Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages

Dam spillway design guidelines

Recommandations
juin 2013

comité français des barrages et réservoirs

Edition Cfbr - 2016
www.barrages-cfbr.eu

Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages
Guidelines for dam spillway design
ISBN 979-10-96371-00-6 – dépôt légal 3ème trimestre 2016

Cette œuvre est mise à disposition selon les termes de la Licence Creative Commons Attribution - Pas d'Utilisation Commerciale – Pas de Modification 3.0 France. Pour accéder à une copie de cette licence, merci de vous rendre à l'adresse suivante https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/3.0/fr.

En couverture : Barrage de Campauleil
© *EDF – Vincent Huppe*

Les recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, éditées par le CFBR, ont été élaborées par un groupe de travail ad-hoc.

Ce document propose une version française des recommandations (pages 2 à 166) suivie de sa traduction en anglais (pages 167 à 326).

The guidelines for dam spillway design, published by CFBR were developed by an ad hoc working group.

This document proposes a French version of the guidelines (pages 2 to 166) followed by its English translation (pages 167 to 326).

juin 2013

Objectifs du groupe de travail (lettre de mission du CFBR du 9 juillet 2009)

L'objectif essentiel du groupe de travail est de proposer des principes de dimensionnement des évacuateurs de crues. Pour ce faire il devra :

- *définir les concepts clés de la sécurité des barrages en période de crue, et préciser le vocabulaire afférent (cotes de PHE, de danger, revanche,...etc. et crues correspondantes) ; ces concepts tiendront compte de la classe et du type des barrages,*
- *proposer des recommandations pour la prédétermination des crues extrêmes, la prise en compte du laminage, l'impact de réservoirs amont,…*
- *proposer les critères de dimensionnement correspondant aux différentes sollicitations retenues ; ce dimensionnement concerne l'ensemble des organes utilisés pour le transit des crues,*
- *proposer des principes généraux de dimensionnement et de diagnostic des organes vannés et de leurs systèmes de commande.*

Remarques complémentaires :

- *une synthèse de quelques pratiques étrangères, et en particulier celles qui ont évolué récemment, pourrait être un travail initial du GT, facilitée par les publications du récent colloque de 2009 ;*
- *le groupe prendra en compte les publications du Cfbr existantes : « Petits Barrages – recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi » Cfgb 1997, et « Recommandations pratiques pour améliorer la sécurité des barrages en crue » Cfgb 1998 ;*
- *le choix de la crue de projet pendant des périodes de travaux pour protéger les installations de chantier ne fait pas partie explicitement de la mission du groupe. Ce point pourra être traité néanmoins par le groupe s'il en ressent le besoin.*

Composition du GT

Ce document a été rédigé par un groupe de travail du Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) qui a mené cette tâche sur la période de septembre 2009 à juin 2012 (15 réunions). Le groupe était composé de personnalités désignées en fonction de leurs compétences et expériences dans le domaine du dimensionnement des évacuateurs de crues :

Patrick Le Delliou,	BETCGB, animateur
Stéphan Aigouy,	BETCGB
Claude Albert,	CACG
Gérard Degoutte	IRSTEA (ex-CEMAGREF)
Luc Deroo,	ISL
Eric Domps,	SHEM
Etienne Frossard,	Coyne et Bellier (Tractebel Engineering)
Francis Fruchart,	CNR
Michel Lang,	IRSTEA (ex-CEMAGREF)
François Lemperière[1],	HYDROCOOP
Daniel Loudière,	CTPBOH
Bernard Reverchon,	EDF
Paul Royet,	IRSTEA (ex-CEMAGREF)
Thibaut Ulrich,	ARTELIA (ex-SOGREAH)

Stéphan Aigouy a assuré le secrétariat du groupe de travail.

SOMMAIRE

[1] N'approuve pas le rapport du groupe de travail

Introduction 6

Pourquoi des recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages ? 6

Domaine d'application des recommandations 6

Démarche générale du dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages 6

1. Terminologie – Glossaire 8

1.1. Géométrie 8
1.1.1 Cote de retenue normale (RN) 8
1.1.2 Cote de protection 8
1.1.3 Cote des plus hautes eaux (PHE) 9
1.1.4 Cote de danger 9
1.1.5 Revanche 10
1.1.6 Tirant d'air 10

1.2. Hydrologie 10
1.2.1 Régime de la rivière 10
1.2.2 Variables caractérisant les crues 10
1.2.3 Probabilité de non-dépassement *p* et période de retour *T* 12
1.2.4 Crue maximale probable 13
1.2.5 Crues de référence pour les projets 13

1.3. Organes hydrauliques 13
1.3.1 Évacuateur de crues 13
1.3.2 Organe de vidange 14
1.3.3 Organe de prise 14
1.3.4 Débitance 14

2. Recommandations pour l'évaluation des crues 15

2.1. Difficultés liées à l'estimation des crues extrêmes 15

2.2. Déroulement d'une étude des crues extrêmes 15

2.3. Collecte des données 16
2.3.1 Information hydrométrique 16
2.3.2 Information pluviométrique 16
2.3.3 Données naturalistes 18
2.3.4 Études hydrologiques antérieures 19
2.3.5 Mode de fonctionnement du bassin en crue 19

2.4. Prédétermination des crues extrêmes sur un site jaugé 19
2.4.1 Méthodes basées sur les débits 20
2.4.2 Méthodes basées sur la modélisation des processus de transformation pluie-débit 21

2.5. Méthodes de transfert vers un site non jaugé 23
2.5.1 Formules régionales 24
2.5.2 Méthode de l'indice de crue 25
2.5.3 Méthode Shyreg 25

2.6. Pluie Maximale Probable / Crue Maximale Probable 26
2.6.1 Estimation de la PMP 26
2.6.2 Estimation de la crue maximale probable 28

2.7. Propositions pour la prédétermination des crues extrêmes 28

3. Recommandations pour les dispositions constructives et les modalités de maintenance et d'utilisation des évacuateurs de crues 31

3.1. Démarche globale pour garantir la fiabilité 31

3.2. Systèmes concernés 32
3.2.1 Types d'évacuateur 33

3.2.2 Dimensionnement des évacuateurs vis-à-vis des corps flottants 42
3.2.3 Coincement des vannes par colmatage du pied des vannes 49
3.2.4 Types de vannes les plus répandus 50
3.2.5 Organes de manœuvre 57
3.2.6 Systèmes de contrôle-commande 59
3.2.7 Commandes hydrauliques à partir de la retenue 59

3.3. Conception des équipements 60
3.3.1 Équipements électromécaniques 60
3.3.2 Commande des vannes 65
3.3.3 Acquisition des informations 69
3.3.4 Système de surveillance et de conduite 71

3.4. Suivi et maintenance 75
3.4.1 Principes généraux 75
3.4.2 Essais périodiques des organes 75
3.4.3 Contrôles périodiques 76
3.4.4 Opérations de maintenance 76
3.4.5 Requalification des ouvrages et matériels 77

3.5. Utilisation des évacuateurs de crues – Gestion du passage des crues 77
3.5.1 Consigne générale d'évacuation des crues 78
3.5.2 Consigne d'exploitation en crue 79

3.6. Retours d'expérience sur des cas de défaillance 80
3.6.1 Défauts de conception 80
3.6.2 Défauts des informations entrantes du système de gestion 81
3.6.3 Défaut de maintenance 82

4. Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues 84

4.1. Pratiques françaises actuelles pour le dimensionnement des évacuateurs neufs ou existants 84
4.1.1 Préambule 84
4.1.2 Cote des PHE et revanche 84
4.1.3 Crues de dimensionnement 84
4.1.4 Écrêtement par la retenue 85
4.1.5 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crues 85
4.1.6 Dimensionnement hydraulique des coursiers, organes de dissipation… 85
4.1.7 Analyse du risque « crues » pour les PPI 85
4.1.8 Cas des petits barrages 86

4.2. Réglementations et pratiques étrangères 87
4.2.1 Documentation 87
4.2.2 Classement des barrages 87
4.2.3 Crues considérées 88

4.3. Propositions pour le dimensionnement ou la vérification des évacuateurs de crues en fonction de la classe (vulnérabilité), du type de barrage et du type d'évacuateur 91
4.3.1 Cotes de référence 91
4.3.2 Situations de projet 92
4.3.3 Dimensionnement hydrologique 96
4.3.4 Dimensionnement hydraulique 104
4.3.5 Dimensionnement structurel et mécanique 109
4.3.6 Cas particulier des barrages mobiles en rivière 110

4.4. Adaptation des barrages existants aux nouvelles recommandations 114

4.5. Utilisation des recommandations en dehors du contexte français 115
4.5.1 Période de retour de la crue extrême 115
4.5.2 Très petits barrages 116

5. Axes de recherches et de développements 117

5.1. Notion de ligne d'eau de danger 117

5.2. Prise en compte des incertitudes pour le choix de l'aléa hydrologique de référence 119

5.3. État initial de remplissage du barrage et volume de la crue de dimensionnement ou de la crue extrême 121

5.4. Estimation des crues extrêmes 124

5.5. Nouvelles problématiques posées par l'approche des états limites ultimes 125

5.6. Détermination de l'occurrence des crues de danger par la méthode des dommages incrémentaux 127

5.6.1 Introduction 127
5.6.2 Principe de la méthode telle qu'appliquée au Québec 128
5.6.3 Traduction graphique de détermination de la crue de danger 130
5.6.4 Conduite pratique de la méthode 132
5.6.5 Applicabilité de la méthode en France 132

Annexe 1 : Pratiques étrangères 136

Annexe 2 : Calcul de la revanche due aux vagues 149

Annexe 3 : Quelques exemples d'adaptation d'évacuateurs de crues de barrages existants 155

Annexe 4 : Bibliographie 159

Introduction

Pourquoi des recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages ?

La maîtrise du passage des crues est un élément fondamental de la sécurité des barrages ; elle est en grande partie fonction du dimensionnement des évacuateurs de crues et de leur fonctionnement. Les pratiques françaises en la matière relèvent actuellement beaucoup de l'expérience des différents bureaux d'études et maîtres d'ouvrages.

Deux colloques organisés en commun avec la SHF, en 2006 et en 2009, ont constitué autant d'étapes pour mieux appréhender cette problématique "crues" et initier les échanges techniques sur le sujet.

Le Comité Français des Barrages et Réservoirs a souhaité concrétiser ces échanges et a décidé en conséquence la mise en place d'un groupe de travail chargé de proposer à la Commission Exécutive des recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues applicables au parc des barrages français. Ces recommandations devaient tenir compte du contexte de la nouvelle réglementation française et en particulier au besoin de cadre de cohérence attendu par les rédacteurs et vérificateurs des études de dangers. Enfin, les résultats de ces réflexions menées au sein du CFBR répondent également à une attente du Comité Technique Permanent des Barrages et des Ouvrages Hydrauliques (CTPBOH).

Domaine d'application des recommandations

Ces recommandations s'appliquent à la justification du dimensionnement des capacités d'évacuation des crues de tous les barrages de classes A à D (décret 2007-1735 du 11 décembre 2007[2]) dans le contexte français, quel que soit le type de barrage et le type d'organe d'évacuation. Pour les barrages de classe D, il a toutefois été souhaité limiter le champ d'application des recommandations aux barrages retenant au moins 50000 m^3 ; les barrages de classe D dont la retenue est plus petite et *a fortiori* les barrages non classés ne sont pas concernés par les présentes recommandations. Le document est destiné aux projets d'évacuateurs de crues de barrages neufs, ainsi qu'aux projets de révision de barrages anciens et aux vérifications d'évacuateurs de barrages en service.

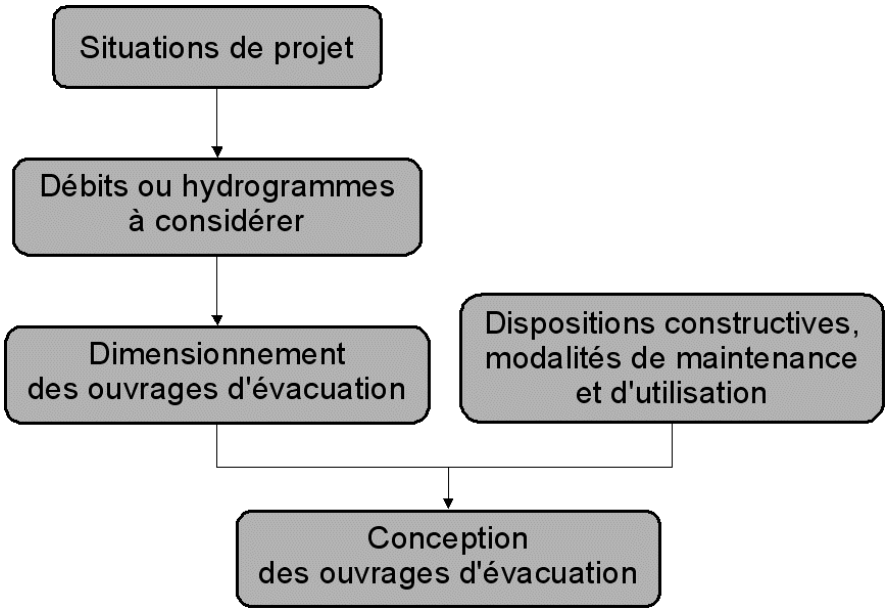
La majorité des recommandations du présent rapport, élaborées en fonction du parc de barrages et du contexte social et législatif français, pourrait être appliquée dans d'autres pays. Toutefois, les critères de dimensionnement, notamment ceux qui sont proposés au chapitre 4.3, doivent être considérés comme spécifiques et leur application à d'autres pays imposerait vraisemblablement des adaptations.

Démarche générale du dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages

Dans ces recommandations, on examine successivement la terminologie relative au domaine et utilisée tout au long des recommandations, l'évaluation des crues, les dispositions constructives et les modalités de maintenance et d'utilisation des évacuateurs de crues, le dimensionnement des évacuateurs de crues et les axes de recherches.

[2] Pour mémoire, les classes de barrages sont définies par ce décret en fonction de la hauteur du barrage et de la valeur du critère $H^2V^{0,5}$, avec une valeur de 200 entre la classe B et la classe C, et de 20 entre la classe C et la classe D.

Le logigramme à utiliser dans toute démarche de dimensionnement d'un évacuateur de crues est le suivant :



Démarche générale pour le dimensionnement et la conception d'un évacuateur de crues

Les différentes situations de projet à examiner sont définies au chapitre 4.3.2 (situation normale d'exploitation, situation rare de crue, situation exceptionnelle de crue, situation extrême de crue, autres situations de projet).

Les périodes de retour à considérer sont définies au chapitre 4.3.3. Les débits ou hydrogrammes de crue sont établis selon une méthodologie explicitée au chapitre 2.

Le dimensionnement des évacuateurs de crues fait l'objet du chapitre 4.3.

Les dispositions constructives et les modalités de maintenance et d'utilisation font l'objet du chapitre 3.

1. Terminologie – Glossaire

1.1. Géométrie

1.1.1 Cote de retenue normale (RN)

Il s'agit de la cote maximale que la retenue peut atteindre en exploitation normale hors épisode de crue. Même si pour beaucoup de barrages il s'agit d'une cote physiquement matérialisée par la cote d'un seuil, par le sommet d'une vanne de surface..., ce n'est pas toujours le cas, comme par exemple pour un barrage qui ne serait muni que d'un évacuateur de fond ou de demi-fond. Il s'agit généralement d'une valeur « contractuelle » fixée par un arrêté d'autorisation ou par un décret de concession.

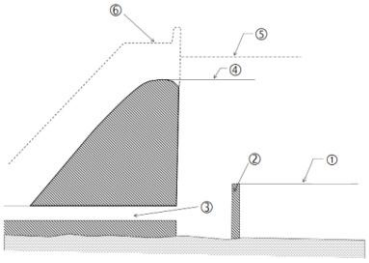
À cette cote correspond un chapitre de la note de calcul de stabilité générale du barrage avec des coefficients de sécurité suffisants ; en langage « Eurocodes », il s'agit d'une vérification aux états limites en situation quasi-permanente (recommandations CFBR 2012 pour la justification de la stabilité des barrages-poids et CFBR 2010 pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblais).

Pour les barrages non destinés spécifiquement à l'écrêtement des crues, la RN permet aussi de calculer le volume de la retenue nécessaire au classement de l'ouvrage vis-à-vis du décret 2007-1735.

1.1.2 Cote de protection

Cette notion ne s'applique qu'aux ouvrages de type écrêteurs de crues. Il serait dangereux d'étendre cette notion aux barrages conçus pour d'autres usages : un barrage de retenue d'eau n'a pas *a priori* de rôle de protection, d'autant que les vitesses de variation de débits ne peuvent être réduites comme cela peut être le cas pour un barrage écrêteur de crues muni de plusieurs niveaux de seuils.

Un barrage écrêteur de crues est en général équipé de pertuis (libres ou vannés), dont le dimensionnement est basé sur la capacité du lit en aval, en particulier dans une traversée urbaine. On évalue généralement le débit maximal non dommageable du cours d'eau en aval du barrage (par exemple débit de plein bord du lit mineur ou débit d'un ouvrage aval créant section de contrôle) et on dimensionne le ou les pertuis inférieurs pour délivrer au maximum ce débit. Lors des crues, il y a stockage temporaire dans la tranche d'eau de laminage et évacuation d'un débit plafonné par ces pertuis, jusqu'à atteindre la cote d'un déversoir de surface dont la fonction est d'assurer la sécurité du barrage lors des événements extrêmes.



①Plan d'eau semi-permanent
②Batardeau
③Pertuis
④Seuil de surface (cote de protection)
⑤Cote des PHE
⑥Crête

Figure 1.1 – Coupe schématique d'un barrage écrêteur de crues

La cote de protection est définie comme la cote du déversoir libre (sauf exception) de surface d'un barrage écrêteur de crues ; il s'agit d'une donnée intrinsèque à l'ouvrage.

La cote de protection est la cote de référence pour le calcul du volume « réglementaire » de la retenue au sens du décret 2007-1735. La note de calcul du barrage doit notamment faire apparaître une justification pour cette cote en situation rare.

1.1.3 Cote des plus hautes eaux (PHE)

La cote des PHE est introduite par la pratique française. Elle est parfois appelée « cote des plus hautes eaux exceptionnelles ».

Dans la pratique actuelle, elle correspond à la cote atteinte par la retenue dans l'hypothèse de l'arrivée d'une crue de dimensionnement de période de retour choisie.

À la cote des PHE, le calcul de stabilité de l'ouvrage doit faire apparaître des coefficients de sécurité suffisants (mais normalement inférieurs aux coefficients obtenus à RN). Par ailleurs, à cette cote, le passage des crues s'effectue sans endommagement de l'ouvrage et de l'ensemble des organes hydrauliques (évacuateurs de crues, coursiers, dissipateurs d'énergie, etc.).

Elle est liée à une crue, et donc à sa période de retour et à l'étude hydrologique qui en fournit les caractéristiques. On peut considérer qu'il s'agit d'une cote variable au cours de la vie de l'ouvrage.

1.1.4 Cote de danger

Elle s'est imposée au groupe de travail comme une composante obligatoire de l'estimation de la marge de sécurité d'un ouvrage.

Elle correspond à la cote au-delà de laquelle on ne sait plus garantir la stabilité de l'ouvrage. La vérification par le calcul de la stabilité intrinsèque du barrage pour cette cote est juste assurée avec les coefficients partiels associés aux situations extrêmes. Par ailleurs, à cette cote, le passage des crues s'effectue également sans causer la rupture de l'ouvrage (pas de ruine du barrage causée par le débordement d'un coursier, par l'érosion en pied due à la dissipation de l'énergie, etc.). Cela ne signifie pas qu'il y a rupture du barrage dès dépassement de cette cote. Il y a en effet encore des marges « cachées » dans les méthodes de calcul (par exemple dans la notion de valeur caractéristique prise en compte dans les paramètres de résistance mécanique) et dans l'appréciation de l'ingénieur. En ce sens, la probabilité de rupture dès le dépassement de la cote de danger peut être significative mais sans être égale à 1. La rupture dépend également encore de nombreux facteurs, comme par exemple l'ampleur et la durée du dépassement de la cote de danger (cas du déversement en crête d'un barrage meuble par exemple).

La détermination directe de cette cote pose d'importantes difficultés et il paraît inévitable d'adopter des règles forfaitaires (en tout cas pour fixer, par type de barrage, une borne supérieure) ; un état pathologique, un comportement particulier, un sous-dimensionnement de la structure peuvent justifier de retenir des valeurs inférieures. Selon les types d'ouvrages, la détermination de la cote de danger peut être entachée d'une incertitude plus ou moins forte[3].

Par ailleurs, on peut parfois ne pas déterminer directement la valeur de la cote de danger, s'il peut être démontré que la stabilité du barrage reste assurée, avec les coefficients partiels

[3] Pour les barrages en remblai, pour lesquels l'effet seuil est plus marqué, la cote de danger sera vraisemblablement estimée avec une incertitude plus faible que pour les barrages-poids et *a fortiori* pour les barrages-voûtes.

associés aux situations extrêmes, pour la cote atteinte dans ces situations extrêmes. Cette cote est alors une borne inférieure pour la cote de danger.

Il est également possible que, dans certains cas particuliers, la cote de danger n'existe pas (par exemple pour un barrage dont la submersion fait rapidement monter la cote aval, conduisant à un fonctionnement proche d'un seuil en rivière).

1.1.5 Revanche

La revanche est la différence de cote entre la retenue et la crête de l'ouvrage. Elle peut, dans certains cas, inclure le parapet. Cette revanche est dimensionnée à partir de critères sur la hauteur des vagues (cf. 4.3.3.5 et annexe 2), tant par rapport à la RN que par rapport aux PHE. Elle n'est en aucun cas associée à la notion de sur-hauteur mise en place sur les barrages meubles ou sur fondation compressible pour faire face aux futurs tassements de l'ouvrage.

1.1.6 Tirant d'air

Le tirant d'air est la hauteur entre la surface libre d'un plan d'eau ou d'un écoulement et un obstacle situé au-dessus. Le tirant d'air est variable au cours du temps en fonction des débits, du niveau de la retenue… Il peut dépendre aussi de la position des obstacles (vannes segments en position haute par exemple). Le tirant d'air permet d'apprécier le risque de coincement de corps flottants (la largeur des passes est tout aussi importante).

1.2. Hydrologie

1.2.1 Régime de la rivière

Les débits d'une rivière suivent un cycle saisonnier conditionné par le régime des précipitations et des températures, qui induisent des variations sur les écoulements, l'évapotranspiration, le stock neigeux et la couverture végétale, et par le niveau des nappes. On distingue classiquement la période des moyennes eaux de celle des extrêmes : basses-eaux ou étiage, alimenté par une vidange de la nappe en l'absence de ruissellement de surface (par manque de fortes précipitations), et hautes-eaux ou crue.

Une crue naturelle est une intumescence du débit de la rivière provoquée par une précipitation et/ou une fonte de neige. L'eau qui coule dans une rivière en crue est en général chargée de sédiments boueux, sableux ou graveleux. Une crue accidentelle peut être provoquée par la rupture d'un ouvrage retenant un lac ou par la rupture d'une retenue temporaire provoquée par un embâcle ou un glissement de terrain.

1.2.2 Variables caractérisant les crues

Pour que l'ingénieur puisse en faire l'étude, on résume les crues par un certain nombre de grandeurs ou variables. Les variables principales sont les variables indispensables pour la sécurité des barrages car elles affectent principalement le niveau maximum de la retenue. Les variables secondaires ont en général un effet beaucoup moins important sur le niveau maximum de retenue, mais elles peuvent permettre de caractériser des facteurs aggravants liés à un fonctionnement spécifique en crue.

1.2.2.1 Variables principales de caractérisation des crues

Les variables principales de caractérisation des crues sont les suivantes :

- le débit de pointe *Qmax* (en m^3/s) : valeur maximale du débit entrant dans une retenue pendant la durée de la crue ;
- le volume de la crue (en hm^3 ou millions de m^3) : volume d'eau entrant dans une retenue pendant un épisode de crue. Le début et la fin de l'épisode n'étant pas toujours aisés à positionner (succession rapprochée d'épisodes de crue), on pourra donner par ailleurs le débit moyen maximal de la crue *Vd*, pour différentes durées *d* ;
- le temps de base de la crue (en h) : durée de la crue ou durée pendant laquelle le débit entrant dans la retenue est supérieur à une valeur donnée, en général la valeur du « débit de base » (qui peut être différent en début et en fin de crue). On peut aussi définir le temps de base comme, par exemple, la base du triangle de même débit de pointe et de même volume que la crue réelle.

Il n'y a pas ambiguïté sur la définition du débit de pointe, mais le volume et le temps de base peuvent être estimés différemment par deux hydrologues suivant la méthodologie d'étude qui leur est propre, surtout en cas de crue complexe.

1.2.2.2 Variables secondaires de caractérisation des crues

On trouve également les variables secondaires suivantes :

- le débit de base avant et après la crue (en m^3/s) : avant la crue, on retient en général le débit de la rivière avant la brutale cassure qui marque souvent le début d'une crue. Après la crue, on retient souvent le débit qui apparaît sur une cassure de la courbe de décrue dessinée sur un graphique semi-logarithmique. En cas de crue complexe, il convient, pour estimer le débit de base, de soustraire le débit de fin de la crue précédente. Divers modèles permettent des estimations sinon plus fiables du moins plus homogènes d'une crue à l'autre. Une analyse des divers débits de base observés permet éventuellement de calculer un débit de base de la crue de projet. On retient parfois par précaution la moyenne annuelle ou saisonnalisée du débit du cours d'eau. La moyenne annuelle est également appelée module du cours d'eau. Une valeur plus forte pourra être retenue si l'on souhaite étudier le risque de concomitance d'un débit de base élevé avec un épisode de crue ;
- le débit moyen maximal *Vd* et le débit seuil maximal *Qd* (en m^3/s) : pour une durée *d* donnée, le débit moyen maximal *Vd* est obtenu en divisant le volume maximal de l'hydrogramme par la durée *d* (recherche par moyenne glissante mobile). Le débit seuil maximal *Qd* est le seuil de débit dépassé de façon continue sur la durée *d*. Le débit *Vd* est une variable intermédiaire utilisée dans la méthode du Gradex et ses variantes pour extrapoler la distribution des débits à l'aide de la distribution des pluies moyennes maximales *Pd*, sur la même durée. Le débit *Qd* peut être utilisé pour construire un hydrogramme de crue de référence, qui présente la particularité d'être homogène en fréquence, quel que soit le débit *Vd* utilisé pour le caractériser (cf. 5.3) ;
- les pluies journalières (mm) : ce sont les pluies mesurées au pluviomètre, par relevé quotidien à heure fixe (7 ou 8 heures en général) ;
- les pluies moyennes maximales sur une durée *d* : pour une durée *d* donnée, il s'agit du cumul pluviométrique (mm) ou de l'intensité (mm/h), mesurés au pluviographe ;
- l'hydrogramme de crue : pour un épisode de crue, variation du débit en fonction du temps. Pendant la phase de montée, le débit passe du débit de base au débit de pointe de crue. Puis il redescend jusqu'à la fin de la crue. On distingue l'hydrogramme d'entrée arrivant dans la retenue et l'hydrogramme de sortie restitué par les ouvrages d'évacuation du barrage. La forme de l'hydrogramme de crue pourra impacter le remplissage plus ou moins

rapide de la retenue. On pourra s'intéresser à plusieurs paramètres pour caractériser la forme de l'hydrogramme : 1/ le rapport entre la pointe de crue *Qmax* et le débit moyen maximal *Vd* (appelé aussi coefficient de pointe) ; 2/ le gradient maximal de montée ou vitesse de montée de la crue ($m^3/s/h$) sur une durée *d* (par moyenne glissante sur la montée de crue) ; 3/ les coefficients de forme et d'asymétrie qui caractérisent respectivement la concentration du volume autour de la pointe, et l'asymétrie du volume autour de la pointe.

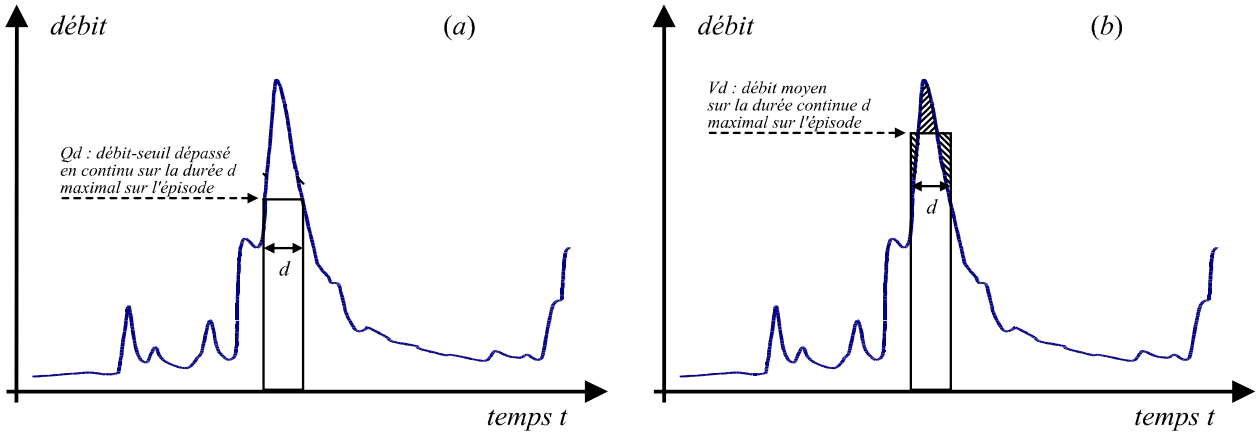


Figure 1.2 – Débit seuil et débit moyen maximal d'un hydrogramme de crue

1.2.3 Probabilité de non-dépassement *p* et période de retour *T*

Si l'événement de référence est défini comme le dépassement d'un débit de référence *Qp* par le maximum annuel, on peut lui associer deux grandeurs :

- la probabilité annuelle *p* de non-dépassement du débit *Qp* : $p = \text{Prob}[Q < Qp]$;
- le nombre moyen d'années *T* (ou période de retour) séparant deux occurrences d'événement,

avec la relation : $p = 1 - 1/T$.

Le tableau 1.1 donne le risque d'observer au moins une fois un événement supérieur à la crue de référence sur une période donnée, à partir de la relation :

$$\text{Prob}[Q > Qp \text{ au moins une fois sur } N \text{ années}] = 1 - (1-1/T)^N$$

Après avoir défini le débit de référence utilisé pour caractériser la crue (débit de pointe, débit moyen maximal, débit seuil maximal), la crue décennale (respectivement centennale, millennale) est la crue dont la probabilité annuelle de dépassement du débit de référence vaut 10^{-1} (respectivement 10^{-2}, 10^{-3}).

Quantile *Qp*		Probabilité de dépasser au moins une fois le quantile *Qp* sur *N* années				
Probabilité de non-dépassement	Période de retour *T* (ans)	*N*=1	*N*=10	*N*=20	*N*=50	*N*=100
0,9	10	10^{-1}	0,65	0,88	0,995	$1-(3 \times 10^{-5})$
0,99	100	10^{-2}	10^{-1}	0,18	0,39	0,63
0,999	1000	10^{-3}	10^{-2}	2.10^{-2}	5.10^{-2}	10^{-1}

0,9999	10000	10^{-4}	10^{-3}	2.10^{-3}	5.10^{-3}	10^{-2}

Tableau 1.1 – Probabilités de dépasser le quantile Qp

Les probabilités de dépassement à l'échelle annuelle peuvent sembler faibles, mais le risque est à considérer sur la durée de vie de l'ouvrage. Ainsi, la probabilité d'avoir au moins une crue millennale (respectivement décamillennale) sur une durée de 100 ans est d'une chance sur 10 (respectivement 100), ce qui est loin d'être négligeable.

La notion de période de retour est souvent interprétée à tort comme une récurrence régulière toutes les *T* années d'un événement. Il s'agit d'une durée moyenne entre deux occurrences. On peut citer le cas de la Loire en aval du bec d'Allier où les trois plus fortes crues connues depuis au moins deux siècles se sont produites sur une période de 21 ans, en 1846, 1856 et 1866.

On doit dans certains cas définir la crue de référence par son volume V, ou encore par son débit moyen maximal.

1.2.4 Crue maximale probable

En matière de sécurité des barrages, certaines pratiques font appel à la notion de Crue Maximale Probable ou possible (CMP). Il s'agit d'une crue extraordinaire, envisageable mais non reliée à une probabilité.

1.2.5 Crues de référence pour les projets

On distingue plusieurs crues de référence :

- la crue de chantier : crue contre laquelle il est décidé de protéger le chantier durant la construction de l'ouvrage ;
- la crue de protection : pour les barrages écrêteurs de crues, la crue qui permet d'atteindre la cote de protection (cf. 1.1.2) ;
- la crue exceptionnelle : crue considérée lors de la détermination des PHE de l'ouvrage. Les PHE étant parfois susceptibles de varier au cours de la vie de l'ouvrage (nouvelle note de calcul de stabilité, modification de la capacité d'évacuation des crues…), la crue de dimensionnement est également variable : réactualisation de la crue exceptionnelle suite à un événement hydrologique extrême, modification de la probabilité à prendre en compte suite à une modification de la réglementation ;
- la crue extrême : crue permettant à la retenue d'atteindre la cote de danger. Elle peut dépendre d'un taux de dysfonctionnement de l'évacuateur de crues. Attention, le terme « crue extrême » peut également être utilisé de manière générique, notamment par les hydrologues, pour caractériser les crues importantes, supérieures aux crues courantes (cf. 2.4 ou 2.7 par exemple).

1.3. Organes hydrauliques

1.3.1 Évacuateur de crues

Il s'agit d'un organe hydraulique destiné à assurer le transit des crues. Il peut s'agir d'un déversoir à seuil libre fonctionnant par « trop-plein » ou d'un organe vanné (de surface, de

fond ou de demi-fond) ou d'un organe mixte[4]. Un même barrage peut avoir plusieurs organes hydrauliques dédiés à l'évacuation des crues, du même type ou non.

1.3.2 Organe de vidange

Il s'agit d'un organe hydraulique destiné à la vidange volontaire de la retenue (en cas de désordres graves, pour des opérations d'inspection, de maintenance…). L'organe de vidange est situé en partie basse du barrage. Il peut ne pas être situé au point le plus bas du barrage (dans ce cas, la retenue ne peut pas être totalement vidée gravitairement et il reste un culot non vidangeable). L'organe de vidange n'est normalement pas compté comme évacuateur de crues (sauf s'il est explicitement conçu pour cela, avec des sécurités suffisantes pour la commande, l'alimentation électrique, etc.).

1.3.3 Organe de prise

Il s'agit d'un organe hydraulique destiné à l'exploitation de l'eau de la retenue (prise usinière, prise d'eau potable…). Il ne doit pas être considéré comme faisant partie des capacités d'évacuation des crues.

1.3.4 Débitance

La débitance d'un organe hydraulique est le débit évacuable pour une cote de retenue donnée. L'accroissement de cette débitance avec la cote de retenue peut être très variable en fonction du type d'évacuateur de crues (cf. 3.2.1). Le cas échéant, elle peut être influencée par les conditions d'ennoiement aval.

[4] Par exemple seuil libre équipé de hausses fusibles

2. Recommandations pour l'évaluation des crues

2.1. Difficultés liées à l'estimation des crues extrêmes

L'estimation de la crue de dimensionnement et de la crue extrême d'un barrage pose des problèmes spécifiques liés au petit nombre et au type des données disponibles qui sont fournies par la nature suivant un processus aléatoire. De plus, les approches proposées pour analyser ces données sont diverses et font encore l'objet de recherches et parfois de débats. Très souvent, les séries hydrométriques à traiter ne couvrent que quelques dizaines d'années, avec en général aucun événement exceptionnel, et elles se trouvent à distance du barrage. On se trouve alors confronté à plusieurs difficultés :

- comment extrapoler des séries trop courtes, ne disposant le plus souvent d'informations que sur des événements plus ou moins courants ?
- comment estimer des valeurs de référence sur l'ensemble du territoire alors que le réseau de mesure a une densité forcément limitée au regard de la variabilité spatiale des pluies et des débits ?
- comment mettre à jour notre connaissance des événements extrêmes dans un contexte évolutif, avec de fortes interrogations sur la variabilité climatique et les effets du changement climatique ?

La théorie des valeurs extrêmes (Coles, 2001) offre un cadre mathématique rigoureux pour représenter le comportement probabiliste de la valeur maximale annuelle par la loi généralisée des extrêmes et des valeurs supérieures à un seuil par la loi de Pareto généralisée. Mais elle repose sur des hypothèses non complètement vérifiées en hydrologie (indépendance, homogénéité, stationnarité des valeurs de l'échantillon) et n'est valide que de façon asymptotique, pour des tailles d'échantillon de plusieurs centaines de valeurs bien supérieures à celles disponibles en pratique.

On est ainsi confronté à un fort niveau d'incertitude lié à la distribution d'échantillonnage (forte sensibilité à la présence de valeurs singulières), à l'erreur d'estimation sur les débits de crue (extrapolation de la courbe de tarage), et à l'extrapolation du modèle théorique aux valeurs extrêmes. Or les événements courants ne sont que peu informatifs, au sens statistique, pour la prédétermination des fortes valeurs de crues. La genèse physique de ces valeurs extrêmes est en effet bien différente de celle des événements courants. Appliquées sur de longues séries, la théorie des valeurs extrêmes redevient pertinente pour l'estimation des valeurs extrêmes, d'où la préoccupation des hydrologues de développer des méthodes permettant d'incorporer des informations complémentaires aux seules séries locales de données de quelques dizaines d'années (cf. 2.4).

2.2. Déroulement d'une étude des crues extrêmes

Après une phase de recherche des données disponibles, on distingue le cas où les données hydrométriques sont disponibles près du site à étudier de celui où les données sont insuffisantes ou inexistantes. Dans le premier cas de figure, il sera possible de réaliser une estimation de crues de référence, en exploitant des informations sur les débits et des outils basés sur la connaissance des processus de transformation de la pluie en débit. Une analyse régionale est souhaitable même dans le cas où les données sont disponibles sur le site car elle renforce la fiabilité de l'étude.

Dans le second cas de figure, il est nécessaire d'utiliser des approches de transfert spatial pour estimer l'aléa hydrologique de référence sur un site non jaugé, ou avec une information réduite.

2.3. Collecte des données

2.3.1 Information hydrométrique

2.3.1.1 Constitution d'un jeu de données

Afin de constituer un jeu de données, il convient de :

- récupérer la chronique de débit sur le site le plus proche, et sur des sites voisins ;
- vérifier l'existence de données sur les crues anciennes auprès du service de prévision des crues, de la Dreal (atlas des zones inondables) et en consultant les études hydrologiques antérieures et l'inventaire de Maurice Champion (Champion, 2002) ;
- se renseigner sur l'existence de marques de crues ;
- compléter éventuellement ces informations par une enquête historique spécifique (consultation des archives départementales et parcours de fonds plus spécialisés).

2.3.1.2 Analyse critique des données

L'analyse critique des données contient les étapes suivantes :

- visualisation de la chronique de débit ;
- examen des courbes de tarage et du nuage des jaugeages ;
- échange avec le gestionnaire sur la qualité des données ;
- vérification de la cohérence des informations (recoupement spatial, analyse des laisses de crue) ;
- dans la mesure du possible, examen du dossier de la station, visite de terrain et validation de l'extrapolation de la courbe de tarage ;
- conversion des cotes de crues historiques en débit (vérifier la stabilité du fond du lit et prendre en compte d'éventuels changements dans la géométrie du lit mineur et/ou du lit majeur) ;
- détermination d'un seuil d'exhaustivité au-delà duquel on peut considérer que tous les événements sont connus.

2.3.2 Information pluviométrique

2.3.2.1 Constitution d'un jeu de données pluviométriques

À défaut de pouvoir collecter toutes les observations journalières aux stations de la zone d'étude, on recueille des totaux et maxima mensuels et annuels de pluies journalières aux pluviomètres de la zone d'étude, pluies journalières supérieures à un seuil pendant la période d'observation des crues (aux pluviomètres utiles pour l'étude pluie-débit). On ajoute éventuellement les enregistrements pluviographiques des fortes averses.

L'application d'approches par maximisation de la pluie (cf. 2.6.1.1) peut exploiter des informations complémentaires aux précipitations comme l'humidité relative, la température de l'air et la vitesse du vent. La méthode Schadex (cf. 2.4.2.3) exploite des informations sur les champs de pression (approche par type de temps) et sur la température de l'air (correction de la pluie de bassin sur les zones d'altitude, et modèle hydrologique Mordor avec une composante nivale).

2.3.2.2 **Analyse critique des données**

On procède en trois étapes:

- Étape 1 : vérification de lacunes d'observations, par comparaison des données de stations proches ; en cas de lacunes constatées, soit on supprime l'année, soit on reconstitue les valeurs manquantes (à condition que la somme des valeurs reconstituées soit inférieure à 20 ou 30% du total annuel). Les fortes pluies journalières ne sont jamais reconstituées ;
- Étape 2 : constitution de séries longues et aussi complètes que possible à partir des observations en des lieux différents. Cette étape est souvent réalisée par l'organisme gestionnaire du réseau, qui met bout à bout sous le nom d'une station unique les séries observées en des postes différents ;
- Étape 3 : contrôle de l'homogénéité des séries obtenues, par doubles cumuls par exemple. En cas de rupture d'homogénéité, soit on coupe la série en deux, soit on corrige une des deux parties de la série. Ce contrôle s'effectue sur chaque série de totaux annuels de pluie (qui sont donc à collecter même pour une étude des crues) et, en cas d'hétérogénéité constatée, le résultat est vérifié ou infirmé sur la série des maxima annuels de pluies journalières.

Un contrôle des enregistrements pluviographiques est également indispensable. Dans certains cas, un plafonnement des intensités de pluie à pas de temps court peut être observé du fait de problèmes métrologiques (cadence de basculement des augets insuffisante, surface du cône récepteur trop importante, déficit de captation liée au vent, etc.).

2.3.2.3 Analyse de la pluie du bassin considéré

Il convient :

- d'analyser la variabilité spatiale des pluies dans le secteur géographique d'étude (au-delà des limites du bassin versant) et éventuellement prendre en compte des phénomènes particuliers : effet orographique, abattement des précipitations en zone d'altitude (limite pluie-neige) ;
- de raisonner suivant les approches sur une lame d'eau de bassin (obtenue par moyenne arithmétique de plusieurs postes ou par krigeage), ou de retenir un poste représentatif de la pluie de bassin.

2.3.2.4 **Choix d'un pas de temps et d'un échantillonnage saisonnier adaptés à la dynamique des crues du bassin considéré**

Il convient :

- du fait de la meilleure disponibilité des pluies journalières (plus forte densité du réseau d'observation, longueur des chroniques), de retenir un pas de temps supérieur ou égal à la journée, en effectuant si besoin une correction sur le centrage des valeurs (correction de Weiss). Si le temps de réaction du bassin en crue est de quelques heures, il est indispensable d'exploiter directement des données pluviographiques ou d'utiliser des courbes intensité-durée-fréquence ;
- de raisonner sur la saison à plus fort risque plutôt qu'à l'échelle annuelle. Dans le cas de méthodes d'extrapolation basées sur l'information pluviométrique, ne pas retenir la saison des plus fortes intensités de pluie si celle-ci ne correspond jamais à la saison des plus fortes crues (cas de pluies orageuses d'été provoquant des débits inférieurs à ceux des crues hivernales).

Nota : certaines méthodes, comme la méthode Speed (cf. 2.4.2.2), intègrent la relation intensité-durée-fréquence des pluies dans la relation probabiliste pluie-débit, ce qui justifie dans ce cas l'utilisation des seules pluies journalières.

2.3.2.5 Critique des données et des hypothèses de modélisation pluie-débit

La critique suit la démarche suivante :

- contrôle visuel de la chronique des pluies et de celle des crues et comparaison des données agrégées à différents pas de temps (journalier → mensuel ; horaire → journalier) ;
- raisonnement en sous-bassins homogènes d'un point de vue climatologique, si l'échelle du bassin est trop large ;
- étude du rendement des pluies (lame d'eau ruisselée / lame d'eau précipitée) des plus forts événements de crue, pour évaluer le seuil d'extrapolation des méthodes statistiques (Gradex, Agregee, Speed) ;
- vérification si l'hypothèse de correspondance statistique entre les distributions de pluie et de débit d'un même pas de temps est pertinente, et le cas échéant utilisation d'une modélisation plus complète (influence de la neige, présence de karst, crue par remontée de nappe, laminage des crues par une zone d'expansion ou par des ouvrages de retenue, secteur urbanisé…) ;
- vérification de la qualité du calage du modèle pluie-débit des méthodes par simulation (Shypre), sur les plus forts événements de crue.

2.3.3 Données naturalistes

L'approche hydrogéomorphologique (Garry *et al.*, 1996) permet, à partir d'une analyse des cartes topographiques au 1/25000ème, de stéréographies aériennes et de reconnaissances de terrain par un géomorphologue, de distinguer les différentes unités du lit d'écoulement de la rivière : le lit mineur correspond à la section usuelle d'écoulement, le lit moyen assure la transition entre le lit mineur et le lit majeur, et le lit majeur, qui fonctionne pour les crues importantes, correspond à la plaine alluviale. Les limites de ce dernier lit donnent une idée de l'extension maximale du champ d'inondation. Cette méthode a fait l'objet d'une application généralisée à l'ensemble de la région Midi-Pyrénées (Prunet, 1998 ; Vidal, 2000 ; Lambert *et al.*, 1995) et des principaux cours d'eau des régions Languedoc-Roussillon et Provence-Alpes-Côte-d'Azur (Delgado, 2006), dans le cadre de la mise en place d'une cartographie informative sur les zones inondables.

Les crues récentes de novembre 1999 dans l'Aude et de septembre 2002 dans le Gard ont confirmé pour les cours d'eau méditerranéens que les inondations pouvaient réoccuper l'ensemble de leurs plaines alluviales. Elles ont également permis de vérifier la pertinence de la cartographie des plaines alluviales et des zones inondables par approche hydrogéomorphologique. Une estimation des débits des crues de référence hydrogéomorphologique, qui inondent complètement la surface des plaines alluviales, est en général possible (profil en travers topographique de la plaine alluviale de forme concave) à l'aide de modélisation hydraulique par tronçon homogène. Les résultats de travaux universitaires (Chave, 2002 ; Esposito, 2003) et d'études techniques portant sur ces mêmes crues et inondations récentes montrent que les valeurs estimées des débits hydrogéomorphologiques sont supérieures ou égales aux valeurs estimées des débits des crues historiques et des débits de fréquence centennale.

Une approche complémentaire, appelée paléo-hydrologie, permet par ailleurs la reconstitution du niveau atteint par les plus fortes crues depuis plusieurs millénaires, en s'intéressant aux dépôts laissés par les crues, soit directement dans le champ d'inondation, soit dans des grottes surplombant le lit mineur. Des techniques d'analyse stratigraphique et de datation des dépôts (carbone 14, thermoluminescence, césium 137, plomb 210…) sont alors utilisées pour proposer une chronologie de crues (House *et al.*, 2002 ; Benito *et al.*, 2004). L'estimation des débits de crue est facilitée par le choix de sites où les variations d'altitude du fond du lit peuvent être considérées comme faibles à l'échelle de quelques milliers d'années. Les résultats obtenus sur le bassin de l'Ardèche (Sheffer *et al.*, 2003a) ont montré que la crue de 1890, la plus forte connue sur une période historique de quatre siècles, n'avait pas été dépassée depuis plusieurs milliers d'années. Inversement, les analyses paléo-hydrologiques menées sur deux grottes situées dans les gorges du Gard (Sheffer *et al.*, 2003b) ont mis en évidence la trace de cinq crues ayant dépassé le niveau de la crue de septembre 2002, dont trois sur la période 1400-1800.

Ces deux approches naturalistes (hydro-géomorphologie, paléo-hydrologie) sont intéressantes dans la mesure où elles permettent d'élargir de façon considérable l'échelle chronologique d'investigation, et de donner des éléments objectifs sur les crues majeures survenues sur le bassin versant. Elles soulèvent toutefois des difficultés d'interprétation pour déterminer si les niveaux de crues atteints dans les conditions climatiques et géomorphologiques du passé restent représentatifs du risque d'inondation futur (variations climatiques à l'échelle pluriséculaire, divagation latérale du cours d'eau dans la plaine d'inondation, changement de l'occupation du sol sur le bassin).

2.3.4 Études hydrologiques antérieures

Il est nécessaire de faire la synthèse des études déjà réalisées au droit du site et sur le bassin versant. Outre les estimations des crues de référence, on note la méthode d'extrapolation utilisée, le jeu de données exploité (période de mesure considérée), le recensement des données, la critique des données, et toutes remarques et informations sur le régime des crues et les conditions d'écoulement propres au bassin.

2.3.5 Mode de fonctionnement du bassin en crue

Il est également nécessaire de faire la synthèse des éléments disponibles permettant d'apprécier le mode de fonctionnement du bassin pour les plus forts événements de crue : description-typologie météorologique, répartition spatiale des précipitations, dates dans l'année, cotes atteintes et zones de fortes vitesses, genèse des crues (pluviale-nivale), conditions particulières d'écoulement (présence de champ d'inondation, transport solide et changements morphologiques du lit mineur et/ou du lit majeur, endiguements, brèches/ruptures de digues …).

2.4. Prédétermination des crues extrêmes sur un site jaugé

Les méthodes basées sur l'ajustement local de séries de débit présentent les limites décrites en section 2.1, et c'est pourquoi on doit avoir recours aux autres méthodes décrites dans cette section 2.4, soit en augmentant la taille de l'échantillon des débits, soit en conditionnant l'extrapolation de la distribution des crues à une connaissance sur la distribution des pluies (Lang et Lavabre, 2007).

2.4.1 Méthodes basées sur les débits

2.4.1.1 Théorie des valeurs extrêmes appliquée à des jeux régionaux

Une première façon d'augmenter la taille de l'échantillon consiste à élargir le domaine spatial d'observation et à analyser simultanément les observations de différents postes de mesure d'une zone supposée homogène. La première application (Dalrymple, 1960) considérait que les distributions des sites d'une même région homogène étaient identiques, à un facteur multiplicatif près, appelé indice de crue. De nombreux raffinements ont été apportés depuis (Hosking et Wallis, 1997a, St-Hilaire et *al.*, 2003, Ribatet *et al.*, 2006), notamment sur la notion d'homogénéité hydrologique (découpage géographique, puis voisinage hydrologique) et sur le mode de traitement statistique qui permet de combiner information locale et régionale, avec un poids fonction du degré d'homogénéité-hétérogénéité du jeu régional de données. Une des limitations de ces approches est souvent de ne pas considérer l'impact de la dépendance spatiale entre données, qui peut conduire à sous-estimer l'incertitude finale sur l'estimation des quantiles de pluie et de débit de référence (Hosking et Wallis, 1997b).

2.4.1.2 Théorie des valeurs extrêmes appliquée à un échantillon mixte (crues du réseau d'observation systématique et crues historiques)

Les sociétés humaines ont été confrontées au risque d'inondation dès lors qu'elles se sont installées aux abords des cours d'eau. Par conséquent, les crues les plus catastrophiques des siècles passés ont laissé des traces, sous formes de témoignages, de descriptions plus ou moins exhaustives du phénomène voire parfois de relevés quantitatifs. L'intégration de données historiques vise à prendre en compte ces informations relatives aux événements les plus catastrophiques (et donc les plus rares) dans le calcul des quantiles de crues. L'intérêt est évidemment d'élargir l'échelle temporelle d'analyse, en utilisant des événements exceptionnels, qui sont potentiellement les plus riches d'information pour l'estimation des quantiles extrêmes. Par contre, les données issues d'enquêtes historiques sont entachées d'incertitudes beaucoup plus importantes que les données récentes issues de mesures continues.

Au niveau méthodologique, cette approche réclame une collaboration entre historiens et hydrologues. Le travail de l'historien consiste à identifier les sources potentielles d'information, puis à effectuer des recherches dans les archives afin de recenser les événements passés et les données associées. Un des points importants de cette analyse est d'assurer l'exhaustivité du recensement, c'est-à-dire d'assurer qu'aucun événement supérieur à un certain seuil de perception n'a pu être oublié. Le travail de l'hydrologue consiste à traduire ces informations en données utilisables pour les calculs de prédétermination, puis d'estimer les quantiles en utilisant des modèles statistiques adaptés aux particularités des données historiques.

Les données anciennes doivent être traitées comme des données censurées (Naulet *et al.*, 2005) : en effet, la seule information disponible pour la plupart des années anciennes est de la forme « le débit maximal annuel n'a pas dépassé un certain seuil de perception ». De plus, les débits historiques ayant dépassé le seuil de perception sont entachés de fortes incertitudes, pour les raisons suivantes :

- l'enquête historique fournit généralement des renseignements sur la hauteur maximale atteinte au cours de la crue. Chaque valeur de hauteur est entachée d'une erreur potentielle dépendant de l'origine de la donnée (laisse de crue, observation à l'échelle à un instant précis de la crue, etc.). On se méfiera des changements de système de référence altimétrique (déplacement d'échelles), source d'erreur systématique ;

- les hauteurs sont transformées en débit via un modèle hydraulique. Ceci induit une erreur potentielle importante, liée au calage des paramètres du modèle et aux incertitudes sur la topographie de la section modélisée. À l'inverse des erreurs affectant les hauteurs, ces erreurs de modélisation sont systématiques (c'est-à-dire qu'une même erreur affecte tous les débits reconstitués par un même modèle hydraulique).

Au final, le traitement mixte d'informations sur les crues récentes observées via le réseau de stations hydrométriques et sur les crues historiques des deux à trois derniers siècles permet généralement d'affiner l'estimation des crues extrêmes (Miquel, 1984 ; Parent et Bernier, 2003). Un traitement statistique complet (Neppel *et al.*, 2010), intégrant les erreurs sur les hauteurs et débits des crues historiques, montre toutefois que ce constat est à nuancer suivant la qualité de la reconstitution des crues anciennes.

2.4.2 Méthodes basées sur la modélisation des processus de transformation pluie-débit

2.4.2.1 Modèles hydrologiques déterministes

Cette approche consiste à transformer une pluie de référence en crue de référence, en utilisant un modèle hydrologique de transformation de la pluie en débit, adapté aux caractéristiques physiques du bassin versant.

La pluie est représentée par un hyétogramme. Le fonctionnement du bassin versant est déterminé par des paramètres synthétiques qui décrivent les processus d'infiltration, de ruissellement et éventuellement d'évaporation, d'écoulement souterrain et de fonte des neiges.

Le modèle hydrologique le plus fréquemment utilisé est l'hydrogramme unitaire du Soil Conservation Service (Ven Te Chow, 1964), qui décrit le fonctionnement du bassin versant par deux paramètres synthétiques : le temps de concentration et le coefficient CN (« curve number »), associés respectivement à la cinétique de ruissellement et à la capacité d'infiltration.

Il existe de nombreux autres modèles déterministes, parmi lesquels GR4, Topmodel, SWMM, … Les différents modèles hydrologiques ont été développés et calés sur une certaine typologie de bassins versants, et ne sont donc pas nécessairement bien adaptés pour décrire toutes les situations. Il est important que le modèle hydrologique soit bien calé sur des événements réels, pour calibrer correctement les paramètres.

L'intérêt de cette approche est de pouvoir spécifier dans le détail la forme de la pluie de projet et de décrire le processus de rétention en eau du bassin par un modèle hydrologique. La difficulté réside dans le choix adapté des conditions initiales de saturation du bassin qui permette d'attribuer une période de retour à la crue de référence. Une hypothèse forte de ces approches est la correspondance directe entre une pluie de projet de période de retour donnée avec une crue de projet de même période de retour.

2.4.2.2 Modèles probabilistes pluie-débit

La méthode du Gradex, développée par EDF (Guillot et Duband, 1967) pour la sécurité des grands barrages, est utilisée couramment en France pour l'estimation des débits de fréquences rare et exceptionnelle. La méthode utilise l'information pluviométrique pour extrapoler la distribution de fréquence des débits. Son succès est en particulier lié à sa

(relative) facilité de mise en œuvre qui résulte de la simplification extrême du processus de transformation de la pluie en débit. Elle repose sur trois hypothèses :

- la distribution de fréquence des pluies est à décroissance exponentielle simple ;
- la distribution de rétention en eau du bassin versant ne dépend plus de la valeur de pluie ou débit, au-delà d'une certaine période de retour T_g ;
- la forme générale de la fonction de transfert des crues est invariante avec la fréquence.

Le graphique obtenu, avec au-delà d'une certaine période de retour T_g un parallélisme entre la distribution des pluies P et la distribution des débits Q (les deux étant exprimés en lame d'eau précipitée – écoulée sur une même durée), peut laisser croire que le passage de la pluie au débit s'effectue par une règle simple : $Q = P - \mathrm{E}(R)$, où $\mathrm{E}(R)$ est la rétention moyenne.

La méthode du Gradex considère en fait une relation générale $Q = \varphi(P, R)$, où au niveau événementiel une pluie de période de retour donnée T_1 donne une crue de période de retour T_2, fonction de l'état initial de saturation : $T_1 < T_2$ si le bassin est déjà bien saturé, $T_1 = T_2$ en cas de rétention moyenne, $T_1 > T_2$ si le bassin a une forte capacité d'interception. L'hypothèse faite sur le comportement de la distribution asymptotique de la rétention conduit à ce parallélisme entre distributions de pluie et de débit, qui n'est pas valide à l'échelle d'un événement pluie-débit. Garavaglia (2011) a illustré sur un cas simple, où la transformation pluie-débit est modélisée par un modèle à réservoir (débit nul si le volume de la pluie n'excède pas la capacité de rétention du réservoir ; sinon débit égal à la pluie moins la capacité de rétention), le calcul de la distribution du débit, conditionné à l'état initial R du réservoir :

$$\mathrm{Prob}[Q < q] = \int_{R=0}^{R\max} \mathrm{Pr}ob[Q < q|R]\, f(R)dR$$

En supposant que la distribution du niveau initial du réservoir est uniforme et avec une distribution exponentielle pour les pluies, on obtient une distribution exponentielle pour les débits, de même paramètre d'échelle.

