption de la fourniture d'énergie aux treuils, vanne bloquée par suite d'un défaut d'entretien. Le personnel d'exploitation doit pouvoir accéder aux commandes de contrôle en toutes circonstances. Il faut aussi prendre en compte la possibilité d'une erreur humaine, telle que l'ouverture intempestive ou trop tardive des vannes par suite d'une mauvaise interprétation des consignes.

3.4.3 Durées et degrés d'utilisation

Les dégradations par cavitation et abrasion dépendent de la durée cumulée de fonctionnement de l'évacuateur et l'importance des débits transités à chaque utilisation. Toutes choses égales par ailleurs, elles s'accroissent avec la durée de fonctionnement. Tous les types d'évacuateur distingués précédemment sont susceptibles de subir des dégradations par cavitation ou abrasion, de sorte que le choix du type à

retenir n'est pas dicté strictement par la probabilité d'occurrence plus ou moins forte de ces phénomènes. Par contre à l'intérieur du type choisi, des dispositions et protections s'imposent en cas de risque élevé, pour retarder les dégradations et faciliter leur réparation. Comme on le verra dans les prochains titres, il existe deux types de restitution communément mis en oeuvre :

(i) Bassin artificiel pour ressaut hydraulique, (ii) ceillère de lancement dans une fosse d'amortissement naturelle ou artificielle, avec ou sans protection.

Les risques inhérents à l'un ou l'autre type seront soulignés. Il convient ici d'insister sur l'importance de la durée et du degré d'utilisation prévisible dans la supputation des risques encourus. Si l'étude hydrologique 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 est peu ou pas du tout protégée, en supposant implicitement que les réparations ou protections nécessaires seront réalisées après chaque crue, celle-ci étant trop courte pour que les dommages soient importants.

Dans le cas contraire d'un service prolongé avec débits élevés, le projeteur doit concevoir l'ouvrage de restitution avec un maximum de précautions, l'expérience ayant clairement montré que des dégradations particulièrement sévères se produisent alors de façon courante.

En élaborant les règles d'exploitation de l'évacuateur de crue, le concepteur doit également prendre en compte les fausses manoeuvres qui peuvent entraîner un risque d'accident pour le barrage ou pour l'aval. En particulier, dans le cas d'évacuateurs vannés, il est effectivement dangereux d'évacuer à laval un débit supérieur aux débits naturels.

Les siphons dont le débit augmente de façon appréciable pour une faible élévation du plan d'eau du réservoir peuvent également provoquer des crues plus importantes que celles de la rivière dans les conditions naturelles.

3.4.4 Les Conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé

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 non vanné (possibilité

d'aménager un seuil très long et un coursier relativement court aux prix d'un minimum d'excavation) 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 qui peut être déterminant dans le choix du parti.

3.4.5 Type de barrage

Il est possible d'incorporer tout ou partie des évacuateurs aux barrage en béton, ce qui souvent procure une économie substantielle et permet de restituer le flot déversant directement dans le lit principal suivant l'axe longitudinal de la vallée.

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.

La submersion du barrage consécutive à une insuffisance ou défaillance de l'évacuateur aurait des conséquences immédiatement dramatiques dans le cas d'un ouvrage en remblai. C'est pourquoi les critères de projet touchant la capacité totale d'évacuation, le type et nombre de vannes et la revanche nécessaire au-dessus du niveau maximal de retenue supputé sont plus sévères dans le cas d'un barrage en remblai que dans celui d'un barrage en béton.

3.4.6 conditions d'exploitation

Le futur propriétaire du barrage peut ne pas posséder l'expérience de l'exploitation des ouvrages évacuateurs et le concepteur doit prendre en compte la formation et l'information du futur exploitant dans le domaine des évacuateurs de crue ainsi qu'en matière de sécurité, gestion des ouvrage, moyens d'accès et de transmission, etc.

Dans le cas où le barrage ne sera pas gardienné, on s'orientera de préférence vers un évacuateur non vanné.

3.5 Evacuateurs de surface

Ils sont caractérisés par le fait que le débit excédentaire est prélevé à une cote 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 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. Des dispositions doivent être prises pour empêcher que des poches d'air soient emprisonnées dans le conduit au moment de sa mise en charge car ces poches d'air seraient à l'origine de variations de pression indésirables et diminueraient la section effective du conduit.

(Voir Tableau : 6)

Evacuateurs de surface

Type	Ecoulement	Avantages	Inconvénients	Gamme
	Surface libre noyée ou dénoyée	<ul style="list-style-type: none"> - Très sûr - Facile à réaliser sur un barrage béton - Facile à calculer - Pas d'exigence topographique et géologique 	<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 adapter aux barrages béton
	Surface libre noyé ou dénoyée	<ul style="list-style-type: none"> - Bon rendement - Moins coûteux que le frontal - Facile à réaliser en cote de digue 	<ul style="list-style-type: none"> - Attention à la saturation - Difficile à calculer - Difficile à modifier 	<ul style="list-style-type: none"> - Toutes, surtout pour les barrages en terre ou en enrochement
	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 un 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)
	Surface libre dénoyée 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 protection anti-voûtes. Bien assure la liaison digue conduite 	<ul style="list-style-type: none"> - Tulipe pour les fortes chutes (barrage béton) - Moins pour les faibles chutes

Tableau : 6

a) 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 cote de la crête. Leur présence ne perturbe pas l'écoulement dans le canal d'aménée. 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.

(Voir Tableau : 6)

b) Evacuateurs frontaux

S'il y a de 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 crue 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 curvilligne.

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.

(Voir Tableau : 6)

c) 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 puit;
- un coude assurant la liaison puits-galerie;
- une galerie;
- un bassin de dissipation d'entrée.

(Voir Tableau : 6)

3.5.1 Constitution:

L'évacuateur de surface comporte généralement trois parties :

- à l'amont, un seuil déversant sur lequel s'établit l'écoulement torrentiel et qui contrôle ainsi le débit évacué;
- un ouvrage intermédiaire d'accompagnement à pente accentuée appelé coursier, qui entretient ou accélère l'écoulement torrentiel;
- un ouvrage terminal à partir duquel le flot évacué revient au lit naturel : cuillère déflectrice avec ou sans fosse d'amortissement aménagée, ou bassin à ressaut.

Le coursier et l'ouvrage terminal sont parfois inexistantes ou très partiellement réalisés : c'est le cas de certains évacuateurs de surface portés par des barrages voûtes.

3.5.2 Seuil libre ou vanné, solution mixte

a) Seuil libre :

L'évacuateur de surface n'exige pas de vannes systématiquement. C'est un avantage remarquable car le seuil libre est préférable lorsque les conditions locales (probabilité non négligeable d'hydrogrammes de crue à front très raide, sismicité élevée, fiabilité incertaine de l'entretien et de l'exploitation, isolement du site et difficultés d'accès) font que la disponibilité des vannes et leur utilisation opportune sont sujettes à caution.

Le seuil libre coïncide naturellement avec le niveau du réservoir plein. La charge nécessaire pour évacuer les apports excédentaires conduit donc à surélever le barrage, ce qui procure en contrepartie un volume pour l'amortissement de l'onde de crue au-dessus du niveau normal de rétention et par voie de conséquence une diminution de débit maximal à évacuer. Cependant, à cause de contraintes particulières telles que le coût élevé des submersions occasionnelles et de la hauteur supplémentaire à donner au barrage, le coût d'un évacuateur à seuil libre devient souvent prohibitif. Le seuil frontal dont la longueur est généralement limitée par la configuration des ouvrages porteurs ou les formes topographiques est le plus défavorable à cet égard. Avant de choisir un seuil vanné, il faut étudier la faisabilité technique et économique de seuils de plus grande longueur ou développement, tels que les seuils disposés latéralement sur une rive à l'amont du barrage, les seuils circulaires (corolles) ou semi-circulaires à l'origine de déversoirs en puits et galeries, les siphons, les seuils de géométries diverse (bec de canard, marguerite, la byrinthe).

E. BARRER, 1978, HYDROLOGIE, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 757, 758, 759, 760, 761, 762, 763, 764, 765, 766, 767, 768, 769, 770, 771, 772, 773, 774, 775, 776, 777, 778, 779, 780, 781, 782, 783, 784, 785, 786, 787, 788, 789, 790, 791, 792, 793, 794, 795, 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 822, 823, 824, 825, 826, 827, 828, 829, 830, 831, 832, 833, 834, 835, 836, 837, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 844, 845, 846, 847, 848, 849, 850, 851, 852, 853, 854, 855, 856, 857, 858, 859, 860, 861, 862, 863, 864, 865, 866, 867, 868, 869, 870, 871, 872, 873, 874, 875, 876, 877, 878, 879, 880, 881, 882, 883, 884, 885, 886, 887, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 894, 895, 896, 897, 898, 899, 900, 901, 902, 903, 904, 905, 906, 907, 908, 909, 910, 911, 912, 913, 914, 915, 916, 917, 918, 919, 920, 921, 922, 923, 924, 925, 926, 927, 928, 929, 930, 931, 932, 933, 934, 935, 936, 937, 938, 939, 940, 941, 942, 943, 944, 945, 946, 947, 948, 949, 950, 951, 952, 953, 954, 955, 956, 957, 958, 959, 960, 961, 962, 963, 964, 965, 966, 967, 968, 969, 970, 971, 972, 973, 974, 975, 976, 977, 978, 979, 980, 981, 982, 983, 984, 985, 986, 987, 988, 989, 990, 991, 992, 993, 994, 995, 996, 997, 998, 999, 1000.

Certains auteurs ont proposé de ranger parmi les facteurs de décision concernant le choix entre évacuateurs avec ou sans vannes, le rapport Q/S , dans lequel Q est le débit de pointe de l'hydrogramme de la crue qui entre dans le réservoir exprimé en m^3/s , multiplié par 3600, et S la surface de ce réservoir en m^2 au niveau normal de retenue. Ils'agit donc d'une vitesse de montée en mètres par heure. L'évacuateur non vanné serait préférable dans le cas des vitesses de montée excédant 1 à 2 m/h.

b) Seuil vanné :

Lorsque les débits de crue sont importants et que le risque d'indisponibilité ou d'utilisation malencontreuse des vannes est insignifiant, le seuil vanné est généralement préféré car il est moins cher. Il est calé en-dessous du niveau normal de rétention de sorte que l'ouverture des vannes puisse procurer immédiatement, si nécessaire, une capacité d'évacuation importante par rapport à la crue de projet. On peut ainsi réaliser un creux préventif avant l'arrivée d'une crue, la tranche de la retenue correspondant à la hauteur des vannes servant à la fois pour la régularisation des apports utilisés et pour l'amortissement des apports déversés. Cette façon d'exploiter la retenue n'est pas toujours la plus judicieuse.

Une surcharge au-dessus de la cote de retenue normal est souvent prévue pour accroître le débit par mètre-linéaire et améliorer l'amortissement des apports de crue.

Les capacités d'évacuation par mètre linéaire de seuil une fois la vanne complètement effacée ont augmenté considérablement au cours des dernières décennies. Parmi les records, on peut citer l'évacuateur du barrage karun en IRAN avec $335 \text{ m}^3/\text{s/m}$ (3 passes de 15m de largeur fermées par des vannes segments de 21,28m de hauteur dont l'ouverture complète dégage le passage d'une lame de 30m d'épaisseur, avec une surcharge de 10 m, au-dessus de la retenue normale).

A noter que, quelle que soit la fiabilité des vannes, il est souvent prescrits parfois même par la réglementation du pays concerné, de considérer le cas d'une ou de plusieurs vannes bloquées sans qu'il y'ait déversement sur l'ouvrage. Ceci conduit à augmenter le nombre des vannes ou à prévoir un évacuateur de secours (seuil libre, digue fusible, bouchon explosible).

c) Seuil mixte :

Le seuil mixte comporte une partie vannée à une cote relativement élevée et une autre à une cote inférieure surmontée par des vannes. Cette disposition peu fréquente a pour but de combiner fiabilité et économie. Les seuils équipés de vannes déversantes qui ne s'effacent que pour les crues exceptionnelles sont un autre type de seuil mixte rarement utilisé. Le seuil mixte avec un seuil non vanné au niveau normal de retenue présente l'avantage de permettre le passage des petites crues sans manoeuvre des vannes. Cette possibilité est particulièrement intéressante lorsque les vannes ne sont utilisables que de façon transitoire à faible ouverture; elle permet ainsi d'éviter une crue intempestive à l'aval du barrage.

3.5.3 Les Coursiers

Les coursiers sont nécessaires pour conduire le flot déversé jusqu'au point de restitution à l'aval du barrage. Leur longueur et leur configuration sont dictées au premier chef par le type de barrage et les formes topographiques.

Les barrages en béton offrent la possibilité intéressante de fournir une structure porteuse tant pour le seuil que pour le coursier, mais il peut y avoir des contre-indications à leur utilisation : débit à évacuer trop élevé pour la largeur du barrage, difficulté d'assurer sans risque grave la dissipation de l'énergie au pied même du barrage. Dans la négative la combinaison de l'évacuateur et du barrage est généralement la solution la plus économique. Elle permet en outre assez souvent de bien orienter le flot

déversé suivant l'axe de la vallée principale et de réduire ainsi les érosions de rive et de versant à l'aval de la section de restitution.

Le coursier est pratiquement inexistant dans le cas d'un seuil déversainstallé dans la partie centrale du couronnement d'une voûte mince. Il s'agit alors, soit d'une nappe tombant librement, soit de pertuis sous faible charge dont les jets ont une portée réduite. Cette disposition convient pour les capacités d'évacuation faibles ou modérées; elle exige une certaine largeur de vallée au pied de l'ouvrage et une profondeur d'eau minimale dans la zone d'impact, compatible avec la hauteur de chute et le débit évacué par mètre de largeur. Des dispositifs de fractionnement et d'aération de la lame sont fréquemment utilisés pour diminuer la force érosive dans la zone d'impact.

Dans le cas où le seuil déversant occupe une grande partie du couronnement d'une voûte mince, on est souvent conduit à disposer plusieurs becs de fractionnement sur le seuil pour éviter la mise en vibration de la nappe libre déversante aux débits relativement faibles, ce qui pourrait présenter un certain risque pour la bonne tenue de la voûte. Ce fut le cas aux barrages de Zaouia N'Ourbaz au Maroc, HautePAGE et Moulin Ribou en France [6]

Les évacuateurs de surface placés sur un ouvrage en béton massif et ceux installés dans les rives, soit à l'air libre, soit en souterrain, comportent un chenal de longueur significative dans lequel se produit une accélération plus ou moins rapide de l'écoulement.

La disposition à l'air libre adjacente au barrage sur l'une ou l'autre rive est intéressante, mais elle se heurte souvent à de sérieuses difficultés quand le débit à transiter est important : volume excessif d'excavation, stabilité de la rive compromise, obliquité du flot déversant par rapport à l'axe général de la vallée.

En règle générale, les coursiers à l'air libre ou souterrains ont un tracé rectiligne car ils sont prévus pour des écoulement à surface libre torrentiels difficiles à infléchir.

Des coudes à grand rayon dans l'écoulement torrentiel sont acceptables à condition que les ondes de choc produites par la déviation restent contenus dans le coursier.

Lorsqu'on doit réaliser un écoulement courbe en régime torrentiel, il est indispensable d'effectuer des essais sur modèle réduit pour tous les débits possibles.

Non seulement la disposition des ondes de choc est susceptible de varier, mais, pour toute la gamme des débits différents de celui pour lequel l'écoulement a été calculé, il peut se produire à l'aval des écoulements dissymétriques et tortueux provoquant de grandes perturbations dans le fonctionnement de la cuillère et éventuellement du bassin de dissipation.

Dans le cas des coursiers relativement longs, une diminution progressive de largeur ajustée à l'accélération de l'écoulement est susceptible de procurer une certaine économie sur les quantités d'ouvrages. Cette diminution est la cause, comme les coudes en plan, d'ondes de choc. Pour les ouvrages importants, il est prudent de déterminer sur modèle réduit la hauteur de ces ondes et leur influence sur la répartition transversale du débit à la jonction coursier-ouvrage de restitution, ce qui permet d'optimiser la configuration.

A l'inverse, l'élargissement progressif du coursier est parfois réalisé pour réduire le débit par unité de largeur à l'aval, diminuer la profondeur d'eau et les risques de cavitation et mieux dissiper l'énergie.

Les coursiers souterrains conviennent aux vallées étroites dont les versants s'élèvent considérablement au-dessus de la crête du barrage. Leur construction est indépendante de celle des autres ouvrages de l'aménagement, ce qui est appréciable quand la place est mesurée. Leur profil longitudinal présente différentes configurations, lesquelles dépendent :

- de la réutilisation, qui est faite ou non, des galeries de dérivation provisoire;
- des formes d'entonnement adoptées (seuil frontal ou latéral, corolle circulaire ou semi-circulaire, etc.);
- des conditions géologiques.

Coursiers

Type	Ecoulement	Avantages	Inconvénients
Canal à surface libre	Canal d'écoulement fluvial YC torrentiel	- Bonne sécurité - Facile à réaliser - Facile d'entretenir	- Assez coûteux - Peu de difficultés de calcul (attention, aux surélévations dans les courbes - Exigences sur topographie
Conduite en charge	En charge	- Très fortement liés au déversoir - Pas très coûteux - Facile à calculer - Pas d'exigences	- Très fortement liés au déversoir. - Problème des vibrations. - Entretien indispensable. - Pas de réajustement possible.
Mixte dans une conduite	En charge à l'amont surface libre à l'aval	- Très fortement liés au déversoir les critères sont probables à ceux de la conduite en charge on évite les sous pressions grâce au passage à surface libre par contre il faut assurer l'aération de la surface libre vérifiée que l'écoulement reste à surface libre	- Très fortement liés au déversoir.

Tableau : 7

Il y a en général une partie verticale ou fortement inclinée à l'amont pour la mise en vitesse. Dans la mesure du possible cette première dénivelée est limitée à 60m afin de diminuer les risques de cavitation dans la partie suivante du tunnel, à laquelle on donne la pente juste nécessaire pour le maintien de la vitesse d'écoulement [31].

Pour diminuer le volume des excavations, la mise en charge de la partie amont de ces coursiers souterrains est parfois acceptée à partir d'un certain débit, la section de contrôle passant ainsi du seuil d'entrée à l'orifice terminal de la partie en

charge. Cette disposition pose le problème déjà signalé de l'élimination des poches d'air emprisonné. Elle présente par ailleurs l'inconvénient de limiter la surcapacité de l'évacuateur puisque le débit augmente peu si le niveau de la retenue continue de monter. Dans ce cas, la valeur de l'hydrogramme de la crue de projet doit être indiscutablement établie, plus particulièrement si le barrage est un remblai. L'extension de la mise en charge vers l'aval au-delà des voiles d'injection et de drainage du barrage n'est tolérable, dans certaines limites, que dans le cas d'un rocher exceptionnellement étanche et résistant et d'une distance confortable entre tunnel et versant. Il est généralement préférable de l'éviter.

Les coursiers en galerie, avec écoulement à surface libre pour tous les débits posent un problème *d'aération*. La turbulence est la cause d'un entraînement d'air sous forme de bulles disséminées dans le courant d'eau. La section d'air conservée au-dessus de la section mouillée pour se prémunir contre une mise en charge intempestive représente communément 20 à 35 % de la section totale de la galerie, la section mouillée étant déterminée dans l'hypothèse d'une eau désaérée. Si l'écoulement est à surface libre sur toute la longueur et si l'ouvrage est court, un débit d'air s'établit ainsi naturellement au-dessus au débit d'eau. Dans le cas d'une partie en charge à l'amont le renouvellement de l'air entraîné se fait uniquement par l'aval, à contre-courant. Si l'ouvrage est long et les vitesses élevées, les 20 à 35 % cités ci-dessus peuvent s'avérer insuffisants, un reniflard qui débouche dans la section terminale de la partie en charge est alors incorporé au projet. Les mesures sur modèles réduits, l'analyse théorique et les vérifications sur de nombreux prototypes ont permis d'établir les relations débit d'air / débit d'eau pour différentes conditions d'écoulement. Ces relations fournissent le moyen d'évaluer les dimensions du reniflard [31].

La formation d'un ressaut dans la partie subhorizontale du coursier d'un évacuateur souterrain est en règle générale évitée, le facteur déterminant à cet égard étant le calage de cette partie subhorizontale par rapport aux niveaux dans le lit naturel à la sortie. Cependant, le ressaut hydraulique en galerie suivi d'une légère mise en charge a été préconisé récemment comme moyen de dissipation de l'énergie (vidanges de fond de l'aménagement de Souapiti sur le Konkouré en Guinée). La localisation du changement de régime est assurée par des formes géométriques appropriées et de solides protections sont prévues pour faire face aux sous-pressions fluctuantes et à la cavitation.

Dans certains cas de coursier à l'air libre, la géologie particulièrement favorable (rocher dure et massif) a permis d'éliminer une partie du revêtement.

Cependant les zones fissurées restent protégées. Ces solutions nécessitent une étude très attentive, l'érosion régressive du chenal à la faveur de discontinuités géologiques pouvant être très rapide (Ricobayo en Espagne) [31].

Lorsque les vitesses sur les coursiers deviennent élevées, 30 m/s et davantage, le phénomène qui est la cause de sérieuses difficultés est celui de la cavitation, tout particulièrement dans le cas le plus fréquent des écoulements à surface libre.

(Voir Tableau : 7)

3.5.4 Ouvrages de restitution aval-dissipation de l'énergie

a) Remarques préliminaires

Le problème crucial associé à la restitution du débit évacué à la rivière est celui de la *dissipation de l'énergie*. Avant la construction du barrage, cette énergie était dissipée linéairement par frottement et turbulence au prix d'une érosion répartie sur toute la distance du cours principal et des influents noyés par la retenue. La présence du barrage oblige cette énergie à se dissiper en majeure partie en un point singulier où se concentre la force érosive : la restitution de l'évacuateur dans le lit naturel.

Alors que la littérature technique fait état d'un nombre croissant de grands évacuateurs présentés comme des réussites de conception et de réalisation, le bilan des performances satisfaisantes significatives reste maigre car la plupart de ces ouvrages n'ont fonctionné depuis leur mise en service qu'avec des débits très inférieurs à leur capacité de projet et pendant peu de temps. Les précédents, moins nombreux, de fonctionnement prolongé à débit élevé, comme Tarbela [6] sont par contre caractérisés par l'occurrence fréquente de sérieux ennuis. Ceci indique que le problème de la dissipation de l'énergie hydraulique, en dehors du cas de portée limitée où cette énergie est transformée en énergie électrique, est encore imparfaitement maîtrisé. L'existence d'un nombre croissant de barrages, la tendance à les construire plus hauts et sur des cours d'eau ayant des apports importants et irréguliers, sont de sérieux motifs de préoccupation pour les générations présentes et à venir.

La dissipation de l'énergie du flot évacué se fait presque toujours par ralentissement brutal de la vitesse et changement corrélatif du régime d'écoulement de

torrentiel à fluvial. Suivant la configuration donnée à l'ouvrage de restitution le phénomène se produit de deux façons :

1) Dans une première configuration, l'écoulement torrentiel est canalisé sur toute sa longueur et le changement de régime est confiné dans une structure artificielle, le *bassin à ressaut*, dont les caractéristiques géométriques sont déterminées par le calcul et l'expérimentation;

2) Dans la seconde configuration, l'écoulement torrentiel est lâché dans l'air à une certaine hauteur au-dessus du niveau dans le lit naturel sous forme de jets ou nappes avec composante horizontale de la vitesse plus ou moins accentuée. Le chargement de nature de l'écoulement se fait dans un bassin appelé *fosse d'amortissement*. Il arrive que ce bassin se forme naturellement à la faveur des premiers déversements et que son développement se ralentisse suffisamment à l'usage, de façon à ne pas mettre en cause, dans un délai raisonnable, la stabilité d'ouvrages vitaux, ou celle des rives au voisinage de ces ouvrages.

b- Bassins à ressaut : les accidents, problèmes hydrodynamiques, sous-pressions, vibration, cavitation, abrasion, entretien.

ressaut hydraulique

La dissipation de l'énergie dans un bassin à ressaut est à première vue une solution très séduisante. Le phénomène est confiné dans un volume restreint dont l'extension et la localisation sont théoriquement bien définies et la quantité d'énergie résiduelle à la sortie du bassin peut être évaluée avec une bonne approximation.

C'est pourquoi le bassin à ressaut a été et reste un sujet de prédilection pour les hydrauliciens, leur objectif étant de déterminer par le calcul et l'expérimentation les formes et les dimensions susceptibles de contenir un ressaut ramassé, stable et performant. L'abondance de la littérature technique sur le thème, fait que le projeteur n'est pas embarrassé pour trouver les règles ou précédents convenant à son cas particulier. On ne s'étendra donc pas dans cette thèse sur l'aspect du dimensionnement purement hydraulique du bassin à ressaut. On soulignera toute-fois que le ressaut est un phénomène capricieux et que son maintien à l'endroit voulu à l'intérieur du bassin ou sur la partie terminale du coursier dépend non seulement de la position relative du niveau aval mais aussi de modifications mineures dans la géométrie du radier et des piedroits. Une discontinuité abrupte dans la géométrie du bassin (par

exemple une marche verticale dans le radier) qui développe une force considérable à contre-courant contribue au maintien du ressaut à l'intérieur du bassin pour différentes conditions de débit et de niveau aval. Des marges de sécurité substantielles doivent être adoptées pour se prémunir contre l'expulsion accidentelle du ressaut à l'extérieur de l'ouvrage, compte tenu, en particulier, des variations du niveau aval provoquées par des érosions ou des dégradations à l'aval du bassin. A cet égard, le risque d'érosion régressive à l'aval du bassin doit être considéré, car cette érosion peut produire un abaissement significatif du niveau aval pour un même débit. Le remède est alors un seuil de contrôle non érodable près de la sortie du bassin ou le calage suffisamment bas d'une cuillère permettant de former un rouleau sur le béton de cette dernière, alors qu'un second rouleau tournant en sens inverse se développe à l'aval immédiat. Ce dernier dispositif a été utilisé avec succès aux USA et en Inde, apparemment sans dommage mais pour des durées et des débits de fonctionnement non précisés

Cependant, le problème le plus sérieux que pose le bassin à ressaut concerne davantage *sa résistance en tant que structure de génie civil* que son bon fonctionnement hydraulique.

Il convient de rappeler au préalable que la dissipation de l'énergie dans un bassin à ressaut n'a pas de solution alternative pratique si les conditions locales interdisent toute excavation préalable et toute érosion ultérieure dans la zone de restitution, plus particulièrement lorsqu'il s'agit d'ouvrages susceptibles de fonctionner souvent et longtemps.

L'expérience des dernières décennies fournit de nombreux exemples de bassins à ressaut fortement endommagés à la suite d'une utilisation prolongée avec des débits proches du maximum. C'est le cas par exemple de l'évacuateur du barrage de Malpasso au Mexique [31]. Ceux des tunnels d'irrigation du barrage de Tarbela au Pakistan méritent une mention spéciale, bien qu'ils ne soient pas associés à des évacuateurs de surface, en raison du débit et de la hauteur de chute considérables (débit maximal de $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ par bassin, chute comprise entre 90 et 140m), de leur durée d'utilisation (plusieurs mois consécutifs chaque année) et, bien entendu, à cause du retentissement de leurs malheurs répétés (1974-1975-1976).

Le dommage le plus fréquemment observé est *l'arrachement de dalles entières du radier*, suivi ou non d'un creusement du terrain de fondation (25m dans le rocher sous-jacent à Tarbela) [31]. Un tel arrachement est la manifestation évidente du

développement de sous-pressions élevées sur des surfaces importantes. A ce phénomène prépondérant viennent s'en ajouter d'autres susceptibles de favoriser l'apparition de sous-pressions et d'aggraver les dommages : cavitation, abrasion, vibration.

Sous pressions

Les forces de soulèvement sont causées par la transformation intermittente d'énergie cinétique en énergie de pression au travers d'ouvertures éventuelles dans le radier. Ce mécanisme est particulièrement dangereux si le nombre de froude est élevé et il est aggravé par la turbulence intense, ou *macroturbulence*, à travers laquelle la dissipation d'énergie dans le ressaut. La macroturbulence est caractérisée en chaque point de l'écoulement, y compris les surfaces mouillées en radier et piédroits, par des fluctuations de pressions rapides et d'amplitudes très variables [31]. Les plus fortes atteignent une demi-amplitude voisine de $0,4 V^2/2g$ (V : vitesse moyenne de l'écoulement torrentiel à son entrée dans le bassin) et leur période est de l'ordre de la seconde.

L'étude statistique des enregistrements de pression fournis par des capteurs placés sur les parois indique une valeur quadratique moyenne des fluctuations dynamiques comprise entre 0,10 et 0,12 $V^2/2g$.

Au passage d'une fluctuation négative sur un point donné du radier, une situation locale d'instabilité peut apparaître momentanément si une sous-pression permanente est présente sur l'interface radier-fondation, ou quelque autre interface dans l'épaisseur devient l'épaisseur du radier (reprise de bétonnage) ou de la fondation, et si cette sous-pression devient supérieure au poids déjaugé du solide situé au-dessus, augmenté de la pression d'eau résiduelle sur le point considéré. L'effort global de soulèvement peut devenir dangereux si la sous-pression permanente règne sur de grandes surfaces et si fluctuations négatives d'amplitude suffisante apparaissent simultanément sur des portions de radier suffisamment étendues. Les arrachements observés sur de nombreux bassins indiquent que la probabilité d'occurrence de cette conjonction défavorable est loin d'être négligeable.

La distribution spatiale très inégale des fluctuations négatives à un instant donné sur un élément de radier non ponctuel fait que l'effort de soulèvement global maximal sous cet élément est notablement inférieur au produit de la pleine sous-pression par la surface de l'élément. Des expérimentations russes ont établi des relations

qui donnent l'effort global de soulèvement sous une dalle rectangulaire du radier, en fonction de la hauteur de chute, du débit de l'évacuateur par mètre de largeur, de la longueur de la dalle et de sa position dans le bassin. Chaque dalle est supposée se comporter comme un monolithe indépendant. Les relations indiquent une atténuation considérable de la sous-pression moyenne effective avec la longueur de la dalle et l'éloignement de celle-ci vers l'aval par rapport au front du ressaut; leur stricte application équivaldrait dans bien des cas à concevoir les dalles du radier relativement minces, non ancrées dans leur fondation.

L'expérience enseigne qu'il convient de rester prudent. En premier lieu, la position du front du ressaut est imprécise et elle peut changer. En second lieu, des situations d'instabilité, autres que celles résultant du déséquilibre de la sous-pression aval par les fluctuations négatives, peuvent s'établir. Leur probabilité est plus faible mais elles sont susceptibles de produire des efforts d'arrachement plus élevés. " L'injection " instantanée d'une fluctuation positive sous une portion significative du radier à la faveur d'un joint ou d'une fissure ouverte qui ferait communiquer le réseau de drainage noyé avec l'intérieur du bassin n'est pas inconcevable; non plus " l'injection " dans les mêmes conditions d'une surpression égale à $V^2/2g$ (vitesse au voisinage de la paroi) qui se développerait sur une saillie accidentelle face au courant, causée par la vibration d'une dalle ou l'épaufrure d'un joint. Il y a donc une incertitude sur la valeur la plus forte que peut atteindre l'effort d'arrachement. Assujettir le radier pour résister au plus sévère des deux cas de charge ci-après constitue, semble-t-il, une précaution minimale :

a) bassin vide, pleine sous-pression aval appliquée sous la totalité de l'ouvrage;

b) bassin supposé plein, pleine sous-pression égale à la valeur quadratique moyenne des fluctuations de pression macroturbulentes, soit $0,12 v^2/2g$ (V =vitesse à l'entrée dans le bassin) appliquée sous la totalité de l'ouvrage.

Si la fondation présente une cohésion suffisante, des ancrages passifs ou actifs apporteront une part essentielle de la résistance nécessaire; dans le cas contraire il faudra épaisir le radier et mobiliser si possible le poids des piédroits.

Pour contrecarrer le processus d'arrachement provoqué par les fluctuations de pression macroturbulentes, les *dispositions constructives* ci-après sont à recommander :

- a) munir tous les joints de contraction de lames d'étanchéité bien situées et bien enrobées;
- b) exclure tout exutoire de drain en piédroit à l'intérieur du bassin, même dans la zone "théoriquement" dénoyée juste à l'amont du front du ressaut (certains projeteurs nord-américains ont mentionné le comportement satisfaisant d'exutoires placés dans un seuil denté à l'origine du bassin);
- c) augmenter autant que faire se peut la surface des dalles élémentaires du radier;
- d) solidariser ces dalles par tenons, boîtes de cisaillement et armatures au travers des joints;
- e) minimiser le nombre des surfaces de reprise et les épingle;
- f) si un réseau de drainage est indispensable, le placer à une distance confortable (1 m à 1,5 m au moins) des parois mouillées pour retarder son contact accidentel avec l'écoulement macroturbulent en cas d'usure par abrasion ou cavitation.

Dans le même ordre d'idées, on observera que l'élimination de tout revêtement en béton sous le motif d'une qualité exceptionnelle du rocher dans lequel le bassin a été préexcavé serait aventureux. Tout rocher, si bon soit-il, est fissuré, si bien que le processus d'arrachement par sous-pressions momentanément déséquilibrées par les fluctuations dynamiques serait particulièrement efficace et destructif en l'absence de revêtement protecteur.

Dans le phénomène de dissipation d'énergie par macroturbulence, les composantes pulsatoires prépondérantes (celles de plus grande amplitude) ont des fréquences comprises entre 0 et 10 Hertz. Cette caractéristique fait que certains éléments du bassin d'amortissement, tels que les dalles du radier et les dents ou piles éventuellement portées par ce radier, risquent de vibrer en résonance. Le déplacement vibratoire des dalles ouvre des contacts en profondeur et fait saillir les arêtes des joints, ce qui favorise les sous-pressions dynamiques et facilite les arrachements.

La prévention contre les vibrations implique, elle aussi, le choix de dalles massives, solidarisées par des armatures traversant les joints et par des tenons de boîtes de cisaillement. L'ancrage dans la fondation est à prescrire chaque fois qu'il est possible.

Cavitation.

La pression peut devenir momentanément inférieure à la pression atmosphérique en un point donné du ressaut du fait des fluctuations de pression macroturbulentes, avec comme conséquence l'apparition de *cavitation*. Le phénomène est cependant contrarié par l'intense aération de l'écoulement, consécutive aussi à la macroturbulence. Les dents et obstacles incorporés au bassin dans certaines configurations sont particulièrement exposés à l'érosion de cavitation. Bien que moins brutales et spectaculaires que les arrachements de dalles par sous-pression, elles sont néanmoins la cause de réparations réitérées. Les éliminer paraît une gageure, étant donnée la nature de l'écoulement dans le ressaut. Les dents noyées, style Rehbock ou US Bureau of Reclamation sont particulièrement exposées sauf si les vitesses d'entrée sont inférieures à 15-18 m/s; on ne peut que retarder leur dégradation en les réalisant avec des bétons spéciaux ou en les protégeant par blindage [31].

Abrasion

Une dernière cause de dommages pour les bassins d'amortissement est *l'abrasion*. Avec les évacuateurs de surface le risque d'abrasion par des sédiments apportés par le flot déversé est inexistant ou différé jusqu'à l'époque lointaine où la sédimentation de la retenue atteindra le seuil de l'évacuateur. Les sédiments apportés sont dangereux dans la mesure où il s'agit d'éléments roulés sur le fond ou d'éléments en suspension contenant une fraction significative de particules dures de la taille d'un sable fin ou moyen (grains de quartz anguleux par exemple).

Il arrive que le bassin soit endommagé par une abrasion causée par des sédiments de fond (alluvions, déblais) provenant du lit à l'aval immédiat de l'ouvrage. C'est le cas d'un bassin trop court ou mal profilé, favorisant la formation de courants de retour sur le lit de la rivière non protégé à la sortie du bassin. Des sédiments abrasifs et des matériaux de chantier laissés sur le radier avant la mise en service, des pierres jetées par des visiteurs, peuvent ainsi rester piégés à l'intérieur du bassin et provoquer des usures considérables, plus particulièrement lorsqu'il y a un seuil de sortie prononcé. Une distribution dissymétrique accidentelle du courant torrentiel sur le coursier d'entrée est toujours une circonstance aggravante à l'égard de l'abrasion car elle concentre l'usure sur certaines portions des surfaces mouillées.

Pour se prémunir contre l'abrasion par sédiments piégés la configuration doit être telle que le bassin soit auto-nettoyant, c'est-à-dire que les sédiments présents antérieurement ou apportés occasionnellement de l'amont ou de l'aval soient rapidement expulsés. La satisfaction de cette condition se vérifie aisément sur modèle réduit. Mais les dispositions élaborées sur modèle ne sont pas toujours entièrement transposables sur le prototype.

Si le courant déversé est chargé en permanence de sédiments abrasifs, l'usure du bassin est inévitable. L'expérience montre (barrage de San Men Xia sur le fleuve Jaune) que l'usure de surfaces planes en béton ordinaire parallèles au courant est assez faible, même avec des teneurs élevées en sable abrasif (50 kg/m^3); tant que la vitesse V de ce courant est inférieure à 10 m/s . Au dessus de cette valeur, la vitesse d'usure croît comme v^3 , c'est-à-dire très vite. Les vitesses supérieures à 10 m/s se rencontrent communément à l'entrée des bassins d'amortissement et persistent sur une certaine distance à l'intérieur. De plus, le caractère tourbillonnaire de l'écoulement dans le corps du ressaut est un facteur d'aggravation à l'égard de l'abrasion.

Les bétons et revêtements spéciaux mis au point jusqu'à ce jour retardent l'usure par abrasion sans jamais la supprimer. De toutes manières, leur utilisation pour un bassin d'amortissement serait dispendieuse en raison de l'étendue des surfaces à traiter, sauf évidemment pour de petits ouvrages.

Réparations

Les trois processus d'endommagement des bassins d'amortissement décrits précédemment par sous-pression, cavitation et abrasion peuvent se combiner, le développement de l'un étant susceptible de donner naissance à un autre. La conséquence est une accélération des dégradations. C'est pourquoi le bassin d'amortissement est un ouvrage particulièrement vulnérable.

Il convient donc d'ajouter au projet des dispositions qui **permettent** une réparation rapide si des dégâts sérieux sont détectés. La difficulté la plus commune est celle de la **mise hors d'eau du bassin**. Pour obtenir la contre-charge aval nécessaire pour maintenir le ressaut à l'intérieur de la structure, le radier est presque toujours calé très bas par rapport au niveau aval. Sauf en cas d'étiage absolu une bouchure est nécessaire pour isoler le bassin du cours d'eau. Cette bouchure sera rapidement mise en place si elle

consiste en éléments de batardeau appuyés sur des piles et manipulés depuis une passerelle. Elle risque de coûter cher.

c) Sauts de ski et nappes déversantes - fosses d'affouillement- problèmes d'érosion - tapis de réception - problèmes hydrodynamiques

Sauts de ski

La désignation "saut de ski" suggère des déflecteurs placés à l'extrémité d'un coursier. Ces déflecteurs imposent un changement brutal de direction au courant torrentiel à sa sortie de la structure en béton. De cette structure partent des jets qui décrivent une trajectoire à l'air libre et tombent dans une portion prédéterminée du lit. La dissipation d'énergie se fait essentiellement dans le volume d'eau qui entoure la surface d'impact. Le déflecteur terminal, appelé aussi *cuillère*, est placé à une certaine hauteur au-dessus du niveau aval. Cette hauteur, l'angle de tir à la sortie de la cuillère et la hauteur totale de chute sont les paramètres principaux de détermination de la trajectoire. Lorsqu'il ya plusieurs jets, il est parfois possible de les faire se percuter dans leur trajectoire aérienne, ce qui contribue à la dissipation d'énergie.