Deux approches prolongeant la méthode du Gradex sont également utilisées en France :

- la méthode Speed (Cayla, 1990, 1995) prolonge la théorie du Gradex en intégrant des théories complémentaires pour établir les relations probabilistes utilisées. En particulier, la relation intensité-durée-fréquence des pluies de Montana permet une application à de petits bassins versants de temps de concentration inférieur à la journée. La méthode Speed comporte deux parties :
    - une analyse probabiliste régionale des pluies journalières, fondée strictement sur les axiomes du processus de Poisson et qui, sous réserve de quelques hypothèses supplémentaires de stationnarité spatiale, permet deux améliorations par rapport au calcul statistique : une réduction des incertitudes d'échantillonnage et la mise en évidence (et la quantification probabiliste) de régimes complexes ou de horsains,
    - une analyse de la corrélation probabiliste entre pluies journalières et débits de pointe de crue, qui permet de déterminer la relation entre les lois de probabilité de ces deux grandeurs. De cette analyse découle directement la distribution de la pointe de crue, à partir de la distribution des pluies journalières et d'une estimation de la capacité moyenne d'infiltration du bassin versant, en mm (à noter qu'il existe un lien entre cette capacité moyenne d'infiltration et la nature géologique du bassin versant, ce qui permet de réduire l'incertitude) ;
- le modèle Agregee (Margoum *et al.*, 1994), qui assouplit les hypothèses de base de la méthode du Gradex, en autorisant pour la pluie des lois non strictement à décroissance exponentielle et en introduisant une fonction analytique pour raccorder progressivement le domaine des crues observées et celui des crues exceptionnelles (saturation progressive du bassin versant).

Par rapport aux approches déterministes, la pluie est ici représentée de façon succincte, uniquement en terme de distribution de volume de pluie et pas en terme événementiel sous forme de hyétogramme. Le processus de transformation pluie-débit reste très sommaire comparé à celui qui peut être introduit dans un modèle pluie-débit. L'intérêt de ces approches est de pouvoir conditionner l'extrapolation de la distribution des crues avec le paramètre définissant la forme de la distribution des pluies fortes.

2.4.2.3 Couplage d'un simulateur d'averses et d'un modèle hydrologique

Des modèles hydrologiques plus complets ont été introduits, à partir de générateur d'averses pour mieux apprécier l'aléa pluviométrique et de modèles pluie-débit pour mieux représenter la transformation pluie-débit.

Le modèle Shypre (Cernesson *et al*., 1996 ; Arnaud et Lavabre, 2000 et 2002), acronyme de Simulation d'hydrogrammes pour la prédétermination des crues, permet de générer de très longues chroniques de pluies horaires (sur 100 000 ans, par exemple) dont on déduit les hydrogrammes de crue par application d'une modélisation simple de la pluie en débit. Le classement des pluies et des débits simulés permet de tracer les distributions de fréquence « empirique » des pluies et des débits de toutes durées, et d'en déduire les quantiles pour une large gamme de périodes de retour, de 2 à 1000 ans, sans faire appel à ce stade à une loi de probabilité. Le progiciel Gershypre permet d'effectuer l'ensemble des opérations : établissement des couples averses-crues, calage du modèle de simulation des pluies horaires, calage du modèle pluie-débit, simulation des hyétogrammes horaires et des hydrogrammes de crue, échantillonnage des pluies et des débits et tracé des distributions de fréquence.

La méthode Schadex (Paquet *et al.*, 2006) estime l'aléa de crue en composant les aléas pluie et état hydrique du bassin. Pour une saison donnée, les pluies sont probabilisées au moyen de lois exponentielles calées sur les sous-populations correspondant à huit types de temps, recombinées avec la probabilité relative d'occurrence de ces types de temps. Une méthode simplifiée de génération d'averses permet de croiser quasi exhaustivement les aléas précipitations et état hydrique du bassin en exploitant une chronique climatologique continue enregistrée sur le bassin. La réponse de celui-ci aux pluies simulées est obtenue à l'aide d'un modèle hydrologique (modèle MORDOR pluie-température-débit, prenant en compte la composante nivale), et conduit à la probabilisation des écoulements simulés et à la détermination de la distribution des débits de crue.

2.5. Méthodes de transfert vers un site non jaugé

Bien qu'il existe en France près de 3000 chroniques de débits, la plupart du temps l'hydrologue ne dispose pas d'information hydrométrique directement exploitable sur le site où il désire estimer un débit de référence.

L'information sur les bassins versants proches doit être alors recherchée. Mais face à l'hétérogénéité spatiale des débits de crue, il est alors préférable de ne pas se limiter à un seul bassin versant voisin mais à en examiner au moins deux ou trois pour tester l'homogénéité ou non des quantiles de débits.

Pour deux bassins homogènes en pluie et en structure, le transfert d'information entre les deux bassins versants, du site mesuré (station) au site à étudier (projet), pourra se faire par exemple grâce à une relation de la forme :

$$\frac{Q_{\text{projet}}(T)}{Q_{\text{station}}(T)} = \left(\frac{S_{\text{projet}}}{S_{\text{station}}}\right)^{\alpha} \tag{2.1}$$

où :
- $Q(T)$ est le débit relatif à la période de retour T ;
- S la superficie du bassin versant.

Pour les débits de pointe de crue, on peut retenir pour α une valeur proche de 0,7 à 0,8.

En cas de non-homogénéité (après correction de surface et pluviométrie), des analogies pourront être recherchées selon les caractéristiques physiographiques et géologiques du bassin, l'occupation du sol… La méthode de l'indice de crue (cf. 2.5.2) ou la méthode Shyreg (cf. 2.5.3) permettent une estimation des crues extrêmes sur un site non jaugé quelconque.

2.5.1 Formules régionales

Ces formules empiriques régionalisées sont généralement de la forme :

$$Q(T) = a\, S^{b} \tag{2.2}$$

où :
- $Q(T)$ est le débit (m^3/s) de pointe relatif à la période de retour T ;
- S est la superficie du bassin versant (km^2) ;
- a et b sont des coefficients fonction de la période de retour T.

Ces formulations découlent de synthèses régionales. Le coefficient a est lié au régime pluviométrique et à l'aptitude au ruissellement du bassin. Le coefficient b est un exposant généralement compris entre 0,7 et 0,8. Il tient compte en fait de l'abattement des pluies, ce qui résout implicitement le problème de la dimension spatiale des zones de précipitations intenses, et de l'écrêtement du débit dans le réseau hydrographique.

2.5.1.1 Synthèse des débits de période de retour 1000 ans calculés par la méthode du Gradex (Duband *et al.*, 1988)

La méthode du Gradex a été appliquée par EDF sur de nombreux bassins versants français dont la superficie varie de quelques km^2 à quelques milliers de km^2. La régression établie sur 170 bassins versants du débit de pointe de période de retour 1000 ans en fonction de la superficie du bassin versant s'écrit :

$$Q(T) = a\, S^{0,72} \tag{2.3}$$

où S est la surface du bassin versant en km^2 et a un paramètre donné par le tableau suivant pour les trois zones suivantes :
- zone I : les bassins affluents de la Loire-Inférieure (Vienne, Creuse…), situés au nord du Massif central, ceux de la Saône, de la Moselle et de la Bretagne ;
- zone II : les bassins des Pyrénées occidentales et centrales, de l'Aude et de l'Ariège, de la Dordogne et du Lot, les bassins de la Durance, du Fier et de l'Arve, des Dranses, de l'Isère ;
- zone III : les bassins de la Haute-Loire, des Cévennes, du Tarn, des affluents rive droite du Rhône à l'aval de Lyon (Eyrieux, Ardèche…), des Alpes-Maritimes, de la Corse.

Zone	*a*	Fourchette à 90%	Fourchette à 70%
I	4,05	3,07-5,36	3,4-4,8
II	7,4	5,2-10,4	5,9-9,2
III	16,4	9,1-29,7	11,3-23,9

Tableau 2.1 – Paramètre a de la synthèse réalisée

2.5.1.2 Formule Crupedix (Diame, 1980-1982)

$$Q(10) = S^{0.8}\left(\frac{PJ(10)}{80}\right)^2 R \tag{2.4}$$

où *PJ*(10) est la pluie journalière décennale en mm. Le paramètre *R* varie en France dans la fourchette [0,1 ; 1,75]. Cette formule peut être reprise pour une autre période de retour, avec un recalage local du coefficient *R* pour le jeu de stations jugé représentatif du site cible étudié.

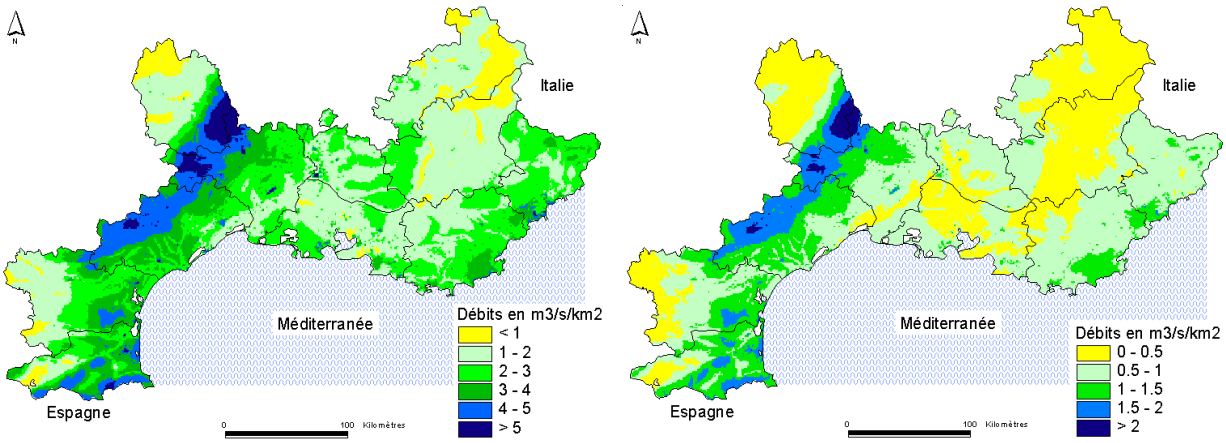
2.5.2 Méthode de l'indice de crue

La méthode de l'indice de crue (Dalrymple, 1960) consiste à raisonner sur une distribution régionale obtenue par agglomération des échantillons de crue de plusieurs stations. Pour s'affranchir des phénomènes d'échelle liés à la forte dépendance des crues à la taille du bassin versant, chacune des valeurs $Q_i(1) < Q_i(2) < \ldots < Q_i(N_i)$ d'une station n°*i* est normalisée par l'indice de crue $\mu_i = \sum_{j=1}^{N_i} Q_i(j)$.

Cette méthode de régionalisation peut être utilisée pour estimer les quantiles de débit en site non jaugé, en combinant la loi régionale adimensionnelle (issue de l'agglomération des données de plusieurs sites) et une méthode d'estimation de l'indice de crue (régression multiple à partir de paramètres climatiques ou physiographiques explicatifs).

2.5.3 Méthode Shyreg

Cette méthode a été développée pour permettre une première estimation rapide des débits de référence dans le cadre d'élaboration des Plans de Prévention du Risque Inondation. La méthode a été calée sur les quantiles de débits de pointe et journalier des bassins versants jaugés, dans une gamme de superficie de 10 à 1000 km^2. Son domaine d'application doit être limité à cette gamme de superficies et, bien sûr, aux cours d'eau qui ne présentent pas de spécificités hydrologiques et hydrauliques marquées : bassins excessivement karstiques, bassins avec des champs d'inondation importants… Shyreg est une application régionale de la méthode Shypre, qui associe un générateur de pluies horaires et une modélisation de la pluie en débit pour générer des scénarios de crue. Le développement de Shyreg a nécessité la régionalisation du générateur de pluies horaires et une approche régionale de la modélisation de la pluie en débit. Shyreg aboutit à l'élaboration de bases de données pixelisées au km^2 des pluies et des débits qui sont utilisées pour estimer, en tout point du réseau hydrographique, les débits de différentes durées et de différentes fréquences. Un logiciel a été développé, PRD'crue, pour exploiter les bases de données générées par l'application Shyreg. La figure 2.1 donne un exemple de cartes de quantiles de débits sur la zone méditerranéenne.



(a) débit de pointe de crue *(b) débit journalier*

Figure 2.1 – Cartographie par le modèle Shyreg des quantiles décennaux de la zone méditerranéenne française

2.6. Pluie Maximale Probable / Crue Maximale Probable

Dans plusieurs pays (en particulier dans les pays anglo-saxons), la méthode Pluie Maximale Probable - Crue Maximale Probable (PMP - CMP), développée par l'école Nord-Américaine, est d'usage courant, sous l'appellation PMP/PMF (probable maximum precipitation / probable maximum flood). Cette méthode définit un débit maximum probable pour le bassin versant considéré, qui est le plus fort débit raisonnablement imaginable. Le risque d'occurrence d'un tel débit est en principe infiniment faible, en tout cas non chiffrable.

La détermination de la Crue Maximale Probable (CMP) repose sur la connaissance de la Pluie Maximum Probable (PMP) sur le bassin versant et sur une modélisation pluie-débit pour calculer le débit de pointe associé. Elle aboutit à un hydrogramme de projet.

2.6.1 Estimation de la PMP

La PMP est définie comme étant théoriquement la plus forte précipitation d'une durée déterminée qui est physiquement probable sur un site géographique déterminé et à une certaine époque de l'année (CIGB, 1992). Son estimation repose sur l'utilisation de l'ensemble de l'information pluviométrique disponible sur le site étudié et à proximité. La PMP peut être déterminée à l'aide de plusieurs approches.

2.6.1.1 **Approche hydro-météorologique**

L'approche hydro-météorologique d'estimation de la PMP fait intervenir une maximisation des précipitations observées durant les averses. Elle requiert l'analyse systématique de toutes les perturbations atmosphériques ayant affecté le bassin versant qui alimente le cours d'eau à l'étude et les bassins adjacents s'ils sont jugés homogènes du point de vue météorologique. La maximisation exige des corrections d'humidité, suivant l'hypothèse de base voulant que pour produire les précipitations maximales, l'averse a dû disposer d'une alimentation maximale en humidité. Elle utilise un facteur qui tient compte du contenu en eau de l'air au moment de l'averse et du contenu maximal en eau de l'air observé au-dessus de la région, à la même époque de l'année, au cours des années antérieures.

Pour chaque épisode de pluie remarquable sélectionné, l'humidité relative, la température de l'air, la vitesse du vent et la pluie journalière sont relevées. On calcule ensuite la teneur en eau de l'atmosphère associée à cet épisode pluvieux d'une part et au point de rosée maximum d'autre part, tout en tenant compte des effets de barrières orographiques. Le rapport de ces teneurs en eau dans l'atmosphère correspond au facteur de maximalisation.

Le « Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation » (WMO, 1986) comporte des tables de quantité d'eau précipitable pour des couches d'atmosphère variant entre 1000 hPa, supposée comme la pression atmosphérique au niveau de la mer, et différentes altitudes jusqu'à 17 km.

Un autre facteur de maximisation à cette relation peut intervenir dans l'estimation de la PMP, c'est le ratio entre la vitesse de vent maximale envisageable et la vitesse de vent observée pendant l'averse sélectionnée. Cependant, l'Organisation Mondiale de la Météorologie (1994) recommande de ne considérer le vent que lorsqu'on est assuré d'une relation nette entre la pluie et la vitesse du vent, ce qui n'est pas toujours évident.

Cette approche a été utilisée dans de nombreuses études hydrologiques destinées à la sécurité des barrages. Ce fut le cas notamment du projet de Tekeze en Éthiopie et du projet de Bagatelle à l'île Maurice. Elle présente l'avantage de prendre en compte explicitement la température et son éventuelle évolution, ce qui peut s'avérer fort utile dans un contexte de réchauffement climatique.

2.6.1.2 **Approches statistiques**

Si seules des données pluviométriques journalières sont disponibles, mais que l'on ne dispose pas de données d'humidité et autres éléments nécessaires à la maximalisation, la PMP peut être estimée à l'aide des méthodes statistiques suivantes :

- la méthode d'Hershfield (1961) ;
- la méthode Lombardi (1988).

La méthode d'Hershfield a près de 50 ans d'existence. Simple d'utilisation, elle est basée sur une relation statistique faisant intervenir la moyenne et l'écart-type des pluies maximales observées sur une durée donnée. Cette relation a été établie à partir de données pluviométriques sur environ 2000 postes aux USA, mais elle est souvent exploitée sur des sites dont la climatologie est bien différente. Elle permet soit la comparaison avec d'autres méthodes d'estimation soit, dans une certaine mesure, la détermination de la PMP si seules les données pluviométriques journalières régionales sont disponibles.

La méthode Lombardi a été présentée lors du seizième congrès des grands barrages à San Francisco en 1988. C'est une méthode statistique fondée sur l'utilisation de distributions bornées. À partir d'une première hypothèse sur le couple (Min, Max) de la population associée à l'échantillon considéré (Garros Berthet, 1995 et 1998), des constantes de valeur centrale et de semi-amplitude sont calculées afin de rendre l'échantillon de pluies maximales journalières adimensionnel avant d'effectuer une transformée logarithmique. Les paramètres d'ajustement à une fonction gaussienne sont obtenus par régression linéaire. Le couple (Min, Max) pour lequel il existe souvent un optimum est obtenu par approximations successives.

Cette approche a été appliquée sur un grand nombre de bassins versants européens, africains et asiatiques. Elle présente l'avantage d'être applicable à tous les climats. Elle présente l'inconvénient, comme la méthode de Hershfield, de reposer entièrement sur l'extrapolation statistique d'une série de pluies à des probabilités très petites. L'utilisation de la méthode Lombardi permet d'avoir une estimation complémentaire de la PMP estimée par la méthode Hershfield.

Ces approches, très simplifiées par rapport à la méthodologie standard de la PMP, doivent être utilisées avec circonspection.

2.6.1.3 Approche basée sur un scénario hypothétique mais plausible

Dans certains cas, la détermination de la Crue Maximale Probable (CMP) peut être basée sur l'établissement d'un scénario hypothétique mais jugé possible dans la zone intéressée par le projet.

Il peut s'agir de supposer qu'un scénario hydro-météorologique connu sur un site ou dans une région donnée peut se déplacer jusque dans la zone intéressée par le projet, et de déterminer un niveau de crue correspondant qui sera une valeur de Crue Maximale Probable. Pour la France, ce déplacement peut être la remontée d'un phénomène cévenol plus au nord que ce qui se rencontre habituellement.

2.6.2 Estimation de la crue maximale probable

La Crue Maximale Probable se calcule à partir de la précipitation maximale probable ou de la combinaison la plus défavorable des apports maximaux dus à la fonte des neiges et de la pluie maximale probable pendant la période critique de fonte. La transformation de la pluie en débit est réalisée à l'aide de modèles déterministes.

Le passage de la précipitation à la crue s'effectue en deux étapes successives par l'application d'une fonction de rendement puis d'une fonction de transfert. La première permet de passer de la pluie brute à la pluie nette, la seconde traduit l'atténuation et le décalage temporel de la pluie nette correspondant au décalage des flux dans le réseau hydrographique.

L'estimation du débit de pointe de la CMP peut être obtenue à l'aide de la méthode rationnelle (Mulvaney, 1851). Pour la définition des hydrogrammes de crues, on utilise la méthode de transfert Soil Conservation Service permettant de calculer le volume de ruissellement de la crue à partir de l'averse génératrice et d'un index d'aptitude aux crues des sols du bassin (Ven Te Chow, 1964 ; SCS, 1972). La méthode utilise ensuite le concept de l'hydrogramme unitaire pour la détermination de l'hydrogramme de la Crue Maximale Probable.

2.7. Propositions pour la prédétermination des crues extrêmes

Ce panorama des différentes méthodes de prédétermination des crues montre la diversité des approches, avec la possibilité d'estimations parfois très différentes du risque hydrologique en un site donné. La théorie des valeurs extrêmes constitue la base théorique de référence, mais elle nécessite d'incorporer des informations hydrologiques complémentaires aux séries locales de débits issues du réseau hydrométrique. Dans le domaine des crues extrêmes (à partir d'une probabilité annuelle au dépassement de 10^{-3}, soit une période de retour supérieure à 1000 ans), les approches basées sur la connaissance des processus de transformation pluie-débit nous semblent incontournables, car elles conditionnent l'extrapolation à l'information pluviométrique. L'effet filtre du bassin versant est beaucoup moins fort pour les crues extrêmes, ce qui donne un poids déterminant aux précipitations dans la genèse des crues extrêmes. De plus, l'analyse des pluies extrêmes, si elle reste délicate, est moins complexe que celle des débits. Le champ spatial des précipitations, lié à la climatologie et aux influences orographiques, est plus homogène que celui des débits, très influencé par la structuration du

réseau hydrographique et les propriétés des bassins versants (physiographie, géologie, couverture). On dispose par ailleurs d'une information beaucoup plus riche sur la pluviométrie, grâce à une meilleure densité du réseau d'observation et une plus grande antériorité.

La méthode du Gradex a été depuis les années 1970 la référence en France pour l'estimation des crues extrêmes pour le dimensionnement des évacuateurs de crues des grands barrages. Elle a fait l'objet d'une publication technique (CFGB, 1994), avec la présentation des principes de la méthode et plusieurs exemples d'application. Le fondement de l'approche reste aujourd'hui pertinent. La méthode du Gradex et ses prolongements Speed et Agregee continuent à être utilisés aujourd'hui, et par ailleurs les méthodes de simulation de longues séries hydrométriques, à partir du couplage d'un générateur d'averses et d'un modèle hydrologique, ont fait l'objet d'un travail significatif dans la mise au point de la structure des modèles et ont permis des avancées significatives dans la connaissance de l'aléa pluviométrique et de sa transformation en aléa de crues extrêmes. Le modèle Shypre et la méthode Schadex sont les deux représentants actuels de ces nouvelles approches. Ils sont maintenant utilisés en remplacement ou en complément de la méthode du Gradex par quelques organismes disposant de budgets d'étude suffisants, ainsi que de bases de données et des outils de traitement nécessaires, qui sont relativement complexes.

La validation statistique de ces modèles reste délicate pour les événements extrêmes, car ceux-ci sont généralement rarement observés à une échelle locale sur les dernières décennies. Le projet de recherche ExtraFlo (2009-12) vise précisément à mieux connaître les domaines respectifs d'application des principales méthodes de prédétermination des pluies et crues extrêmes en France, dont les approches par simulation. À partir de la constitution de jeux de données de référence (numérisation de longues séries, jeux régionaux), on disposera d'une information abondante qui permettra de porter un diagnostic sur les points forts et les lacunes de chaque approche et leur sensibilité à la densification de l'information.

En l'état actuel des connaissances, les quatre méthodes d'extrapolation basées sur l'information pluviométrique (modèles hydrologiques déterministes, méthode du Gradex et ses prolongements Speed et Agregee, modèle Shypre, méthode du Schadex) peuvent fournir des réponses acceptables à condition de s'assurer que l'hydrologue chargé de l'étude propose une méthodologie claire et utilise une méthode qu'il connaît bien et dont il a l'expérience.

Les résultats gagnent en fiabilité lorsque :

- la détermination de la pluie de bassin tient compte de l'abattement spatial et de la variabilité spatiale des pluies au sein du bassin versant considéré : prise en compte de la topographie, de l'exposition, et éventuellement découpage en sous-bassins pour un grand bassin (pluie hétérogène et modélisation de la cinétique des crues sur les différents sous-bassins) ;
- l'extrapolation statistique des pluies aux grandes périodes de retour est effectuée sur des échantillons dont on cherche à optimiser l'homogénéité, et en tenant compte d'éventuelles particularités climatiques régionales : analyse de la genèse des plus forts épisodes de pluie connus, sur le bassin versant et dans la région ;
- la transformation de la pluie en débit est conduite en choisissant des modèles adaptés à la typologie du bassin versant, et de préférence calés sur des événements réels. Elle est discutée en fonction des variations de contexte susceptibles d'intervenir lors de la crue : saturation préalable, averses consécutives, concomitance entre crues des affluents, … ;
- l'information historique et régionale est utilisée pour resserrer les marges d'incertitude liées à l'extrapolation, à la fois pour l'évaluation des pluies extrêmes et pour l'analyse des crues les plus fortes ;

- des approches différentes sont croisées pour estimer une crue sur un site donné.

La finesse d'analyse de l'étude hydrologique doit être adaptée aux enjeux de cette étude : classe du barrage et sensibilité du barrage à l'aléa crue.

Dans certains cas, les méthodes classiques doivent faire l'objet d'adaptations :

- la composante nivale doit être intégrée sur les bassins d'altitude ;
- les petits bassins versants (inférieurs à quelques km^2) posent des difficultés spécifiques : ils sont généralement non jaugés, et les méthodes traditionnelles ne sont pas toujours bien adaptées. Il y a lieu de raisonner sur des pluies et crues à pas de temps adaptés (une à quelques heures), capables de représenter l'occurrence d'orages très concentrés. D'autre part, il convient d'utiliser des méthodes de transformation pluie-débit capables de rendre compte de la réactivité de ces bassins, sans que l'on dispose d'éléments de calage ; les méthodes de transformation par modèle hydrologique déterministe sont bien adaptées pour apprécier la pointe de crue sur ces bassins.

Plusieurs points spécifiques au dimensionnement hydrologique des évacuateurs de crues des barrages font l'objet de travaux de recherche et ne sont pas encore stabilisés. Ils sont mentionnés au chapitre 5 et concernent :

- la prise en compte des incertitudes pour le choix de l'aléa hydrologique de référence ;
- la possibilité de différents scénarios de crue (pointes multiples, durées de crue, etc.) ;
- le choix d'un état initial de remplissage du barrage et du volume de la crue de dimensionnement ou de la crue extrême (Carvajal *et al.*, 2009).

3. Recommandations pour les dispositions constructives et les modalités de maintenance et d'utilisation des évacuateurs de crues

3.1. Démarche globale pour garantir la fiabilité

La fiabilité des évacuateurs qui doit constituer un objectif majeur pour les maîtres d'ouvrages et les bureaux d'études, repose sur une démarche globale incluant toutes les étapes de la vie du projet :

- l'identification des conditions du milieu naturel et de ses contraintes et risques (topographie, géologie, hydrologie, transport solide, séismes, etc.) ;
- l'identification des risques potentiels induits à l'environnement, aux populations et aux biens en aval ;
- la fixation des objectifs du projet et des modalités d'exploitation répondant à ces objectifs ;
- la conception, qui comprend la définition des dispositions d'ensemble de l'ouvrage, la détermination de scénarios de fonctionnement et de chargement, le dimensionnement des organes utilisés pour le transit des crues et la définition des dispositions constructives ;
- la définition des consignes d'exploitation ;
- l'établissement des spécifications techniques pour la réalisation de l'ouvrage (construction du génie civil, fabrication et installation des équipements) et sa mise en service ;
- la construction, la fabrication et l'installation des équipements ;
- les essais de mise en service ;
- le suivi et l'entretien des ouvrages, ainsi que leurs incidences sur la disponibilité des organes au cours de la vie de l'ouvrage.

Outre le soin apporté aux études, aux travaux et aux essais à chaque étape de la démarche, une cohérence globale est nécessaire entre les différentes étapes, par exemple :

- les spécifications pour la qualité de réalisation des parements bétons des coursiers doivent être en rapport avec les conditions hydrauliques attendues, telles que des écoulements rapides avec risque de cavitation ou la présence de transport solide à fort pouvoir érosif ;
- les scénarios de chargement doivent être cohérents avec les conditions naturelles (hydrologie par exemple) et avec les modalités d'exploitation et les futures consignes d'exploitation.

La démarche peut même être itérative dans certains cas (par exemple, tel scénario de fonctionnement peut s'avérer intenable pour l'ouvrage au vu des études, et ceci peut amener à reconsidérer les dispositions d'ensemble de manière à éliminer ce scénario).

Le choix de l'évacuateur doit également être cohérent avec les incertitudes sur l'hydrologie. Notamment, quand plusieurs solutions sont possibles, il convient de choisir celle qui offre le plus de robustesse, au sens large (fiabilité mais également capacité de composer avec des débits et des volumes supérieurs, cf. 3.2.1). Cette réflexion peut même conduire à modifier le choix du type de barrage.

Les barrages, dans leur conception et leur gestion, relèvent de différents domaines : ouvrages de génie civil, ils doivent **respecter les règles constructives en vigueur** ; situés en milieu aquatique, ils ne doivent pas aggraver les conséquences des crues. Ils sont également équipés d'éléments mécaniques dont la manipulation et l'entretien doivent garantir la sécurité de l'ouvrage et de l'exploitant. À ce titre, les barrages s'inscrivent dans différents cadres réglementaires.

Le but général recherché est la fiabilité des systèmes contribuant à assurer la fonction d'évacuation des crues, notamment par l'élimination systématique des modes communs et par l'application du principe de redondance. Cela concerne aussi bien le choix des équipements que leur implantation ou leur capacité. Pour assurer la fiabilité de la conduite, le principe de redondance doit s'appliquer non seulement aux équipements mais aussi aux moyens humains mis en œuvre, tant lors de la conception que de l'exploitation.

Des dispositions particulières devront notamment être adoptées dans les domaines suivants, afin de sécuriser au maximum le fonctionnement des organes de manœuvre :

- **équipements électromécaniques, notamment alimentation électrique :** cf. 3.3.1 ;
- **systèmes de commande des vannes :** cf. 3.3.2 ;
- **systèmes d'acquisition des données** (niveaux, position des organes) : cf. 3.3.3 ;
- **systèmes de surveillance et de conduite des ouvrages** : cf. 3.3.4.

Par ailleurs :

- les organes de manœuvre, les systèmes électriques et de contrôle-commande, les accès aux équipements essentiels et de manière générale tous les éléments permettant une intervention sur les organes de sécurité de l'ouvrage, seront installés **au-dessus des plus hautes eaux connues ou attendues** ;
- la sécurité de manœuvre d'un organe de bouchure peut être augmentée en utilisant deux organes de manœuvre de cette bouchure, conçus et calculés pour compenser la perte du second organe de manœuvre. Ces équipements seront également pourvus de moyens de manœuvre auxiliaires (manuels, thermiques…). Toutefois, ces dispositions n'assurent pas une garantie totale, par exemple en cas de tige de vérin faussée.

Par ailleurs, la sécurité d'exploitation des ouvrages d'évacuation de crues est basée sur les principes suivants :

- la sûreté intrinsèque d'un ouvrage doit pouvoir être assurée par l'exploitant, en autonomie et en local, le cas échéant sans système automatisé à sa disposition (en situation dégradée) ;
- le maintien en condition opérationnelle des installations doit être assuré par une surveillance, des contrôles et des essais périodiques.

Les grilles de protection, si elles s'avèrent nécessaires, doivent être suffisamment éloignées de l'entonnement pour que les vitesses d'approche soient faibles, afin de limiter les pertes de charge induites par l'obstacle qu'elles créent. Par ailleurs, afin d'assurer une alimentation correcte de l'évacuateur, il convient de dimensionner la position du plan de grille et sa surface de passage avec une marge de sécurité : un colmatage de 50% du panneau de grilles doit permettre d'assurer une débitance égale à celle attendue de l'organe qu'elle protège.

3.2. Systèmes concernés

Les principaux systèmes concernés par la sécurité des évacuateurs sont les suivants :

- les **pertuis**, qu'ils soient vannés ou non ;
- les **vannes ou clapets,** que nous désignerons par le terme vannes ;

- les **systèmes fusibles** ;
- les **organes de manœuvre :** en général, la manœuvre est assurée par un système mécanique à entraînement électrique ou hydraulique, de type treuil à chaîne ou vérin (la tendance actuelle est de préférer les vérins) ;
- dans le cas le plus fréquent où les vannes sont à commande manuelle ou automatique nécessitant une source d'énergie autre que celle de la retenue, les systèmes concernés incluent **l'alimentation électrique** et les **systèmes contrôle commande ou systèmes de surveillance et de conduite du barrage.** Dans les cas où il s'agit de vannes ou clapets automatiques à **commande hydraulique à partir de la retenue,** les systèmes concernés incluent **les flotteurs, les contrepoids, les capteurs…**

Les dispositions constructives et modalités de maintenance présentées dans ce chapitre s'appliquent à tous les évacuateurs, y compris les **non vannés**.

Par ailleurs, il convient d'insister sur le fait que le dimensionnement hydraulique d'un évacuateur de crues, quel que soit son type, doit intégrer l'ensemble de l'ouvrage, notamment à cause de la possible variation de la section de contrôle en fonction du débit, qui peut avoir une influence importante sur la cote amont (cf. 4.3.4).

3.2.1 Types d'évacuateur

Il existe deux grands types d'évacuateurs : les évacuateurs de surface et les évacuateurs en charge (de fond ou de demi-fond). Les évacuateurs de surface peuvent être libres ou vannés. Les évacuateurs de fond sont vannés (sauf pour les barrages écrêteurs de crue à pertuis ouvert).

Les évacuateurs de surface ont un débit proportionnel à la lame déversante puissance 3/2 (différence de cote entre le seuil et la retenue loin à l'amont), tant qu'ils restent dénoyés, tandis que les évacuateurs en charge ont un débit proportionnel à la racine carrée de la différence de niveau d'eau (différence mesurée par rapport à la cote de la section de contrôle aval). De ce fait, l'augmentation de débitance relative de ces derniers est beaucoup plus faible lors d'une augmentation de cote, ils ont donc moins de « marge » vis-à-vis du débit des crues.

Cette caractéristique revêt une grande importance, qui peut être illustrée par le schéma suivant (cf. fig. 3.1), synthétisant la marge de manœuvre disponible en cas de sur-niveau :

- évacuateurs en charge : le débit est fonction de la racine de la différence de niveau entre l'amont et l'aval, car l'écoulement est en charge. Par exemple, si le niveau de la retenue monte de 2 m pour une chute amont-aval de 50 m, la chute augmente de 4% et le débit augmente de 2% seulement ;
- évacuateurs de surface : le débit est fonction de la lame déversante puissance 3/2. Par exemple, si la lame déversante passe de 2 à 4 m, le débit augmente de 180%.

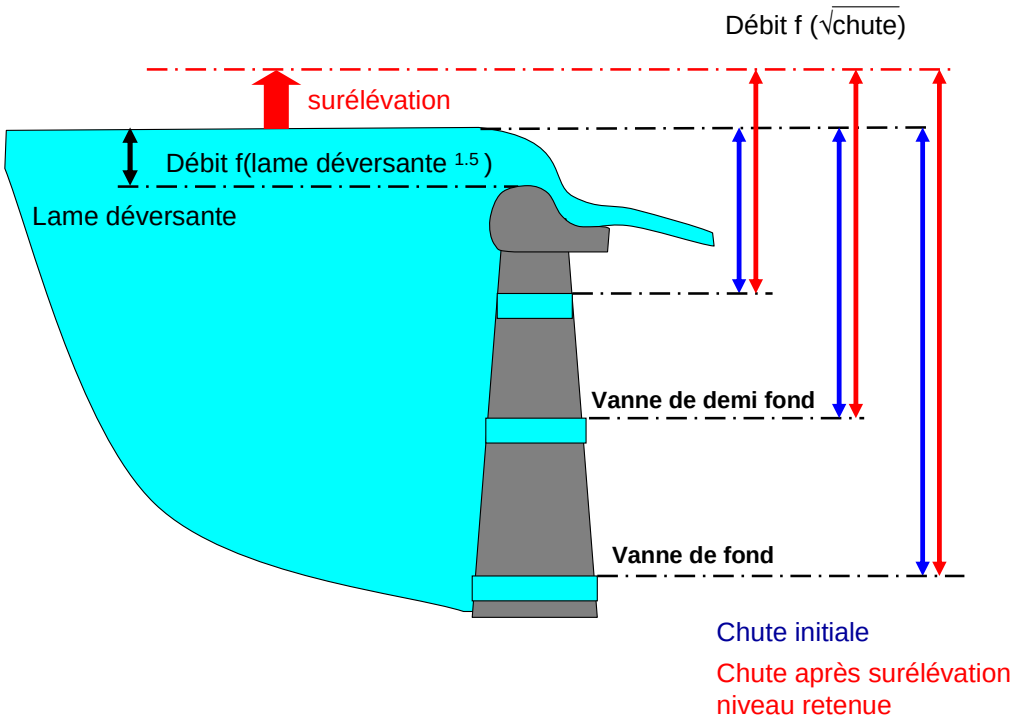


Figure 3.1 – Accroissement de la débitance selon l'organe

Il y a donc une grande différence vis-à-vis des risques entre ces deux types d'évacuateurs en cas de dépassement du débit de la crue exceptionnelle.

On trouve aussi des vannes en position intermédiaire, notamment de demi-fond (cf. fig. 3.1), dont l'accroissement de débitance avec la charge sera meilleur que pour une vanne de fond, mais nettement moins que pour un évacuateur de surface.

Il convient de signaler ici que les évacuateurs en tulipe sont à la lettre des évacuateurs de surface puisque la prise de l'eau se fait en surface. Ils fonctionnent avec un écoulement à surface libre pour les faibles débits. À partir d'un certain débit, l'écoulement n'est plus contrôlé par le seuil, mais par la galerie qui se met en charge. Les tulipes sont donc en pratique à considérer comme les évacuateurs en charge du point de vue de leur loi de débit en crue forte.

Enfin, les évacuateurs de surface à surface libre, peuvent fonctionner en régime noyé au-delà d'un certain débit. Leur loi de débit est alors fonction non seulement de la charge amont sur le seuil, mais du niveau à l'aval du seuil. Elle est moins favorable que la loi en puissance 3/2 citée plus haut. Cela concerne aussi bien les évacuateurs à entonnement frontal que ceux à entonnement latéral.

On trouve dans les évacuateurs de surface les évacuateurs à seuil libre, les systèmes fusibles, les systèmes gonflables et certains évacuateurs vannés (pertuis de surface munis de vannes ou de clapets). Les évacuateurs en charge sont évidemment des évacuateurs munis de vannes obturant les pertuis.

Certaines recommandations étrangères proposent d'éviter les évacuateurs de crues vannés lorsque le temps de base de la crue est inférieur à 12 heures et recommandent d'étudier particulièrement cette alternative pour des temps de base entre 12 et 24 heures, en fonction des conditions d'exploitation (USACE – Hydraulic design of spillways).

Les conditions d'exploitation, de présence ou d'accès de l'exploitant sur le barrage et la cinétique des crues doivent être prises en compte pour le choix et le dimensionnement des

matériels voire du type d'évacuateur, vanné ou non vanné. Ces conditions d'exploitation peuvent résulter de la politique propre au maître d'ouvrage, en cohérence avec son modèle d'exploitation et de maintenance, ainsi que des conditions économiques du projet (coût de construction, coût de maintenance, profits d'exploitation).

3.2.1.1 Évacuateurs à seuil libre (sans organe mobile)

Les évacuateurs de crues à seuil libre sont naturellement des évacuateurs de surface. Leurs principaux avantages sont les suivants :

- pas d'organes mobiles donc une fiabilité accrue ;
- pas de présence permanente nécessaire sur l'ouvrage, ce qui les rend très intéressants lorsque les crues sont dites « rapides » ou pour des sites isolés ;
- très peu d'entretien.

Il existe divers types de seuils libres, dont la forme hydraulique est plus ou moins complexe et détermine le coefficient de débit de l'ouvrage : seuils profilés, seuils minces ou épais, seuils labyrinthes, seuils à touches de piano (PK-Weir), etc. Le choix du type de seuil dépend de la hauteur d'eau admise pour la surélévation du plan d'eau, du débit à évacuer et de la longueur de seuil disponible. Il résulte le plus souvent d'un calcul technico-économique entre le coût de l'ouvrage et la valorisation de la réserve d'eau.

La hauteur de la lame d'eau doit être étudiée en fonction des corps flottants, afin que ceux-ci ne restent pas coincés sur le seuil par manque de tirant d'eau.

La présence de grilles ou autre barreaudage juste devant ces évacuateurs est fortement déconseillée, car en cas de colmatage, le barrage se retrouve sans organe d'évacuation ou avec une débitance quasi nulle (le risque est évidemment accru lorsqu'il s'agit de grilles à mailles fines). Dans le cas contraire, des précautions doivent être prises (cf. 3.2.2).

Lorsque ces seuils se terminent par une chute libre de la lame déversante, il convient de veiller à la bonne aération de cette lame afin d'éviter la mise en dépression entre cette lame et le corps du barrage, ainsi que des vibrations de lame (mise en place de becs de fractionnement, dispositif d'aération).

Tous les seuils sont dimensionnés pour une hauteur de lame déversante donnée, et en cas d'augmentation de cette lame déversante suite à la révision de la crue exceptionnelle, il convient de vérifier si le profil est toujours adapté et ne risque pas d'engendrer des désordres dans l'ouvrage (vibrations, cavitation, mise en dépression des radiers et coursiers, etc.).

La courbe de débitance (débit en fonction de la cote) de ces évacuateurs doit être établie par le projeteur, mais il faut noter que pour les valeurs de lame déversante inférieures à 10 cm, la précision est très faible et ne permet pas une estimation correcte du débit déversé.

Il convient de vérifier que les vitesses de variation des débits relâchés restent compatibles avec la sécurité des avalisants. En particulier, ces débits sont susceptibles de croître très brutalement si la retenue n'est pas à la cote de RN à l'arrivée de la crue (cf. fig. 3.2).

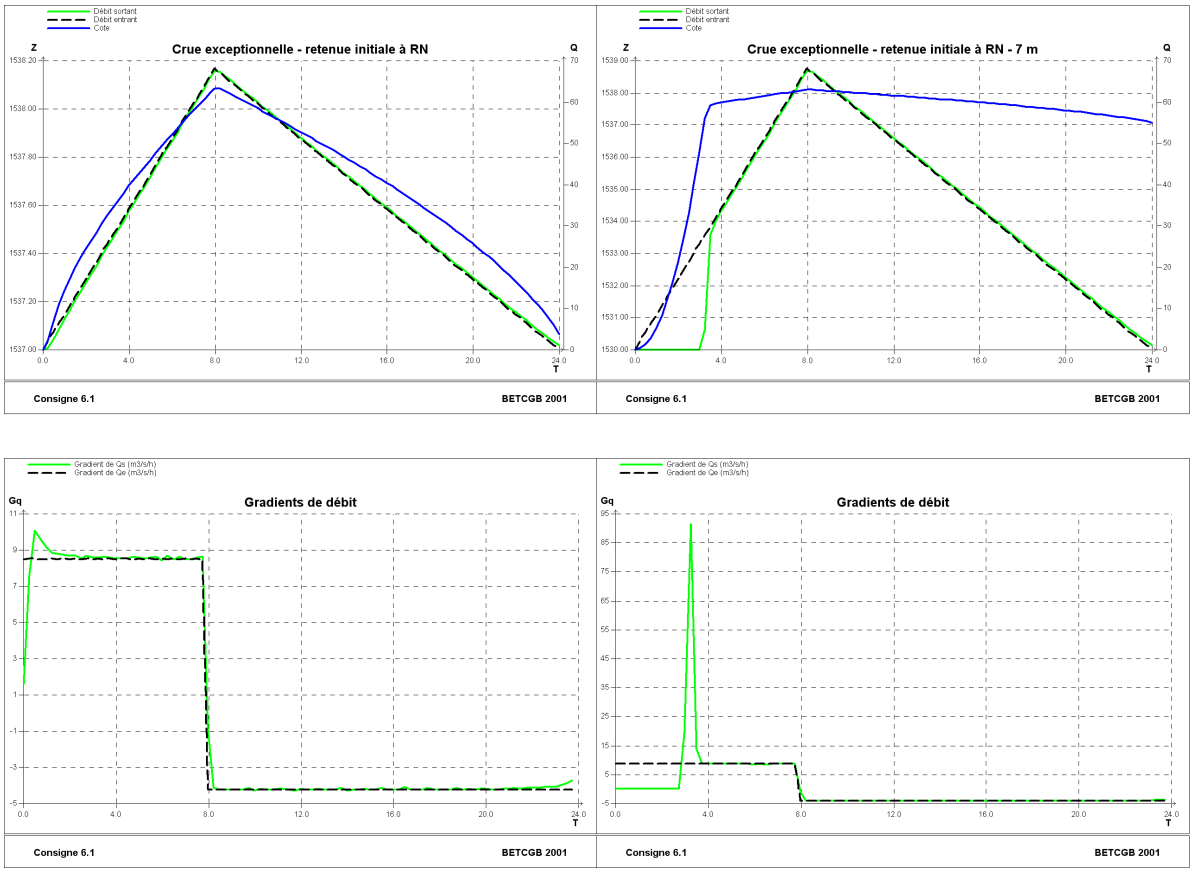
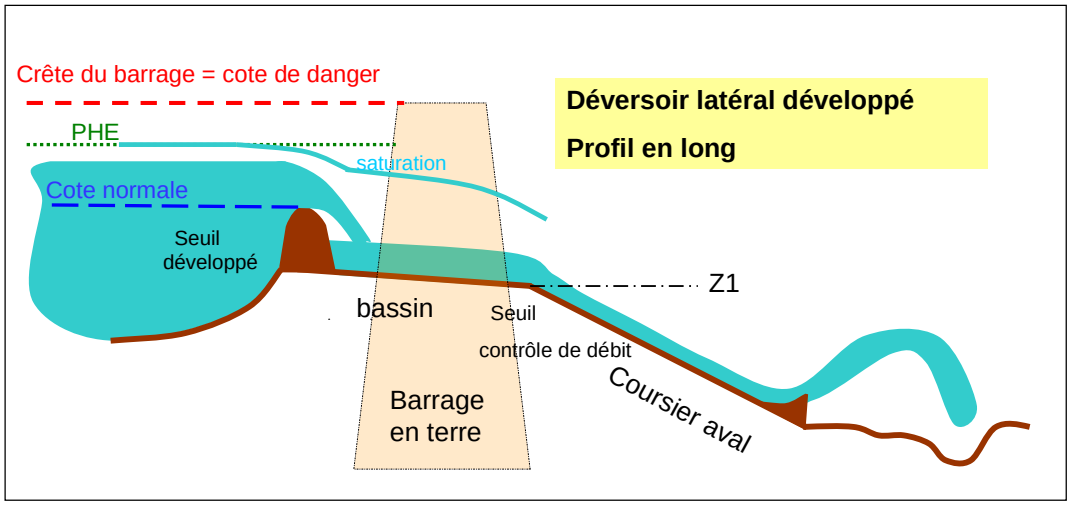


Figure 3.2 – Exemples d'accroissement des débits en fonction de la cote initiale de la retenue (caractéristiques de la retenue et de l'évacuateur identiques)

Certaines dispositions particulières des seuils libres nécessitent des études plus poussées voire des modélisations numériques ou physiques. C'est le cas notamment pour :

- les déversoirs à entonnement latéral dans lesquels l'auge (canal de réception de l'eau en aval du seuil lui-même) a une importance majeure sur la débitance ;
- les tulipes, dans lesquelles le déversoir est en fait une courbe horizontale fermée (souvent un cercle) et où l'eau est évacuée par un puits vertical ou incliné prenant naissance dans la retenue et sortant en aval par un ouvrage en charge ou à surface libre après une section de contrôle. Ces évacuateurs sont sensibles aux corps flottants car le diamètre du puits, ainsi que la section du coude inférieur de raccordement à la galerie d'évacuation ou la section de contrôle de l'écoulement aval, sont souvent trop faibles par rapport aux dimensions d'un arbre avec racines et branches ; *a minima*, il est recommandé d'avoir un diamètre supérieur à 6 m et une géométrie adaptée au passage des corps flottants (CFGB, 1998).

Par ailleurs, les évacuateurs de surface (déversoirs à entonnement frontal, latéral, en tulipe) présentent l'inconvénient d'être susceptibles de se retrouver en fonctionnement noyé si la lame d'eau devient significativement supérieure à celle prévue pour leur conception, ce qui diminue alors fortement l'accroissement de leur débitance en fonction de la cote (cf. fig. 3.3 et 3.4). Cette particularité doit impérativement être prise en compte lors du dimensionnement de ce type d'évacuateur.



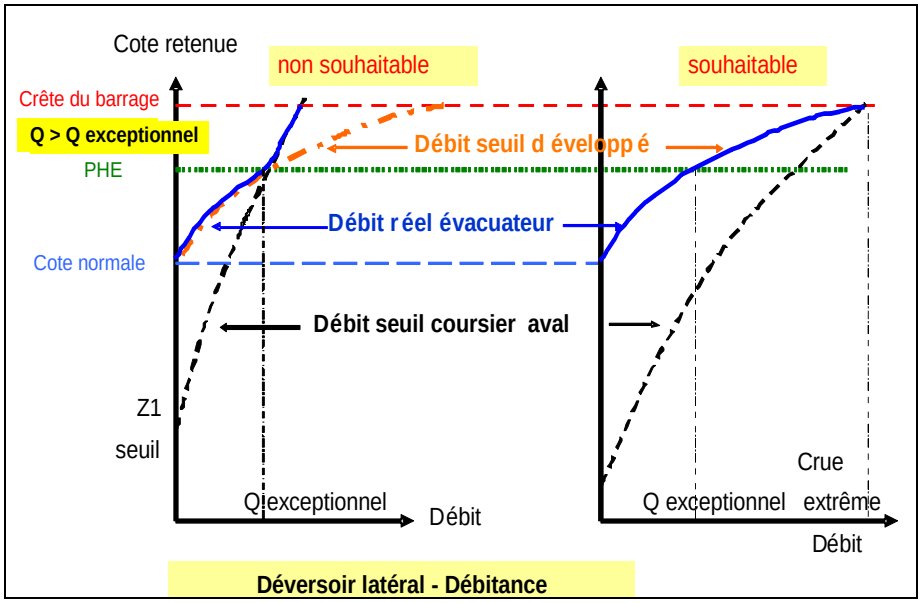
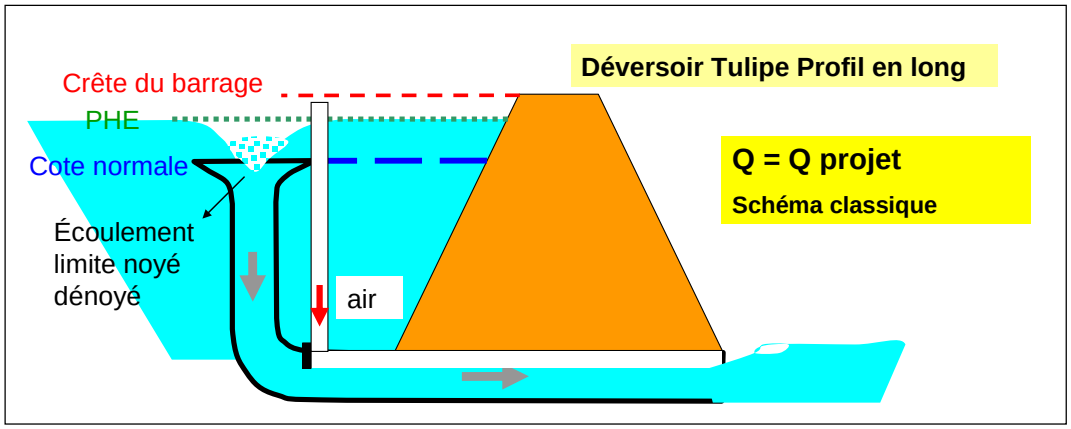


Figure 3.3 – Accroissement de la débitance d'un évacuateur latéral en fonction de la cote, avec Z1 élevée à gauche (ennoiement à partir des PHE), Z1 plus basse à droite (toujours dénoyé)



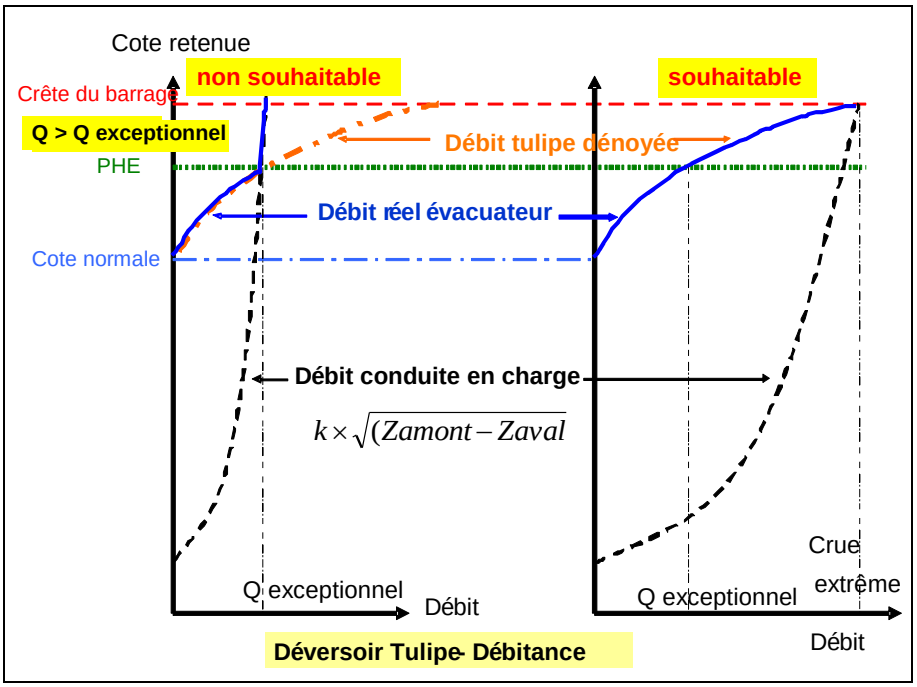


Figure 3.4 – Accroissement de la débitance d'un évacuateur tulipe en fonction de la cote Ennoiement dès PHE à gauche, ennoiement seulement à la cote de danger à droite

3.2.1.2 Évacuateurs vannés

Comme indiqué précédemment, les évacuateurs vannés peuvent fonctionner à surface libre ou en charge. Les évacuateurs vannés permettent de contrôler le débit sortant du barrage tout en maintenant la cote amont à une valeur inférieure ou égale à RN, qui ne peut être dépassée tant que toutes les vannes contribuant à l'évacuation des crues ne sont pas totalement ouvertes.

Ainsi, la cote des PHE ne devrait pas, en fonctionnement normal, être atteinte vannes fermées (sauf bien entendu si les cotes de RN et de PHE sont confondues).

Toutefois, les vannes sont sujettes à des défaillances, pouvant remettre en cause la débitance totale de l'ouvrage lors d'une crue. La fiabilité doit donc être un élément prioritaire pour les évacuateurs vannés.

Il est possible d'envisager l'utilisation des vannes de vidange de fond pour l'évacuation des crues. Cela n'est toutefois envisageable qu'à condition que leur sécurité de fonctionnement soit identique à celle des autres évacuateurs de crues, tant du point de vue du fonctionnement hydraulique que du point de vue de l'alimentation électrique, du dispositif de commande et de son accessibilité en toutes conditions. Pour les ouvrages existants, cette possibilité n'est toutefois pas à privilégier en première approche, les installations n'étant généralement pas conçues pour répondre aux exigences des deux fonctions de sécurité (crue, vidange).

La description des différents types d'organes et la conception de leurs systèmes de commande font l'objet de détails dans les paragraphes suivants.

Les évacuateurs de crues vannés de barrages présentent deux caractéristiques spécifiques rendant leur exploitation particulière :

- il n'est pas possible de procéder préalablement à des essais complets de leur fonctionnement en charge ;
- ces organes n'ont *a priori* aucune position de sécurité évidente vers laquelle il serait possible de se replier systématiquement en cas d'anomalie de fonctionnement ; ni la position ouverte, ni la position fermée, ni même le maintien en position ne peuvent jouer ce rôle de sécurité.

Leur conception, leur exploitation et leur maintenance nécessitent un examen au regard des différents risques caractérisant la sûreté hydraulique :

- les risques liés à l'exploitation : la cinétique et l'ampleur d'une ouverture intempestive ou non maîtrisée ont un impact potentiel sur les personnes ou les biens situés à l'aval de l'ouvrage ;
- le risque « crue » : une manœuvre non maîtrisée, la non ouverture ou une ouverture non adéquate présentent un risque pour l'intégrité des ouvrages ou une aggravation des conséquences pour les riverains à l'amont et à l'aval des ouvrages ;
- le risque « rupture d'ouvrage » : une maintenance insuffisante, l'indisponibilité ou le non fonctionnement de l'évacuateur de crues peuvent avoir des répercussions sur la tenue des ouvrages à la suite de l'exhaussement non maîtrisé du niveau de la retenue.

Les cas de défaillance rencontrés invitent à apporter une grande vigilance à la conception des équipements pour éviter les défaillances pouvant se révéler catastrophiques ou plus simplement les complications liées aux modifications à réaliser dans des conditions souvent délicates d'exploitation des ouvrages.

Les défaillances liées aux défauts de conception proviennent fréquemment, non pas de la tenue des structures, dont le calcul est souvent bien maîtrisé, mais des organes de manœuvre, qui sont parfois mal adaptés ou mal calculés en raison des difficultés d'appréhension des efforts et charges « parasites », liés par exemple aux déformations des équipements et aux efforts de manœuvre. De nombreux cas de défaillances de ce type ont été relevés sur les ouvrages évacuateurs.

Des défaillances liées à un défaut des informations entrant dans le système de gestion sont également rencontrées. Les systèmes de contrôle-commande permettent aujourd'hui une bonne gestion des crues à l'aide d'automates dont il est possible d'assurer la redondance à un coût raisonnable. Cependant, les problèmes les plus fréquemment rencontrés sont liés à une mauvaise information ou, dans certains cas, à un manque d'information fiable en ce qui concerne les débits entrants, surtout en période de fortes crues, du fait de systèmes d'acquisition non fiables.

Les défaillances liées aux défauts d'entretien sont certainement les plus nombreuses recensées sur les ouvrages hydrauliques. Elles sont le plus souvent sans conséquence grave

sur la conduite des équipements. Toutefois, elles peuvent avoir des conséquences dramatiques lorsqu'elles conduisent à la rupture d'un barrage.

3.2.1.3 Systèmes fusibles

Ces systèmes permettent d'augmenter la capacité utile du réservoir, tout en conservant des capacités d'évacuation satisfaisantes. Le système le plus abouti est constitué d'éléments en béton et/ou en acier posés sur un seuil fixe en béton et dont la hauteur peut atteindre plusieurs mètres. La partie supérieure des éléments est généralement en forme de labyrinthe afin d'accroître la longueur déversante avant basculement. Ces éléments sont auto-stables jusqu'à une certaine cote du plan d'eau amont, ce qui permet le passage des crues courantes avec une loi hauteur-débit optimisée, vu le tracé en labyrinthe du seuil. À partir d'une certaine cote, ces éléments basculent automatiquement sous l'effet de la sous-pression introduite dans une chambre à la base de la hausse par l'intermédiaire d'un puits d'alimentation. Ces puits d'alimentation des chambres sont réglés pour que les hausses basculent de façon séquentielle, au fur et à mesure de la montée du niveau de la retenue, ce qui libère progressivement la section déversante.

Appliqué pour la première fois en France en 1991 (barrage de Lussas en Ardèche), ce système s'est depuis largement développé dans le monde entier, tant sur des ouvrages neufs que sur des ouvrages en service.

Les hausses étant perdues après basculement, l'optimum économique conduit le plus souvent à dimensionner le système pour que le premier basculement se produise pour une crue de période de retour de 50 à 100 ans.

En matière de sécurité, ce système a montré sa fiabilité (risque très faible de basculement intempestif ou de non basculement à la cote prévue), pour autant que des dispositions soient prises pour éviter l'obstruction des puits d'alimentation par les corps flottants (par exemple par installation des puits à l'intérieur des piles ou des bajoyers) et sous réserve d'une surveillance et d'une maintenance adaptées.

Il est également nécessaire d'étudier et de justifier la forme des hydrogrammes sortants, de façon à évaluer les risques liés aux gradients de débit lors du basculement des hausses.

Une autre solution de fusible est basée sur l'utilisation de blocs de béton ordinaire de forme simple en sous-pression permanente, basculant pour une hauteur de lame déversante liée à leur épaisseur. Cette solution est économique mais ne bénéficie pas de l'avantage lié à la forme labyrinthe. Elle est décrite en annexe 3 du bulletin 144 de la CIGB : « Économies dans les barrages » sous le titre « concrete fuse plugs ».

On peut noter également que certains barrages eux-mêmes peuvent être fusibles par conception (cas d'un barrage annexe en terre dans un col, conçu de telle manière que sa rupture sera préalable à celle du barrage principal, cf. 4.3.3.3). Dans ce cas, il ne s'agit cependant pas d'un système d'évacuation à part entière, mais plutôt d'une sécurité supplémentaire s'ajoutant en dernier recours aux ouvrages d'évacuation normaux.

3.2.1.4 Systèmes gonflables

Le principe de base consiste à s'opposer à la poussée de l'eau par une membrane souple fixée sur un radier en béton et gonflée soit à l'air, soit à l'eau. Lorsque le plan d'eau tend à s'élever, l'accroissement de la poussée de l'eau dégonfle automatiquement et progressivement la membrane.

Inventé et breveté en 1947 par le professeur français Mesnager, ce procédé a été employé pour la première fois aux États-Unis. Peu développé en France, ce système équipe plusieurs centaines de déversoirs à seuil libre dans certains pays, avec des boudins atteignant des hauteurs jusqu'à plusieurs mètres. Aujourd'hui, les deux systèmes de gonflage à l'eau ou à l'air continuent à coexister, avec chacun leurs avantages respectifs.

L'effet des corps flottants ou des débits solides doit être pris en compte sous la forme de renforcements ou de protections de la membrane.

3.2.1.5 Siphons

Les siphons évacuateurs de crues (cf. fig. 3.5) sont des systèmes qui permettent d'évacuer des débits importants de façon automatique avec de faibles variations de niveau amont. Il suffit en général de 2 à 3 cm pour créer l'amorçage hydraulique d'un siphon et faire passer son débit de quelques m^3/s à quelques dizaines de m^3/s. Ces dispositifs présentent l'avantage d'une totale autonomie (pas de source d'énergie) et de l'absence de pièce en mouvement.

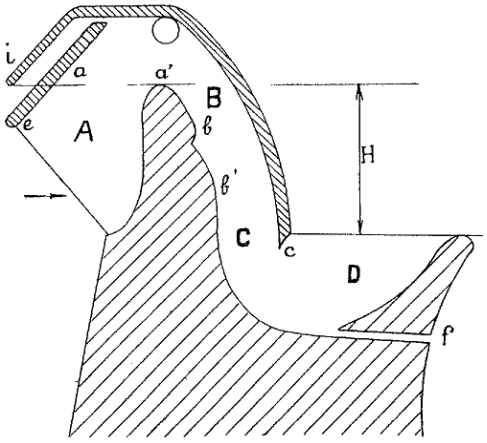


Figure 3.5 – Coupe type d'un siphon

Pour les barrages et en l'absence d'un ouvrage aval de démodulation, il est recommandé de réserver l'usage de ce type d'évacuateur à un fonctionnement au-delà d'une crue de probabilité annuelle de dépassement inférieure à 10^{-2} pour les raisons suivantes :

- ils fonctionnent principalement en tout ou rien, et les dispositifs dits de partialisation (fonctionnement à débit partiel par introduction d'air dans le siphon) ont très souvent un fonctionnement aléatoire ;
- ils sont sensibles aux corps flottants qui peuvent en colmater l'entonnement, de section souvent réduite ;
- les efforts sur les parois sont importants : pression atmosphérique d'un côté, dépression de l'autre, avec un maximum au sommet du siphon ;
- l'amorçage et le désamorçage sont rapides et brutaux, ne permettant pas un suivi précis de l'hydrogramme de crue, par l'évacuation de débits intermédiaires (fonctionnement uniquement par paliers). Cette particularité peut entraîner des amorçages et désamorçages successifs pendant la crue, créant un hydrogramme sortant en créneaux ;
- ce fonctionnement en tout ou rien rapide conduit à des gradients de débit aval très élevés, avec les risques associés vis-à-vis des personnes en aval ;
- vibrations et fatigue du béton.

Aujourd'hui, ce type d'organe est très peu utilisé pour les ouvrages neufs. Leur usage n'est pas recommandé. Certains anciens siphons ont d'ailleurs été démontés et remplacés par des seuils déversants.

À noter que l'on rencontre parfois ces ouvrages comme organes de décharge de canaux : cet usage est acceptable si la restitution des eaux reste contenue dans un bief non accessible aux tiers et prévu pour accepter de fortes variations de débit et de cote.

3.2.2 Dimensionnement des évacuateurs vis-à-vis des corps flottants

L'accumulation de corps flottants devant un entonnement crée une perte de charge pouvant altérer significativement le débit de cette passe (évacuateurs vannés, seuils libres surmontés d'un pont ou d'une passerelle, ou évacuateurs suivis d'un puits ou d'une galerie).

Le risque d'obstruction doit être systématiquement pris en compte dans les études, en intégrant l'évolution de l'occupation des sols du bassin versant amont (extension des zones boisées, zones de loisirs aux abords des rivières ou torrents – caravanes, pontons, etc. –, constructions précaires susceptibles d'être emportées par les crues en amont du barrage, zones de dépôts ou de stockage de matériaux ou matériels pouvant flotter, …).

Les corps flottants peuvent créer des embâcles, du fait d'un tirant d'air insuffisant sous un obstacle ou d'une largeur de passe d'évacuation trop faible, voire par une combinaison de ces deux cas de figure.

La perte de débitance des évacuateurs peut être importante, jusque pour les évacuateurs en puits (tulipes), où le colmatage peut conduire à l'obstruction quasi totale si le diamètre du puits est plus faible que la dimension des corps flottants. Par ailleurs, les évacuateurs en tulipe ont en général des murs anti-vortex qui peuvent faciliter le coincement des corps flottants.

Le dimensionnement des projets d'évacuateurs ou la vérification des évacuateurs existants vis-à-vis de ce risque tient compte des paramètres suivants :

- sensibilité intrinsèque du bassin versant (à la production de corps flottants) ;
- sensibilité intrinsèque de la retenue (configuration de la retenue, orientation des vents,…) ;
- sensibilité de l'évacuateur (forme, dispositifs de protection) ;
- conception de l'évacuateur (largeur des passes, tirant d'air,…).

Ces points sont détaillés dans les paragraphes suivants et un synoptique est proposé en synthèse.

3.2.2.1 Sensibilité intrinsèque du bassin versant

Une étude particulière doit être menée afin de déterminer la propension d'un bassin versant, des rivières amont et de la retenue à produire des corps flottants.

Les corps flottants les plus communément rencontrés sont les débris végétaux naturels, notamment les arbres déracinés par les crues ou lors de bourrasques ou de tempêtes sur l'étendue du bassin versant ou le long des rivières. Des affaissements de berges de la retenue peuvent aussi en produire. On notera que ce risque diminue avec l'altitude de la retenue. Au-delà de 1800 mètres, la production de bois devient très faible.

Les activités industrielles ou touristiques peuvent aussi créer des corps flottants : sur les rivières en amont, on identifiera les industries implantées en bord de rivière, telles les scieries, les lieux de campings où des tentes ou caravanes peuvent être emportées, les activités de sport ou de loisirs susceptibles d'en générer (canoë-kayak, hydrospeed,…). En bord de retenue, toutes les activités doivent être recensées : campings là encore, mais aussi toutes les installations légères et équipements de type bungalows, pontons, bateaux, lignes de bouées, corps morts,…

Les corps flottants peuvent être acheminés jusqu'au barrage lors d'événements météorologiques ou de manière différée (les laisses de crues ou les objets flottants peuvent être remobilisés lors d'un événement ultérieur).

L'analyse de risques se fonde à la fois sur le retour d'expérience des situations rencontrées dans le passé et sur la mise à jour régulière d'une base de donnée des activités présentes sur la zone, récentes et/ou intermittentes.

3.2.2.2 Sensibilité intrinsèque de la retenue

La configuration du plan d'eau entre en ligne de compte dans la possibilité de générer une accumulation de corps flottants au droit du barrage. Des vents dominants vers le barrage et un tracé rectiligne de la retenue sont des facteurs aggravants. En revanche, la présence d'anses ou de criques sont susceptibles de stocker ou limiter ce déplacement des corps flottants vers l'ouvrage.

Si pour les barrages dont la retenue est principalement créée par le lit de la rivière, la vitesse d'eau en crue est assez élevée, entraînant vers le barrage la plupart des corps flottants, il n'en est pas de même pour des grandes retenues. À la surface de celles-ci, même en crue, les vitesses sont souvent très faibles sauf à proximité immédiate des déversoirs et des vannes. Il y a donc peu d'entraînement d'arbres ou autres débris au travers de la retenue par les courants. Par contre, le vent a souvent une action plus importante sur ces débris, et l'orientation des évacuateurs par rapport aux vents dominants peut avoir une importance majeure.

Pour traduire la capacité d'une retenue à favoriser le transit des corps flottants jusqu'au barrage en situation de crue, il est proposé de comparer le volume des crues de dimensionnement à celui de la retenue. En première approche, on peut considérer comme sensible une retenue dont le rapport de ces deux volumes est supérieur à 30%.

3.2.2.3 Sensibilité de l'évacuateur – Système de protection

Dans le cas où le bassin versant, les rivières amont et la retenue sont susceptibles de produire et d'acheminer des corps flottants jusqu'au barrage, il convient d'examiner la sensibilité de l'évacuateur au regard du risque lié aux embâcles. Il peut être envisagé de doter l'évacuateur de crues de dispositifs de protection de l'ouvrage, afin de lui conserver ses performances d'évacuation des débits. En l'absence de tels dispositifs, on retiendra comme sensible un évacuateur dont une réduction de débitance de 30% conduit à l'atteinte des PHE pour une crue de fréquence centennale. Dans ce cas, il conviendra d'examiner dans le dimensionnement les caractéristiques intrinsèques de l'ouvrage spécifiques au risque d'obstruction – tirant d'air – largeur des passes, exposés en 3.2.2.4 et 3.2.2.5.

Parmi les systèmes de protection contre les corps flottants, les plus courants sont les dromes, qui sont des barrages flottants souvent constitués de flotteurs reliés par des câbles ou des tiges métalliques. Ils sont maintenus par des ancrages en amont des organes hydrauliques pour intercepter et arrêter les corps flottants et notamment les arbres.

Ils sont fréquemment utilisés pour guider ces corps flottants vers un déversoir de surface et éviter ainsi leur accumulation devant une prise d'eau.

Ils sont parfois utilisés à des fins de protection des organes d'évacuation des crues. Toutefois, cette utilisation requiert des vérifications détaillées de leur résistance et celles des ancrages sous la poussée des corps flottants, voire du gel, car la rupture de la drome provoquerait l'effet contraire, avec un afflux massif et concentré de corps enchevêtrés, créant instantanément un embâcle majeur.

L'impossibilité d'installation ou les inconvénients connus des dromes flottantes ont conduit la CACG à concevoir pour des évacuateurs de type tulipe des systèmes fixes de protection contre les corps flottants, solidaires de l'ouvrage.

Ils comprennent des écrans cylindriques en béton (cf. fig. 3.6) de hauteur suffisante pour être partiellement immergés en partie basse à RN (- 0,50 m/RN) et hors d'eau en partie haute avec une revanche minimum à la cote des PHE (+ 0,60 m au minimum). Ces écrans sont soutenus par des voiles rayonnants encastrés dans la tour de l'évacuateur.

Ils bloquent les corps flottants (avec une tranche « d'eaux mortes ») mais permettent aux « eaux profondes » de passer sous leur base et d'atteindre le déversoir : la vitesse ascensionnelle de l'écoulement reste faible (0,6 à 0,7 m/s) jusqu'à la mise en vitesse à l'amorce du déversement, ce qui annule pratiquement toute perte de charge significative entre la retenue et le plan d'eau en aval des écrans. Les dépressions sur le seuil ne sont que très peu modifiées avec une répartition des vitesses aux abords du seuil quasi inchangée. Secondairement, les voiles supports peuvent avoir un effet anti-vortex non négligeable.

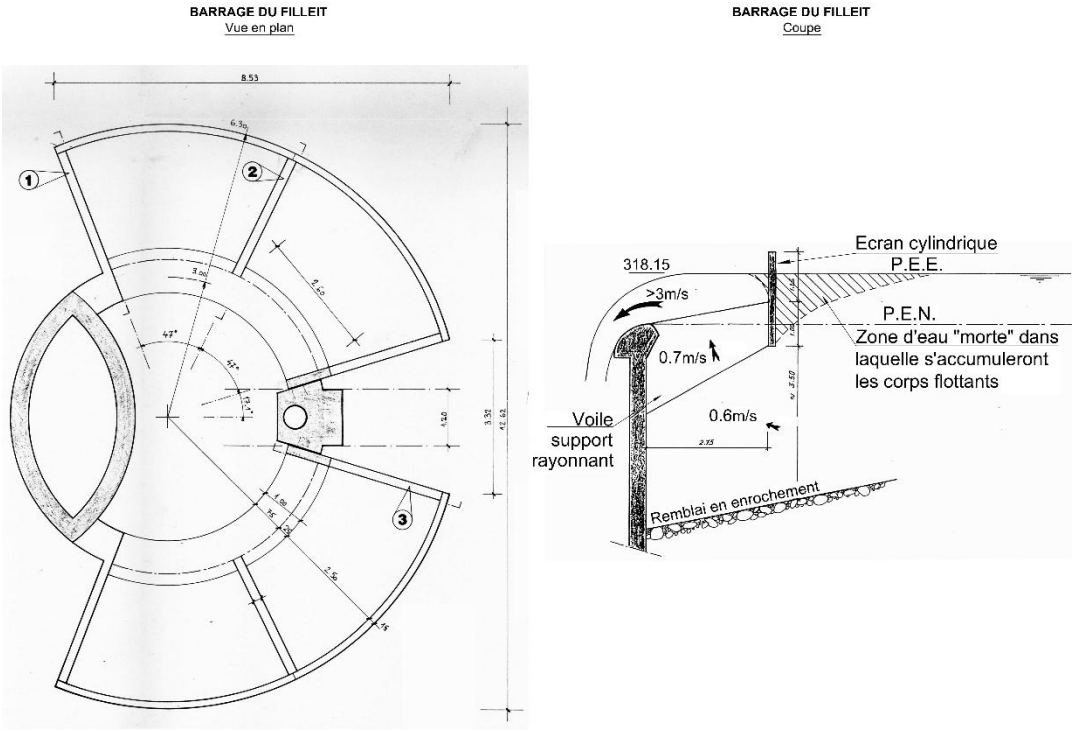


Figure 3.6 – Système CACG de protection contre les corps flottants

Ce type de dispositifs (cloison siphoïde) est plus généralement adopté à l'amont d'ouvrages lorsque que l'on ne souhaite pas que les corps flottants continuent plus à l'aval.

Dans le même esprit, pour des évacuateurs à seuil libre dont la zone d'approche est peu profonde, on peut installer un peigne à flottants sous forme de poteaux implantés en arc de cercle en amont de l'entonnement (cf. photo 3.1). L'espacement de ces poteaux est en première approche de l'ordre du tiers de la largeur des passes (de façon à ne bloquer que les éléments de plus grande taille, susceptibles de former embâcle). L'ancrage et la section de ces poteaux doivent faire l'objet d'un dimensionnement mécanique pour résister à la poussée des corps flottants qu'ils vont bloquer.

Photo 3.1 – "Peigne à flottants" en amont d'un évacuateur de section restreinte

3.2.2.4 **Tirant d'air**

Le tirant d'air entre le dessus de la lame déversante et le premier obstacle (couteau de vanne, pont ou passerelle, etc.) doit permettre d'éviter le coincement des corps flottants. Ceux-ci se coinceront d'autant plus que la hauteur de la lame déversante est faible, empêchant les corps de plonger dans la lame d'eau.

Le tirant d'air ne correspond pas à la différence de cote entre le plan d'eau à une cote donnée et le premier obstacle. En effet, la forme de la lame déversante est le plus souvent courbe, ce qui augmente, parfois de façon très importante, la hauteur libre sous cet obstacle. Un calcul hydraulique de la lame d'eau est donc souvent nécessaire.

Dans le cas particulier où l'évacuateur ne présente aucun risque spécifique au regard des corps flottants (pas de production de corps flottants en amont, évacuateur non sensible à l'obstruction), il est proposé de s'assurer d'un tirant d'air minimal de 30 cm. Ce tirant d'air minimal s'applique pour tout écoulement à surface libre sous un obstacle. En effet, le manque de tirant d'air, en l'absence de corps flottants, risque, du fait du batillage de la surface libre, de provoquer un phénomène de mise en charge alternative de l'écoulement, induisant une augmentation de la cote amont et des vibrations de la vantellerie et des pièces supports.

Dans tous les autres cas, le CFBR (CFGB, 1997) recommande de laisser un espace suffisant entre le niveau libre de l'eau et la face inférieure du premier obstacle, en moyenne 1,5 à 2 m suivant l'épaisseur de la lame d'eau pour éviter que les corps flottants ne viennent se coincer : en général, l'obstacle doit être placé en aval du seuil pour les déversoirs libres ou munis de clapets, mais l'encombrement des superstructures sur les ouvrages vannés oblige parfois à reporter ces obstacles à l'amont, ce qui nécessite une rehausse au niveau des piles.

Pour les barrages neufs, on retient ce principe de dimensionnement, pour la crue exceptionnelle (et donc pour une retenue à PHE). Il est applicable à tout ouvrage au-dessus des écoulements (vannes, ponts et passerelles, …).

Pour les ouvrages existants, la règle précédente peut être adaptée en fonction du risque réel de transport au travers de la retenue, en tenant compte des obstacles amont (ponts, autre barrage, etc.) et des industries connues.

Dans le cas d'un écoulement libre sur un seuil libre (seuil non vanné ou vannes à pleine ouverture), on doit considérer que les corps flottants ne peuvent passer par-dessus le seuil que si la lame d'eau sur le seuil est supérieure à une lame critique. On devra donc considérer que, tant que la lame d'eau sur les seuils n'est pas supérieure à la lame d'eau critique, une partie au moins des passes peut être bouchée par des corps flottants accumulés sur les seuils, conduisant ainsi à répartir le débit seulement sur les passes opérantes.

En première approche, il est proposé de considérer comme critiques les situations suivantes (pour une crue de dimensionnement) :

- un tirant d'air inférieur à 2 m si le tirant d'eau est inférieur à 2 m ;
- un tirant d'air inférieur à 1,5 m si le tirant d'eau est supérieur à 2 m ;
- un tirant d'eau inférieur à 0,5 m.

3.2.2.5 Détermination de la largeur des passes

Il est recommandé d'adapter la largeur entre piles (largeur des passes) aux dimensions des arbres susceptibles de transiter. L'ordre de grandeur de la largeur minimale à adopter pour un projet neuf est de 10 à 15 m.

Toutefois, on peut être amené à moduler cette recommandation en fonction de l'altitude : au-dessus de 1800 m d'altitude, il y a peu de risque (végétation trop rare). On peut alors réduire nettement la largeur des passes aux environs de 4 m. Au contraire, au-dessous de 600 m d'altitude, le risque étant accru, il est nécessaire d'envisager une largeur minimale de 15 m.

Cette proposition peut être résumée par la figure 3.7 suivante, pour la France métropolitaine :

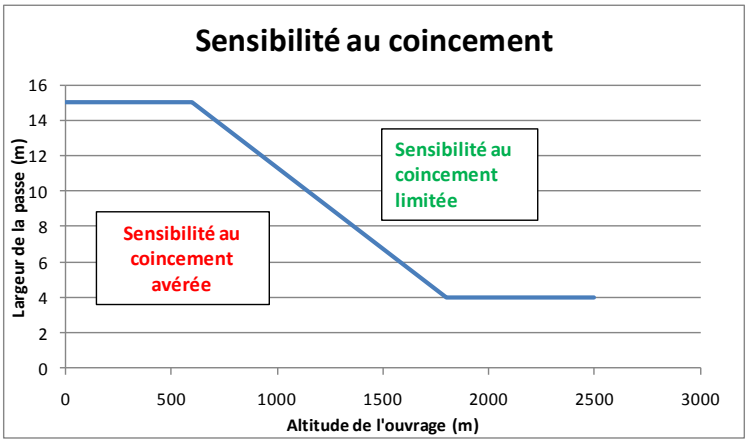


Figure 3.7 – Sensibilité au coincement en fonction de l'altitude

Ces limites pourraient se décaler légèrement vers le haut avec le réchauffement climatique (1° d'augmentation de température entraîne un décalage de 180 m en altitude des valeurs citées).

3.2.2.6 **Synthèse**

On propose de considérer le risque embâcles comme non dimensionnant dès lors que ni le bassin versant, ni la retenue, ni l'évacuateur ne sont jugés sensibles. Dès lors, le dimensionnement de l'évacuateur ne répondra qu'aux seules exigences du passage de la crue de dimensionnement (sous réserve d'un tirant d'air minimal de 30 cm dans ce cas de figure).

Dans tous les autres cas, il est proposé un examen séquentiel de tous les facteurs, pouvant conduire, si le risque persiste après analyse, à tenir compte d'une perte de débitance des pertuis concernés dans le dimensionnement des évacuateurs, ainsi que des efforts supplémentaires générés par ces embâcles sur les structures. (Bister *et al.*, 1994) proposent de prendre en compte une réduction forfaitaire de 30% de la débitance.

Dans ce cas, les efforts générés par les embâcles sont à prendre en compte. Ces efforts sont horizontaux et appliqués à la cote de PHE, ayant pour valeur la pression exercée par le courant d'eau sur les corps flottants bloqués.

Une étude doit être menée pour déterminer quelle est la population de corps flottants, en particulier les branches ou arbres, qui risquent de se présenter à l'entrée des pertuis de l'évacuateur au moment du passage des crues. Quelles que soient les dimensions des pertuis, on ne peut pas éviter qu'un corps flottant soit bloqué sur le nez des piles. On doit prendre en compte ce cas en supposant un coefficient de contraction supplémentaire à l'écoulement dans la section de contrôle (vanne ou seuil libre) de l'évacuateur de crues.

Un modèle physique peut éventuellement aider à la détermination des conditions d'approche et d'évacuation des corps flottants, pour autant que l'on ait modélisé la retenue suffisamment loin en amont, et que l'on puisse reconstituer sur modèle des corps flottants proches de la réalité.

On notera que la perte de débitance d'une ou plusieurs passes va augmenter fortement l'énergie dissipée à l'aval des passes encore disponibles, qui peuvent subir des affouillements en pied. Il convient donc de dimensionner les protections aval en situation dégradée.

En synthèse, le dimensionnement des évacuateurs au regard du risque lié aux corps flottants est proposé comme suit sur la figure 3.8 (même si bien évidemment la complexité des phénomènes mis en jeu et la variété des situations ne sauraient être réduites à une évaluation

par des critères et des valeurs seuils par trop tranchés. Le jugement de l'ingénieur reste et demeure incontournable pour l'appréciation des risques) :

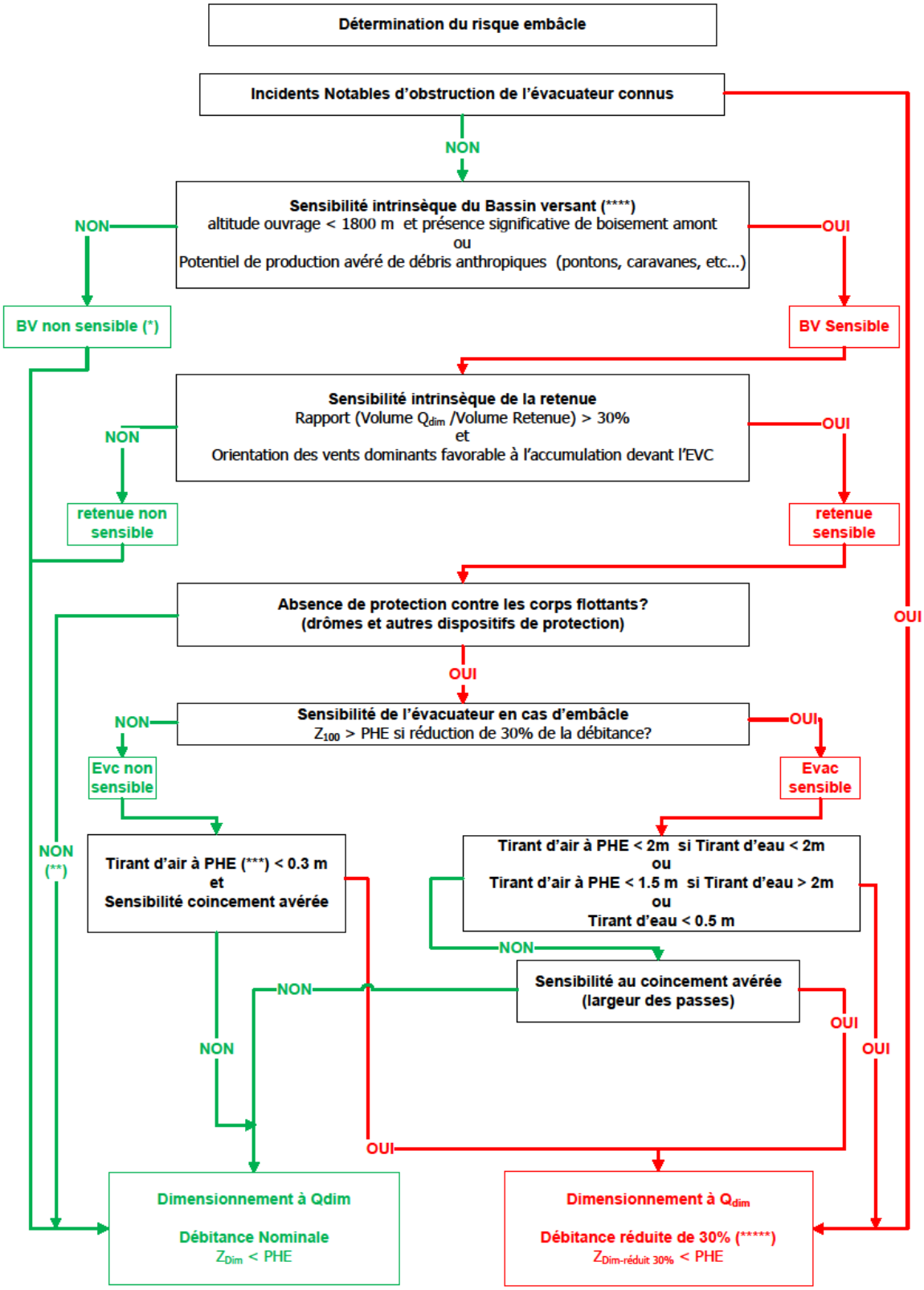


Figure 3.8 – Logigramme de détermination du risque d'embâcles

Commentaires

(*) : on se trouve dans le cas où le bassin versant est jugé non producteur de corps flottants. Les risques de coincement de corps flottants sont donc considérés comme nuls. Les critères de tirant d'air disponible ou de largeur des passes ne sont donc pas déterminants dans la conception de l'évacuateur.

(**) : on se trouve dans le cas où l'évacuateur est protégé par un artefact contre les corps flottants (drome, masque,...). Les risques de coincement de corps flottants sont donc considérés nuls. Les critères de tirant d'air disponible ou de largeur des passes ne sont donc pas déterminants dans la conception de l'évacuateur.

(***) : si le tirant d'air est faible à PHE, la question de la mise en charge du fait du batillage est fondée. Elle ne doit cependant pas être traitée dans cette analyse, qui concerne le risque corps flottants, mais lors de la détermination de la débitance de l'évacuateur qui doit prendre en compte les incertitudes relatives à la cote de mise en charge de l'évacuateur.

(****) : pour limiter les risques d'interprétation variable des recommandations, il faut chercher à objectiver les critères qui permettent de juger de la capacité du bassin versant à produire des corps flottants. Sont donc proposés :

- un critère chiffré sur l'altitude et un taux de boisement ; un boisement « significatif » s'entend comme une présence objective de couverture boisée du bassin, susceptible d'apporter des quantités de débris forestiers (troncs, racines,...) à la retenue. Un taux minimal de boisement de 10% à 20% du bassin peut être avancé, mais ne doit pas omettre des situations où l'arrivée de débris végétaux peut être jugée acquise même avec un taux de boisement inférieur ;
- un critère, qui reste malheureusement plus qualitatif, pour tenir compte de la production de corps flottants liée aux activités anthropiques (caravanes, pontons, …).

(*****) : les pertes de débitance à considérer doivent être définies de façon précise. Il est suggéré une règle des 30% excepté pour le cas particulier des tulipes pour lesquelles des pourcentages d'obstruction supérieurs pourront être considérés.

3.2.3 Coincement des vannes par colmatage du pied des vannes

L'accumulation des dépôts solides en pied de vannes peut provoquer leur coincement. Ce phénomène peut se produire quelle que soit la nature des dépôts. Dans le cas d'envasement par des matériaux fins, il faut craindre le coincement par effet cumulé de la consolidation des sédiments fortement cohésifs et plastiques et de la poussée de ces matériaux. Pour des matériaux plus graveleux, le coincement est lié à la poussée des sédiments et au frottement important sur le tablier.

Au fil du temps, les matériaux fins déposés dans la retenue se tassent. Par phénomène de consolidation, leur résistance à l'érosion augmente peu à peu[5]. Les matériaux consolidés sont alors très difficilement remobilisables si on a laissé le temps passer. Souvent, ces matériaux sont mêlés à des branches, constituant quasiment de la terre armée, augmentant encore leur résistance. Il faut donc impérativement curer régulièrement les matériaux fins déposés en particulier devant les vannes de fond, mécaniquement ou bien en organisant des chasses régulières.

Il n'existe pas de dispositif direct de conception susceptible de s'affranchir de ce risque, si ce n'est la création d'obstacles en amont de type seuil batardeau, à condition que ceux-ci soient

[5] la contrainte tractrice critique τ_c, encore appelée rigidité, des matériaux fins (d < 0,2 mm) augmente en fonction de la densité des matériaux à la puissance 4 à 5, la densité augmentant elle comme le logarithme du temps (cf. travaux de Claude Migniot).

régulièrement curés en amont pour éviter leur propre engravement. La surveillance et le maintien en conditions opérationnelles des organes de crue sont la garantie du bon fonctionnement de ceux-ci.

La surveillance consiste en un relevé régulier des hauteurs d'envasement/engravement. Ces constats doivent permettre, soit de mettre à jour l'instruction de crue afin de manœuvrer prioritairement les vannes les plus affectées lors de la première crue à venir, soit d'engager un enlèvement mécanique, dès le seuil atteint d'un niveau d'engravement, préalablement estimé ou calculé.

Le niveau d'envasement/engravement peut être contenu par le recours à des essais périodiques de manœuvre des vannes ou par des chasses. Il convient cependant de prendre conscience que l'efficacité de ces manœuvres dépend très largement du niveau d'ouverture des organes, de leur durée, de leur fréquence et de l'indice de compacité des matériaux retenus : un cône de sédiments de faible dimension (quelques mètres) peut aisément être dégagé lors de ces manœuvres alors qu'il faudra souvent faire appel à une intervention lourde pour les matériaux restant en place.

3.2.4 Types de vannes les plus répandus

Les ouvrages évacuateurs de crues peuvent être constitués de différents types de vannes, en fonction de l'utilisation attendue de l'ouvrage. On peut distinguer les vannes de surface et les vannes de fond.

Les **vannes de surface,** outre leur utilisation pour contrôler le niveau de retenue dans le fonctionnement courant, assurent la fonction d'évacuation des crues. Ce sont souvent des vannes segments, des vannes wagons ou encore des clapets. On rencontre d'autres types de vannes de surface sur les ouvrages anciens ou s'il existe des contraintes particulières : vannes à rouleaux, vannes bateaux, vannes secteurs, etc.

Ce sont de bons régulateurs de niveau amont, car le débit varie beaucoup en fonction du niveau amont (fonction de la lame déversante à la puissance 3/2).

Les vannes barrant des pertuis en charge (**vannes de fond ou de demi-fond**) sont rarement choisies pour équiper des évacuateurs de crues. Comme indiqué précédemment, l'inconvénient majeur réside dans la faible variation de la débitance en fonction de la cote de retenue et il convient de prendre en considération l'importance accrue des risques de sédimentation en fond de retenue et donc de blocage des vannages et de colmatage des pertuis. Ce sont principalement des vannes wagons et des vannes segments (cf. 3.2.4.4 également). Les pertuis sont usuellement équipés de deux vannes en série, avec une vanne aval de réglage du débit et une vanne amont dite de garde permettant notamment les opérations d'entretien de la vanne aval. Le dimensionnement de ces vannes (*a minima* pour la vanne de réglage) doit naturellement permettre la coupure du débit en charge lors de la fermeture de la vanne.

Ce sont de bons régulateurs de débit, car le débit varie peu en fonction des niveaux amont et aval (fonction de la racine de la différence de cote).

Les vannes qui assurent la vidange du réservoir et la chasse des sédiments peuvent éventuellement jouer le rôle d'évacuateur complémentaire sous certaines conditions, avec notamment les redondances et dispositifs nécessaires à la fiabilité de fonctionnement de l'organe en situation de crue.

3.2.4.1 **Seuils réglables**

Les organes suivants sont des seuils dont la cote est réglable, avec déversement à surface libre par-dessus. De ce fait, ce sont de bons régulateurs de niveau amont.

Ils n'ont *a priori* pas besoin d'énergie pour s'ouvrir, la gravité aidant, ce qui peut représenter un intérêt pour la sécurité. Inversement, ils peuvent aussi s'ouvrir de manière intempestive, ce qui impose des sécurités spécifiques. Ouverts, ils s'effacent dans un logement et ne génèrent pas ou peu de pertes de charges.

3.2.4.1.1 Clapets

Les clapets sont des vannes abaissantes constituées d'un bordé généralement de forme cylindrique supporté par une structure en caisson type « ventre de poisson » ou classique articulé sur le seuil du pertuis (cf. fig. 3.9 et photo 3.2).

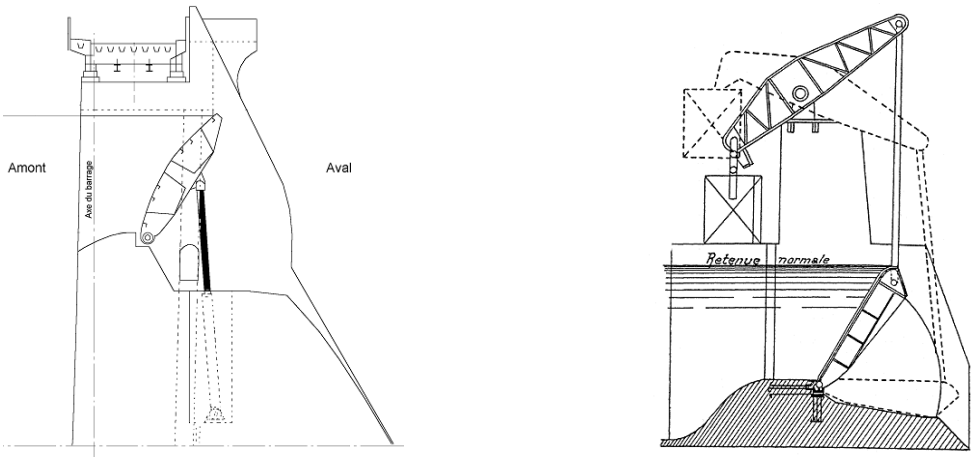


Figure 3.9 – Coupes types de clapets

Photo 3.2 – Clapet, barrage de Pinet sur le Tarn

Leur usage est réservé à un écoulement de surface et ils ne peuvent donc pas être utilisés comme vannes noyées. Le clapet est actuellement la vanne la plus utilisée pour les ouvrages neufs de navigation en rivière.

Les clapets peuvent avoir de très grandes largeurs (supérieures à 30 mètres), mais leur usage en rivière est aujourd'hui limité à des hauteurs de l'ordre de 6,50 m lorsqu'ils sont en régime partiellement noyé par l'aval, pour des raisons de vibrations engendrées par les fluctuations de pression directement en aval du clapet. L'utilisation de clapets nécessite la mise en place de becs de fractionnement permettant l'aération de la lame déversante pour de faibles ouvertures ainsi qu'un dispositif d'aération latérale réalisée par l'installation de tuyauteries dans les bajoyers afin de réduire les problèmes de vibrations.

Les clapets peuvent être manœuvrés par des vérins, des treuils à chaînes, des systèmes à crémaillère ou des dispositifs à flotteur ou bien encore par la charge d'eau de la retenue, via un contrepoids. Ils ne nécessitent généralement pas de superstructure et permettent le réglage raisonnablement précis des débits et la navigation en période de crues. Ils sont intéressants pour le passage des corps flottants.

Cependant, à cause de leur fonctionnement en vannes abaissantes, des précautions doivent être prises afin d'éviter la chute intempestive du clapet et la perte du plan d'eau en cas d'incident sur le système de manœuvre.

3.2.4.1.2 Vannes secteurs ou vannes tambours

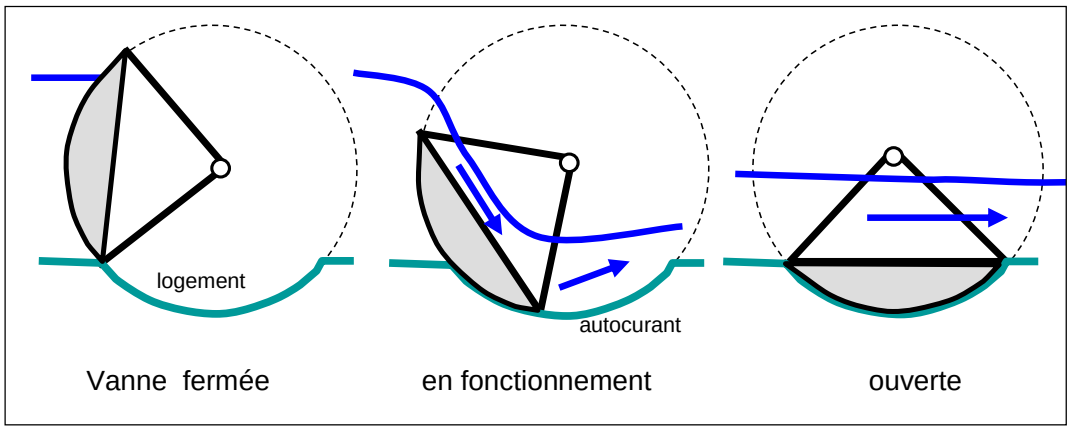


Figure 3.10 – Coupe type d'une vanne secteur

Il s'agit d'une vanne avec déversement par dessus puis sur le bordé intérieur. La vanne s'efface complètement dans un logement aval prévu à cet effet. Ce logement est autocurant.

Ouverte (à sec, pendant la construction)

fermée (en service)

Photos 3.3 – Vanne tambour, écluse Andrésy

Le barrage du Couesnon, en baie du mont Saint Michel, est équipé de ce type de vanne, qui reste cependant rare.

3.2.4.2 Vannes segments

Les vannes segments sont des vannes levantes constituées d'un tablier de forme cylindrique assurant la bouchure du pertuis, prolongé par deux bras latéraux permettant le transfert des charges sur le béton des bajoyers par l'intermédiaire de tourillons et éventuellement de corbeaux (cf. fig. 3.11).

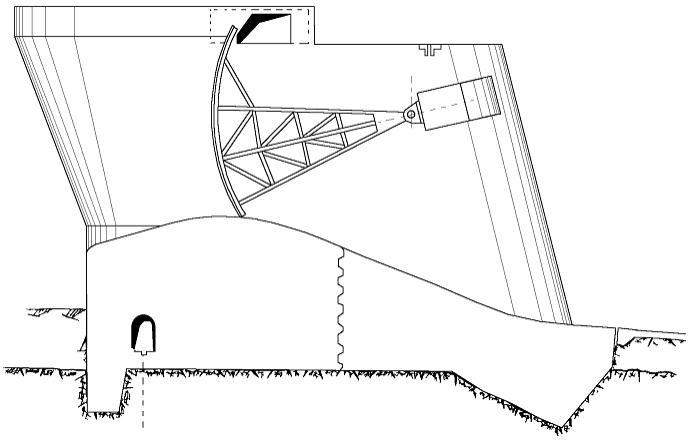


Figure 3.11 – Coupe type d'une vanne segment

Elles ont l'avantage de reporter la poussée de l'eau sur l'axe, les joints latéraux n'étant alors pas sollicités.

Ces vannes peuvent être installées soit en surface soit dans des pertuis de fond noyés.

Lorsqu'elles sont installées en surface, ces vannes peuvent être équipées d'un volet déversant permettant le passage des faibles débits et des corps flottants (cf. photo 3.4). Elles peuvent atteindre de grandes dimensions.

Photo 3.4 – Vanne segment munie d'un volet de surface, barrage de Caderousse

Lorsqu'elles sont utilisées en pertuis de fond, les dimensions sont généralement plus limitées du fait des difficultés d'intégration dans le corps du barrage et du fait des problèmes de déformation sous la pression de la retenue.

Ces vannes peuvent être manœuvrées par des vérins, des treuils à chaînes ou à câbles ou des systèmes à flotteur et contrepoids, et ne nécessitent pas de superstructure.

3.2.4.3 **Vannes wagons**

Les **vannes wagons simples** sont des vannes levantes constituées d'un tablier métallique plat, réalisé en un ou plusieurs éléments solidaires entre eux. Chaque élément possède des galets de roulement prenant appui sur des rails situés dans des rainures latérales réalisées dans le béton des bajoyers (cf. fig. 3.12).

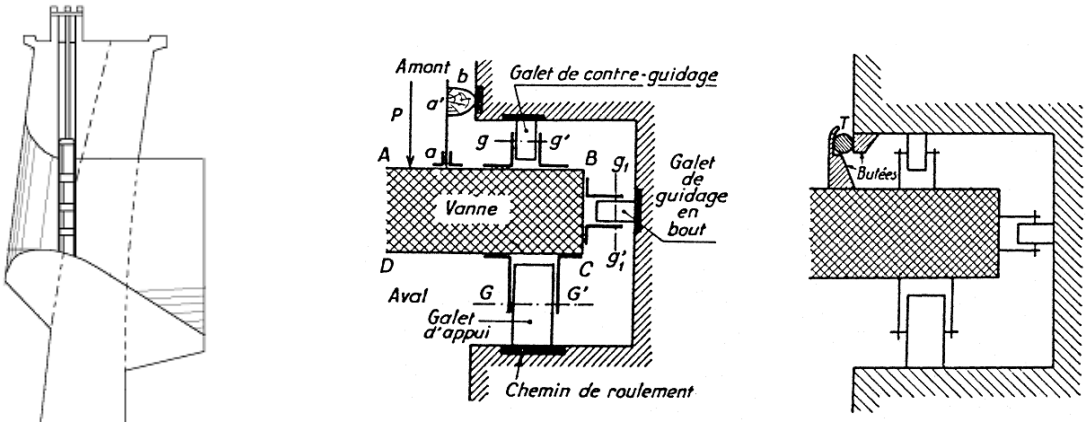


Figure 3.12 – Coupes types d'une vanne wagon

Ces vannes peuvent être de grandes dimensions. Utilisées en rivière, elles peuvent également supporter un volet déversant pour le passage des petits débits et des embâcles. En vannes

de fond, leur usage est limité par la présence des rainures latérales qui peuvent perturber sensiblement l'écoulement et générer des problèmes de cavitation.

Ces vannes sont simples et robustes, utilisent peu de place et sont faciles d'entretien. Elles sont très polyvalentes et peuvent être utilisées dans quasiment toutes les applications, en surface ou noyées, en conduite (avec carénage ou manœuvrées par brimbales), etc. Cependant, elles sont plus lourdes que d'autres types de bouchures et nécessitent une superstructure verticale importante. Comme les vannes segments, elles peuvent être manœuvrées à l'aide de vérins, de treuils à chaînes ou à câbles ou de vis sans fin. Cependant, elles ne sont pratiquement plus choisies sur les évacuateurs de crues des barrages neufs, du fait des efforts de manœuvre importants et de la nécessité de rainures latérales.

Les **vannes wagons double corps** (appelées aussi vannes crochets) sont exclusivement utilisées en rivières, où elles autorisent la navigation en période de crues tout en garantissant une grande souplesse de contrôle des débits et en permettant l'aération de la lame d'eau. Elles sont constituées d'un élément inférieur de type vanne wagon et d'un élément supérieur prenant appui sur le bordé amont de l'élément inférieur.

Ces deux systèmes permettent une très bonne régulation du plan d'eau amont : lorsque le débit augmente, on passe progressivement de l'écoulement de surface (bon régulateur de niveau amont mais de faible débitance) à celui de fond (écoulement en charge bénéficiant de toute la chute, donc de bonne débitance), puis l'ensemble est dégagé par le haut pour laisser le passage libre aux plus fortes crues. Ce type de vannes correspond à une utilisation astucieuse des lois de l'hydraulique et de la régulation. Cependant, ces vannes nécessitent des superstructures importantes, sont techniquement compliquées et leur entretien n'est pas aisé. En pratique, elles ont souvent été remplacées sur les aménagements plus récents par des vannes segments munies d'un clapet en surface (cf. photo 3.4).

3.2.4.4 **Autres types de vannes**

Les vannes citées précédemment constituent la grande majorité des vannes d'évacuateurs de crues, au moins en ce qui concerne les ouvrages neufs. On rencontre cependant d'autres types de vannes, plus ou moins répandus, sur les ouvrages en service.

3.2.4.4.1 Vannes Stoney

Proches dans leur conception des vannes wagons, elles s'en distinguent par l'existence de trains de galets indépendants roulant entre le tablier et le siège. Elles sont dotées de deux trains de galets (un fixe sur le siège et un mobile lié au tablier). Les trains de galets sont en général entraînés par une poulie qui chevauche un câble acier dont un brin est fixe et l'autre amarré au tablier. Le train de galets se déplace deux fois moins vite que le tablier de la vanne. Lorsque la vanne a parcouru sa hauteur, elle n'est plus en contact qu'avec la moitié du train de galet (cf. fig. 3.13).

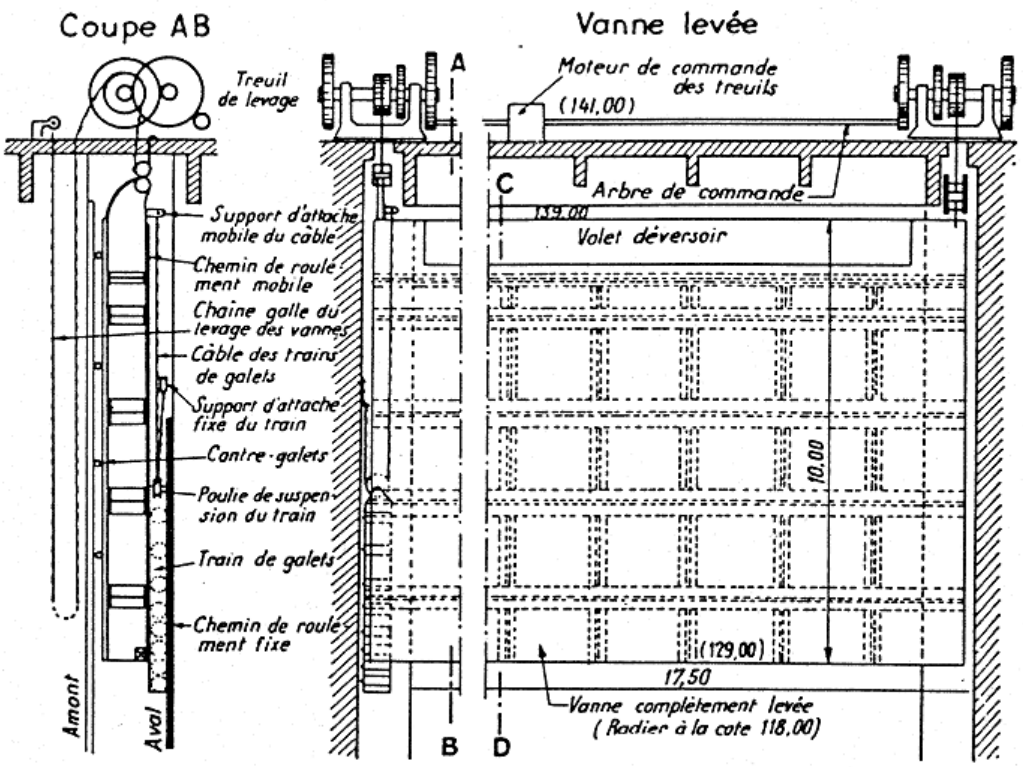


Figure 3.13 – Coupe type d'une vanne Stoney

Ces vannes sont utilisées uniquement comme vannes de surface, elles présentent l'avantage d'une meilleure répartition des efforts sur les pièces fixes, ce qui est appréciable sur des maçonneries anciennes. Elles nécessitent des superstructures analogues à celles des vannes wagons. Le risque de coincement du train de galets (par des corps flottants ou autres) constitue leur point faible principal.

3.2.4.4.2 Vannes papillons

Ces vannes sont constituées d'un disque pivotant sur un axe dans la conduite qu'elles obturent, le disque étant manœuvré de l'extérieur par l'intermédiaire d'un bras. Elles sont classiquement utilisées en vidange de fond, mais quelques ouvrages en disposent en évacuateurs de crues. Le risque d'obturation par un bois ou un bloc rocheux constitue leur point faible principal (le papillon constitue un obstacle dans le conduit). De ce fait, ces organes n'apportent pas la meilleure sécurité de fonctionnement et garantie de débitance. Il convient donc, dans le cas d'une conception nouvelle, d'appréhender avec prudence le choix de ce type de vanne.

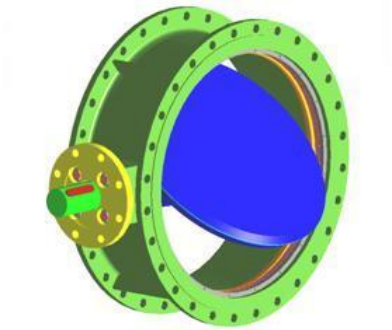


Figure 3.14 – Vanne papillon

3.2.4.4.3 Vannes à jet creux

Ces vannes sont constituées d'une buse fuselée coulissant dans la conduite qu'elles obturent (deux variantes possibles : buse mobile et conduit fixe ou buse fixe et conduit mobile). Le jet passe autour de cette buse, d'où l'appellation de jet creux. Ces vannes sont classiquement utilisées en vidange de fond, mais quelques ouvrages en disposent en évacuateurs de crues. Comme pour les vannes papillons, le risque d'obturation par un bois ou un bloc rocheux constitue leur point faible principal (le pointeau constitue un obstacle dans le conduit). De ce fait, à l'instar des vannes papillons, ces organes n'apportent pas la meilleure sécurité de fonctionnement et garantie de débitance. Il convient donc, dans le cas d'une conception nouvelle, d'appréhender avec prudence le choix de ce type de vanne. Ces vannes sont de très bons dissipateurs d'énergie.

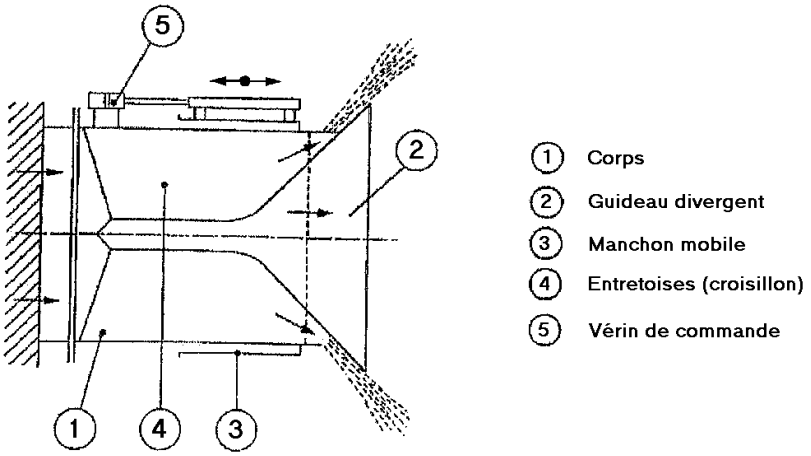


Figure 3.15 – Vanne à jet creux

3.2.4.4.4 Autres types de vannes

On pourrait également citer, de manière non exhaustive, l'existence d'autres types de bouchure : toits, aiguilles, hausses Aubert, pointeaux, guillotines, etc.

3.2.5 Organes de manœuvre

Les deux principaux types d'organes de manœuvre de vannes rencontrés sur les vannes de barrage sont les vérins hydrauliques et les treuils à chaînes. On peut également citer les treuils à câbles couramment utilisés dans les pays Anglo-Saxons et de l'Est, les vérins électromécaniques plus récemment utilisés, les systèmes vis-écrou, les crémaillères et enfin les dispositifs à flotteurs.

3.2.5.1 **Vérins hydrauliques**

Ce type de mécanisme a souvent la préférence actuelle du concepteur du fait de sa simplicité, sa relative facilité de mise en œuvre et de maintenance et son coût de fourniture plus faible que pour les autres types d'organes. Il est également possible d'intégrer les vérins dans les structures de façon très discrète. Associés à une centrale hydraulique, les vérins permettent une manœuvre souple et contrôlée des clapets et des vannes.

Ils présentent cependant l'inconvénient de fonctionner sous pression et sont susceptibles de fuites internes et externes qui peuvent être préjudiciables au réglage de la position des

organes manœuvrés et engendrer de la pollution en cas de fuite (le rejet dans la nature d'huile est proscrit par le code de l'environnement, que l'huile soit biodégradable ou non). Ils nécessitent de nombreux composants pour leur fonctionnement, peuvent s'avérer être des éléments sensibles au séisme et, dans le cas de vérins doubles, la question de leur synchronisation est toujours un point de fragilité. Leur conception doit permettre le dépannage en situation d'urgence.

Du point de vue du dimensionnement, ces systèmes sont limités par la course des vérins.

3.2.5.2 Treuils à chaîne

Les treuils à chaîne utilisés pour la manœuvre des organes de bouchure (vannes, clapets…) sont constitués d'un réducteur et d'une chaîne de type « Galle », elle-même constituée de tôles d'acier formant les maillons et d'axes appelés fuseaux. Les chaînes peuvent posséder plusieurs mailles (doubles, triples ou quadruples) en fonction de l'effort de levage.

Les treuils à chaîne sont robustes et éprouvés, et leur durée de vie peut être extrêmement longue avec une maintenance souvent relativement simple, surtout en ce qui concerne les réducteurs, qui peuvent fonctionner très longtemps avec un entretien mineur.

Les chaînes de liaison avec l'organe manœuvré doivent faire l'objet d'une maintenance et d'une surveillance adaptées. Les très hautes pressions diamétrales des axes sur les maillons engendrent des difficultés de graissage et le grippage de ce type de chaîne est possible. Il est nécessaire de prévoir une maintenance régulière (périodicité variable en fonction de l'exposition des chaînes aux intempéries et aux déversements de la vanne), qui consiste en un graissage soigné, un contrôle d'allongement du « pas » de la chaîne et en une manœuvre aussi complète que possible de la chaîne pour conserver sa « souplesse ». Pour les tronçons les plus exposés, l'utilisation de chaînes en acier inoxydable, éventuellement montées sur antifriction, est envisageable mais cette solution est relativement coûteuse.