La lame déversante risque d'être perturbée par des oscillations gênantes si l'espace libre situé entre la face inférieure de cette lame et le plan d'eau aval est insuffisant (vibration possible du barrage).

Les barres qui se forment par dépôt du rocher érodé, à l'aval de la fosse d'amortissement, peuvent surélever le niveau aval et réduire ainsi l'espace libre derrière la nappe, ce qui peut entraîner les problèmes d'oscillations indésirables mentionnés ci-dessus.

Le premier souci du projeteur est en général d'accroître la distance entre l'impact et la cuillère, de façon à mieux protéger la fondation de celle-ci contre l'érosion régressive. Ce souci est évidemment difficile à satisfaire lorsque la chute est petite ($H < 50$ m). En ce qui concerne la position de l'impact par rapport aux versants et le façonnage des jets pour obtenir un résultat donné (déviation latérale, étalement, fractionnement, etc.) chaque site constitue un cas d'espèce qui ne peut guère s'étudier autrement que sur modèle réduit. C'est pourquoi il y a une grande diversité de cuillères réalisées : cuillères symétriques ou dissymétriques, cuillères formées de plans coupés ou de surfaces à courbure progressive, etc. Dans une situation déterminée, on peut d'ailleurs

trouver un certain nombre de formes distinctes dont les performances hydrauliques ne sont pas significativement différentes.

Un cas particulier est celui des cuillères placées très bas à la sortie des galeries de dérivation réutilisées comme évacuateur. Dans certaines réalisations (Sidi Mohamed Ben Aouda) ces cuillères sont submergées pour les débits élevés et fonctionnent alors comme un bassin d'amortissement.

Nappes Déversantes en chute libre

La nappe déversante en chute libre non accompagnée ne se rencontre guère qu'avec les voûtes inclinées vers l'aval ou à parement aval proche de la verticale.

On cherche parfois à dissiper avant l'impact une partie de l'énergie du courant évacué. A cet effet des séparateurs et déflecteurs sont incorporés à la crête déversante ou placés quelques mètres en contrebas de celle-ci; les jets multiples obtenus par division de la nappe font impact entre eux ou sur des surfaces en béton avant d'être projetés. La surface de frottement entre l'eau et l'air ambiant le long de la trajectoire est ainsi augmentée. La réduction de la portée donne une mesure de l'efficacité du frottement. La dissipation n'est significative que si la fragmentation produit un émulsionnement prononcé de l'écoulement; cela ne se produit guère en pratique qu'avec les lames minces (moins de 5 à 6 m sur le seuil d'entonnement), c'est-à-dire pour les petites crues de fréquence élevée.

Les dents séparatrices (splitters) et tremplins incorporés aux seuils pour nappes déversantes sur barages voûtes par D.F. Robert en Afrique du sud répondent à ce souci. Une dissipation appréciable après aération intense est obtenue lorsque la largeur de la vallée permet d'étaler la nappe transversalement.

Cependant, dans la plupart des cas, la majeure partie de l'énergie cinétique est encore présente au point d'impact et se dissipe brutalement dans le volume d'eau qui entoure ce dernier. Le phénomène n'est pas fondamentalement différent de celui qui se développe dans un bassin d'amortissement; la dissipation se fait par l'intermédiaire du frottement de macroturbulence et les manifestations caractéristiques: fluctuations de pression dynamique, cavitation, abrasion le cas échéant, sont les mêmes.

Fosse d'amortissement [31]

Le choix d'une restitution par cuillère est basé sur cette croyance que la profondeur et l'extension de la fosse d'amortissement n'augmenteront plus significativement avec la poursuite de l'utilisation de l'évacuateur, à partir d'un certain degré de développement de la fosse.

Des relations ont été proposées par divers auteurs qui donnent la profondeur *maximale sous le niveau aval*, d en m, *de la fosse d'érosion* produite par le déversement d'une lame qui tombe en chute libre depuis un seuil de contrôle sur un matériau isotrope. Les paramètres les plus représentatifs sont le débit unitaire, q en m³/s/m, et la hauteur de chute totale, h en m, entre la retenue et le plan d'eau dans la fosse.

La formule la plus connue est celle de *Véronèse* qui donne la moyenne de mesures faites sur modèle réduit :

$$d = 1,9 h^{0,225} q^{0,54}$$

Signalons également la formule de *Martins* qui exprimerait l'enveloppe à la fois d'observations sur modèles réduits et sur 18 ouvrages en service :

$$d = 2,3 h^{0,10} q^{0,6}$$

Dans le meilleur des cas, on peut espérer que le plein développement de la fosse d'amortissement sera atteint sans compromettre sérieusement la stabilité d'ouvrages importants, bien que l'érosion du lit et des berges reste incontrôlée.

Evacuateurs à jets croisés

Il est possible de tirer parti de l'impact des jets tombant par exemple d'un déversoir de surface et d'un évacuateur de demi-fond pour dissiper une partie de l'énergie et réduire la fosse d'érosion qui serait obtenue à partir d'un seul déversoir pour un débit total constant.

Plus exactement, si l'on ajoute à un évacuateur de demi-fond de débit Q_1 , un déversoir de débit $0,5Q_1$ environ croisant les jets inférieurs, la profondeur de la fosse obtenue avec les deux ouvrages combinés de débit total $1,5Q_1$ n'est pas augmentée et même sensiblement diminuée par rapport à celle provoquée par le seul évacuateur de

demi-fond pour le débit Q_1 , d'après les essais de Lencastre réalisés pour le barrage de Alto Lindoso au Portugal [20].

Il faut cependant noter que les jets croisés risquent d'augmenter sensiblement les problèmes posés par la formation et la retombée des embruns (sur les berges, les lignes électriques, le poste, les routes d'accès, etc.).

Essais sur modèle réduit

Ces essais ont pour objet, soit de fournir une meilleure approximation des formes et dimensions de la fosse librement développée, soit de déterminer les protections nécessaires pour limiter ce développement. La grande difficulté réside dans la **représentation des matériaux qui seront érodés**, tout particulièrement dans celle des matériaux cohérents (rochers hétérogènes à des degrés divers d'altération et de dureté, toujours affectés plus ou moins par des discontinuités). Exceptionnellement, la reproduction sur le modèle d'un processus d'érosion grandeur nature réellement observé permet de vérifier la validité de la représentation.

Les courants de retour sont fréquemment la cause d'une extension latérale excessive de la fosse enveloppe. Ces courants évoluent avec l'agrandissement de la fosse, et quelquefois en s'intensifiant. Parafouilles, couvertures de blocs naturels ou artificiels, épis de béton ou de blocs, combinaisons diverses de ces ouvrages permettent de stopper cette extension. Des indications utiles concernant le projet de ces protections (profondeur des parafouilles, poids des blocs, pente des talus des revêtements, etc.) sont tirées des essais.

Les prédictions concernant le **développement des fosses d'amortissement dans les vallées étroites** sont autrement hasardeuses. Le subterfuge de la fosse enveloppe déterminée à l'aide d'un modèle à fond mobile n'est plus applicable, car le profil d'équilibre serait atteint après l'enlèvement d'une quantité considérable de matériaux, enlèvement susceptible de mettre en cause l'existence d'ouvrages importants et de produire des barres gênantes dans le lit à l'aval. Les situations caractérisées par un rocher de qualité exceptionnelle dont l'usure et la dégradation seraient insignifiants malgré une agression prolongée par les pressions dynamiques, la cavitation et l'abrasion, sont aussi rares que les grandes cascades naturelles dont l'évolution paraît figée à l'échelle humaine de durée. Cela n'a pas empêché les projeteurs d'un nombre de plus en

plus élevé d'évacuateurs en site étroit d'omettre délibérément toute protection de la zone de restitution. L'explication sous-jacente est la faible probabilité d'utilisation avec débit élevé pendant longtemps; on sait qu'une telle utilisation aurait pour conséquence inéluctable des érosions du lit et des versants mais on préfère attendre et voir, en se disant que la progression des érosions sera assez lente pour permettre la mise en place d'une protection avant l'apparition d'une situation critique. Il s'agit donc de l'acceptation délibérée d'un risque dit "calculé"

Lorsque l'évacuateur est appelé à déverser chaque année des débits importants dans un site étroit non protégé, des érosions considérables sont inévitables. Un exemple frappant est celui de l'évacuateur principal du barrage de Tarbela [7] sur lequel passent chaque année pendant plusieurs semaines des débits qui approchent $8\ 000\ \text{m}^3/\text{s}$ (capacité maximale : $14\ 000\ \text{m}^3/\text{s}$; chute 130 m). La cuillère terminale du coursier lance l'eau dans un thalweg étroit, lequel s'ouvre dans la vallée d'un ruisseau affluent de l'Indus. Le thalweg et la vallée sont creusés dans du rocher de nature variable, de géologie complexe, localement assez dur mais fortement divisé. Aucune protection n'avait été réalisée, à l'exception d'un parafouille sous la cuillère s'étendant latéralement de part et d'autre de celle-ci. Des érosions considérables atteignant un volume de plusieurs millions de m^3 en quelques saisons se sont développées depuis la mise en service (1974), compromettant sérieusement la stabilité de la cuillère. Des protections massives en béton compacté (rollcrete), complétées par une carapace en béton armé ancrée ont été mises en place depuis lors; leur volume total est l'ordre de $700\ 000\ \text{m}^3$.

Le jugement joue un rôle important dans le projet des protections en site étroit. L'idée directrice est que la dissipation d'énergie doit se faire dans un volume d'eau au moins égal à 1,5 fois celui du bassin à ressaut qui serait nécessaire pour le même débit et la même chute, un volume largement supérieur étant bien entendu à rechercher. L'obtention de ce volume peut conduire à une excavation préalable du lit et des versants, préférable à une excavation incontrôlée par le flot déversant.

Il est souhaitable cependant que la surlargeur de la fosse d'amortissement par rapport à la nappe ou aux jets ne soit pas excessive, afin de contrarier la formation de courants de retour. Le modèle à parois fixes donne l'information nécessaire à cet égard.

Les *protections destinées à stabiliser la fosse d'amortissement* consistent en revêtements en béton armé, tapis de blocs naturels ou artificiels ou combinaison des deux. Les revêtements en béton armé résistent beaucoup mieux que le rocher à la

dégradation causée par les fluctuations de pression dynamique à cause de leur plus grande homogénéité. Mais, dans la pratique, ils ne sont guère utilisés que pour protéger les terrains sur lesquels il est facile de les fonder ou de les appuyer, c'est-à-dire les rochers de qualité médiocre à très bonne, sinon leur épaisseur deviendrait prohibitive.

La protection concerne le fond ou les parois, ou les deux. Le cas typique de protection du fond est celui des tapis de réception pour nappes déveantes, généralement au pied aval de barrages voûtes. Or les exemples sont nombreux de tapis ruinés ou fortement endommagés dès les premières utilisations. Il y a donc lieu de s'interroger sur la nature et l'ampleur des sollicitations auxquelles ces tapis sont soumis.

La surpression permanente à l'aplomb de l'impact peut atteindre une valeur égale à la hauteur de chute en l'absence de coussin d'eau amortisseur. Elle décroît très rapidement quand on s'éloigne de la zone d'impact de sorte qu'un effort de poinçonnement concentré est appliqué sur le tapis de protection. Plusieurs auteurs, Cola, Lencastre, Hüsler, George [20], ont tenté d'établir sur modèle réduit des relations entre la surpression permanente, la hauteur de chute, le débit unitaire dans le sens transversal, l'incidence du jet sur le tapis, la distance au point d'impact et l'épaisseur du coussin d'eau. Quelques mesures sur prototype ont été publiées. Les résultats présentent une assez forte dispersion; ils mettent cependant en évidence l'influence prépondérante de l'épaisseur du coussin amortisseur présent sur le tapis. Cette épaisseur doit être considérable pour que la surpression n'atteigne pas le fond (45m selon Hüsler dans le cas d'un débit unitaire de $100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ tombant de 100m).

La surpression permanente, si élevée soit-elle, ne pose pas *a priori* de problème structurel insurmontable; le tapis est en général posé sur le rocher et si des effets de poutre sont à craindre du fait d'un tassement local de fondation il suffit d'ajuster en conséquence l'épaisseur de béton et la quantité d'armatures.

En dehors du cas particulier d'un courant chargé de sédiments abrasifs, la sollicitation la plus dangereuse provient des sous-pressions. Celles-ci peuvent s'établir lorsqu'une fissure de rocher, ou l'interface béton/rocher communique avec la zone d'impact.

Le phénomène est aggravé par les fluctuations de pression dynamique produites par la macro-turbulence très forte de l'écoulement dans la région de l'impact. Selon Lencastre[31], l'amplitude de ces fluctuations au point d'impact atteint 2,8 fois la

surpression permanente en ce même point si l'épaisseur du coussin amortisseur est faible (inférieure à 11,4 fois l'épaisseur du jet). Le même auteur a trouvé que dans les conditions très de ses essais, la surpression permanente et les fluctuations de pression dynamique au point d'impact devenaient négligeables si cette épaisseur était supérieure à 15 fois l'épaisseur du jet. De nouveaux essais devraient être conduits pour mieux analyser le phénomène; l'influence de la hauteur de chute notamment semble ne pas avoir été suffisamment étudiée.

On voit que le mécanisme de rupture prépondérant au fond d'une fosse d'amortissement est analogue à celui décrit pour expliquer la destruction du radier des bassins d'amortissement. Le risque de vibration des dalles élémentaires et de fatigue du béton et des armatures par contraintes alternatives n'est pas non plus négligeable, sauf si la couche tampon atteint une épaisseur suffisante pour que la surpression et les amplitudes des fluctuations soient réduites de manière significative.

Puisqu'ils ont pour but d'empêcher que la fosse d'amortissement atteigne la profondeur d'équilibre à laquelle la surpression d'impact et les fluctuations de pression dynamique ne sont plus significatives, les tapis de protection sont établis à une cote relativement élevée. Même en l'absence de coussin amortisseur ils peuvent résister à des déversements prolongés s'ils ne sont pas soumis à des sous-pressions. Les dispositions constructives préconisées pour les radiers des bassins d'amortissement s'appliquent donc à ces tapis: étanchéité des joints, monolithisme, ancrages profonds pour prévenir les vibrations (et pour équilibrer des sous-pressions résiduelles). L'épaisseur des dalles et les quantités d'armatures et d'ancrages doivent être considérablement augmentées sous l'impact et à courte distance autour de celui-ci. Comme la surface concernée est généralement limitée, la dépense entraînée par ce renforcement local n'est pas prohibitive. On peut ajouter un drainage de l'interface béton/rocher à condition que les exutoires soient éloignés de la région des surpressions

La sécurité supplémentaire apportée par un coussin d'eau amortisseur n'est significative qu'à partir d'une certaine épaisseur de ce coussin. Comme indiqué précédemment, les essais sur modèle et les mesures sur prototype, sont encore insuffisants pour qu'on puisse proposer une relation générale entre tous les paramètres concernés. Il semble que la surpression permanente et les fluctuations dynamiques associées, sur le tapis à l'endroit de l'impact, ne soient diminuées de façon notable qu'à partir d'une épaisseur de l'ordre de 20 % de la chute.

Pour obtenir le coussin amortisseur sans trop excaver le lit, un contre-barrage formant seuil de contrôle est parfois construit à l'aval (barrage de Vouglans, France) [20]. Il convient toutefois de ne pas réduire excessivement le volume d'air au-dessous de la nappe déversante, afin d'empêcher les oscillations de cette nappe. Ce phénomène d'oscillations peut aussi résulter d'une montée accidentelle du niveau aval causée par l'édification d'une barre de sédiments à la sortie de la fosse d'amortissement.

La turbulence associée aux courants de sortie ou de retour est considérablement moindre que celle présente dans la zone d'impact. Si les parois se trouvent à une distance suffisante de cette zone, les fluctuations de pression dynamique auxquelles les protections seront soumises seront donc très atténuées. S'il s'agit de revêtement ou murs en béton verticaux au fortement inclinés, une sous-pression relativement faible peut cependant suffire pour provoquer leur basculement. Une assise confortable et des ancrages au rocher sont les moyens d'assurer la stabilité. La situation la plus difficile est celle dans laquelle les murs latéraux ont aussi pour fonction de soutenir le versant. Dans tous les cas, la préservation de l'intégrité de leur bord inférieur est une préoccupation majeure. Lorsqu'un tapis de réception est présent, la fosse d'amortissement est pratiquement cuvelée et la tenue des protections latérales ne peut se dissocier de celle du tapis. La situation contraire suppose que la fosse d'amortissement est laissée libre de se creuser à la faveur des déversements jusqu'à ce que la couche tampon atteigne une épaisseur suffisante pour que l'approfondissement devienne extrêmement lent. La prudence commande alors de donner aux protections latérales dès avant la mise en service de l'aménagement une profondeur supérieure de plusieurs mètres à celle de la fosse finale, ce qui implique des excavations délicates en tranchée. Pour limiter leur profondeur, on peut envisager de ralentir le creusement naturel de la fosse par dépôt de blocs à partir d'un certain degré d'érosion; mais cette solution est beaucoup moins sûre et soulève des difficultés pratique souvent insurmontables.

d) Essais sur modèle

Comme indiqué précédemment, les parties amont et intermédiaire des évacuateurs de surface, seuils frontaux, latéraux ou circulaires, chenaux d'approche, entonnements, puits, coursiers à l'air libre ou en souterrain, n'exigent pas systématiquement d'essais sur modèle, sauf s'ils comportent des éléments dont la configuration s'éloigne résolument de précédents éprouvés. Lorsque ces parties d'ouvrage sont modélisées, c'est généralement à l'occasion de l'étude des conditions de restitution pour lesquelles la totalité de l'évacuateur de surface est généralement

représentée. C'est pourquoi les réflexions exprimées dans les lignes suivantes sont limitées à la *modélisation des ouvrages de restitution*.

Le dimensionnement purement hydraulique des *bassins à ressaut* requiert des essais sur modèle dans le cas d'une configuration différant notablement de celle des ouvrages catalogués. Sinon elle ne présente guère qu'un intérêt de vérification.

Si un modèle est réalisé, il doit être exploité pour fournir aussi des informations sur l'amplitude des fluctuations de pression dynamique en divers points des parois mouillées : fin du coursier d'approche, radier et partie basse des piédroits. L'expérimentateur dispose maintenant de moyens adéquats, tant pour l'enregistrement de ces fluctuations (capteurs électro-piézométriques) que pour l'exploitation des enregistrements (détermination automatique des paramètres caractéristiques : moyennes, écart types, distributions, spectres de puissance,...).

Par contre, le modèle réduit est indispensable dans le cas des *cuillères et nappes déversantes, avec fosse d'amortissement*.

La définition des cuillères susceptibles de donner aux jets la trajectoire, la division et l'étalement souhaités ne peut se faire qu'expérimentalement. Le modèle permet en plus de mesurer les efforts exercés sur la cuillère et de déterminer le débit (généralement petit) au-dessous duquel cette cuillère maintient un ressaut sur le coursier (la valeur de ce débit est plus forte pour les valeurs croissantes que décroissantes).

Dans le cas d'une vallée étroite, la détermination réaliste de la fosse naturelle d'équilibre impliquerait la modélisation du rocher et de ses discontinuités avec un matériau de cohésion appropriée [31]. Des progrès importants sont encore à faire dans ce domaine. Le modèle réduit reste cependant un outil de travail du projeteur.

Les essais sont commencés avec un fond totalement affouillable et répétés avec des matériaux présentant quelque cohésion. Si des barrières impératives sont imposées à l'érosion, vers le bas, l'amont et latéralement, elle sont incorporées au modèle, de préférence après l'essai sur fond totalement affouillable. Les conditions d'écoulement au contact des parois fixes sont alors observées (absence ou non de courants de retour). Les vitesses, pressions et fluctuations de pression dynamique sont mesurées aux points significatifs; les résultats fournissent une indication précieuse sur le potentiel d'érosion auquel le rocher ou l'ouvrage de protection devront faire face. On peut en tirer une prévision sur les chances de tenue du rocher non protégé (chances

faibles en général) ou d'un revêtement de type donné. La profondeur de la couche tampon et l'extention latérale de la fosse comptent parmi les paramètres essentiels de l'essai.

La mesure des vitesses le long des parois permet aussi d'évaluer le risque de transport solide plus ou moins grossier et le risque d'aqui en résulte (notamment si le fond de la fosse n'est pas revêtu). Ce risque peut être limité par la construction de parois de protection verticales moins exposées à l'abrasion, mais qui, par contre, peuvent poser des problèmes de stabilité délicats lorsque ces parois jouent le rôle soutènement du pied des rives (ancrages profonds nécessaires).

3.5.5. Protection contre le gel

Les glaces peuvent endommager les vannes et bloquer leur ouverture. Seul le chauffage permanent des éléments vulnérables (joints d'étanchéité, drains, reniflards, guides, rainures) peut rendre les vannes utilisables à tout moment en cas d'urgence.

Les fuites provoquent un amoncellement de glace susceptible de dévier l'écoulement ou d'entraver le bon fonctionnement des cuillères en saut de ski. Les embruns en gelant peuvent aussi provoquer des accumulations de glace redoutables pour les lignes. C'est pourquoi la dissipation d'énergie s'effectue parfois en souterrain comme aux barrages de Mica Creek et de Portage Mountain (Canada) [31].

3.6. Evacuateur de fond et de demi-fond.

Les évacuateurs de demi-fond et de fond fonctionnent en charge normalement sur une partie significative de leur développement ou sur toute leur longueur. Leur débit est presque toujours contrôlé par une vanne en orifice placée à l'extrémité aval de la partie en charge. Dans certains cas, ils sont utilisés pour évacuer de forts débits, sous faible charge ou à écoulement libre, pour l'élimination de sédiments, après que la retenue a été abaissée notablement ou vidée, ce sont alors des vidanges de grande capacité plutôt que des évacuateurs de crue dont la pleine capacité potentielle sous retenue pleine est rarement utilisée.

3.6.1. Constitution - principales caractéristiques.

Les ouvrages considérés dans ce chapitre sont les pertuis, conduits ou galeries équipés de vannes fonctionnant en charge sur tout ou partie de leur longueur et destinés à évacuer ou restituer l'eau de la retenue dans la rivière à l'aval du barrage. Bien qu'il n'y ait pas de critère strict de classification, le terme évacuateur de demi-fond ou de fond s'applique plus particulièrement dans ce chapitre aux ouvrages fonctionnant sous une charge qui est la hauteur complète du barrage ou une fraction importante de cette hauteur, et dont le débit représente la capacité totale d'évacuation de l'aménagement ou une portion notable de cette capacité.

Suivant la capacité d'évacuation, les charges, le type de barrage la fréquence d'utilisation, les problèmes de restitution aval et l'état des progrès technologiques, les moyens adoptés sont très variés.

Les progrès réalisés, en particulier dans la technologie des vannes, ont permis l'utilisation de pertuis de fond de grande section et sous forte charge pour l'évacuation de gros débit de crue. Cette possibilité présente des avantages certains. Un inconvénient peut être que la capacité de ce type de pertuis est proportionnelle à la racine carrée de la charge, de sorte que lorsque le régime des débits n'est pas bien connu, il peut être nécessaire d'associer à l'évacuateur de fond un évacuateur de surface, afin de mieux s'assurer contre les risques de débordement. D'autre part, les conditions sévères dans lesquelles peuvent fonctionner les grands évacuateurs de fond exigent un équipement Hydromécanique parfaitement fiable et apte à régler le débit évacué; elles exigent également une bonne connaissance des conditions de résistance aux écoulements à grande vitesse des matériaux de construction utilisés dans les pertuis.

Les buts auxquels peuvent répondre les pertuis de fond et de demi-fond dans les barrages peuvent être énumérés comme suit :

- la maîtrise et l'évacuation des crues;
- la vidange du niveau de la retenue lors du premier remplissage;
- l'abaissement rapide du niveau du réservoir en cas d'anomalies;
- l'évacuation des sédiments;
- la dérivation provisoire du cours d'eau pendant la construction du barrage;
- la réalisation d'un creux préventif dans la retenue avant l'arrivée d'une crue.

En règle générale, les débits réservés sont relativement faibles et sont pour cette raison restitués par un ouvrage spécial.

Quelques exemples d'ouvrages importants permettent de fixer les ordres de grandeurs des possibilités et des réalisations par rapport à ces buts.

Le rôle essentiel des pertuis est l'évacuation des crues, comme ceux du barrage-voûte de Kariba en Zambie - Zimbabwe ou les six pertuis de 8,5 m x 9,1 m débitent 9500 m³/s sous une charge de 33 m. L'évacuateur de crue du barrage-voûte de Cabora-Bassa en Mozambique est constitué essentiellement de huit pertuis de demi-fond équipés de vannes segments de 6m x 7,8m débitant au total 13100 m³/s sous une charge de 82 m.

Les cinq pertuis de fond du barrage poids de Ohdo au Japon de 5m x 5,6m débitant au total 3800 m³/s sous une charge de 58m sont conçus pour permettre une exploitation efficace de la retenue pour le contrôle des crues. Le pertuis de fond principal en galerie du barrage en terre de M'jara au Maroc est prévu dans le même but avec une vanne segment de 6,2m x 6,6m pouvant débiter 1400 m³/s sous une charge de 73m.

Le barrage voûte de Sainte-Croix en France comporte deux pertuis de fond de 4,5m x 4m d'un débit total de 1100m³/s sous une charge de 72,7m. Le barrage voûte de la Barthe en France comporte deux pertuis de fond de 3,5m x 3,3m capables, sous une charge de 59m, d'un débit de 2 x 350m³/s. Ces pertuis remplissent les fonctions d'évacuation de crues, de vidange pour l'entretien et de vidange pour une décharge rapide éventuelle.

Les pertuis de fond du barrage à contre forts de Khashm el Girba au Soudan, comportant sept pertuis de 7m x 7m, sont conçus pour servir comme évacuateur de crues principal et permettre le passage de crues à bas niveau pour l'évacuation de grandes quantités de sédiments. Le débit maximal des pertuis est de 7700 m³/s sous une charge de 32m. Les six pertuis du barrage contre forts de Roseires au Soudan sont conçus pour jouer le même rôle : 6 pertuis de 6m x 10,5m pouvant débiter 7500 m³/s sous une charge d'environ 35 m.

L'évacuateur de crue principal du barrage à contre forts de Jupia au Brésil est constitué de 37 pertuis de fond de 10m x 7,5m pouvant débiter 45000 m³/s sous une charge de 19m. Cette disposition a été adoptée en partie pour permettre la dérivation de

débits très importants pendant la coupure et la dérivation de la rivière en phase de travaux.

Un exemple de pertuis importants prévus pour contrôler le premier remplissage d'une retenue est celui du barrage à voûtes multiples de Manicouagan 5 (Daniel Johnson) au Canada. Deux pertuis de 4,4m x 3,35m équipés de vannes segments ont été construits pour permettre l'évacuation de 1000 m³/s sous une charge de 75m mais devant pouvoir fonctionner sous une charge de 150m. Les pertuis ont été bouchés après le remplissage de la retenue.

Pour la restitution de débits en aval du barrage, en dehors de la période des crues, on a souvent recours à des robinets à l'extrémité de conduites forcées permettant un réglage des débits plus fin que celui possible avec des grandes vannes. On peut citer en exemple le barrage poids de Grande Coulée aux Etats-unis qui est équipé de 40 conduites de restitution, de 2,6 m de diamètre, utilisées pour le contrôle des débits et ayant une capacité totale de 6370 m³/s. Les conduites sont équipées de vannes à opercule. Un autre exemple de construction plus récente est celui du barrage voûte de Aldeadavilla en Espagne équipé de deux robinets à jet creux de 2,5m de diamètre pouvant débiter au total 300 m³/s sous une charge de 120m.

3.6.2:Caractéristiques générales des pertuis.

On peut distinguer, d'une part, les pertuis de grande capacité d'évacuation et, d'autre part, les pertuis ayant essentiellement pour objet le réglage fin du débit restitué en aval.

a) Pertuis de fond de grande capacité d'évacuation.

Les pertuis peuvent être situés dans un barrage en béton ou dans une galerie indépendante. Dans un cas comme dans l'autre la vanne de contrôle peut être placée vers l'amont, vers l'aval, ou à un point intermédiaire dans le conduit. Le choix dépend des dispositions générales des ouvrages du barrage, des caractéristiques des écoulements et des dispositions adoptées pour la restitution des débits en aval. Lorsque la vanne est située vers l'aval ou à un point intermédiaire, le conduit en amont de la vanne est souvent blindé en tôle d'acier pour isoler le béton du barrage de la pression amont régnant dans le conduit. Un blindage en acier est également prévu à l'aval de la vanne pour améliorer la résistance des parois à la cavitation lorsque les vitesses sont très élevées et la résistance à l'usure lorsque les eaux sont chargées en sédiments.

D'une façon générale, les pertuis de fond comprennent deux vannes, une vanne contrôle du débit et une vanne de garde. Le choix du type des vannes, examiné ci-après, conditionne la disposition des ouvrages.

Pour maintenir les parois en pression, les pertuis en amont de la vanne de contrôle est toujours plus au moins convergent, avec une forme d'entonnement à l'extrémité amont. La vanne de garde peut se situer en amont ou en aval de la forme d'entonnement, lorsqu'elle est en aval, on peut prévoir un batardage supplémentaire en amont de la forme d'entonnement.

Le pertuis en aval de la vanne de contrôle peut être blindé sur tout ou partie de la longueur aval du pertuis compte tenu des vitesses d'écoulement, de la présence ou non de sédiments dans l'écoulement, et de l'introduction ou non d'air dans l'écoulement contre les parois. Les besoins à cet égard ne sont pas précisément définis; les projets sont basés surtout sur l'expérience des prototypes.

Les pertuis de fond de grande capacité d'évacuation sont souvent construits sans grille de protection contre les débris. Des débris sous la forme d'arbres, de branches, de feuilles, etc; peuvent être attirés, en quantités importantes, par l'écoulement des pertuis de fond. La façon la plus simple de se débarrasser de tels débris est de donner aux pertuis des dimensions suffisantes pour les laisser passer et de mettre en place des vannes de contrôle à effacement total conçues pour être manoeuvrées en présence de débris éventuels. Pour des pertuis de grandes dimensions par rapport aux dimensions des débris, on se passe de grille et on adopte une forme d'entonnement facilitant au maximum le passage des débris.

En cas de doute, on adopte une grille de grande hauteur comportant la plus grande ouverture entre barreaux compatible avec les dimensions du pertuis et on calcule sa résistance pour un risque d'obstruction totale. Il faut également envisager des dispositifs de dégagement de vases et de débris en cas de risque élevé d'obstruction (jet sous pression, alimentation en eau claire des fruits). Neanmoins, compte tenu des valeurs de l'entr'axe des barreaux normalement adoptée, l'obstruction totale est peu probable et ainsi, certains projeteurs prennent arbitrairement une perte de charge de 6 à 12 m pour le calcul des barreaux.

b) Pertuis de restitution avec réglage fin du débit

Pour la restitution, sous forte charge, des débits pouvant être faibles, on fait appel à différents types de robinets situés le plus souvent à l'extrémité d'une conduite métallique spéciale. La vanne de garde peut être une vanne plate ou un robinet-vanne.

En raison des faibles dimensions des passages d'écoulement, les entrées de ces pertuis de fond sont généralement pourvues de grilles. Ces organes peuvent être associés dans certaines conditions à des pertuis de grande capacité d'évacuation pour assurer le dégagement des vases et des débris. Il faut avoir en mémoire qu'il existe des exemples de pertuis mis hors d'usage par obstruction des grilles et de conduites par des débris et des vases.

3.6.3. Cavitation, blindages, entretien

Les écoulements à grande vitesse posent des problèmes de cavitation liés aux matériaux employés, à la forme des ouvrages, à la nature des surfaces et aux possibilités d'aération.

La mise en vitesse rapide de l'écoulement sous la vanne d'un pertuis de fond entraîne le long des parois des vitesses d'écoulement élevées avec une couche limite très mince. Il est usuel de prévoir un **blindage** en acier d'une longueur en principe suffisante pour permettre la formation d'une couche limite compatible avec la nature des surfaces en béton en aval. Toutefois, des méthodes de définition manquent et les longueurs très variables adoptées sont basées surtout sur l'expérience. Pour les fortes charges, au-delà de 40 m, de grandes longueurs de blindage sont souvent utilisées. Des phénomènes de cavitation en aval de blindages ont été cependant observés et pour y remédier des dispositifs permettant des introductions d'air ont été aménagés. Pour des charges dépassant 80 m il paraît nécessaire d'envisager, soit le blindage de l'ensemble du pertuis aval, soit, à partir d'un certain point, l'arrêt du blindage et l'introduction d'air dans l'écoulement contre les parois en béton.

L'utilisation de vannes segments comme vannes de contrôle et l'adoption de rainures de formes spéciales pour éviter les difficultés dues à la cavitation ont été évoquées ci-dessus.

Un blindage en tôle d'acier inoxydable permet d'améliorer la résistance à l'abrasion par les sédiments fins qui peuvent être évacués par les pertuis de fond.

Toutefois, en cas d'usure, le remplacement du blindage est difficile et on peut être amené à utiliser un revêtement en mortier à base de résines, en béton de fibres d'acier, ou à base d'autres produits spéciaux, présentant l'avantage de permettre une réparation rapide des surfaces érodées. Dans le cas de pertuis destinés à une évacuation normale de sédiments, le problème des moyens d'entretien et des possibilités d'accès pour les travaux d'entretien doit être examiné avec une attention particulière.

3.6.4. Protection contre les corps flottants

Des corps flottants affluant en grande quantité peuvent provoquer l'obstruction de pertuis de fond munis de grilles. Le problème est particulièrement important si les corps flottants peuvent s'accumuler à la surface de l'eau devant le pertuis de fond et on peut avoir intérêt dans ce cas à prévoir un pertuis de surface bien étudié pour les évacuer. D'autres moyens de prévention consistent à prévoir une grille d'assez grande hauteur et éviter de placer les pertuis trop près du lit de la rivière. On peut citer l'exemple du barrage de Palagnedra (Suisse) où, en 1978 une crue catastrophique provoqua l'obstruction complète de l'évacuateur, de la prise d'eau et des vidanges, entraînant le déversement sur le barrage.

En pays froid, la glace peut s'accumuler devant les vannes; des pertuis spéciaux sont souvent prévus pour évacuer les glaces, préalablement fractionnées et guidées par un brise-glace.

3.6.5. Protection contre l'engravement

Dans le cas de pertuis destinés à des vidanges de sédiments par l'effet des courants de densité ou par des chasses à niveau bas de la retenue, des précautions particulières doivent être prises pour protéger ces pertuis contre l'obstruction par les sédiments.

Au barrage de Gebidem qui doit permettre d'évacuer des graviers, on a envisagé qu'un dépôt puisse se former devant l'entrée des pertuis avant l'opération de chasse. Ces pertuis sont donc munis d'un masque en béton devant l'entrée, pour éviter que le dépôt ayant pénétré à l'intérieur du conduit puisse venir au contact du plafond du pertuis. En outre, des alimentations en eau claire sont aménagées en aval du masque pour permettre le dégagement du pied du cône de matériaux ayant pénétré dans le

pertuis et pour compenser en eau claire les fuites de la vanne afin d'éviter la formation d'un bouchon de vase compacte [31].

3.6.6. Protection contre les vortex

Lorsque la charge sur l'entonnement d'une vanne de demi-fond ou d'une grande vanne de surface ouverte partiellement devient insuffisante, il peut se former un ou plusieurs vortex ayant pour conséquences la réduction du débit et des à-coups de pression et vibrations dangereux.

On peut supprimer ces vortex par l'étude sur modèle réduit de consoles ou colliers spéciaux disposés autour des piles ou par l'ajout de voiles de dispositions variées (poutres horizontales, murs guideaux verticaux ou subhorizontaux, grill, dalle de couverture) ou par des injecteurs disposés à partir des zones d'eau morte ou enfin par des systèmes de succion de la couche limite comme par exemple celui étudié pour le barrage de Piedro de Aguila (Argentine) [20].

3.6.7. Ouvrage de restitution aval, dissipation d'énergie

Deux aspects particuliers des écoulements des pertuis de fond caractérisent les problèmes de restitution aval :

- 1) une forte concentration de débit dans la largeur;
- 2) la possibilité de fonctionnement sous une gamme de charges très variées.

Par exemple, la concentration maximale de débit à la sortie des pertuis de l'évacuateur de Cabora Bassa est d'environ $270 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ sous une charge de 82 m; à Khashm el Girba ou la concentration en débit est au maximum $160 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, les pertuis doivent fonctionner sous une charge maximale de l'ordre de 35 m et sous une charge minimale de quelques mètres seulement lorsque la retenue est abaissée en saison de crues pour assurer la chasse des sédiments déposés dans la retenue.

Aux barrages voûtes de Cabora Bassa, de Kariba et de Sainte-Croix, on tire avantage de l'écoulement en pertuis pour réduire le plus possible la dimension des ouvrages de restitution, en adoptant un niveau minimal de retenue pour l'exploitation des vannes et en calant les orifices assez bas pour que l'impact des jets dans le lit de la rivière soit suffisamment éloigné du pied du barrage afin d'éviter les dangers

d'affouillement. Aux barrages voûtes de Morrow Point aux Etats-Unis et de Cambambe en Angola ou des évacuateurs en pertuis du même type ont été adoptés mais où la charge de fonctionnement est plus faible, des bassins importants de réception et de dissipation des jets ont été construits au pied des barrages.

Comme dans tous les évacuateurs, le choix entre une restitution libre ou une dissipation dans un bassin avec ou sans dispersion est étroitement lié aux dispositions des ouvrages, aux conditions topographiques et géologiques, aux conditions de fonctionnement, etc.

3.7. Problèmes particuliers des écoulements à grande vitesse

3.7.1. Cavitation considérations générales, exemples caractéristiques

Les conditions favorisant l'apparition du phénomène de cavitation sont souvent réunies dans les écoulements à grande vitesse : turbulence élevée associée à une pression statique faible ou modérée. Les coursiers des évacuateurs de surface à partir d'une dénivellée de 40 à 50 m au-dessous du niveau de retenue et leurs cuillères déflectrices, les chenaux à la sortie des évacuateurs de fond comptent parmi les parties d'ouvrages les plus exposées. La cavitation est présente également au sein de l'écoulement macroturbulent dans les bassins à ressaut et fosses d'amortissement; elle est particulièrement intense au contact et dans le sillage des obstacles incorporés à certains types de bassins.