Le coût de fourniture et d'installation de moto-réducteurs est, par ailleurs, plus élevé que celui du vérin.

3.2.5.3 Treuils à câble

Les treuils à câbles sont également utilisés sur les vannes d'évacuateur de crues. Ils présentent des avantages comparables à ceux à chaînes (simplicité de conception, robustesse). La possibilité de mouflage permet de réduire la puissance des treuils au prix d'une certaine complexité. La maintenance des câbles doit être soignée (graissage et contrôles). Les règles de dimensionnement des treuils peuvent s'inspirer des règles édictées par la Fédération Européenne de Manutention (FEM, 1998). Les contrôles des câbles peuvent être réalisés en appliquant les critères proposés par la norme ISO 4903 « Appareils de levage à charge suspendue – Câbles – Entretien, maintenance, installation, examen et dépose ».

3.2.5.4 Crémaillères

De conception simple et robuste, ce dispositif peut généralement être équipé d'une commande de secours manuelle (manivelle). La maintenance est simple. D'un point de vue du dimensionnement, ce type de dispositif est limité par la longueur de la crémaillère.

3.2.6 Systèmes de contrôle-commande

Le système de contrôle-commande, ou système de surveillance et de conduite, doit permettre :

- d'assurer la commande des ouvrages (ouverture et fermeture des vannes) par les ordres manuels d'un opérateur, ou automatiquement en fonction de règles prédéfinies basées sur des mesures de niveaux ou de débit d'eau, mesures situées au niveau de l'ouvrage, en amont et/ou en aval afin d'anticiper sur l'évolution de la retenue d'eau ou du bief amont ;
- de surveiller le bon état de l'ensemble de l'installation et de reporter en temps réel cet état ainsi que tous les défauts détectés. Le système doit pouvoir contrôler lui-même la validité des indications données par les capteurs, le bon fonctionnement des appareillages et les ordres aberrants.

Le système doit être conçu en fonction des caractéristiques et objectifs de l'ouvrage, des modes de gestion envisagés et du niveau de sécurité requis : conception globale de l'ouvrage, modes de gestion envisagés dans les différents cas de fonctionnement et notamment lors du passage des crues (manuel ou automatique, localement ou à distance), niveau de sécurité requis, importance du risque en cas de défaillance.

L'architecture des systèmes de contrôle-commande comprend généralement :

- les interfaces homme-machine (écran de visualisation et de commande, pupitre, pupitre de marche dégradée) ;
- les capteurs (niveaux, positions, …) ;
- les automatismes de surveillance et de conduite (régulation) ;
- les automatismes de sauvegarde (sécurité) ;
- les armoires de commande de puissance des actionneurs et/ou des auxiliaires (groupes hydrauliques…) ;
- le système de communication à distance pour le report des états et des défauts. Les liaisons couramment utilisées sont : réseau numérique privé, ligne téléphonique commutée, liaison hertzienne, GSM, réseau internet...

Les dispositions relatives à la gestion des crues sont parmi les plus importantes en ce qui concerne la sécurité des ouvrages.

L'analyse de ces contraintes et objectifs permet de décider du niveau de redondance des capteurs, des automates de régulation et des actionneurs, et des modes de commande, en marche normale mais aussi en marche dégradée, avec l'ensemble des cas de fonctionnement partiel des installations (équipements indisponibles, en défaut ou en maintenance).

Une attention particulière doit être apportée à la fiabilité des équipements de contrôle-commande, à leur robustesse à supporter les crues, à leur nombre suffisant pour s'assurer d'une acquisition fiable des données, à leur implantation à l'abri des embâcles, des apports de sédiments et des dégradations volontaires. Il en est de même pour ce qui concerne leur entretien (étalonnage, tests, …).

Par ailleurs, un dispositif de sauvegarde doit être prévu. Ce dispositif, indépendant des autres matériels, permet d'assurer l'alerte de l'exploitant, voire l'arrêt de la conduite automatique et les manœuvres de mise en sécurité de l'ouvrage, lorsqu'on s'écarte des conditions d'exploitation normale (cf. 3.3.4, en particulier 3.3.4.2).

3.2.7 Commandes hydrauliques à partir de la retenue

On trouve sur les aménagements hydrauliques existants un nombre important de ce type de vannes ou clapets, motorisés sans apport d'énergie externe, par une commande à flotteurs et contrepoids. Ces vannes ou clapets sont souvent installés sur des évacuateurs de crues.

Les conceptions de ces dispositifs sont multiples, depuis le clapet à contrepoids « simple » s'ouvrant sous la pression hydrostatique et fonctionnant en tout ou rien, jusqu'à des clapets ou des vannes de type secteur disposant de chambres de réglage dont le débit d'alimentation et d'évacuation est réglable et qui permettent un fonctionnement en régulation de niveau d'un plan d'eau.

Pour bien exploiter de tels organes, il est primordial de bien comprendre le fonctionnement de leur commande et de bien appréhender ses limites. Si elles sont maintenues correctement, les vannes à flotteurs constituent des organes de sécurité fiables du fait de leur ouverture automatique sans énergie.

Ces organes tirent leur énergie de manœuvre de la retenue et sont commandés automatiquement par influence directe du niveau de la retenue, soit sur le tablier lui-même, soit sur le remplissage de chambres à flotteurs, avec ou sans l'aide de contrepoids.

Parmi les avantages de ce système, il faut citer :

- le fractionnement des risques de défaut (si la commande est individuelle) ;
- une manœuvre indépendante de toute source d'énergie électrique ;
- une manœuvre indépendante de tout automatisme électrique.

Mais ces systèmes présentent aussi un certain nombre de risques. Ces risques ou inconvénients doivent être examinés dans le détail pour apprécier précisément la possibilité de doter le barrage de ce type d'organe, parmi lesquels :

- les risques d'ouvertures intempestives ;
- les risques de non ouverture : en cas de blocage, en particulier mécanique ou par défaut du circuit hydraulique (obstruction, gel du flotteur), il n'existe généralement pas de manœuvre de secours. En particulier, les alimentations des chambres de manœuvre sont des points à surveiller (risque de bouchage par les débris flottants) ;
- les gradients de débit à la première ouverture peuvent être très forts. Ces vannes ne sont en général pas aptes à régler de manière précise un débit à restituer ;
- certains de ces systèmes présentent l'inconvénient d'un faible couple de manœuvre, qui les rend sensibles aux coincements.

3.3. Conception des équipements

3.3.1 Équipements électromécaniques

3.3.1.1 Équipements mécaniques

Les dispositions constructives à mettre en œuvre sont spécifiques aux ouvrages, aux types de vannes, à leur fonction et à leur importance, et devront être élaborées au cas par cas. On donne ici des recommandations communes relatives aux organes de manœuvre et aux dispositifs de maintien en position de sécurité. D'une manière générale, il est courant de prévoir plusieurs redondances (sur l'alimentation électrique, sur les moyens de manœuvre des organes, etc.).

3.3.1.1.1 Organes de manœuvre

Les organes de manœuvre doivent être dimensionnés pour les efforts calculés dans la conception des vannes. On doit tenir compte des efforts et charges « parasites », liés par exemple aux déformations des équipements et aux efforts de manœuvre, en tenant compte du fait que ces efforts sont difficiles à appréhender.

La vitesse de manœuvre doit également être prise en compte dans la conception du système. La vitesse d'ouverture des vannes et le débit associé doivent en effet être capables de suivre le gradient de montée de la crue, sous peine de voir la cote de consigne dépassée voire le barrage submergé. La détermination du gradient maximum de montée de crue est un donc un paramètre primordial à déterminer par l'étude hydrologique.

La décrue étant généralement plus lente, la vitesse de fermeture des vannes pourra suivre le gradient maximum de décrue. Il est à noter qu'une vidange rapide de la retenue peut générer des glissements de terrain.

Les vannes possèdent chacune leur propre organe de manœuvre et doivent pouvoir être manœuvrées sous toutes les conditions de charge et être en mesure de tenir une position quelconque entre la fermeture et l'ouverture complète.

Les vannes et leurs organes de manœuvre doivent être équipés de dispositions de sécurité, adaptées aux organes à manœuvrer et définies en fonction d'une analyse de risques. Sauf justifications spécifiques, au minimum les dispositions suivantes devront être prises en compte :

- pour les organes de manœuvre, ces dispositions doivent inclure des arrêts en fin de course, fonctionnement par paliers, système de reprise de fuite sur les vérins, limitation de la vitesse d'abaissement des clapets en cas d'incident ;
- pour l'énergie de manœuvre, ces dispositions doivent inclure un dispositif d'alimentation de secours en énergie, tels qu'un groupe de secours à moteur thermique, ou éventuellement un dispositif faisant appel à la force manuelle.

Pour les vannes participant à l'évacuation des crues, la position fermée n'étant pas nécessairement la position la plus sûre pour cette fonction, on ne recommande pas de les munir de la disposition systématique de fermeture sous leur propre poids sans apport d'énergie.

3.3.1.1.2 Maintien en position des éléments mécaniques

Le maintien en position des éléments mécaniques doit être garanti en cas de défaillance de l'organe de manœuvre. Les solutions sont multiples et peuvent être constituées d'un crochet venant agripper la porte, d'un verrou (le déplacement d'un axe dans une oreille de levage vient en retenir la structure) ou encore de poutres de stockage que l'on glisse sous la porte en position haute, l'organe de manœuvre étant ensuite libéré en posant la porte sur ces poutres.

Il convient de faire la distinction entre deux types de verrous :

- d'une part les verrous « de sécurité », qui ont pour fonction la condamnation de l'organe lorsqu'il est nécessaire de travailler à l'aval ;
- d'autre part les verrous « d'exploitation », destinés à éviter, en exploitation normale, un abaissement intempestif du clapet.

L'adjonction d'un verrou « d'exploitation », venant mettre un obstacle au fonctionnement « naturel » de l'installation, est considérée comme un pis-aller, cette technique doit généralement être évitée. Lorsque la fonction de l'organe est d'assurer la tenue de la cote à une valeur donnée (généralement à RN), le verrouillage des clapets est contre-indiqué.

3.3.1.2 **Alimentation électrique**

3.3.1.2.1 Principes généraux

L'expérience d'épisodes de crues importants montre que les lignes du réseau d'alimentation de distribution électrique ne sont pas à l'abri d'incidents de fonctionnement (tempête, foudre, chute d'arbres…).

Le Guide pour le contrôle des barrages en exploitation (BETCGB, 2002) recommande pour assurer l'alimentation électrique des évacuateurs de crues vannés, notamment en cas de conditions météorologiques extrêmes, de prévoir :

- une **alimentation principale (dite « normale »),** fournie par le réseau de distribution, éventuellement doublée par les auxiliaires de l'usine pour les ouvrages hydroélectriques ;
- une **alimentation de secours** à partir d'un groupe électrogène totalement autonome et dédié au barrage.

Ces différents niveaux d'alimentation électrique ne doivent pas être affectés d'un défaut commun. En particulier, les chemins de câblage de l'alimentation principale et des alimentations de secours doivent être autant que possible différenciés afin qu'un défaut n'affecte pas simultanément les deux sources d'alimentation.

La puissance installée doit permettre de manœuvrer les organes mécaniques suffisamment rapidement par rapport aux vitesses maximales d'augmentation des débits à évacuer sous l'effet de la crue de projet.

3.3.1.2.2 Conception des circuits électriques

La distribution de l'énergie alternative doit être traitée avec soin.

Il faut en particulier **éviter tous les points communs entre la source normale et celle de secours** qui, en cas d'incendie par exemple, risqueraient de priver l'évacuateur de son énergie de manœuvre. Les cheminements des câbles d'alimentation doivent être indépendants (entre la voie normale et la voie de secours). Dans le cas où le croisement ou le cheminement commun (forage) ne peut être évité, il convient de prendre toutes les dispositions pour isoler les deux liaisons l'une par rapport à l'autre (plâtre, gaine ignifugée…).

Le matériel électrique de manœuvre et de commande doit être installé de telle sorte qu'il soit hors d'eau et accessible pour un niveau de retenue a minima égal à celui des PHE. Un niveau de retenue plus élevé pourra être envisagé au vu d'une analyse des risques.

Les câbles doivent être protégés contre les risques d'écrasement, d'arrachement ou d'emportement de supports (en particulier sur les passerelles ou les ponts).

Le **schéma d'alimentation** électrique des organes devra présenter des dispositions visant à :

- assurer des modes dégradés d'alimentation avant une coupure totale des circuits d'alimentation des vannes d'évacuation des crues ;
- générer des alarmes graduées en fonction du risque de défaillance d'alimentation du matériel concerné.

Ces principes sont assurés notamment par l'élimination maximale des modes communs.

3.3.1.2.3 Alimentation de secours : groupe électrogène barrage

Le groupe électrogène de l'alimentation de secours n'alimente que les organes de l'évacuateur de crues et les équipements essentiels à la sûreté d'exploitation du barrage : éclairage des passes et moyens d'accès, automatismes de surveillance et de conduite, …

Le groupe électrogène du barrage est installé à demeure au barrage et à un emplacement :
- hors d'eau (au-dessus de la cote des plus hautes eaux envisageables) ;
- accessible pour un niveau d'eau *a minima* égal à celui des PHE ;
- isolé de la source d'alimentation principale.

Il doit être autonome (en source d'énergie de démarrage, tension de contrôle commande, fuel, refroidissement…).

L'autonomie du groupe de secours doit être suffisante pour assurer les manœuvres pendant la crue. Le fonctionnement réel du groupe électrogène doit être pris en compte, avec des marges de sécurité (prise en compte d'une situation perturbée). La capacité installée en carburant couramment admise est de 72 heures à pleine charge (à moduler en fonction du contexte : accessibilité du site, aménagement ou ville à proximité, moyens humains, etc.).

La puissance du groupe de secours est déterminée pour pouvoir assurer, outre l'alimentation de tous les équipements auxiliaires dédiés au barrage (éclairage, atelier d'énergie…), toutes les manœuvres et actions nécessaires :

- manœuvre des vannes, notamment le décollement ;
- transit du débit lorsque le gradient de débit entrant est maximal ;
- le cas échéant, compensation par les vannes du barrage du débit turbiné par l'usine hydroélectrique associée lors d'un déclenchement de cette usine.

Ainsi, il doit supporter l'appel de courant dû à la mise en mouvement de la dernière vanne nécessaire au passage du gradient maximal de débit, les autres vannes étant en régime établi de manœuvre.

3.3.1.3 **Protection des matériels électriques**

Le niveau de protection des matériels électriques est, dans les normes de fabrication françaises, caractérisé par deux indices :

- l'indice IP_{xy} : x est relatif à la protection contre les corps solides (variant de 0 à 6), incluant la protection contre les poussières pour les indices élevés (indice 6 : protection totale sauf pour machines tournantes (moteurs)), y est relatif à la protection contre les liquides (en l'occurrence, condensation-gouttes-projections de liquides-immersion, selon une progression de l'indice de 0 à 8) ;
- l'indice IK_z : protection mécanique contre les chocs (z : indice (de 0 à 8) caractéristique d'une énergie de choc que l'appareillage doit absorber).

Les équipements concernés sont les armoires et les coffrets de commande, les automatismes, les motorisations électriques, le matériel électrique annexe et la connectique, les capteurs et les sondes intervenant dans la chaîne de surveillance et de commande des organes d'évacuation (liste non exhaustive).

Très souvent, les matériels choisis dans une gamme standard d'un fabricant ont des indices prédéterminés, en fonction surtout de leur installation, soit à l'intérieur d'un local fermé, soit à l'extérieur, donc soumis aux intempéries, voire au risque de submersion temporaire.

Les coffrets de protection électrique sont également utiles pour la protection contre les intrusions (rongeurs, etc.).

Il faut faire attention à ne pas dégrader l'indice de protection d'un coffret ou d'une armoire par des montages ultérieurs non prévus : grilles de ventilation, câbles supplémentaires, etc.

3.3.1.4 **Ultimes secours**

Des possibilités d'intervention manuelle organe par organe doivent être prévues en ultime secours. En effet, la défaillance des dispositifs de commande et de motorisation principaux des vannes n'est pas à exclure.

Ainsi, au-delà du secours de l'alimentation électrique, le Guide pour le contrôle des barrages en exploitation (BETCGB, 2002) recommande également de prévoir un **ultime secours** permettant d'actionner directement l'organe de manœuvre (moteur thermique pour les vannes à treuils, pompe de secours alimentée par un mini-groupe électrogène pour les vannes à commande oléo-dynamique).

Le dispositif d'ultime secours est le moyen, utilisé en dernier recours, pour manœuvrer un organe d'évacuation de crue lorsque les moyens classiques sont inopérants : alimentation normale et secours, motorisation principale et son contrôle commande.

Ce moyen doit permettre de stabiliser une situation qui se dégraderait (et pourrait mener à l'incident) inexorablement sans celui-ci, en permettant de stopper l'exhaussement de niveau face à un gradient de débit fixé en manœuvrant un à un les organes. À ce titre, la vitesse de manœuvre d'un organe manœuvré par le dispositif d'ultime secours peut être inférieure à la vitesse normale tant que l'objectif de stabilisation de la situation est garanti.

Le dispositif d'ultime secours concerne *a minima* l'ouverture des organes de sécurité mais peut également être prévu pour assurer leur fermeture.

Cet ultime secours n'a de sens qu'une fois l'exploitant sur place, ce qui signifie que le paramètre « temps d'accès » n'est pas à considérer dans son dimensionnement. Par contre, le délai et les moyens humains nécessaires à sa mise en œuvre doivent être compatibles avec l'organisation de l'exploitation pour tenir l'objectif. Cette compatibilité doit prendre en compte le séquençage selon lequel sont manœuvrés les organes et le délai de mise en œuvre du dispositif d'ultime secours, notamment dans le cas de dispositifs mobiles et communs à plusieurs organes.

Parmi les solutions d'ultime secours, on peut envisager :

- vannes à commande par treuils : un moteur thermique ou un groupe électrogène sur un chariot avec moteur électrique de secours à demeure ou démontable peut être embrayé sur les réducteurs mécaniques ;
- vannes à commande oléodynamique : une pompe de secours fixe ou un groupe électrogène avec pompe monté sur un chariot peut être raccordé par flexible sur le circuit hydraulique. En cas de doubles vérins (un sur chaque rive), la synchronisation entre rives

doit être assurée. Si les dispositions de sécurité ultime incluent le fonctionnement en mode dégradé avec un seul vérin, il faudra vérifier que le corps de la vanne est suffisamment rigide pour reprendre les efforts et ne pas entraîner de coincement.

Dans tous les cas, l'alimentation en énergie et le contrôle commande de l'ultime secours doivent être indépendants des auxiliaires du barrage (normaux et secourus) et de l'automatisme de 1er rang de l'organe.

Pour des barrages équipés de vannes de faible dimension, un ultime secours manuel (manivelle, pompe à main) peut être admissible, s'il satisfait aux exigences de temps de manœuvre, c'est-à-dire s'il est compatible avec le gradient maximal de débit retenu, en prenant en compte la disponibilité du personnel d'exploitation ainsi que son endurance. Généralement, l'utilisation des manivelles pour la manœuvre en ultime secours est à proscrire sur les grandes vannes, car les vitesses de manœuvre sont très lentes et conduisent à l'épuisement rapide des exploitants.

En outre, afin de gérer la conduite de l'ouvrage en situation dégradée, il est nécessaire que l'exploitant dispose des moyens suivants :

- position des organes : une règle mécanique positionnée au droit de chaque organe. Elle doit être a minima visible depuis le point de commande de l'ultime secours ;
- cote du plan d'eau : une échelle limnimétrique implantée dans la retenue (cf. 3.3.3.1.1) ;
- éclairage adapté à la mise en œuvre du dispositif d'ultime secours (variable suivant la solution technique de l'ultime secours). Rappelons que la situation dégradée pour laquelle la mise en œuvre de l'ultime secours est nécessaire peut provenir de la perte de toute source d'énergie du barrage (normale et secours).

3.3.2 Commande des vannes

3.3.2.1 Automatisation des vannes

La conduite d'un évacuateur de crues doit toujours pouvoir se faire en manuel, mais il est possible d'envisager une automatisation des actions dans les conditions suivantes :

- dans le cas de la gestion de l'ouvrage automatisée à l'aide d'un système de contrôle commande, le fonctionnement en mode dégradé, voire la reprise de la conduite en mode manuel, doivent impérativement être pris en compte ;
- même si la conduite automatisée des organes mécaniques ne nécessite pas nécessairement une présence humaine (du point de vue de contraintes techniques), les consignes d'exploitation doivent prévoir une présence humaine au-delà d'un certain niveau de crue ; des dispositions techniques sont alors intégrées pour ne pas dépasser ce niveau (limitations des fonctions automatisées) et pour assister l'opérateur en crue (par exemple, validation des ordres proposés par l'automate).

Par ailleurs, toutes les vannes et tous les systèmes de manœuvre d'un évacuateur de crues ne se prêtent pas à une marche automatique dans des conditions satisfaisantes. Avant de procéder à une telle automatisation, il faut se poser la question de l'adéquation du matériel existant à un fonctionnement automatique, avec l'esprit critique suffisant.

3.3.2.2 Commandes nécessitant une source d'énergie externe

3.3.2.2.1 Points ou niveaux de commande

Il n'est pas recommandé de commander l'ouverture à distance des vannes de barrage (évacuateurs de crues, vidanges de fond…) à partir d'une télécommande située hors du site du barrage : au-delà du risque d'ouverture intempestive, la commande à distance de l'ouverture des vannes de barrage introduit un retard dans les interventions consécutives à la défaillance du dispositif. De plus, le recours à cette commande se situe en général au moment où la probabilité de défaillance des circuits de transmission est la plus grande. En effet, les conditions climatiques sont un facteur commun entre les incidents sur le parcours des liaisons de télétransmissions et le besoin d'utilisation des vannes de contrôle des crues.

Il est recommandé de **prévoir la commande des vannes à partir de deux, voire trois points (ou niveaux) de commande** :

- au niveau de chacune des vannes avec une commande manuelle ;
- depuis un tableau général pour la conduite du barrage (mode distance/manuel) ;
- et le cas échéant à partir de l'automate de conduite (mode distance automatique).

Les liaisons entre les points de commande, les vannes et les capteurs nécessaires à la gestion doivent éviter les sources de défaut commun.

Commande manuelle locale (au niveau de chacune des vannes)

Il est recommandé de prévoir d'une part des commandes manuelles éventuellement complétées par des commandes automatiques situées dans le local commande, et d'autre part des commandes manuelles situées au niveau des organes de manœuvre et des centrales hydrauliques. En outre, la vanne doit *a minima* pouvoir être commandée en manuel local depuis son armoire d'automatisme (mode local/manuel).

Commande depuis le tableau général de conduite du barrage

Une commande manuelle peut être mise en place depuis un poste de commande centralisée dans le local barrage (mode distance/manuel), ou en un autre lieu, par exemple salle de commande de l'usine si celle-ci est accolée au barrage, et si l'accès rapide aux évacuateurs depuis l'usine est garanti en toutes circonstances.

Commande à partir de l'automate de conduite

La vanne peut, le cas échéant, être commandée par un système de conduite automatique (mode distance/automatique) situé au barrage, ou dans un lieu proche (par exemple usine hydroélectrique, si celle-ci est accolée au barrage).

Dans le cas de la gestion de l'ouvrage à l'aide d'un automate de conduite, le fonctionnement en mode dégradé, voire la reprise de la conduite en mode manuel, doivent impérativement être pris en compte. L'automate doit, de plus, être en mesure de pouvoir contrôler lui-même la validité des indications données par les capteurs, le bon fonctionnement des appareillages et les ordres aberrants.

La vanne peut, le cas échéant, être commandée à partir du dispositif de sauvegarde du barrage (dispositif de sécurité ultime du système de surveillance et de conduite, cf. 3.3.4.2).

3.3.2.2.2 Contrôle-commande local ou de « 1er rang »

Chaque organe de crue est équipé d'un automatisme local (dit de « 1er rang »), dédié et indépendant des autres organes de crue, assurant sa manœuvre et sa protection intrinsèque.

Lorsqu'une passe comprend deux organes d'évacuation (organe inférieur et organe supérieur), dont le fonctionnement est lié, on admet que l'automatisme de 1er rang soit commun aux deux organes.

Les actions de commandes manuelles locales et le contrôle commande de la manœuvre ne doivent dépendre que des seules sources d'énergie nécessaires à la manœuvre des vannes. Le principe retenu est que les commandes manuelles restent opérantes, tant que l'on dispose, ou qu'il existe une possibilité d'alimenter en énergie électrique (voire sous une autre forme telle qu'hydraulique) les organes de manœuvre des vannes.

L'automatisme gère les protections mécaniques ou hydrauliques qui visent à empêcher le blocage de l'organe ou la dégradation de sa chaîne cinématique.

Une attention toute particulière sera portée aux protections permettant de détecter un blocage de l'organe de crue en phase d'ouverture (surcharge) ou un blocage de l'organe de crue en phase de fermeture (sous-charge ou mou de câble).

Dans le cas où des organes sont commandés par deux systèmes de motorisation situés chacun dans une des piles, non synchronisés mécaniquement, la synchronisation des deux systèmes est assurée par l'automatisme de 1er rang et dans tous les cas par un dispositif indépendant des automates de conduite. Le choix de ce type de motorisation doit préalablement être évalué pour un fonctionnement en ultime secours (cf. 3.3.1.4), l'automatisme de 1er rang étant considéré hors service dans ce cas.

3.3.2.2.3 Dispositif de crantage

Un système de commande par cran (dit également « par palier » ou « par pas ») doit être privilégié dans le but d'assurer une manœuvre maîtrisée des organes (vannes ou clapets).

Ces crans sont issus d'un système à base de fins de course totalement indépendants des autres automatismes et de préférence liés le plus directement possible au mouvement de la vanne.

La valeur d'un cran élémentaire est liée à la valeur maximale de variation de débit admise à l'aval.

En cas d'envoi d'un ordre permanent (détecté par dépassement du cran), le système se verrouille, génère une alarme et n'exécute plus aucun ordre jusqu'à l'intervention manuelle de l'opérateur.

Indépendamment et en complément de ce dispositif de crantage, un contrôle du temps maximal de manœuvre continue de chaque vanne (par temporisation) est recommandé. Cette sécurité vérifie que les contacteurs de commande ne restent pas fermés au-delà du temps nécessaire pour réaliser un cran de manœuvre.

En cas de défaut détecté par la temporisation de fonctionnement trop long, l'alimentation de puissance de la vanne ou de la passe doit être déclenchée et une alarme lancée.

La figure 3.16 ci-dessous explicite les notions d'arrêt sur cran, de protection par dépassement de cran et de protection par temps de fonctionnement trop long.

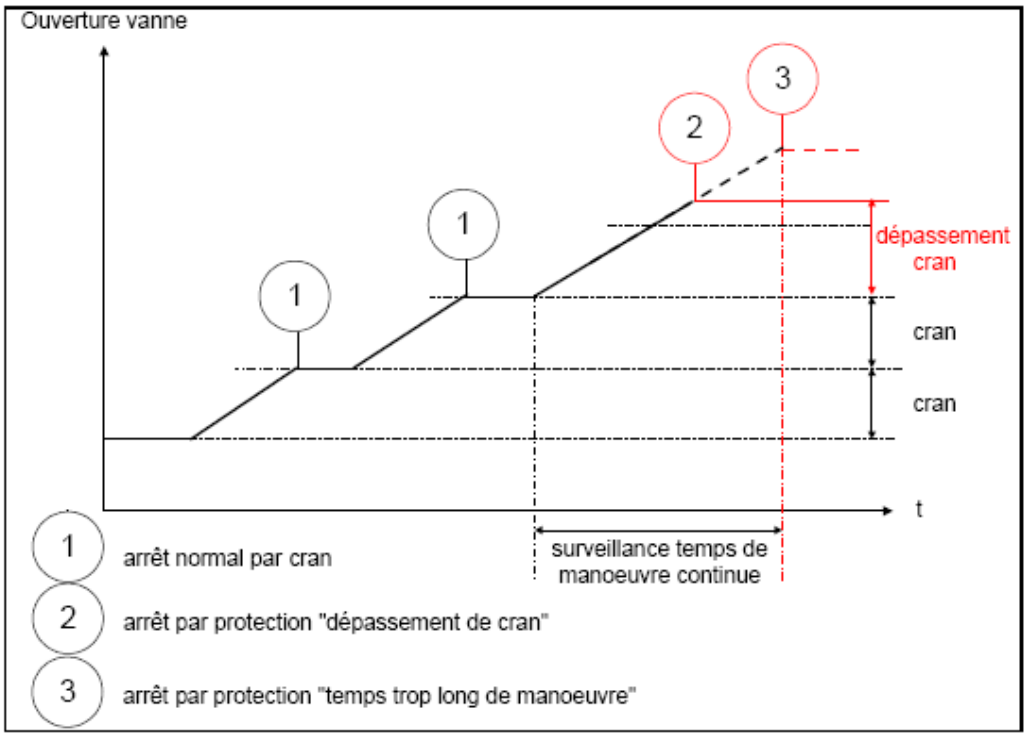


Figure 3.16 – Protections associées au dispositif de crantage

3.3.2.2.4 Indication de position

Pour assurer la maîtrise de la manœuvre, **chaque point de commande manuelle doit disposer d'un indicateur de position de chacun des organes commandés :**

- au droit de l'organe : l'indication pour la commande manuelle locale doit être opérationnelle du moment où la manœuvre de la vanne associée est possible (énergie de manœuvre) ; elle doit être à demeure et constamment visible pour l'opérateur depuis le point de commande (la règle mécanique peut éventuellement remplir cette fonction si elle est visible depuis le point de commande) ;
- au lieu de la commande centralisée : il est recommandé de disposer de deux chaînes de mesure et de deux indications de position indépendantes entre elles (l'utilisation d'un afficheur commun entre passes peut par exemple constituer le deuxième afficheur).

3.3.2.3 Commandes hydrauliques à partir de la retenue

Bien que le système de commande individuel par vanne assure un meilleur comportement d'ensemble puisque les risques de défaut sont répartis sur plusieurs vannes, ce genre de vannes ne permet pas d'éviter, à coup sûr, une non ouverture ou une manœuvre intempestive. Pour ce type d'ouvrage, il convient donc d'évaluer :

- le risque de non ouverture (par exemple obstruction de l'admission d'eau, blocage mécanique, gel des flotteurs…) ;
- le risque d'ouverture intempestive (par exemple sur défaut d'étanchéité du flotteur, sur augmentation des fuites alimentant la chambre à flotteur…) ;
- les risques et les enjeux liés à la maîtrise de la variation des débits à l'aval, qui peuvent amener à reconsidérer la pertinence de ce type d'ouvrage.

Des dispositifs peuvent être mis en place pour détecter, dès leur apparition, des défaillances dont les conséquences peuvent s'avérer désastreuses pour la sécurité des tiers ou l'environnement si des mesures correctives ne sont pas prises rapidement. On citera principalement :

- détection de « flotteur noyé » : un capteur de pression embarqué sur le flotteur peut être installé à demeure pour contrôler en permanence si l'effort de manœuvre n'excède pas le pouvoir de flottabilité du flotteur. Un détecteur de seuil réglable déclenche une alarme (après avoir laissé le temps aux joints de se décoller) ;
- détection d'organe évacuateur coincé fermé : la combinaison d'une mesure de niveau située dans le puits à flotteur et de la position fermée permet de contrôler si l'ouverture est bien effective pour une hauteur d'eau dans la chambre correspondant à la mise en mouvement du système. Cette protection ressemble à la précédente, mais elle présente l'avantage de contrôler réellement la non ouverture de l'organe en cas de rupture de la chaîne cinématique ;
- détection d'organe évacuateur coincé ouvert : le principe consiste à contrôler si l'organe évacuateur s'est bien refermé au moment où le niveau dans le puits à flotteur est redescendu au-dessous du seuil prédéterminé.

Pour ce type d'ouvrage, à partir d'un certain débit, correspondant par exemple au tiers du débit d'équipement, il est souhaitable de prévoir une surveillance humaine de l'écoulement.

Dans certains cas, si l'ouverture intempestive est redoutée, on peut utiliser un verrouillage mécanique de l'organe en position fermée :

- il convient alors de respecter certaines dispositions concernant l'emploi de verrous sur les vannes d'évacuation de crues (cf. § 3.3.1.1.2) ;
- toutefois, lorsque la fonction principale de l'organe est d'assurer la tenue de la cote à une valeur donnée (généralement à RN), le verrouillage des clapets est contre-indiqué, ces organes étant par ailleurs souvent prévus pour assurer une sécurité intrinsèque de l'ouvrage en cas d'élévation anormale du niveau de la retenue.

3.3.3 Acquisition des informations

L'exploitation d'un barrage fait généralement appel à des mesures de niveau, de débit ou de position et nécessite dans tous les cas d'acheminer des alarmes vers les exploitants. La fiabilité des moyens de détection et de transmission est donc essentielle.

3.3.3.1 Mesures nécessaires à l'exploitation

Les informations indispensables pour assurer, en toute situation, l'exploitation du barrage (surveillance de l'ouvrage, conduite automatique ou manuelle du barrage et des organes réglants) doivent répondre à cinq impératifs, à moduler en fonction de la complexité et de la dangerosité de l'ouvrage, et de son système de contrôle commande :

- emploi de matériel robuste et éprouvé ;
- doubles points de mesure totalement indépendants (implantation, alimentation, cheminements, voies de transmission le cas échéant…) ;
- visualisation sur dispositifs autonomes et indépendants de l'automate de conduite quand il existe ;
- surveillance de la disponibilité de la mesure (défaut capteur, défaut tranche, défaut transmission le cas échéant…) ;

- surveillance de la cohérence des mesures physiques (écart entre les mesures comparé à un seuil).

Pour les mesures éloignées, on veillera à ne pas transmettre une mesure importante par deux voies présentant des modes communs de télétransmission (équipement, support, …).

Pour les mesures d'aide à l'exploitation (par exemple débit d'un aménagement amont n'entrant pas dans la consigne de crue…), un seul point de mesure peut être suffisant.

3.3.3.1.1 Mesures de niveau

On veillera particulièrement :

- à tenir compte pour les capteurs de niveau des éventuelles particularités dynamiques du plan d'eau : basculement rive gauche/rive droite ou amont/aval ;
- à différencier les technologies de mesure afin de pallier les modes communs de défaillance (gel, envasement, …) ;
- pour les capteurs de niveau par mesure de pression (bulle à bulle), à séparer très nettement les prises de chaque capteur et leur alimentation en air.

La sécurité de la conduite de l'ouvrage en crue nécessite que l'exploitant connaisse la cote du plan d'eau, qui au minimum doit pouvoir se lire sur une échelle graduée implantée dans la retenue.

Il faut être vigilant à ce que cette échelle soit positionnée dans des zones abritées du courant principal (il ne faut pas que les corps flottants puissent l'arracher) et pas trop près de l'évacuateur de crues afin de pouvoir mesurer un niveau dans une zone où les vitesses sont faibles.

Les chiffres doivent être lisibles et pouvoir être éclairés par un projecteur. L'échelle doit être graduée sur l'ensemble de la plage de marnage autorisée dans la consigne d'exploitation et au minimum jusqu'au niveau maximal possible.

3.3.3.1.2 Mesures de position

Pour les organes pilotés en manuel depuis l'armoire de 1er rang, un seul point de mesure de position pourra être suffisant.

Pour les organes pilotés en manuel à distance ou en automatique, deux points de mesure de position sont souhaitables.

La fiabilité des prises d'information pour les mesures de position doit être soignée. La mesure physique se fait au plus près de l'organe, de préférence sur celui-ci, par opposition aux mesures intermédiaires de l'actionneur (treuil à chaîne ou à câble, moteurs, réducteurs). En particulier, l'installation des codeurs de position sur les clapets doit être étudiée avec soin car des difficultés ont souvent été rencontrées.

Des fonctions différentes (mesure de position 1, mesure de position 2, crantage…) imposent des prises d'information différentes pour limiter les modes communs.

3.3.3.2 **Traçabilité**

Il est recommandé que la traçabilité des mesures nécessaires à la reconstitution de l'exploitation (au minimum, niveau de la retenue, position des vannes) soit assurée.

3.3.3.3 Retransmission des alarmes

L'acheminement des alarmes urgentes, ultimes sécurités de l'ouvrage pour l'intervention du personnel d'astreinte, doit présenter des garanties de fonctionnement élevées (robustesse aux défaillances, disponibilité et détectabilité de la perte de la fonction).

Les principales recommandations techniques qui s'imposent dans ce domaine sont les suivantes :

- utiliser des matériels de télétransmission fiables et éprouvés ;
- mettre en œuvre une organisation robuste de l'exploitant à la hauteur des enjeux (astreinte, compétences,…).

3.3.4 Système de surveillance et de conduite

Un système de surveillance et de conduite automatique d'un évacuateur de crues comprend obligatoirement trois composantes :

- un automate principal de surveillance et de conduite;
- un ensemble de dispositions externes à l'automate ;
- un dispositif de sauvegarde assurant la sécurité ultime.

Selon l'importance et le type d'évacuateur considérés, ces trois éléments sont plus ou moins développés mais examinés systématiquement.

Il est important de signaler que l'automate principal et le dispositif de sauvegarde sont deux systèmes distincts qui ne doivent pas être considérés comme assurant une redondance fonctionnelle de l'un par rapport à l'autre. Le dispositif de sauvegarde constitue une sécurité pour l'exploitation de l'ouvrage et son domaine d'action est distinct de celui de l'automate principal (cf. fig. 3.17, synoptique des zones de fonctionnement ci-dessous) :

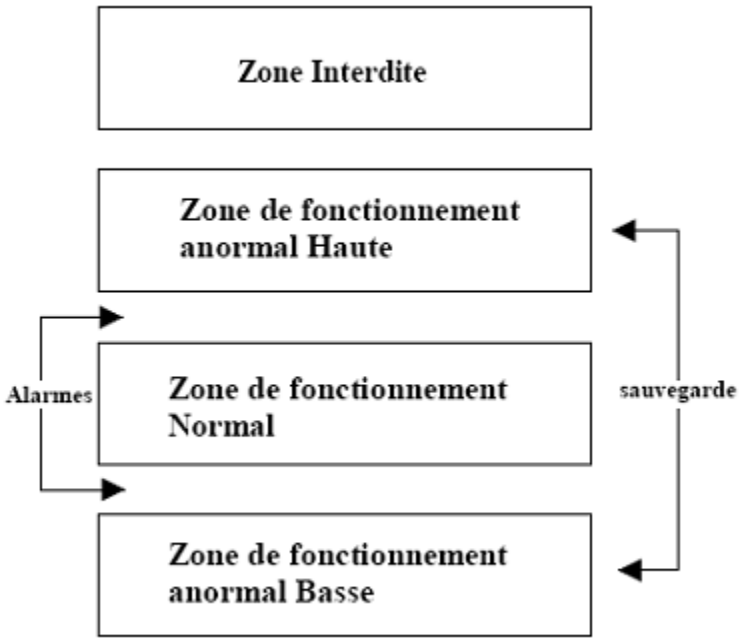


Figure 3.17 – Zones de fonctionnement de l'automate principal et de l'automate de sauvegarde

3.3.4.1 **Automate programmable de conduite du barrage**

Les organes du barrage sont normalement commandés par l'automate programmable de conduite du barrage.

Cet automate de conduite est situé au barrage pour éviter de passer par un système de télétransmission qui diminue la fiabilité de la conduite automatique. Il est implanté à une cote supérieure à la cote maximale atteinte lors de la crue de projet (PHE).

Cet automate doit posséder quatre catégories de fonctions, qui doivent être traitées de manière indépendante et qui sont développées dans les paragraphes suivants :

- la surveillance de l'aménagement ;
- la conduite proprement dite du ou des évacuateurs ;
- le contrôle et la surveillance de la conduite ;
- les contrôles de vraisemblance des ordres à émettre avec l'état du barrage.

Par ailleurs, des contrôles internes à l'automate doivent permettre de détecter des pannes matérielles et logicielles. Les conditions de retombée du « chien de garde » de l'automate sur défaut interne (défaut carte de communication, carte d'entrée, …) doivent être évaluées en fonction des risques pour la conduite.

3.3.4.1.1 Surveillance de l'aménagement

Cette fonction intègre *a minima* les modules suivants :

- acquisition, traitement et validation des informations nécessaires à la surveillance ;
- traitement des alarmes ;
- élaboration de l'alarme « état de veille » ;
- élaboration de l'alarme « état de crue ».

3.3.4.1.2 Conduite du ou des évacuateurs

Cette fonction peut intégrer les modules suivants :

- acquisition, traitement et validation des informations ;
- calcul des valeurs de niveau filtrées ;
- conversion des hauteurs mesurées en débit ;
- calcul de la consigne de niveau à l'amont du barrage ;
- calcul de la consigne de débit à évacuer par le barrage ;
- répartition de la consigne de débit au barrage entre les vannes inférieures et supérieures ;
- calcul des consignes unitaires de position des vannes supérieures et inférieures ;
- envoi des ordres de commande aux vannes supérieures ;
- envoi des ordres de commande aux vannes inférieures.

Les périodes d'envoi des ordres et leur amplitude sont choisies de manière à être compatibles avec les gradients maximaux de débit entrant.

L'automate programmable de barrage doit interdire le démarrage simultané de deux organes en conduite automatique.

La conduite d'un barrage est souvent exprimée en régulation de niveau. La régulation devra être à la fois :

- assez réactive pour ne pas provoquer des variations de niveau amont inacceptables ;
- assez souple pour optimiser le nombre de manœuvres des organes de crue.

Celle-ci doit faire l'objet de simulations permettant de vérifier que les objectifs recherchés sont respectés.

3.3.4.1.3 Contrôle et surveillance de la conduite

L'**automate programmable de barrage** assure en permanence le contrôle et la surveillance de la conduite de l'aménagement.

Dans un premier temps, il donne l'alerte aux agents d'astreinte.

S'il détecte une anomalie importante, l'automate lui-même décide de se retirer de la conduite, l'état de l'aménagement étant alors figé jusqu'à intervention du personnel d'astreinte. Dans ce cas, le dispositif de sauvegarde reste toutefois en action. Les contrôles effectués par l'automate programmable portent notamment sur :

- la validité des mesures des capteurs d'entrée (alimentation, seuil, gradient, invariance, cohérence d'informations doublées…) ;
- l'état des organes de crue (alimentation, défaut propre, ...).

La surveillance concerne les valeurs des paramètres principaux par rapport aux consignes ou d'autres mesures sur l'état de l'aménagement (niveau amont, débit amont/débit aval). On peut citer :

- contrôle du respect du niveau maximum et minimum autorisé suivant le type d'exploitation ;
- contrôle du respect d'un débit minimum ;
- contrôle du respect du gradient de débit à l'aval de l'aménagement ;

- contrôle de la cohérence de l'état des organes de crue par rapport à l'état de l'aménagement.

3.3.4.1.4 Contrôles de vraisemblance des ordres

Ces contrôles servent à s'assurer du bon fonctionnement des organes de crue. Les informations obtenues sont à émettre avec les informations sur l'état du barrage. On peut citer :

- contrôle du sens de manœuvre de l'organe de crue par rapport à l'ordre émis ;
- contrôle de la variation de la mesure de position de l'organe de crue par rapport à l'ordre émis ;
- contrôle du temps trop long de manœuvre de l'organe de crue ;
- contrôle de l'absence de mouvement de l'organe de crue en dehors de l'émission d'ordres ;
- contrôle de la dérive de l'organe de crue (commande hydraulique).

3.3.4.2 **Dispositif de sauvegarde**

Le dispositif de sauvegarde est un équipement totalement indépendant de tous les autres matériels (principaux). **Il intervient dès lors que les mesures de référence s'écartent significativement des plages normales d'exploitation**. Il fait partie des « sécurités intrinsèques » de l'ouvrage.

C'est le dispositif ultime par rapport à la sécurité d'exploitation et des personnes. **Il peut suivant les cas assurer les fonctions suivantes :**

- **uniquement alerter ;**
- **alerter et bloquer la conduite automatique** en attente d'une intervention humaine **;**
- **alerter et se substituer à la conduite automatique** pour mettre l'ouvrage en sécurité en attente d'une intervention humaine. Dans ce dernier cas, on parle d'automatisme de sauvegarde (AS).

<u>La mise en œuvre d'une fonction de sauvegarde agissant sur les organes de crues appelle les remarques suivantes :</u>

- le but d'un dispositif de sauvegarde agissant sur les organes de crues est, en attendant l'arrivée de l'exploitant, de stopper l'exhaussement (ou l'abaissement) du niveau et non de le ramener à sa valeur initiale de consigne, pour ne pas créer de sur-débits à l'aval. Son action est donc limitée dans le temps ;
- on peut noter les inconvénients d'un automatisme de sauvegarde :
    - actions commandées par des seuils de niveau situés dans des puits extérieurs, donc accessibles (vandalisme),
    - difficulté à cohabiter avec les contraintes aval,
    - absence de garde-fou en cas de dysfonctionnement interne, du fait de sa rusticité.

En conséquence, la mise en œuvre d'un dispositif de sauvegarde est à considérer avec précautions et il conviendra de privilégier, lorsque cela est possible, un dispositif de sauvegarde se limitant à l'appel de l'astreinte. À ce titre, les alarmes urgentes, ultimes sécurités de l'ouvrage, doivent présenter des garanties de fonctionnement extrêmement élevées, notamment en intégrant les dispositifs de transmission et de diffusion des messages d'alarmes.

Une étude très précise doit être effectuée dans tous les cas, de manière à justifier la sécurité apportée par le dispositif de sauvegarde retenu.

3.4. Suivi et maintenance

3.4.1 Principes généraux

Une conception cohérente et sécuritaire des équipements électromécaniques d'un barrage ne peut garantir à elle seule la sécurité de l'ouvrage dans la durée.

Une **maintenance régulière des équipements de l'ouvrage et des organes de secours** est en effet indispensable. Le maintien en condition opérationnelle des installations doit également être assuré par une surveillance, des contrôles et des essais périodiques.

La **surveillance de routine du barrage** doit être effectuée lors de tournées d'inspection par le personnel exploitant, selon une périodicité d'une semaine à un mois en fonction de l'importance du barrage. Chaque barrage doit faire l'objet d'une liste de points à surveiller. Une inspection visuelle plus approfondie peut être programmée périodiquement (une fois par an ou tous les deux ans) ou après un événement exceptionnel tel qu'une forte crue ou un séisme.

Des **essais périodiques** doivent être réalisés sur le barrage. Ceux-ci peuvent concerner les vannes et clapets en ouverture totale ou partielle, les capteurs et leurs liaisons avec l'exploitant (ou l'automate de commande), l'alimentation électrique de secours (groupe électrogène) et d'ultime secours. Chaque essai doit faire l'objet d'un mode opératoire (conditions de l'essai, critères à vérifier), d'un compte-rendu d'essai et d'instructions écrites et précises pour l'exploitant.

Des **contrôles périodiques** ainsi que les entretiens doivent être réalisés sur la base des consignes de fonctionnement et d'entretien qui doivent également être fournies par les constructeurs des équipements. Il est important de rappeler que ces consignes doivent être demandées dans le cahier des charges, et qu'il est impératif de les recevoir sous une forme exploitable.

On notera également que les **consignes des constructeurs** en matière de maintenance et d'essais sont parfois ignorées ou reportées, car contraignantes pour les exploitants. Il est pourtant impératif que les recommandations des constructeurs et fournisseurs soient respectées ou adaptées en toute connaissance de cause. De plus, et si possible, le choix des équipements de manœuvre devra intégrer la possibilité de leur maintenance.

3.4.2 Essais périodiques des organes

La vérification périodique du fonctionnement en réel d'un organe de sécurité est un des moyens les plus sûrs pour contrôler son aptitude à fonctionner.

Pour les évacuateurs de crues, les organes et matériels importants pour la sûreté hydraulique à essayer sont :

- **les vannes ou les clapets** :
  - l'essai peut être partiel ou total. La périodicité est à adapter en fonction des risques à l'aval, du nombre de vannes, de la complexité des mécanismes, des gradients de débits, du gel. Lorsque le nombre de manœuvres est important entre deux essais, on peut se dispenser de l'essai prévu,
  - l'essai d'ouverture totale peut aussi être fait lorsque les vannes sont hors d'eau, bien que cette manœuvre détériore les joints. Il est opportun de profiter des

vidanges totales pour essayer à ouverture complète les évacuateurs de fond ou de demi-fond,
  - pour les vannes manœuvrées par treuils à chaînes, les très hautes pressions diamétrales des axes sur les maillons engendrent des difficultés de graissage et le grippage de ce type de chaîne est fréquent. Il est nécessaire de prévoir un entretien régulier qui consiste en un graissage soigné et en une manœuvre complète de la chaîne pour conserver sa « souplesse ». Le fascicule de recommandations techniques français du programme LUBAQUA (STCPMVN, 1993) recommande, si possible, une manœuvre complète toutes les 4 à 8 semaines des tronçons immergés,
  - ce dernier point n'est pas toujours possible et il n'est pas rare de voir des chaînes « rigidifiées » par le grippage et la corrosion. Dans ces conditions, et en cas d'utilisation de telles chaînes, des dispositions constructives doivent être prises (bagues autolubrifiantes, chaînes inox, etc.) pour permettre de réduire les fréquences d'entretien ;
- **les mesures des niveaux et les alarmes** signalant les défauts de matériels : l'essai est fait en réel en agissant sur le capteur pour vérifier la liaison avec l'exploitant et la qualité de l'information ;
- **les alimentations de secours et d'ultime secours** :
  - les systèmes de permutation normal-secours d'alimentation, ainsi que les groupes électrogènes de secours, s'ils existent, doivent être essayés en réel ; les commandes manuelles (manivelles, pompes) ou leurs équivalents (moteur thermique) doivent être aussi essayés,
  - ces essais sont à faire en charge, de préférence avant une période de risque de crues. On peut, par exemple, profiter des fins de crues pour manœuvrer l'évacuateur de crues par la source de secours ;
- **les dispositifs de sauvegarde** : ces dispositifs ayant pour rôle d'agir dans des conditions extrêmes (de cote et parfois de débit), il n'est pas toujours possible, voire raisonnable, de réaliser des essais en conditions réelles. Des essais périodiques doivent toutefois être réalisés, par action sur les capteurs, pour vérifier l'ensemble de la chaîne fonctionnelle (liaison avec l'exploitant et qualité de l'information, action sur les vannes…).

3.4.3 Contrôles périodiques

Si les essais périodiques permettent de s'assurer de la sécurité de fonctionnement des organes évacuateurs, **les contrôles périodiques permettent de caractériser l'état des différents constituants des vannes et clapets** dans le but d'en effectuer l'entretien ou le remplacement.

Que ce soit à la construction d'un ouvrage neuf ou après toute opération de maintenance (rénovation, remplacement), une liste des contrôles périodiques en exploitation de l'ensemble des ouvrages, matériels et systèmes doit être proposée par le maître d'œuvre. Après validation, ceux-ci sont ensuite intégrés par le maître d'ouvrage dans les opérations de maintenance du barrage et de ses différents équipements.

Ces contrôles doivent faire l'objet d'un compte-rendu d'essais.

3.4.4 Opérations de maintenance

Compte tenu des enjeux de sûreté, **la maintenance préventive conditionnelle est la mieux adaptée** à ce type d'ouvrage, en mettant en évidence suffisamment à l'avance les risques d'incidents prévisibles et en permettant d'optimiser les coûts d'entretien. Le principe de la

maintenance corrective systématique effectuée après un incident est à proscrire, puisque le matériel serait alors indisponible à une période où il doit servir, diminuant ainsi la sécurité du barrage.

Par ailleurs, **il faut prêter la plus grande attention à la période choisie pour la maintenance** lourde des vannes et éviter les périodes de crue. De même, toute opération sur des matériels assurant une fonction de sécurité doit faire l'objet d'une analyse de risques. En effet, l'indisponibilité générée sur l'organe ou le matériel dégrade les marges de sécurité. L'analyse devra prendre en compte les moyens d'anticipation sur les risques redoutés (et leur fiabilité), l'identification des conditions pour lesquelles la sûreté d'exploitation peut être compromise, les dispositions compensatoires et la conduite à tenir en cas de dépassement de ces conditions. Il est souhaitable que cette analyse soit régulièrement actualisée durant l'opération, les hypothèses prises pouvant évoluer dans le temps.

3.4.5 Requalification des ouvrages et matériels

Il convient de porter la plus grande précaution après toute intervention sur les matériels de sécurité.

Des requalifications doivent être réalisées chaque fois que des opérations ont eu lieu sur un matériel. Cela vaut aussi bien suite à des opérations de maintenance spécialisée que de maintenance courante.

Les démarches de requalification doivent systématiquement être menées lors de toute opération ayant un caractère intrusif sur les ouvrages ou matériels.

3.5. Utilisation des évacuateurs de crues – Gestion du passage des crues

La fiabilité du système d'évacuation des crues nécessite que les organes eux-mêmes soient fiables (les dispositions constructives et les modalités de maintenance présentées ci-avant participent à cet objectif), mais les modalités d'utilisation de ces organes en crue demeurent également essentielles.

Des consignes précises sont nécessaires afin de prévoir toutes les situations possibles, sachant que les règles d'exploitation de tels ouvrages sont d'abord gouvernées par le respect de la sécurité des tiers. L'objectif essentiel de ces consignes est d'éviter les prises de décision à chaud et les improvisations qui pourraient être nuisibles à l'efficacité et à la sécurité, en ayant défini la conduite à tenir à l'avance, tenant compte des préoccupations des différents intervenants. La réglementation issue du décret 2007-1735 du 11 décembre 2007 impose l'existence de ces consignes pour tous les barrages, les consignes des classes A, B et C étant approuvées par l'État ; ceci marque toute l'importance des consignes et de leur mise en œuvre pour garantir la sécurité des ouvrages lors des épisodes de crues, qu'il s'agisse de crues assez fréquentes ou des crues extrêmes.

Les critères d'exploitation retenus résultent toujours d'un compromis entre la sécurité à l'amont du barrage et celle à l'aval.

La gestion des barrages peut être sectorisée en trois états, définis en fonction de la situation hydrologique (BETCGB, 2002) :

- **l'état d'exploitation normale,** pour lequel il n'y a pas de suivi particulier de la situation hydrologique ;
- **l'état de veille**, qui définit le niveau de mobilisation de l'exploitant, les essais et les contrôles à effectuer. Cet état implique le contrôle régulier de l'évolution des paramètres hydrauliques et hydrologiques (débits, niveaux, précipitations…). Cet état est prononcé par le personnel d'exploitation à partir de conditions prédéfinies (souvent seuil reliant le débit entrant et le niveau de la retenue), éventuellement déclenché par un automatisme de surveillance. Au cours de l'état de veille, des essais et manœuvres peuvent être réalisés afin de s'assurer qu'en cas de crue, les éléments garantissant la sécurité sont en état de fonctionner. Ces essais permettent notamment de diminuer les risques de dysfonctionnement de l'évacuateur de crues, et notamment les risques de blocage complet des vannes ;
- **l'état de crue,** qui est prononcé lorsque certains paramètres suivis pendant l'état de veille atteignent une valeur seuil. La surveillance permanente du barrage est alors nécessaire. Cet état coïncide souvent avec les premières manœuvres sur les organes d'évacuateur de crues.

Les manœuvres d'exploitation prioritaires sont celles liées au passage des crues. Dans ce but, il faut :

- adapter les règles d'exploitation aux problèmes rencontrés selon le type d'ouvrage (notamment pour les barrages en enrochement ou en terre), le site, l'environnement ;
- respecter les règles d'exploitation malgré les défaillances éventuelles de matériel ;
- adapter le degré de sécurité aux conséquences potentielles des défaillances (notamment en prenant en compte les contraintes aval propres à chaque cas).

La conduite automatique présente des avantages sensibles pour les évacuateurs des barrages de basse chute.

En revanche, pour les barrages de grande hauteur à réserve importante, l'intérêt de la conduite automatique est plus délicat. Pour ces ouvrages, l'exploitation en période de crues doit se faire en présence de personnel, soit manuellement, soit en automatique jusqu'à un débit précisé dans la consigne d'exploitation.

Si l'évacuateur est constitué d'un déversoir libre ou si l'ouvrage est pourvu de vannes automatiques dont une défaillance n'aurait pas de conséquence sur la sécurité des personnes, la présence humaine au barrage en crue n'est pas nécessaire à la gestion de l'ouvrage mais reste hautement souhaitable, ne serait-ce que pour assurer une fonction d'alerte en cas de complications.

Pour tout ouvrage présentant un enjeu pour la sécurité des tiers, il faut envisager, en complément de l'automatisme normal de manœuvre, lorsqu'il existe, des sécurités indépendantes et un dispositif de sauvegarde, sachant qu'une intervention humaine est indispensable soit en cas d'anomalie, soit à partir de certaines configurations d'exploitation.

Les consignes de crue se présentent généralement sous la forme de deux documents, la consigne générale d'évacuation des crues (CGEC) et la consigne d'exploitation en crue (CEC), dont le contenu est défini ci-après. Pour des ouvrages simples (par exemple, ceux ne disposant pas d'évacuateurs vannés), il est acceptable de fusionner ces deux documents.

3.5.1 Consigne générale d'évacuation des crues

La consigne générale d'évacuation des crues est un document établi par l'exploitant, en concertation avec les différents services de l'État ou des autorités concernées qui agissent au

titre d'organisme de contrôle. Elle doit être approuvée par la personne responsable de la sécurité civile, en France, le préfet. Elle a pour objectif de définir les contraintes et de hiérarchiser les objectifs à respecter vis-à-vis de la sécurité propre du barrage et vis-à-vis de son environnement amont et aval. Elle précise également les liaisons à assurer avec les services et autorités concernés par les crues.

Les contraintes dépendent des caractéristiques de l'ouvrage (barrage, évacuateur de crues et retenue), du cours d'eau, de l'environnement amont et aval et des autres usages du cours d'eau.

Les objectifs sont fixés par l'exploitant et peuvent être classés en plusieurs catégories selon qu'ils visent à :

- assurer la **sécurité du barrage** pendant la crue ;
- assurer la **sécurité des tiers** : être transparent en période de crues, retarder la montée des eaux à l'aval et écrêter les crues ;
- répondre aux **préoccupations de l'exploitant** : assurer le remplissage maximal de la retenue, effectuer des chasses de dégravement.

La consigne générale d'évacuation des crues doit définir de façon précise les informations à fournir, les services ou autorités auxquelles les informations sont fournies, la périodicité de fourniture des informations, les moyens de transmission de l'information, et la personne chargée de transmettre l'information.

3.5.2 Consigne d'exploitation en crue

La consigne d'exploitation en crue est également établie par l'exploitant et approuvée par le préfet.

Elle définit les conditions de passage en état de veille et en état de crue, à partir de paramètres définis (débit amont ou entrant dans la retenue, mesuré ou estimé, cote de la retenue, vitesse de variation du débit et/ou de la cote, précipitations, etc.).

Pour les ouvrages vannés, cette consigne précise les règles de déstockage pendant toute la durée de la crue, c'est-à-dire pendant la montée de crue mais également en décrue. Les règles exposées font généralement appel aux mêmes paramètres que ceux utilisés pour la définition de l'état hydrologique. Ces règles sont généralement précisées sous forme d'abaques ayant pour abscisse la cote de la retenue et pour ordonnée la variation de cote pendant le pas de temps de scrutation (en cm par ½ h par exemple) ou le débit entrant ou encore le débit stocké. La mise en œuvre de la consigne peut s'appuyer sur des calculateurs mais doit pouvoir être assurée « à la main » (et donc par exemple avec une version papier des abaques).

L'établissement de la consigne d'exploitation des évacuateurs vannés impose une vérification des vitesses d'ouverture des vannes, qui ne doivent pas être trop lentes pour éviter d'être dépassé par la crue, ni trop rapides au risque de générer des sur-gradients de débits préjudiciables pour les avalisants.

La consigne traite aussi de la conduite à tenir en cas de crues avec complications (lien avec un PPI éventuel, possibilité d'utiliser les autres organes hydrauliques que les évacuateurs de crues, etc.), des rapports à établir après la crue…

3.5.2.1 Régulation

Afin de maintenir le niveau de la retenue, parfois constant, prévu dans la consigne, une régulation est nécessaire par la commande des vannes. Il s'agit de respecter cet objectif sans provoquer de sur-niveaux de la retenue ni de sur-débits à l'aval, les deux étant potentiellement dangereux.

On emploie classiquement une régulation type PID (Proportionnel, Intégral, Dérivé), qui ajuste le débit lâché en fonction des variations du niveau de la retenue (proportionnel) et de l'écart à la consigne (intégral). Un terme tenant compte du débit entrant dans la retenue améliore la régulation. Ce type de régulation est en général suffisant pour les grandes retenues avec beaucoup d'inertie. Dans tous les cas, une fonction de régulation de niveau doit faire l'objet de simulations permettant de vérifier que les objectifs recherchés sont respectés.

En cas de besoin d'une régulation fine (petite retenue, forte variation des débits entrants, etc.), une régulation plus précise peut être obtenue avec des modèles prédictifs embarqués sur site. C'est en particulier souvent le cas pour les barrages mobiles en rivière.

3.5.2.2 **Équi-ouverture**

Il est important d'analyser la séquence d'ouverture des vannes. Le plus souvent, il conviendra de favoriser l'équi-ouverture des vannes, pour une bonne dissipation de l'énergie à l'aval. La non équi-ouverture peut provoquer des affouillements à l'aval des vannes, l'énergie à dissiper y étant plus importante. Toutefois, ce point doit justifier une analyse de risques au cas par cas.

Ainsi, pour augmenter le débit, il faudra ouvrir d'un seul pas la vanne la moins ouverte ; pour le réduire, il faudra fermer d'un seul pas la vanne la plus ouverte. Ainsi, toutes les vannes auront la même ouverture à un pas près.

3.6. Retours d'expérience sur des cas de défaillance

Les cas de défaillance mentionnés ci-dessous, basés sur des cas réels, invitent à **apporter une grande vigilance à la conception et à l'utilisation des équipements** pour éviter les défaillances pouvant se révéler catastrophiques ou plus simplement les complications liées aux modifications à réaliser dans des conditions souvent délicates d'exploitation des ouvrages.

L'attention est attirée sur l'augmentation importante des risques de défaillance dès lors que les conditions hydrologiques et météorologiques qui leur sont liées s'approchent des valeurs exceptionnelles voire extrêmes ; par ailleurs, ne sont pas ici abordés des exemples de défaillance résultant d'erreurs humaines, dont le risque de survenance, notamment lié aux situations de stress que peuvent connaître les différents opérateurs, peut être très fortement majoré à l'occasion des crues majeures.

3.6.1 Défauts de conception

Les défaillances liées aux défauts de conception proviennent fréquemment, non pas de la tenue des structures dont le calcul est souvent bien maîtrisé, mais des organes de manœuvre qui sont parfois mal adaptés ou mal calculés en raison des difficultés d'appréhension des efforts et charges « parasites » liés, par exemple aux déformations des équipements et aux efforts de manœuvre. De nombreux cas de défaillances de ce type ont été relevés sur les ouvrages évacuateurs. Les principaux organes défaillants sont les suivants :

- rupture des freins et/ou des accouplements des treuils de manœuvre (erreur de calcul ou matériaux défectueux) ;

- rupture des accouplements des arbres de synchronisation suite à un blocage de l'organe manœuvré ;
- rupture des pignons de treuil (efforts sous-estimés, mauvaise conception et/ou réalisation des treuils) ;
- ruptures de chaînes ou de brimbales (efforts sous-estimés) ;
- rupture des bras d'une vanne segment (conception trop légère[6]) ;
- rupture des articulations inférieures de clapets (modification des articulations, erreur de calcul) ;
- ouverture intempestive de clapets (rupture de tuyauteries, schéma hydraulique inadapté, rupture de l'étanchéité de fond du vérin) ;
- rupture de la structure par sollicitation d'un mode propre de vibration dans des conditions particulières d'écoulement (HYDRO, 2009).

Il n'est également pas rare de rencontrer, lors des essais de mise en service, des vannes de fond qui ne ferment pas sous leur propre poids alors qu'elles sont conçues pour cette fonction. Le calcul de ces vannes n'est pas particulièrement complexe, mais il nécessite une bonne appréhension des efforts liés à la position du couteau de la vanne, de la rigidité de sa traverse frontale, des effets dynamiques de la lame d'eau sur le seuil de la vanne et de l'effet de la poussée d'Archimède dans le cas d'une vanne à étanchéité aval et bordé amont.

On a rencontré également le cas de vannes segments de grandes dimensions (largeur 22 m, hauteur 14,25 m) installées sur un seuil, fléchissant au niveau du couteau sous la charge statique et créant un déplacement horizontal de celui-ci de quelques centimètres au centre de la vanne. Cette déformation, qui était acceptable d'un strict point de vue mécanique, a engendré une fuite au centre de la vanne due à l'inclinaison du seuil. La pression chutant sous l'influence de la fuite, la vanne reprenait sa position initiale puis se déformait de nouveau, créant ainsi une « respiration » inacceptable.

Enfin, on constate également la difficulté d'appréhender les efforts de manœuvre, particulièrement sur les clapets déversants où les conditions hydrauliques et les corps flottants peuvent sensiblement faire varier les charges sur les organes de manœuvre.

3.6.2 Défauts des informations entrantes du système de gestion

Les équipements hydromécaniques doivent souvent obéir à des consignes de gestion des ouvrages définies par l'exploitant en fonction d'objectifs fixés à l'avance. Des programmes sont aujourd'hui établis afin de gérer au mieux ces paramètres et permettent une bonne automatisation de la gestion de l'aménagement à l'aide d'automates, dont il est possible d'assurer la redondance à un coût raisonnable (voir cependant les réserves émises sur cette automatisation en 3.3.2.1).

Les problèmes les plus fréquemment rencontrés sont liés à une mauvaise information ou, dans certains cas, à un manque d'information fiable en ce qui concerne les débits entrants, surtout en période de fortes crues. Il n'est en effet pas rare de voir des stations de mesures de niveaux et/ou de débits situées en amont de la retenue détériorées par les crues elles-mêmes, privant l'automate de données essentielles pour la gestion des aménagements en crue. Également, le manque d'information lié à l'absence d'équipement peut engendrer des incidents plus ou moins graves. La solution à ces problèmes reste la fiabilisation des données à l'aide de plusieurs sources redondantes permettant la validation par l'automate des informations reçues et l'élimination des informations aberrantes ou erronées.

[6] Barrage de Sainte-Marguerite, 1995

On notera par exemple l'incident survenu sur le barrage de Nang Béto au Togo, où la seule information de débit était donnée par la mesure sur l'ouvrage de la variation du plan d'eau dans le temps. Un orage violent s'étant abattu sur la retenue (100 mm en une heure environ), la variation de niveau a été interprétée par l'automate comme une crue de fréquence décamillennale, ce qui a immédiatement conduit à l'ouverture automatique de l'ensemble des vannes (qui étaient initialement fermées) afin d'assurer l'amortissement de la crue. Sans l'intervention immédiate du personnel en charge de l'exploitation des ouvrages, les conséquences sur la population en aval du barrage auraient pu être dramatiques.

On peut aussi noter l'incident du barrage de La Croux (Tarn, 1984), où une crue artificielle a été générée suite à une série de dysfonctionnements avant requalification suite à des travaux de maintenance (clapets hors service, erreur de logiciel dans l'automate programmable, pas de commande des vannes augmentés à cause de vibrations aux petites ouvertures, dispositif de sauvegarde inopérant, etc.). Le retour d'expérience de cet incident a permis de poser les bases de la sécurité d'exploitation des barrages et notamment des précautions à prendre pour leur automatisation, dont de nombreuses dispositions sont reprises dans le présent document.

3.6.3 Défaut de maintenance

Les défaillances liées aux défauts de maintenance sont fréquemment recensées sur les ouvrages hydrauliques. Elles sont le plus souvent sans conséquence grave sur la conduite des équipements. Toutefois, elles peuvent avoir des conséquences dramatiques lorsqu'elles conduisent à la rupture d'un barrage tel que celui de Belci en Roumanie où un manque d'entretien des équipements a conduit en 1991 à la rupture de ce barrage en terre (H = 18,5 m, V = 12,7 hm^3) et à la mort de 25 personnes (Diacon *et al.*, 1992).

À l'amorce d'une crue importante, le gardien du barrage a commencé à ouvrir les quatre vannes. Dix minutes plus tard, alors qu'une vanne est ouverte, une panne de secteur stoppe l'ouverture des autres. Les batteries du groupe électrogène de secours ayant été retirées quelques jours auparavant pour secourir un camion, ce système de secours est inexploitable. L'ouverture complète à la main de la vanne entrouverte s'avère impossible car bloquée par un arbre. Cette succession d'avaries a entraîné le déversement par-dessus le barrage et l'ouverture de brèches, une de 112 m de longueur par 15 m de hauteur, l'autre de 40 m de longueur par 10 m de profondeur.

Ce concours exceptionnel d'événements défavorables n'est heureusement pas fréquent. Il montre néanmoins l'importance de garantir le maintien de l'ensemble des équipements de sécurité d'un ouvrage en parfait état de fonctionnement.

Plus couramment, les incidents recensés concernent principalement des défaillances liées à des négligences ou des difficultés au niveau de l'entretien. Quelques cas de défaillances rencontrés sont résumés ci-après :

- chaînes Galle rigidifiées par la corrosion ou grippage (obligation de remplacer les chaînes avant la manœuvre complète des vannes) ;
- accouplements moteur-réducteurs affaiblis par l'usure (risque de rupture de l'accouplement). On peut noter que tous les treuils en service actuellement ne sont pas encore équipés de double système de freinage, et la rupture d'un accouplement peut engendrer de graves accidents si le seul frein est par exemple intégré au moteur électrique ;
- organes de contrôle de position (fins de courses, capteurs de position, synchronisation) défectueux ou déplacés ;
- groupe électrogène défectueux, hors service ou mal entretenu (parfois simplement par manque de carburant...).

4. Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues

4.1. Pratiques françaises actuelles pour le dimensionnement des évacuateurs neufs ou existants

4.1.1 Préambule

La pratique française en matière de barrages et pour le dimensionnement des évacuateurs de crues en particulier repose sur des règles de l'art couramment appliquées sans que des textes à caractère normatif ou des guides officiels ne viennent l'imposer.

Les éléments indiqués dans ce paragraphe résultent notamment de positions communes prises par le Comité Technique Permanent des Barrages (devenu Comité Technique Permanent des Barrages et des Ouvrages Hydrauliques depuis décembre 2007) à l'occasion de l'examen de nombreux projets de grands barrages (selon la définition française, c'est-à-dire intéressant la sécurité publique au sens de la circulaire du 14 août 1970 ou de classe A depuis le décret 2007-1735). Pour les petits barrages, on peut faire référence au document publié par le Comité Français des Grands Barrages (CFGB, 1997), dont le champ d'application est défini comme celui des ouvrages de hauteur inférieure à 25 m.

4.1.2 Cote des PHE et revanche

Comme indiqué au chapitre 1, la cote des PHE est au plus égale à la cote de retenue admissible (et vérifiée par une note de calcul) pour la structure. En outre, il est d'usage de prendre en compte une revanche minimale entre la cote des PHE et la crête.

Pour les barrages rigides (poids, voûtes, à contreforts, …), la cote des PHE est au plus égale à celle de la crête, sauf pour les barrages déversant sur toute leur longueur (dans ce cas, la vérification se fait par rapport aux culées d'extrémité).

Pour les barrages en remblai, la revanche à prendre en compte intègre la hauteur des vagues de façon à limiter le franchissement de vagues sur le barrage. Ce dernier paramètre est habituellement calculé à partir de la forme de la retenue (le fetch), la vitesse des vents, l'inclinaison du parement, la présence éventuelle d'un pare-vague… Cette revanche sur les PHE peut conduire à adopter une cote de PHE plus faible que ce qu'autoriserait la simple vérification de la résistance de la structure.

4.1.3 Crues de dimensionnement

Pour les grands barrages en béton ou en maçonnerie, la crue de dimensionnement correspond souvent à une période de retour de 1000 ans. Pour certains barrages-poids, la crue de dimensionnement a parfois été fixée à une période de retour de 5000 ans.

Pour les grands barrages en remblais, la crue de dimensionnement correspond à une période de retour de 10000 ans.

L'hydrologue fournit généralement au projeteur un débit de pointe, un débit moyen pendant l'épisode de crue et un hydrogramme. Dans certains cas, plusieurs hydrogrammes sont proposés, par exemple avec des durées de crue différentes.

4.1.4 Écrêtement par la retenue

Lorsque les capacités d'écrêtement par la retenue sont très faibles (volume de la crue notablement supérieur à la différence de volume de retenue entre la cote des plus hautes eaux et la cote de retenue normale), on néglige l'effet de l'écrêtement et l'évacuateur de crues est conçu pour « passer » le débit de pointe de la crue.

Dans le cas contraire, il est admissible de prendre en compte l'effet de l'écrêtement en faisant les hypothèses suivantes :

- retenue initialement à la cote de retenue normale ;
- prise en compte du volume de la crue (ce paramètre, très important lorsque l'écrêtement est pris en compte, doit dans ce cas faire l'objet d'une attention particulière dans l'étude hydrologique) ;
- prise en compte de la dynamique des phénomènes (forme de l'hydrogramme de crue et gradient de débit entrant, vitesse de manœuvre des évacuateurs vannés) ;
- prise en compte de la débitance des organes évacuateurs de crues et de sa variation en fonction de la cote de retenue[7] ;
- non prise en compte des autres organes hydrauliques (prises d'eau usinières, vidange de fond). En particulier, les capacités d'évacuation de la vidange ne sont prises en compte que dans la mesure où cet organe est spécifiquement conçu pour assurer aussi une fonction d'évacuation des crues (donc avec les redondances nécessaires sur l'alimentation électrique, le mode de commande…) et où son usage est compatible avec les consignes d'exploitation en crues.

4.1.5 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crues

Le ou les organes prévus pour l'évacuation des crues doivent, a minima, être capables de faire transiter, en additionnant la débitance de chacun des organes ou des passes, le débit de pointe de la crue (éventuellement écrêté comme indiqué ci-dessus) pour une cote de retenue égale à celle des PHE. Il n'est, sauf cas particulier, pas tenu compte d'un abattement pour indisponibilité partielle de certaines passes et l'évacuateur est considéré comme fonctionnant de façon nominale.

4.1.6 Dimensionnement hydraulique des coursiers, organes de dissipation…

L'ensemble de ces organes doit être conçu pour fonctionner sans entraîner ni de risques de surverse, ni de désordres par érosion, cavitation… lors de l'épisode de crues. Une érosion aval (enrochements de protection par exemple) peut être autorisée si les désordres occasionnés par le passage de la crue de dimensionnement restent limités et s'il est prévu des procédures de maintenance associées.

4.1.7 Analyse du risque « crues » pour les PPI

[7] Le dimensionnement de l'évacuateur de crues est donc un processus itératif dans la mesure où écrêtement et capacité d'évacuation des crues sont directement liés.

Les Plans Particuliers d'Intervention (PPI) de barrages concernent *a minima* les grands barrages de hauteur au moins égale à 20 m et retenant un volume d'eau supérieur ou égal à 15 millions de m^3. Ces plans sont établis à partir d'un dossier d'analyse des risques qui est transmis par le responsable de l'ouvrage et qui traite notamment des crues.

Dans la majorité des dossiers d'analyse des risques soumis à l'avis du CTPB depuis le décret du 15 septembre 1992, l'analyse du risque « crues » indique la cote de danger du barrage, définie par la cote de la retenue au-delà de laquelle l'exploitant estime ne plus pouvoir garantir la sécurité de l'ouvrage. Il s'agit de la cote ultime qui, si elle était atteinte, aurait imposé à l'exploitant de passer à l'état de péril imminent (déclenchement de l'alerte et notamment des systèmes d'alerte aux populations). En théorie, elle est inférieure ou égale à la cote de stabilité ultime de l'ouvrage. En outre, l'exploitant peut considérer que la décision de passage en état ultime d'alerte peut être prise avant l'atteinte de cette cote si certaines situations (coupure de l'accès à certains organes essentiels, submersion de l'usine, …) conduisent à une perte du contrôle du barrage.

Pour un ouvrage correctement dimensionné et sans pathologie particulière, la cote de danger[8] est généralement fixée de façon forfaitaire et sans vérification particulière de la stabilité comme suit :

- barrages en matériau meuble (terre ou enrochement) :
  - barrages en terre homogène ou en enrochement avec masque amont : cote de la crête ou celle du sommet du masque, sans tenir compte d'un pare-vague éventuel,
  - barrages zonés à noyau : cote du sommet du noyau ou une cote un peu supérieure si le remblai situé entre le sommet du noyau et la crête peut supporter une percolation temporaire ;
- barrages rigides (maçonnerie ou béton) : cote du couronnement ou, éventuellement, une cote supérieure.

Afin d'évaluer la sensibilité de l'ouvrage vis-à-vis du risque « crues », l'analyse des risques indique l'hydrogramme de crue, de forme générale comparable à celle de l'hydrogramme de la crue de projet, qui provoque la montée des eaux jusqu'à la cote de danger. Pour ce calcul, on tient compte du laminage de la retenue, et, le cas échéant, de la non ouverture de la vanne de l'évacuateur de plus forte débitance ; l'estimation de la sensibilité du barrage aux crues résulte d'une comparaison de cette crue à la crue de projet.

4.1.8 Cas des petits barrages

Pour les petits barrages en terre, le document « Petits Barrages » du CFGB (CFGB, 1997), d'un usage très courant et faisant actuellement référence dans la profession, propose (tableau 1 en page 25 du document) une modulation de la période de retour de la crue exceptionnelle, avec une valeur minimale de 1000 ans si l'ouvrage intéresse la sécurité publique. Cette modulation dépend d'un critère de risque intrinsèque représenté par un paramètre numérique égal à $H^2V^{0,5}$ et dont la définition est identique à celle du décret du 11 décembre 2007. Cette formule combine la hauteur H (en m) du barrage au-dessus du terrain naturel et le volume V (en millions de m^3) de la retenue à la cote de retenue normale.

$H^2V^{0,5}$	<5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	>700
Périodes de retour en années (crue)	100	500	1000	5000	10000

[8] L'attention est attirée sur le fait que la majorité des dossiers PPI fixe la cote de danger de façon forfaitaire ; dans certains cas, cette cote est différente de la cote définie au 4.3.1.2.

Tableau 4.1 – Périodes de retour des crues exceptionnelles pour les petits barrages en terre [CFGB, 2000]

4.2. Réglementations et pratiques étrangères

4.2.1 Documentation

Quelques réglementations et pratiques étrangères ont été examinées, en privilégiant les pays « occidentaux » ayant récemment conduit une réflexion sur la sécurité en crue des barrages. Le tableau 4.2 ci-dessous en dresse la liste :

Pays	Texte de référence	Nature de ce texte	Date
Australie – New South Wales	"Dam safety committee guidelines"	Recommandations émises par l'autorité de contrôle (Dams Safety Committee)	2002
Brésil	« Criterios de Projeto Civil de Usinas Hidrelectricas »	Recommandations émises par le Comité Brésilien des Barrages	2003
États-Unis	« Federal Guidelines for Dam Safety »	Recommandations (non obligatoires) émises par l'agence fédérale FEMA	1998
Italie	Loi de 1959, «règles techniques » de 1982 Demande émise par l'Autorité Italienne des Barrages (RID)	Loi Circulaire (demandant ré-examen sécurité en crue des barrages).	1982 2004
Norvège	Norwegian Dam Safety Regulation, Water Ressources Act	Loi	2010
Québec	Loi sur la sécurité des barrages	Loi	2002
Royaume Uni	Reservoir Act : projet de mise à jour	Loi	1975 ; 2011 (projet)
Suède	"Swedish Guidelines for Design Flood Determination for Dams"	Recommandations issues de la profession (maîtres d'ouvrages)	2007
Suisse	« Documentation de base relative à la vérification de la sécurité en cas de crue ».	Directive émise par l'Office Fédéral	2008

Tableau 4.2 – Réglementations et pratiques étrangères examinées

Une fiche de synthèse par pays est fournie en annexe 1.

4.2.2 Classement des barrages

Toutes ces références étrangères graduent les crues à considérer pour le dimensionnement selon des classes d'ouvrages. Ces classes dépendent des dimensions de la retenue et/ou des conséquences en cas de rupture.

Pays	**Modalités de classement des barrages**
Australie – New South Wales	Croisement de deux critères : - Risque humain (5 classes) - Sévérité des dommages économiques
Brésil	Deux classes : critères géométriques mais prenant en compte également le risque de perte de vies humaines (habitations permanentes ou non à l'aval)
États-Unis	Deux classes : selon qu'il y a risque humain ou non
Italie	-
Norvège	Selon risque humain aval en cinq classes
Québec	Croisement de deux critères : - Risque humain - Sévérité des dommages économiques
Royaume Uni	Selon risque humain aval en trois classes
Suède	Deux classes : selon qu'il y a risque humain ou non
Suisse	-

Tableau 4.3 – Modalités de classement des barrages

La Suisse et l'Italie ont opté pour une classification des barrages basée sur la seule hauteur. Dans le cas de l'Italie, ce choix a été fait en 1982, et n'a pas été reconsidéré par la circulaire de 2004. Dans le cas de la Suisse, il s'agit d'un choix récent.

Les pays de culture anglo-saxonne, le Québec et les pays du Nord de l'Europe considérés dans ce recensement ont tous opté pour un classement basé sur le risque aval. Ce classement est parfois simplement dichotomique (avec ou sans risque), parfois plus fin. Dans l'estimation du risque aval, priorité est donnée à une estimation du risque incrémental causé par le barrage.

4.2.3 Crues considérées

Un ensemble de critères de dimensionnement des barrages considère simultanément : (1) la définition des crues à considérer, (2) l'état de disponibilité des évacuateurs, (3) la revanche éventuelle.[9]

4.2.3.1 Crues pour les barrages de plus forte classe

Le tableau 4.4 ci-dessous rassemble ces critères, exprimés ici pour le cas d'un barrage de plus forte classe. Ces critères ont été classés en « Crue de projet » ou « Crue de sécurité » selon qu'une revanche plus ou moins importante est considérée.

Les critères de revanche indiqués dans ce tableau correspondent au cas d'un barrage en remblai.

[9] Il faudrait également ajouter dans cette liste les méthodes d'évaluation de ces crues (plus ou moins prudentes). Mais les textes de référence ne donnent pas beaucoup d'indications à cet égard.

Lorsque les calculs intègrent un critère de disponibilité des évacuateurs, ce critère est mentionné dans le tableau. Dans certains cas, la défaillance de l'évacuateur est traitée séparément, par une situation de projet spécifique ; ces cas sont mentionnés au tableau 4.4.

Pays	**Crue de projet**	**Crue de sécurité**
Australie – New South Wales	-	PMF (Probable Maximum Flood) Disponibilité évacuateur : selon analyse de fiabilité Revanche : = R[T ; I] (*) Revanche mini : 0,3 à 0,6 m
Brésil	PMF	-
États-Unis	PMF Disponibilité évacuateur : selon analyse de fiabilité Revanche = R[T, V, S…]	-
Italie	T = 1000 ans Revanche = R[T, V, …] + sécurité. Sécurité : 1,5 à 4 m pour les remblais selon hauteur	-
Norvège	T = 1000 ans Revanche = R[V] + 0,5 m	PMF Cote de danger
Québec	-	PMF Revanche = 0
Royaume Uni	PMF T = 10000 ans si la surverse est tolérable Revanche = R[V], vague du vent max annuel 1h	-
Suède	Crue de projet : Pluie Max Régionale avec ruissellement 100%. Revanche = R[V], pour le vent 20-25 m/s.	-
Suisse	Crue T = 1000 ans, hydrogramme QB(T) Revanche = 1 à 3 m pour remblais selon hauteur Calculs 1 vanne fermée	Crue : $Q_S(t) = 1.5*Q_B(2/3\ t)$ ou PMF Cote de danger Remblais : calculs 1 vanne fermée

(*) la revanche est calculée en tenant compte de différents aspects : V (vagues), T (tassements), S (séisme), I (incertitudes hydrologiques). Revanche = R[V,T,…] signifie : « la revanche est déterminée en tenant compte des vagues, des tassements et d'éventuels autres aspects ».

Tableau 4.4 – Crues de projet et de sécurité

La PMF est presque toujours considérée. Mais elle ressort parfois d'une crue de projet (avec revanche significative au-dessus des Plus Hautes Eaux) et parfois d'une crue de sécurité (avec peu ou pas de revanche).

Trois pays proposent une crue de projet nettement plus faible que la PMF (T = 1000 ans). Mais ils comblent au moins partiellement le déficit de sécurité par des critères très sévères de revanche (Italie) ou par une double niveau de vérification (Suisse, Norvège).

L'approche suédoise est difficile à comparer. Selon ses concepteurs, la crue calculée est de l'ordre de grandeur de T = 10000 ans.

4.2.3.2 Note sur les barrages de classes inférieures

À l'exception de Québec, le tableau 4.4 vaut pour tous les barrages qui posent un risque significatif. Ainsi, le tableau ci-dessus reste valable dans le cas d'un barrage « moyen » (typiquement, hauteur 20 m, avec quelques dizaines d'habitations dans l'emprise de l'onde de rupture sous une hauteur d'eau d'au moins 1 m).

La PMF est réservée aux barrages à très forts enjeux par le Québec (sinon : T = 1000 à 10000 ans).

Pour les barrages à risque humain « négligeable », la crue centennale est régulièrement considérée.

4.2.3.3 Note sur les parapets et la conception de la crête

Plusieurs règlements recommandent de porter l'étanchéité le plus haut possible. La question des parapets, et de leur éventuelle contribution à la revanche, n'est pas abordée.

4.2.3.4 Note sur les barrages en béton

Les réglementations étrangères ne considèrent pas des crues différentes pour les barrages en béton et les barrages en remblai. Le cas des barrages en béton est traité par une revanche plus faible.

4.2.3.5 Situations particulières de défaillance des ouvrages d'évacuation

Plusieurs pays ajoutent une vérification de la sécurité du barrage en cas de défaillance des ouvrages d'évacuation :

Pays	**Situation « évacuateur défaillant »**
Australie – New South Wales	Néant (l'éventuelle défaillance des évacuateurs est intégrée aux calculs de référence)
Brésil	Non spécifié
États-Unis	Néant (l'éventuelle défaillance des évacuateurs est intégrée aux calculs de référence)
Italie	Évacuateurs vannés : réduction de 50% de la débitance Flottants : si portée < 10 m ou tirant d'air < 1 m, réduction de 50% de la débitance Critère : perte de seulement 50% de la « sécurité », et sécurité résiduelle > 1 m
Norvège	Vannes : 1 à 3 vannes coincées selon le nombre de vannes Flottants : 25% de perte de débitance si bassin très boisé. Critère : Cote de danger
Québec	Néant
Royaume Uni	Une vanne inopérante : la crue de 150 ans doit passer sous les PHE.

Pays	Situation « évacuateur défaillant »
Suède	Non spécifié
Suisse	Néant (l'éventuelle défaillance des évacuateurs est intégrée aux calculs de référence)

Tableau 4.5 – Situations d'évacuateur défaillant

À l'exception de Québec et de la Suède, le risque de défaillance des évacuateurs est considéré. Deux pratiques sont utilisées :

- des recommandations quantitatives (indépendantes de la nature des vannages et de leur commande) qui définissent le nombre de vannes inopérantes ;
- le recours à l'analyse de fiabilité.

La défaillance des évacuateurs est parfois intégrée aux calculs de référence, et parfois considérée comme une situation supplémentaire.

Italie et Norvège ont explicitement intégré le risque d'obstruction par les corps flottants, mais avec des approches (identification des situations à risques) et des critères très différents.

4.3. Propositions pour le dimensionnement ou la vérification des évacuateurs de crues en fonction de la classe (vulnérabilité), du type de barrage et du type d'évacuateur

Ce paragraphe propose des critères généraux de dimensionnement sans entrer dans le détail des calculs hydrauliques, ni revenir sur les dispositions constructives évoquées au chapitre 3. En particulier, le lecteur intéressé par les calculs de débitance des évacuateurs, des coursiers, des dissipateurs d'énergie… devra se référer aux publications spécialisées et bien connues du domaine (cf. annexe 4). Comme indiqué en introduction, les critères proposés s'inscrivent dans le contexte français, à la date de rédaction du présent rapport. Ils pourraient être différents pour d'autres pays.

4.3.1 Cotes de référence

4.3.1.1 Cote des PHE

Elle est définie au point 1.1.3 du chapitre 1. À cette cote, la stabilité du barrage est vérifiée avec des coefficients de sécurité correspondant à des cas de charge exceptionnels.

4.3.1.2 Cote de danger

Elle est définie au point 1.1.4 du chapitre 1. L'atteinte de cette cote constitue une situation extrême pour laquelle on examine des conditions d'états-limites ultimes pour l'ouvrage.

La cote de danger tient compte des modes de rupture de l'ouvrage, de sa sécurité structurale et celle des appuis.

Sauf justifications particulières ou précautions motivées par l'état de l'ouvrage, les recommandations suivantes s'appliquent à la détermination de cette cote :

- pour un barrage en remblai semi-homogène ou à masque amont : cote de la crête ou du sommet du masque, sans tenir compte d'un éventuel parapet. On devra également se préoccuper de la résistance du parement aval au déferlement de vagues ;
- pour un barrage en remblai zoné : cote du sommet du noyau (ou une cote supérieure si on peut justifier que le remblai situé entre le sommet du noyau et la crête peut subir sans dégradation préjudiciable une percolation temporaire ou s'il est étanché par un écran) ;
- pour tous types de barrages en remblai, avec un coursier en contact avec le remblai : cote conduisant au débordement du coursier de l'évacuateur de crues, avec érosion du talus aval du remblai (en tenant compte, le cas échéant, de la formation d'ondes stationnaires et du gonflement de la lame d'eau par entraînement d'air) ;
- pour un barrage-poids, un barrage à contreforts ou un barrage-voûte avec des culées-poids : cote correspondant à l'atteinte d'un critère d'état-limite ultime de résistance de la structure ou de la fondation (cisaillement), avec les jeux de coefficients partiels s'appliquant à la catégorie des situations extrêmes. L'attention est attirée sur la sensibilité aux variations de cote des barrages-poids de hauteur modeste. Leur stabilité peut aussi être compromise par la sous-pression résultant d'un niveau d'eau aval important. Par ailleurs, la rupture d'un barrage-poids en maçonnerie peut se produire dans la masse de l'ouvrage avant déversement ;
- pour un barrage-voûte, dont les culées ne sont pas l'élément dimensionnant (sinon, cas précédent) : cote pouvant être sensiblement supérieure à la crête.

Pour les barrages pour lesquels la cote de danger est supérieure à celle de la crête, il convient de mener deux vérifications complémentaires qui pourront amener à modifier la cote initialement déterminée :

- vérification de la tenue ou non du parapet à la poussée hydrostatique et des corps flottants ;
- vérification de la résistance à l'érosion sur les appuis et en pied aval du barrage, en tenant compte des débits et de la durée de la surverse.

Le calcul de la cote de danger peut s'avérer délicat (par exemple lorsque la rupture du barrage est plus conditionnée par des questions d'érosion que par une résistance mécanique, qui peut être très élevée comme dans le cas des voûtes). Le résultat peut en outre être très sensible au choix de certains paramètres (comme une résistance à la traction). En tout état de cause, il conviendra de retenir une estimation prudente, après un calcul de sensibilité par rapport à la valeur des paramètres.

On attire également l'attention sur la présence éventuelle d'un parapet en crête : il convient de tenir compte de sa continuité, de sa résistance à la charge hydraulique, et de statuer sur l'aspect favorable ou défavorable de cette présence, suivant les cas. Par exemple, dans le cas d'un barrage en remblai, un parapet continu de rive à rive et résistant à la poussée de l'eau améliore la sécurité vis-à-vis des vagues et des crues, et peut permettre, sur justifications particulières, d'augmenter la cote de danger par rapport au même barrage sans parapet. Inversement, dans le cas d'un barrage-poids, un parapet continu et résistant peut être défavorable pour la situation extrême, la crue permettant d'atteindre la cote de danger pouvant alors être plus fréquente que sans parapet, suivant que la cote de danger est plutôt déterminée par des considérations de poussée hydrostatique ou par des considérations d'érosion due à la surverse.

4.3.2 Situations de projet

4.3.2.1 Généralités

Les situations de projet modélisent un ensemble de conditions physiques représentant les conditions réelles auxquelles l'ouvrage est soumis et qui se produisent au cours d'une certaine

durée pendant laquelle les distributions de toutes les données (actions, résistances) sont considérées comme constantes. Elles correspondent à des chargements que l'ouvrage est susceptible de connaître durant sa vie : cote normale d'exploitation, crue de projet, séisme, retenue vide, défaillance particulière d'un composant de l'ouvrage, etc.

Le concepteur définit les situations qu'il envisage pour le projet. Pour cela, il tient compte de la conception du projet, du mode de fonctionnement des installations, de l'environnement auquel l'ouvrage est soumis et de la vraisemblance des situations de défaillances.

Les conditions d'exploitation de l'ouvrage et les sollicitations hydrauliques associées permettent au concepteur de définir les situations de projet hydrauliques, qui revêtent une importance particulière pour les barrages.

Les situations de projet fixent les états-limites à justifier, selon l'ouvrage considéré. Les situations de projet à considérer doivent être sélectionnées en tenant compte des circonstances dans lesquelles l'ouvrage doit remplir sa fonction. Elles sont classées de la manière suivante :

- les *situations normales d'exploitation*. Elles se réfèrent aux conditions d'exploitation normale de l'ouvrage, et notamment hors crue ;
- les *situations transitoires ou rares*[10]. Elles se réfèrent à des conditions temporaires de fonctionnement ou à des probabilités d'occurrence assez élevées sur la durée de vie de l'ouvrage ;
- les *situations exceptionnelles*. Elles se réfèrent à des conditions exceptionnelles applicables à l'ouvrage ou à des probabilités d'occurrence faibles sur la durée de vie de l'ouvrage ;
- les *situations accidentelles ou extrêmes.* Elles se réfèrent à des conditions extrêmes applicables à l'ouvrage ou à des probabilités d'occurrence très faibles sur la durée de vie de l'ouvrage.

Dans ce document, nous nous intéressons plus particulièrement aux *situations de crues* pour tous les types de barrages.

4.3.2.2 Situation normale d'exploitation

Dans ce document, la situation normale d'exploitation n'est considérée que pour le dimensionnement de la revanche par rapport à la RN. Cette situation correspond à la cote atteinte dans la retenue pour la cote normale d'exploitation. Dans le cas particulier des barrages ayant un objectif principal d'écrêtement des crues, c'est le niveau du pertuis de fond ou le niveau correspondant au plan d'eau semi-permanent.

4.3.2.3 Situation rare de crue

Cette situation de projet concerne essentiellement les barrages écrêteurs de crues. Le projeteur peut, dans certains cas, être amené à considérer une situation rare de crue pour les barrages de stockage.

Pour un barrage écrêteur de crues normalement équipé d'un pertuis de fond et d'un déversoir de surface, on évalue le débit maximal non dommageable du cours d'eau en aval du barrage (par exemple débit de plein bord du lit mineur ou débit d'un ouvrage aval créant section de

[10] On propose la nuance suivante entre transitoire et rare : une situation transitoire est une situation de courte durée (au regard de la durée de vie de l'ouvrage) dont la survenue est quasiment certaine pendant la vie de l'ouvrage (fin de construction, vidange), alors qu'une situation rare est une situation dont la probabilité d'occurrence est assez élevée (sans pour autant être égale ou proche de 1) pendant la vie de l'ouvrage.

contrôle) et on dimensionne les pertuis pour délivrer au maximum ce débit. Lors des crues, il y a stockage temporaire dans la tranche d'eau de laminage et évacuation d'un débit plafonné par ces pertuis, jusqu'à atteindre la cote d'un déversoir de surface dont la fonction est d'assurer la sécurité du barrage lors des événements extrêmes. La situation rare de crue correspond donc à un niveau de remplissage atteignant la cote de protection, c'est-à-dire la cote du déversoir de surface.

La cote de protection est associée à une crue ou à une famille de crues qui, vu la présence de l'ouvrage, ne seront pas dommageables pour les enjeux en aval du barrage.

La probabilité annuelle de dépassement de la cote de protection associée à cette famille de crues est habituellement de 10^{-1} à 10^{-2} selon les enjeux à protéger, soit une période de retour de 10 à 100 ans. Le choix de la valeur de cette probabilité (ou période de retour) relève du maître d'ouvrage et répond à des considérations économiques et d'aménagement du territoire. A cette cote, la vérification de la stabilité structurelle de l'ouvrage est effectuée de la même façon et avec les mêmes coefficients de sécurité que ceux qui sont requis en situation normale d'exploitation.

4.3.2.4 Situation exceptionnelle de crue

Cette situation de projet concerne tous les barrages.

La situation exceptionnelle de crue conduisant à la cote des PHE peut résulter de divers événements hydrologiques, depuis la crue courte présentant un débit de pointe très élevé (donc écrêtée par la retenue) jusqu'à la crue longue présentant un débit durablement élevé (écrêtement réduit) en passant par les crues à pointes multiples (écrêtement de la première pointe, mais pas des suivantes).

La situation exceptionnelle de crue correspond à un niveau de remplissage laissant encore une revanche pour se protéger de l'effet des vagues et des irrégularités de la ligne d'eau, mais plus faible que pour la situation normale d'exploitation. Pour cette situation de crue, l'ouvrage doit répondre à tous les standards de sécurité, que ce soit sur le plan structural (résistance au cisaillement ou au glissement, résistance en fondation, résistance à l'érosion interne, résistance à l'affouillement) ou sur le plan hydraulique (marge par rapport au débordement des coursiers, ouvrages de dissipation correctement dimensionnés). On dispose donc encore de marges avant d'atteindre des états-limites de rupture.

La probabilité annuelle de dépassement de cette situation de projet est fixée au paragraphe 4.3.3.2.1 ci-après.

4.3.2.5 Situation extrême de crue

Cette situation de projet concerne tous les barrages. Elle est définie par l'atteinte de la cote de danger.

Cet état peut résulter soit d'une crue extrême avec un fonctionnement nominal de l'évacuateur de crues, soit d'une crue plus faible combinée avec un dysfonctionnement de l'évacuateur de crues (cf. 4.3.3.2.2).

En effet, la capacité d'évacuation des crues peut être réduite par certaines défaillances d'éléments ou de composants impliqués directement dans la sécurité des évacuateurs, ce qui amène à des niveaux hydrauliques potentiellement plus défavorables.

Par ailleurs, pour les barrages en rivière, il convient également d'envisager deux situations extrêmes supplémentaires :

- combinaison séisme de base d'exploitation (SBE) et passe batardée durablement pour les barrages situés en zone 3 et 4 ;
- combinaison situation exceptionnelle de crue et passe batardée durablement.

4.3.2.6 Autres situations de projet liées à une indisponibilité totale ou partielle de l'évacuateur de crues

Certaines défaillances d'éléments ou de composants impliqués directement dans la sécurité de l'évacuateur de crues peuvent conduire à des situations rares, exceptionnelles ou extrêmes devant être spécifiquement étudiées. Parmi celles-ci, on peut citer (voir chapitre 3 pour plus de détails) :

- la défaillance d'une ou plusieurs vannes ;
- la défaillance d'un évacuateur de surface par obstruction partielle ou totale du fait d'embâcles.

La détermination des situations liées aux défaillances des éléments de sécurité de l'évacuateur relève d'études spécifiques d'analyse de risques, qui fixent au cas par cas les défaillances potentielles. Pour les barrages de classes A et B, les études d'analyse de risques sont intégrées dans les études de dangers.

Les études d'analyse de risques devraient permettre à terme d'estimer les probabilités de défaillance de l'élément particulier analysé combinée au niveau de crue. On évalue ainsi une probabilité d'occurrence globale rattachée à un scénario combinant simultanément la défaillance d'un composant et un niveau d'eau.

Le niveau de détail et la précision de l'étude d'analyse de risques sont adaptés à la taille et aux enjeux de l'ouvrage. Pour une première approche, on pourra se contenter d'une estimation des probabilités de défaillance à dire d'expert ou à partir de la littérature, et on limitera le nombre de situations examinées à quelques combinaisons « défaillances / niveau de crue » jugées a priori les plus caractéristiques ou les plus défavorables. Cette première approche permet de juger de l'opportunité d'études d'analyse de risques plus complètes.

En fonction de la probabilité ainsi évaluée, la situation examinée peut être considérée comme situation rare, exceptionnelle ou extrême.

Toutefois, la question de l'estimation des probabilités de défaillances des évacuateurs de crues doit être considérée comme du domaine de la recherche ; les études de dangers en cours pourront contribuer à faire progresser cette thématique. Il est aujourd'hui quasiment impossible de fixer des probabilités de défaillance avec une précision suffisante pour que la démarche proposée ci-dessus relève réellement d'une utilisation opérationnelle. *A minima*, il est nécessaire d'effectuer une estimation prudente des probabilités de défaillances, de réaliser des études de sensibilité pour les probabilités estimées de défaillance. On peut aussi explorer des règles forfaitaires de type N-1 (prise en compte de la possibilité de défaillance d'une passe de l'évacuateur de crue) et avec calcul de la crue conduisant à une cote de retenue exceptionnelle voire extrême.

En outre, il convient d'intégrer à la réflexion les conditions de maintenance périodique des ouvrages qui peuvent régulièrement rendre indisponibles certaines des passes d'un évacuateur, ce qui peut conduire à diminuer la sécurité en crue d'un barrage. Par exemple :

- batardage d'une ou plusieurs passes d'un évacuateur, aux fins de maintenance des vannes. Par exemple sur le Rhône, il est prévu tous les 40 à 50 ans une révision complète des vannes wagons des barrages mobiles. Démontage, réparation et remontage durent 6 mois. Il y a 6 vannes à traiter. Sur 50 ans, le fait d'avoir 47 ans avec N vannes (Q_{1000}) et 3 ans avec N-1 vannes multiplie les risques par 2 environ sur la période. Ceci concerne les situations extrêmes mais aussi les situations exceptionnelles ;
- intervention sur la crête (ou l'étanchéité) du barrage, avec abaissement temporaire de la cote de crête (ou des PHE admissibles) ;
- intervention sur la structure du barrage, avec affaiblissement temporaire de sa résistance.

Il y a donc lieu de définir les critères de sécurité à considérer pendant ces phases transitoires et éventuellement d'en tenir compte dans la conception.

L'approche privilégiée consiste à considérer que la sécurité en crue de l'aménagement ne doit pas être significativement diminuée pendant les travaux : les crues de référence restent celles de l'ouvrage en service. La sécurité du barrage est alors acquise par une adaptation des méthodes d'intervention (batardage), un éventuel abaissement de la cote de retenue pendant les travaux, et par le choix d'une saison d'intervention à moindre risque hydrologique.

Cette approche n'est pas toujours raisonnablement envisageable. Dans certains cas, il faut nécessairement admettre une sécurité moins forte pendant la période de travaux. La démarche consiste alors à évaluer quels sont les critères de sécurité « raisonnablement envisageables » pour la période des travaux. Il faut pour cela démontrer que :

- les critères de sécurité retenus sont bien calés au mieux de ce qui est raisonnablement envisageable ;
- les gains escomptés de l'opération justifient bien les risques accrus pendant les travaux, ce qui peut par exemple être apprécié en comparant la probabilité de rupture en service normal et la probabilité de rupture pendant les travaux ;
- des mesures appropriées sont prises pour gérer les situations de crise pendant les travaux ;
- sauf cas de barrages de classe D et sauf cas très particulier, la sécurité pendant les travaux est acquise pour la crue centennale.

Nota : ces réserves sur les critères hydrologiques en conditions de maintenance ne s'appliquent pas au choix des critères hydrologiques pour la construction de nouveaux barrages.

4.3.3 Dimensionnement hydrologique

4.3.3.1 Écrêtement des crues

L'écrêtement d'une crue, tenant compte le cas échéant des champs d'expansion et/ou des barrages amont, est un comportement hydraulique dynamique de la crue dû au stockage provisoire d'une partie du volume de la crue dans une retenue. Il se traduit par une déformation de l'hydrogramme de la crue : l'hydrogramme des débits sortants est différent de l'hydrogramme des débits entrants, parfois de manière importante ; il est également décalé temporellement.

Les conséquences de l'écrêtement sont généralement les suivantes :

- diminution du débit de pointe de crue à évacuer par rapport au débit de pointe entrant dans la retenue ;
- décalage dans le temps de la pointe de la crue ;
- décroissance retardée du débit pendant la décrue.

4.3.3.1.1 Écrêtement par la retenue concernée

Pour calculer l'effet du laminage par la retenue, on considère que le niveau de la retenue à l'arrivée de l'épisode de crue est égal à la cote de RN.

De facto, les barrages pour lesquels la cote des PHE est égale à celle de RN ne permettent pas la prise en compte de l'écrêtement en situation exceptionnelle de crue.

4.3.3.1.2 Écrêtement par une retenue ou un champ d'expansion amont

Si, en amont d'un barrage, une retenue ou un champ d'expansion est susceptible d'écrêter naturellement le volume d'eau arrivant dans son bassin versant propre en l'absence de manœuvres volontaires d'exploitation (cas par exemple d'un barrage équipé d'un seuil déversant et où la cote de retenue normale est calée sous la cote du seuil), il faut en tenir compte car l'hydrogramme naturel de la crue arrivant au barrage aval sera déformé par l'effet de l'écrêtement amont, mécanique et inéluctable.

Si l'écrêtement éventuel résultait d'une exploitation particulière de l'ouvrage amont (par le biais d'une consigne de crue), il est recommandé de ne pas en tenir compte pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues du barrage aval.

4.3.3.2 **Critères de dimensionnement**

Des critères de dimensionnement sont proposés en situation exceptionnelle et en situation extrême. Le respect de ces deux critères est préconisé pour tous les barrages. Pour les barrages existants, le groupe de travail recommande que soient respectés en priorité les critères en situation extrême ; une vérification en situation exceptionnelle sera systématiquement réalisée et elle pourra, le cas échéant et en fonction de l'importance des enjeux et des risques, permettre d'apprécier le niveau de priorité d'une mise à niveau des capacités d'évacuation des crues ou de la fiabilisation de l'évacuateur de crues (en lien avec 4.3.2.6).

Par ailleurs et pour tenir compte de l'existant, il a été choisi de différencier, en situation exceptionnelle, le cas des barrages rigides (poids béton et maçonnerie, voûtes, contreforts, etc.) de celui des barrages meubles (terre, enrochements, etc.), afin de ne pas trop s'écarter des règles précédemment utilisées. Dans l'absolu, il eut été préférable de prendre en compte une période de retour indépendante du type de barrage (l'aléa hydrologique contre lequel on souhaite se protéger ne devrait *a priori* pas dépendre du type d'ouvrage).

4.3.3.2.1 En situation exceptionnelle

Cette vérification, en continuité avec les pratiques antérieures, constitue une bonne ligne de défense en profondeur de la sûreté sans que, dans cette situation, la sécurité ultime des avalisants soit mise en cause. Les risques à ce stade concernent la dégradation potentielle limitée des installations. Le groupe de travail recommande que les vérifications en situation exceptionnelle soient menées avec les hypothèses suivantes :

- possibilité de laminage par la retenue et les ouvrages amont et pour une cote initiale de retenue correspondant à la cote maximale en situation normale d'exploitation (RN) ;
- prise en compte de la débitance des évacuateurs sans réduction pour cause de dysfonctionnement (sauf restrictions exposées en 3.2.2) ;
- prise en compte d'une crue de période de retour dépendant du type d'ouvrage et de sa classe (définie par le décret 2007-1735 du 11 décembre 2007) selon le tableau ci-dessous :

	Barrages rigides	Barrages meubles
A	1000 à 3000	10000
B	1000	3000
C	300	1000
D avec V ≥ 50000 m^3	100	300

Tableau 4.6 – Périodes de retour des crues en situation exceptionnelle

La fourchette pour les barrages rigides de classe A résulte de la difficulté du groupe de travail à obtenir un consensus complet sur ce point. Une certaine latitude pourrait ainsi être donnée pour juger de la nécessité de recalibrer un évacuateur (la valeur basse de la fourchette) ou pour un dimensionnement nouveau faisant appel à la fourchette haute.

Pour les ouvrages mixtes comportant par exemple un bloc central en béton entouré de deux digues en remblai, on retient la crue la plus défavorable.

Pour les barrages non classés, il reste nécessaire de disposer d'organes d'évacuation des crues, si possible par seuil libre, ainsi que d'une revanche adéquate, voire d'un pare-vagues. Il ne paraît pas raisonnable de dimensionner ces ouvrages pour une crue plus faible que la crue centennale.

Si la rupture d'un barrage amont peut entraîner la rupture d'un barrage aval, le barrage amont doit être dimensionné pour tenir compte de ce risque et donc éventuellement être surclassé.

4.3.3.2.2 En situation extrême

Les recommandations de cet alinéa s'appliquent aux ouvrages classiques. L'objectif de la vérification en situation extrême est d'assurer que, au-delà d'une situation déjà considérée comme exceptionnelle ou en cas de dysfonctionnement des organes d'évacuation des crues, le barrage, son système d'évacuation des crues, le cas échéant, les organes hydrauliques annexes (sous réserve qu'on démontre qu'ils restent opérationnels), voire même en tenant compte du débit déversé sur la crête, possèdent encore une marge de sécurité suffisante avant la survenance d'un accident. Celui-ci est supposé se produire à partir du moment où la retenue atteint, d'une façon ou d'une autre, la cote de danger.

Avec les limites d'application indiquées en introduction au document, les probabilités cibles associées à ces événements sont les suivantes :

Classe du barrage	Probabilité annuelle de dépassement
A[11]	10^{-5}
B	3.10^{-5}

[11] La classe A regroupe notamment tous les barrages dont la hauteur dépasse 20 mètres au-dessus du terrain naturel et donc avec des potentiels de dangerosité très différents. Pour les plus importants d'entre eux, une diminution de la probabilité cible n'est pas à écarter

C	10^{-4}
D avec V ≥ 50000 m³	10^{-3}

Tableau 4.7 – Probabilités annuelles de dépassement en situation extrême

Dans certains cas, on peut penser que, à situation hydrologique donnée, l'impact supplémentaire à l'aval sur les personnes et les biens lié à la rupture du barrage est négligeable. Sous réserve que cette hypothèse soit démontrée, notamment à l'occasion d'une analyse de risques, cela peut permettre une augmentation de la probabilité cible pour cet ouvrage (cf. 5.6).

La probabilité annuelle de 10^{-5} correspond par exemple à une probabilité de 10^{-3} pour une durée de vie de 100 ans.

L'estimation des crues de probabilité de dépassement inférieure à 10^{-4} est considérée comme très hasardeuse. On recommande à ce stade d'estimer la crue de période de retour 100000 ans en majorant la crue décamillennale par un coefficient multiplicateur sur les débits de l'ordre de 1,3 et d'estimer la crue de période de retour 33000 ans en la majorant par un coefficient multiplicateur sur les débits de l'ordre de 1,15. On se reportera à la section 5.4 (méthodes en développement) pour le cas des bassins avec une forte capacité d'interception dont le comportement en situation extrême reste très difficile à modéliser.

Les vérifications sont menées en prenant en compte le laminage par la retenue et les ouvrages amont et pour une cote initiale de retenue correspondant à la cote maximale en situation normale d'exploitation (RN).

Les vérifications sont menées avec deux jeux d'hypothèses :

1/ Avec un fonctionnement nominal de l'évacuateur de crues : la débitance des organes hydrauliques est la débitance théorique à la cote de danger, sans réduction pour cause de dysfonctionnement.

2/ Avec un dysfonctionnement de l'évacuateur de crues.

Étude spécifique de la fiabilité de l'évacuateur de crue :

La crue à prendre en compte est telle que la survenance de cette crue combinée avec le dysfonctionnement de l'évacuateur de crues a une probabilité globale correspondant au tableau 4.7 ci-avant. L'attention est attirée sur le lien possible entre le niveau de crue et les possibilités de défaillance de l'évacuateur de crues.

Il peut y avoir plusieurs vérifications avec plusieurs niveaux de dysfonctionnement ou d'obstruction de l'évacuateur.

Cette approche est *a priori* celle qui est préconisée lorsqu'une telle analyse paraît possible, en particulier pour les barrages soumis à étude de dangers (classes A et B). Cependant, la plus grande attention est à apporter à la justification des paramètres utilisés pour une telle étude (taux de défaillance possible, en lien avec les procédures de maintenance, d'essais, etc., lien entre ce taux et le niveau de crue, etc.).

Pas d'étude spécifique de la fiabilité de l'évacuateur de crues :

On vérifie que la cote de la retenue ne dépasse pas la cote de danger avec une crue dont la période de retour est celle de la crue exceptionnelle mais avec un évacuateur amputé de la

passe de plus grande débitance et sous réserve de la vérification d'absence de mode commun de non fonctionnement simultané de plusieurs passes.

Nota :

Pour les évacuateurs vannés, il est nécessaire de considérer la possibilité de blocage total de l'ensemble des vannes en position fermée, situation qui pourrait générer des risques incrémentaux majorés. Pour les ouvrages des classes C et D munis de tels évacuateurs, non soumis à études de dangers et ne bénéficiant pas d'une étude particulière de fiabilité, on peut ainsi envisager le passage de crues de faible période de retour (annuelle voire décennale) toutes vannes bloquées en position fermée.

4.3.3.3 Cas des retenues à barrages multiples

L'évacuateur de crues concerne l'ensemble des barrages qui peuvent fermer une même retenue mais avec des hauteurs, des volumes d'eau relâchés en cas de rupture différents et donc des classes qui peuvent être différentes. Les critères de dimensionnement sont ceux associés au barrage de la classe la plus élevée. Au-delà de ces critères, il est prudent de privilégier la tenue du barrage pour lequel la vulnérabilité aval est la plus élevée (en général, la tenue du barrage principal par rapport à la tenue d'un ou des barrages secondaires). Les cotes de la crête de ces barrages peuvent être différenciées, afin de minimiser les risques résiduels.

Par exemple, dans le cas d'une retenue constituée d'un barrage principal en terre et d'un ou plusieurs barrages annexes en terre également, il est évidemment très intéressant que le dernier barrage qui risque de casser par submersion soit *a priori* le barrage principal (cf. fig. 4.1 ci-dessous).

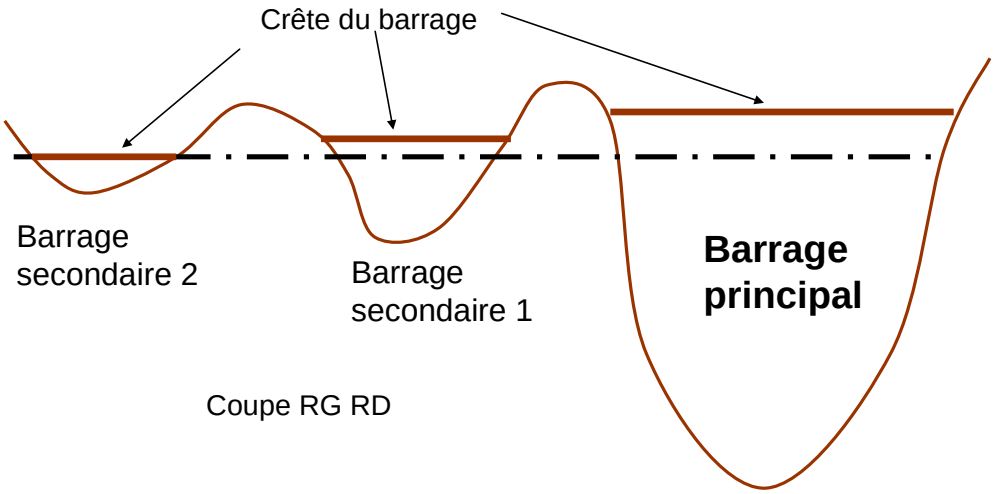


Figure 4.1 – Exemple d'une retenue constituée par 3 barrages en terre

Dans ce cas, les barrages secondaires jouent un rôle de protection supplémentaire du barrage principal même bien au-delà de la crue extrême. On notera qu'un simple cavalier, d'un coût négligeable, suffit à orienter la rupture vers le bon ouvrage.