Les dommages causés par la cavitation aux structures de confinement des écoulements à grande vitesse sont fréquents avec les barrages de plus en plus hauts et les évacuateurs de capacité de plus en plus grande réalisés au cours des dernières décennies. En se limitant aux évacuateurs de surface on peut citer comme exemple ceux des barrages de :

- Hoover, USA;
- Glen Canyon, USA;
- Karun, en Iran, dont la moitié inférieure du coursier et la cuillère ont été sérieusement érodés à plusieurs reprises;

- El In Fernillo, au Mexique, où la cavitation a creusé des trous de plusieurs mètres de profondeur dans les coudes de raccordement entre puits inclinés et galeries de dérivation;
- Keban, en Turquie, endommagé superficiellement près des joints transversaux entre dalles du coursier;
- Mica au Canada;
- Bratsk, URSS;
- Yellowtail, USA, où la cavitation a creusé un trou de plus de 2 m à l'aval du coude vertical de l'évacuateur en tunnel
- Guri, Venezuela, où la cuillère submergée du déversoir de première phase a été sérieusement endommagée par cavitation au niveau de l'arête du tremplin.

3.7.2. Diminution des dégradations par cavitation

a) Fini de surface nécessaire; ses limitations pratiques, vieillissement du béton.

Dans les écoulements à grande vitesse à surface libre, la pression statique est généralement faible. Lorsque les filets liquides sont à peu près parallèles et proches de l'horizontale, sa mesure est donnée par la profondeur d'eau; sur un coursier plan incliné elle est réduite par l'inclinaison ($P_m = Y_n \cdot \cos \alpha$, Y_n : épaisseur de la veine liquide normalement au coursier, α : angle de celui-ci avec l'horizontale).

Une convexité du radier la fait diminuer, une concavité la fait augmenter. Des variations locales sont aussi causées par les irrégularités de surface auxquelles se superposent des fluctuations hydrodynamiques associées à la turbulence. C'est ainsi qu'au voisinage des irrégularités et tout pratiquement dans leur sillage, des pressions subatmosphériques peuvent apparaître.

Le risque de cavitation est singulièrement aggravé lorsque la vitesse est très élevée au contact des parois; c'est-à-dire lorsque la couche limite n'est pas complètement développée. Cette situation est malheureusement fréquente dans les évacuateurs de surface; sur les coursiers, l'écoulement pseudopotentiel persiste très loin vers le bas avec les lames épaisses et dans les coudes et cuillères la force centrifuge déforme défavorablement le profil des vitesses.

Des expérimentateurs américains (J. Ball, Henry T. Falvery) et russes

(Galperin, Oskolov, Rosanov Semenkov) ont proposé diverses relations qui donnent pour une singularité isolée sur un radier, caractérisée par une dimension ou un profil donnés, les conditions de pression et vitesse qui séparent les domaines de cavitation et non-cavitation. Il semble que leur mesures aient été prises en présence d'une couche limite très peu marquée.

Les règles définies correspondantes, américaines ou russes, sont équivalentes, les secondes étant un peu moins sévères que les premières. Pour les vitesses élevées ($v > 30$ m/s) et dans l'état actuel de la technique, elles sont pratiquement impossibles à respecter s'il s'agit de surfaces de béton à obtenir après décoffrage ou à la règle vibrante elles conduisent à meuler ultérieurement les irrégularités.

Cette opération est laborieuse et présente l'inconvénient de produire une surface à cause du déchaussement inévitable d'une partie des agrégats superficiels. Le traitement des arêtes des joints de contraction est particulièrement délicat en raison de leur fragilité. Par ailleurs, la qualité du fini réalisé se détériore rapidement avec le temps par suite de l'action des agents atmosphériques (écarts thermique, gel), en l'absence même de toute atteinte par cavitation. Les surfaces meulées sont particulièrement sensibles à ce types de dégradation.

Il arrive aussi que les irrégularités soient le fait de concrétions calcaires postérieures à la construction.

3.7.8 Abrasion dans les évacuateurs et vidanges

La présence de sédiments charriés ou en suspension dans un courant rapide peut être à l'origine d'une usure rapide du conduit. Dans de nombreux cas, cette usure est inévitable car on ne connaît pas encore de matériaux qui lui résistent durablement, faciles à mettre en oeuvre et d'un prix raisonnable.

Les argiles et silts fins en suspension ne posent pas en général de problème réellement sérieux. Il en va tout autrement avec les sables en suspension ou roulés contenant des grains durs et anguleux, ainsi qu'avec les graviers et galets roulés dont une fraction notable sinon la totalité est constituée généralement de matériaux abrasifs.

Le problème se rencontre tôt ou tard pour les vidanges et évacuateurs de fond. Pour les évacuateurs de surface, il est en général à échéance lointaine, sauf dans le cas des petites retenues remplies de sédiments dès les premières saisons.

3.7.9. Dégagement d'azote à la restitution des évacuateurs et vidanges

Dans les années 1968-1970 fut découvert l'effet de la supersaturation en azote des rivières à l'aval des évacuateurs de crue, avec des conséquences désastreuses sur la vie des poissons et des saumons en particuliers. On a estimé en 1970 que près de 90 % des saumons migrant vers l'aval dans la rivière Snuke (USA) ont été es par la saturation en azote de l'eau restitué à l'aval des déversoirs.

La sursaturation en azote ou en réalité l'excès d'azote et d'oxygène dissous est dans la rivière un nouveau baromètre de la qualité de l'eau qui doit être pris en considération dans l'aménagement des ressources hydrauliques quand les pêcheries existent. L'expérience montre que la sursaturation est une fonction directe du débit déversé et atteint une valeur asymptotique quand le débit croit.

Pour lutter contre ce phénomène, il faut limiter les déversements en accroissant la capacité stockée sur la rivière, sous réserve de ne pas noyer les frayères en amont, mais cela ne peut souffrir à éliminer le problème.

La restitution des eaux à travers les turbines n'accroît par la concentration en gaz dissous, mais la demande d'énergie est souvent réduite à l'époque des crues c'est

pouquoi le US corps of Engineers a étudié la possibilité d'un turbinage inefficace, produisant peu d'énergie sans réduire sensiblement le débit évacué, en disposant une vanne batardeau à orifices multiples, placée dans les rainures à batardeau, à l'amont du pertuis d'entonnement de la turbine et en agissant aussi sur l'angle des pales de la turbine (Kaplan) de façon à obtenir un très mauvais rendement. Reste à démontrer par des essais à long terme que la roue de la turbine n'en souffre pas.

Un autre moyen consiste à placer un déflecteur sur la doncine de l'évacuateur de crue de façon à diriger un débit modéré (jusqu'à $425 \text{ m}^3/\text{s}$ pour des passes de 15m de large au barrage de Lower Granite - USA) vers la surface et non vers le fond du bassin.

Enfin, le dernier moyen de lutte contre ce phénomène consiste à by-passer les zones de la rivière à forte concentration d'azote en transportant par la route les jeunes poissons dans des camions spéciaux lors de la migration vers la mer; là encore, il reste à démontrer que cela n'altère pas l'instinct du poisson adulte lorsqu'il retourne à sa frayère.

3.8. Entretien et Réparation des ouvrages d'évacuation

3.8.1. Entretien

En ce qui concerne le génie civil, les évacuateur ne posent pas de problème d'entretien particulier par rapport au barrage et ses autres ouvrages annexes. Le fini de surface exigé des parties susceptibles d'être érodées par cavitation nécessite toutefois plus d'attention que les autres purement de béton. Un éclairage, une épaufrure causés par les agents atmosphériques ou l'impact accidentel d'un solide (outil, échafaudage, pierres) doit être réparés avant que l'évacuateur soit remis en service. Les parties traitées antérieurement par moulage exigent une surveillance spéciale à cause de leur fragilité plus grande. Les dépôts ou concrétions durs (carbonates) doivent être éliminés.

L'entretien des vannes est évidemment primordial. La meilleure solution est de procéder à leurs manoeuvres périodiques à pleine ou moyenne charge. Toute fois, dans de nombreux cas, les vannes retiennent l'eau en permanence et leur ouverture temporaire pour une manoeuvre d'entretien complète signifierait une perte inadmissible d'apports régularisés et produirait une crue artificielle inopportune. Un système de batardage qui permette l'entretien périodique de la vanne et de ses pièces fixes est alors indispensable.

Pour réduire l'entretien anti-corrosion, la tendance est de remplacer les câbles de manoeuvre, tout particulièrement les câbles noyés, par des pièces massives telles que brinbales ou chaînes "galle". De même, l'utilisation de l'acier inoxydable pour les pièces fixes (chemins de roulement, plaques d'appui des étanchéités) submergées de façon continue devient-elle générale.

Les essais des vannes des évacuateurs, au moins à ouverture partielle en fonction des crues acceptables à l'aval, doivent être effectués chaque fois que cela est possible. Les inspections et contrôles de sécurité (vanne et leur mécanisme, coursiers ou galeries, cuillères, fosses d'amortissement ou bassin de dissipation, érosion à l'aval) doivent être effectués périodiquement.

3.8.2 Réparations.

Les dégâts les plus fréquents qui nécessitent des réparations urgentes et souvent considérables sont ceux causés par la cavitation, l'abrasion et la dissipation d'énergie. Si grandes que soient les précautions mises en oeuvre, la probabilité que des dommages se produisent n'est jamais nulle, surtout si l'on prévoit des utilisations fréquentes à débits élevés. On conserve seulement l'espoir que les dommages causés par un événement de crue donné n'atteindront pas une proportion catastrophique et qu'on aura le temps et les moyens nécessaires pour les réparer avant que survienne l'événement suivant. Cette attitude implique que des dispositions soient prises au stade suivant du projet pour faciliter les réparations.

En ce qui concerne les érosions de cavitation sur les coursiers et cuillères, une sage précaution dans les situations à risque élevé consiste à répartir la capacité d'évacuation entre plusieurs ouvrages indépendants et à laisser à la disposition de l'exploitant des moyens d'intervention rapide. En règle générale les coursiers et cuillères sont accessibles directement en dehors des périodes d'utilisation, en raison de leur calage au-dessus du niveau aval, ce qui facilite grandement leur inspection et leur réparation.

L'abrasion pose des problèmes similaires dont la solution est également rendue plus aisée si les parties d'ouvrages concernées sont commodément visitables.

Les situations les plus critiques sont celles causées par les dégâts consécutifs aux phénomènes associés à la dissipation d'énergie : sous-pressions dynamiques, abrasion et cavitation. Les bassins à ressaut sont particulièrement

préoccupants à l'égard des possibilités d'inspection et de réparation en raison de leur position en-dessous du niveau aval dans la rivière. Sauf en cas d'étiage absolu, ils ne peuvent être visités et réparés qu'à l'abri d'un ouvrage d'isolement. Les dimensions transversales et les profondeurs d'eau font que cet ouvrage atteint souvent des dimensions considérables et qu'il faut beaucoup de temps pour le mettre en place. La encore, le projeteur sera bien avisé de répartir la capacité d'évacuation entre plusieurs bassins indépendants et, dans toute la mesure du possible, d'installer sur le seuil de sortie ou à courte distance à l'aval, des piles et un pont pour la mise en place rapide d'un batardeau de fermeture constitué d'éléments préapprovisionnés.

Dans certaines installations prudentes, la dissipation de l'énergie se fait en deux étapes (barrage de Mangla, Pakistan) à l'aide de deux bassins successifs dont le premier est situé juste au-dessus du niveau aval. Ce premier bassin est plus exposé à cause de la hauteur de chute plus grande qui lui est affectée, mais il est plus facilement réparable.

La difficulté d'inspection et de réparation des bassins à ressaut est parfois un facteur de choix déterminant en faveur de la fosse d'amortissement. Dans le meilleur des cas, celle-ci peut se développer librement et atteindre son profil naturel d'équilibre sans nécessiter aucune intervention. Si des protections ont été prévues, ce sont en général des protections latérales dont la fondation a été descendue plus bas que le niveau d'affouillement prévisible, de sorte que la nécessité de vider la fosse ne devrait jamais apparaître. Cependant, si un tapis de réceptions a été incorporé au projet afin de limiter la profondeur d'érosion, la vulnérabilité de cet ouvrage, beaucoup plus grande que celle des murs latéraux, implique que des mesures soient prises pour faciliter son inspection et sa réparation, sauf s'il est apparent ou faiblement submergé en dehors des périodes d'utilisation. Compartimentage longitudinal, construction d'un contre-barrage ou de piles pour batardeau comptent parmi ces mesures.

Les travaux d'entretien de la fosse d'amortissement de 60 m de profondeur du barrage de Kariba valent la peine d'être mentionnés. Cette fosse est inspectée périodiquement depuis 1962 par des plongeurs et des protections de colcrete sont mises en place du côté amont selon un programme préalable. Le nettoyage de la fondation, l'installation des coffrages et la pose des enrochements font aussi avec l'aide de plongeurs. Les forages et les injections sont exécutés à partir de plate formes flottantes.

CHAPITRE 4
LA SECURITE DES BARRAGES-UNE
DOCTRINE

CHAPITRE 4

4.1: Introduction

La sécurité d'un barrage résulte de l'élimination de toutes conditions ou évolutions qui pourraient conduire à sa détérioration ou à sa destruction. L'écart entre les conditions pour lesquelles un barrage a été étudié, ou ses conditions actuelles si elles sont différentes de celle du projet, et celles conduisant à sa détérioration ou à sa destruction mesure son niveau de sécurité. Aussi pour être sûr, un barrage doit-il posséder des réserves pour faire face, non seulement aux situations normales d'exploitation, mais également aux risques exceptionnels qui peuvent se présenter durant sa vie.

La sécurité comprend, donc l'ensemble des mesures prises afin de bien connaître l'état actuel de l'ouvrage et de détecter les anomalies éventuelles en temps utile pour intervenir efficacement et corriger la situation ou au moins en éviter de graves conséquences.

Lors de l'examen des problèmes de sécurité pendant, la construction, l'exploitation, l'entretien et la surveillance des barrages, il importe d'enregistrer et d'étudier toutes informations disponibles sur les incidents inacceptables ou dégâts survenus, sur la dégradation du bon fonctionnement, ou sur les ruptures totales. Le nombre d'incidents en fonction du type et de la hauteur du barrage, de la période de l'exploitation et de l'année de la construction, les circonstances et le déroulement de ces incidents, ainsi que les méthodes de détection et les remèdes retenus, constituent des données de la plus grande importance.

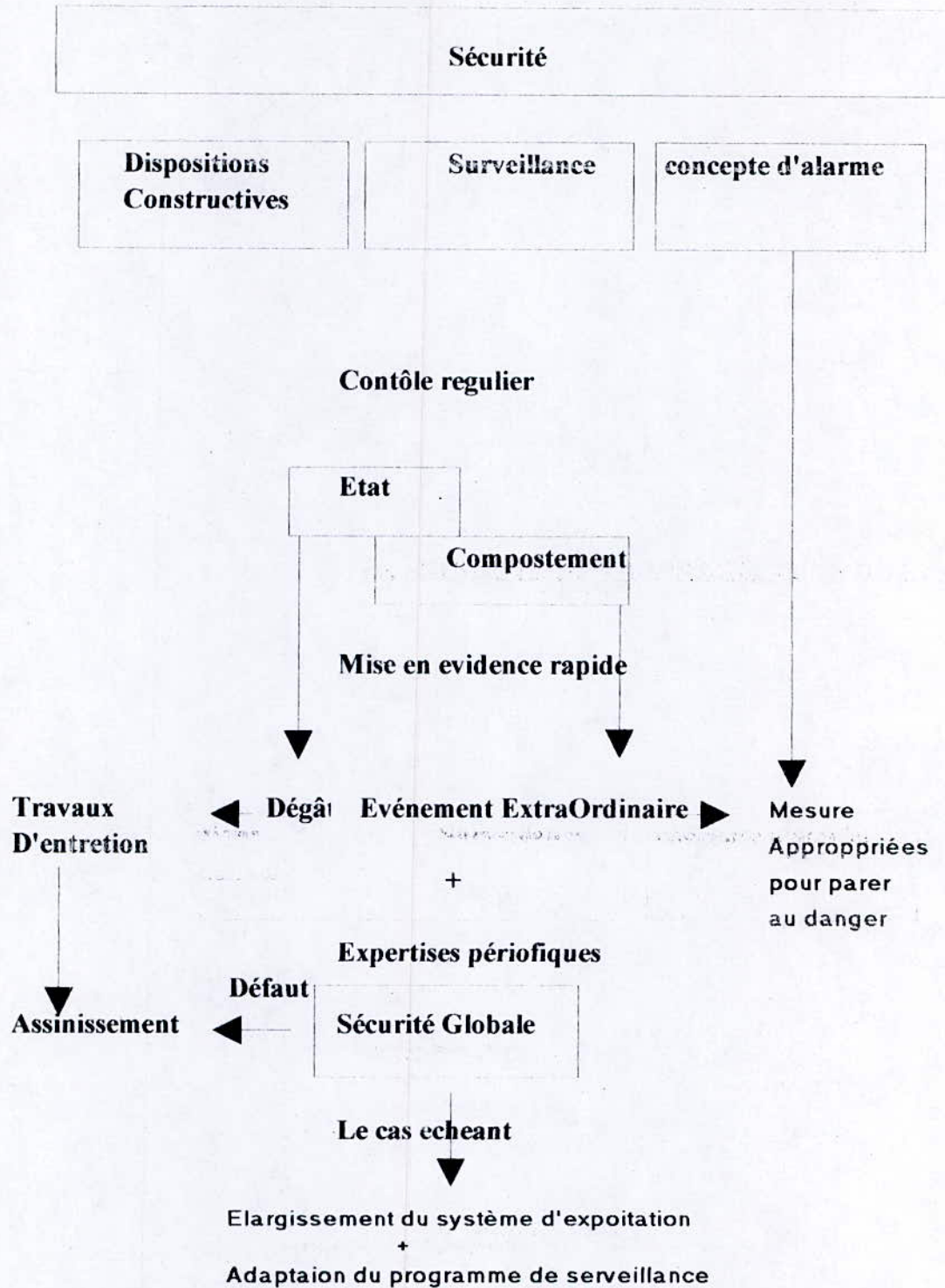
De telles informations améliorent fortement notre connaissance du comportement des barrages et des retenues ; elles permettent de nouveaux progrès dans l'étude, la construction, l'exploitation, l'entretien et la surveillance des barrages. A ce propos, les bulletins de la CIGB " leçons tirées des accidents de barrages "

et " détérioration de barrages et réservoirs ", fournissent des renseignements de très grande valeur.

4.2. Concept de sécurité

Brièvement, rappelons le concept de sécurité d'un barrage. La sécurité repose sur trois piliers.

- Dispositions constructives.
- Surveillance
- concept d'alarme.



L'importance d'une conception aussi parfaite que possible et d'une exécution soignée est évidente ; on se permet d'insister sur celle de la surveillance et du concept d'alarme.

4.2.1. Surveillance et auscultation

a) Elle doit comprendre des contrôles réguliers de l'état et du comportement du barrage, ainsi que des expertises périodiques (tous les 5 ans par exemple) analysant la sécurité globale de l'ouvrage et proposant, le cas échéant, des mesures de renforcement de l'ouvrage et de son système d'auscultation.

b) La surveillance doit être conçue afin de pouvoir détecter à temps des dégâts ou des lacunes constructives et procéder sans retard aux travaux d'entretien ou d'assainissement. Elle doit aussi permettre d'identifier assez tôt tout événement extraordinaire afin de prendre des mesures préventives pour assurer la sécurité.

c) Des lois et des règlements doivent, bien entendu, être dictées. Il est recommandé que l'organe de contrôle soit indépendant du propriétaire du barrage, des organismes qui l'ont conçu, ont dirigé sa construction et qui l'exploitent. Les responsabilités entre ces différentes instances doivent être clairement définies. Les moyens financiers nécessaires à la surveillance sont mis en place.

d) Il apparaît nécessaire que les hautes autorités réexaminent dans le détail, périodiquement, tous les 10 à 15 ans par exemple, l'organisation de la surveillance des barrages afin de s'assurer, compte tenu de l'évolution des besoins et de la technique, qu'elle répond bien aux normes de sécurité.

A) : Surveillance des barrages :

A-1: Objet et principe général du contrôle.

L'objet essentiel des mesures de surveillance et d'entretien des barrages est le maintien de leur fonctionnement. Le principe du contrôle des barrages est donc d'effectuer de façon régulière et périodique, un certain nombre d'observation et de mesure. Une variation brusque de ces mesures indiquera une évolution dans l'état du barrage dont la cause et les effets devront alors être recherchés. L'étape la plus critique dans l'opération du contrôle est la première mise en eau du barrage, au cours de laquelle l'évolution de l'état du barrage peut être rapide et où l'on n'a pas de mesures précédentes auxquelles se référer, c'est pourquoi, les observations et mesures pendant cette phase sont plus fréquentes qu'en exploitation normale. Signalons que parmi les barrages qui se sont rompus, pour plus de la moitié l'accident a eu lieu au cours du premier remplissage.

De même, en cas d'événement exceptionnel qui aurait soumis le barrage à des contraintes inhabituelles, telle qu'une secousse sismique par exemple, une campagne de contrôle devra être déclenchée.

A-2: Consistance de l'opération de surveillance :

Sur le barrage, on dispose généralement d'un nombre limité d'instruments et d'appareils d'auscultation. La surveillance des barrages consiste à une observation visuelle avec comme but de signaler les éventuels défauts de fonctionnement, les détériorations de l'ouvrage, l'apparition de fissures, les infiltrations d'eau, etc. ...

A-2-1: Zones principales à inspecter.

Elles comprennent globalement toutes les zones non noyées de l'ouvrage avec en particulier :

- la crête de l'ouvrage
- le parement aval
- le parement amont non noyé
- les appuis
- l'ouvrage de drainage
- les organes d'évacuation des eaux
- les terrains aux abords des fondations

A-2-2: Repérage des zones de fuites et de suintement :

L'accroissement anormal des débits de fuites, l'apparition de nouvelles fuites non prévues dans le projet, peuvent être l'indice d'un phénomène dangereux. En effet, les pertes d'eau par infiltration peuvent conduire :

- Soit à une perte exagérée d'eau, auquel cas l'ouvrage lui-même perdrait toute efficacité et deviendrait sans utilité.
- Soit un transport de matériaux fins (érosion régressive pour barrage en terre) mettant en danger dans deux cas la stabilité de l'ouvrage.

Aussi, est-il indispensable d'accorder une importance particulière à un tel phénomène, il s'agit donc de :

- relever périodiquement toutes les zones de fuite et suintement
- mesurer leur débit
- vérifier si l'eau recueillie n'est pas chargée en particules fines.

A-2-3: Repérage des tassements et fissures.

Les tassements peuvent avoir pour causes :

- l'existence des courbes compressibles dans la fondation
- une réalisation défectueuse de l'ouvrage (défaut de compactage)
- comportement hydraulique interne anormale.

Il faudrait inspecter avec soin, les zones les plus sensibles à la fissuration (crête et parie supérieure des parements), les fissures parallèles à l'axe de l'ouvrage sont souvent liées à des phénomènes de retrait dus à la variation de teneur en eau dans des sols argileux ou à des tassements différentiels.

Par ailleurs, il faudrait aussi noter tout soulèvement du terrain car il peut être l'indice soit de la présence d'argile gonflante particulièrement dangereuse pour les ouvrages en béton, soit de l'existence des sous-pressions.

A-2-4: Divers.

Outre la recherche des fuites et des déformations, il est évident que la surveillance visuelle d'un barrage doit permettre de déceler rapidement tout désordre grave tel que l'érosion de la crête par submersion ou par le batillage des vagues, les dommages sur l'évacuateur, la rupture par glissement des talus, ect. ...

B) : Auscultation des barrages :

B-1: Objet et principes généraux de l'opération d'auscultation.

Les deux principaux objectifs de l'auscultation sont :

- d'une part, le contrôle de la sécurité du barrage vis à vis de la détérioration et de la rupture, de façon que puissent être entreprises suffisamment tot les opérations nécessaires à l'entretien de l'ouvrage et à sa sécurité.
- d'autre part, l'analyse du comportement du barrage, afin de tirer des enseignements pour la conception et le calcul des ouvrages futurs.

Pour assurer un bon fonctionnement des barrages il faut suivre les quelques principes qui servent de base à l'auscultation tels que :

1) les barrages sont des ouvrages à longue durée de vie, il est donc nécessaire de disposer d'appareils de contrôle fiables sur des durées de vie équivalentes, cela donne une particulière importance aux appareils accessibles, dont le bon fonctionnement est vérifiable, dont le remplacement est envisageable sans crainte de discontinuité dans la série de mesures.

2) l'auscultation s'applique à des phénomènes de faible amplitude et vise à détecter suffisamment tôt des discontinuités, des évolutions significatives traduisant des désordres. Elle doit donc mettre en oeuvre des instruments très sensibles.

3) les appareils simples sont à rechercher ; les lectures rapides et fréquentes pourront être ainsi effectuées par le personnel du chantier ou de l'exploitation sur place, sans faire appel à des spécialistes, ce qui permettra un contrôle suivi du comportement de l'ouvrage et une grande importance à la surveillance des fondations dans le domaine des déformations et du fonctionnement hydraulique.

5) il faut souligner le rôle irremplaçable de la surveillance visuelle du barrage et de ses abords, effectuée par des personnes connaissant bien l'ouvrage, en vue de déceler des anomalies qui ne seraient détectées par aucun dispositif aussi complet et sensible qu'il soit ; fissure et fuites, dégradation locale du matériau, ...

6) le nombre des appareils peut parfois surprendre par son importance au moment de la construction. Il se justifie par la nécessité d'assurer une surveillance aussi efficace que possible sur un ouvrage dont on ne connaît pas encore le comportement.

L'optimisation du dispositif (abandon de certaines mesures, parfois mise en place des appareils complémentaires) se fait ensuite au fur et à mesure de l'augmentation de connaissance sur le comportement réel de l'ouvrage.

7) la première mise en eau constitue une phase importante et délicate de la vie de l'ouvrage. La première mise en charge sert, en fait, d'épreuve permettant de juger si le barrage est apte à remplir ses fonctions. Bien entendu, les mesures d'auscultation devront être commencées bien avant le début du remplissage afin de bien connaître l'état initial de l'ouvrage, certaines mesures seront d'ailleurs exécutées en cours de construction en vue de suivre le comportement du barrage proprement dit et de sa fondation sous l'effet de la charge des matériaux.

B-2: Consistance de l'opération d'auscultation.

C'est la mesure, par des instruments, des différents facteurs caractérisant l'état de l'ouvrage à un moment donné afin de pouvoir en suivre les variations en fonction du temps :

Il s'agit principalement de mesurer les phénomènes suivants :

- Déplacement (topographique - clinomètre - pendules)
- Déformations (tassomètre)
- Contraintes (cellule de pression)
- Phénomènes hydrauliques (piézomètres - drains)

Le dispositif d'auscultation des barrages en matériau meuble comporte :

- des repères topographiques (déplacement et tassements)
- des piézomètres.

Les dispositifs d'auscultation des barrages en matériaux rigides comporte:

- les repères topographiques
- les mesures du débit des drains
- les piézomètres

B-3: Etapes et procédures d'auscultation :

L'auscultation des barrages comporte, dans le temps, deux phases bien distinctes :

- pendant la phase de construction et de la première mise en eau.

On rappelle que la moitié des ruptures qui se sont produites dans le monde ont eu lieu pendant cette phase.

- pendant la phase d'exploitation de l'ouvrage, après avoir subit avec succès le premier remplissage, la sécurité restera assurée tant qu'aucune évolution défavorable n'interviendra.

Pendant la phase d'épreuve, il convient donc de s'assurer à tout moment que l'ouvrage se comporte comme prévu, et que la sécurité restera suffisante dans les conditions extérieures exceptionnelles qui ne peuvent pas être testées (par exemple, crue et seisme).

Pendant la phase d'exploitation, la sécurité restera assurée tant qu'aucune évolution défavorable n'interviendra.

L'auscultation des barrages comprend plusieurs tâches :

- une inspection visuelle suffisamment fréquente
- une inspection visuelle périodique par des spécialistes
- l'exécution à intervalles réguliers de mesures sur le dispositif d'auscultation
- leur traitement
- l'interprétation des observations visuelles
- l'émission d'un jugement sur la sécurité de l'ouvrage
- les décisions à prendre en cas d'altération de la sécurité

Chaque barrage et retenue sont inspectés à des intervalles réguliers ne dépassant pas cinq ans. Une inspection spéciale des parties de barrage concernés a lieu immédiatement après une crue ou tout événement exceptionnel, tel que seisme, ...

Les inspections courantes des dispositifs, installations et équipements nécessaires à une exploitation et un comportement sur du barrage sont faites, à intervalle rapprochés. Les dispositions courantes, les objectifs et les procédures d'inspections sont revus périodiquement afin d'éviter de possibles lacune.

4.2.2. Concept d'alarme.

Si, lors de l'apparition d'un événement extraordinaire dans le comportement du barrage, l'analyse en continu de la situation montrait qu'elle n'est plus maîtrisable, c'est-à-dire que la rupture du barrage est imminente, il conviendrait de recouvrir au dernier moyen : L'alarme-eau

La nécessité d'un système d'alerte et de plans d'évacuation des populations pouvant être mises en danger est aujourd'hui largement reconue. Une telle organisation dépend des spécificités de chaque pays et plus particulièrement de son dispositif de protection civile.

On rappellera que l'elaboration d'un plan d'alerte nécessite nottament :

- L'établissement de cartes d'inondation (calcul de l'onde de submersion);
- L'organisation nécessaire en cas d'alarme (personnel, matériel) ;
- L'instruction des populations sur les procédures d'alarme et leur comportement en cas d'alerte.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale :

Face à un projet de barrage, le souci de l'Ingénieur est de créer un ensemble constitué du barrage, de sa fondation et de son environnement, qui dans les conditions les plus économiques :

- a) Se comportera de façon satisfaisante sans détérioration notable dans les conditions normales d'exploitation;
- b) évitera la rupture catastrophique dans les conditions exceptionnelles (c'est-à-dire, les conditions les plus improbables mais possibles).

Si l'on peut appliquer, sans de trop grandes difficultés, ces critères base à la conception du barrage en regard des forces qui le sollicitent (à l'exception cependant des forces sismiques), ce n'est pas le cas pour sa résistance face aux crues exceptionnelles. ceci provient du caractère fortement aléatoire des crues : la sécurité doit être assurée, mais pour des raisons économiques elle ne peut être surabondante.

On est donc amené à envisager une analyse probabiliste de sécurité : recherche d'un optimum entre le coût des ouvrages et celui des dégâts contre lesquels on désire se protéger.

Le risque acceptable d'une rupture du barrage ayant des conséquences économiques et humaines doit être traduit sous formes d'une crue de projet de probabilité déterminée. Par exemple, lorsque la région est fortement urbanisée industrialisée et que la rupture du barrage serait susceptible d'entraîner des pertes de vies humaines et des dommages très importants, une crue de projet de très faible probabilité, calculée par différents méthodes (analyse statistique, gradex, PMP, ect.) sera généralement justifiée. Toute fois, dans les régions rurales où la rupture du barrage aurait seulement pour conséquence l'ides cultures, il sera raisonnable de choisir une crue de projet se traduisant par une plus faible protection. Lorsque les situations se placent entre ces deux cas extrêmes, de crue de projet de différentes probabilités doivent être adaptées à chaque situation.

Un intérêt croissant est porté à l'utilisation de l'analyse économique pour guider le choix de la crue de projet lorsque des vies humaines ne sont pas menacées. Au fur et à mesure qu'augmente la valeur choisie pour la crue de projet, le coût de l'investissement augmente également. Parallèlement, la probabilité des dégât diminue.

En prenant en compte ces deux éléments et en faisant la somme, on en déduit une courbe du coût total en fonction du débit de la crue. Il en résulte l'ouvrage d'évacuation le plus économique mais, généralement, la partie la plus basse de la courbe du coût total est très plate ce qui montre que, pour une crue plus importante et un plus faible coût des dégâts, le coût total n'augmente que très peu.

On admet généralement que la sûreté d'un ouvrage ne dépend pas seulement d'une bonne conception et d'une exécution correcte, mais aussi de la surveillance de son comportement pendant les premières années d'exploitation et toute la durée de vie de l'ouvrage. De plus une auscultation adéquate permet d'obtenir des informations qui enrichissent nos connaissances sur le comportement réel des ouvrages et donne, enfin de compte, l'occasion d'affiner nos techniques expérimentales et nos méthodes de calcul en vue d'une conception meilleure et plus sûre des futurs barrages.

A l'évidence pour progresser dans ce domaine difficile de la sécurité des barrages face au risque des crues, il est essentiel que des recherches se poursuivent et que les Ingénieurs du monde échangent leurs expériences.

BIBLIOGRAPHIE

1. ALEXENDER W.J.R KOVACS Z.P, « leasons learnt from exceptionnal floods in southern africa » 16th ICOLD coggess ,SAN FRANCISCO 1988.
2. BLACERKI, W., BOLESTA, S., « Evaluation des débits maxima pour le dimensionnement d'ouvrage d'évacuation des crues dans les barrages »,CIGB, 9^e congrès, Istanbul, J., VERTSON, « Sur quelques difficultés rencontrées dans l'estimation d'un débit de crue de probabilité données », Revue de statistique appliquée, 1964.
3. BERNIER, J., VERTSON, « Sur quelques difficulté rencontrer dans l'estimation d'un débit de crue de probabilité données », revue de statistique appliquée, 1964.
4. BIEDERMANN, R. and al., 'Safety of Swiss dams against floods : design criteria and design flood' ICOLD, 16th Congress, San.Francisco, 1988.
5. BOUVARD, M., « Crue de projet et maîtrise des crues après mise en service du barrage », CIGB, 16^e Congrès, San Francisco, 1988.
6. BROZA, V., « Dimensionnement des évacuateurs de crues des barrages. Pratique actuelle, expériences d'exploitation. Idées nouvelles », CIGB, 16^e Congrès, San Francisco, 1988.
7. CANTWELL, B.L., MURLEY, K.A., 'Design flood guidlines, Australie' ICOD, 16th COGRESS San Francisco, 1988.
8. COURT, A., 'Area - Depth Rainfull Formulas', Journal geophysical Research, American geophysical Union, 1961.
9. GUNDWORTH, A.G., 'Flood Hydrology Manual'
A water resources technical publications, Bureau of reclamation, US departement of the Interior, Denver, Colorado, 1989.

10. DUBAN, D., MICHEL, C., GARROS, H., ASTIER, J., « Evaluation des crues extrêmes de la crues de projet par les méthodes du GRADEX » CIGB, 16e Congrès, San Francisco, 1988.
11. GUILLOT, P., DUBAND, D « La méthode de GRADEX pour le calcul de la probabilité des crue a partir des pluies » IASH, Publication n° 84, 1967.
12. ICOLD, 'Lessons from dam incidents', 1974.
13. ICOLD « Evacuateurs de crue de barrage », Bulletin 58 1987.
14. ICOLD « Sécurité des barrages. Recommandations », Bulletin 59, 1987.
15. ICOLD « Auscultation des barrages et leur fondations », Bulletin 68, 1989.
16. ICOLD « Choix de la crue de projet », Bulletin 82, 1992.
17. ICOLD « Les crues de projet des barrages, Méthodes du GRADEX » 18e Congrès, bulletin du comité Français des grands barrages : FRCOLD News, 1994.
18. Interagency committee on water data, 'Guidlines for determinig flood flow frequency', Bulletin n° 17B, September 1981.
19. J. LARRAS. « Prévision et prédétermination des étages et des crues ». Eyrolles 1972.
- [20] Le May, Y., « Les ouvrages 'évacuation des barrages. Evacuateur de crue et vidange de fond », Journée « Barrages », Karlovy Vary, Tchécoslovaquie.
21. LEMPERIERE François « La sécurité réelle des barrages en remblai vis a vis des crues », Mars 1993.
22. Mallet Ch, et Pacquant, J. « Les barrages de terre » Eyrolles, 1951.
23. MEILLAND, P., CAYLA, O., « Les méthodes de calcul de la crue de projet et la garantie de fonctionnement des évacuateurs », CIGB, 16e Congrès, San Francisco, 1988.
24. MESSELKA, BENKRID « Etudes des crues » Thèse , 1989.

25. MIQUEL, J., « Guide pratique d'estimation des probabilités des crues ». Ed. Eyrolles, Paris, 1984.
26. National environmental Research Council (G-B), 'Flood studies report', Institute of Hydrologie, Wallig ford, white friars Press LTD, London and Tonberge, 1975.
27. Pan, J., TENG, W., 'Determeinations of design flood in CHINA', ICOLD, 16th Congress, San Francisco, 1988.
28. PARDE, M. « Méthodes pour déterminer les débits maxima possibles des crues exceptionnelles », CIGB, 9e Congres, New Delhi, 1951.
29. Rémémiéras. G, « L'hydrologie de l'ingénieur » Eyrolles, 1980.
30. Vercon, M., 'Contrôle des débits et de la dissipation de l'énergie pendant la construction et après la mise en service', CIGB, 11e Congres, Madrid, 1973.
31. WANG, B., H., « determination of design flood for spillways », ICOLD, 16th Congress, San Francisco, 1988.

Introduction	01
Chapitre 1 : Causes de ruptures des barrages	04
1.1 : Causes de détérioration et rupture des barrages	04
1.1.1 : Rupture des barrages en remblai	04
1.1.2 : Rupture des barrages en béton	05
1.2 : La sécurité réelle des barrages en remblai vis à vis des crues	07
1.2.1 : Analyse des ruptures passées	07
a) Barrages construits avant 1950.	07
b) Barrages construits après 1950	14
1.2.2 : Analyse des marges de sécurité	15
a) ouvrages vannés	15
b) ouvrages non vannés	17
1.2.3 : Rupture par submersion durant la construction.	18
1.2.4 : Conclusion.	18
1.3 : Des barrages de plus en plus sûrs.	19
1.4 : Exemples d'accidents	22
1.4.1 : Barrage Euclides Da Cunha (Bresil) 19 janvier 1977	23
1.4.2 : Barrage Mach hu II (Inde) 11 Aout 1979	27
1.4.3 : Barrage Noppikoski (Suède) 7 Septembre 1985	29
1.4.4 : Barrage Spitskop (Afrique du sud) 23 février 1988	33
Chapitre 2 : Etude des crues	37
2.1 : Introduction : l'intérêt de l'étude des crues	37
2.2 : Généralités sur les crues	38
2.2.1 : Définition d'une crue	38
2.2.2 : La genèse des crues	38
a : Crues d'averses	39
b : Crues des fontes de neige	39
c : Crues d'embacle ou de débacle de glace	39
d : Autres causes accessoires des crues	40
2.3 : Les différentes méthodes d'estimation des crues	40
2.3.1 : Méthodes basées principalement sur la connaissance des débits	40
A : méthodes historiques	40
B : formules empiriques et formules régionales	43
C : méthode des courbes enveloppes	46
D : Ajustement des débits de crue à une loi statistique	49
2.3.2 : méthodes basées principalement sur la connaissance des pluies	54
1 : Analyse des pluies : méthode de la PMP et analyse statistique des Pluies	54
2 : passage de la pluie brute à la pluie nette et méthodes de transfert pluies-débits	61
2.3.3 : Choix d'une méthode d'estimation des crues	73
1 : Introduction	73
2 : facteurs influençant le choix de la méthode d'estimation des crues	73
3 : méthode d'estimation des crues - analyse critique	76
4 : conclusions	79
2.4 : Choix de la crue de projet	80

2.4.1 : principes généraux	81
2.4.2 : fiabilité des données	82
2.4.3 : Risque à l'aval - Analyse économique	83
A : Risque à l'aval	83
B : Analyse économique	84
C : Sécurité et opinion publique	85
D : Applications	85
2.4.4 : Type de barrage	85
2.4.5 : Type d'évacuateur	86
2.4.6 : Importance de la revanche	86
2.4.7 : Effet de laminage dans la retenue	87
2.4.8 : Existence de réservoir à l'amont et ou à l'aval	87
2.4.9 : Normes et règlements fixant la crue de projet	88
2.5 : Conclusions	90
Chapitre 3 : Les évacuateurs de crues	93
3.1 : Introduction	93
3.2 : Composants d'un évacuateur de crue	93
3.2.1 : Section de contrôle	94
3.2.2 : Chenal ou galerie de l'évacuateur de crue	94
3.2.3 : Dissipateur d'énergie	95
3.3 : classification des évacuateurs de crues	95
3.3.1 : Critère d'utilisation	95
3.3.2 : Critère d'exploitation	98
3.3.3 : Lois faisant la relation Hauteurs d'eaux - débits Hauteurs d'eaux - débits	99
3.3.4 : Critère topographiques	99
3.4 : Facteurs intervenant dans le choix du type d'évacuateur	100
3.4.1 : Qualité des prévisions des crues	100
3.4.2 : Séismicité de la zone de l'aménagement et fiabilité de l'exploitation	101
3.4.3 : Durées et degrés d'utilisation	101
3.4.4 : Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé	102
3.4.5 : Le type de barrage	103
3.4.6 : Les conditions d'exploitation	103
3.5 : Evacuateurs de surface	103
3.5.1 : Constitution	107
3.5.2 : Seuil libre ou vanné, solution mixte	107
a : Seuil libre	107
b : Seuil vanné	108
c : Seuil mixte	109
3.5.3 : Les coursiers	109
3.5.4 : Ouvrages de restitution aval-dissipation de l'énergie	114
a : Remarques préliminaires	114
b : Bassins à ressaut : les accidents, problèmes	115

c : Saut de Ski et nappes déversantes-fosses d'affouillement problèmes d'érosion -tapis de réception- problèmes Hydrodynamiques	122
d : essais sur modèle	129
3.5.5 : Protection contre le gel	131
3.6 : Evacuateurs de fond et de demi-fond	131
3.6.1 : Constitution - principales caractéristiques - buts recherchés	131
3.6.2 : Caractéristiques générales des pertuis	134
a : Pertuis de fond de grandes capacité d'évacuation	134
b : Pertuis de restitution avec réglage fin du débit	135
3.6.3 : Cavitation, blindages, entretien	136
3.6.4 : Protection contre les corps flottantes	137
3.6.5 : Protection contre l'engrèvement	137
3.6.6 : Protection contre les vortex	138
3.6.7 : Ouvrage de restitution aval, dissipation d'énergie	138
3.7 : Problèmes particuliers des écoulements à grande vitesse	139
3.7.1 : Cavitation : considérations générales, exemples caractéristiques	139
3.7.2 : Diminution des dégradations par cavitation	140
a Fini de surface nécessaire; ses limitation pratiques, vieillessement du béton	140
3.7.8 : Abrasion dans les évacuateurs et vidanges	142
3.7.9 : Dégagement d'azote à la restitution des évacuateurs et vidanges	142
3.8 : Entretien et réparation des ouvrage d'évacuation	143
3.8.1 : Entretien	143
3.8.2 : Réparation	144
Chapitre 4 : La sécurité des barrage - une doctrine	146
4.1 : Introduction	146
4.2 : Concept de sécurité	146
4.2.1 : Surveillance et auscultation	148
A : Surveillance des barrages	148
B : Auscultation des barrages	150
4.2.2 : Concept d'alarme	153
Conclusion générale	154

M. Bermaoui 12/96

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDE

SUJET

**Sécurité des barrages face
au risque des crues**

(Cas du Barrage de Koudiat-affren)

Volume: 2

Proposé par:

Y. MOULOUDI

Etudié par:

R.SEDIKI
K.NETTARI

Dirigé par:

Y.MOULOUDI

Promotion Septembre 1996

TABLE DES MATIERES



I.INTRODUCTION	1
II.DONNEES DE BASE	
II.1. DONNEES DU SITE	2
II.1.1. Type du Barrage	2
II.1.2. Emplacement	2
II.1.3. Topographie	3
II.1.4. Géologie et Géotechnie	3
III.ETUDE HYDROLOGIQUE	
III.1. INTRODUCTION	5
III.1.1. Objet de l'étude	5
III.1.2. Crues de projet et de chantier	5
III.2. CARACTERISTIQUES DES BASSINS	5
III.2.1. Présentation du bassin versant de Koudiat-Affren	5
III.2.2. Caractéristique des bassins versant de Koudiat-affren et d'El-Asnam	5
III.3. DONNEES DISPONIBLES	6
III.3.1.Données Hydrométriques	6
III.3.2.Données Pluviométriques	6
III.4. ETUDE DES CRUES	6
III.4.1.Méthode de l'Hydrogramme unitaire	6
III.4.2.Méthode des isochrones	24
III.4.3.Formules empiriques	27
III.4.4.Conclusion	33

III.5. LA CRUE DE PROJET	34
III.6. LAMINAGE DES CRUES	34
III.6.1. Etude du laminage	34
III.6.2. Equation du laminage	34
III.6.3. Méthodes de calcul du laminage	35
III.6.4. Interpretation des resultats	38
IV. ETUDE DES VARIANTES	
IV.1. INTRODUCTION	40
IV.2. VARIANTE 1 : EVACUATEUR DE SURFACE	40
IV.2.1. Emplacement	40
IV.2.2. Choix de l'axe de l'évacuateur	41
IV.2.3. Plate forme	47
IV.2.4. Déversoir de l'évacuateur de crues	47
IV.2.5. Chenal d'écoulement	48
IV.2.6. Coursier	48
IV.2.7. Organe de Restitution	49
IV.2.8. Calculs Hydrauliques	49
V. CONCLUSION : LE BARRAGE DE KOUDIAT - AFFEN EST IL EN SECURITE ?	68

المدسة الوطنفة المتمددة التففنفااء
BIBLIOTHEQUE — المكأبفة
Ecole Nationale Polytechnique

Introduction

I. INTRODUCTION

Le barrage construit sur l'oued **zaïane** au site de **koudiat-Affren** contrôle les 49 millions de mètres cubes (49 hm^3) d'eau douce qui passent par le site en une année moyenne. Une retenue ayant un volume total de stockage d'environ 115 millions de mètres cubes (115 hm^3) fournit une source régularisée d'au moins 39 millions de mètres cubes (39 hm^3) chaque année. cette eau est refoulée vers les plaines des **ARIBES** et des **BENI-SLIMANE** par une station de pompage placée au pied du barrage.

Données de base

II. DONNEES DE BASE

II.1. DONNEES DU SITE

II.1.1. Type de barrage:

Il a été jugé que le barrage le plus approprié serait un barrage souple en enrochement.

II.1.2. emplacement

Ce barrage tire son nom d'une colline arrondie ou **Koudiat** située au bord de L'oued. La gorge de **Koudiat-affren** a fournit le meilleur site sur le cours inférieur de l'oued **Zaïane**. En effet, un tel site présente pour les raisons suivantes des avantages sans pareil

a) Ce site, considéré dans l'ensemble de la Zone de projet entrant en ligne de compte, ferme un couloir d'étranglement bien prononcé. La largeur de la vallée à 50 m au dessus du lit de l'oued (côte 550 m N.M) n'étant plus que d'environ 435 m.

b) A l'amont du site envisagé par contre, la vallée s'élargit immédiatement de 435 m pour atteindre, à la même côte (550 m N.M), une largeur de plus de 2000 m. De telles conditions ont permis d'obtenir une retenue très importante tout en construisant un barrage relativement étroit. Les autres couloirs d'étranglement évoqués à l'amont ne permettent pas d'aménager des retenues aussi importantes.

c) L'aménagement d'un barrage immédiatement avant l'entrée de l'oued **zaïane** dans la vaste pleine d'**EL-ASNAM** et **BECHLOUL** a permis d'exploiter un maximum du bassin versant. A 150 m environ en amont de l'axe du barrage se trouve le confluent de l'oued **SIDI-HAICH** avec l'oued **zaïane**. La récupération des eaux de cet affluent permet donc en outre d'englober un sous-bassin de 13 k m² environ.

d) La distance séparant le site des zones irriguées dans la plaine de **BECHLOUL** représente également une condition favorable.

e) Le site dans lequel a été aménagé la retenue est presque dépourvu d'habitations et à peine exploité du point de vue agricole.

Ainsi le site d'un barrage dont l'axe chemine de **Koudiat-Affren** (appui gauche) avec **Koudiat- Bograra** (appui droit) s'est avéré donc représenter les conditions optimales .

II.1.3. TOPOGRAPHIE

Koudiat-affren qui forme l'appui gauche du barrage est une crête est-ouest longue et étroite, qui avance dans le cours général de l'oued. Elle s'élève jusqu'à une hauteur de 621 m (113 m au dessus de la côte du lit de l'oued). Cette crête est en général arrondie, ayant des pentes de 3,5H sur 1V (16°) environ, à l'exception de l'endroit où l'oued a érodé le front de la colline où les pentes sont d'environ 2,5 H sur 1V (22°) environ.

L'appui droit est formé par la crête de **Koudiat-Bougrara**, une colline plus raide (2H sur 1V ou 26°) et plus élevée (jusqu'à la côte 662).

Ces deux collines forment une gorge où le lit majeur est d'environ 210 m de largeur.

II.1.4. Géologie et geotechnie ?

L'appui droit est constitué par une série de marnes et de calcaires intercalés, les couches qui se trouvent en dessus du niveau de crête du barrage sont constituées par des marnes silteuses et calcaires en couches peu épaisses.

Les marnes sont grises, d'une granulométrie fine et cassable. Dans ces formations on trouve également des minces couches de calcaires. Toutes les couches sont plus ou moins fissurées et les calcaires contiennent des filons de limonite ou calcite rougeâtre.

Koudiat-affren l'appui gauche, est formé de conglomérats de grès et d'argile, ce sont des dépôts alluviaux de couleur rougeâtre et de nature variable tout horizontalement que verticalement. Ces conglomérats sont constitués d'éléments d'origine variée, durs, plus ou moins arrondis et d'un diamètre d'à peu près 10 cm.

Le lit de l'oued est formé d'alluvions, consistants d'une façon générale en graviers et sables grossiers, mais avec une proportion importante de limons et d'argiles. Les dépôts alluviaux se confondent avec une terrasse qui atteint 4 à 5m au dessus du niveau de l'oued.

En ce qui concerne les qualités géotechniques des divers terrains rencontrés, on peut dire:

-Au niveau de L'appui droit, les calcaires ainsi que les marno-calcaires interceptés par les forages sont des roches dures, compactes et présentent une grande résistance à la compression, par contre, leurs perméabilités dûes vraisemblablement à la stratification des couches, sont grandes.

-Au niveau de L'appui gauche, les forages exécutés dans le complexe conglomératique ont intercepté une roche dure, compacte, non fissurée.

Etude hydrologique

III.1. INTRODUCTION:

III.1.1. OBJET DE L'ETUDE:

Notre étude hydrologique consiste à estimer les crues de projet pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues du barrage de **Koudiat- Affren**.

III.1.2. Crues de projet et de chantier:

Il faut noter que la crue de projet est déterminée pour une fréquence donnée, fréquence qui est fournie par le projeteur de L'ouvrage. Ce dernier donne cette fréquence seulement après avoir effectuer une étude d'optimisation (coût/risque) dans laquelle il traite différents problèmes d'ordre socio-économiques .

Dans le cadre de cette étude, nous avons considéré pour la crue de projet, la fréquence de periode de retour de 5000 ans et pour la crue de chantier de 10 ans.

III.2. CARACTERISTIQUES DES BASSINS VERSANTS:

III.2.1. Presentation du Bassin versant de Koudiat affren

Il est situé sur l'oued **zaïane** à L'amont de la station hydrométrique (x= 613.5 y= 392.10). Voir carte de situation (planche N°1).

III.2.2. caractéristiques des bassins versants de Koudiat-Affren et d'El-Esnam

les caracteristiques physiques des deux bassins sont presentées dans le tableau suivant:

	Oued Zaïane	
	El-Esnam	Koudiat-Affren
Superficie du bassin (Km ²)	800	682
Altitude max (m)	1541	1541
Altitude min (m)	430	525
Altitude moy (m)	848	895
Longueur du cours d'eau principal (km)	54	42

III.3. DONNEES DISPONIBLES

III.3.1. Données hydrométriques

La seule station hydrométrique sur l'oued **zaïane** est située à **EL-Asnam** à environ 9 km à l'aval du site du barrage, (voir planche N°1). On dispose de façon continue des données journalières pour la période s'échelonnant de 1967 à 1981, soit 15 ans.

III.3.2. données pluviométriques

Dans le bassin versant d'**EL-Asnam**, nous disposons de huit stations pluviométriques et de deux stations pluviographiques: **Bordj-Okhriss** et **Akbou**. (Les stations pluviométriques et pluviographiques sont présentées dans la planche N°1).

On note que la station pluviométrique d'**EL-Asnam** dispose de la série la plus longue soit 68 années.

III.4. ETUDE DES CRUES

La série des débits mesurés à **El-Asnam** est courte (15 années), elle ne peut donc faire l'objet d'une étude statistique pour la détermination des crues de faibles fréquences .

Pour l'estimation des débits de crues, on a eu recours aux méthodes analytiques et à l'utilisation de quelques formules empiriques , ces méthodes sont comme suit :

- Méthode de l'Hydrogramme unitaire par **SYNDER**
- Méthode des isochrones
- Formules empiriques
- Méthode des courbes enveloppes

III.4.1. Methode de l'Hydrogramme unitaire

A : Principe de la méthode

La théorie de l'Hydrogramme unitaire a pour base mathématique, l'évaluation de l'opérateur A_0 permettant la transformation de l'Hydrogramme de pluie en Hydrogramme de ruissellement :

$$Q = A_0(P)$$

avec : Q : Hydrogramme de ruissellement

P : Hydrogramme de pluie

SHERMAN a constaté que la transformation $Q = A_0(p)$ n'est que le rapport entre l'Hydrogramme de ruissellement et de l'Hydrogramme de la pluie efficace .

B: Détermination de l'Hydrogramme unitaire du Bassin versant d'EL-ESNAM

Pour élaborer l'Hydrogramme unitaire du Bassin d'EL-ESNAM on a sélectionné des crues dont le ruissellement est généralisé sur tout le bassin et ayant une forme simple.

Les pluviographes utilisés sont **BORDJ-OKHRISS** et **AKBOU**. Malheureusement les événements averse-crues sélectionnés montrent une discordance dans le temps entre l'Hydrogramme de pluie et l'Hydrogramme de ruissellement et parfois sur la forme même de l'Hydrogramme de crues et du Hyétoqramme de pluie (voir figures 1, 2 et 3).

On conclut que les stations pluviographiques considérées ne sont pas représentatives et de ce fait, on a déterminé l'hydrogramme unitaire de **SYNDER**.

C: Méthode de SYNDER

Les paramètres de l'hydrogramme unitaire sont déterminés à partir des formules:

$$t_r = \frac{t_p}{5,5}$$
$$t_m = t_p + \frac{t_r}{2} = \frac{12}{11} t_p$$

Avec:

tm: temps de montée

tr: durée de la pluie efficace

tp: temps de réponse (temps qui se passe entre le centre de gravité de la pluie efficace et la pointe de la crue).

C.1. Détermination de l'hydrogramme unitaire

Pour la détermination de l'hydrogramme unitaire nous avons sélectionné cinq crues dont le ruissellement a été jugé généralisé sur l'ensemble du bassin. Les caractéristiques de ces crues sont données dans le tableau ci-dessous.

N°	Date	Débit max observé	V _r (m ³)	L _r (mm)	t _m (h)	t _b (h)
1	4-3-69	132	2,953	3,69	4	16
2	7-4-69	340	7,560	9,45	3	16
3	25-10-69	168	1,417	1,77	2	8
4	9-11-71	96	1,447	4,91	4	10
5	8-12-71	274	3,938	1,81	4	10

Avec:

FIG.1

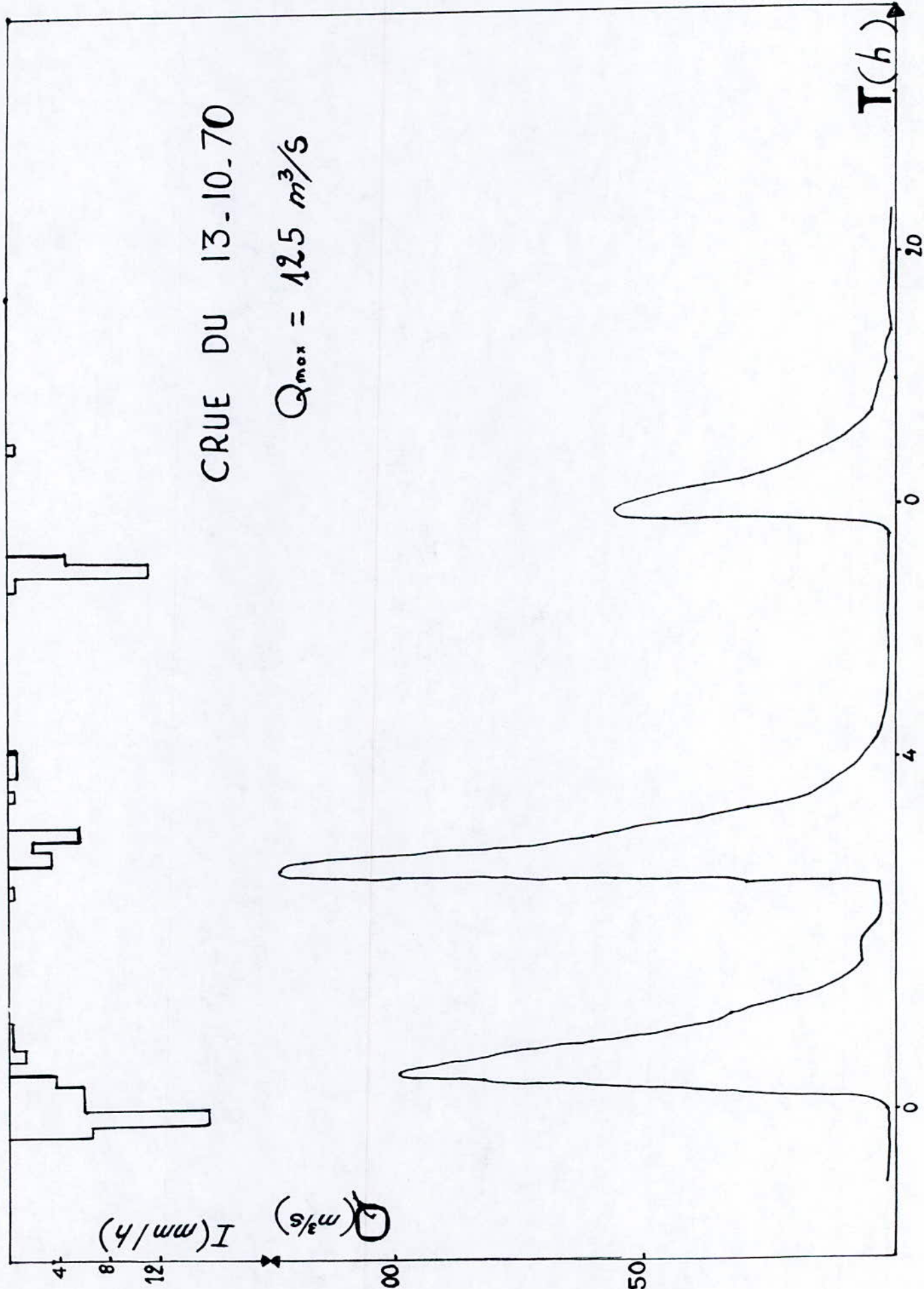


FIG. 2

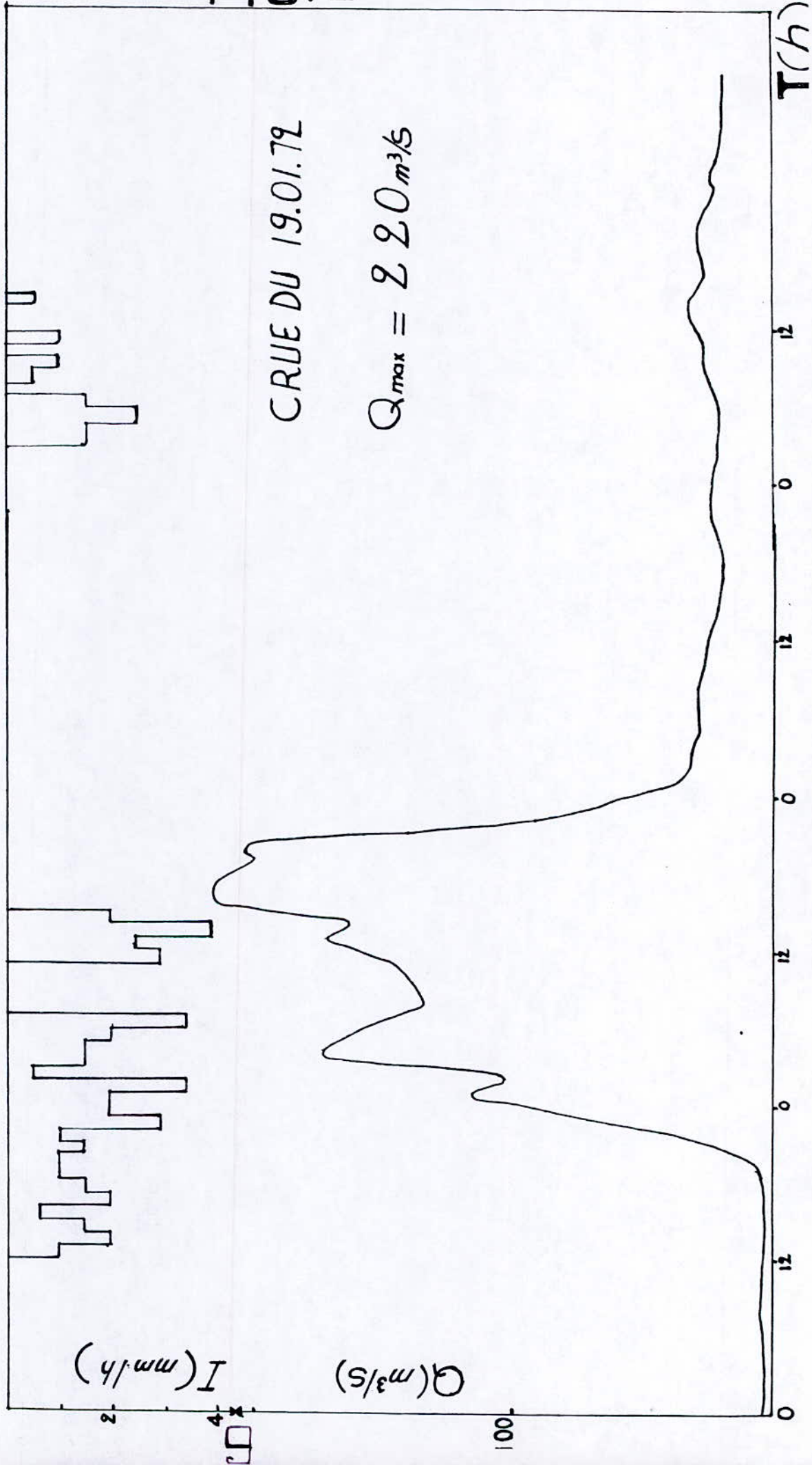
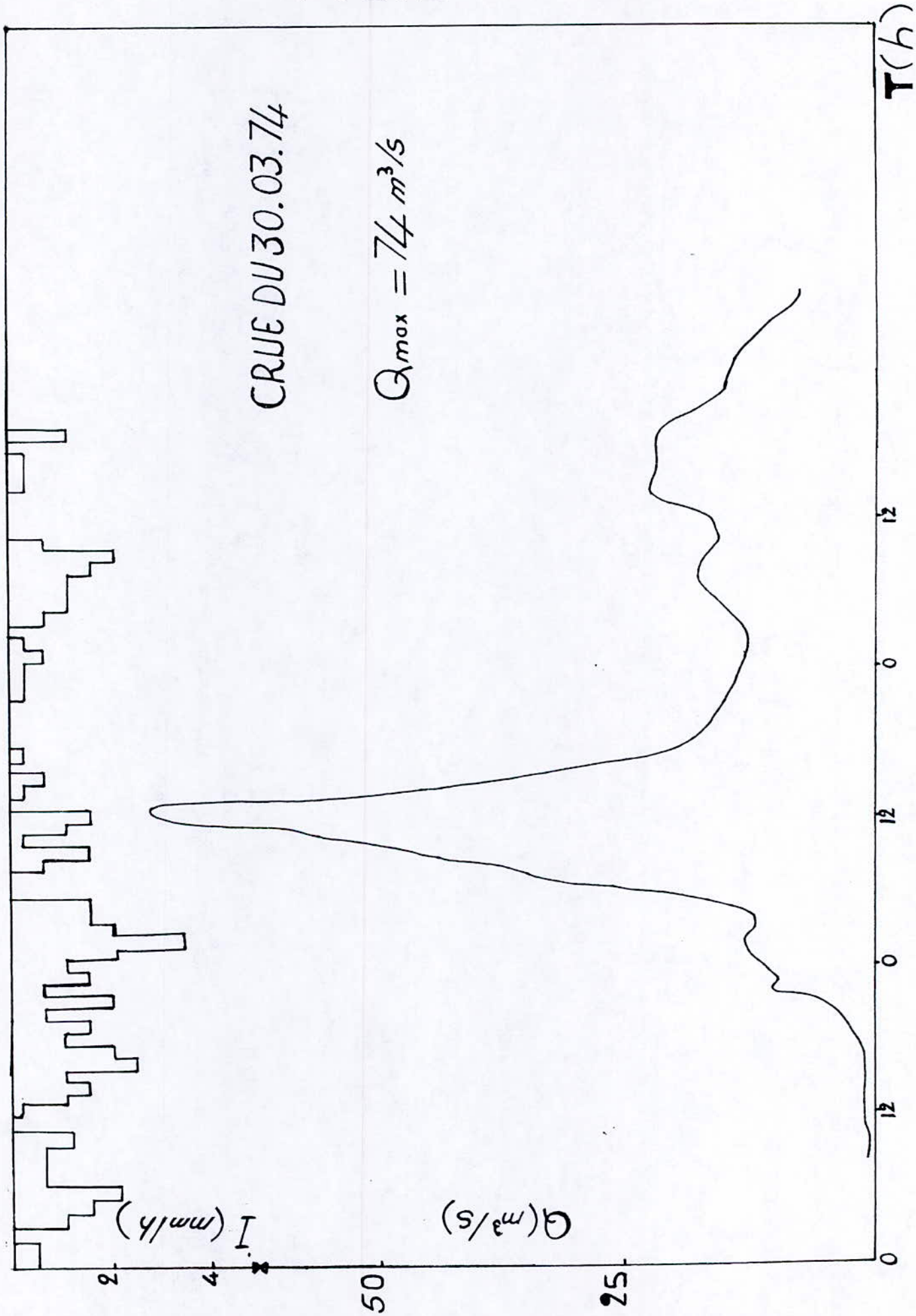


FIG. 3



V_r : Volume ruisselé

L_r : lame ruisselée

t_m : Temps de montée

t_b : Temps de base

$$L_r = V_s / S$$

Les hydrogrammes de crues rapportés à une lame d'eau ruisselée de 1mm /heure sont présentés dans la figure N°4. L'hydrogramme unitaire adopté pour le bassin d'EL-ESNAM est l'hydrogramme médian qu'on représente dans la figure N°5; à partir de cette figure on tire les paramètres suivants:

$$t_m = 5h \quad \Rightarrow \quad t_p = 4,58h$$
$$d'o\grave{u}: \quad t_r = 0,83h$$

C. 2. Etude pluviométrique

C.2.1 Pluie moyenne annuelle :

Les pluies moyennes annuelles sur les bassins versant de **KOUDIAT-AFFREN** et d'**EL-ESNAM** ont été déterminées par planimétrie de la carte d'isohyètes et à partir de la carte pluviométrique de **CHAUMONT** :

EL -ESNAM : $P_{an} = 583$ mm

KOUDIAT -AFFREN : $P_{an} = 613$ mm

C.2.2 Pluie maximale journalière :

Pour calculer les pluies journalières maximales , nous avons considéré les données de la station pluviométrique d'**EL-ESNAM**, la seule station dans le bassin qui dispose d'une série de données longue et se trouvant près du site du barrage étudié .

Les pluies journalières maximales annuelles de la station d'**EL-ESNAM** ajustée par la loi de **GUMBEL** (voir figure N° 6) a donné les résultats suivants :

- $P_{j10} = 57$ mm
- $P_{j1000} = 118$ mm
- $P_{j5000} = 138.7$ mm
- $P_{j10000} = 147.73$ mm

C. 2.3 Pluie de courte durée :

Les pluies de courtes durées pour différentes fréquences sont obtenues par la loi « Intensité durée-fréquence » suivante :

$$P_f(t) = P_f(24) \cdot \frac{t^{0,4}}{3}$$

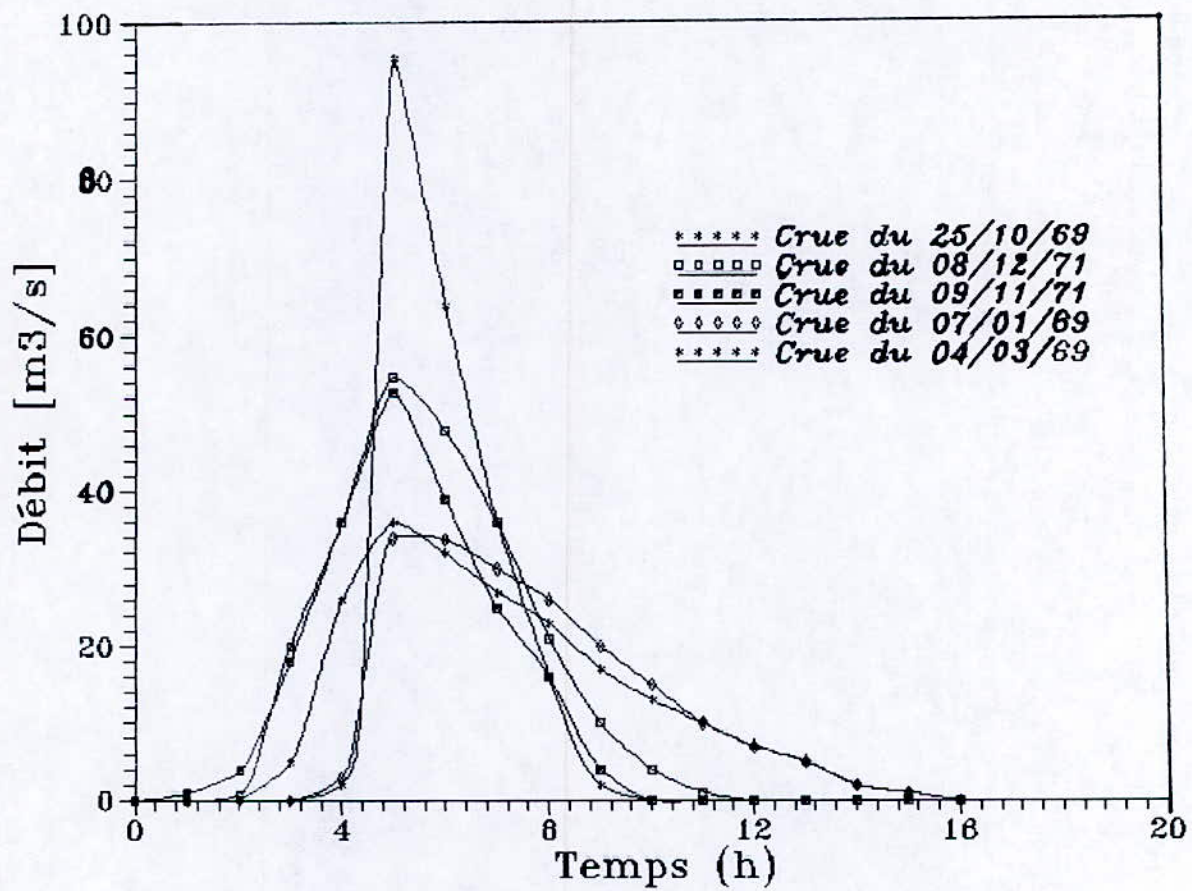


Fig4

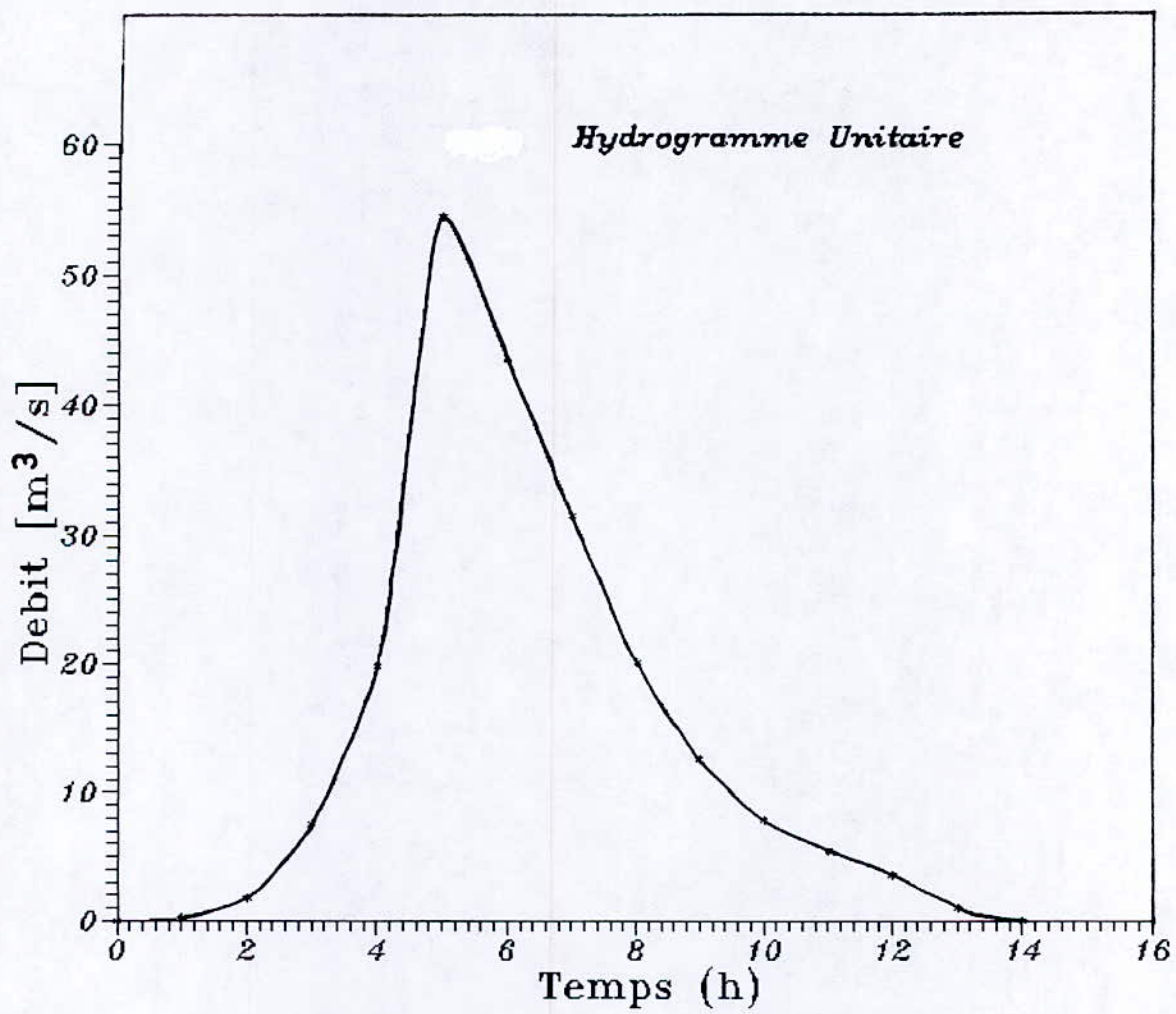
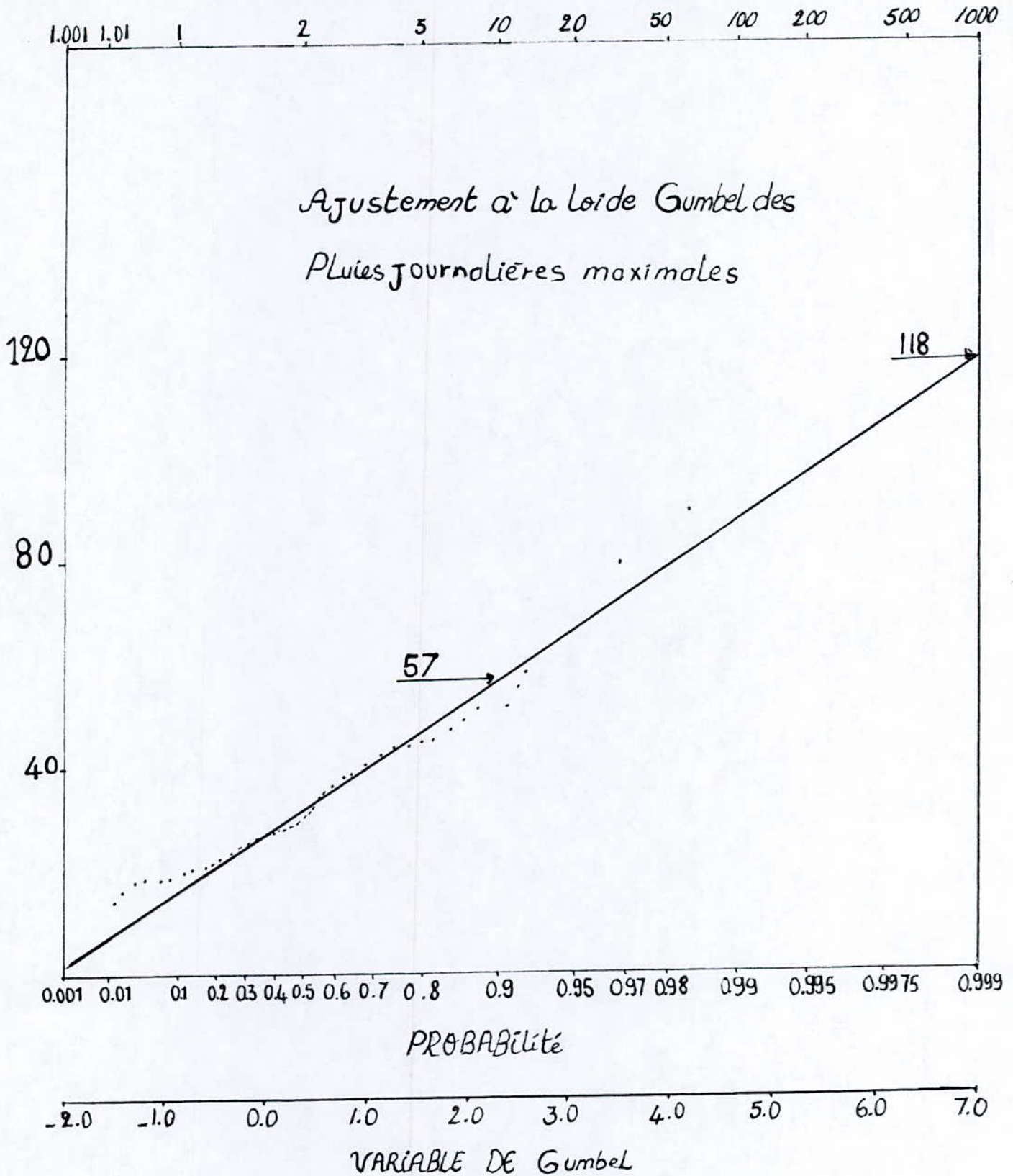


fig5

fig.6

I.N.R.H HYDROLOGIE		
	STATION: EL. ESNAAM	MOYENNE : 34.34 ECART TYPE : 14.94



ou : $P_f(t)$: est la pluie de durée t en heures , pour une fréquence f .