En cas de combinaison de barrages en terre, barrages-poids, barrages-voûtes, on peut par un raisonnement similaire réduire notablement les risques (cf. fig. 4.2 ci-dessous).

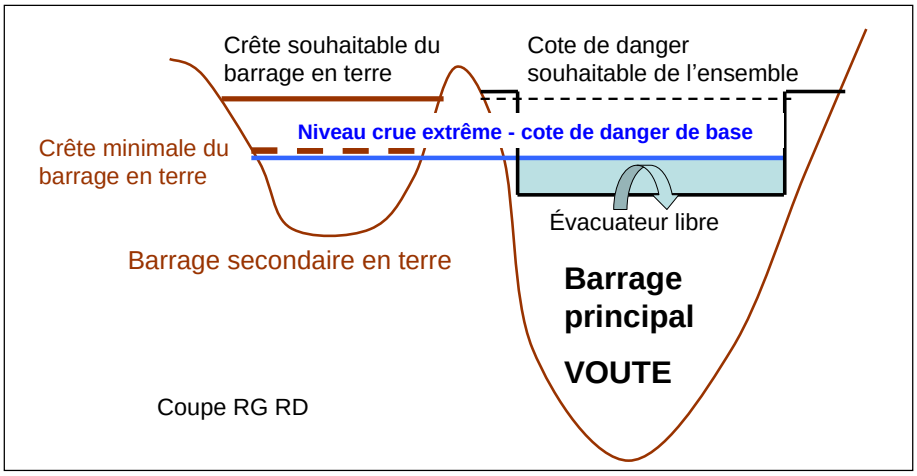


Figure 4.2 – Exemple d'une retenue constituée par un barrage-voûte et un barrage en terre

La cote minimale du barrage en terre est, selon les recommandations, calée par rapport au niveau maximum atteint par la crue extrême, cette cote correspond à la cote de danger de l'ensemble de l'aménagement. Or, il se trouve que l'ouvrage principal (barrage-voûte) admet une cote de danger supérieure (qui permettrait de passer un débit très supérieur à la crue extrême sans dommage). Dans ce cas, on obtiendra une diminution significative du risque de rupture du barrage en terre, en calant la cote de celui-ci plus haut, ne serait-ce qu'avec un simple cavalier. La sur-hauteur du barrage en terre peut être estimée en comparant coûts supplémentaires et risque évité.

4.3.3.4 Cas des barrages écrêteurs de crue

Un barrage écrêteur de crue comporte une retenue partiellement ou totalement vide (barrage sec) qui pourra stocker temporairement une partie du volume des crues, réduisant ainsi les débits aval donc les dégâts aval. On peut résumer l'effet du barrage en trois points :

- tant que la crue ne remplit pas la retenue au-delà de la cote de protection (voir définition en 1.1.2), il n'y a pas de débordements en aval (sous réserve d'un dimensionnement correct des pertuis) ; c'est ce qui se passe pour les crues courantes jusqu'à des périodes de retour de 50 à 100 ans selon l'objectif de protection assigné par le maître d'ouvrage ;
- pour les crues plus rares et jusqu'à la crue extrême qui remplit la retenue jusqu'à la cote de danger, le barrage continue à jouer un rôle d'écrêtement qui en général diminue avec la rareté de l'événement. Vu que l'évacuateur de surface entre en service (en plus des pertuis), le barrage ne permet plus d'éviter les débordements en aval, même si ces derniers sont moins importants que sans l'ouvrage. Toutefois, au début du fonctionnement de l'évacuateur de surface, le gradient de débit aval peut être plus fort que le gradient de la crue naturelle. Dans cette gamme de crues, le barrage continue à apporter un bénéfice, pour autant que l'on ait un dispositif d'alerte efficace[12] et que le fonctionnement courant (qui gomme les crues en aval) n'ait pas conduit à oublier le risque associé aux fortes crues, voire à augmenter les enjeux dans le lit majeur sensément protégé ;
- pour des crues extrêmes amenant à dépasser la cote de danger, le barrage a une probabilité significative de se rompre. Les dégâts seront alors considérables et brutaux, le système d'alerte étant potentiellement moins efficace dans une telle situation (au moins en aval immédiat).

[12] le dispositif d'alerte doit impérativement prendre en compte et donc anticiper le début de fonctionnement de l'évacuateur de surface, qui va se traduire par une augmentation rapide du débit relâché en aval.

Une analyse de risque simplifiée permet de vérifier le bénéfice du barrage. Si le barrage a été correctement dimensionné :

- le risque inondation est pratiquement nul jusqu'à la crue de protection ;
- il est partiellement réduit dans le domaine intermédiaire jusqu'à la crue extrême ;
- il devient considérable au-delà.

Un calcul associant le chiffrage des dégâts évités et la probabilité de l'événement associé pour toute la gamme des périodes de retour jusqu'à la crue de danger permet, par intégration, d'estimer le bénéfice moyen annuel apporté par le barrage, soit B.

Cependant, le barrage construit fait courir chaque année à l'aval le risque de rupture dont le calcul économique est le suivant :

$$R = P\,V,$$

avec P : probabilité de la crue extrême atteignant la cote de danger ;
V : vulnérabilité, montant des dégâts pour cette crue.

Pour justifier l'investissement I de la construction du barrage (que l'on amortit en général sur n = 30 à 50 ans), il est nécessaire de vérifier que B est nettement supérieur à R + I/n. Et ce d'autant plus que le calcul ne porte que sur les aspects économiques, sans inclure les risques pour les personnes, beaucoup plus difficiles à estimer.

Si B est proche de R + I/n, le barrage ne fait que remplacer un risque par un autre, ce qui ne justifie pas son financement.

Cette approche est recommandée pour des projets neufs mais peut aussi être déployée lorsqu'un barrage existant nécessite d'importants investissements de confortement ou de remise à niveau.

4.3.3.5 Détermination de la revanche

Comme indiqué au 1.1.5, la revanche est la différence de cote entre la retenue et la crête du barrage. Cette revanche est dimensionnée à partir de critères sur la hauteur des vagues, tant par rapport à la RN que par rapport aux PHE (cf. fig. 4.3). Elle peut, dans certains cas, inclure un parapet s'il est continu et joue le rôle de pare-vagues (cf. fig. 4.4). Elle n'est en aucun cas associée à la notion de sur-hauteur mise en place, sous forme de contre-flèche, sur les barrages meubles ou sur fondation compressible pour faire face aux futurs tassements de l'ouvrage.

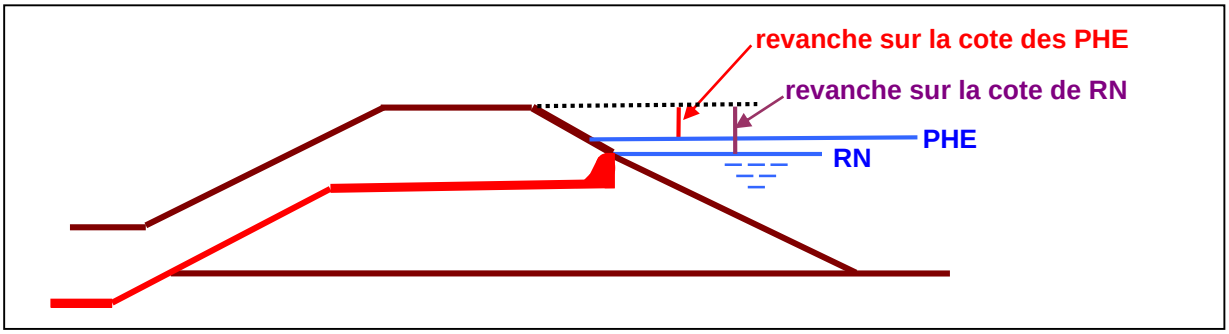


Figure 4.3 – Revanche sur les PHE ou sur la RN pour un barrage non équipé d'un mur pare-vagues

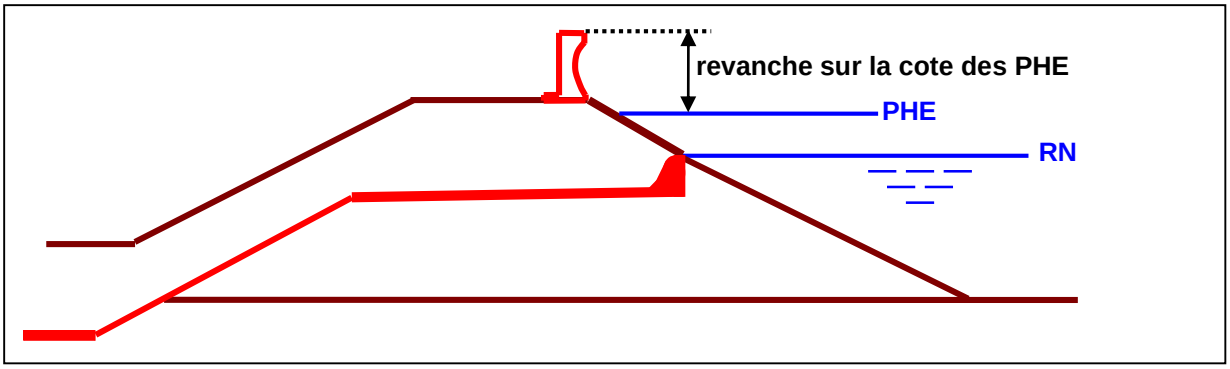


Figure 4.4 – Revanche sur les PHE pour un barrage équipé d'un mur pare-vagues

Le déroulement du calcul de la revanche est détaillé en annexe 2. Les étapes sont les suivantes.

4.3.3.5.1 Détermination des caractéristiques du vent

On détermine les caractéristiques du vent en considérant deux situations de projet :

- un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la cote des PHE ; c'est cette situation qui s'avère généralement dimensionnante, sauf pour les retenues où RN=PHE ;
- un vent de période de retour 1000 ans sur la retenue normale.

4.3.3.5.2 Estimation de la hauteur des vagues

On s'intéresse à leur hauteur significative (notée H_s), c'est-à-dire la hauteur moyenne du tiers supérieur de toutes les vagues du spectre. Elle dépend de la vitesse du vent, de la longueur du fetch et de la profondeur de la retenue.

4.3.3.5.3 Calcul de la vague de projet

Notée H_d, elle dépend du pourcentage de vagues du spectre que l'on accepte de laisser dépasser la crête.

$$H_d = K\ H_s$$

On propose de retenir les valeurs suivantes pour le coefficient *K* en fonction du type de barrage (plus particulièrement de son talus aval) :

Type de barrage	*K*
Béton ou maçonnerie	0,75
Enrochements	1,0
Terre	1,25

Tableau 4.8 – Coefficient K en fonction du type de barrage

4.3.3.5.4 Calcul de la hauteur de déferlement

Pour la vague de projet, on estime la hauteur de déferlement (run-up en anglais), notée *R*, qui est la différence de hauteur verticale entre le niveau du plan d'eau et le niveau maximal atteint

par le déferlement de la vague sur le parement amont. Cette hauteur dépend de la nature du barrage (la pente du parement, la rugosité du matériau) – voir tableaux en annexe 2.

4.3.3.5.5 Détermination de la cote de la crête du barrage ou du pare-vagues

À l'issue du calcul de hauteur de déferlement pour les deux situations de projet, on trouve la plus forte des cotes RN + R_{RN} et PHE + R_{PHE} et on fixe la cote de la crête (après tassement) au moins à cette valeur ; en variante, on peut atteindre cette cote à l'aide d'un mur pare-vagues construit contre le bord amont de la crête. Dans ce cas, la cote de crête doit être au moins égale à celle des PHE. Il est recommandé que la hauteur du pare-vagues ne dépasse pas 1,5 m.

4.3.3.5.6 Conclusion

La revanche nécessaire pour les vagues varie dans une large gamme en fonction des conditions de vent, de la longueur de la retenue, **de la pente du talus amont et de sa rugosité**. Des règles forfaitaires simplistes ne peuvent être suffisantes et un calcul est indispensable à chaque fois. Le cas d'un parement lisse de barrage en remblai est nettement le plus défavorable.

4.3.4 Dimensionnement hydraulique

4.3.4.1 Principes généraux

Les différentes situations de projet évoquées au paragraphe 4.3.2 impliquent le transit de certains débits par les organes d'évacuation. La justification hydraulique vise à s'assurer de la capacité des organes d'évacuation à évacuer ces débits pour les cotes déterminées à l'amont et à l'aval, avec le niveau de sécurité requis pour ces différentes situations de projets.

On s'assurera que ces ouvrages sont capables non seulement d'évacuer le débit souhaité (dimensionnement des pertuis d'évacuation) mais aussi de le transférer en aval sans risque pour l'ouvrage (par exemple, suivant le cas, suffisamment loin du barrage par des coursiers ou un saut de ski) et enfin de dissiper l'énergie au niveau de la restitution en aval du barrage (bassins ou fosses de dissipation).

À cause des marges de sécurité requises qui sont différentes d'une situation à l'autre, la situation la plus critique peut être suivant les cas une situation exceptionnelle ou une situation extrême, ou même dans certains cas une situation intermédiaire (comme le passage d'un écoulement à l'air libre dans une galerie à un écoulement en charge pour de plus forts débits, ou des situations intermédiaires plus critiques dans le cas d'un bassin de dissipation). La justification hydraulique étudiera donc l'ensemble des situations potentiellement critiques.

Le dimensionnement hydraulique doit viser à vérifier que le niveau de sécurité hydraulique des ouvrages est cohérent avec les niveaux de sécurité requis pour les autres aspects de la conception des ouvrages dans les différentes situations de projet.

Pour atteindre cet objectif, on serait tenté d'utiliser la notion de coefficient de sécurité, par exemple des coefficients du type rapport entre les forces stabilisatrices et les forces motrices comme il en existe en mécanique des structures. Cependant, on se heurte à plusieurs difficultés :

- certains aspects de la justification hydraulique échappent à la notion de coefficient de sécurité tel que défini ci-dessus ; par exemple, c'est le cas pour l'apparition de la cavitation ou pour la limite de débordement sur les bajoyers d'un coursier d'évacuateur ;
- dans d'autres cas, un coefficient de sécurité tel que défini ci-dessus a physiquement du sens mais les formules de dimensionnement disponibles, souvent empiriques, n'indiquent pas le degré de sécurité déjà pris par les auteurs dans les dimensionnements proposés.

Ainsi, la justification hydraulique fait appel dans bien des cas au jugement et à l'expérience du concepteur, mais en tout cas on se fixera les objectifs suivants :

- les situations d'écoulement intermédiaires, normales et exceptionnelles ne doivent entraîner aucun dommage aux ouvrages, que ce soit les ouvrages d'évacuation eux-mêmes ou les autres ouvrages potentiellement affectés par les écoulements ;
- les situations extrêmes peuvent entraîner des dommages aux ouvrages, à condition que ces dommages ne mettent pas en cause la fonctionnalité de l'évacuateur de crues et ne risquent pas d'entraîner par voie de conséquence la rupture du barrage (par exemple érosion au pied d'un barrage en enrochement suite à la destruction d'un coursier d'évacuateur de crues ou sous l'action de courants de retour causés par une dissipation d'énergie devenue insuffisante).

Les ouvrages hydrauliques présentant des situations non traitées par les formules ou abaques de dimensionnement classiques, et plus généralement les ouvrages devant transiter des débits importants ou pouvant présenter un risque pour la sécurité du barrage, doivent être étudiés à l'aide d'une modélisation spécifique, modélisation physique ou modélisation numérique si les modèles numériques disponibles sont capables de traiter correctement tous les aspects intervenant dans la formation des écoulements et la sécurité des ouvrages.

L'étude sur modèle devra étudier toutes les situations potentiellement critiques jusqu'aux situations extrêmes et même au-delà, ce qui permettra de fournir une information sur les marges de sécurité offertes par le dimensionnement.

Il est à noter que la modélisation physique est un outil précieux pour orienter et soutenir le jugement du concepteur par la possibilité offerte de représenter facilement diverses situations de fonctionnement, de visualiser les écoulements, de mesurer des vitesses d'écoulement, de représenter le cas échéant des lits érodables, et d'une manière générale par la possibilité offerte de tester facilement diverses modifications des ouvrages pouvant améliorer la sécurité à moindre coût.

En cas d'augmentation du débit de projet lors d'un recalibrage des évacuateurs existants, il faut évaluer l'incidence de ce sur-débit sur les ouvrages de transfert des écoulements et de dissipation d'énergie.

4.3.4.2 Débitance des ouvrages

La détermination de la débitance d'un évacuateur de crues ressort d'un calcul hydraulique parfois complexe. Outre la géométrie réelle de l'ouvrage, qui conditionne sa capacité tant par ses dimensions que par son profil hydraulique, les conditions particulières d'écoulement en crue, notamment l'influence des évacuateurs voisins et celle de la ligne d'eau en aval, sont autant de facteurs à prendre en compte pour déterminer la débitance de l'ouvrage.

Par ailleurs, des conditions particulières éventuelles de fonctionnement et d'aération de lame d'eau peuvent conduire à des calculs complexes.

Il pourra être nécessaire, compte tenu de la complexité de certains ouvrages et de leur caractère unique, de recourir à un modèle hydraulique pour valider les calculs, tant numérique que physique.

Il n'est pas d'usage d'appliquer des coefficients de sécurité à la débitance calculée ou mesurée sur un modèle réduit. En effet, une débitance sous-estimée conduirait au fait que des débits plus importants que prévu transiteraient dans l'ouvrage et cela pourrait causer des problèmes tels que le débordement des coursiers ou une énergie à dissiper plus importante que prévu (Lencastre, 1996).

4.3.4.3 Coursiers des évacuateurs

Ces coursiers, destinés à canaliser l'eau à l'aval des pertuis ou des seuils, ne sont à prévoir que si des dégâts sont à craindre sur le barrage (érosion, éboulements, cavitation, etc.) par le passage de la lame d'eau, et que de ce fait il faut éloigner du barrage la zone de restitution et de dissipation d'énergie des ouvrages d'évacuation.

Dans le cas des barrages en remblais, il est particulièrement important de donner une revanche suffisante aux bajoyers des coursiers quand ils sont implantés à proximité du barrage, afin de tenir compte de la formation éventuelle d'ondes stationnaires et des ressauts éventuels liés à l'usure des coursiers, aux décalages éventuels des joints et à l'aération de la lame d'eau.

Cette revanche doit être calculée en considérant une augmentation maximum de rugosité du coursier, ainsi qu'un décalage défavorable d'un joint de construction transversal à l'écoulement ou d'un obstacle équivalent. Elle doit tenir compte de l'entraînement d'air dans l'écoulement.

La formation d'ondes stationnaires est liée à la présence de singularités dans la section du coursier (angles vifs, rétrécissements brusques, etc.). Ces ondes, dont la localisation reste fixe pendant l'écoulement à un débit donné mais peut aussi se déplacer au fur et à mesure de la variation du débit, se réfléchissent lorsqu'elles rencontrent un des bajoyers et se développent ainsi vers l'aval. Leur hauteur peut largement dépasser celle de la lame d'eau. Les débordements éventuels vont donc se manifester toujours aux mêmes endroits pour un certain débit, ce qui peut conduire à de dangereuses érosions localisées. Le modèle réduit hydraulique avec des essais à différents débits reste le meilleur moyen pour mettre en évidence de tels phénomènes, même si les progrès récents de la modélisation numérique laissent entrevoir des développements prometteurs.

Si tous les phénomènes indiqués ci-dessus ont bien été pris en compte dans le calcul, et ceci pour toutes les situations jusqu'aux situations extrêmes, on ne prendra pas de marge de sécurité supplémentaire par rapport au calcul en situation extrême. En général, un coursier ainsi dimensionné assurera une certaine marge de sécurité vis-à-vis du débordement pour les situations intermédiaires.

4.3.4.4 Dissipation d'énergie

La dissipation de l'énergie hydraulique lors de la chute de l'eau en aval des pertuis d'évacuateurs (à l'air libre ou en charge) peut créer, si elle n'est pas maîtrisée, de graves dégâts au point de restitution en rivière, pouvant aller jusqu'à la ruine des ouvrages.

Les chutes de faible et moyenne hauteur ne permettent pas d'éloigner suffisamment du barrage des jets libres issus des organes évacuateurs. Ces jets libres pourraient alors entraîner des érosions des fondations ou du pied du barrage. Si l'on ne peut pas dissiper l'énergie de la crue en coulant sur le rocher (matériau friable ou peu résistant aux fortes

vitesses), une solution classique est de conduire l'eau provenant de l'organe évacuateur dans un coursier jusqu'au niveau de la restitution et de dissiper son énergie dans un bassin de dissipation à ressaut. Celui-ci peut être naturel, ou équipé de blocs disperseurs de formes diverses. De tels bassins ont été construits jusqu'à des chutes d'une centaine de mètres, mais leur champ d'application est plutôt les chutes de quelques dizaines de mètres. Les blocs disperseurs sont sensibles à l'érosion en cas de transport solide et sont aussi sujets à la cavitation au-dessus de certaines hauteurs de chute.

Lorsque la chute est plus importante, il est possible de projeter le jet suffisamment loin du barrage en utilisant un coursier terminé par une cuiller ou déflecteur, on parle alors de saut de ski. Les cuillers ou déflecteurs éventuellement munis de dents peuvent servir à étaler le jet à la restitution afin de diminuer l'énergie à dissiper par unité de surface, à augmenter la dissipation d'énergie dans l'air, ou encore à orienter les jets pour éloigner la restitution d'une zone sensible telle que le pied d'une rive ne devant pas être déstabilisée.

À la réception des jets, on devra toujours s'assurer que la dissipation d'énergie à la restitution est suffisante pour empêcher que le développement d'une fosse d'érosion ou l'action de tout courant direct ou de retour puisse éroder en pied et déstabiliser soit le barrage proprement dit, soit sa fondation, soit les rives en aval. Ce principe impose, dans la plupart des cas, de s'assurer de la présence d'un volume d'eau dans une fosse d'amortissement pour dissiper l'énergie à la réception du jet. La fosse d'amortissement peut être bétonnée ou ménagée sans revêtement dans le lit de la rivière, avec éventuellement des injections des joints du massif rocheux. Le niveau dans le bassin est contrôlé par la loi hauteur-débit de la rivière, ou surélevé par un contre-barrage aménagé à l'aval de la fosse de dissipation. On peut également pré-excaver la fosse de dissipation pour augmenter la profondeur d'eau.

Pour l'étude de ces dispositifs, et notamment les tapis de réception et fosses d'amortissement, les études sur modèle réduit sont indispensables pour préciser les formes et dimensions des ouvrages, en particulier les déflecteurs, et pour s'assurer qu'aucun écoulement à forte vitesse ne risque de mettre en péril les ouvrages, ou leurs fondations ou encore la stabilité des rives.

Le bassin à ressaut constitue un cas où la notion de coefficient de sécurité au sens de la mécanique (rapport des forces stabilisatrices sur les forces motrices) s'applique. En effet, le ressaut hydraulique reste fixé dans un bassin de dissipation tant que l'impulsion de l'écoulement en sortie du bassin, contrôlé par le chenal en aval si celui-ci est en régime fluvial, est plus grande que l'impulsion de l'écoulement amont issu de l'organe d'évacuation (on appelle impulsion la somme des forces de pression hydrostatique et de la quantité de mouvement). La profondeur d'eau aval dite « conjuguée » de la profondeur de l'écoulement torrentiel imposé par l'amont correspond à un coefficient de sécurité 1, c'est-à-dire à la limite du ressaut chassé. On calera le bassin de manière à ce que, dans les situations normales ou exceptionnelles, la profondeur d'eau aval soit au moins 10% plus grande que la profondeur d'eau conjuguée, ce qui revient à s'assurer que le coefficient de sécurité ou rapport des forces stabilisatrices (impulsion aval) sur les forces motrices (impulsion amont) vaut 1,2. Pour les situations extrêmes, on se contentera de vérifier que le coefficient de sécurité est supérieur ou égal à 1 (limite du ressaut chassé).

4.3.4.5 **Cavitation**

Tout au long du chemin d'eau au travers des ouvrages d'évacuation des crues, une attention particulière doit être portée sur le risque de cavitation entre la lame d'eau et les parements. En effet, des vitesses importantes de l'eau peuvent créer des dépressions au niveau des parements à la limite de l'écoulement soit du fait de l'existence de formes favorisant ces dépressions (seuil déprimé, rainures de vannes, dents, décrochements en général, etc.), soit du fait de l'état de surface de ces parements (coursier béton même neuf, ou pire encore éventuellement dégradé par du transport solide). Cette cavitation peut rapidement engendrer

des dégradations et à l'extrême la ruine de l'ouvrage. L'étude théorique et sur modèle de l'écoulement sur le coursier doit explicitement analyser ce risque.

Des dispositifs tels que blindages ou aérateurs seront utilisés si nécessaire pour éviter des dommages par la cavitation.

Du point de vue des marges de sécurité, on retiendra que les ouvrages d'évacuation ne doivent subir aucun dégât du fait de la cavitation pour toutes les situations jusqu'aux situations exceptionnelles. La cavitation est acceptable pour les situations extrêmes, dans la mesure où dans le contexte de la France ces situations sont d'une durée relativement limitée.

4.3.4.6 Cas des protections en enrochement

Les zones de terrains érodables situées soit au voisinage de l'approche des pertuis d'évacuation, soit au voisinage des ouvrages de dissipation, doivent dans certains cas être protégées par des enrochements pour éviter que des érosions ne viennent déstabiliser les ouvrages construits.

La notion de coefficient de sécurité au sens de la mécanique (rapport des forces stabilisatrices sur les forces motrices) peut s'appliquer au cas des enrochements de protection. En effet, la résistance à l'arrachement d'un enrochement de protection par l'écoulement est liée à la valeur du coefficient d'arrachement adimensionnel (noté τ^* ou ψ ou $A = \tau / \Delta gD$) introduit par Shields, qui caractérise le rapport entre le couple moteur tendant à renverser le bloc, représenté ici par la force tractrice de l'écoulement τ, et le couple stabilisateur représenté ici par la densité déjaugée Δ et le diamètre D (Ulrich, 1987).

Malheureusement, les formules courantes de dimensionnement des protections en enrochement telles que la formule d'Isbash $V = m\ (2g\Delta D)^{0,5}$ reliant le diamètre D des enrochements de densité déjaugée Δ à la vitesse moyenne V de l'écoulement avec un paramètre m choisi suivant les circonstances, ne font apparaître clairement ni la limite d'arrachement ni le coefficient de sécurité.

Cependant, on peut déjà établir que :

- Shields a conclu de ses essais de transport solide que le début d'entraînement des grains (assimilable à un coefficient de sécurité égal à 1) correspondait à un coefficient d'arrachement adimensionnel de l'ordre de 0,05, ce qui permet un dimensionnement lorsque le coefficient d'arrachement peut être calculé (cas d'un écoulement à couche limite développée dans un chenal protégé en enrochements) ;
- si on dispose d'un modèle réduit, on peut trouver avec ce modèle quelle situation d'écoulement correspond à la sécurité de 1 pour un diamètre d'enrochement testé, c'est-à-dire au départ des premiers blocs ;
- on augmente de 10% le coefficient de sécurité à l'arrachement ou rapport des forces stabilisatrices sur les forces motrices lorsqu'on augmente de 10% le diamètre des enrochements.

Enfin, une protection en enrochement n'a pas un diamètre unique mais est constituée par un fuseau granulométrique ou gravimétrique. Une sécurité suffisante doit être prise entre le diamètre D fourni par les formules de dimensionnement et le fuseau de la protection. Par exemple, dans le cas des protections des berges ou du plafond d'un chenal, on assimile parfois le diamètre de dimensionnement D issu des formules ou abaques au diamètre D25 du fuseau de la protection.

4.3.4.7 Cotes atteintes par le remous de la crue

Lors de crues importantes et selon la configuration de la retenue, le plan d'eau n'est plus horizontal et la cote en queue de retenue ou en un autre point éloigné du barrage est plus élevée que la cote du plan d'eau au contact du parement du barrage.

Il est souvent nécessaire de calculer la ligne de remous en crue avec la cote PHE au barrage, afin de déterminer, en particulier en cas d'étude de rehausse de cette cote, la cote de submersion amont ainsi que l'incidence de cette ligne d'eau sur l'écoulement de la rivière en amont de la retenue (le remous dû au barrage peut remonter très loin au-delà de la queue de retenue, dans des zones aménagées après construction de l'ouvrage).

4.3.5 Dimensionnement structurel et mécanique

Les barrages dans leur conception et leur gestion relèvent de différents domaines. C'est le cas notamment pour les organes d'évacuation des crues : ouvrages de génie civil, ils doivent respecter les règles constructives en vigueur qu'il s'agisse des superstructures en béton, des vannes métalliques… Ils sont également équipés d'éléments mécaniques dont la manipulation et l'entretien doivent garantir la sécurité de l'ouvrage et de l'exploitant.

À défaut d'un cadre réglementaire spécifique, le dimensionnement structurel et mécanique peut faire appel à des textes généraux (en particulier dans le domaine du génie civil) ou à des documents issus d'autres domaines (cf. annexe 4).

Il est recommandé de faire appel à une approche semi-probabiliste des dimensionnement/vérification des ouvrages. Ceci est cohérent avec :

- nature exceptionnelle des événements pris en compte, par exemple prise en compte de crues de grandes périodes de retour et éventuelle combinaison de plusieurs phénomènes jugés exceptionnels ;
- des incertitudes inhérentes à l'estimation des charges unitaires ;
- des incertitudes sur les caractéristiques de résistances des matériaux ;
- la prise en compte d'objectifs complémentaires vis-à-vis de l'apparition de désordres ou de la résistance ultime…

À ce jour, les règlements ne couvrent pas tous les besoins du concepteur d'évacuateurs de crues, qui est laissé à son propre jugement sur de nombreux aspects, notamment la formulation des conditions naturelles et les calculs hydrauliques.

Le dimensionnement des équipements mécaniques, incluant la détermination des contraintes et des déplacements induits pour différentes combinaisons de charges et d'efforts de manœuvre, est souvent un exercice délicat mais qui doit être mené avec le plus grand soin.

Les aspects relatifs à la déformabilité des vannes et leurs conséquences sur l'étanchéité ne doivent pas être négligés.

4.3.5.1 Cas de charge

Des précautions doivent être prises en ce qui concerne la définition des cas de charges que les normes ne précisent pas. En effet, si les normes définissent les pondérations à appliquer en fonction du type de charges (charges permanentes, d'exploitation ou accidentelles), le choix des scénarios à considérer et de l'affectation du type de charges reste à définir par le concepteur en accord avec le maître d'ouvrage.

Les cas de fonctionnement en mode dégradé doivent être considérés pour le dimensionnement.

Exemple de charges appliquées (liste non exhaustive)

Description de la charge	Caractéristique	Nature de la charge
Poids propre	Poids propre de la structure	Permanente
Retenue Normale amont	Pression hydrostatique	Permanente
Retenue Normale aval	Pression hydrostatique	Permanente
Niveau PHE, Crue de Projet	Pression hydrostatique	Variable
Cote de Danger, Crue de Danger	Pression hydrostatique	Accidentelle
Force de frottement, guidage	Force linéaire	Permanente
Chocs de bateaux ou corps flottants	Force ponctuelle	Exploitation ou accidentelle (*)
Séisme	Accélérations appliquées à la masse des ouvrages, surpressions hydrodynamiques sur la face amont des ouvrages et des vannes	Accidentelle
Gel (pris en compte uniquement si aucune disposition constructive n'est prise pour l'éviter – chauffage par exemple)	Poussée sur le tablier	Accidentelle
Sédiments	Capacité de blocage d'une vanne	Permanente

(*) Dans le cas du choc d'un bateau ou de corps flottants, la charge est considérée comme accidentelle (non pondérée) dans le cas où il n'existe pas de dispositif de protection et où l'on souhaite que la structure résiste aux chocs des bateaux et/ou des corps flottants.

4.3.5.2 Vérification des déplacements

Les déplacements des structures métalliques sont vérifiés avec la combinaison de type ELS.

Les déplacements limites peuvent être définis de la façon suivante, si L est la largeur de la vanne :

- pour les vannes de surface, vannes tournantes ou levantes et clapets manœuvrés par deux vérins : la flèche admissible doit être inférieure à L/1000 ;
- pour les clapets manœuvrés d'un seul côté, la déformation maximale de l'arête supérieure doit être inférieure à L/500.

Par ailleurs, les déplacements limites devront tenir compte des capacités d'adaptation en déformation des joints d'étanchéité.

4.3.6 Cas particulier des barrages mobiles en rivière

4.3.6.1 Description générale

« Un barrage mobile est un ouvrage qui comporte des éléments mobiles permettant de régler le niveau de la retenue lorsque le débit varie et pouvant être totalement effacés du cours d'eau, en période de crues, afin d'éviter que l'ouvrage ne provoque, par le remous qu'il crée, une surélévation du niveau atteint par les crues en amont » (Ginocchio, 1978).

Le volume de la retenue est très faible par rapport au volume des crues et les effets de laminage quasi inexistants.

À pleine ouverture des passes de l'évacuateur de crues, l'influence du barrage sur les niveaux d'eau atteints en amont est faible ; ces niveaux ne dépendent que du débit de la crue et non plus du dimensionnement des passes (aux pertes de charges provoquées par les piles du barrage près et sous réserve qu'aucun écoulement en charge ne se produise au droit de l'ouvrage, par la mise en charge des vannes levées ou d'un ouvrage supérieur de franchissement par exemple). Dans l'idéal, la rivière en crue devrait se comporter comme s'il n'y avait pas de barrage. Comme pour les barrages classiques, la connaissance des niveaux atteints au droit de l'ouvrage lors des crues imposent des dispositions de conception (élévation des passerelles, des motorisations, etc.).

Par ailleurs, les lignes d'eau à l'amont du barrage ne peuvent généralement plus être considérées comme horizontales lors du passage d'une crue et donc la sécurité peut également être conditionnée par une critère de non-dépassement de la ligne d'eau en un point situé bien à l'amont de l'ouvrage. La notion de cote de PHE et de cote de danger est donc plus complexe dans la mesure où elle signifie une cote au droit au barrage (et donc sa stabilité) mais elle implique aussi une ligne d'eau dans la rivière.

Lors des crues importantes, le cours d'eau retrouve son lit majeur. Les barrages en rivière sont donc souvent contournés par les flots, parfois très à l'amont. L'étude des crues (exceptionnelle et extrême) vis-à-vis de ce type d'ouvrage doit permettre d'apprécier son influence sur l'écoulement de l'eau et d'évaluer les débits contournant éventuellement l'ouvrage et qui ne transitent pas par le barrage lui-même.

Les calculs hydrauliques sont plus complexes que pour un barrage classique à retenue et nécessitent des modélisations fines, parfois en 3D, le cas échéant avec la prise en compte de la dynamique des phénomènes si les champs d'inondation amont sont importants. L'ouvrage pouvant être submergé lors des fortes crues, les calculs prennent en compte les cotes d'eau à l'aval du barrage.

Certains barrages de faible hauteur, ainsi que les petits barrages mobiles, peuvent être submergés par l'aval lors d'une crue majeure. Dans ce cas, l'incidence du passage de la crue s'apprécie par un calcul hydraulique mené de l'aval vers l'amont.

Enfin, la rupture de ces ouvrages en crue libère un volume d'eau généralement faible par rapport à celui de la crue et donc ne génère souvent qu'une surélévation limitée dans les zones déjà impactées à l'aval par l'inondation naturelle.

Sur les grands fleuves (par exemple, le Rhin ou le Rhône), les aménagements hydroélectriques peuvent être constitués de la manière suivante :

- un barrage situé sur le lit mineur de la rivière et constitué d'une série de vannes. Il est destiné à créer une chute ;
- une usine hydroélectrique et/ou une écluse, soit accolée(s) au barrage, soit en général en dérivation conformément à la figure 4.5 ci-après ;
- des digues latérales à l'amont du barrage et le long du canal d'amenée à l'usine. Cette disposition permet d'augmenter la chute et de ne pas empiéter sur les zones latérales agricoles ou parfois urbaines.

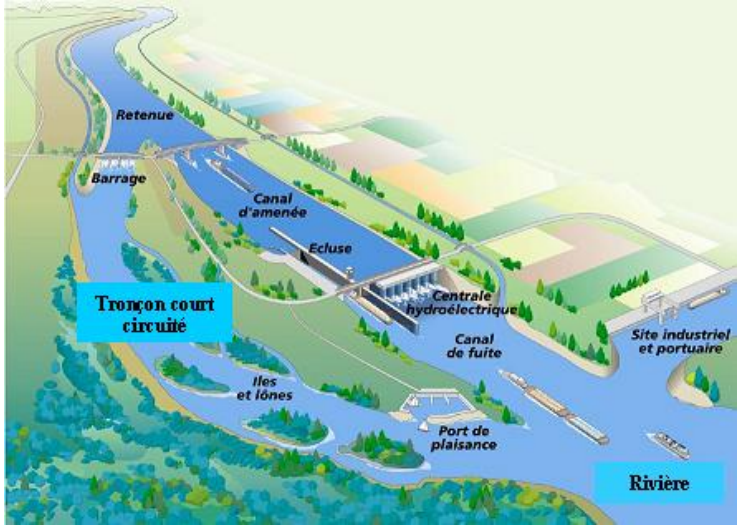


Figure 4.5 – Schéma type d'aménagement au fil de l'eau, en dérivation

En présence d'endiguement amont, il est primordial d'examiner la question du passage des crues sur l'ensemble de l'aménagement et pas seulement sur le barrage en rivière lui-même. Les digues sont conçues pour être insubmersibles pour les débits inférieurs ou égaux à celui de la crue exceptionnelle (et aussi sous l'effet des ondes de disjonction qui se produisent en cas d'arrêt brusque de la centrale hydroélectrique et qui se propagent à l'amont de l'usine en remontant le canal d'amenée puis la retenue et dont l'effet peut être amplifié par des odes secondaires, dites ondes de Favre).

Sur ces ouvrages, on prête une attention particulière au transit des sédiments dont les dépôts peuvent modifier le fond de la rivière et donc les niveaux atteints en crue. Cependant, pour les plus fortes crues, compte tenu des vitesses dans la retenue, il se peut que celle-ci soit auto-curante, ce qui doit être vérifié. Si ce n'est pas le cas, des dragages d'entretien doivent être effectués pour maintenir la débitance en crue.

4.3.6.2 Recommandations pour les barrages mobiles en rivières

Il est proposé :

- de considérer l'aménagement dans son ensemble (voire même plus à l'amont), contournement des digues ou des appui compris ; dans certains cas, il pourra être intéressant de favoriser ces contournements (ou de les localiser) grâce à des zones déversantes ;
- de dimensionner l'ensemble, et notamment les digues amont, pour des crues de fréquence définies comme les barrages classiques (cf. 4.3.3).

Par exemple, pour un aménagement en dérivation, on peut concevoir le schéma hydraulique suivant :

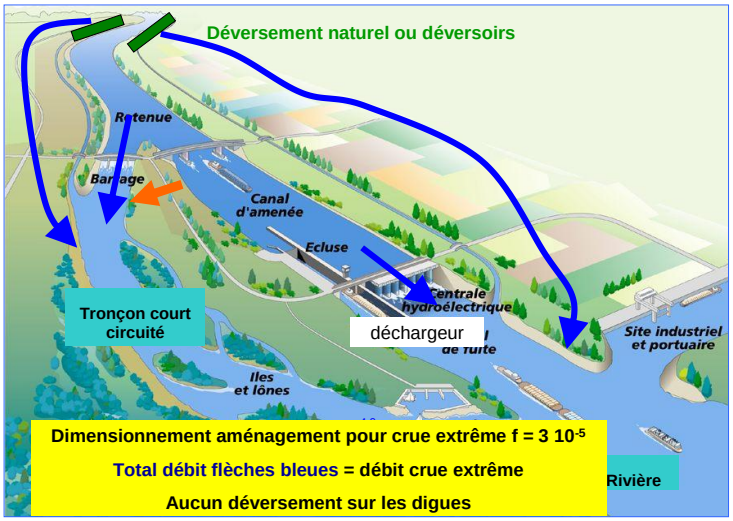


Figure 4.6 – Dimensionnement global proposé pour la crue extrême

Le débit de la crue extrême est assuré par (cf. fig. 4.6) :

- le débit du barrage toutes vannes ouvertes sous la cote de danger ;
- le débit de contournement de l'aménagement par l'amont, par déversement naturel sur les berges ou par des déversoirs appropriés si nécessaire ;
- accessoirement le débit de l'usine en déchargeur.

Le contournement par l'amont se fait en principe de manière naturelle, sinon il faut l'aider avec des déversoirs, digues fusibles, voire siphons positionnés aux endroits appropriés. De la même façon et pour les autres sections de digues, il peut être intéressant de privilégier, du fait de l'absence d'enjeux, des zones de débordement/rupture (flèche orange sur la figure 4.6 ci-dessus).

L'attention est attirée sur les conséquences du dimensionnement des ouvrages en cas de crues extrêmes. Ceci pourrait imposer :

- de sur-dimensionner la retenue : augmentation de la hauteur des digues et/ou de la largeur de la retenue ;
- de prolonger les endiguements vers l'amont, voire d'endiguer aussi les affluents (cf. fig. 4.7).

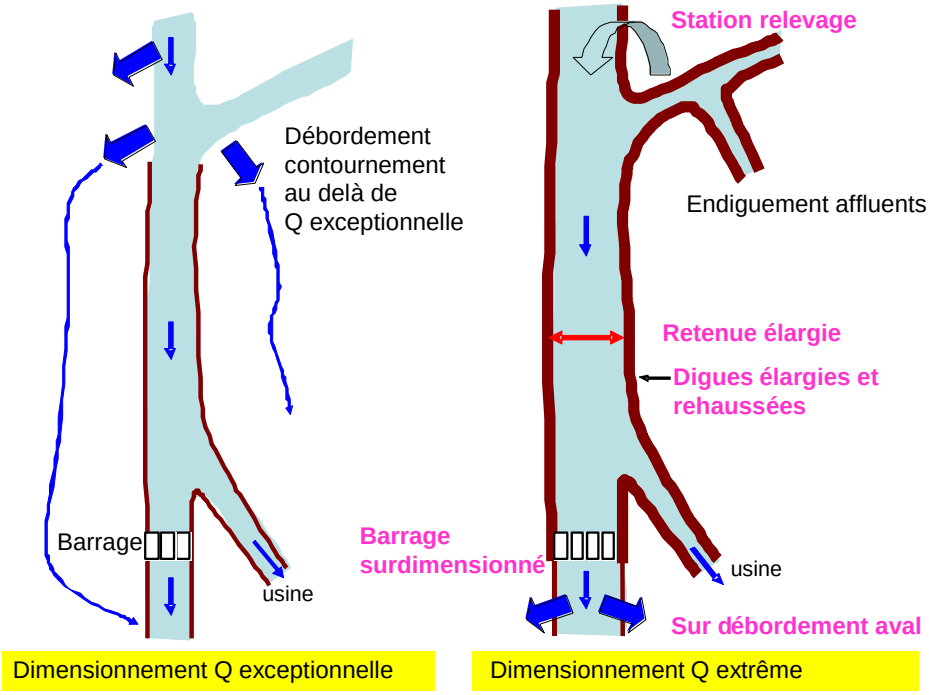


Figure 4.7 – Dimensionnement des digues pour la crue exceptionnelle ou pour la crue extrême, vue en plan

Les inconvénients peuvent être les suivants :

- suppression des zones naturelles d'expansion de crue, pouvant accroître les inondations à l'aval, soumis alors à une crue extrême non écrêtée ;
- sur-dimensionnement de la retenue, pouvant avoir des effets néfastes sur la morphologie :
  - pour les petites crues, la sédimentation va être favorisée du fait de la diminution de vitesse induite par l'augmentation de section,
  - pour les très fortes crues, le confinement d'un débit extrême avec des hauteurs d'eau anormalement hautes pourra au contraire déclencher une incision du lit dans la retenue ;
- création de coins d'eau entre rivière principale et affluent, nécessitant une station de relevage (cf. fig. 4.7).

4.4. Adaptation des barrages existants aux nouvelles recommandations

Les recommandations du présent document modifient les usages actuels, d'une part en fixant des périodes de retour de la crue amenant la retenue à PHE qui peuvent être différentes de celles utilisées à la construction (indépendamment d'une réévaluation éventuelle des crues), d'autre part en introduisant la notion de cote de danger et de crue extrême. Ceci est susceptible de conduire au constat d'un sous-dimensionnement d'un évacuateur de crues existant.

Un changement du mode d'exploitation de la retenue (en permettant par exemple une augmentation de la tranche de laminage) ou une modification de la cote des PHE[13] peut permettre de répondre simplement aux recommandations des paragraphes précédents. Dans le deuxième cas, il convient de vérifier l'ensemble de la chaîne hydraulique avec une nouvelle

[13] Sous réserve d'une vérification par le calcul de la résistance suffisante de l'ouvrage et sans préjuger des problèmes d'autorisation administrative que ceci pourrait nécessiter.

valeur de PHE (hauteur des bajoyers, tirants d'air sous une vanne, un pont, une passerelle, etc.).

Le cas échéant, des gains de débitance peuvent être obtenus par un reprofilage d'un seuil, sous réserve d'étudier les conséquences sur l'ensemble de la chaîne hydraulique. Si cela s'avérait insuffisant, des adaptations plus importantes de l'évacuateur peuvent être envisagées. L'annexe 3 fournit quelques exemples.

Enfin, il peut être nécessaire de recourir à la construction d'un seuil supplémentaire. Dans la majorité des cas, on doit privilégier une solution avec un seuil libre qui présente une meilleure garantie de robustesse par rapport à la variabilité possible des valeurs de crues. Ceci n'exclut pas d'intégrer à la réflexion des problématiques parallèles, comme par exemple le transit sédimentaire, qui peuvent plaider pour des solutions plus lourdes.

On rappelle en outre les règles de priorisation proposées au paragraphe 4.3.3.2.

4.5. Utilisation des recommandations en dehors du contexte français

Les présentes recommandations ont été préparées dans le contexte des caractéristiques du parc de barrages français et en relative continuité avec les pratiques en usage en France. Plusieurs points ne peuvent pas être transposés sans réflexion et doivent être adaptés pour être pertinents dans un autre contexte.

4.5.1 Période de retour de la crue extrême

Concernant les grands barrages, barrages de classe A dans la réglementation française, on peut noter que certaines réglementations internationales peuvent apparaître plus sévères que celles proposées dans les présentes recommandations.

La pratique française traditionnelle est fondée sur la notion de crue de projet avec une période de retour comprise entre 1000 ans et 10000 ans. L'adoption d'une vérification à la cote de danger correspondant à la crue extrême ou crue de danger (check flood) est une évolution majeure visant à vérifier le comportement ultime de l'ouvrage, en ligne avec l'évolution des pratiques internationales.

La période de retour proposée pour les crues extrêmes pour les barrages de classe A est équivalente à 100000 ans, alors que plusieurs réglementations étrangères s'appuient sur la PMF, crue réputée la plus forte possible. Compte tenu de la difficulté d'estimer la PMF, plusieurs réglementations étrangères proposent de retenir pour la crue extrême 1,5 fois la crue décamillennale. Les présentes recommandations proposent de retenir 1,3 fois la crue décamillennale (barrage de classe A), en fonction des connaissances actuelles sur les crues extrêmes. Il faut insister ici sur le fait que l'estimation de ce ratio reste encore très approximative et qu'il n'y a pas de raison particulière à ce qu'il soit le même pour toutes les régions du monde.

À noter enfin que la France dispose de services de contrôle des ouvrages hydrauliques et que, à l'appui de ces services, le Comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques émet un avis sur certains projets de nouveaux barrages ou de révision de barrages anciens. Les barrages moyens (classe B) et les grands barrages (classe A) font l'objet d'une étude de dangers périodique, fondée sur une analyse des risques, permettant une approche approfondie de la sûreté en crue dans ses diverses composantes (incertitude hydrologique, fiabilité des évacuateurs vannés, risque d'embâcles, etc.).

Ces spécificités françaises justifient les choix retenus dans les recommandations, qui ne sont pas directement transposables dans un autre contexte.

4.5.2 Très petits barrages

Les recommandations excluent les barrages non classés au sens de la réglementation française et les barrages de classe D de moins de 50000 m^3 de capacité.

Cette limite, fixée dans le contexte français, est à définir au cas par cas dans un autre contexte géographique et socio-économique. Le risque correspondant à ces petites retenues est en général très faible et il convient de ne pas décourager des solutions innovantes et économiques, en particulier les ouvrages déversants ou des évacuateurs de crues rustiques, et de ne pas empêcher un développement extrêmement utile et socialement indispensable de ces tout petits barrages dans certaines régions du monde.

5. Axes de recherches et de développements

Le groupe de travail a mis en exergue quelques points évoqués dans les paragraphes suivants et sur lesquels il est indispensable de poursuivre la réflexion. Certains relèvent d'axes de recherche ; d'autres peuvent avoir un caractère opérationnel dans certains pays mais n'ont pas encore été mis en œuvre dans le contexte français.

Le groupe considère également que la thématique de l'acceptabilité du risque associé au comportement des barrages à l'occasion des crues majeures est une question primordiale mais qu'elle relève d'une démarche sociétale, voire politique, hors du champ du groupe de travail du CFBR.

5.1. Notion de ligne d'eau de danger

Dans les retenues où des lignes d'eau s'établissent en crue, il convient d'introduire la notion de *ligne d'eau de danger* en remplacement de la notion de *cote de danger*.

Les plans d'eau des retenues de barrage peuvent en général être considérés comme quasi horizontaux même en crue. En effet, les vitesses, donc les pertes de charge de l'écoulement, y sont faibles.

Il n'en est pas de même pour les retenues étroites, c'est-à-dire des retenues caractérisées par une faible largeur et/ou une faible profondeur aboutissant à des vitesses d'écoulement significatives. Les niveaux de la rivière à l'amont du barrage y sont en pente, et ceci d'autant plus que le débit de crue est important.

Ceci n'a en général que peu d'importance pour les retenues étroites avec berges naturelles non submersibles.

Il n'en est pas de même pour les aménagements du type « barrages mobiles en rivière » faisant l'objet du paragraphe 4.3.6, dont la retenue est généralement munie de digues latérales présentant un risque de rupture par submersion. Il convient alors de caler ces digues par rapport à des lignes d'eau en crue et non par rapport à des cotes fixes.

Les notions de plus hautes eaux (cf. 1.1.3) et de cote de danger (cf. 1.1.4), correspondant aux situations exceptionnelle et extrême, doivent alors être remplacées par celles de :

- plus haute ligne d'eau ;
- ligne d'eau de danger, qui vont alors être dimensionnantes.

On notera que les barrages en rivière destinés à maintenir des niveaux suffisants pour la navigation sont ouverts en crue et n'ont en général pas d'endiguement amont barrage. La notion de ligne d'eau de danger est alors sans objet.

Au paragraphe 4.3.6, il est proposé de considérer les aménagements « barrages en rivière » dans leur ensemble, y compris les zones de déversements qu'il convient de bien connaître, voire de favoriser dans les zones de moindre vulnérabilité. L'insubmersibilité des digues devra en revanche être garantie dans les zones de forte vulnérabilité.

Ceci nécessite donc l'établissement des lignes d'eau nommées ci-avant, ligne d'eau de danger en particulier, et ceci assez précisément. L'établissement de ces lignes d'eau est assez délicat :

- difficulté d'étalonnage des modèles mathématiques ou physiques, les débits correspondant n'ayant jamais été observés ;
- influence du transport solide en crue : les phénomènes suivants peuvent apparaître, pouvant modifier notablement les lignes d'eau en crue, jouant dans un sens ou dans l'autre :
  - pavage, dépavage, consolidation des matériaux,
  - dépôts ou affouillements, généralisés ou localisés,
  - autocurage de la retenue en crue[14], liée aux phénomènes cités au premier alinéa,
  - apparition de dunes pouvant augmenter très notablement la rugosité[15] ;
- revanche : la revanche à prendre en compte, par rapport aux vagues par exemple, peut être différente le long des digues suivant l'orientation de celles-ci par rapport au vent, comme le montre la figure 5.1 :

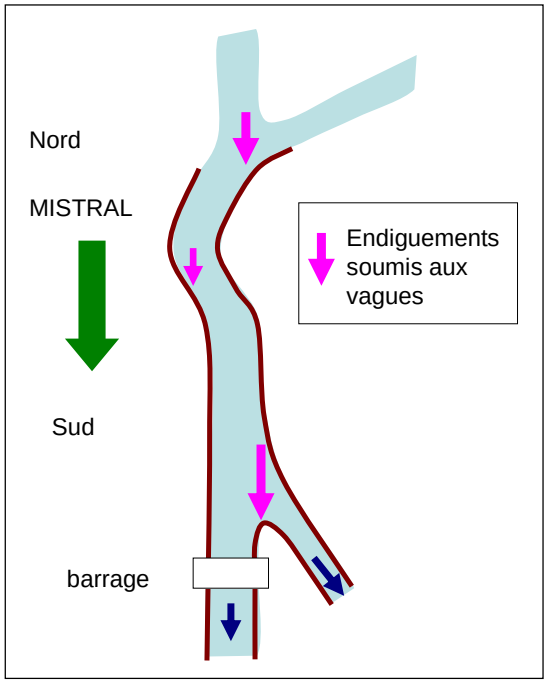


Figure 5.1 – Exemple schématique des digues du Rhône soumises aux vagues en cas de mistral

La cote des digues doit donc être ajustée en fonction de ce critère.

Conclusion :

Pour les barrages en rivière avec retenue étroite et endiguement amont, le but est d'établir les différentes lignes d'eau en crue et en particulier la ligne d'eau de danger, en tenant compte des différents phénomènes cités qui peuvent intervenir en crue, associés à un calcul d'incertitudes, de manière à :

- ne jamais déverser sur les digues insubmersibles qui protègent les zones de forte vulnérabilité ;

[14] Pour l'aménagement CNR de Bourg lès Valence, des dépôts importants ont été observés dans l'Isère à son débouché dans la retenue de l'aménagement. Des études sur modèle physique ont montré qu'en crue, le dépôt était autocurant et *in fine* n'aggravait pas les lignes d'eau.

[15] Travaux de Marcel Ramette EDF LNH. Le coefficient de Strickler peut diminuer de 30% en cas de dunes. Il est fortement recommandé aux exploitants d'effectuer des profils en long dans la retenue autour de la pointe de crue pour détecter les dunes et en mesurer amplitude et longueur d'onde, les dunes disparaissant en décrue.

- garantir en revanche la submersion aux endroits prévus à cet effet, ceux-ci servant de soupape de sécurité.

Les crues et débordements en résultant auront alors un caractère plus prévisible facilitant la gestion de crise et l'organisation des secours.

Il est donc proposé ce thème comme axe de recherche. Celui-ci sera d'autant plus fructueux s'il peut prendre un cas concret d'aménagement avec barrage mobile en rivière comme exemple. La recherche s'appuiera sur la bibliographie existante, des simulations sur modèle mathématique à fond mobile adapté 1, 2 ou 3D, voire essai sur modèle physique, des mesures *in situ* en crue sur la rivière ou le fleuve.

Une publication sera effectuée conduisant à un guide de bon dimensionnement des aménagements avec barrage mobile en rivière, sous l'égide du CFBR.

5.2. Prise en compte des incertitudes pour le choix de l'aléa hydrologique de référence

La répartition habituelle des rôles repose d'une part sur le choix d'une probabilité annuelle de défaillance comme référence du dimensionnement, et d'autre part sur un calcul hydrologique donnant la « meilleure » estimation possible de cet aléa de référence, avec une information sur les incertitudes associées à cette estimation.

La probabilité de référence est fonction de la classe de l'ouvrage, elle-même liée au type d'ouvrage et aux conséquences possibles en aval. L'inventaire des pratiques internationales (cf. 4.2 et annexe 1) montre une forte disparité sur le choix de cet aléa de référence. Les recommandations françaises sont présentées au chapitre 4.3.3.

La question du mode de prise en compte de l'incertitude d'estimation de l'aléa hydrologique dans le choix du débit de référence est complexe. Dans l'absolu, la meilleure approche résulte d'un calcul économique visant à minimiser le coût global : coût de l'ouvrage + coût des dommages résiduels (en cas de dépassement de la crue de projet). Le second coût est obtenu en pondérant les dommages de toutes les crues q supérieures à la crue de référence Q_{ref} avec leur densité de probabilité :

$$\text{CDR}(Q_{ref}) = \int_{Q_{ref}}^{+\infty} Dommage(q) \cdot \frac{\partial F}{\partial q}(q) \cdot dq$$

Il est possible de raffiner le calcul en considérant l'incertitude hydrologique (distribution sur le vecteur ρ des paramètres de la distribution des crues) :

$$\text{CDR}(Q_{ref}) = \int_{Q_{ref}}^{+\infty} \int_{\rho} Dommage(q) \cdot \frac{\partial F}{\partial q}(q|\rho) \cdot f(\rho)\, dq\, d\rho$$

En pratique, on est vite confronté au problème d'attribution d'un coût aux pertes en vies humaines. Une première approche consiste à retenir la crue maximale possible pour justement ne pas avoir à se prononcer sur une acceptation d'un risque résiduel en terme de décès. En réalité, ce choix conduirait à des valeurs de référence extrêmement élevées, très incertaines et disproportionnées par rapport aux valeurs de référence pratiquées pour d'autres risques (naturels ou industriels). Dans la pratique, les approches de type PMP/PMF par maximisation de l'aléa reposent sur un passage implicite de la crue maximale possible à la crue maximale

probable, en introduisant une part de subjectivité dans le choix de l'état initial de saturation du bassin versant et du rendement des pluies en débit. Cette crue maximale probable résulte de choix non clairement affichés et l'absence de normalisation de la méthode PMP/PMF a conduit en France à ne pas utiliser cette méthode.