$P_f(24)$: est la pluie journalière pour la même fréquence .

C.2.4 Pluie de durée égale au temps de concentration

Le temps de concentration du bassin **d'EL - ESNAM** est calculé par la formule de **GIONDOTTI** qui s'exprime comme suit :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

$$T_c = 11,87 \approx 12h$$

$$T_c = 12h$$

Avec :

T_c : Temps de concentration en heure (h)

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

L : Longueur du cours d'eau principal (Km)

H_{min} : Altitude minimale du bassin (m)

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin (m)

Les crues exceptionnelles du bassin **d'EL-ESNAM** seront donc provoquées par des averses de durée égale à 12 heures

Les pluies de différentes fréquences de durée 12 h sont :

pluie décennale de durée 12 h est $P_{10}(12) = 51,3$ mm

pluie millénaire de durée 12 h est $P_{1000}(12) = 106,3$ mm

pluie cinq- millénaire de durée est $P_{5000}(12) = 124,96$ mm

pluie dix millénaire de durée est $P_{10,000}(12) = 133,05$ mm

C.3 : Hyétogrammes d'averses de projet et crues résultantes

C.3.1 : Détermination des pluies nettes :

Pour la calcul des pluies , on considère un difficit de 13,5 mm pour la première heure, puis 0,5 mm pour les heures qui suivent .

Les pluies nettes obtenues pour différentes fréquences sont présentées dans les tableaux N°1 et N° 2

C.2.3 : Estimation des crues de projet

A partir des pluies nettes obtenues, nous avons construit les Hyétogrammes de pluies correspondants.

Pour chaque Hyétogramme de pluie et en fonction des ordonnées de l'Hydrogramme unitaire (voir figure N° 5 et tableau N°3) nous avons calculé l'Hydrogramme de crues correspondant (tableau N°4)

La méthode est la suivante :

$$Q_i = E_1 \times q_i + E_2 \times q_{i-1} + E_3 \times q_{i-2} + \dots + E_i \times q_1$$

avec : Q_i = débit de crue de projet

q_i = débit de l'Hydrogramme unitaire à l'abscisse t

E_i = pluie nette à l'abscisse t .

Les débits de crues obtenus sont valables pour le bassin d'EL-ESNAM, ils sont transposés au bassin de KOUDIAT-AFFREN par un rapport de surface K .

$$K = \frac{\text{Surface du bassin versant de Koudiat - affren}}{\text{Surface du bassin versant d'El - Esnam}}$$

$$K = 0,85$$

Période de Retour (ANS)	10	1000	5000	10,000
Q_{\max} (m ³ /s).EL -ESNAM	835	2446	2990	3226
Q_{\max} (m ³ /s).KOUDIAT -AFFREN	711,83	2085,21	2549,00	2750,00

Les Hydrogrammes de crues sont présentés dans les figures N° 7, 8 , 9 et 10 .

	T = 10 ANS				T = 1000 ANS			
	P_B (mm)	D (mm)	$P_n = P_b - D$ (mm)	$P_n - P_{n-1}$ (mm)	P_B (mm)	D (mm)	$P_n = P_B - D$ (mm)	$P_n - P_{n-1}$ (mm)
01	19.0	13.5	05.5	5.5	39.3	13.5	25.8	25.8
02	25.1	14.0	11.1	5.6	51.9	14.0	37.9	12.2
03	29.5	14.5	15.0	3.9	61.0	14.5	46.5	8.6
04	33.1	15.0	18.1	3.1	68.5	15.0	53.5	6.9
05	36.2	15.5	20.7	2.6	74.9	15.5	59.4	5.9
06	38.9	16.0	22.9	2.2	80.5	16.0	64.5	5.1
07	41.4	16.5	24.9	2.0	85.7	16.5	69.2	4.7

08	43.7	17.0	26.7	1.8	90.4	17.0	73.4	4.2
09	45.8	17.5	28.3	1.6	94.7	17.5	77.2	3.8
10	47.7	18.0	29.7	1.4	98.8	18.0	80.2	3.6
11	49.6	18.0	31.1	1.4	102.6	18.5	84.2	3.3
12	51.3	19.0	32.3	1.2	106.3	19.0	87.3	3.1

Tableau N°1

	T = 5000 ANS				T = 10000 ANS			
	P_B (mm)	D (mm)	$P_n = P_b - D$ (mm)	$P_n - P_{n-1}$ (mm)	P_B (mm)	D (mm)	$P_n = P_B - D$ (mm)	$P_n - P_{n-1}$ (mm)
01	46,2	13.5	32,75	32,73	49,24	13.5	35,74	35,74
02	61,0	14.0	47,03	14,27	64,98	14.0	50,98	15,24
03	71,7	14.5	57,27	10,24	76,42	14.5	61,92	10,94
04	80,5	15.0	65,53	8,26	85,74	15.0	70,74	8,82
05	88,0	15.5	72,54	7,00	93,74	15.5	78,24	7,5
06	94,6	16.0	78,70	6,17	100,83	16.0	84,83	6,59
07	100,7	16.5	84,23	5,53	107,24	16.5	90,74	5,91
08	106,2	17.0	89,25	5,02	113,13	17.0	96,13	5,36
09	111,3	17.5	93,88	4,63	118,59	17.5	101,09	4,96
10	116,1	18.0	98,17	4,29	123,69	18.0	105,69	4,60
11	120,6	18.5	102,19	4,02	128,50	18.5	110,00	4,31
12	124,9	19,0	105,96	3,77	133,05	19.0	114,05	4,05

Tableau N°2

Temps (h)	H. U Synder	T = 10 (ans)	T = 1000 (ans)	T= 5000 (ans)	T=10.000 (ans)	I sochrones
01	00.2	1.2	03.1	03.8	04.0	02.30
02	02.0	1.4	03.6	04.3	04.4	04.69
03	08.8	1.6	03.8	04.6	05.2	04.68
04	20.6	1.8	04.2	05.0	05.4	02.25
05	54.5	2.0	04.7	05.5	05.9	04.67
06	43.6	2.2	05.1	06.1	06.6	09.74
07	31.4	2.6	05.9	07.0	07.5	11.32
08	20.0	5.6	25.8	32.7	35.7	12.84
09	12.8	5.5	12.1	14.3	15.1	25.34
10	07.6	3.9	08.6	10.2	11.1	21.10
11	05.8	3.1	07.0	08.3	08.8	01.11
12	04.0	1.4	03.4	04.0	04.3	—

Tableau N°3

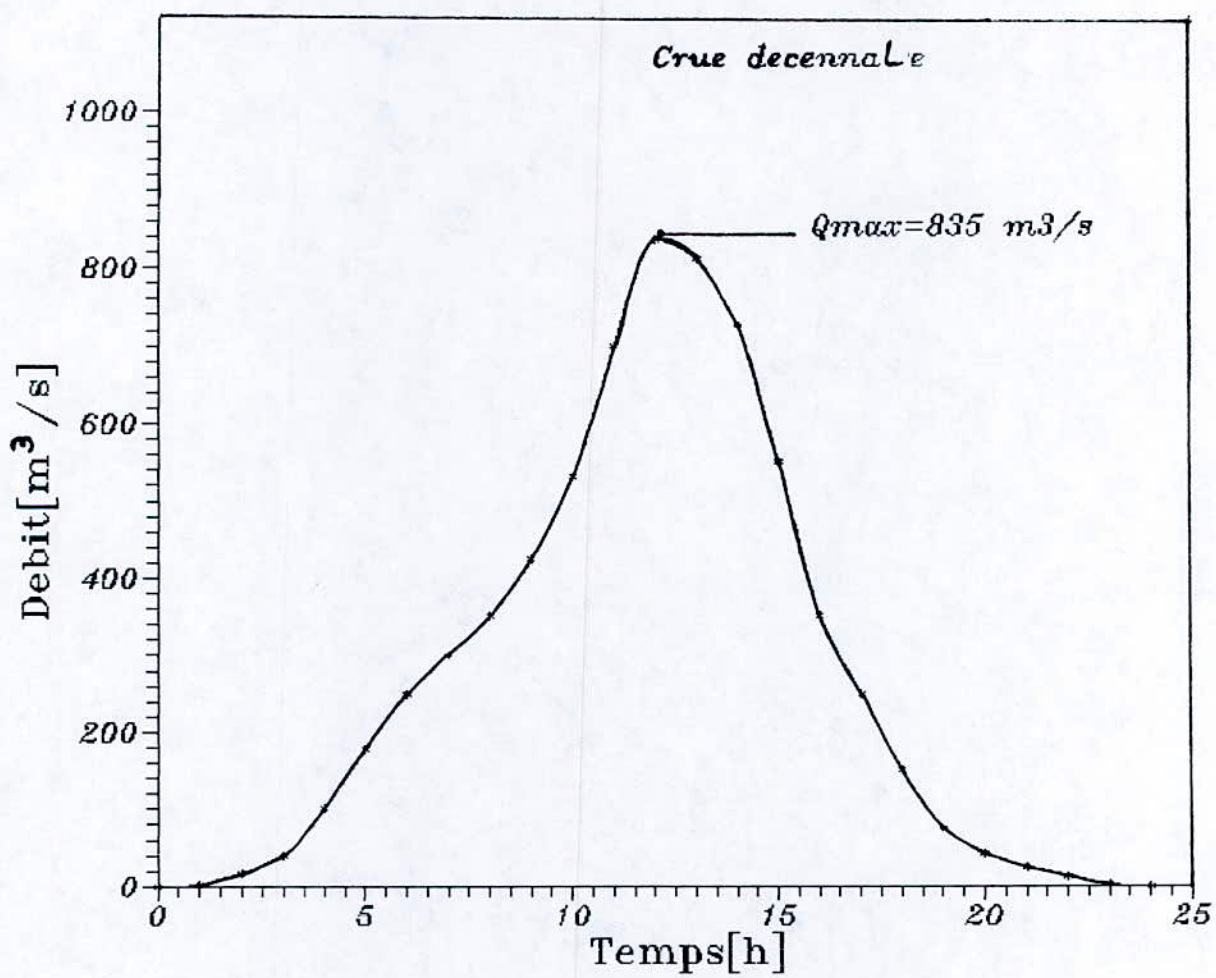
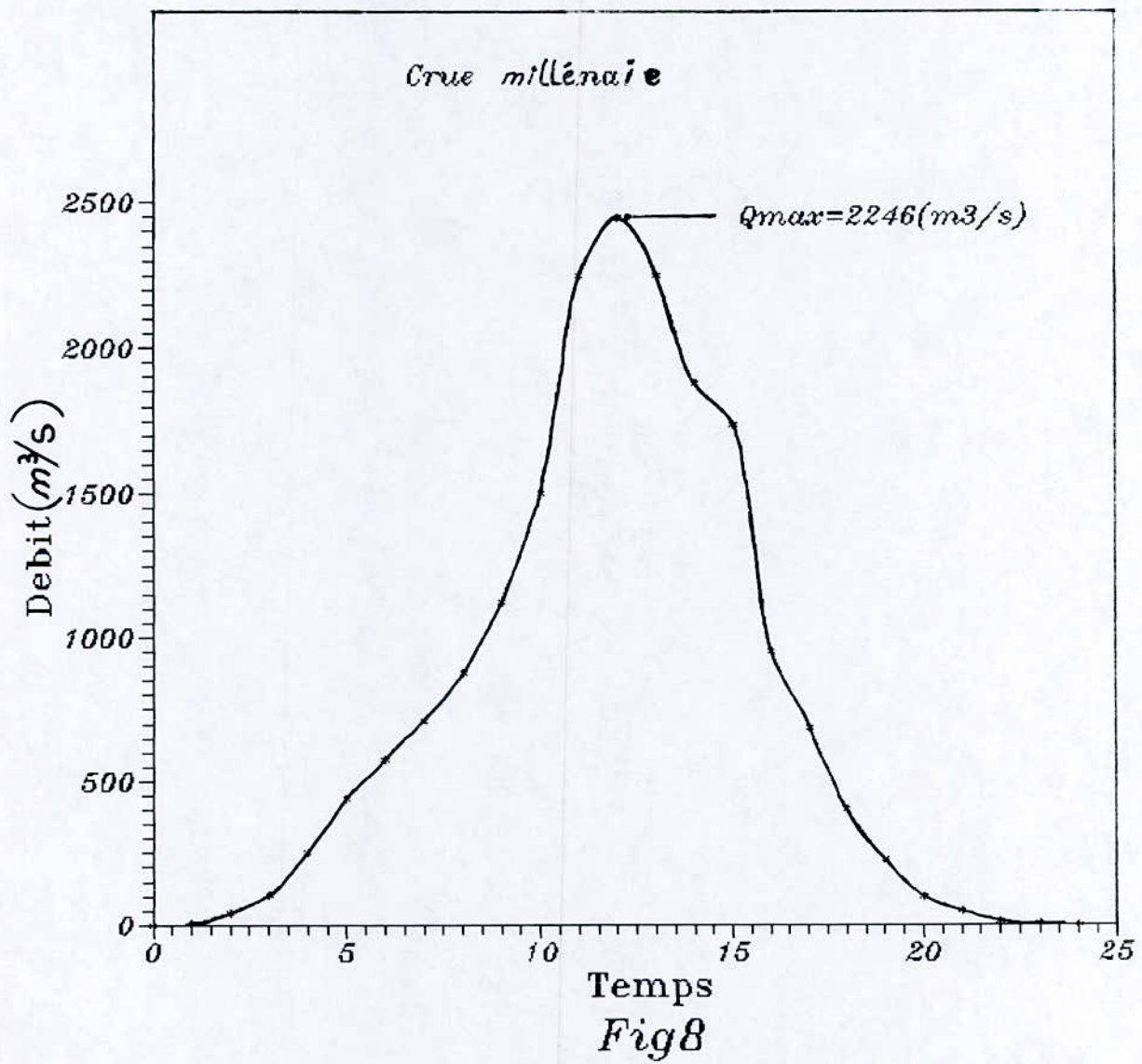


Fig7



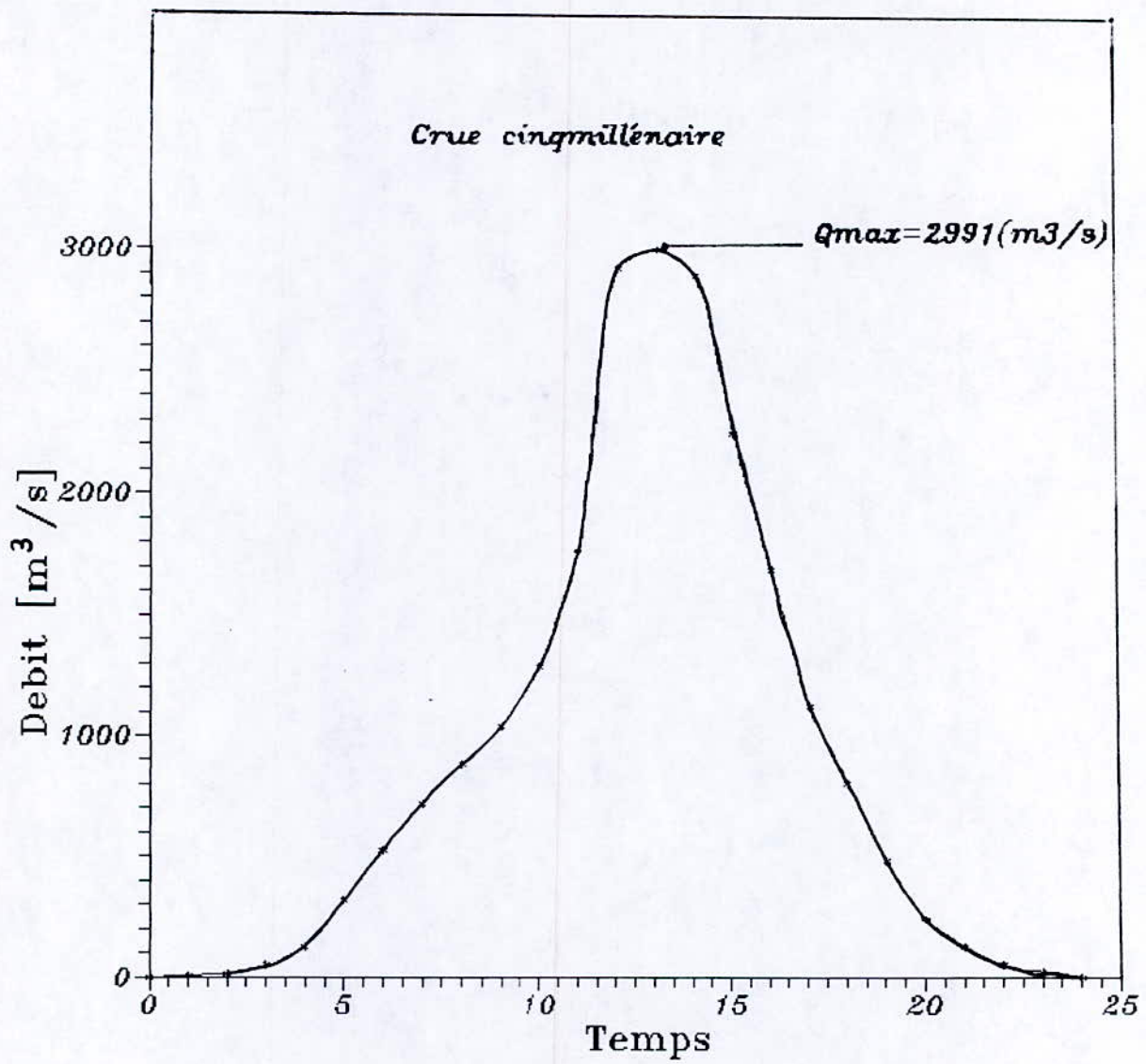


Fig9

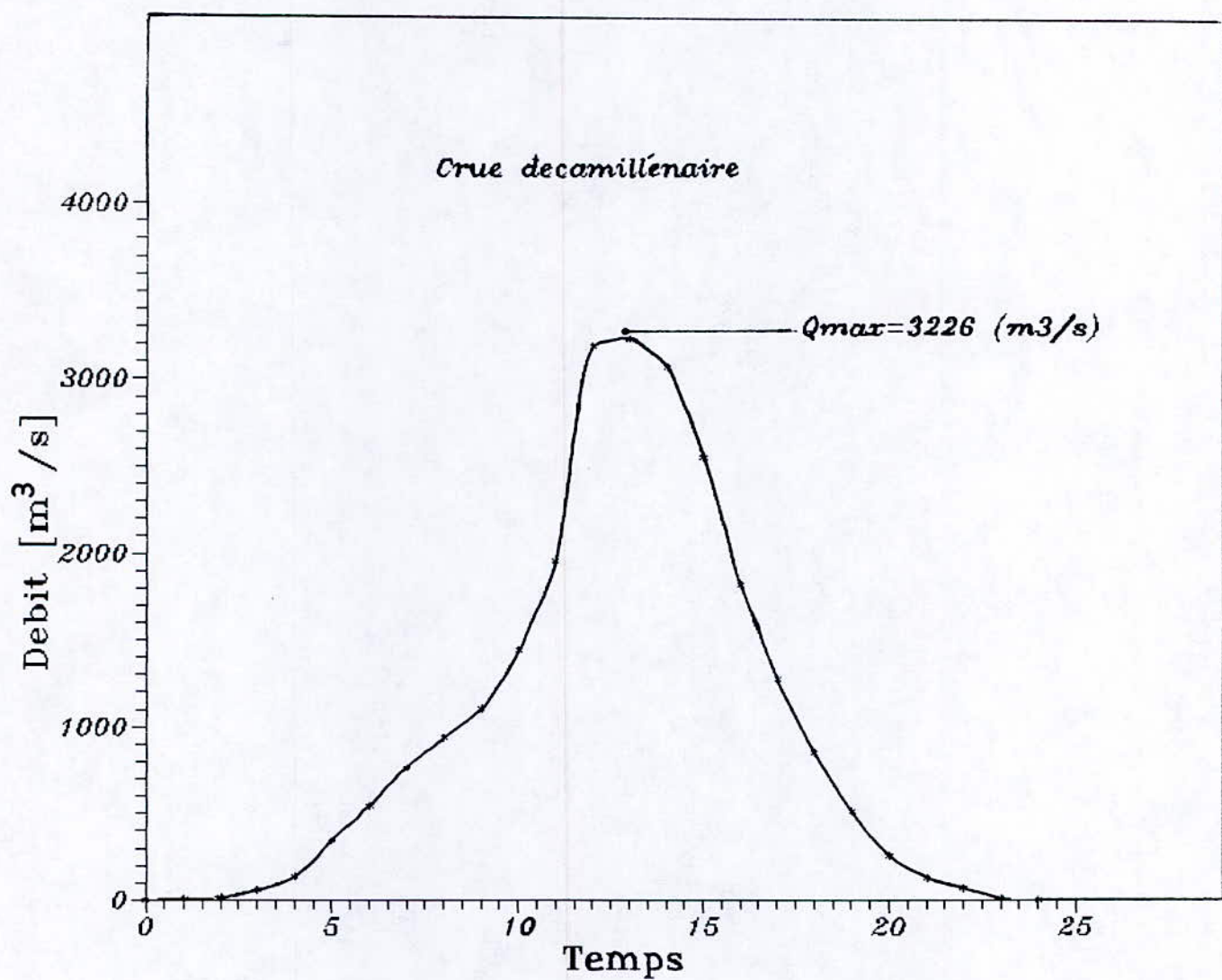


Fig10

Periode de Retour (ans) / Temps	10	1000	5000	10.000
00	00	00	00	00
01	2.5	6.25	8	8.5
02	17.5	43.75	16	34
03	40	100	48	59.5
04	100	250	128	453
05	180	437.5	296	340
06	237.5	575	544	544
07	300	712.5	720	765
08	352.5	875	864	935
09	680	1125	1040	1122
10	532.5	1462.5	1280	1445
11	700	2231.25	1760	1938
12	835	2446	2928	3176
13	812.5	2312.5	2990	3226
14	725	1900	2800	3026
15	550	1437.5	2280	2584
16	367.5	937.5	1680	1819
17	240	662.5	1120	1241
18	150	400	800	850
19	80	218.75	480	527
20	45	93.75	240	255
21	22.5	43.75	120	127.5
22	10	12.5	56	68

23	2.5	6.25	24	8.5
24	00	00	00	00

Tableau : N° 4

III.4.2.Méthode des isochrones

A : Principe de la méthode

On applique cette méthode pour le bassin versant de **KOUDIAT-AFFREN** de superficie 682 Km² (voir figure N° 11)

• Détermination de l'opérateur de transformation :

Cette méthode est basée sur une interprétation du ruissellement et elle se trouve à l'origine des développements théoriques de beaucoup de méthodes déterministes du type :

$$Q(r) = K. P.q (r)$$

ou : P : pluie nette engendrant le ruissellement (mm)

q (r) : Operateur de transformation « pluie - débit »

K : Coefficient sans dimension, il est égale à $10^3 \cdot S/T$ ou S est la surface en (Km²) et T le temps exprimé en secondes .

L'Hydrogramme de la crue est donné par l'intégrale de convolution :

$$Q(t) = \int_0^t P(t) \cdot \frac{da}{dr} \cdot dt$$

ou : P (t) : Pluie nette (mm)

$\frac{da}{dr}$: est la distribution des aires unitaires de ruissellement jouant le rôle d'opérateur de

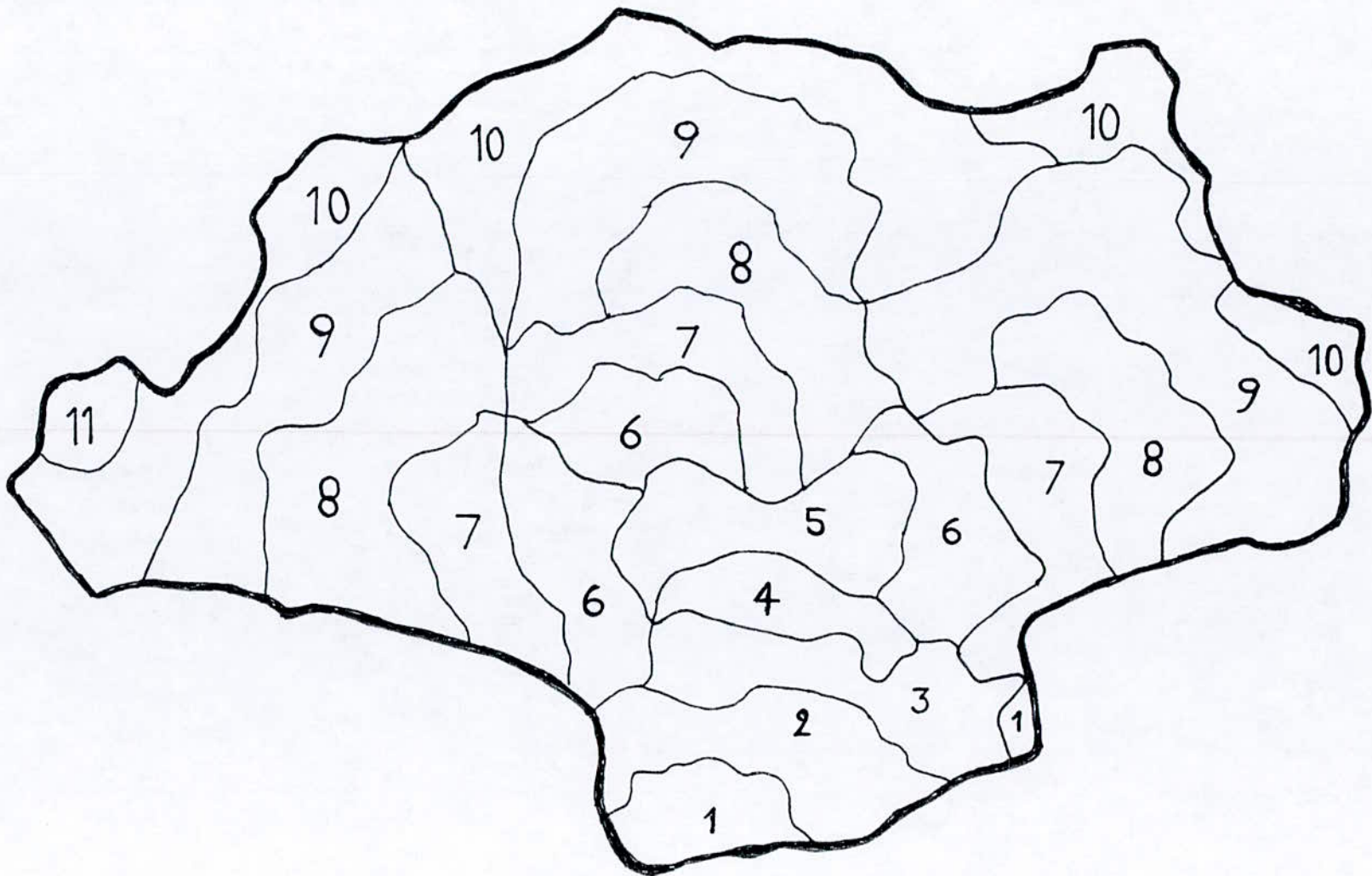
transformation . On donne sa présentation graphique dans la figure N° 12.

B : Temps de concentration :

Le temps de concentration du bassin versant de **KOUDIAT-AFFREN** déterminé par la formule de **GIONDOTTI** est de 11 heures .

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} = 10,88h \approx 11h$$

$$t_c = 11h$$

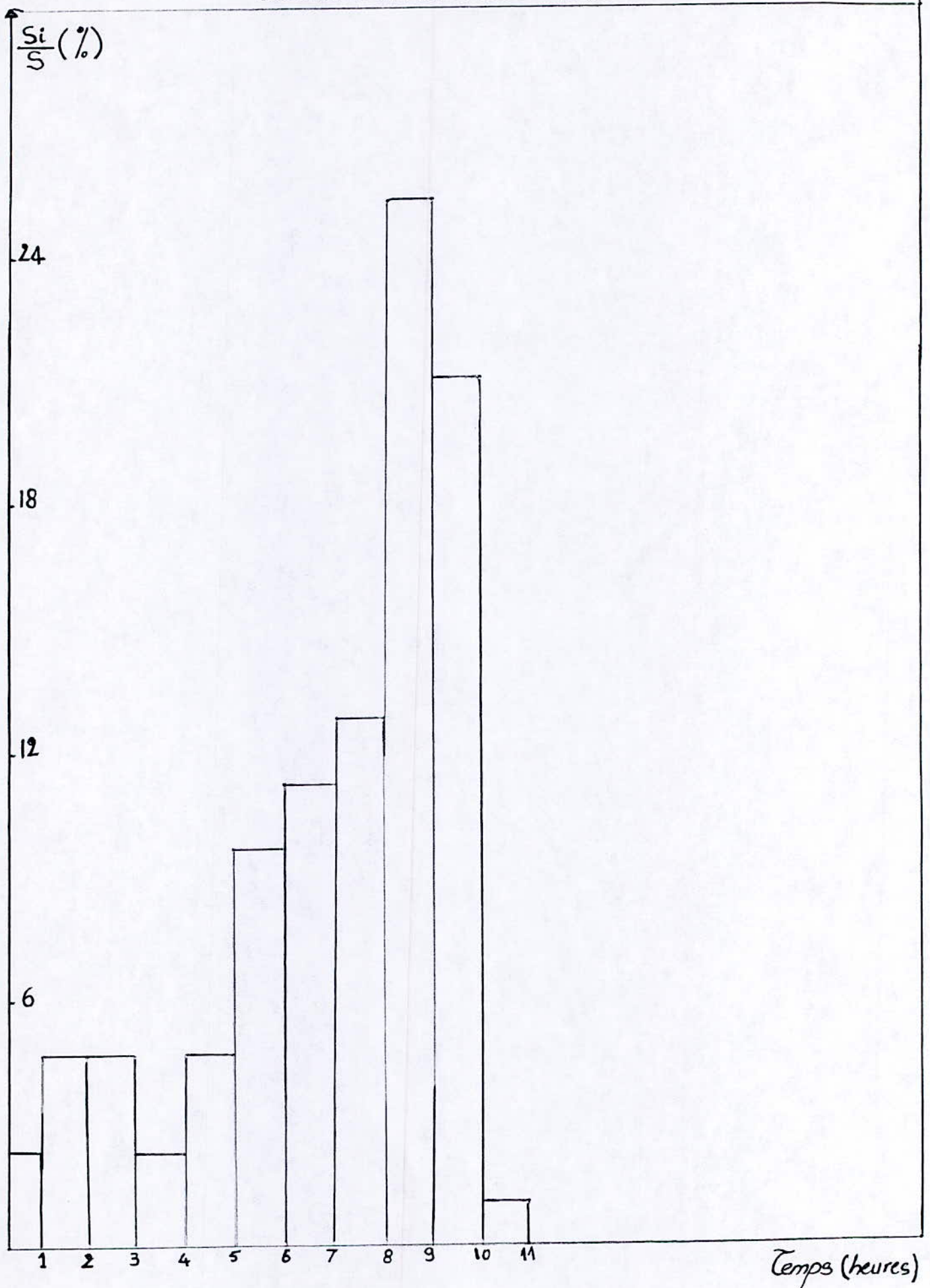


BASSIN VERSANT DE KOUDIAT AFFREN
(méthode des isochrones)

Fig:11

FIG. 2

DIAGRAMME : DISTRIBUTION DES SELS UNÉTAIRES



C : Estimation des Crues :

L'Hydrogramme de la crue est étroitement lié à la surface, à la forme du bassin versant et à son réseau Hydrographique, ce que nous avons traduit par le diagramme des distributions des aires unitaires (voir figure N° 12), il est lié à la forme des Hyétogrammes l'engendrant c'est à dire à sa répartition dans le temps .

Les Hyétogrammes de pluies obtenus pour le bassin d'**EL-ESNAM** ont été reconduits pour le calcul des crues de projet pour le bassin de **KOUDIAT-AFFREN**, compte tenu de fait que les deux bassins sont soumis aux même conditions • nous avons obtenus les débits de pointes pour différentes fréquences au site de **KOUDIAT-AFFREN** .

T : période de retour (ans)	10	1000	5000	10.000
Débit max (m ³ / s)	680	2123	2620	2829

Les Hydrogrammes de crues sont présentés dans les figures N° 13, 14, 15 et 16 .

* : Le produit de convolution s'opere entre les ordonnées du diagramme des distributions des aires unitaires et des Hyétogrammes de pluies .

III.4.3. Formules empiriques :

Pour corroborer les résultats obtenus par la méthode de **SYNDER** et la méthode des isochrones, on a jugé utile d'employer quelques formules empiriques .

A : Formules de **MALLET-GAUTTIER**

C'est une formule très utilisée au niveau de l'ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydriques).

$$Q = 2. K. \log(1 + a. P_0) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{1 + 4. \log T - \log S}$$

a et k sont des coefficients pris en Algerie respectivement 30 et 2,6 .