Une seconde réponse consiste à combiner de façon forfaitaire aléa de référence et incertitude associée, en raisonnant par exemple sur la borne supérieure de l'intervalle de confiance (à 70, 90, 95% …) de la crue de référence (probabilité annuelle de dépassement 10^{-3} ou 10^{-4}). Cette approche retenue aujourd'hui pour la sûreté des installations nucléaires vis-à-vis du risque hydrologique repose sur une grande part de subjectivité dans le choix de la largeur de l'intervalle de confiance. Elle suppose par ailleurs une certaine homogénéité dans le calcul des incertitudes. À ce jour, les incertitudes d'échantillonnage sont assez bien connues, à l'inverse de celles liées au modèle hydrologique.

Une troisième réponse consiste à raisonner sur la distribution prédictive :

$$F(Qref) = \int_0^{Q_{ref}} \int_\rho \frac{\partial F}{\partial q}(q|\rho)\, f(\rho) \cdot dq \cdot d\rho$$

au lieu de la distribution centrale obtenue avec le jeu de paramètres estimé $\hat{\rho}$:

$$\hat{F}(Qref) = \int_0^{Q_{ref}} \frac{\partial F}{\partial q}(q|\hat{\rho}) \cdot dq$$

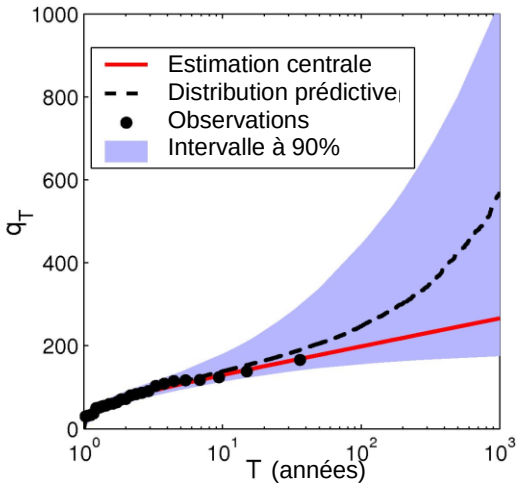


Figure 5.2 – Différence entre distribution centrale et distribution prédictive

Les différences entre les distributions sont faibles pour les quantiles courants pour lesquels les incertitudes sont réduites, mais elles deviennent significatives pour les crues rares (cf. fig. 5.2). La distribution prédictive intègre les incertitudes. Son calcul suppose la connaissance de ces incertitudes. Des applications hydrologiques sont en cours (cf. projet ExtraFlo) pour montrer l'intérêt et le caractère applicable de la distribution prédictive.

Des applications simplifiées d' « ingénierie » de cette approche ont été proposées et utilisées (Deroo, 2006).

Une dernière réponse consiste à raisonner par analyse de sensibilité et à tester l'impact d'une surestimation (ou d'une sous-estimation) de l'aléa hydrologique sur le coût de l'ouvrage et les conséquences en cas de défaillance (crue supérieure à la crue de référence) en terme de

dommages et pertes de vies humaines. On raisonne ici en valeurs relatives, de façon à évaluer l'intérêt d'un dimensionnement plus sécuritaire en rapport avec les avantages attendus. Aux États-Unis, Bowles (2008) a introduit la notion de coût disproportionné pour la réduction des conséquences.

Au final, la prise en compte des incertitudes pourrait déboucher sur le choix d'une probabilité annuelle de défaillance plus faible, si les incertitudes sont trop élevées (par rapport à une situation standard), en relation avec les conséquences importantes liées à ces incertitudes.

5.3. État initial de remplissage du barrage et volume de la crue de dimensionnement ou de la crue extrême

Un premier niveau d'analyse du risque de défaillance du fonctionnement du barrage peut se faire en raisonnant sur le débit de pointe de la crue, en supposant un niveau initial de la retenue à la cote de retenue normale. Il est en général adapté au cas des barrages avec un très grand volume de retenue. Mais il est nécessaire d'affiner l'analyse en raisonnant sur la chronologie de l'événement hydrologique et en intégrant le fonctionnement hydraulique de la retenue via un bilan entrée-sortie, qui peut induire un diagnostic différent de celui obtenu en régime permanent à la pointe de crue. Deux conclusions opposées sont possibles, avec une marge de sécurité additionnelle liée à un stockage d'une partie du volume de la crue et à une réduction de la pointe de crue, ou au contraire un risque accru lié à la succession rapprochée de plusieurs épisodes et à un niveau initial de la retenue supérieur à la cote de retenue normale pour l'épisode le plus critique (Carvajal *et al.*, 2009).

Aujourd'hui, pour des questions de temps de calcul, on raisonne sur un événement hydrologique de référence, avec la modélisation hydraulique de la retenue sous hypothèse de niveau initial de la retenue et d'hydrogramme de crue de référence. Une étude statistique multi-variée peut permettre d'apprécier le risque d'un niveau initial de retenue supérieur à la cote de retenue normale, si à l'expérience il existe une liaison entre le débit de base de la crue et son débit de pointe ou volume. Sachant que l'on s'intéresse aux événements extrêmes, il y a toutefois peu de chance que l'on dispose d'un nombre suffisant d'observations pour évaluer correctement ce risque additionnel. En l'état, une analyse de sensibilité peut être réalisée sur l'impact du choix du débit de base sur le fonctionnement hydraulique de la retenue (pointe et volume étant fixés), à argumenter ensuite en fonction d'informations générales sur la genèse hydro-météorologique des événements et une expertise sur la succession d'épisodes de crue.

La construction de l'hydrogramme de crue nécessite de définir précisément son mode de rattachement à une période de retour T_{ref} de référence. Une première approche consiste à raisonner sur le débit de pointe $Q_{max}(T_{ref})$ et à faire un certain nombre d'hypothèses sur la forme de l'hydrogramme. Une expression analytique peut être retenue (Sherman, 1932 ; Roche, 1963 ; SCS, 2003…), calée à l'aide d'informations sur les hydrogrammes de crue observés : volume de la crue, durée totale de la crue, temps de montée, rapport débit de pointe sur volume de crue, débit de base… La difficulté réside dans la variabilité des formes de crue pour les événements courants, liée à une combinatoire importante sur la variabilité temporelle des averses, la contribution différenciée des sous-bassins versants, le rendement très variable de la pluie en débit suivant l'état d'humidité des sols, la genèse de la crue (crue nivale, pluviale…). Pour les événements extrêmes, la dispersion est moins forte du fait qu'une crue extrême résulte de la conjonction d'une pluie forte et d'un état initial propice à un écoulement rapide. La forme de la crue est alors la signature du bassin versant, avec un temps de réaction moyen et une forme moyenne de crue. Il n'en reste pas moins plusieurs possibilités d'arriver au même débit de pointe, avec des formes de crue plus ou moins accentuées.

La notion de volume de crue n'est pas simple à définir : dans le cas de crues à plusieurs pics, le positionnement du début de la crue est délicat ; par ailleurs, la fin de la crue n'est pas très marquée sur les bassins à décrue lente. Pour éviter l'arbitraire dans le choix du début et de la

fin de la crue, il est possible de définir la crue comme la période pendant laquelle le débit dépasse un seuil de référence. Cette solution peut dans certains cas être inappropriée lorsque ce seuil est trop élevé par rapport au débit de base (troncature d'une partie de l'épisode de crue) ou au contraire en prolongeant trop loin la fin de la crue. Une meilleure solution consiste à ne pas définir un volume de crue, ni une date de début et de fin de crue, mais à raisonner sur le débit moyen maximal V_d de la crue, sur une durée *d* donnée. De façon analogue aux courbes intensité-durée-fréquence pour les averses, on peut définir les courbes débit-durée-fréquence (QdF). Un point quelconque $V_d(T)$ des courbes QdF correspond à un quantile de débit moyen maximal calculé sur la durée *d* et de période de retour *T*. Le débit de pointe Q_{max} correspond au cas limite du débit V_d pour $d = 0$. Javelle (2001) a proposé une formulation assez simple des courbes QdF (modèle QdF convergent) à partir du débit de pointe et d'un paramètre Δ homogène à une durée :

$$V(d,T) = \frac{Q_{\max}(T)}{1 + d/\Delta}$$

Cette relation a pu être étendue aux courbes QdF en débit seuil (débit *Qd* dépassé de façon continue pendant la durée *d*) :

$$Q(d,T) = \frac{Q_{\max}(T)}{(1 + d/\Delta)^2}$$

On peut alors construire un hydrogramme synthétique monofréquence (HSMF) qui présente la propriété d'être homogène en fréquence, quel que soit le débit utilisé pour le caractériser :

- 1ère itération (calcul d'une forme moyenne de crue) : la méthode consiste (Garçon *et al.*, 2002) à normaliser les hydrogrammes observés par le débit moyen maximal sur une durée de référence (caractéristique du bassin versant), et à faire coïncider la pointe de crue. La figure 5.3 présente un exemple d'hydrogramme moyen normalisé dont on conservera la forme pour la montée de crue ;

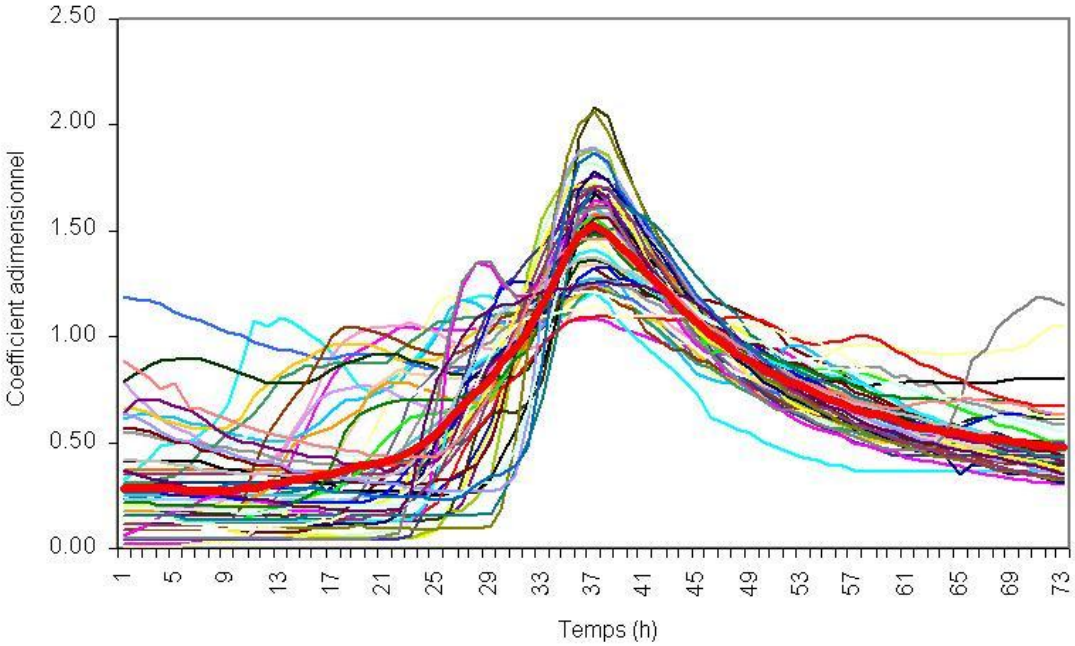


Figure 5.3 – Hydrogramme moyen issu des hydrogrammes normalisés sur la Valserine à Lancrans

- 2ème itération (correction de la décrue de façon à rester homogène en fréquence) : la phase de décrue est constituée pas à pas, à partir des quantiles en débit seuil *Qd*(*T*). Sur la figure 5.4, le point n° *i* (*i* varie de 2 à 4) est obtenu en reportant en ordonnée la valeur du

quantile $Qd_i(T)$, et en abscisse la durée d_i à partir de la branche de montée de l'hydrogramme. Le débit $Qd_i(T)$ est en effet le débit dépassé de façon continue pendant la durée d_i. Galéa et Prudhomme (1994) ont montré la cohérence de l'hydrogramme HSMF avec les courbes QdF en débit moyen maximal *Vd*. L'intégration de l'hydrogramme HSMF pour une durée *d* donnée donne un débit Vd_{HSMF}. Les deux auteurs ont montré que la période de retour de ce débit, déduite des abaques QdF en débit moyen *Vd*, était très voisine de la période de retour *T* de l'hydrogramme HSMF construit à partir des débits seuils *Qd*(*T*).

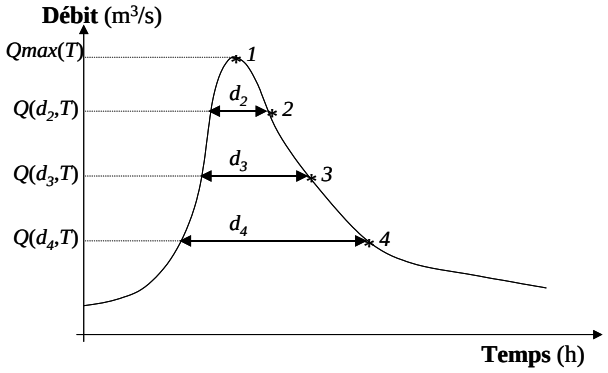


Figure 5.4 – Construction d'un hydrogramme synthétique monofréquence HSMF

Des variantes permettent par ailleurs d'introduire des contraintes supplémentaires dans la construction de l'hydrogramme (Le Clerc, 2004), pour respecter les gradients de montée de crue (cas où l'on s'intéresse à la sécurité d'un ouvrage d'écrêtement pour lequel le mode de gestion est très sensible à la rapidité de montée des eaux) ou des formes spécifiques d'hydrogrammes de crue (à deux bosses) en classant les événements suivant une typologie de formes (coefficient d'asymétrie et écart-type). Lorsque le régime des crues met en évidence une forte variabilité des formes de crue, due par exemple à une origine météorologique différente (crue océanique, crue cévenole) ou une genèse physique différente (crue nivale, crue pluviale), il est possible de raisonner par scénario de crue, chacun étant spécifique d'une typologie de forme de crue. La figure 5.5 illustre le cas d'un événement avec deux pointes successives rapprochées, qui peut être plus pénalisant qu'une crue à une seule pointe de plus fort débit maximal.

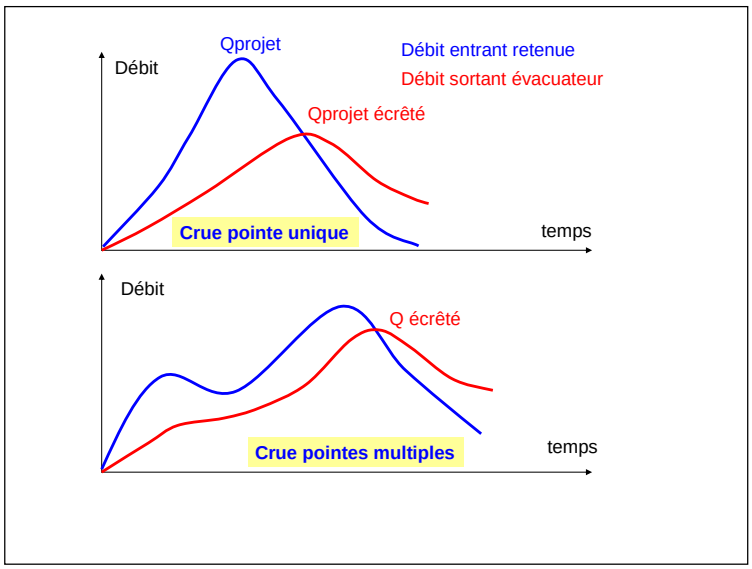


Figure 5.5 – Laminage de deux crues de référence : pointe unique et pointes rapprochées

Enfin, une dernière approche consiste à raisonner par simulation hydrologique et à tester le fonctionnement hydraulique de la retenue sur une longue série hydrométrique simulée de plusieurs milliers d'années. Celle-ci contient toute la variabilité possible des formes de crue et de succession d'épisodes.

Au lieu de définir d'abord une crue de projet, puis ensuite de l'injecter dans un modèle hydraulique pour en déduire le niveau atteint dans la retenue, on simule le comportement hydraulique de l'ouvrage pour toute une série de crues obtenues par une approche de simulation (cf. chapitre 2). Il est alors possible d'étudier la distribution de fréquence des cotes atteintes dans la retenue et d'en déduire une cote de projet, associée à une probabilité au non-dépassement cible. Lavabre *et al.* (2009) ont présenté une application de cette approche, à l'aide du simulateur Shypre, pour les barrages de Sénéchas et de Conqueyrac sur le Gard.

La question de l'analyse des concomitances a concerné ici le risque d'avoir à la fois un niveau initial élevé de la retenue et un fort volume de crue, du fait notamment d'une succession rapprochée de pointes de crue. Elle se pose également dans le cas d'ouvrages situés en bord de mer, où il faut gérer le risque de concomitance entre une crue et une surcote marine, ou bien dans le cas de très grands bassins versants où l'on envisage une concomitance des crues de plusieurs affluents. Là encore, les analyses multi-variées peuvent être utilisées, mais elles restent d'un usage délicat en extrapolation. Calées sur les observations disponibles avec peu de référence d'événements concomitants, elles donneront des résultats différents sur les événements extrêmes suivant la fonction de dépendance introduite dans la modélisation multi-variée. La recherche d'information régionale sur des événements historiques concomitants peut orienter le choix empirique de situations de concomitance.

5.4. Estimation des crues extrêmes

La notion de crue de danger fait référence à une situation extrême issue de la conjonction d'une crue extrême et du disfonctionnement des ouvrages d'évacuation. Dans le tableau 4.7, il est proposé de se référer pour la crue extrême à une probabilité annuelle de dépassement qui va de 10^{-3} à 10^{-5}, suivant la classe de barrage. Il faut rappeler ici que les méthodes d'extrapolation les plus récentes développées par les hydrologues (méthodes Shypre et Schadex) ne vont pas au-delà de $p = 10^{-4}$. Un exercice de simulation a été réalisé par P. Arnaud (Irstea Aix) pour analyser la variabilité du ratio :

$$R = Q(10^{-5}) \,/\, Q(10^{-4})$$

Le modèle Shypre, poussé au-delà de son domaine d'utilisation standard, donne la valeur de ce ratio par pixel de 1 km^2, sur l'ensemble de la métropole. La carte produite montre une valeur *R* assez stable (de l'ordre de 1,2 à 1,3) sur la moitié sud de la France (diagonale Bayonne-Strasbourg) concernée par des pluies fortes. Sur la moitié nord, avec un régime des pluies de type océanique, le ratio *R* varie dans une fourchette assez large (entre 1,3 et 3,0). Il peut paraître paradoxal que le ratio d'accroissement des débits extrêmes soit plus fort pour les secteurs où la pluie est moins intense. L'interprétation est que sur les bassins soumis à une pluie océanique, le modèle pluie-débit utilisé pour les simulations a une forte capacité d'interception, qui dépasse largement l'intensité des pluies courantes. Dans ce cas, la distribution des débits ne décolle que pour les pluies extrêmes, alors que, pour les bassins soumis à un régime de pluies méditerranéennes, la saturation du bassin est déjà atteinte pour une probabilité $p = 10^{-4}$.

Ce résultat, un peu contre-intuitif mais plausible, reste lié à l'utilisation du modèle Shypre. Avec un autre référentiel d'étude (Gradex, Schadex), il n'est pas certain qu'utiliser un ratio *R* plus fort sur les bassins « mous » que sur les bassins « réactifs » ne soit pas trop pénalisant. De

fortes incertitudes existent actuellement sur la modélisation de la capacité d'interception des bassins « mous » pour les crues extrêmes.

En l'état actuel des connaissances, il est proposé d'approcher la crue de danger de la manière suivante :

- conserver le domaine ultime d'estimation des crues extrêmes à une probabilité de dépassement $p = 10^{-4}$ et estimer la crue $Q(10^4)$ par une des méthodes basées sur l'information pluviométrique (cf. section 2.7) ;
- appliquer un coefficient multiplicatif sur la crue $Q(10^4)$, fonction de la cible à atteindre pour la crue de danger : $Q_{danger} = C \,.\, Q(10^4)$

avec :

$C \approx \mathrm{Ln}(10^5) / \mathrm{Ln}(10^4)$ arrondi à 1,3 pour les barrages de classe A,

$C \approx \mathrm{Ln}(1/3.10^{-5}) / \mathrm{Ln}(10^4)$ arrondi à 1,15 pour les barrages de classe B.

Dans les zones soumises à faible précipitation (au Nord de la diagonale Bayonne-Strasbourg) et pour des bassins avec une forte capacité d'interception, un argumentaire spécifique est à développer pour chaque bassin. On pourra raisonner en majorant la pluie $P(10^4)$ ou le scénario de pluies prévalant à une crue de débit $Q(10^4)$ par le coefficient multiplicatif C, et la transformer ensuite avec un modèle déterministe pluie-débit dans les conditions hydrologiques identifiées pour la crue de débit $Q(10^4)$.

Outre cette approche simple, l'évaluation de la crue de danger pourra être critiquée / modulée par le jugement de l'hydrologue et par la prise en compte d'approches historiques ou naturalistes. Dans le futur, une solution pourra être de majorer la crue $Q(10^4)$ à l'aide d'un calcul en mode prédictif (cf. 5.2). Il reste encore à progresser dans la connaissance et la modélisation des incertitudes.

5.5. Nouvelles problématiques posées par l'approche des états limites ultimes

La compétence des ingénieurs a été jusqu'à une époque récente mobilisée essentiellement pour concevoir et réaliser des ouvrages ou organes apportant une réponse « totalement fiable » par rapport aux fonctionnalités requises et ceci dans le domaine d'utilisation qui leur était fixé.

Au niveau de la conception, cette notion de « totale fiabilité » passait par :

- la prise en compte de marges de sécurité plaçant l'ouvrage ou l'organe suffisamment loin de sa limite de rupture ou de dysfonctionnement pour que les phénomènes physiques encore mal cernés soient inclus dans de telles marges de sécurité ;
- le choix de types d'ouvrages ou d'organes permettant de se ramener à des situations bien connues, faisant l'objet d'abaques ou de formules de dimensionnement éprouvées ou ayant fait l'objet de réalisations similaires à partir desquelles on pouvait réaliser des extrapolations fiables.

Dans ce contexte, l'ingénieur devait refuser d'être mis dans la situation où, par exemple sous la pression d'un donneur d'ordre souhaitant faire des économies, telle disposition ne serait adoptée que si on pouvait prouver que sans cette disposition il y aurait rupture de l'ouvrage ou de l'organe, ou non réponse aux fonctionnalités requises.

Par ailleurs, on se posait rarement la question du comportement de l'ouvrage ou de l'organe en dehors du domaine d'utilisation qui lui était fixé.

Le contexte réglementaire tend d'une part à introduire dans tous les domaines la notion d'état limite ultime s'approchant de la rupture et d'autre part à caractériser et prendre en compte dans la démarche de conception les probabilités de rupture ou de dysfonctionnement des ouvrages et des organes.

Globalement, ceci oblige le concepteur à s'intéresser à des nouvelles situations non considérées jusqu'ici.

Un bon exemple pour le domaine qui nous intéresse dans le présent document est le cas d'un barrage-voûte et de sa capacité à passer les crues :

- dans le contexte précédent, l'évacuateur était conçu pour éviter la surverse sur le corps du barrage pour la crue de projet fixée. La fosse de dissipation était conçue pour assurer sa fonction en cas de fonctionnement normal, c'est-à-dire un écoulement dont l'impact était dirigé vers le centre de la vallée et suffisamment loin du pied du barrage, en adoptant si nécessaire des déflecteurs dont l'effet pouvait être prévu avec précision. On pouvait par exemple se contenter de s'assurer que la fosse d'érosion limite à long terme correspondant à la crue de projet, déterminée par des formules empiriques et confirmée par une modélisation physique avec fond érodable, ne mettait pas en péril la stabilité du barrage et de sa fondation ;
- la prise en compte des situations extrêmes proposée dans les présentes recommandations amènera l'ingénieur à évaluer quel niveau de surverse est acceptable par ce barrage pour éviter des travaux de confortement très ou trop coûteux. Par exemple pour ce qui concerne l'hydraulique, cela passera par l'évaluation de la capacité de la fondation en pied du barrage et sur toute la hauteur de ses appuis à résister à l'écoulement pendant la durée limitée de la crue extrême. On introduit ici deux nouvelles problématiques, d'une part la prise en compte d'un type d'écoulement moins bien contrôlé et d'autre part la notion de durée de l'événement.

Même si l'approche est nouvelle, en l'état actuel, l'ingénieur n'est pas totalement démuni pour aborder les nouvelles problématiques exposées ci-dessus. Certaines situations sont déjà étudiées aujourd'hui pour les besoins de projets réels, des travaux de recherche ont déjà été publiés et des retours d'expérience sont ou peuvent être établis à partir des ouvrages existants.

D'une manière générale, les modélisations numériques et physiques, chacune avec ses limites qui doivent être connues de l'utilisateur, permettent d'apprécier les débitances, les lignes d'eau y compris les ondes le long des coursiers, les pressions dynamiques ainsi que les érosions dans des situations non prévues par les formules et les abaques de dimensionnement classiques. Ces outils utilisés jusqu'ici principalement pour modéliser des conditions de crue de projet sont néanmoins disponibles pour apprécier des conditions d'écoulement relevant des situations extrêmes.

Des dispositions simples, souvent déjà mises en œuvre sur des ouvrages existants et dont l'effet peut être estimé avec les outils disponibles, sont déjà à notre disposition pour améliorer la tenue des ouvrages dans les conditions d'événements extrêmes, par exemple :

- surélévation de la crête d'un barrage béton près des rives, pour éloigner les écoulements des fondations en rive en cas de surverse ;
- plus généralement, construction de massifs brise-charge ou déflecteurs sur les fondations en rive pour contrôler les écoulements ;
- clouage des écailles rocheuses dans les zones potentiellement sujettes à des écoulements en cas d'événement extrême ;

- ouvrages fusibles pour faire en sorte que les écoulements liés aux événements extrêmes se forment sur les ouvrages ou dans les zones où leurs conséquences sont les moins importantes ou peuvent être contrôlées.

Cependant, il reste nécessaire de continuer les efforts pour :

- formuler des conclusions à partir des publications et des retours d'expérience disponibles dès maintenant ;
- poursuivre les recherches et l'analyse de cas existants pour progressivement affiner notre connaissance des phénomènes physiques mis en jeu à la limite de la rupture des ouvrages pour apporter des éléments permettant d'améliorer la formulation.

Nous donnons ci-après quelques exemples où des éléments de réponse existent mais sont perfectibles, pour traiter la question des états limites ultimes :

Pour ce concerne les érosions, et en particulier l'érosion des massifs rocheux :

- dans la conception des fosses de dissipation des évacuateurs de crues construits sur des rivières puissantes, dans des pays où la réglementation fait appel à des crues de type extrême ou en l'absence de réglementation, les concepteurs sont depuis longtemps amenés à apprécier l'ampleur envisageable des érosions à l'échelle de temps d'une ou plusieurs fortes crues ;
- il existe dès aujourd'hui des évacuateurs dont le coursier est constitué par des chenaux simplement excavés dans le rocher et un retour d'expérience peut être tiré de ces exemples. Des auteurs ont travaillé sur la vitesse d'érosion des massifs rocheux et ont proposé des conclusions en fonction des caractéristiques géomécaniques classiques entrant dans la classification des masses rocheuses (cf. congrès CIGB de Durban, 1994) ;
- la tenue des rives rocheuses sous l'effet des écoulements en cas de surverse du barrage concerne en grande partie la tenue d'écailles rocheuses soumises à des sous-pressions dues à l'introduction de pressions dynamiques. La stabilité de ces écailles peut être étudiée de manière classique à partir de la géométrie de ces écailles qui peut être déterminée, et à partir d'une valeur maximale des sous-pressions qui peut être évaluée d'après des mesures sur des modèles physiques ou d'après les vitesses des écoulements qui est limitée par la charge disponible ;
- des travaux ont déjà été menés pour améliorer la connaissance des pressions dynamiques pouvant intervenir en fond des fosses de dissipation et tenter de formuler des conclusions ;
- la tenue des parements béton ou même des blindages sujets à des écoulements rapides et/ou chargés en sédiments (par exemple en cas de l'utilisation en urgence d'une vanne de fond en cas de crue extrême) fait déjà l'objet de publications et se pose déjà dans des cas réels, mais il reste encore à formuler des conclusions générales à partir des informations existantes qui proviennent de sources diverses, et à poursuivre les recherches sur des matériaux performants à cet égard.

5.6. Détermination de l'occurrence des crues de danger par la méthode des dommages incrémentaux

5.6.1 Introduction

Historiquement, cette méthode a été élaborée lors des débats de la commission publique spéciale d'expert, diligentée par le gouvernement de la province du Québec (Canada) à la suite des crues dévastatrices de 1996 dans la région du Saguenay-Lac St Jean, ayant entraîné la rupture de digues, notamment celles des barrages Hydro Québec de Chute-Garneau & Pond-Arnaud.

Photo 5.1 – Brèche de 20 m dans le mur en aile du barrage de Jonquière

Photo 5.2 – Barrage de Chute Garneau – Chenal de contournement

Le but recherché était d'estimer la crue extrême qu'un barrage devait passer dans des conditions ultimes de fonctionnement (équivalent d'une crue de danger). L'approche utilisée est une approche par les risques aval, indépendamment de la classe intrinsèque du barrage (ou de son importance).

Cette méthode a été introduite dans la loi québécoise sur la sécurité des barrages de 2000 et son règlement (équivalent de décret) de 2002, ce dernier ayant fait l'objet d'une révision en 2011, pour en supprimer certains biais.

On signalera que cette méthode ne vise à déterminer que la crue de danger du barrage (cf. crue de sécurité dans le règlement québécois) : la notion de crue de projet ou de dimensionnement n'est alors pas un critère de dimensionnement de l'évacuateur de crues et ne figure pas dans la loi québécoise.

Le texte ci-après présente les principes de la méthode utilisée au Québec (paragraphes 5.6.2 à 5.6.4).

5.6.2 Principe de la méthode telle qu'appliquée au Québec

La détermination de la crue de danger est fondée sur le niveau des dommages constatés à l'aval du barrage, du fait de sa rupture en crue, indépendamment de sa vulnérabilité ou de sa

classe. L'exposé de la méthode présentée ici s'appuie sur des extraits des articles du règlement québécois qui y font référence.

Extrait de l'article 17 du règlement québécois : « Le niveau des conséquences d'une rupture du barrage est déterminé selon les caractéristiques du territoire qui serait affecté par la rupture, localisé, sauf exception, en aval du barrage et en considérant, parmi plusieurs scénarios de rupture, celui qui entraîne le niveau de conséquences le plus important. Ces caractéristiques sont évaluées en termes de densité de population et d'importance des infrastructures et services qui seraient détruits ou lourdement endommagés en cas de rupture ».

On ne s'intéresse donc ici qu'à l'incrément de dommages subis à l'aval d'un barrage, entre les situations sans rupture et celles avec rupture : ce sont les dommages incrémentaux induits par la rupture de l'ouvrage.

Une table en annexe du règlement dresse les niveaux de conséquence :

- les densités de population concernées par cet incrément de niveau d'inondation vont de zones non habitées à des zones de plus de 10000 habitants ;
- les infrastructures concernées sont de plusieurs natures : infrastructures industrielles, infrastructures de transport (routes, voies ferrées), services publics tels que les hôpitaux ;
- les niveaux de conséquence sont qualifiés en fonction de la gravité des dommages : minimal, faible, moyen, important, très important, considérable.

5.6.2.1 Détermination de l'incrément de hausse de niveau au-delà duquel on impute les dommages à la rupture du barrage

La rédaction initiale de l'article 17 mentionnait expressément le niveau au-delà duquel on pouvait estimer un impact significatif de la rupture du barrage au regard des populations et des infrastructures et services :

« Les dommages dont l'augmentation est appréciée en vertu du présent article sont ceux susceptibles de survenir en aval du barrage. Il n'y a pas d'augmentation des dommages attribuables à la rupture d'une crue donnée, aux termes du présent article, lorsque le rehaussement du niveau d'eau causé par la rupture du barrage ne dépasse pas 60 cm ».

Ce seuil ne figure plus dans l'article modifié de 2011. Dès lors, Hydro Québec recommande les modalités suivantes : « *Lorsque le terrain d'un résident est inondé en son point le plus bas sur le pourtour de la résidence, les personnes de la résidence sont considérées affectées par la rupture du barrage dès qu'il y a un rehaussement de 15 cm et plus.*
Il y a de lourds dommages ou la destruction de résidence, d'infrastructure et de service lorsque le rehaussement provoqué par la rupture d'un barrage est de 30 cm et plus ».

5.6.2.2 Détermination des zones de dommages incrémentaux

L'article 18 du règlement précise le mode de détermination *:*

« La délimitation du territoire qui serait affecté par la rupture du barrage ainsi que l'identification des caractéristiques de ce territoire sont définies sur la base d'une étude de rupture du barrage, à laquelle sont jointes des cartes d'inondation. Cette étude consiste, par des méthodes reconnues, en une évaluation détaillée des conséquences de la rupture au moyen de la délimitation précise du territoire affecté et de l'identification des caractéristiques de ce

territoire. Cette étude implique l'examen de divers scénarios de rupture, en conditions normales et en période de crues. Elle comporte une description des hypothèses et des méthodes utilisées pour le choix des scénarios étudiés ainsi que pour la détermination de l'onde de submersion, de son temps de propagation et de l'étendue du territoire affecté. Dans les scénarios prévoyant la rupture du barrage en période de crues, le territoire affecté correspond à celui dont l'inondation est exclusivement attribuable à la rupture du barrage ».

Les articles 21 à 23 font le lien entre niveau des conséquences et occurrence de la crue de danger à considérer dans le dimensionnement des évacuateurs et stabilité du barrage *:*

Article 21 :« Les caractéristiques de tout barrage doivent assurer au minimum la résistance aux crues de danger mentionnées dans le tableau ci-dessous en tenant compte du niveau des conséquences d'une rupture du barrage. Toutefois, si les conséquences de la rupture ont été évaluées sur la base d'une étude de rupture, le niveau à considérer aux fins du tableau ci-dessous est celui qui, parmi les scénarios de rupture en période de crues, entraîne le niveau de conséquences le plus important ».

Niveau des conséquences	***Crue de danger (probabilité d'occurrence)***
Minimal ou Faible	*1: 100 ans*
Moyen ou Important	*1: 1000 ans*
Très important	*1: 10000 ans ou ½ CMP*
Considérable	*Crue maximale probable (CMP)*

L'article 21 impose donc une corrélation arbitraire entre le niveau des conséquences et la crue de sécurité (danger) à retenir, et ce indépendamment de la situation de crue qui a conduit à ce niveau de conséquences. Par exemple, à l'aune de l'article 21, si la rupture d'un barrage lors d'une crue centennale occasionnait un niveau de conséquences jugé « considérable » (cf. tableau), la crue de sécurité (danger) à considérer dans le dimensionnement de l'ouvrage et son évacuateur de crues serait de niveau CMP.

Ce « biais », introduit par l'article 21, a été révisé via un nouvel article 23 remanié en 2011 :

Article 23 : « La crue de danger d'un barrage peut être moindre, sans toutefois être inférieure à la crue centennale, s'il est démontré qu'une rupture lors d'une telle crue entraînerait un niveau de conséquences inférieur à celui utilisé aux fins de l'application du tableau ci-dessus ».

5.6.3 Traduction graphique de détermination de la crue de danger

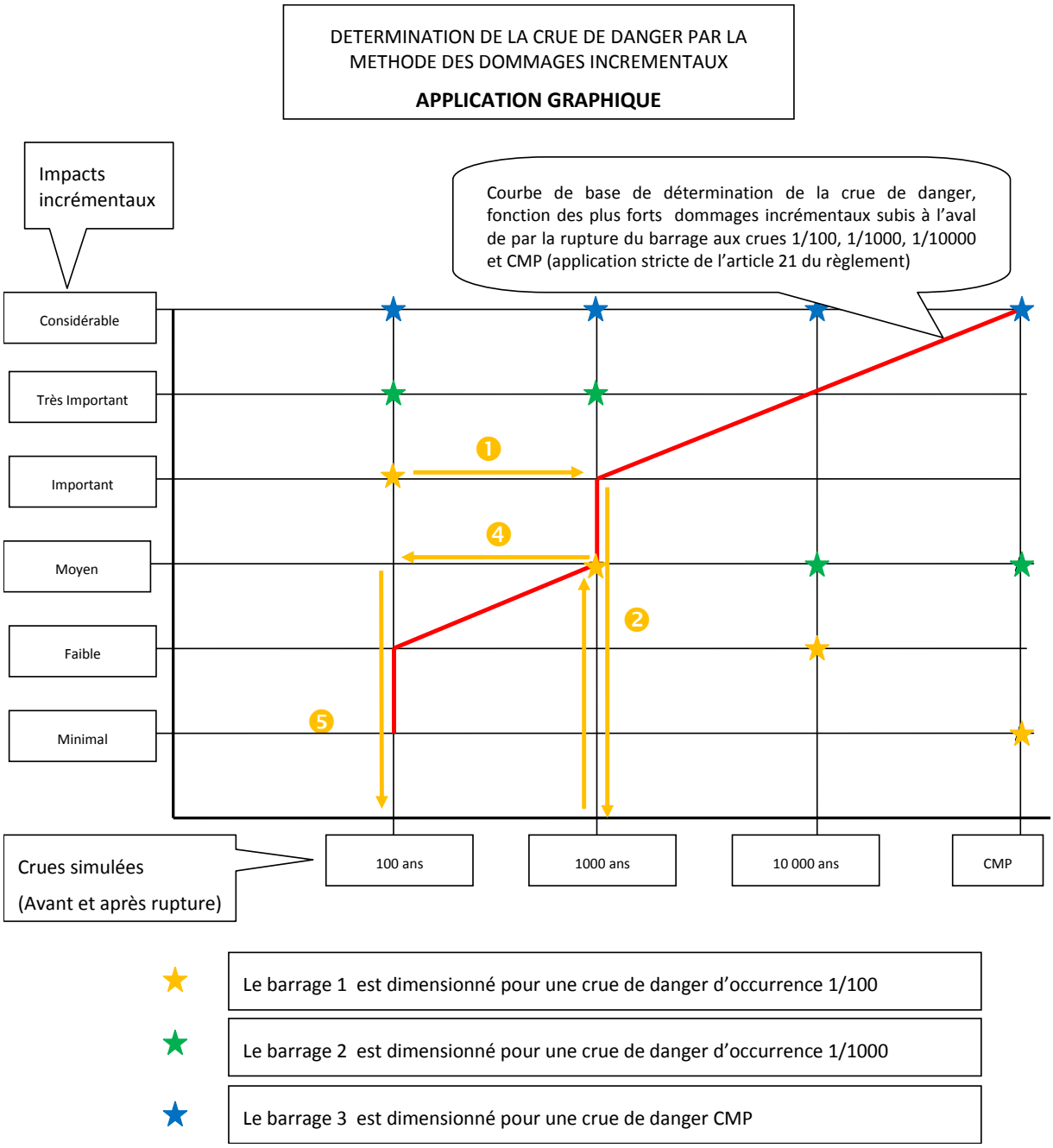
On propose ici une illustration de l'application des articles 21 et 23 du règlement québécois, au travers de trois exemples. Les trois barrages pour lesquels on se propose de déterminer la crue de danger par la méthode des dommages incrémentaux ont des typologies très différentes :

- le barrage « bleu » retient un réservoir de grand volume et sa rupture entraîne, quelles que soient les situations à cet instant, de grands dommages incrémentaux à l'aval ;
- le barrage « jaune » est un barrage de faible capacité, de type barrage mobile, les dommages incrémentaux consécutifs à sa rupture se trouvent diminués fortement avec l'importance de la crue (car pour un barrage mobile sans capacité, le passage d'une crue

CMP ou équivalent dans la vallée n'est pratiquement pas affecté par la tenue ou la rupture de l'ouvrage) ;

- le barrage « vert » est un cas intermédiaire.

Pour le barrage « jaune », l'application directe de l'article 21 conduit à une crue de danger d'occurrence 1000 ans (flèches 1 et 2). L'application de l'article 23 corrige cette valeur, les dommages incrémentaux de la rupture du barrage pour cette crue conduisant à des niveaux de dommages inférieurs à ceux causés par la crue inférieure : la crue de danger dans ce cas est alors la crue de retour 100 ans (flèches 3, 4 et 5).



5.6.4 Conduite pratique de la méthode

La méthodologie de conduite d'une étude de détermination d'une crue de sécurité (danger) par les dommages incrémentaux est la suivante :

- calculs hydrologiques et hydrauliques de référence : évaluation des débits des crues, débitance des organes d'évacuation des crues, débits et formes de brèche ;
- choix des hypothèses et des méthodes utilisées pour les scénarios de rupture et pour la détermination de l'onde de submersion résultante : mode de rupture progressive ou instantanée, critère de rupture au pic de crue ou à l'atteinte du couronnement, etc. ;
- élaboration d'un modèle numérique hydraulique du cours d'eau (généralement 1D sauf si insuffisance démontrée) en aval du barrage et calé sur les laisses de crues ;
- étude des ondes de rupture du barrage propagées sur différents scénarios hydrologiques (différents temps de retour, typiquement : 100 ans , 500 ans, 1000 ans, 10000 ans voire au-delà) ;
- étude des mêmes scénarios hydrologiques (mêmes temps de retour) mais cette fois sans rupture du barrage ;
- établissement des cartes d'inondation pour tous les scénarios étudiés, avec et sans rupture de l'ouvrage (de préférence au moyen d'un SIG) ;
- pour chaque scénario hydrologique étudié : délimitation précise du territoire affecté par la rupture du barrage (c'est-à-dire frange du territoire dont l'inondation est exclusivement attribuable à l'incrément d'aléa dû à la rupture). Pour chaque scénario hydrologique étudié : identification des caractéristiques de cette frange de territoire (zone des dommages incrémentaux) affectée par la rupture du barrage (sauf exception comme les prises d'eau potable), en termes de densité de population et d'importance des infrastructures et services qui seraient détruits ou lourdement endommagés ; un niveau de conséquences peut donc être estimé pour chaque scénario hydrologique examiné ;
- identification, parmi les scénarios hydrologiques étudiés, de celui qui entraîne le niveau de conséquences le plus important ;
- application des articles 21 et 23 du règlement québécois pour déterminer la crue de danger (cf. schéma précédent).

5.6.5 Applicabilité de la méthode en France

La méthode des dommages incrémentaux repose fondamentalement sur des principes conventionnels, touchant globalement au niveau de risque contre lequel la communauté souhaite se protéger et en particulier au niveau d'acceptabilité/refus des populations au regard du risque industriel consécutif à un risque naturel. Il conviendrait donc de débattre des sujets suivants pour une application en France :

- la forme et la cinétique des brèches ;
- la détermination physique de l'incrément de niveau d'inondation imputable, lors d'un épisode de crue, à la seule rupture du barrage ;
- la nature des dommages subis par cet incrément d'inondation et sa gradation ;
- la règle de dimensionnement des évacuateurs de crues en fonction de ces dommages.

5.6.5.1 Forme et cinétique des brèches

La forme et la cinétique des brèches ou des ruptures des barrages sont des paramètres déterminants dans la forme de l'hydrogramme du lâcher d'eau et donc des surélévations des niveaux d'eau incrémentaux à l'aval de l'ouvrage et leurs gradients. Il conviendrait donc de fixer des règles partagées selon les types d'ouvrages et les différentes situations rencontrées.

Pour le cas des barrages en béton ou maçonnerie, les brèches sont en général instantanées ou importantes, de largeur nettement supérieure à la hauteur : le débit résultant, très important pour un ouvrage haut, peut même atteindre plusieurs milliers de m^3/s pour un ouvrage de 15 m de hauteur. Elles ne constituent pas nécessairement un effacement total de l'ouvrage.

La submersion d'un barrage en remblai entraîne une vitesse de l'eau faible en crête mais beaucoup plus forte en pied aval où s'amorce généralement la brèche, qui progresse ensuite vers la crête, puis s'ouvre à l'amont ; l'ouverture se fait d'abord sur une largeur assez faible, d'où un débit initial (en m^3/s) de l'ordre de $H^{2,5}$ (H en m – hauteur du barrage dans la zone de la brèche) avec une vitesse modérée de l'eau (en m/s) de l'ordre de $\sqrt{H}$; la brèche peut s'élargir rapidement si le remblai est peu cohésif et mal compacté, assez lentement pour un remblai argileux moderne.

À titre d'exemple, pour de vieux barrages de 25 à 30 m de hauteur (Banquiao en Chine en 1975, Machu en Inde en 1979), le débit a donc été de l'ordre de 80000 m^3/s et des brèches se sont ouvertes sur plus de 500 m de longueur.

Des ruptures de barrages plus hauts, plus modernes ont conduit à des débits relativement plus faibles (Téton aux USA en 1975, 80000 m^3/s pour 80 m de hauteur – Euclides d'Acuna au Brésil en 1977, 40 m de hauteur, brèche triangulaire).

Le débit d'une brèche peut être assez faible pour des barrages modernes en remblai mais plusieurs brèches peuvent se créer si la crue est longue (grand bassin versant).

À titre d'illustration, les hydrogrammes liés à l'onde de rupture sont schématisés sur la figure 5.6 ci-dessous pour différents types de barrages et des volumes de crue proches du volume stocké.

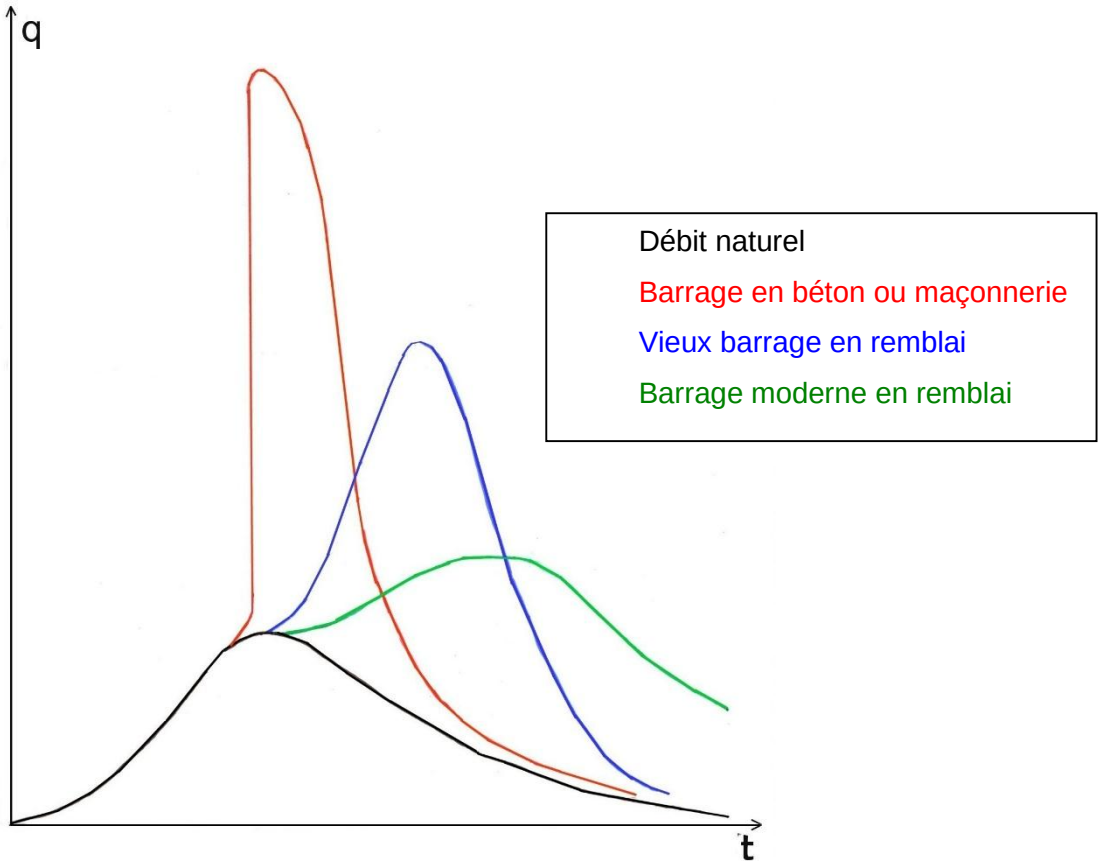


Figure 5.6 – Hydrogrammes des ondes de rupture

5.6.5.2 Détermination de l'incrément

La détermination de l'incrément de hauteur d'eau doit être discutée. Comme exposé en 5.6.2.2, cette valeur a fait l'objet de débats et le texte réglementaire québécois a évolué sur ce point. Pour sa détermination, il convient sans doute de bien distinguer les dommages matériels, dont la couverture relève de l'assurance, des dangers pour les tiers. Sur ce dernier point et bien que les contextes soient de nature très différente, on pourrait se référer notamment aux travaux menés dans le cadre de l'application de la circulaire interministérielle du 13 juillet 1999, relative à la sécurité à proximité et à l'aval des barrages en exploitation, où la détermination de paramètres repères tels que le niveau d'eau, son gradient de montée et la vitesse du courant ont fait l'objet d'études spécifiques sur l'atteinte directe à l'intégrité des personnes présentes dans le lit des rivières, lors d'opérations de lâchers d'eau depuis le barrage.

Ces études incrémentales (comparatif entre une situation de crue sans rupture et avec rupture) permettraient de préciser la notion de dangerosité d'un barrage, au-delà des critères actuels synthétisés par la valeur de l'expression $H^2\sqrt{V}$ différenciant les classes des barrages français, et ceci particulièrement pour les barrages mobiles, dont le volume de retenue est faible par rapport à des débits de crue notables.

5.6.5.3 Nature des dommages subis par cet incrément d'inondation et sa gradation

La France est un pays dont la densité de population est bien supérieure à celle du Québec, constat qu'il convient de prendre en compte, tout en régionalisant ce point. Il conviendrait d'adapter les termes réglementaires québécois de conséquences « minimal, faible, moyen, important, très important, considérable » à un référentiel compatible avec le corpus de textes réglementaires, guides ou études existant en France. Un lien naturel avec les études de dangers de barrage, réglementairement introduites en France par le décret 2007-1735 du 11 décembre 2007, pourrait être établi, et étendu à cet égard à l'ensemble des barrages de classes C et D.

5.6.5.4 Règle de dimensionnement des évacuateurs de crues fonction de ces dommages

La transformation du niveau de dommages incrémentaux, induits par la rupture d'un barrage lors d'une crue, en occurrence de la crue de danger de cet ouvrage et de son évacuateur est là encore un sujet délicat, touchant à la fois à l'acceptabilité sociétale d'un niveau de risque et à l'examen détaillé et complexe des effets combinés des causes et conséquences d'une crue importante sur les dommages, à l'aval comme à l'amont d'un barrage (cas de rupture de digues de protection entraînant elles-mêmes des inondations subies ou intentionnelles). Là encore, les principes proposés doivent être examinés au regard d'autres dispositions réglementaires ou recommandées pour le dimensionnement d'autres infrastructures potentiellement dangereuses ou celles concernant les ouvrages de protection eux-mêmes.

5.6.5.5 Suites à donner

Le Groupe de travail recommande d'engager une réflexion au niveau français sur cette approche. Il est proposé d'établir notamment un retour d'expérience sur son application, ses limites, ses difficultés de mise en œuvre au Québec, afin d'examiner l'éventualité d'une application sur des ouvrages français, ses niveaux de transposition et d'adaptation.

Annexe 1 : Pratiques étrangères

Australie – New South Wales

Référence et date

Dam safety committee guidelines
DSC13 : consequence categories for dams
DSC11 : acceptable flood capacity for dams

Éléments de terminologie

Population at Risk (PAR) : toutes les personnes qui seraient directement exposées à la crue, si elles ne prenaient aucune action pour évacuer ; itinérants sont pondérés par une probabilité de présence.
Dam crest flood (DCF) : crue qui amène à la crête (a remplacé la notion de IFF : Imminent Failure Flood, semble-t-il car IFF a été un concept ambigu et difficile à manier.

Classification des barrages

Population at Risk (PAR) *(Note 7)*	Severity of Damage and Loss			
	Negligible	**Minor**	**Medium**	**Major**
<1	Very Low	Very Low	Low	Significant
1 to 10	**Low** (Notes 1, 4 & 5)	**Low** (Notes 4 & 5)	**Significant** (Note 5)	**High C** (Note 6)
10 to 100	(Note 1)	**Significant** (Notes 2 & 5)	**High C** (Note 6)	**High B** (Note 6)
100 to 1000		(Note 2)	**High A** (Note 6)	**High A** (Note 6)
>1000			(Note 3)	**Extreme**

- Les risques sont évalués de manière incrémentale, par rapport à la situation de référence qui est la crue générée sans rupture du barrage. Cependant, le risque total est également considéré.
- Il est également demandé de commenter, outre la PAR, une estimation du nombre potentiel de victimes.

Critères de dimensionnement

CRUE A CONSIDERER

FCC RATING (i)	FLOOD OR AEP (ii)
Extreme & High A	PMF (reservoir full)
High B	Max AEP (PMP Design Flood or 10^{-6}) (iii)
High C	Max AEP (PMP Design Flood or 10^{-5}) (iii)
Significant	10^{-4}
Low	10^{-3}
Very Low	No requirements (iv)

Revanche
- A dimensionner au cas par cas, de manière conservative, pour tenir compte de : tassements, incertitude sur les crues, en particulier pour les barrages en remblais.
- Barrage en remblais : revanche minimale 0,3 m à 0,6 m selon la classe
- Barrage en béton : on peut admettre revanche nulle, et parfois négative.

Prise en compte de la disponibilité des évacuateurs

Les calculs doivent tenir compte des conditions les plus défavorables en termes de : gestion de la retenue, comportement des ouvrages. En particulier, pour les barrages vannés, le Comité demande une analyse de fiabilité.
Cote initiale de la retenue : dans certains cas, il est souhaitable d'examiner la probabilité conjointe entre cote initiale de retenue et débit de crue.

Méthodes de calcul de la crue

cf. Book VI, ARR (Nathan and Weinmann, 1999) : « Estimation of Large to Extreme Floods ».

Divers
Analyse préliminaire de sensibilité : Le Comité doit être averti immédiatement si DCF est de probabilité supérieure à 10^{-4} pour les barrages Extreme et High A et 10^{-3} pour High B, High C et Significant. Dans le cas des barrages en remblai, cela impose à une mise en sécurité immédiate.

Brésil

Référence et date
Document ELETROBRAS/ Comite Brasileiro de Barragens et principaux opérateurs hydro brésiliens « Criterios de Projeto Civil de Usinas Hidrelectricas » Oct 2003
Eléments de terminologie
Niveau Maximal en Crue du Réservoir = niveau maximum atteint lors du passage de la Crue de Projet, le réservoir étant initialement à son Niveau Normal Maximal d'Opération. Pas de définition de la Cote de Danger *Crue de Projet du Barrage* : PMF ou crue de période de retour donnée, suivant classification du barrage, pour laquelle sont dimensionnés les ouvrages d'évacuation.
Classification des barrages
Classe A : Barrages H > 30 m ou dont la rupture implique un risque de pertes de vies humaines (habitations permanentes à l'aval) *Classe B* : Barrages H < 30 m ou Vretenue < 50 hm^3, dont la rupture n'implique pas de risque de perte de vies humaines (pas d'habitations permanentes à l'aval)
Critères de dimensionnement
Type d'évacuateur Adoption d'un évacuateur libre si Vitesse max. de montée du plan d'eau > 2 m/h Au moins 2 vannes en cas d'évacuateur vanné *Crue de Projet du Barrage* Barrages de classe A : PMF déterminée suivant procédure de la World Meteorological Organization (1973) Barrages de classe B : crue de période de retour T > 1000 ans, définie à partir d'une analyse de risques *Revanche minimale au-dessus du Niveau Maximal en Crue du Réservoir :* 0,5 m pour les barrages en maçonnerie et béton ; 1 m pour les barrages en remblai *Structures de dissipation d'énergie* Préférence pour les sauts de ski et fosses d'érosion, vis-à-vis des structures à ressaut hydraulique ou « roller buckets ». Prédimensionnement des fosses d'érosion par la formule de Veronese avec coefficient dépendant de la nature du fond
Prise en compte de la disponibilité des évacuateurs
-
Méthodes de calcul de la crue
-
Divers
Obligation de réaliser une « étude de rupture des ouvrages » avec formation d'une brèche (critères de dimensions et temps de formation de la brèche donnés) et propagation à l'aval de l'onde de crue correspondante Obligation d'élaborer un Plan d'Actions d'Urgence (PAU) basé sur l'analyse des conséquences de cette propagation d'onde de crue, précisant : identification des urgences, actions préventives, procédures de notification, systèmes de communication, modes d'intervention en cas de panne électrique ou d'intempéries, sources d'équipements et de main d'œuvre pour interventions Révisions périodiques de ce PAU, en fonction du degré de risque (5 ans au plus si risque élevé, 10 ans au plus si risque faible)

États-Unis

Référence et date
FEMA Federal Guidelines for Dam Safety Selecting and accommodating Inflow design floods for dams, 1998 (reprinted 2004)
Éléments de terminologie
Inflow Design Flood (IDF) : la crue utilisée pour le dimensionnement des évacuateurs, pour déterminer la hauteur maximale du barrage. IDF ≤ PMF Normal freeboard : crête – RN Minimum freeboard : crête – cote atteinte pour IDF. Intermediate freeboard : crête – cote de stockage intermédiaire (par exemple pour écrêteurs de crues)
Classification des barrages
High hazard dam : la rupture ou l'erreur de manœuvre conduisent probablement à une perte en vies humaines. La classification doit être faite en considérant le cas de rupture le plus défavorable.
Critères de dimensionnement
Crue : PMF Une crue inférieure à la PMF peut être acceptée si les conséquences d'une rupture sont acceptables, c'est-à-dire en général si : - il n'y a pas d'habitations humaines ou permanentes ou commerces ou industries, ou projets de développements de la sorte dans la zone qui serait inondée en cas de rupture, - il y a des habitations humaines permanentes mais le risque incrémental (aux personnes, aux biens) est non significatif. C'est le cas par exemple des retenues à tout petit volume de stockage. En première approche, « non significatif » = « 2 feet or less », mais cela doit être justifié au cas par cas. Dans ce cas, évaluation des probabilités des crues et analyse de risque. En tous cas, pas moins que la crue centennale. Revanche Il faut dimensionner la revanche normale (cote = RN, vents très forts) et la revanche minimale (cote = PHE, vents raisonnablement possibles dans ces conditions). Ajouter tout ce qu'il faut pour tassements, séismes, impacts gravitaires, …
Prise en compte de la disponibilité des évacuateurs
En général, cote initiale de retenue = RN ; une cote inférieure peut parfois être considérée. Seuls les équipements dont la fiabilité est attendue sont réputés être opérationnels pour la crue. La fiabilité dépend des caractéristiques structurelles et de la disponibilité, et notamment de : disponibilité en alimentation électrique (réseau, secourue), effets des corps flottants, embâcles par la glace, accessibilité aux organes de manœuvre, aux postes de commandes, état des routes d'accès aux ouvrages, disponibilité du personnel sur site, …
Méthodes de calcul de la crue
Divers
Contrairement aux pratiques, il est demandé de ne pas faire de distinction entre ouvrages neufs et ouvrages existants. Les ruptures en cascades doivent être évaluées. Un § sur le choix entre évacuateur vanné / non vanné. À noter en particulier les commentaires suivants : - quand le temps de réaction disponible est de seulement quelques heures, les barrages non vannés sont plus fiables, notamment pour les structures à fort risque aval, - la capacité des évacuateurs vannés d'abaisser rapidement le niveau de retenue peut être un avantage pour les opérations de vidange rapide. Un § sur Service spillways / auxiliary spillways / emergency spillways.