P₀ : pluie moyenne annuelle en (m). P₀ = 0,613 m

S : Superficie du bassin versant (Km²) S = 682 Km²

L : Longueur du cours d'eau principal (Km) L = 42 Km

T : Période de retour (ans)

log : Logarithme décimal

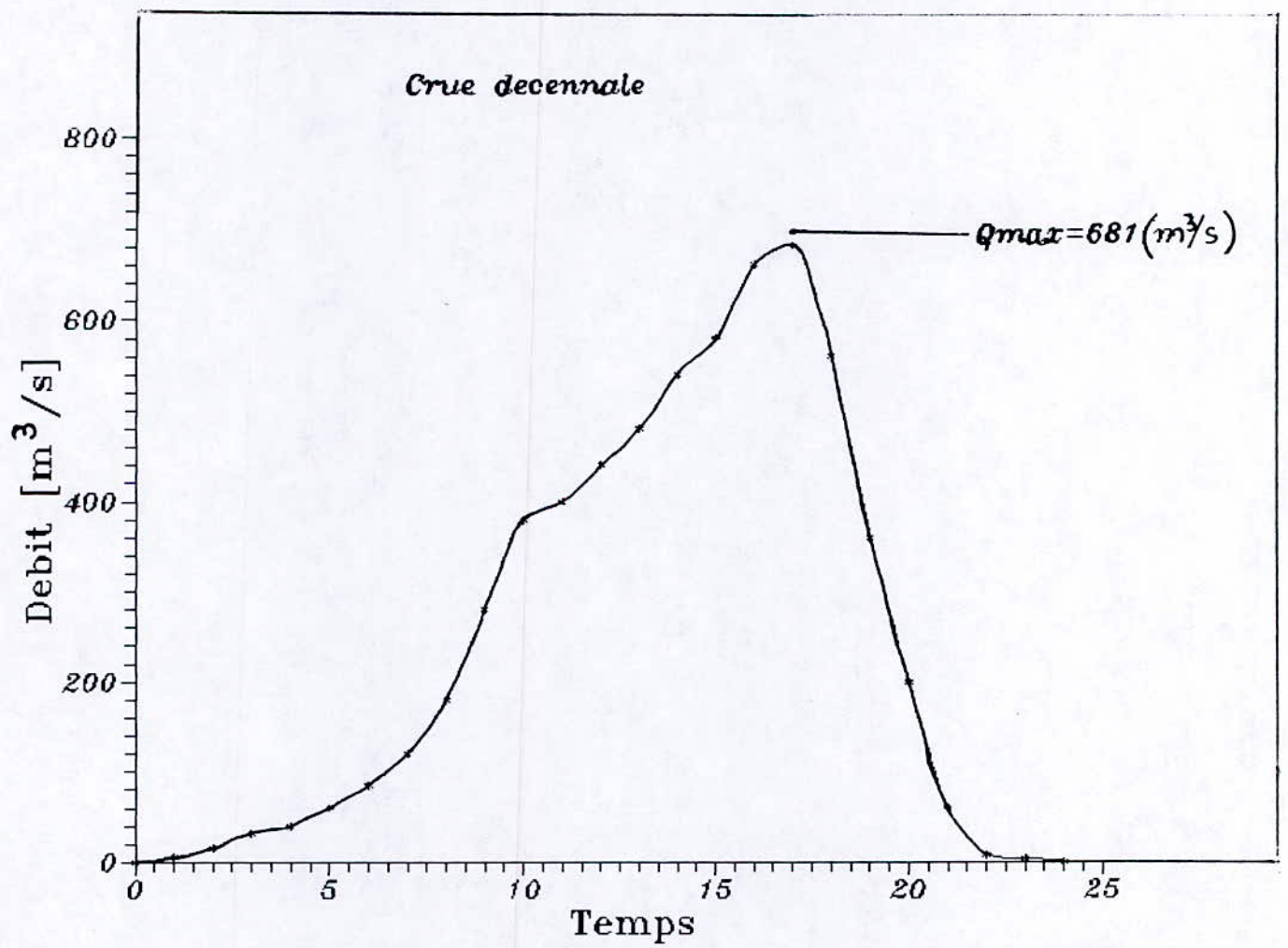


Fig13

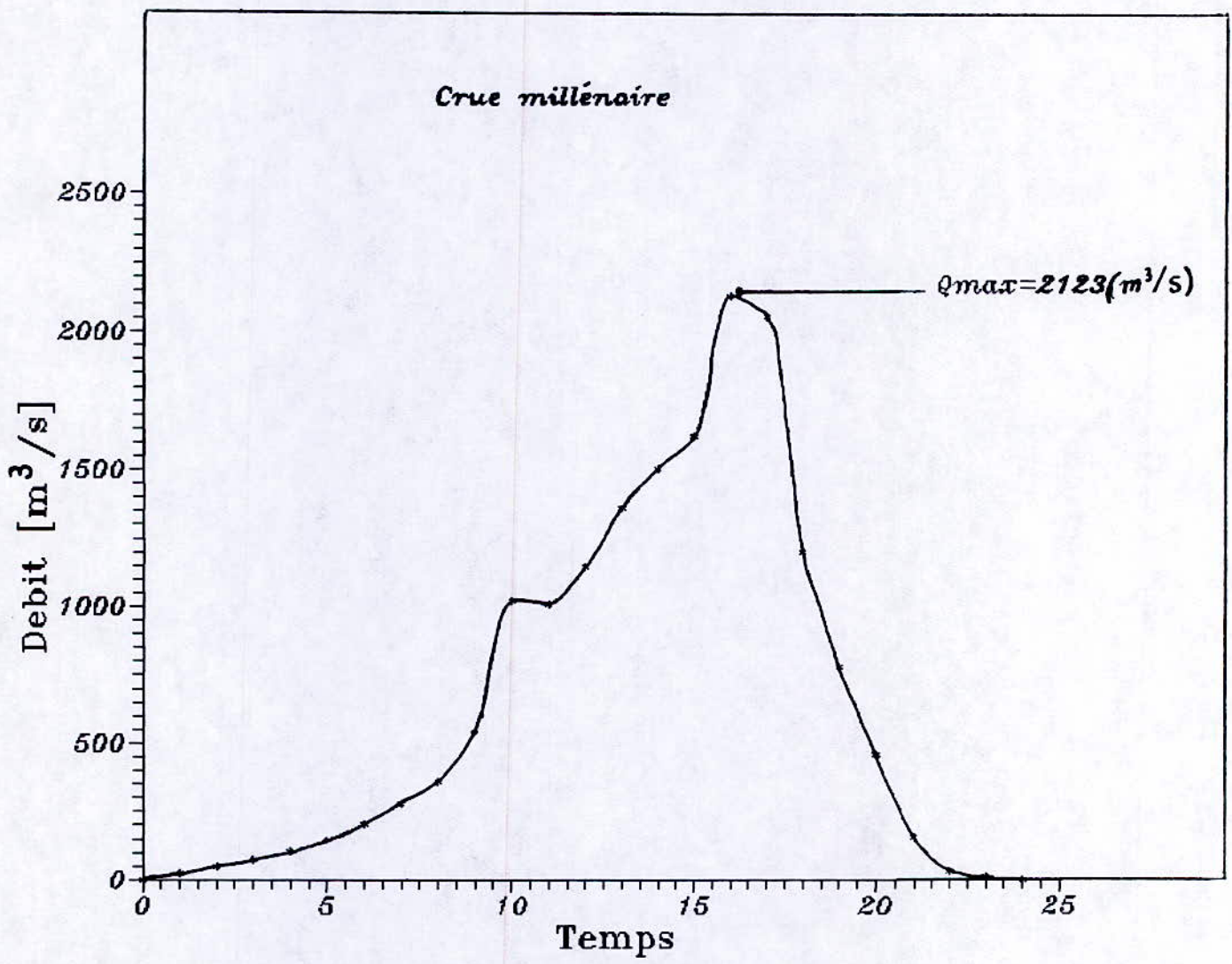


Fig14

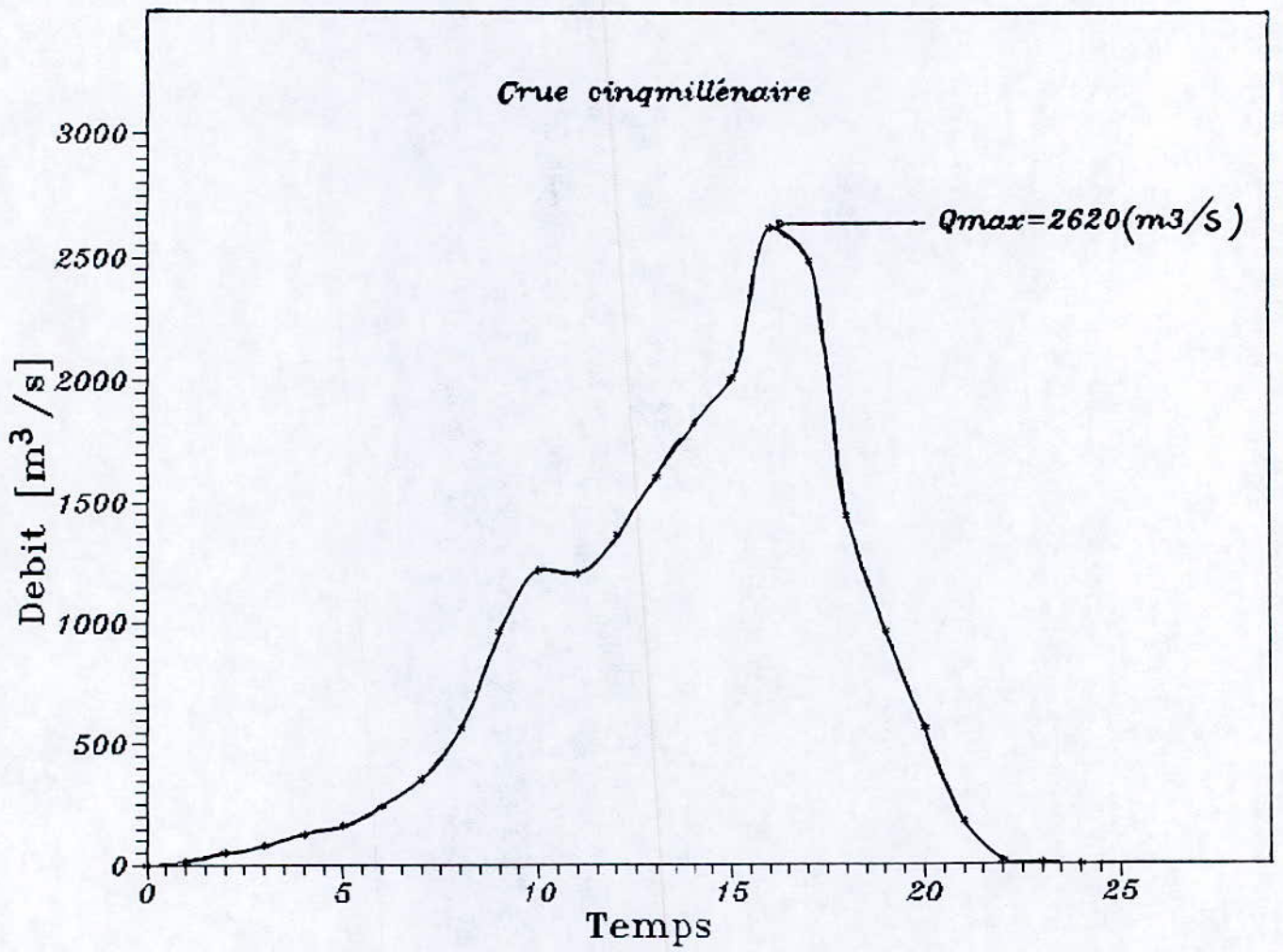


Fig15

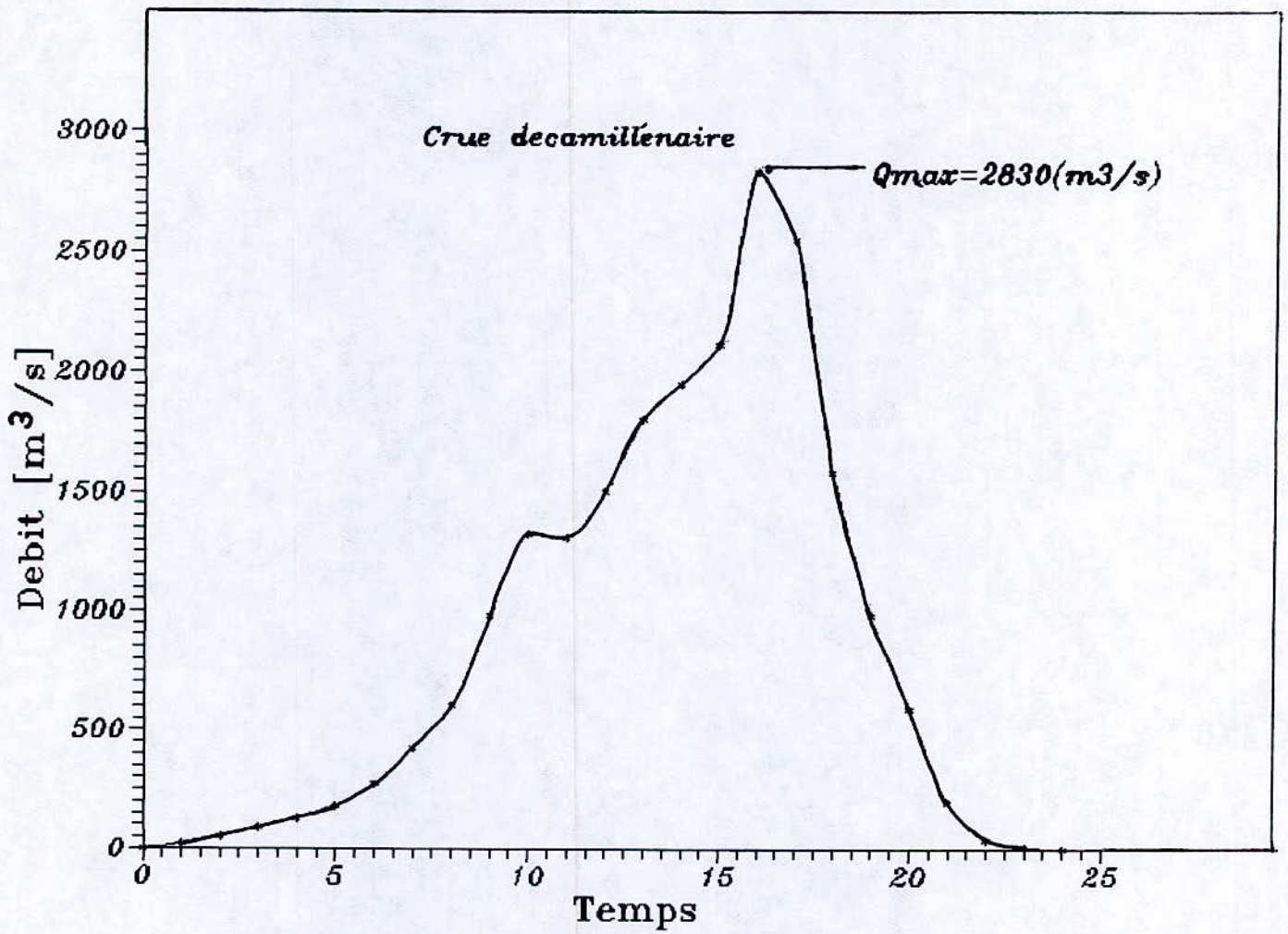


Fig16

T : Période de Retour (ans)	10	1000	5000	10.000
Débit max (m ³ / s)	1037,02	2146,55	2536,73	2651,94

N.B : Cette formule ne s'applique en principe que pour la crue centennale .

B : Formule de GIANDOTTI

$$Q_{max} = \frac{277.C.R.h.S}{K.T_c}$$

ou : T_c : temps de concentration (h)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

h : Hauteur de pluie pendant T_c (m)

C, R et K : sont des coefficients dépendant de la surface du bassin versant, ils sont respectivement égaux à 0,4 , 8 et 4,5 pour le bassin versant de **KOUDIAT-AFFREN**.

T : Période de retour (an)	10	1000	5000	10.000
Débit max (m ³ / s)	626,51	1298,20	1526,08	1624,89

C : Méthode des courbes enveloppes - Courbes de CHAUMONT

Elaborés à partir des données observées en Algérie et en Tunisie, ces abaques donnent une limite supérieure des débits en fonction de leurs fréquences et de la superficie du bassin versant .

Pour une superficie de 682 Km², les courbes de **CHAUMONT** donnent pour des périodes de retour entre 10 et 10 00 ans :

$$Q_{10} = 930 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_{1000} = 2800 \text{ m}^3 / \text{s}$$

D: Formule de BELBACHIR - LAFITE

BELBACHIR - LAFITE donnent une relation entre la superficie du bassin versant et la crue de projet pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues .

$$Q_{max} = S.10^{0,67-S.10^{-4}}$$

$$Q_{max} = 2726,36 \text{ m}^3 / \text{s}$$

III.4.4. Conclusion :

Le tableau ci-dessous récapitule les différents résultats des différentes méthodes utilisées :

Méthode	T = 10 ans	T=1000 ansd	T = 5000 ans	T = 10.000ans
Hydrogramme unitaire de SYNDER	710	2080	2550	2750
Isochrones	680	2123	2620	2830
MALLET - GAUTTIER	1037,02	2146,55	2536,73	2651,94
GIANDOTTI	626,51	1298,20	1526,08	1624,89
Méthodes des courbes enveloppes - courbes de chaumont	930	2800	-	-
BELBACHIR - LAFFITE	2726,36			

A l'exception de la formule de **GIANDOTTI**, toutes les autres méthodes montrent une concordance dans les résultats obtenus.

* Pour la suite de l'étude nous adoptons les résultats de la méthode des isochrones.

IV. 5. CRUE DE PROJET

Pour différents barrages étudiés et réalisés en Algérie au cours des dernières années, il est 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 de la digue. Cette revanche est généralement prise égale 50cm .

- Il convient de s'assurer que si la revanche ultime est utilisée, le plan d'eau montant au delà des P.H.E pour atteindre le couronnement de la digue, la crue dix millénaire peut être évacuée avec quelques dégats, mais sans que soit mise en cause la sécurité du barrage.

$$\text{Crue cinq millénaire} = 2620 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Crue dix millénaire} = 2830 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.6. Laminage des Crues :

L'étape de dimensionnement de l'évacuateur de crue est très délicate, car vouloir évacuer le débit de pointe maximal pouvant survenir au niveau de la retenue, conduirait à surdimensionner l'évacuateur de crue.

On pourra donc se contenter d'évacuer un débit bien inférieur à celui de la pointe de crue sans craindre une submersion de digue; ceci par le laminage .

III.6.1 Etude du Laminage :

L'étude du laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue.

Le principe du laminage est que les crues sont laminées de façon appréciables par « stockage » dans la tranche disponible entre la cote du deversoir et celle des P.H.E.

Remarque :

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

III 6.2 Equation du Laminage : (voir figure N° 17)

L'équation du laminage reflète le principe de conservation de la masse.

$$Q_c(t).dt = Q_e(t).dt + A(Z).dZ...*$$

(1) (2) (3)

(1) : volume élémentaire entrant à la retenue

(2) : volume stocké

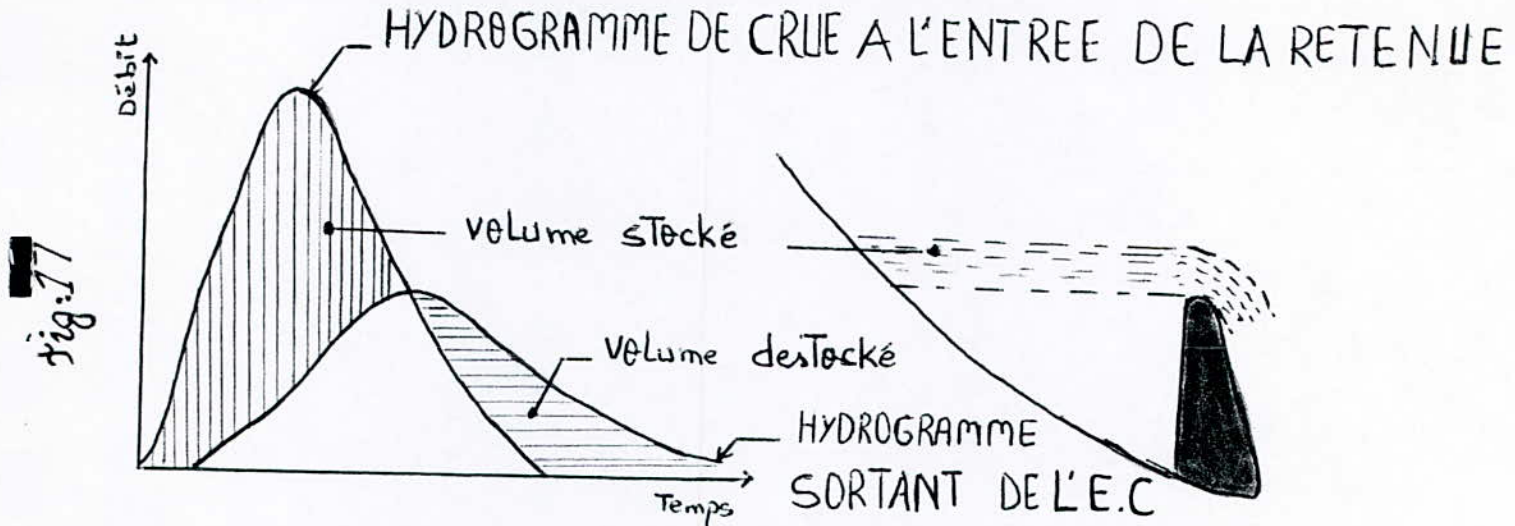
(3) : volume déstocké

$Q_c(t)$: débit entrant en fonction du temps

$Q_e(t)$: débit sortant

$A(Z)$: surface de la retenue en fonction de la hauteur déversante .

Cette équation est non intégrable vue la difficulté d'exprimer $Q_c(t)$, $Q_e(t)$ et $A(Z)$, il faut donc faire appel à des procédés graphiques, analytiques et numériques.



N.B : Les deux hydrogrammes représentent le mécanisme de laminage pendant la durée de la crue, car après celle-ci tout le volume stocké sera évacué.

III 6.3 Méthode de calcul du laminage :

A: Methode de BLACKMORE (voir figure N°18)

A .1 Principe de la méthode :

Pendant un intervalle de temps Δt la variation du volume d'eau stockée Δv se traduit par l'expression :

$$\Delta v = \Delta t.(Q_c - Q_e)$$

On établit un graphique composé ou figurent :

-A gauche la représentation du volume emmagasiné en fonction de la hauteur h du plan d'eau au dessus du deversoir (courbe 1) .

- A droite, la courbe du débit de l'évacuateur en fonction du volume emmagasiné c'est à dire indirectement en fonction de h (courbe 2) .

- A droite également et à partir d'une 2ème échelle des ordonnées graduées en Δt , l'hydrogramme de crue Q_c en fonction du temps (courbe 3) .

En construisant à partir du point 1 d'abscisse Q_c une demi-droite de pente $\Delta t/2$ jusqu'au point d'abscisse Q_e moyen, puis de ce point une autre demi-droite de pente $-\Delta t/2$ celle-ci recoupe les Q_c en $Q_c(i+1)$ tel que :

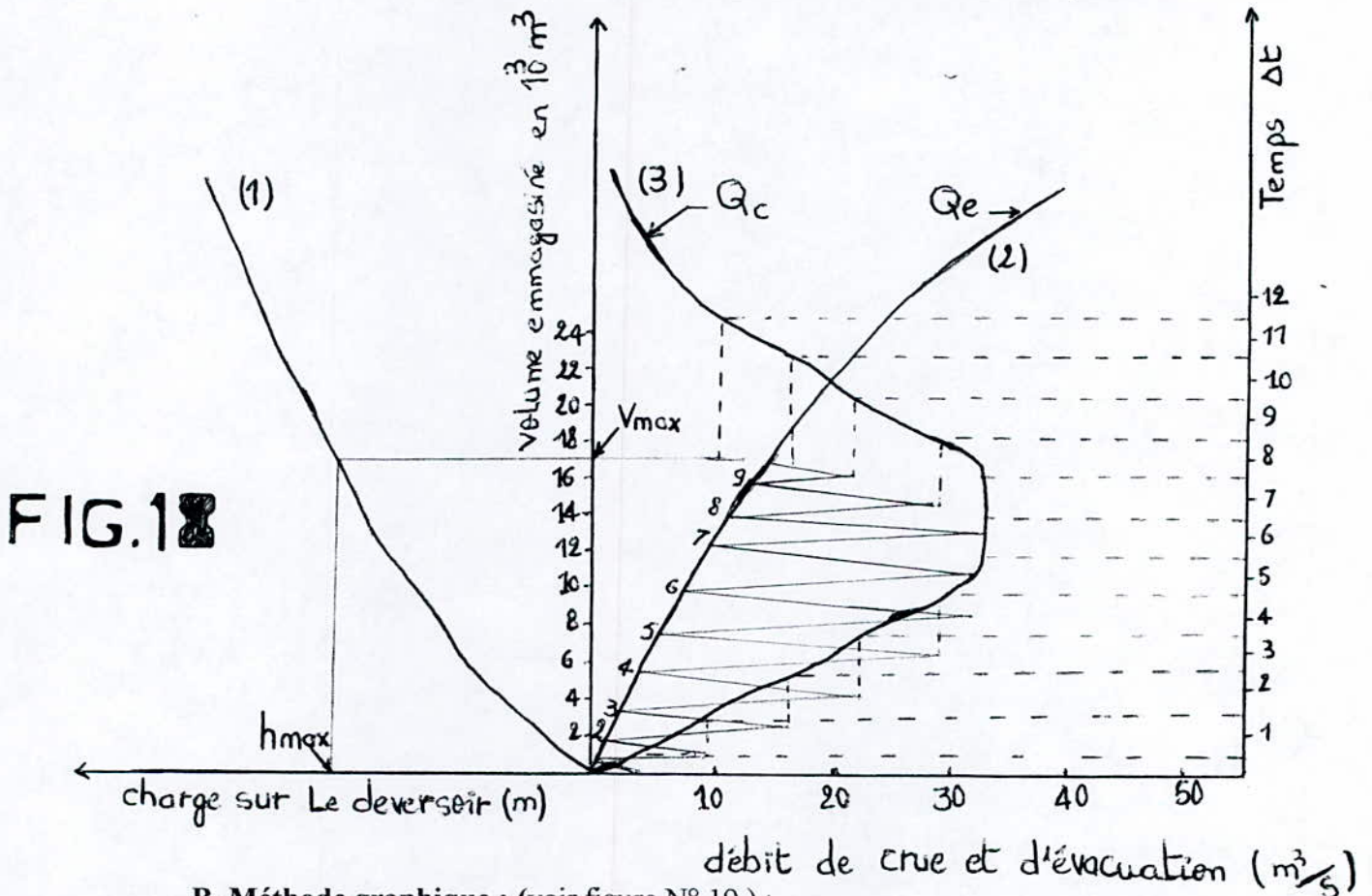
$$V_{(i+1)} = V_{(i)} + \Delta t \cdot (Q_{cm} - Q_{em})$$

$$Q_{cm} = \frac{Q_{(i+1)} + Q_{(i)}}{2}$$

$$Q_{em} = \frac{Q_{e,(i+1)} + Q_{e,(i)}}{2}$$

En poursuivant la construction on passe par un maximum dont l'ordonnée correspond au volume maximal stocké dans retenue pendant la crue, on lit sur la courbe (1) la hauteur maximale du plan d'eau correspondant .

Epure de BLACKMORE



B. Méthode graphique : (voir figure N° 19) :

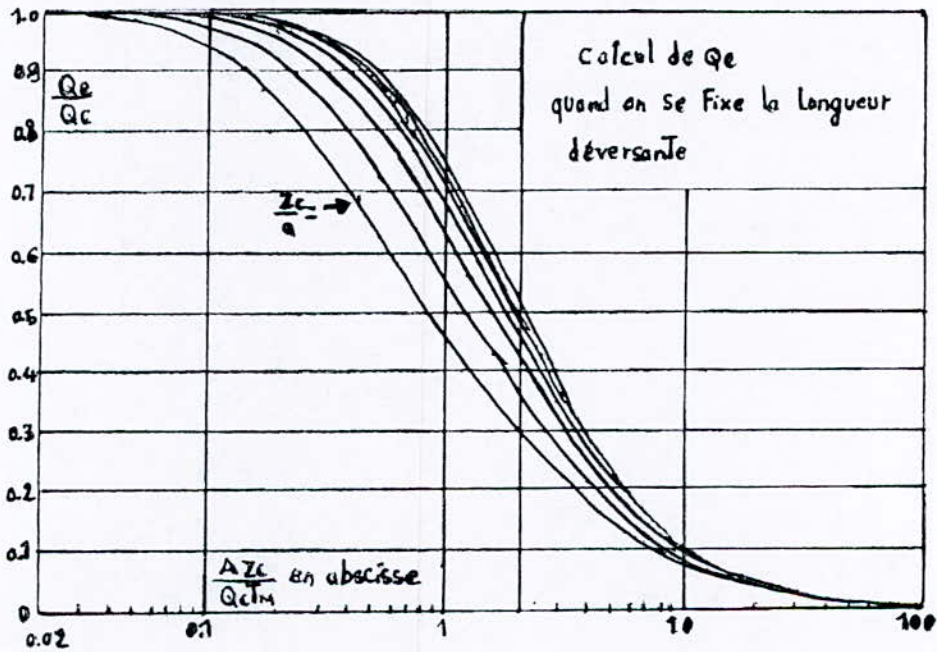
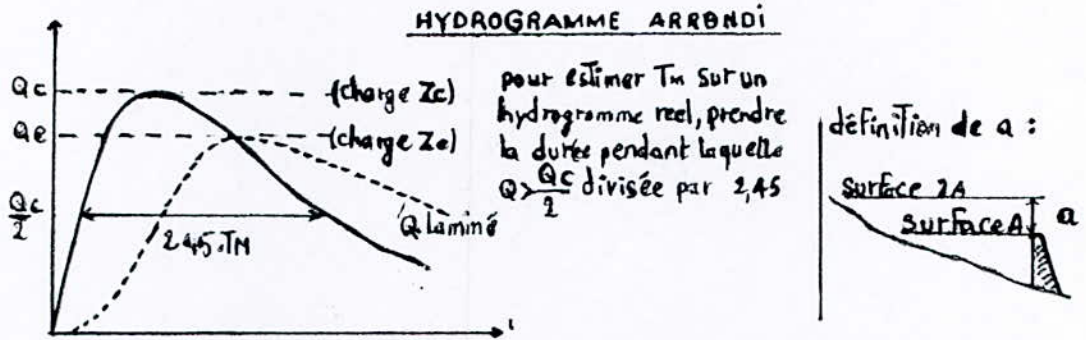
Des graphiques ont été établis après résolution de l'équation différentielle du laminage, la résolution de cette équation a été faite dans les conditions suivantes :

- 1) Un seul niveau de déversement avec une loi globale $Q = K \cdot Z^{3/2}$ (Z étant la charge au dessus des radiers des déversoirs).
- 2) Condition initiale $t = 0$, $Q = 0$, plan d'eau au niveau du radier du déversoir.
- 3) La surface du plan d'eau augmentant linéairement avec Z .

Nous avons adopté les notations suivantes :

- Q_c : débit de pointe de l'hydrogramme naturel (amont)

Fig: 19



- Q_e : débit de pointe de l'hydrogramme en aval du barrage .
- T_m : temps de montée de l'hydrogramme naturel
- A : aire du plan d'eau à la côte $Z = 0$ (radier du déversoir)
- a : côte pour laquelle la surface est égale à $2A$
- Z_c : charge (fictive) qui correspond au passage de Q_c sur le déversoir
- Z_c charge qui correspond au passage de Q_c sur le déversoir .

Les graphiques correspondant donnent le rapport Q_c/Q_e en fonction d'un coefficient qui est:

$(A.Z_c) / (Q_c.T_m)$: si on se fixe à priori la longueur de déversement .

$(A.Z_c) / (Q_c.T_m)$: si on se fixe à priori la hauteur de déversement . (voir tableau n° 05)

III. 6.4 : Interpretation des Résultats :

Pour des longueurs de deversoir variant de 100 à 190 m , on a calculé les hauteurs des nappes déversantes correspondantes par les deux méthodes (voir tableau n° 06)

On remarque que les débits laminés ne sont pas loins des débits entrant dans la retenue (Q_c / Q_e varie entre 80 et 88 %) et ceci est du à notre avis à l'importance du temps de montée des crues (environ 16 heures) .

Longueur déversante L (m)	Crue Cinq-millénaire				Crue dix-millénaire			
	Débit de pointe Q_c (m ³ /s)	Z_c (m)	$\frac{A.Z_c}{Q_c.T_m}$	$\frac{Q_c}{Q_e}$	Débit de pointe Q_c (m ³ /s)	Z_c (m)	$\frac{A.Z_c}{Q_c.T_m}$	$\frac{Q_c}{Q_e}$
100	2620	5,32	0,15	0,87	2830	5,61	0,15	0,85
140	2620	4,25	0,12	0,88	2830	4,49	0,12	0,80
160	2620	3,89	0,11	0,80	2830	4,10	0,11	0,84
190	2620	3,47	0,10	0,93	2830	3,66	0,10	0,89
40 Π	2620	4,57	0,13	0,81	2830	4,82	0,13	0,90

Tableau N°5

Avec :

$$A=4,5.10^6 \text{ m}^2$$

$$T_m = 16 \text{ heures} = 57600 \text{ secondes.}$$

Crue	Longueur du déversoir (m)	Hauteur de la lame déversante (m)	Débit laminé méthode (1) (m ³ /s)	Débit laminé méthode (2) (m ³ /s)
Q ₅₀₀₀	100	4,8	2280	2280
Q ₁₀₀₀₀	100	5	2500	2400
Q ₅₀₀₀	140	3,85	2240	2300
Q ₁₀₀₀₀	140	3,90	2360	2264
Q ₅₀₀₀	160	3,35	2080	2091
Q ₁₀₀₀₀	190	3,25	2400	2430
Q ₅₀₀₀	40 Π	4	2160	2120
Q ₁₀₀₀₀	40 Π	4,5	2500	2550

Tableau N°6

Etude des variantes

IV.1. Introduction

Il existe en principe deux (02) possibilités pour l'évacuateur de crues .

-Evacuateur en surface au moyen d'un ouvrage d'entrée, coursier et dissipateur d'énergie (bassin d'amortissement , saut de ski)

- Evacuation par évacuateur en puits, galerie en écoulement libre et dissipation d'énergie (bassin d'amortissement).

Etant donné que la nature du sol n'est que très passable et que la galerie nécessaire à l'évacuation d'une crue cinq-millénaire devra avoir un diamètre d'environ 10 m d'une part, tandis que, d'autre part à l'aménagement d'un évacuateur en surface ne s'oppose aucune difficulté apparente, l'étude des variantes potentielles devra se limiter à cette dernière solution.

IV 2. Variante 1 : Evacuateur de crue de surface :

IV 2.1 Emplacement :

Trois emplacements appropriés s'offrent à l'installation de l'évacuateur de crue, à savoir :

- En amont de l'appui droit (**Koudiat - Bougrara**)

- En amont de l'appui gauche (**Koudiat - affren**)

- Au point de col entre l'oued **Hamam** et l'oued **Ben Idder** à l'extrémité N.W de la colline de **Koudiat -affren** .

A: Appui droit :

L'appui droit présente des affleurements de marnes / schistes qui plongent avec une inclinaison de 30 à 40° vers l'ouest c'est à dire vers la vallée en direction du barrage. L'évacuateur de crue suivrait en gros un tracé parallèle au sens de la direction de la stratification et couperait les couches du talus jusqu'à environ 50m.

En raison des conditions de pendage des couches défavorables en direction de l'évacuateur de crues et en raison des diaclases existantes, il faudrait ici prévoir des mesures de sécurité considérables pour les talus avec des ancrs de roches etc .

B: Appui gauche

Au niveau de l'appui gauche, on observe des affleurement de conglomérats friables de l'aquitainien etc, qui plongent vers le N.W avec une inclinaison d'environ 20 à 30° . Si un aménagement de l'évacuateur de crues à cet emplacement avait lieu, un talus ne s'élèvera que jusqu'à 35m environ tandis que les couches plongent favorablement vers le massif rocheux. Au total il semble bien que l'aménagement de l'évacuateur de crues sur l'appui gauche serait plus

judicieux que sur l'appui droit en raison des critères topographiques géologiques et géotechniques.

C: Au point de col entre l'oued Hammam et L'oued Ben-Idder .

Il convient ici d'examiner les propriétés de cet emplacement pour l'aménagement de l'Evacuateur de crues. En effet un tel emplacement ne s'offre que pour un évacuateur lateral qui, on sait présente beaucoup de défaut (écoulement assymétriqueetc) ce qui conduit à rejeter cette eventualité.

Vu le type du barrage en question, il a été recommandé de choisir l'emplacement de l'évacuateur sur les rives. La rive gauche est mieux appropriée à l'aménagement de l'évacuateur à surface que la rive droite pour les raisons suivantes :

- La stratification du sous-sol est plus favorable (plus petit talus) .
- L'inclinaison du terrain est plus faible ce qui diminue considerablement les volumes d'excavation
- le trajet séparant le déversoir de l'évacuateur de l'oued est plus court, en conséquence, on diminue les frais des organes de raccordement qui coutent excessivement chers.

IV 2.2 Choix de l'axe de l'évacuateur :

A: Criteres de choix :

- Le tracé du trajet de l'~~évacuateur~~ doit dans la mesure du possible suivre le terrain naturel afin de reduire les volumes d'excavations;

- Il est desirable de fixer le trajet d'évacuation rectiligne pour avoir un meilleur fonctionnement hydraulique.

- Il est recommandé d'éviter les remblais, en particulier au niveau des talwegs pour ne pas se heurter aux problèmes de fondation (Tassement , stabilité).

- La distance séparant le seuil de l'évacuateur de l'oued doit être autant minimale pour des raisons économiques, sans pour autant engendrer des dégats à l'aval du barrage (exemple: érosion) pour cela l'axe de l'évacuateur doit cheminer autant que possible perpendiculairement aux courbes de niveau .

B. Etude des variantes de l'axe de l'évacuateur :

Quatre (04) axes sont choisis pour être étudiés dans le but d'adopter l'axe le plus optimal pour l'évacuateur de crues . Les critères définis pour pouvoir comparer ces axes sont :

- hauteur d'excavation
- nombre de tronçon
- nature de la pente
- remblai

Axe 1 : (voir figure N° 20)

- hauteur d'excavation moyenne : $h_1 = 8,67$ m
- nombre de tronçons : 3
- pentes irrégulières
- pas de remblais

Axe 2 : (voir figure N° 21)

- hauteur d'excavation moyenne : $h_2 = 11,67$ m
- nombre de tronçons : 3
- pentes irrégulières favorables à l'évacuation et à la restitution
- pas de remblai

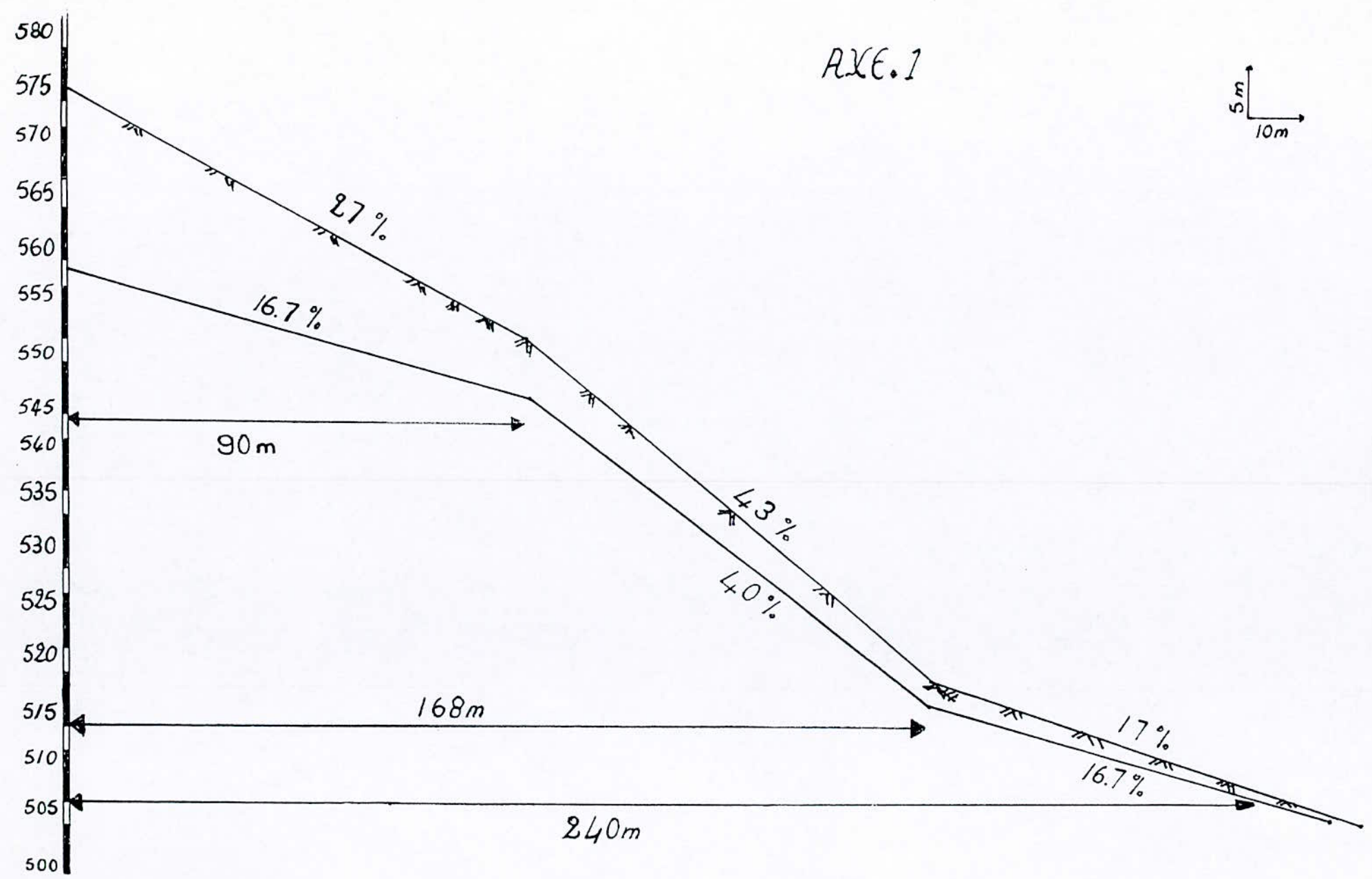
Axe 3: (voir figure N°22)

- hauteur d'excavation moyenne : $h = 13,50$ m
- nombre de tronçons : 3
- pentes irrégulières
- des remblais à effectuer au niveau des murs bajoyers pour une largeur du coursier de 40 m

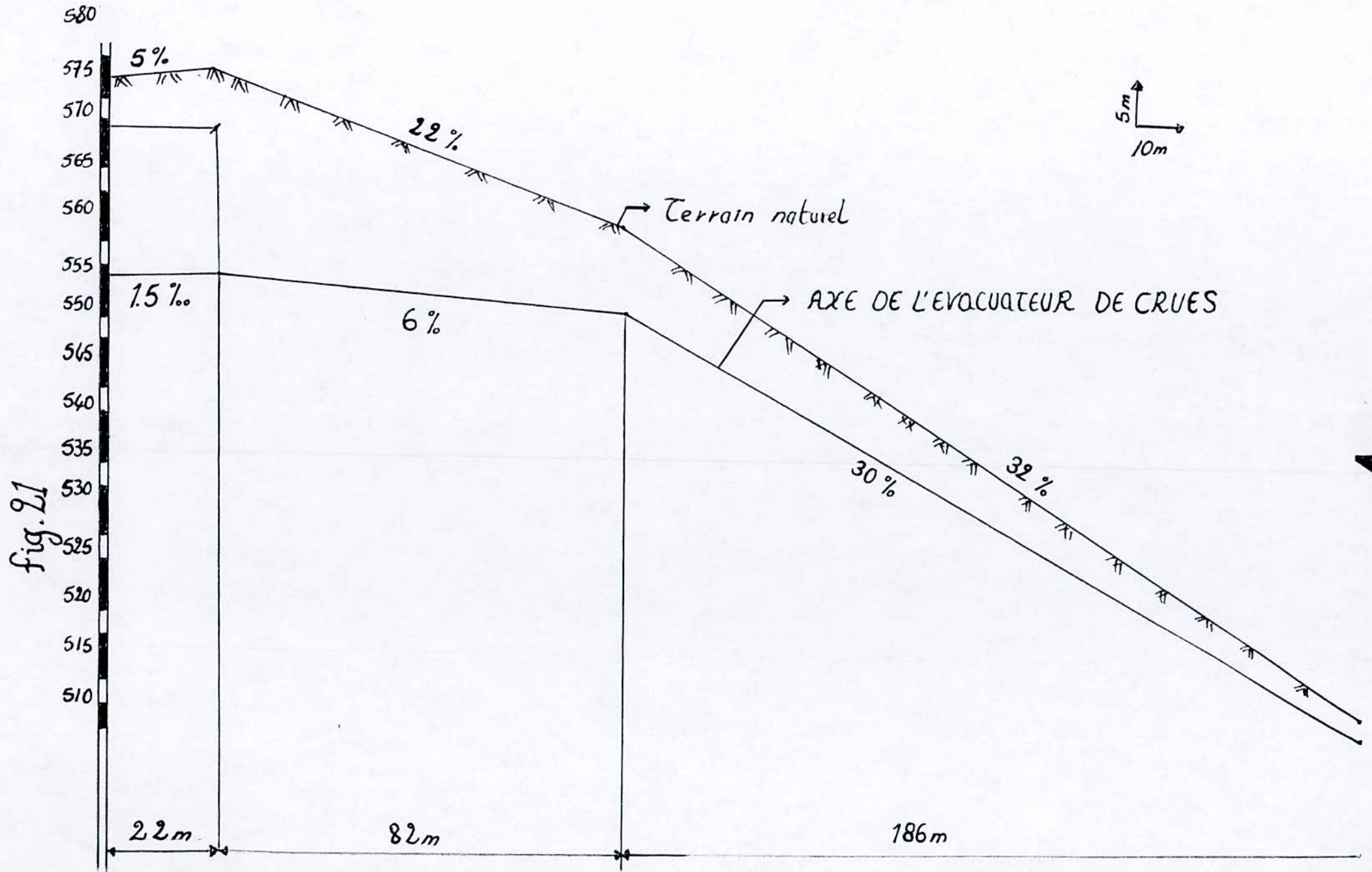
Axe 4: (voir figure N°23)

- hauteur d'excavation moyenne : $h_4 = 11$ m
- nombre de tronçons : 3
- pentes irrégulières défavorable au coursier
- des remblais à effectuer au niveau des murs bajoyers pour une largeur du coursier de 40m.

fig. 20



AXE. 2



AXE. 3

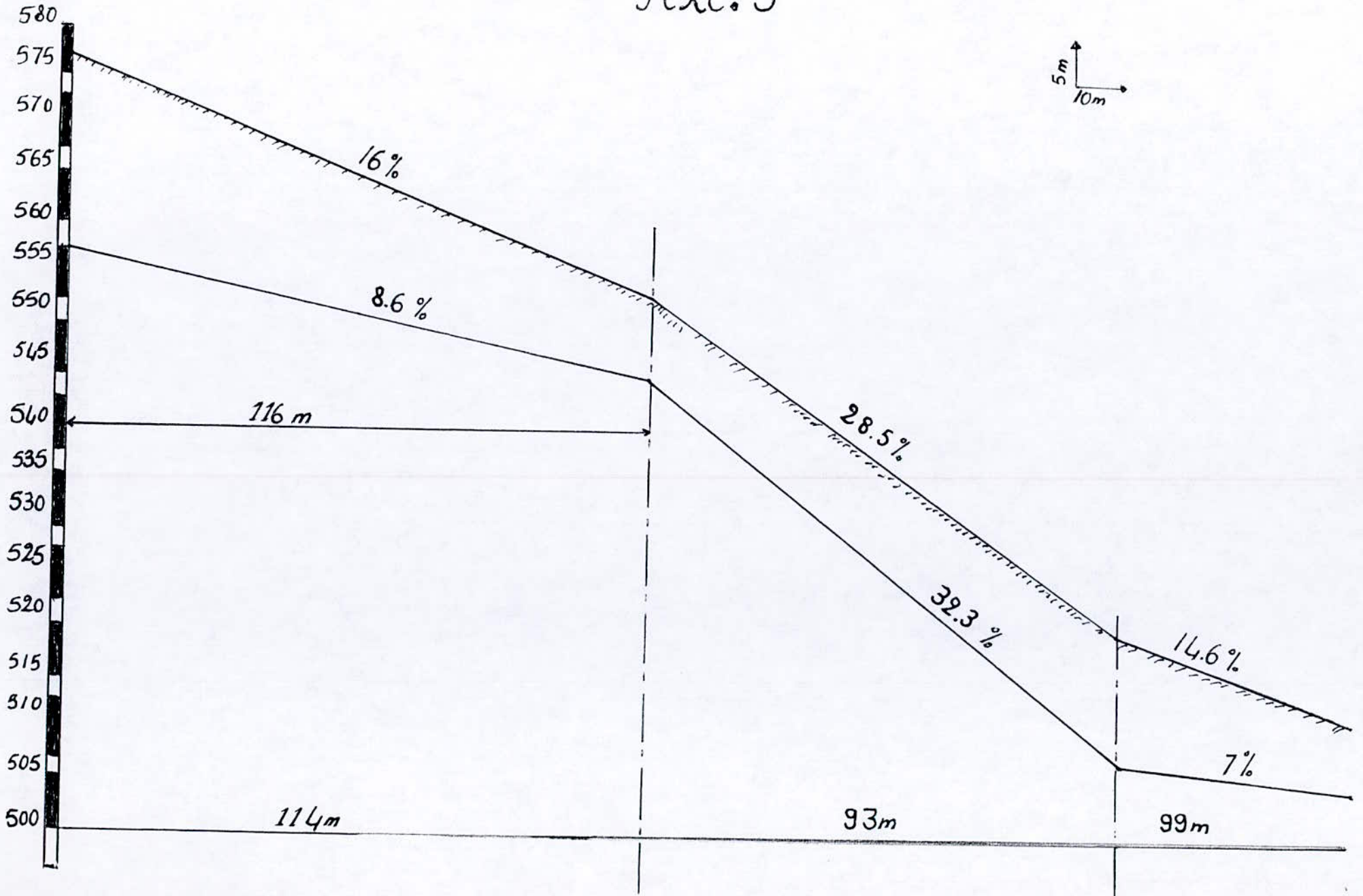
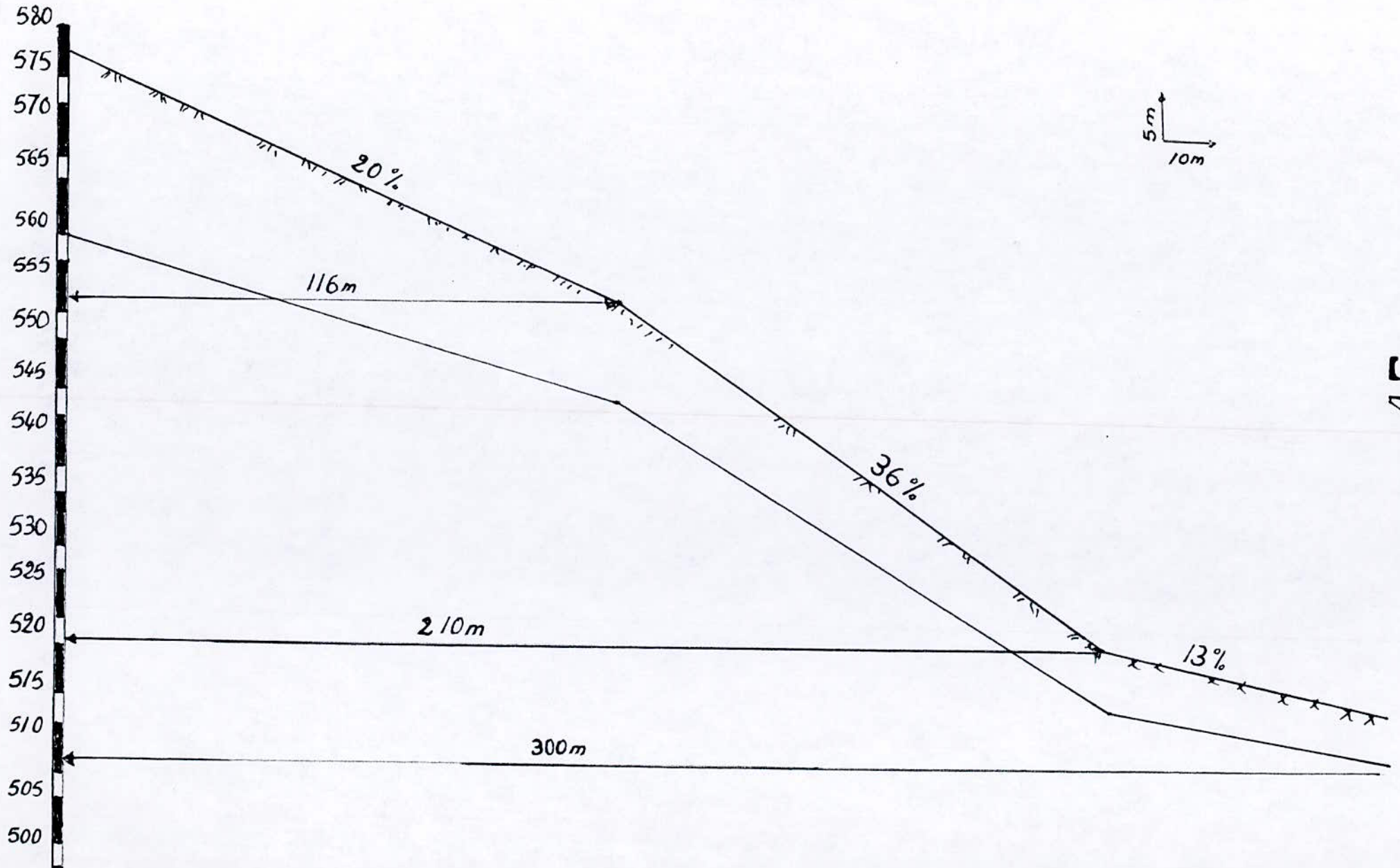


Fig. 22

AXE.4

Fig. 23



C: Axe définitif de l'évacuateur :

L'axe deux (02) est l'axe le plus approprié pour être celui de l'évacuateur.

IV.2.3 Plate forme:

La plate forme constitue une zone d'approche du déversoir de l'évacuateur. Elle est favorable à l'établissement d'un écoulement régulier et une bonne alimentation de déversoir. Elle a été fixée à la côte 556 N.M relativement à la côte normale de retenue (560 m N.M).

Cette plate forme est limitée topographiquement entre les côtes 556 et 590 à cause de la présence des points culminants au niveau de la côte 595. Ainsi, les dimensions des types des déversoirs envisagés sont directement touchées par cette contrainte topographique. Pour cette plate forme, la hauteur d'excavation s'élève à 34 m au maximum.

IV 2.4 Deversoir de l'évacuateur de crues :

Divers types de déversoir ont été étudiés dans le but de choisir une variante de déversoir qui s'accommode avec les conditions optimales; parmi ces types de déversoir on cite :

- déversoir lateral courbe
- déversoir frontal en bec de canard
- déversoir en labyrinthe frontal
- déversoir lateral lineaire

Pour chacun d'eux, un calcul du laminage a été fait suivant la méthode de **BLACKMORE** et la méthode graphique .

le tableau ci-dessous résume les caractéristiques de chaque déversoir

Type du deversoir	Longueur(m)	Lame deversante (m)	Débit laminé (m ³ /s)
Bec de canard (frontal)	100	4,8	2280
Lineaire (Lateral)	140	3,85	2240
Courbe (Lateral)	160	3,35	2080
Labyrinthe (frontal)	190	3,5	2400

Les caractéristiques de chaque type de déversoir se résument comme suit :

Type A : (voir figure N° 24)

- petite emprise permettant une bonne alimentation et un écoulement non perturbé.
- volume du béton réduit.
- conception simple
- lame déversante importante

Type B : (voir figure N° 25)

- conception simple
- antisymétrique, il en résulte un écoulement perturbé et une diminution du coefficient du débit.
- lame déversante moyenne

Type C : (voir figure N° 26)

- difficulté d'exécution
- important volume de béton
- bon laminage
- s'adapte à la topographie

Type D : (voir figure N° 27)

- difficulté d'exécution
- important volume de béton
- en plus de sa longueur importante, le débit laminé n'est pas satisfaisant

Pour les différentes considérations établies plus haut on a opté pour le déversoir type bec de canard frontal de longueur $L = 100 \text{ m}$.

IV 2.5 Chenal d'écoulement :

Le chenal fait directement suite au déversoir, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique pour que le régime y soit fluvial). Il a une section rectangulaire qui est la disposition hydraulique la plus intéressante après un déversoir. Sa longueur n'est pas importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier dans la zone aval.

Le régime n'est en général pas uniforme car le chenal est trop court. A l'extrémité du chenal s'amorce le coursier avec un changement de pente.

IV 2.6 Coursier :

Il prend naissance à l'extrémité aval du chenal, et les éléments constitutifs du coursier sont :

fig. 24 : Déversoir frontal "bec de canard"
Echelle : 1/1000

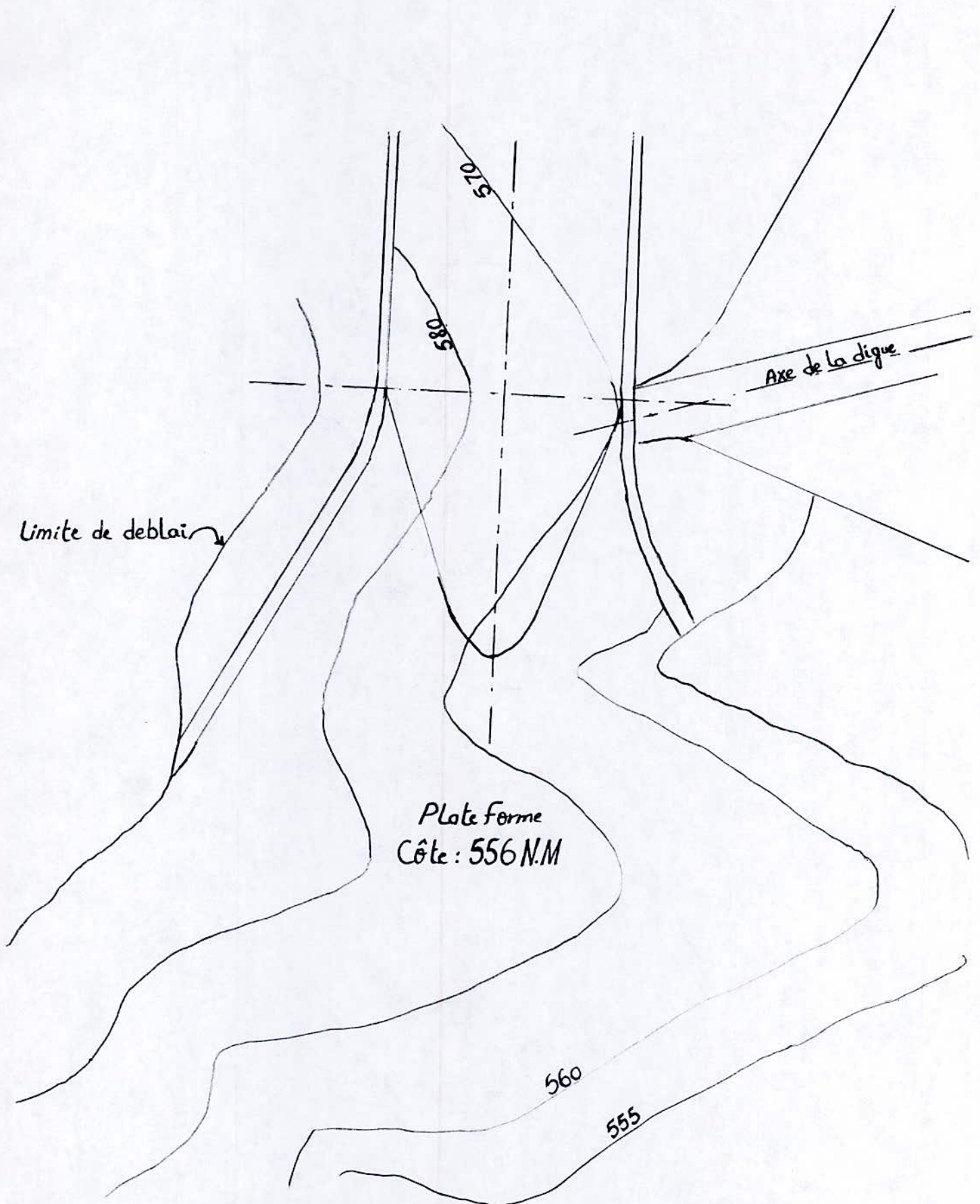


Fig. 25 : Déversoir lateral Rectiligne

Echelle : 1/1000

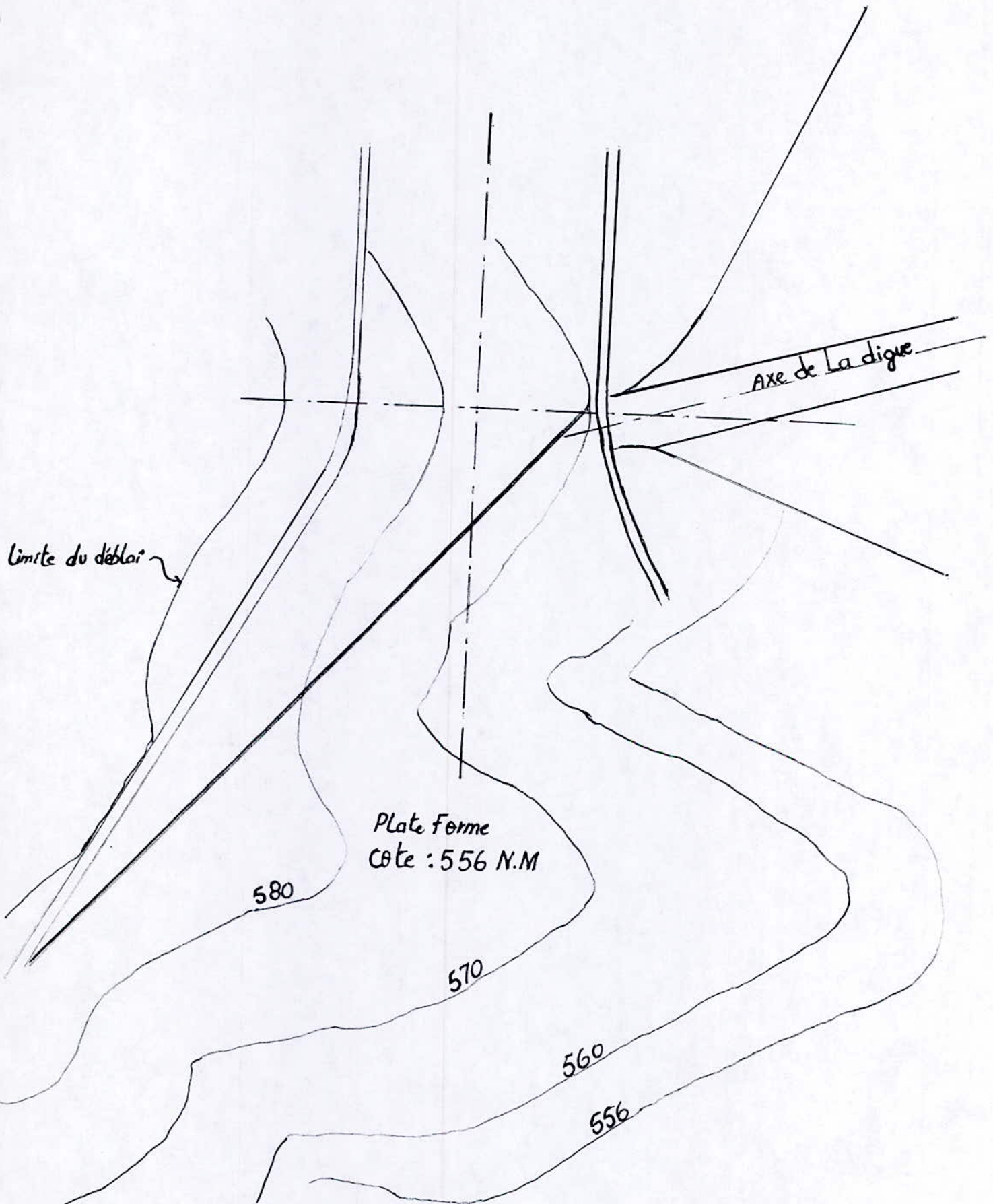


fig. 26 : Déversoir "lateral courbe"

Echelle : 1/1000

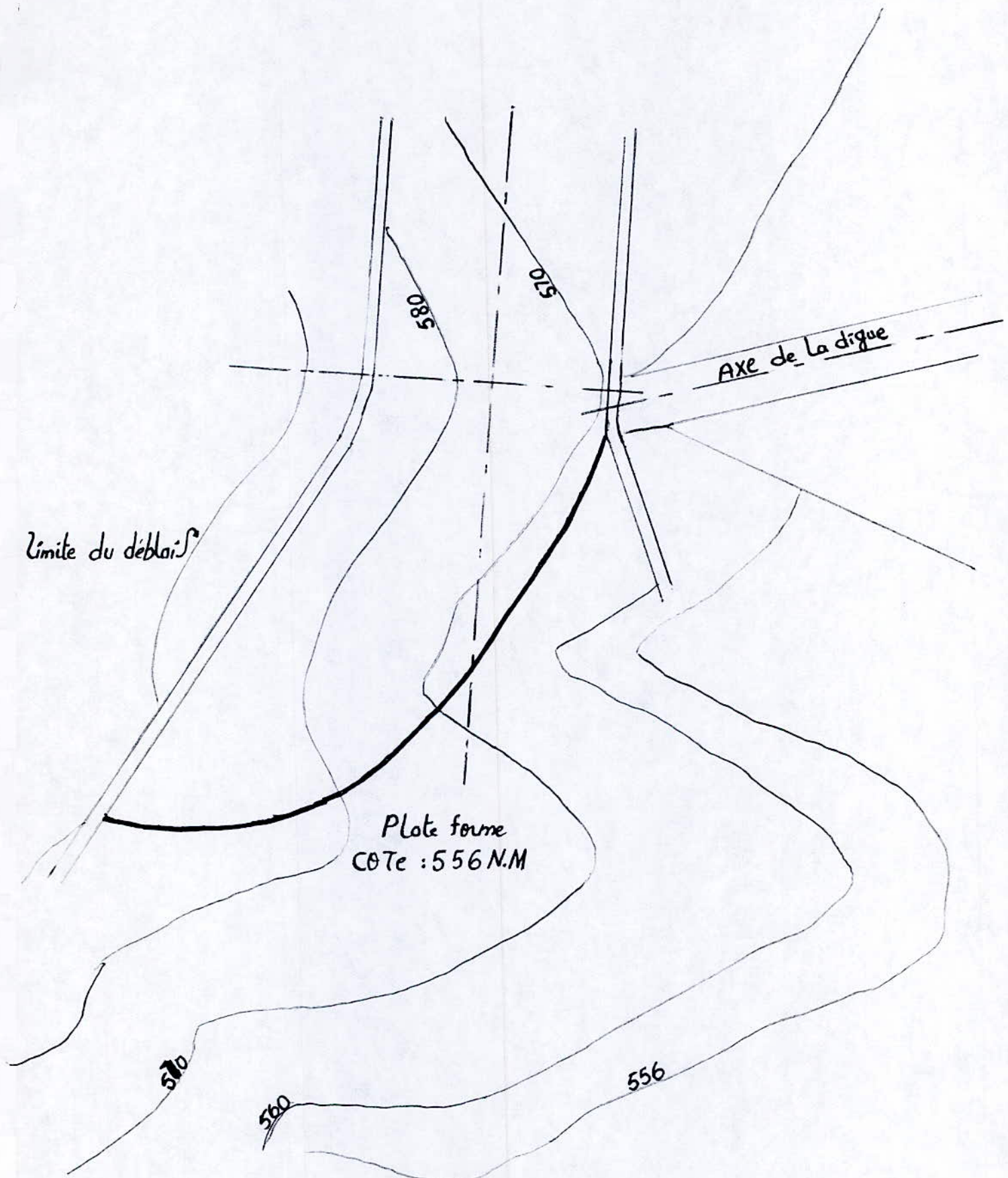
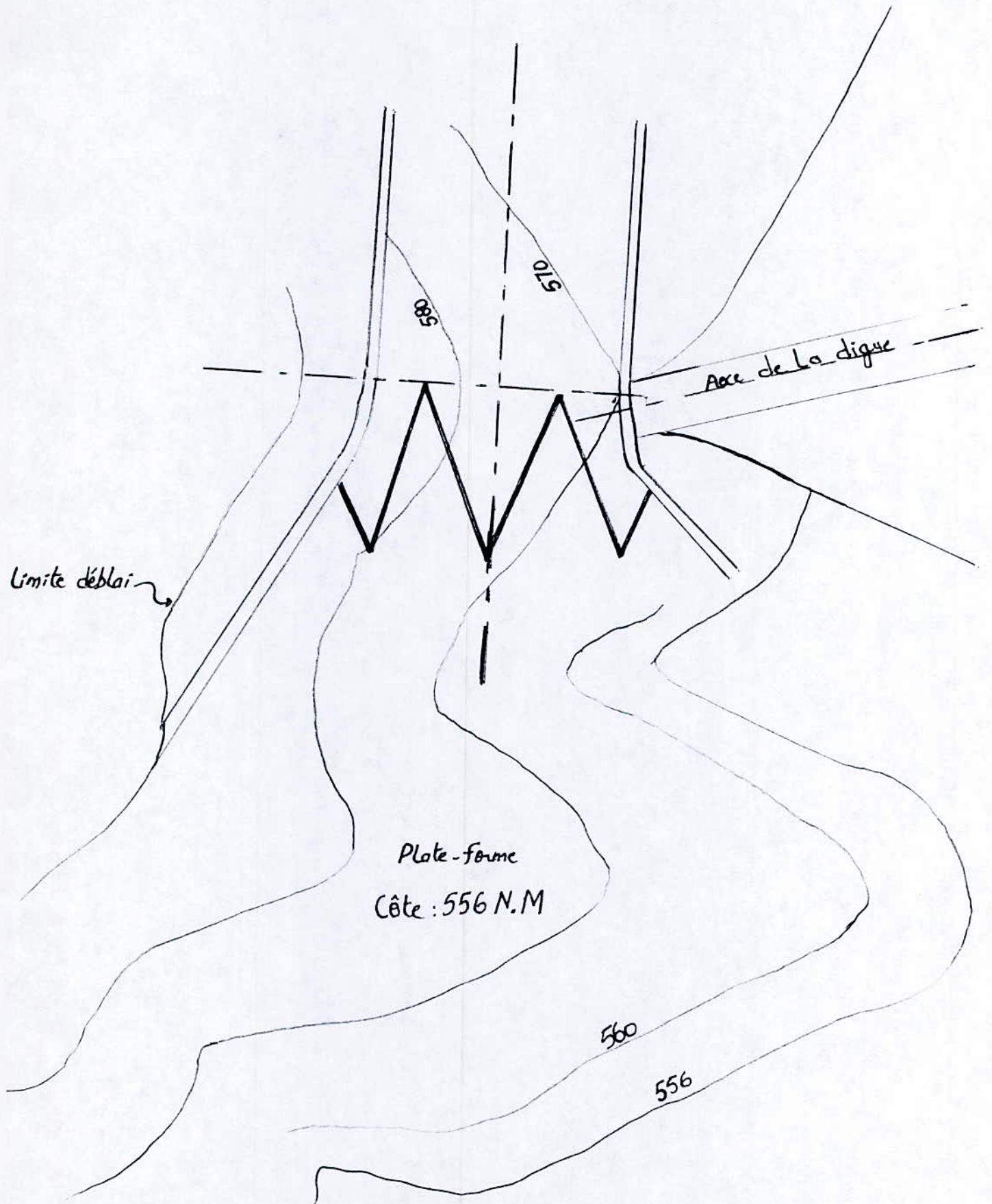


Fig. 27: Déversoir "Frontal en Labyrinthe"

Echelle : 1/1000



- La section du contrôle
- Le coursier proprement dit
- L'organe de restitution

Le coursier dans notre cas présente une longueur de 207m environ. Une diminution progressive de largeur initiale du coursier est susceptible de procurer une certaine économie sur les quantités d'ouvrages. En effet, l'écoulement dans le coursier est torentiel et les vitesses augmentent d'une section à une autre. Ce qui nous permet de réduire progressivement les sections dans le coursier, ainsi on a admis une largeur à la fin du coursier égale au 2/3 de largeur initiale. Cette dernière est de 40m.

Le profil du coursier est rectangulaire car il assure un écoulement plus régulier que le profil trapézoïdal. De plus l'exécution des murs bajoyers de profil rectangulaire est plus simple à ceux trapézoïdal.

Enfin, les murs bajoyers du coursier auront une revanche au dessus de la ligne d'eau calculée pour limiter l'action des remous.

IV 2.7 Organe de Restitution :

Pour la restitution on a le choix entre deux (02) variantes qui sont :

- le saut de ski
- le bassin de dissipation

Vue que la rive gauche présente de bonnes qualités géologiques et géotechniques, ces deux variantes sont réalisables.

IV 2.8 Calculs Hydrauliques

A: Déversoir de l'évacuateur de crues

A.1 : Nappe déversante

La longueur du déversoir choisi est de 100 m. D'après le calcul du laminage, il lui correspond une nappe déversante :

$Z = 4,8$ au cas de la venue de la crue cinq millénaire. $Z = 5$ au cas d'une décamillénaire

Ces deux valeurs étant proches, on choisira une nappe déversante de $Z_{\max} = 5$ m pour le calcul qui suivra.

A.2 : Contour du déversoir (voir figure N° 28)

D'après U.S.B.R on peut déterminer les contours du déversoir avec une nappe déversante

$$Z = 0,75 Z_{\text{dev}}^{\max} = 3,75 \text{ m}$$

Contour selon CREAGER

Z = 3,75 m		Z = 3,75 m	
X	Y	X	Y
0	0,16	3,75	1,20
0,38	0,04	4,50	1,80
0,75	0,00	5,25	2,49
1,13	0,02	6,38	3,72
1,50	0,09	7,50	5,16
2,25	0,34	9,38	8,03
3,00	0,71	11,25	11,48

L'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique. Tout profil situé au dessus entrainera des surpressions, donc une diminution du coefficient du débit et tout profil situé au dessous entrainera des depressions donc des risques de décollement .

A.3 Coefficient du débit du déversoir :

Il est estimé selon les recommandations de U.S.B.R

A.3.1 Effet de la Hauteur du seuil :

On admet une hauteur de pelle $P_0 = 4m$

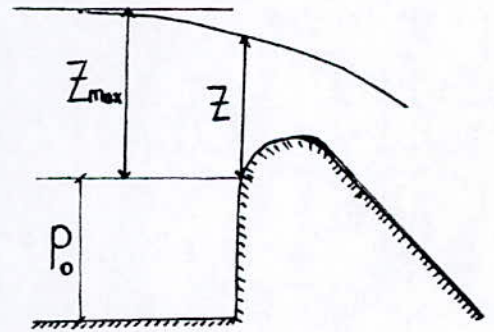
$$\frac{P_0}{Z} = \frac{4}{3,75} = 1,067$$

Au rapport $P_0 = 1,067$ correspond $C_0 = m_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g}$ qui est imposé en pieds / s²

Après transformation des pieds en mètres, on trouve $C_0 = 2,15$ d'ou $m_0 = 0,485$

A.3.2 Effet de l'épaisseur de la nappe deversante :

$Z_{max} / Z = 5 / 3,75 = 1,33$ ce qui implique, $K = (C / C_0) = 1,04$



A.3.3 Effet du niveau d'eau aval :

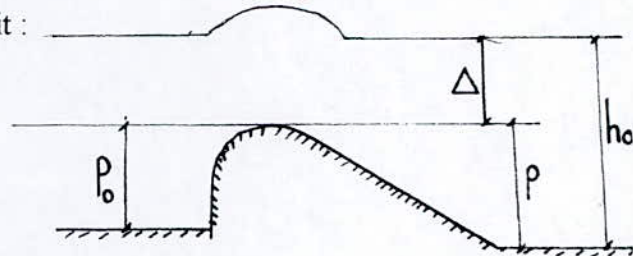
La capacité du déversoir doit être corrigée par un facteur $\Delta_n = f(\Delta / Z_{\max})$, si le déversoir est noyé.

Pour cela la condition imposée par U.S.B.R s'écrit :

$$\frac{\Delta}{Z} \leq \frac{2}{3}$$

Avec

$$\Delta = h_{av} - P > 0$$



La valeur de ∇_n est tirée du graphe en fonction de Δ/Z_{\max} d'après **PAVLOVSKI** (voir graphique N° 29)•

A.3.5 Coefficient du débit du deversoir :

Compte tenu des divers effets évoqués ci-dessus, le coefficient du débit du déversoir s'écrit :

$$m = m_0 \cdot K \cdot \nabla_n = 0,485 \cdot 1,04 \cdot \nabla_n = 0,504 \cdot \nabla_n$$

A.4 Capacité du déversoir :

Elle est estimée en décomposant le deversoir en deux parties distinctes: la partie circulaire et la partie lineaire (figure N° 30) .

A.4.1 Partie Circulaire :

Selon **GARDEL** la capacité de la partie circulaire du deversoir est donnée par :

$$Q_{\max} = m \cdot \pi \cdot (D - a \cdot h) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Z_{\max}^3} \cdot \frac{\theta}{360}$$

$$Q_{\max} = 0,504 \cdot \nabla_n \cdot \pi \cdot (D - a \cdot h) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Z_{\max}^3} \cdot \frac{\theta}{360}$$

a: coefficient variant entre 0,5 et 0,6

θ : angle central de l'arc du cercle $\theta = 120^\circ$

h : surélévation du plan d'eau amont nécessitée par le passage du débit sur le déversoir
h=5m

D : longueur de la partie courbe du déversoir

$$D = 6 \cdot 2 = 12 \text{ m}$$

Pour $\Delta_{\text{moyen}} = 3\text{m}$

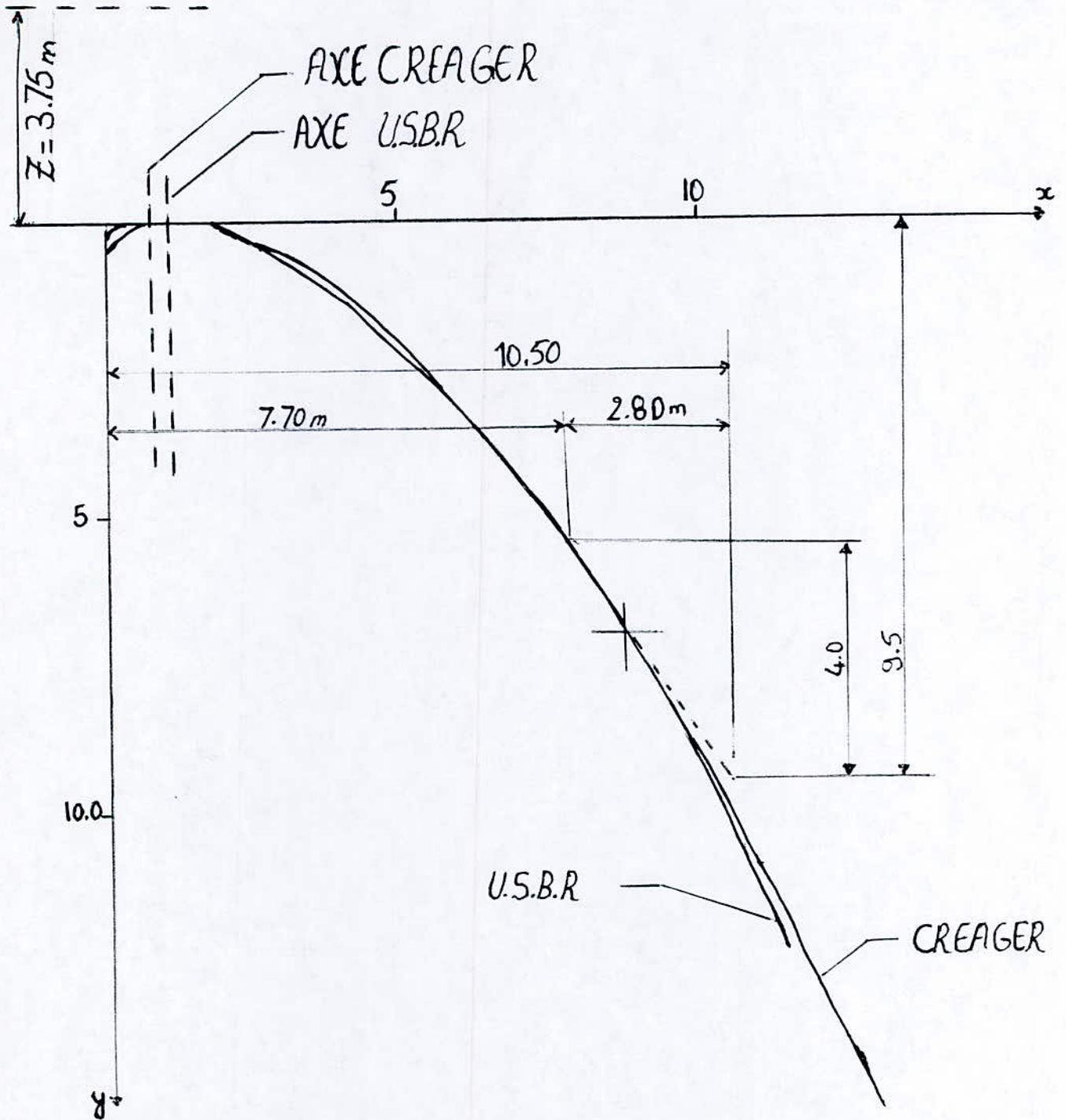
on aura : $\Delta / Z_{\max} = 3 / 5 = 0,6$

du graphe on tire $\nabla_n = 0,905$

$$Q_{\max} = 0,504 \cdot 0,905 \cdot 3,14 \cdot (6 \cdot 2 - 0,55 \cdot 5) (19,262)^{1/2} \cdot 5^{3/2} \cdot 120/360$$

fig. 28

CONTOUR DU DEVERSOIR SELON CREAGER
El Selon U.S.B.R



COEFFICIENT DE REDUCTION DU DEBIT POUR UN
DEVERSOIR NOYE D'APRES PAVLOVSKI

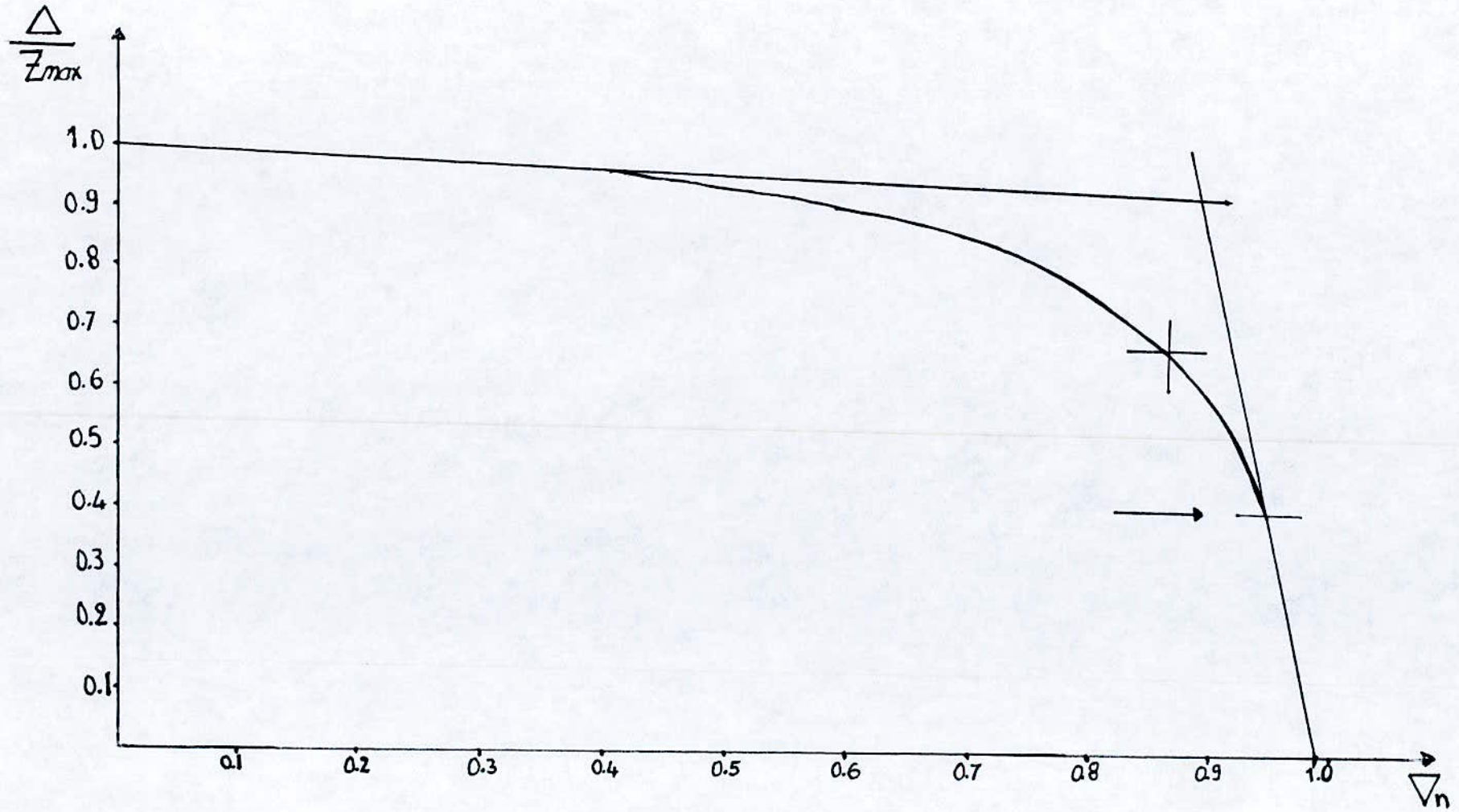


fig. 29

$$Q_{\max} = 218,80 \text{ m}^3 / \text{s}$$

A. 4.2 Partie lineaire :

$$Q_{\max} = 0,504 \cdot \nabla_n \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot Z_{\max}^{3/2}$$

$$\text{Pour } \Delta_{\text{moyen}} = 1,75 \text{ m} \quad \frac{\Delta}{Z_{\max}} = 0,35 \Rightarrow \nabla_n = 0,965$$

$$Q_{\max} = 0,504 \cdot 0,965 \cdot 86 \cdot \sqrt{19,62} \cdot 5^{3/2} = 2071,38 \text{ m}^3 / \text{s}$$

A.4.3 Capacité totale du déversoir :

Elle equivaut la somme des deux parties

$$Q_{\max} = 218,80 + 2071,38 = 2290,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max} = 2290,0 \text{ m}^3/\text{s} \approx Q_{\text{laminé}} = 2280 \text{ m}^3/\text{s}$$

A.5 Section de contrôle de l'évacuateur de crues

A.5.1 : Profondeur critique

$$b = 40 \text{ m}, Q = 2280 \text{ m}^3/\text{s}, \alpha = 1$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1 \cdot 2280^2}{9,81 \cdot 40^2}} = 6,92$$

$$h_{cr} = 6,92 \text{ m}$$

A.5.2 Pente critique :

La pente critique s'obtient par formule de **MANNING** pour une hauteur $h = h_{cr}$

on a :

$$Q = K \cdot \frac{S^{5/3}}{P_m^{2/3}} \cdot I_{cr}^{1/2}$$

S : section mouillée

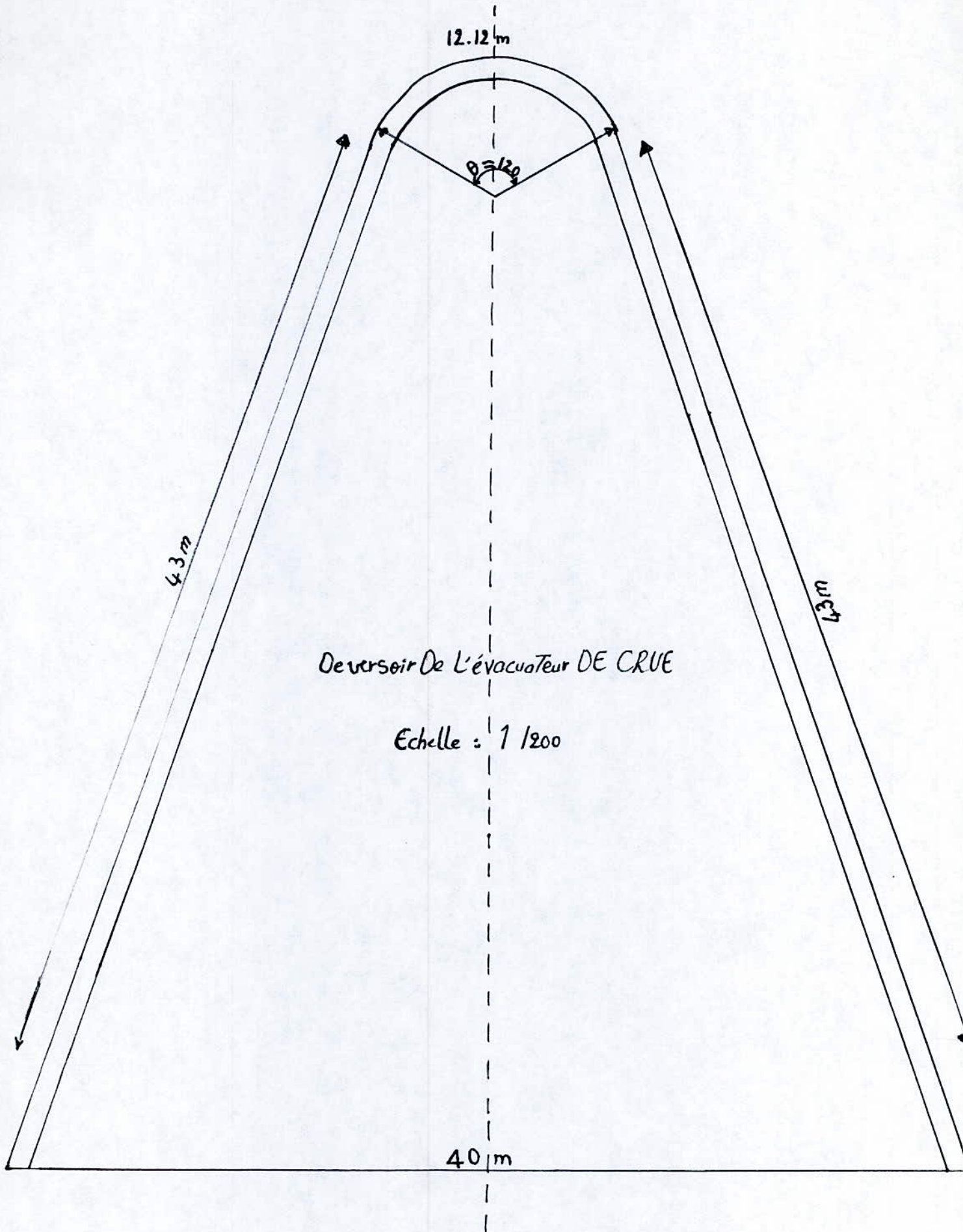
P_m : périmètre mouillé

$K=1/n$, n: coefficient de rugosité : $n = 0,014$

$$I_{cr} = \left[\frac{2280 \cdot (40 + 2 \cdot 6,92)^{2/3} \cdot 0,014}{(40 \cdot 6,92)^{2/3}} \right]^2 = 0,0015$$

$$I_{cr} = 1,5 \text{ ‰}$$

fig. 30



Pour que le régime soit fluvial dans le chenal, il faut que la pente soit inférieure à la pente critique

$$I < I_{cr} \Leftrightarrow h > h_{cr}$$

on prend une pente pour le chenal égale à 1‰

$$I = 1‰$$

Verification: $I = 1‰$ donne un $h = 7,93$ m après résolution de l'équation

$$0,0010 = \left[\frac{2280 \cdot (40 + 2 \cdot h)^{3/5} \cdot 0,014}{(40 \cdot h)^{3/5}} \right]^2$$

Ce h de 7,93 est supérieur à la profondeur critique

$$h_{cr} = 6,92 \text{ m}$$

B : Coursier de l'évacuateur de Crues

B.1: Profil en long du coursier

Le profil en long est tracé conformément à la condition d'implantation du radier, à minimum 5m en dessous du terrain naturel (condition de fondation). le profil en long, admis par les calculs hydrauliques est présenté sur le graphe N° 31.

B.2 Configuration du Radier en Plan :

Comme prévu, il est admis une largeur du radier en fin du coursier égal au 2/3 de la largeur initiale au droit de la section de contrôle (voir graphe N° 31).

B.3 Données de Base :

$$Q = 2280 \text{ m}^3/\text{s} \quad m = 0, \quad i_2 = 6‰, \quad i_3 = 30‰$$

B.4 Ligne d'eau

Les lignes d'eau sont calculées selon la méthode des différences finies basée sur l'équation de Bernoulli. Les profondeurs d'eau sont calculées pour les sections comprises entre la section de contrôle et l'extrémité du coursier .

-Méthode des différences finies :

Cette méthode est une application directe du théorème de Bernoulli, compte tenu des pertes de charge .Entre deux (02) sections 0 et 1, écartées de Δs , on peut écrire, en supposant que la section de référence 0 en amont de la section 1 :

$$-i \cdot \Delta s + h_0 + Z_0 + \frac{V_0^2}{2 \cdot g} = h_1 + Z_1 + \frac{V_1^2}{2 \cdot g} \quad (1)$$

i : étant la perte de charge unitaire moyenne le long du Tronçon du coursier .

si I est la pente du Fond on a :

$$Z_1 - Z_0 = -I \cdot \Delta s \quad (2)$$

l'expression devient alors de la forme :

$$\left(\frac{V_0^2}{2.g} + h_0\right) - \left(\frac{V_1^2}{2.g} + h_1\right) = (i - I). \Delta S \quad (3)$$

$$H_0 - H_1 = (i - I). \Delta S \quad (4)$$

la courbe de remous sera calculée de l'amont vers l'aval, pour cela, on a adopté le procédé suivant :

- on divise le profil en long en plusieurs tronçons
- on dresse la courbe des charges spécifiques H en fonction de la profondeur h.

$$H = h + \frac{\alpha.Q^2}{2.g.S^2} = f(h) \quad (5)$$

(voir figure N°32).

• étant donné que la section est variable, il faudra tracer plusieurs courbes en faisant varier h pour une même section du tronçon considéré .

• On trace la courbe des pertes de charge unitaire i en fonction de la profondeur h, pour chaque section du tronçon considéré (voir figure N° 32).

$$i = \frac{Q^2}{C^2.S^2.R} \quad (\text{formule de CHEZY}) \quad (6)$$

• En partant de h_0 , connu dans la section de repère et des valeurs H_0 et i_0 correspondantes, obtenues à partir de (5) et (6), on détermine la valeur approchée H_1 de la charge spécifique dans la section 1 :

$$H_1' = H_0 - (i_0 - I). \Delta S$$

on refait le calcul précédent, pour la valeur :

$$i = \frac{i_1' + i_0}{2}$$

et on détermine une nouvelle valeur de H_1'' et i_1'' et ainsi de suite jusqu'à obtenir, pour les diverses valeurs de h_1 , des écarts qui soient en accord avec la précision désirée.

-La valeur définitive H_1 et h_1 une fois obtenue , on calcule un nouveau point dans la section 2 de la même façon .

Coursier De L'Evacuateur
 Profil en long

Echelle : 1/200

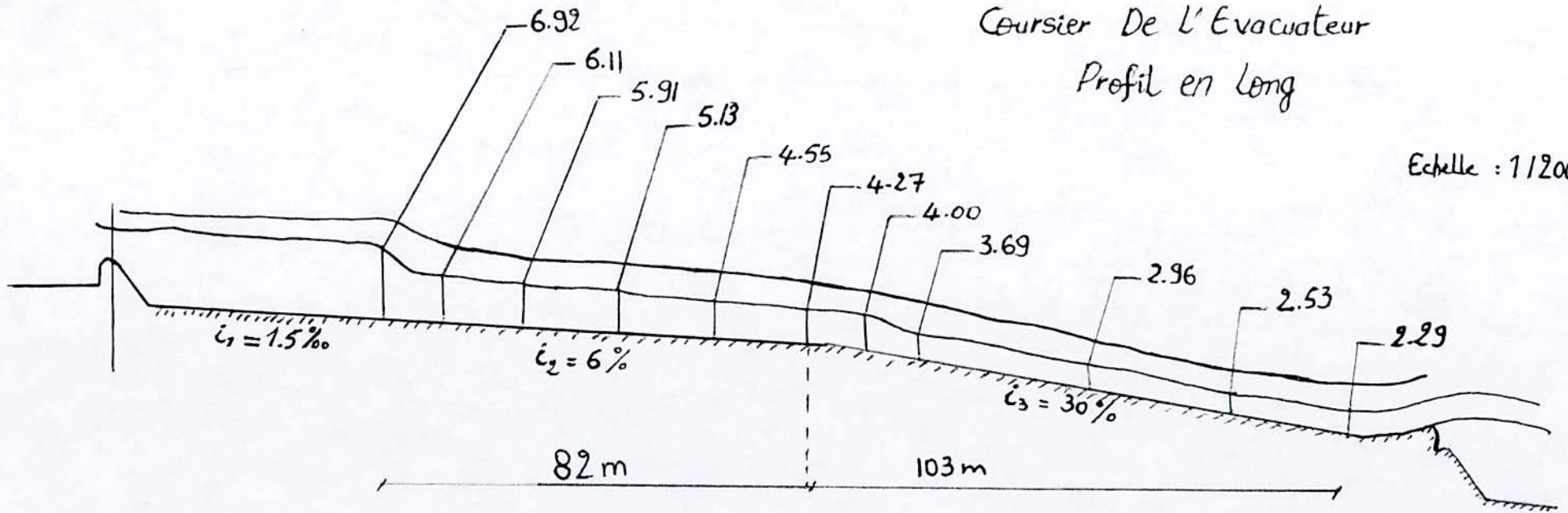
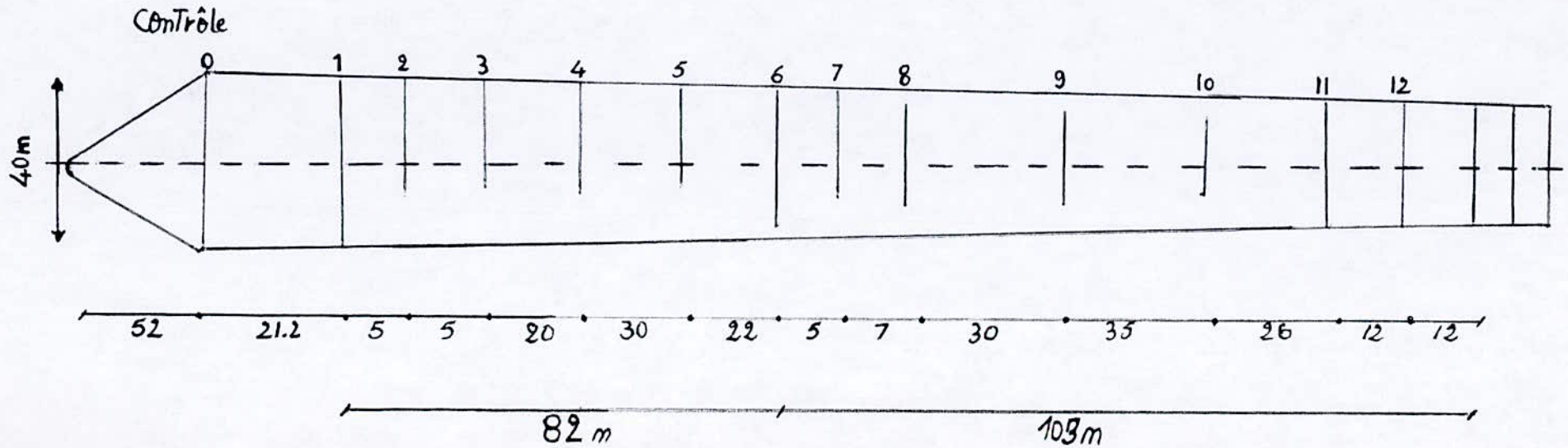


Fig:31

CONFIGURATION DU RADIER EN PLAN

23



Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

points	b (m)	h (m)	v (m/ s)
O (contrôle)	40	6,92	8,24
1	39,64	6,11	9,33
2	39,28	5,91	9,73
3	37,84	5,31	11,65
4	35,67	4,55	13,95
5	34,09	4,27	15,29
6	33,73	4,00	16,80
7	33,22	3,69	18,49
8	31,06	2,96	24,70
9	28,54	2,53	31,52
10	26,67	2,29	37,33

C. Revanche sur les murs bajoyers :

Il est appliqué la formules donnée par **U.S.B.R**

$$f = 2 + 0,025.V.\sqrt[3]{d}$$

f : Revanche en feet

V : Vitesse dans la section considérée en feet / s

d : profondeur d'eau dans la section considérée en feet .

La revanche sera déterminée pour certains points caractéristiques du coursier notamment: les points 4,5,9 et 10

On effectuera le calcul de la revanche dans la base "feet " puis on transformera les résultats en mètres 1 mètres = 3,28 feet .

On notera que la revanche sera admise légèrement supérieure afin d'arrondir, au point de changement de pente, la hauteur des murs bajoyers.

Poin t	d(feet)	V(feet/s)	$0,025.V.\sqrt[3]{d}$	F (feet)	f (m)	Hauteur bajoyer
4	14,93	45,77	2,82	4,82	1,47	6,02
5	14,09	50,17	3,02	5,02	1,53	5,8
9	8,30	103,42	5,23	7,28	2,20	4,73
10	7,51	122,48	6,00	8	2,44	4,73

D. Restitution en saut de Ski :

D.1 Courbure au point 10

Selon U.S.B.R, le Rayon de courbure pour une courbe concave ne devrait pas être inférieur à $R_{min} \geq 5d$

Pour le point 10, $R_{min} \geq 5 \times 2,29 = 11,45$ m

on admet $R = 12$ m

D.2 : Angle de sortie du jet :

Les recommandations de U.S.B.R sont que cet angle ne devrait pas dépasser 30° .Il est admis un angle $\theta = 20^\circ$.

D.3 : Contour Hydraulique du saut de ski :

Il est présenté sur le graphe N° 33

D.4 : Ligne d'eau :

Comme pour le cas du coursier, les lignes d'eau sont calculées selon une méthode basée sur l'équation de **BERNOULLI** .

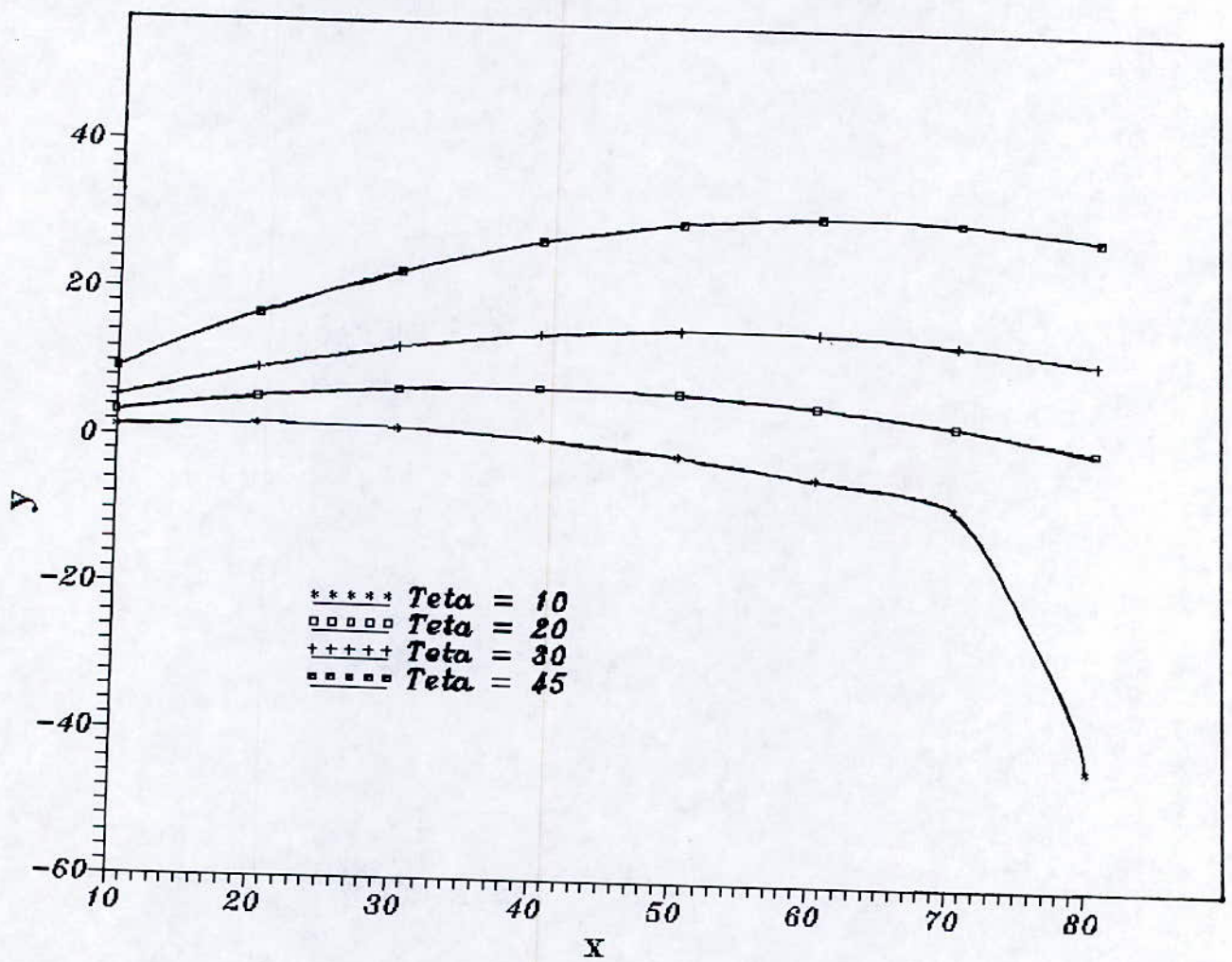


Fig33

points	b (m)	h (m)	V (m / S)
10	26,67	2,29	37,33
11	26,67	2,24	38,16
12	26,67	2,41	35,47

Trajectoires du jet :

Selon U.S.B.R, la trajectoire du jet sortant du saut de ski peut être trouvée par l'équation:

$$Y = X.tg\theta - \frac{X^2}{K.(4.(d+h.v)).\cos\theta^2}$$

avec :

d : Tirant d'eau au point 12. d = 2,41 m

h_v : charge dynamique au point 12. $h_v = V^2 / 2g = 64,12$ m

k : Coefficient tenant compte des pertes par friction dans l'air, par désintégration du jet et turbulence interne K = 0,9

θ : Angle de sortie du jet

X , Y coordonnées de la trajectoire du jet par rapport à un système d'axe .

Dans le tableau ci-dessous, on trouve pour différents angles θ et différentes positions de X , les Y suivants :

θ/x	10	20	30	40	50	60	70	80
10	1,35	1,88	1,58	0,45	-1,49	-4,27	-7,87	-43,45
20	3,19	5,47	6,84	7,31	6,87	5,53	3,28	0,13
30	5,24	9,41	12,52	14,56	15,53	15,44	14,28	12,05
45	9,20	16,80	22,80	27,20	30	31,20	30,80	28,80

Les trajectoires ainsi obtenues sont représentées sur le graphe N°33.

l'angle de sortie retenu est $\theta = 20^\circ$

E : Bassin de dissipation

Le bassin à ressaut est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges .

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de **FROUDE**.

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y}}$$

Y : tirant d'eau

V : vitesse

F est inversement proportionnel à $(Y)^{1/2}$. On peut donc croître F en diminuant Y ce qui revient et augmenter la largeur du coursier et du bassin. Pour dimensionner le bassin, on est parti des conditions à l'entrée du bassin qui sont données par la courbe de remous :

$$V_1 = 35,47 \text{ m/s}, y_1 = 2,41, Q = 2280 \text{ m}^3 / \text{s}$$

L : longueur du ressaut

Y_1 : tirant d'eau avant le ressaut

Y_2 : tirant d'eau après le ressaut

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot Y_1}} = \frac{35,47}{\sqrt{9,81 \cdot 2,41}} = 7,30$$

Des abaques sont établies en fonction du nombre de **FROUDE** pour la détermination des caractéristiques du ressaut et de la longueur du bassin, pour $F = 7,3$, on trouve

$$\frac{L}{Y_1} = 4,2 \Rightarrow L = 4,2 \cdot 2,41 = 10,12 \text{ m}$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 9,8 \Rightarrow Y_2 = 9,8 \cdot 2,41 = 23,62 \text{ m}$$

La longueur du bassin est donnée par l'expression :

$$L_B = 7 (y_2 - y_1) = 7 (23,62 - 2,41) = 148,47 \text{ m}$$

Ce bassin est du type III

F: Comparaison des variantes :

Le bassin de dissipation, en plus de son importante longueur ($L = 150 \text{ m}$), présente des difficultés lors de son exécution; vue ses dimensions, les volumes d'excavation, de béton et de ferrailage sont importants.

Le saut de ski, par contre, n'est pas difficile à réaliser étant donné que la roche on il sera fondé, présente de bonnes qualités géologiques et géotechnique. Par conséquent il est économique.

Pour cela, on choisit, comme variante de restitution, le saut de ski.

*Le barrage de Koudiat-Affren
est-il en sécurité?*

Le Barrage de KOUDIAT -AFFREN est il en Sécurité?

Pour répondre à la question de savoir si le barrage construit sur le site de **KOUDIAT-AFFREN** est en sécurité, on doit inéluctablement passer par une étude comparative entre les résultats obtenus dans ce travail, qui sont entre autres :

- la crue de projet adoptée
- le débit laminé adopté;
- le type d'évacuateur de crues adopté;
- l'emplacement de cet évacuateur;
- l'axe le plus approprié pour l'évacuateur de crues ;
- les dimensions de l'évacuateur de crues .

et ceux obtenus par le bureau d'étude allemand **LAHMEYER INTERNATIONAL GMBH**, et retenus par le maître de l'ouvrage (le propriétaire).

Caracteristiques essentielles de l'évacuateur de crues obtenues par le bureau d'étude .

- dimensionnement par une crue : Cinqmillénaire	2252 m ³ / s
- côte de la crête du seuil deversant	561,00 m N.M
- longueur en crête du seuil	73,50 m
- côte de l'ouvrage d'entrée	555,00 m N.M
- côte de surremplissage de crue pour une crue décamillénaire	565,19 m N.M
- dimensions de la galerie de visite	
* largeur	2,50 m
* hauteur	3,00 m
-longueur du coursier	environ 260,00 m
- largeur du coursier	environ 14,00 m
- hauteur du coursier	environ 6-7,50 m
- pente du coursier	environ 22,8 à 23,86 %
- vitesse maximale	environ 30-35 m/s
- longueur du bassin d'amortissement	environ 7,00 m
- largeur du bassin d'amortissement	environ 28,00 m
- hauteur du bassin d'amortissement	environ 18,00 m

- côte du radier du bassin d'amortissement environ 496,00 m N.M

- Quantité de matériaux mis en oeuvre

* béton	36,200 m ³
* Coffrage	22 600 m ²
* Acier	3600 t

Une lecture aussi sommaire qu'elle soit montre la différence entre ces caractéristiques et celles que nous avons trouvées. Sans doute le plus grand décalage se remarque au niveau des valeurs des crues de projets. Toutes les autres caractéristiques ne sont conséquences de ces valeurs. En effet, la valeur de 2252 m³ /s pour la crue cinq-millénaire est nettement inférieur à la valeur de la crue de projet que nous avons adoptée, qui est de 2620 m³ /s.

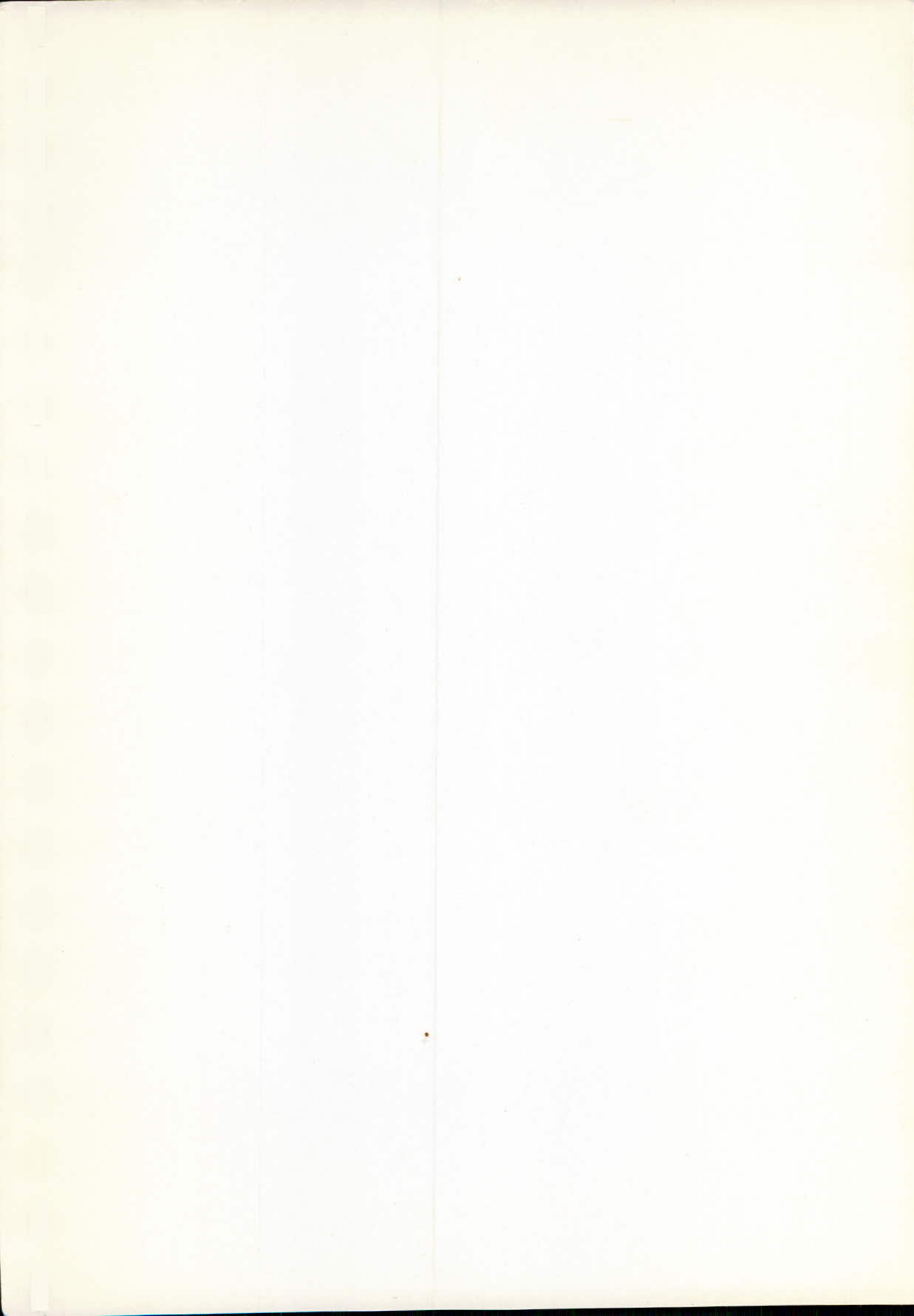
Une autre différence également se situe au niveau du type de restitution adopté, alors que le bureau d'étude a opté pour un bassin d'amortissement très onéreux, Nous, nous avons opté pour une restitution par saut de ski qui ne demande qu'une bonne qualité de la roche constituant le lit de l'oued (lieu d'impact de la nappe déversante); ce qui est satisfait quand on sait que le lit de l'oued est formé d'alluvions consistants. (Voir section IV 2.8.F).

En conclusion on peut dire, tout en admettant que la valeur de 2252 m³ /s est celle qui correspond le plus à la fréquence 1/5000, qu'un dimensionnement de l'évacuateur de crue par les méthodes suivantes:

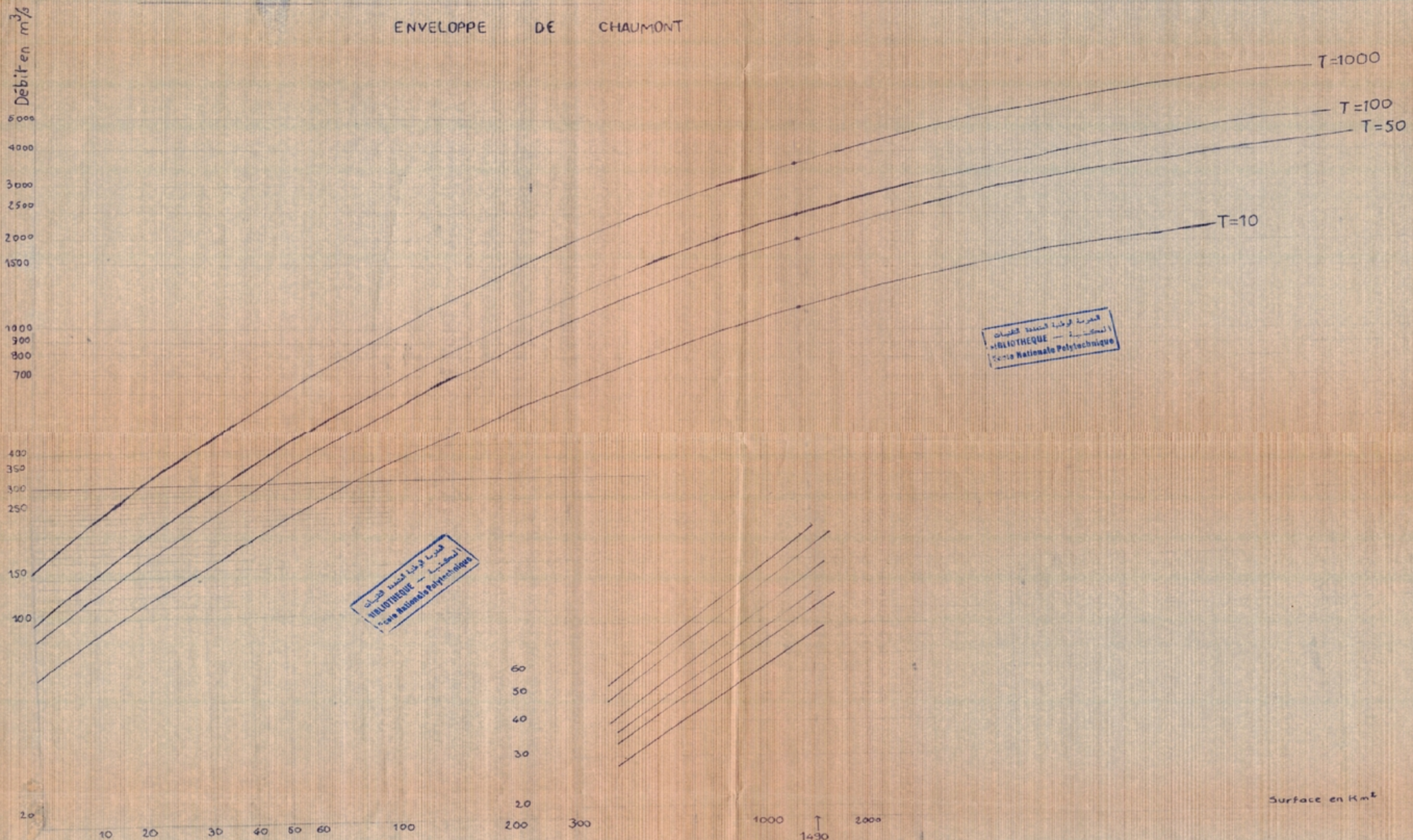
- Méthode de l'hydrogramme unitaire: $Q_{5000} = 2550 \text{ m}^3 / \text{s}$
- Méthode des isochrones : $Q_{5000} = 2620 \text{ m}^3 / \text{s}$
- Méthode de **MALLET-GAUTTIER**: $Q_{5000} = 2537 \text{ m}^3 / \text{s}$
- Courbes de **CHAUMONT** $Q_{5000} > 2252 \text{ m}^3 / \text{s}$

conduirait à un surdimensionnement de l'ouvrage et donc à des dépenses en plus, et qu'un dimensionnement par la méthode de **GIANDOTTI** ($Q_{5000} = 1526 \text{ m}^3 / \text{s}$) conduirait à un sous dimensionnement de l'évacuateur de crues donc à mettre cet ouvrage, voir même le barrage tout entier en péril.

En définitif on peut conclure que le barrage de **KOUDIAT-AFFREN** n'est pas en danger contre les crues , car la revanche adoptée par le bureau d'étude est de 2 m alors que la notre est de 50 cm.



ENVELOPPE DE CHAUMONT



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Surface en Km²