Italie

Référence et date
Article G. Galeati lors du colloque Evacuateurs Loi de 1959, « règles techniques » de 1982 et l'équivalent d'une circulaire de 2004.
Éléments de terminologie
Revanche nette = Crête – PHE – ½ vague – provisions pour tassements, …: il s'agit donc d'une revanche nette, uniquement destinée à fournir une sécurité hydrologique.
Classification des barrages
Critères de dimensionnement
Crue Crue de période de retour 1000 ans. Revanche nette minimale 1 m pour les barrages en maçonnerie et béton ; 1,5 à 4 m pour les barrages en remblai.
Prise en compte de la disponibilité des évacuateurs
Disponibilité des évacuateurs vannés : selon les « règles techniques » Barrage en remblais : la revanche nette ne doit pas être réduite de plus de 50%, et doit rester au moins égale à 1 m, si les vannes ne sont pas manœuvrables. Disponibilité des évacuateurs vannés : selon la directive de 2004 Evacuateurs munis de vannes automatique : réduction de 50% de la débitance (*? texte ambigu ?*). Risques d'obstruction : Blocage possible si la portée est inférieure à 10 m ou si le tirant d'air au-dessus des PHE est inférieur à 1 m. Si le blocage est possible, alors les calculs sont faits en considérant une réduction de 50% de la débitance de l'évacuateur.
Méthodes de calcul de la crue
Divers
Évacuateurs de fond (morning glory ou similaire) : il doit être démontré qu'il n'y a pas saturation pour un niveau de retenue égal à PHE + 2/3 de la revanche nette.

Norvège

Référence et date

Norwegian Dam Safety Regulation, Water Ressources Act, Jan 2010,
Nouvelle réglementation unifiant différentes réglementations et recommandations préexistantes et introduisant quelques éléments nouveaux.

Eléments de terminologie

-

Classification des barrages

Cinq classes :
Classe 0 : H < 2m et V < 10 000 m^3 ou conséquences très limitées en cas de rupture
Classe 1 : faibles conséquences en cas de rupture (pas d'habitation permanente)
Classe 2 : conséquences moyennes (1 à 20 habitations permanentes)
Classe 3 : conséquences élevées (21 à 150 habitations permanentes)
Classe 4 : conséquences très élevées (plus de 150 habitations menacées en cas de rupture)

Critères de dimensionnement

Crues à prendre en compte selon les classes :

Classe	Crue de projet	Crue de Danger (Safety check flood)
4	Q_{1000}	PMF
3	Q_{1000}	PMF
2	Q_{1000}	PMF or 1,5 Q_{1000}
1	Q_{500}	PMF or 1,5 Q_{500}
0	Q_{200}	ne s'applique pas

Critères de projet :
Dépendent de la classe et du type de barrage. Principaux critères :
Classe 0, tous types de barrages : passer la crue de projet sans surverse ;
Barrages en béton, classes 1 à 4 : passer la crue de projet sans surverse ; surverse admissible pour la crue de danger, sous réserve de vérification de la résistance à l'érosion de la fondation ;
Barrages en remblai à noyau central, classes 1 à 3 : passer la crue de projet avec la revanche calculée pour les vagues, plus une marge de sécurité de 0,5 m ; pour la crue de danger, léger dépassement du niveau du noyau admissible, voire légère surverse sur la crête si remblai résistant à l'érosion ;
Barrages en remblai, classe 4 : critères identiques aux précédents plus : différence de 6 m minimum entre RN et crête.

Prise en compte de la disponibilité des évacuateurs

Pour les évacuateurs vannés : les critères précédents relatifs à la crue de danger s'appliquent à la situation de la crue de projet combinée avec :
3 vannes indisponibles si le barrage en compte 7 ou plus ;
2 vannes indisponibles si le barrage en compte entre 4 et 6 ;
1 vanne indisponible si le barrage en compte entre 1 et 3.

Risque d'obstruction par les flottants à prendre en compte si le bassin versant est densément boisé ; on considère alors 25% d'obstruction pour la situation de la crue de projet ;

Méthodes de calcul de la crue

Pas d'informations sur ce sujet

Divers

Québec

Référence et date

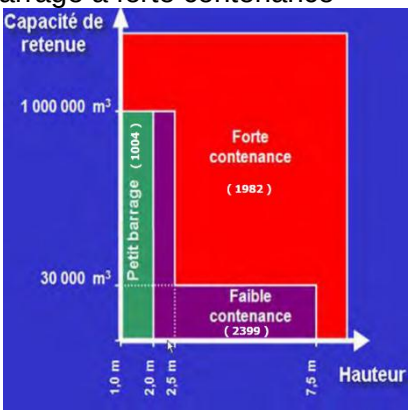
Loi sur la sécurité des barrages, 2002, motivée par les inondations du Saguenay en 1996
Décret D. 300-2002, 2002, G.O. 2, 2043

Éléments de terminologie

Crue de sécurité : la crue qu'un barrage doit supporter dans des conditions exceptionnelles tout en présentant un fonctionnement sûr, quelques dommages au barrage et une réduction des coefficients de sécurité, jusqu'à la limite théorique de la rupture, étant acceptés.

Classification des barrages

Barrage à forte contenance



Valeur «P»	Classe
P ≥ 120	A
70 ≤ P < 120	B
25 ≤ P < 70	C
P < 25	D

Le paramètre P croise des données relatives au barrage et aux conséquences aval :

Vulnérabilité
- hauteur barrage
- type de barrage
- capacité de retenue
- type de terrains de fondation
- âge du barrage
- zone de séismicité
- fiabilité de l'auscultation
- état du barrage

Conséquences
- conséquences incrémentales d'une rupture

Critères de dimensionnement

Crue : critère fonction des conséquences seulement, et pas de la classe

Niveau des conséquences	Crue de sécurité	population concernée	Infrastructures concernées
Minimal ou Faible	1 : 100 ans	<10	
Moyen ou Important	1 : 1 000 ans	10-1000	route, ligne chemin de fer locale, prise d'eau AEP, entreprise
Très important	1 : 10 000 ans ou ½ CMP	1000 - 10000	Route nationale, entreprise > 500 employés, parc industriel, site matières dangereuses
Considérable	Crue maximale probable (CMP)	>10000	Hopital, complexe industriel, site important matières dangereuses

Les conséquences estimées sont incrémentales (cependant, la nouvelle loi ne mentionne plus de seuil de rehaussement en dessous duquel il n'y a pas d'augmentation des dommages attribuables à la rupture). La crue de sécurité applicable peut alors correspondre à la crue la plus faible pour laquelle il n'y a pas augmentation des dommages attribuables à la rupture, mais ne peut être inférieure à une crue centennale.

Revanche : 1 m (sauf si crue = CMP, alors pas de revanche exigée).
Pour les barrages neufs, l'étanchéité doit être portée au niveau de retenue atteint en crue de sûreté.

Prise en compte de la disponibilité des évacuateurs

-

Méthodes de calcul de la crue

« Des hypothèses et des méthodes réalistes et prudentes, eu égard aux règles de l'art, doivent être utilisées dans l'estimation de la crue de sécurité applicable au barrage et dans le calcul de la capacité de ce dernier de la gérer. »

Divers

Royaume-Uni

Référence et date

Article A. Hughes lors du colloque Évacuateurs

- Reservoirs Act 1975 et propositions pour une nouvelle loi en 2010/2011 (motivée par des incidents sur des petits barrages, causés par des orages de forte intensité mais très localisés).
- Guide Floods and Reservoir Safety, 1978, mis à jour en 1989 et 1996.

Éléments de terminologie

Classification des barrages

Reservoirs Act : concerne les retenues de plus de 25 000 m^3

Dam Category	Potential effect of Breach	Reservoir Design Flood
A	Endangers lives in a community	PMF yr
B	endangers lives not in a community cause extensive damage	10,000 yr
C	Negligible risk to life and limited damage	1000 yr
D	No loss of life foreseen	150 yr

Catégorie A : communauté : plus de 10 personnes
Catégorie B : habitat isolé ; dommages par exemple sur routes importantes ou chemins de fer
Catégorie C : chemins piétons par exemple.

Propositions de changement (rapport Pitt)

- supprimer ou abaisser (10 000 m^3) le critère de volume minimal
- trois catégories de risque : High, Significant, Low ; le classement serait basé sur des facteurs combinant la probabilité de rupture et ses conséquences.

Critères de dimensionnement

Dam category	Potential effect of a dam breach	Initial reservoir condition standard	Reservoir design flood inflow: General	Reservoir design flood inflow: Minimum standard if overtopping is tolerable	Concurrent wind speed and minimum wave surcharge allowance
A	Where a breach could endanger lives in a community	Spilling long-term average inflow	Probable Maximum Flood (PMF)	10,000-year flood	Mean annual maximum hourly wind speed
B	Where a breach (i) could endanger lives not in a community or (ii) could result in extensive damage	Just full (i.e. no spill)	10,000-year flood	1000-year flood	Mean annual maximum hourly wind speed Wave surcharge allowance not less than 0.6 m
C	Where a breach would pose negligible risk to life and cause limited damage	Just full (i.e. no spill)	1000-year flood	150-year flood	Mean annual maximum hourly wind speed Wave surcharge allowance not less than 0.4 m
D	Special cases where no loss of life can be foreseen as a result of a breach and very limited additional flood damage would be caused	Spilling long-term average inflow	150-year flood	Not applicable	Mean annual maximum hourly wind speed Wave surcharge allowance not less than 0.3 m

Prise en compte de la disponibilité des évacuateurs

Évacuateurs vannés : au moins deux vannes ; si une vanne est hors-service, les autres organes doivent au moins permettre de faire passer la crue de 150 ans ; si le barrage est en catégorie A, les vannes doivent être automatisées.

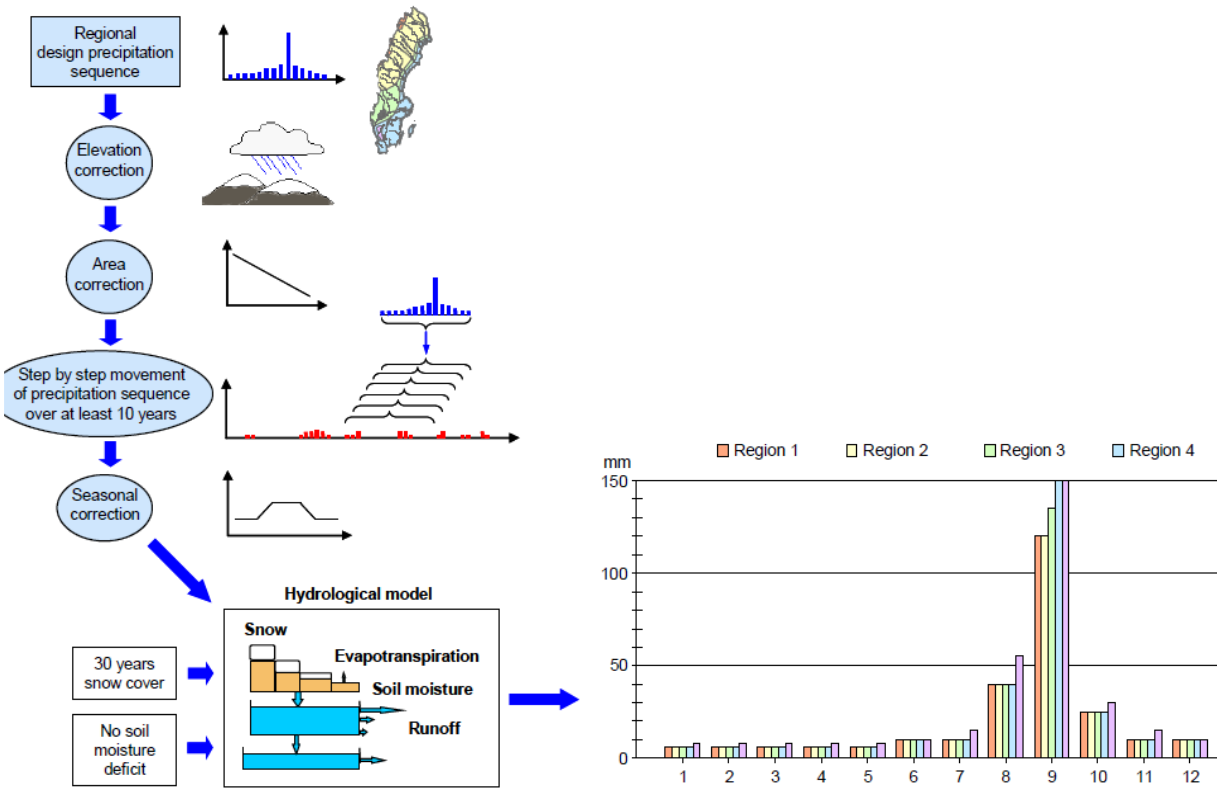
Méthodes de calcul de la crue

Divers

Suède

Référence et date
Swedish Guidelines for Design Flood Determination for Dams, 2007
Éléments de terminologie
-
Classification des barrages
Deux catégories : I – Probabilité non négligeable de perte de vie humaine ou de blessure OU Probabilité forte de dommages économiques importants. II – Probabilité non négligeable de dommages économiques importants.
Critères de dimensionnement
Barrages de classe I : - crue de projet - revanche suffisante pour faire face au wind set-up et vagues générées par un vent de 20 à 25 m/s Barrages de classe II : - crue centennale - analyse coût-bénéfice pour vérifier qu'il ne faut pas considérer de crues plus fortes - revanche suffisante pour faire face au wind set-up et vagues générées par un vent de 20 à 25 m/s.
Prise en compte de la disponibilité des évacuateurs
Non évoqué
Méthodes de calcul de la crue
Le Guide définit entièrement la procédure de calcul des crues : <u>Crue de projet</u> - la Suède est découpée en régions ; pour chaque région, une pluie de référence (24h) est donnée, qui correspond approximativement à la pluie maximale mesurée dans la région, - la pluie est ensuite corrigée en fonction de l'altitude et de la taille du bassin, - la fonte des neiges est prise en compte (valeurs préfixées), • le ruissellement est de 100% Cela est réputé fournir une pluie de période de retour 10 000 ans au moins. <u>Crue centennale</u> Calculée par ajustement des débits mesurés au barrage.

Divers


Regional design precipitation sequence
Elevation correction
Area correction
Step by step movement of precipitation sequence over at least 10 years
Seasonal correction
Hydrological model
Snow
Evapotranspiration
Soil moisture
Runoff
30 years snow cover
No soil moisture deficit
Region 1
Region 2
Region 3
Region 4
mm
150
100
50
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12

Suisse

Référence et date

Article G. Darbre lors du colloque Évacuateurs
Directive de 2008.

Éléments de terminologie

Crue de projet : événement exceptionnel ayant une période de retour de 1000 ans ; hydrogramme $Q_B(t)$;
Crue de sécurité : événement extrême ; hydrogramme $Q_S(t)$.
Cote de danger : niveau du plan d'eau au-delà duquel la sécurité de l'ouvrage risque d'être compromise en raison d'un manque de stabilité ou de dégâts survenus (p. ex. érosion du couronnement et des appuis ou affouillement au pied du barrage), d'une sous-pression accrue ou de l'érosion interne due à l'augmentation de la pression hydrostatique.
Revanche de sécurité : Cote de danger – Cote atteinte en crue de projet

Classification des barrages

Critères de dimensionnement

1 - La crue de projet doit être évacuée sans provoquer de dégâts, avec les critères suivants :
- revanche indicative

Hauteur du barrage	H < 10 m	10 m ≤ H < 40 m	H ≥ 40 m
Barrage en béton	0,50 m	1,00 m	1,00 m
Barrage en remblai avec protection pierreuse amont	1,00 m	2,00 m	3,00 m
	1,00 m	1,50 m	2,50 m

- la vanne de plus forte débitance est hors service (règle « n-1 »)
- les prises usinières sont fermées
- l'éventualité d'une obstruction des organes de décharge doit être examinée.

2 - Sous crue de sûreté :
- cote ≤ cote de danger
- barrages en béton : toutes les vannes sont opérantes
- barrages en remblai : règle « n-1 »
- les prises usinières sont fermées.

3 - Cas particuliers :
- stations de pompage-turbinage : combinaisons débits naturels – débits de pompage-turbinage
- écrêteurs de crue : Q_B : bassin plein et vidange HS ; Q_S : bassin bas et vidange HS
- ouvrages de montagnes : retenues pleines de sédiments et pertuis obstrués.

Prise en compte de la disponibilité des évacuateurs

Cote initiale : retenue normale.
Les phénomènes accompagnant un événement de crue doivent eux aussi être pris en compte: érosion, sédimentation, matériaux charriés, bois flottants, autres difficultés telles qu'interruption de courant ou accès
impossible suite à des conditions météorologiques extrêmes (orages, tempêtes).

Méthodes de calcul de la crue

Crue de projet :
- transformation pluie débit, en considérant plusieurs scénarios d'averses, de durée variable,
- l'intégralité des pluies contribue aux apports
- des formes d'hydrogrammes prédéfinies sont données *(ambiguïté : il semble pourtant que le débit de pointe est déterminé indépendamment de cette forme spécifiée ?)*
- il faut utiliser plusieurs méthodes pour calculer les crues.

Crue de sécurité :
choix 1 :
- pour les ouvrages existants : $Q_S(t) = 1.5 * Q_B(t)$ (débit et volume augmentés de 50%)
- pour les ouvrages neufs : $Q_S(t) = 1.5 * Q_B(2/3\ t)$ (débit augmenté de 50% et volume de ~100%)

choix 2 :
- Qs = PMP-PMF

Divers

Annexe 2 : Calcul de la revanche due aux vagues

1 – Terminologie

La revanche est la différence entre la cote de retenue et la crête du barrage. Cette définition tout à fait générale mérite deux commentaires :

- on sous-entend classiquement que la revanche est calculée pour les PHE. Or il arrive que des non spécialistes considèrent que la revanche est au-dessus de la RN. Confusion évidemment gênante. D'où la proposition de parler systématiquement désormais de revanche pour un état donné : revanche sur les PHE, sur la RN (cf. fig. A2.1). D'ailleurs, le principe, de plus en plus employé, consiste à calculer deux revanches, l'une sur RN, l'autre sur PHE puis à retenir le cas qui conduit à la cote « retenue + revanche » la plus élevée ;
- la parade pour assurer une protection contre les vagues peut consister en un mur pare-vagues placé sur le bord amont de la crête. Dans ce cas, la revanche est donnée par rapport au sommet du parapet (cf. fig. A2.2).

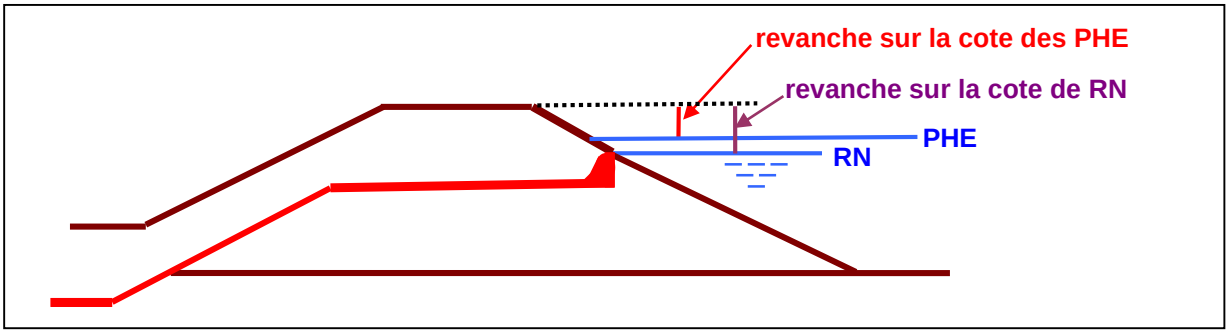


Figure A2.1 – Revanche sur les PHE ou sur la RN pour un barrage non équipé d'un mur pare-vagues

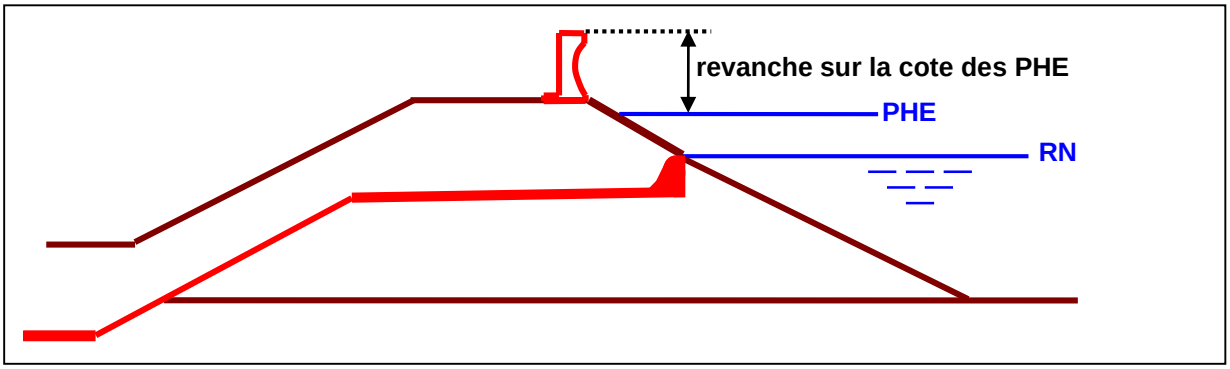


Figure A2.2 – Revanche sur les PHE pour un barrage équipé d'un mur pare-vagues

2 – Déroulement du calcul

Lorsque le vent souffle sur un plan d'eau, il génère au bout d'une certaine durée des vagues qui peuvent se propager en direction du barrage. En supposant que le vent souffle en direction du barrage, les vagues formées déferlent sur le parement. En fonction de la différence d'altitude existant entre la cote du plan d'eau en situation de vent de projet et la crête, un certain pourcentage des vagues passe par-dessus la crête et ruisselle sur le parement aval. Dans le cas d'un barrage en remblai, une érosion plus ou moins importante de la crête et du parement aval en résulte. Un barrage en béton ou en maçonnerie sans remblai à l'aval résiste à l'action des vagues ; mais pour des raisons liées à l'exploitation, il n'est pas souhaitable que

la crête soit le siège de déferlements fréquents. On doit donc positionner la crête à une altitude suffisante pour que le pourcentage de vagues qui l'atteignent soit faible.

On considère généralement deux situations de projet vis-à-vis du vent :

- un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la cote des PHE ; c'est cette situation qui s'avère généralement dimensionnante, sauf pour les retenues où RN=PHE ;
- un vent de période de retour 1000 ans sur la retenue normale.

Pour chaque situation de projet vis-à-vis du vent, le calcul de la revanche s'effectue ensuite en quatre étapes (§ 4 à 7).

3 – Le vent

Pour la connaissance du vent, il faut distinguer :

- une approche avant-projet, où on peut se contenter d'une carte de vent, par exemple ROSA 2000 (CETMEF, 2001) ou règles NV 65 (CSTB, 2009) ;
- une approche projet, où il est nécessaire d'obtenir de Météo France des données plus locales, avec indication des vents selon leur direction.

On a vu que la revanche doit être calculée dans les deux combinaisons rares suivantes : à partir de la cote des PHE avec un vent de période de retour 50 ans et aussi à partir de la RN avec un vent de période de retour 1000 ans. En l'absence de données de vent pour des périodes de retour élevées, on pourra utiliser les indications de ROSA 2000 :

La vitesse de vent pour une période de retour *T* en années est donnée par :

$$\frac{V_T}{V_{50}} = \sqrt{\frac{1 - 0{,}33.ln\left(-ln\left(1 - 1/T\right)\right)}{2{,}29}}$$ ou par le tableau A2.1 suivant :

Période de retour *T* (ans)	Facteur multiplicatif
5	0,81
10	0,87
20	0,93
50	1
100	1,05
200	1,10
500	1,15
1000	1,20
10000	1,33

Tableau A2.1 – Facteur multiplicatif entre la vitesse du vent 50 ans et la vitesse du vent T ans

On retiendra que la vitesse du vent pour une période de retour 1000 ans vaut 1,2 fois celle pour 50 ans. Par exemple, si la vitesse de vent cinquantennale vaut 150 km/h, la vitesse millennale vaut 180 km/h.

4 – Estimation de la hauteur des vagues sur le plan d'eau

Connaissant la vitesse du vent (cf. § 3), on estime la hauteur des vagues ; plutôt qu'à la hauteur maximale des vagues, on s'intéresse à leur hauteur significative (notée H_s) c'est-à-dire la hauteur moyenne du tiers supérieur de toutes les vagues du spectre.

Pour le calcul de la hauteur des vagues, on propose d'utiliser la formule de (Smith *et al.*, 1991), adaptée aux conditions d'eau profonde :

$$H_S = 0{,}00048 \hat{U}_a \sqrt{F} \qquad (1)$$

H_s désigne la hauteur significative des vagues en m ;
F est la longueur du fetch[16] de la retenue en m (cf. fig. A2.3) ;
$\hat{U}_a$ désigne la vitesse efficace ajustée du vent à 10 m de hauteur en m/s, soit $\hat{U}_a = U_a . \cos\theta$ avec θ l'angle entre les directions du vent et des vagues ;

$$U_a = U \sqrt{(0{,}75 + 0{,}067 \times U)} \qquad (2)$$

avec U vitesse moyenne du vent sur la durée à considérer, à 10 m au-dessus de la surface de l'eau, pour la période de retour choisie. Sans information sur la direction des vents, on prendra $\hat{U}_a = U_a$.

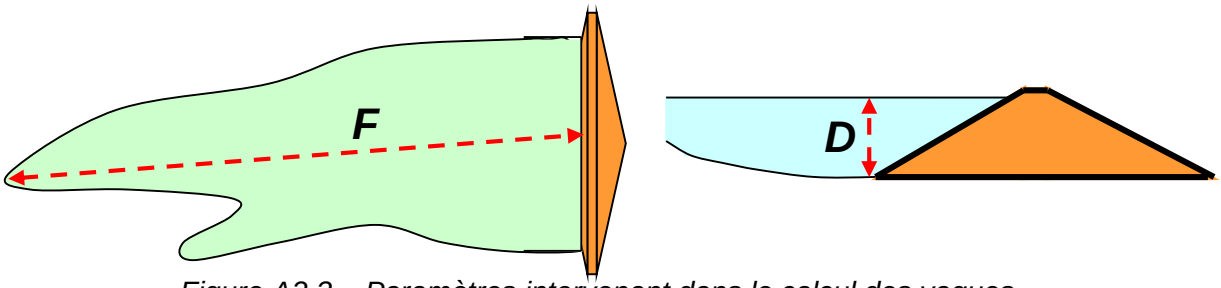


Figure A2.3 – Paramètres intervenant dans le calcul des vagues, pour une situation de projet donnée

Dans le cas des vents supérieurs à 120 km/h, cette méthode donne de meilleurs résultats que celle de Bretschneider, dont les formules font également intervenir la profondeur D du plan d'eau (cf. fig. A2.3), et qui est proposée dans l'ouvrage (CFBR, 1997).

Dans cette formule (2), il faut donner la vitesse du vent à la surface de l'eau. Comme les données proviennent en général d'une station terrestre, elles doivent alors être corrigées du fait du passage du vent sur la surface très lisse du plan d'eau (majoration de 1,01 pour un fetch de 100 m, de 1,06 pour un fetch de 500 m, de 1,1 pour un fetch de 1000 m, de 1,2 pour un fetch de 5000 m et de 1,3 à partir de 8 km selon (Saville *et al.*, 1962)).

Une seconde correction sur les données de vitesse de vent (généralement sur une heure) est nécessaire pour les transposer à la durée minimale de vent (t_{min}) nécessaire à la formation des vagues. C'est la durée à partir de laquelle les hauteurs de vague sont limitées par le fetch et elle correspond aux vagues de hauteur maximale. Elle peut être obtenue par application d'une autre formule de (Smith *et al.*, 1991) :

$$t_{min} = 27 . F^{0{,}72} . \hat{U}_a^{-0{,}44} \qquad (3)$$

La vitesse moyenne du vent sur une heure (U_{3600}) est liée à la vitesse $U_{t_{min}}$ correspondant à t_{min} par la formule suivante, selon (USACE, 1984) :

[16] On appelle « fetch » la surface d'eau continue sur laquelle le vent souffle.

si t_{min} < 3600 s, $$\frac{U_{t_{min}}}{U_{3600}} = 1{,}277 + 0{,}296.tanh\left(0{,}9.log\frac{45}{t_{min}}\right)$$

et si t_{min} > 3600 s $$\frac{U_{t_{min}}}{U_{3600}} = 1{,}5334 - 0{,}15.\log(t_{min}) \qquad (4)$$

Un calcul itératif permet de déterminer U_a correspondant à la donnée du vent mesurée au sol pour la durée adéquate t_{min}[17].

Le tableau A2.2 ci-après donne les valeurs de la hauteur significative des vagues pour des cas courants (profondeur de l'eau *D* et longueur du fetch *F* en mètres), calculée par la méthode de Smith pour les cas d'eau profonde. Elles ne dépendent pas de la profondeur d'eau. Pour *D = 5 m*, les valeurs résultent de l'application de formules valables en eau non profonde, dues à Bretschneider et Reid (USACE, 1984) et sont légèrement inférieures, d'au plus 6 % dans les exemples du tableau.

	U	120 km/h		150 km/h		180 km/h	
D (m)↓	F(m)	100	500	100	500	100	500
5		0,27	0,59	0,49	0,98	0,64	1,26
10		0,28	0,61	0,49	1,02	0,64	1,34
15		0,28	0,61	0,49	1,02	0,64	1,34

Tableau A2.2 – Hauteur significative des vagues (H_s) en fonction de la vitesse du vent (U), de la longueur du fetch de la retenue (F) et de sa profondeur (D)

5 – Calcul de la vague de projet

On calcule ensuite une vague de projet (notée H_d) qui dépend du pourcentage de vagues du spectre que l'on accepte de laisser dépasser la crête. Elle est classiquement exprimée sous la forme $H_d = K.H_s$, où le coefficient *K* prend les valeurs suivantes, selon (Saville *et al.*, 1962) :

K	% de vagues dont la hauteur dépasse H_d
0,75	32 %
0,89	20 %
1,00	13 %
1,07	10 %
1,25	5 %
1,33	3 %
1,58	1 %

Tableau A2.3 – Coefficient K utilisé pour le calcul de la vague de projet

Le pourcentage de vagues que l'on autorise à passer sur l'ouvrage dépend de la résistance des matériaux à l'impact des vagues.

[17] Pour la première itération, on part de $U=U_{3600}$ corrigé de l'effet plan d'eau lisse, on calcule U_a par (2) puis t_{min} par (3). La 2ème itération consiste à recalculer *U* correspondant au t_{min} précédemment calculé par la formule (4) puis U_a par (2), puis t_{min} correspondant à ce nouveau U_a par (3). Et ainsi de suite. On s'arrête lorsque t_{min} est stabilisé et 3 ou 4 itérations suffisent. Les tableaux fournis dispenseront en général de faire ces calculs dans des cas courants.

Il est recommandé d'accepter que 5 % des vagues déferlent $(K = 1{,}25)$ pour les barrages en terre, 13 % pour les barrages à parement aval en enrochements $(K = 1{,}0)$ et 30 % pour les barrages-poids ou voûtes $(K = 0{,}75)$. Toutefois, on adoptera la même valeur que pour les barrages en remblai $(K = 1{,}25)$ dans les cas suivants :

- barrage poids fondé sur terrain meuble ou érodable, cas *a priori* rare et limité à de très petits ouvrages ;
- barrage-poids conforté par un remblai aval ;
- barrage-poids ou voûte comportant une plate-forme aval en remblai avec des dispositifs d'auscultation, ou des voies d'accès à divers organes importants du barrage…

Le cas des barrages mobiles au fil de l'eau, pour lesquels la sensibilité au déversement est faible, mérite une détermination au cas par cas.

6 – Détermination de la hauteur de déferlement

Pour la vague de projet, on estime la hauteur de déferlement (run-up en anglais), notée *R*, qui est la différence de hauteur verticale entre le niveau maximal atteint par le déferlement de la vague sur le parement amont et le niveau du plan d'eau ; cette hauteur dépend de la nature du barrage (la pente du parement, la rugosité du matériau), comme l'illustre la figure A2.4 ci-dessous :

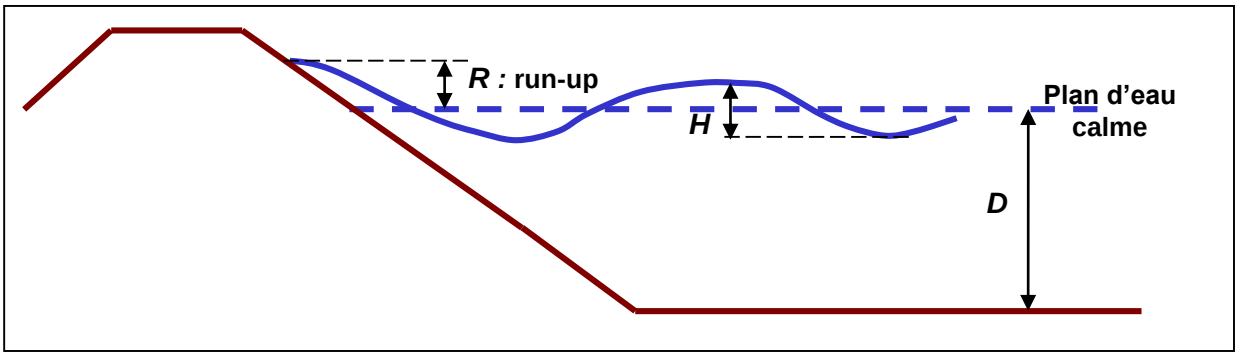


Figure A2.4 – Run-up dans le cas d'une onde sinusoïdale (cas du vent)

Le premier cas est celui d'un barrage en remblai à parement amont lisse (masque en béton, géomembrane non recouverte). Le déferlement relatif de la vague (*R/Hd*) est donné par le tableau A2.4 résultant de la formule de (Saville *et al.*, 1962), en fonction de la pente du talus et de H_d/L ; *L*, longueur d'onde des vagues, est donnée par :

$L = 1{,}56.T^2$, formule valable si $D > L/2$. *T* est la période du pic spectral des vagues et peut être estimée, par une formule due à (Smith, 1991) :

$$T = 0{,}0716.Ft^{0,28}.\hat{U}_a^{0,44}$$

Pente du talus amont ➔	1/3	1/2,5	1/2
$H_d/L = 0{,}1$	1,15	1,4	1,9
$H_d/L = 0{,}08$	1,37	1,64	2,0
$H_d/L = 0{,}07$	1,49	1,73	2,0

Tableau A2.4 – Valeurs du déferlement relatif R/H_d sur un parement lisse

Ces résultats conduisent aux valeurs de revanche du tableau A2.5, pour $K = 1{,}25$:

	U➔	120 km/h	150 km/h	180 km/h

D ↓	*F*➔	100 m	500 m	100 m	500 m	100 m	500 m
5 m		0,53	1,13	0,71	1,48	0,92	1,85
10 m		0,53	1,19	0,71	1,61	0,92	2,06
15 m		0,53	1,19	0,71	1,63	0,92	2,06

Tableau A2.5 – Hauteur du déferlement R pour un parement amont lisse de pente 1/3

Le second cas, est celui d'un barrage en remblai à parement amont rugueux. Les vagues déferlent alors moins haut. On propose, selon les publications de l'Institution of Civil Engineers (ICE, 1996) et le South African Committee on Large Dams (SACOLD, 1990), de prendre 60 % de la revanche nécessaire pour un parement amont lisse. D'où le tableau A2.6 construit à partir du tableau A2.5, toujours pour $K = 1{,}25$:

	U➔	120 km/h		150 km/h		180 km/h	
D ↓	*F*➔	100 m	500 m	100 m	500 m	100 m	500 m
5 m		0,32	0,68	0,43	0,89	0,55	1,11
10 m		0,32	0,72	0,43	0,96	0,55	1,23
15 m		0,32	0,72	0,43	0,98	0,55	1,23

Tableau A2.6 – Hauteur du déferlement R pour un parement amont rugueux de pente 1/3

Quelle que soit la rugosité du parement amont, pour une pente de 1/2,5, les valeurs de déferlement obtenues pour une pente de 1/3 sont à multiplier par 1,2. Pour une pente de 1/2, elles sont à multiplier par 1,4.

Le troisième cas est celui d'un barrage en maçonnerie ou en béton à parement amont vertical ou quasiment vertical. Selon (ICE, 1989), la valeur du run-up est de l'ordre de grandeur de la hauteur de vague en eau profonde. On adoptera donc les valeurs du tableau A2.2 pour la hauteur caractéristique, à affecter du coefficient 0,75 ou 1,25 pour la vague de projet (0,75 pour le cas général ; 1,25 si une partie meuble aval joue un rôle important pour la stabilité ou pour l'exploitation).

7 – Détermination de la cote de la crête du barrage ou du pare-vague

À l'issue du calcul de hauteur de déferlement pour les deux situations de projet, on trouve la plus forte des cotes $RN + R_{RN}$ et $PHE + R_{PHE}$ et on fixe la cote de la crête (après tassement) au moins à cette valeur ; en variante, on peut atteindre cette cote à l'aide d'un mur pare-vagues construit contre le bord amont de la crête. Dans ce cas, la cote de crête doit être au moins égale à celle des PHE. Dit autrement, le pare-vagues sert uniquement aux vagues, pas à protéger le barrage contre la crue de projet. Il peut jouer le rôle de parapet pour la sécurité des personnels ou des automobilistes si une route publique emprunte la crête. La largeur de la crête doit éventuellement être adaptée à la présence d'un pare-vagues pour disposer d'une piste de circulation de largeur suffisante. Il est recommandé que la hauteur du pare-vagues ne dépasse pas 1,5 m.

Nous constatons que la revanche nécessaire pour les vagues varie dans une large gamme en fonction des conditions de vent, de la longueur de la retenue, **de la pente du talus amont et de sa rugosité**. Des règles forfaitaires simplistes ne peuvent être suffisantes et un calcul est indispensable à chaque fois. Le cas d'un parement lisse de barrage en remblai est nettement le plus défavorable.

Annexe 3 : Quelques exemples d'adaptation d'évacuateurs de crues de barrages existants

Dans le cas de barrages existants, le passage de crues majorées par rapport à celle utilisée pour le dimensionnement peut imposer une majoration de la débitance des évacuateurs. Dans de nombreux cas, cette majoration peut-être obtenue par une optimisation du seuil et/ou une élévation de la cote de la retenue.

Dans ce deuxième cas en particulier, l'évacuateur risque de fonctionner dans un domaine non prévu à la conception. Or les évacuateurs ont été optimisés pour la PHE lors de la construction, pour une crue de type exceptionnelle, en général sur modèle réduit pour les grands barrages. Ce qui se passe au-delà n'a *a priori* pas été regardé d'un point de vue hydraulique et génie civil et ces points devront faire l'objet de vérifications attentives.

L'élévation de la cote de retenue pose des problèmes spécifiques à chaque ouvrage. La présente annexe en donne quelques exemples. La plupart du temps, des essais sur modèles physiques sont manifestement nécessaires pour remettre à niveau les ouvrages et doivent explorer des gammes de crues jusqu'à la crue extrême.

1 – Évacuateur libre en crête

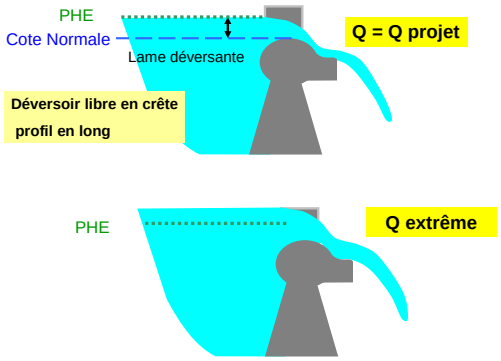


Figure A3.1 – Évacuateur libre, crue extrême, vue amont-aval

Pour un évacuateur libre, le passage de la crue exceptionnelle à la crue extrême ne pose *a priori* pas de problème de géométrie, seule la cote des bajoyers est à rectifier (cf. fig. A3.1 et A3.2).

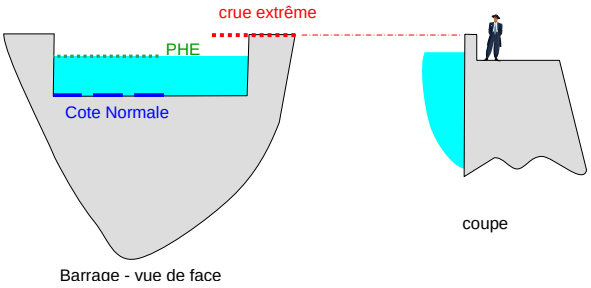


Figure A3.2 – Évacuateur libre, crue extrême, vue de face

Des problèmes hydrauliques peuvent apparaître (passage en dépression de la lame déversante en crête par exemple).

2 – Pont en crête

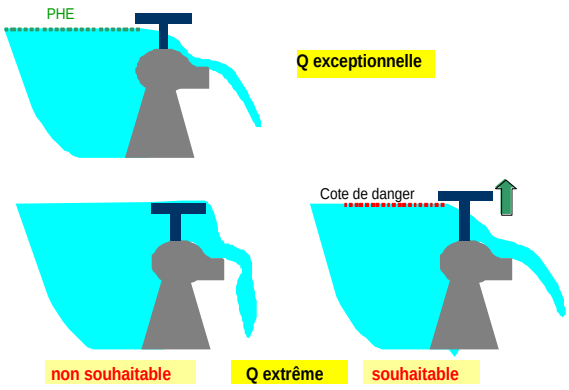


Figure A3.3 – Évacuateur libre, crue extrême, avec pont en crête

Si un pont surplombe l'évacuateur, il pourra être accroché par des crues supérieures à la crue de dimensionnement, avec des conséquences néfastes : accès impossible aux installations, destruction du pont, etc. Il devra donc être surélevé (cf. fig. A3.3).

3 – Évacuateur vanné en crête à surface libre

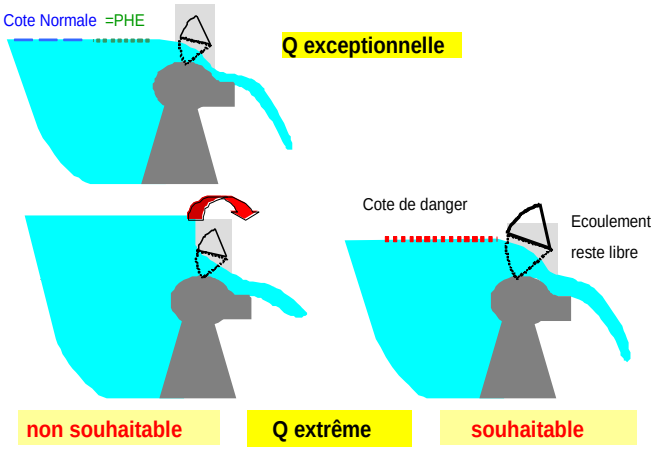


Figure A3.4 – Évacuateur vanné libre, crue extrême

Pour la crue exceptionnelle, vannes ouvertes, l'écoulement sur l'évacuateur est à surface libre. Pour la crue extrême, il risque de passer en charge, avec risque de submersion des superstructures (cf. fig. A3.4).

Revenir à la solution hydrauliquement souhaitable (cf. fig. A3.4 - schéma de droite) remet en cause tout le génie civil. Il faut trouver une autre solution : rendre la submersion acceptable, évacuateur supplémentaire…

4 – Évacuateur vanné en crête en charge

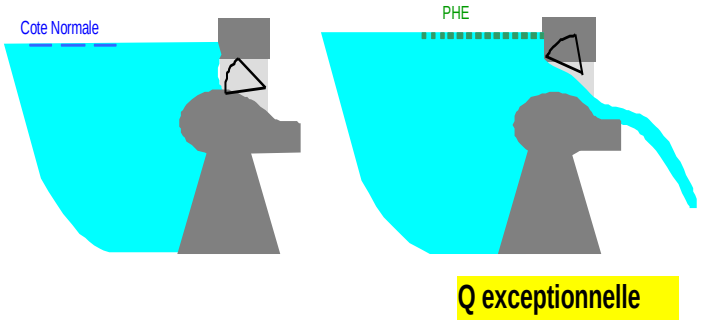


Figure A3.5 – Évacuateur en charge, crue exceptionnelle

Pour la crue exceptionnelle, l'écoulement vannes ouvertes reste en charge, les PHE pouvant rester égales à la cote normale (cf. fig. A3.5).

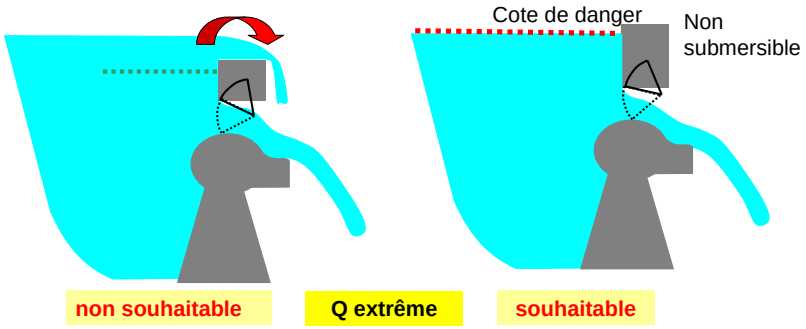


Figure A3.6 – Évacuateur en charge, crue extrême

Pour la crue extrême (cf. fig. A3.6), le niveau de la retenue va monter notablement, car l'écoulement en charge est peu sensible à l'augmentation de niveau de la retenue. La solution souhaitable peut demander une surélévation notable des superstructures, la poussée sur les vannes augmentant alors de manière importante.

5 – Barrage annexe, crue extrême

Ce cas a été abordé dans les recommandations pour les barrages multiples (cf. 4.3.3.3).

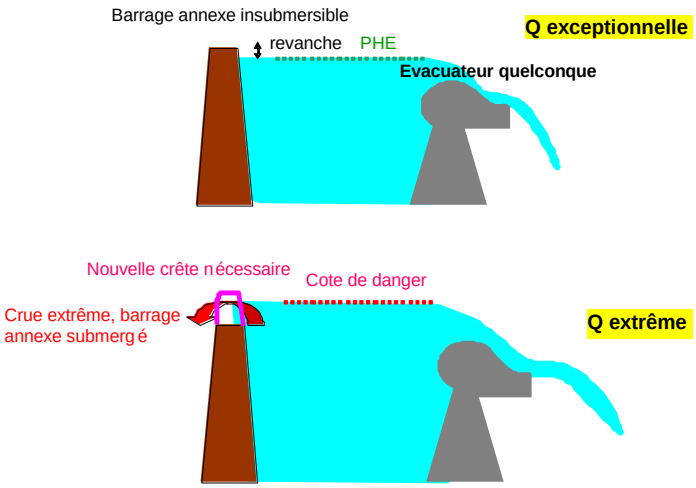


Figure A3.7 – Barrage annexe, crue extrême

Pour la crue exceptionnelle, le barrage annexe insubmersible est calé à PHE + revanche.

Pour la crue extrême, ce barrage peut devenir submersible, avec risque de rupture. Il convient donc de rehausser la cote de ce barrage à la cote atteinte par la crue extrême et même au-delà (cf. fig. A3.7).

6 – Coursier aval

En cas de coursier aval, celui-ci a été dimensionné à la conception pour une crue de type exceptionnelle.

Pour la crue extrême, des problèmes peuvent survenir, tels que :

- débordement latéral ;
- instabilité éventuelle de l'écoulement ;
- surpression dans les courbes concaves (avec traction sur le béton) ;
- surcharge sur le béton (cuillère du saut de ski final) ;
- noyage de la cuillère, auparavant dénoyée ;
- etc.

Annexe 4 : Bibliographie

Réglementation – Recommandations :

- **Australie –** Australian dam safety committee guidelines DSC 13 et DSC 11 ;
- **Badin B., Chatenoux O., Cochet P., Foucault C., Sabaton A.** – Risques liés aux équipements hydromécaniques des ouvrages évacuateurs de crues des barrages – 23ème congrès de la CIGB, Q.91, R.37 – 2009 ;
- **Bister D., coordinateur** – Recommandations pratiques pour améliorer la sécurité des barrages en crue. *Practical guidelines for improvement of dam safety during floods* – CFGB, Revue Barrages et Réservoirs n°8 – 1998 ;
- **Bister D., Lempérière F., Le Delliou P., Marchesini P.** – Évaluation et amélioration de la sécurité vis-à-vis des crues – 18ème congrès de la CIGB, Q.68, R.41 – 1994 ;
- **Brésil** – Criterios de projeto civil de usinas hidrelectricas – Octobre 2003 ;
- **Bureau d'Étude Technique et de Contrôle des Grands Barrages (BETCGB)** – Ministère de l'Économie, des Finances et de l'Industrie – Guide pour le contrôle des barrages en exploitation – 2002 ;
- **Centre d'Études Techniques Maritimes Et Fluviales (CETMEF)** – ROSA 2000 – Recommandations pour le calcul aux états limites des ouvrages en site aquatique – 2001 ; presses ENPC ; http://www.cetmef.developpement-durable.gouv.fr/rosa-2000-application-des-r54.html
- **Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR)** – Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai – Recommandations provisoires – 2010 ;
- **Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR)** – Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids – 2012 ;
- **Comité Français des Grands Barrages (CFGB)** – Petits Barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi – Cemagref édition – 1997 ; http://www.barrages-cfbr.eu
- **Comité Français des Grands Barrages (CFGB)** – Barrages et Réservoirs n°8 – Recommandations pratiques pour améliorer la sécurité des barrages en crue – 1998 ;
- **Décret 2007-1735** du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques ;
- **Électricité de France** – Document interne EDF-DPIH – Barrages équipés de vannes d'évacuation des crues : conception, exploitation et maintenance des organes de crue, de leurs commandes et des automatismes associés – 2009 ;
- **Eurocode 1** – Bases de calcul et actions sur les structures – 2003 & ultérieur (voir http://www.afnor.org/profils/activite/construction/les-eurocodes/les-eurocodes)
- **Eurocode 1** : actions sur les structures - Partie 1-4 : actions générales - Actions du vent (NF EN 1991-1-4 Novembre 2005)
- **Ginocchio R.** – L'énergie hydraulique – Eyrolles – 1978 ;

- **Italie** – Loi italienne de 1959 ;
- **Italie** – « règles techniques » de 1982 ;
- **Italie** – circulaire de 2004 ;
- **Naudascher E.** – Hydrodynamic forces – Design manual – 1991 ;
- **Norvège** – Norwegian dam safety regulation – Water ressources act – Janvier 2010 ;
- **Québec** – Loi sur la sécurité des barrages – 2002 ;
- **Québec** – Décret D. 300-2002, 2002, G.O 2, 2043 ;
- **Royaume-Uni** – United Kingdom reservoirs act – 1975 ;
- **Royaume-Uni** – United Kingdom – Guide floods and reservoir safety – 1978 (mis à jour en 1989 et 1996) ;
- **Service Technique Central des Ports Maritimes et Voies Navigables (STCPMVN)** – Notice STC QC N°93.01 – Programme LUBAQUA 1993 ;
- **Suède –** Swedish guidelines for design flood determination for dams – 2007 ;
- **Suisse –** Directive suisse de 2008 ;
- **USA –** Federal Emergency Management Agency (FEMA) – Federal guidelines for dam safety – Selecting and accommodating inflow design floods for dams – 1998 (reprinted 2004) ;
- **US Bureau of Reclamation** – Design of small dams – US Government printing office, third edition – 1987 ;
- **Varlet H.** – Usines de retenue – Usines de plaine – Eyrolles – 1962 ;

Dimensionnement des éléments mécaniques :

- **DIN19.704 1,2 et 3** – Bases de calcul pour constructions hydrauliques en acier – 1998 ;
- **Eurocode 3** – Partie 1.1 – Calcul des constructions en acier – 2005 et ultérieur;
- **Fédération Européenne de la Manutention (FEM)** – Règles pour le calcul des appareils de levage – 3ème édition révisée – 1998 ;
- **Parlement Européen** et Conseil du 22 juin 1998 – Directive 98/37/CE, Rapprochement des législations des États membres relatives aux machines – 1998 ;

Hydrologie :

- **Arnaud P., Lavabre J.** – La modélisation stochastique des pluies horaires et leur transformation en débits pour la prédétermination des crues – Revue des Sciences de l'Eau 13/4 – 2000 ;

- **Arnaud P., Lavabre J.** – Coupled rainfall model and discharge model for flood frequency estimation – Water Resources Research – vol. 38, n°6 – 2002 ;

- **Benito, G. , Lang, M., Barriendos, M., Llasat, M.C., Frances, F., Ouarda, T., Thorndycraft, V., Enzel Y., Bardossy A., Coeur, D., Bobee, B.** – Use of Systematic, Paleoflood and Historical data for the improvement of flood risk estimation – Review of scientific methods – Natural Hazard, Special number ”Strategies and Applications in Natural Hazard Research using Historical Data” – Edited by T. Glade & M. Lang, Kluwer Academic Publishers – 2004 ;

- **Bowles D. S.** – Risk perception and acceptance criteria : with applications to dams – Risk Management In Civil Engineering Advanced Course – 17-21 Novembre 2008 ;

- **Carvajal C., Peyras L., Arnaud P., Boissier D., Royet P.** – Probabilistic Modelling of Flood Water Level for Dam Reservoirs - ASCE Journal of Hydrologic Engineering – Vol. 14 Issue 3 – 2009 ;

- **Cayla O.** – Synthèse régionale pluviométrique en région montagneuse – Lausanne Symposium Hydrology in Mountainous Regions – *IAHS Publ. n°193* – 1990 ;

- **Cayla O.** – Probabilistic calculation of design floods : SPEED – San Francisco International Symposium on Engineering Hydrology – American Society of Civil Engineers – 1995 ;

- **Cernesson F., Lavabre J., Masson J.M.** – Stochastic model for generating hourly hyetographs – Atmospheric Research – vol. 42 n°1-4 – 1996 ;

- **Champion M.** – Les inondations en France du VIème siècle au XIXème siècle – Éditions Quae – réédition 2002 (cédérom) ;

- **Chave S.** – Pertinence de la cartographie hydrogéomorphologique dans l’approche des inondations rares à exceptionnelles : exemples de sept bassins fluviaux dans les Corbières et le Minervois – Géomorphologie : relief, processus, environnement n°4 – 2002 ;

- **Coles S. –** An Introduction to Statistical Modeling of Extreme Values – Springer Series in Statistics – edition Springer-Verlag – 2001 ;

- **Comité Français des Grands Barrages (CFGB)** – Les crues de projet des barrages : méthode du Gradex – 18ème congrès de la CIGB – Bulletin n°2 du Comité Français des Grands Barrages – 1994 ;

- **Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB)** – Choix de la crue de projet – Méthodes actuelles – Bulletin 82 – 1992 ;

- **Dalrymple T.** – Flood frequency analysis – U.S. Geol. Surv. Water Supply Pap. – 1543A – 1960 ;

- **Delgado J .L.** – Estimation des crues de référence par approche géomorphologique – La Houille Blanche N°5 – 2006 ;

- **Deroo L., de Bonviller A.** – Prise en compte de l’incertitude pour le calcul des crues extrêmes – 22ème congrès de la CIGB – 2006 ;

- **Diame S.-H., Srae** – Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants – Fascicule 2 : la méthode Socose – Information Technique du CTGREF n°8-2 et fascicule 3 : la méthode Crupedix – 1980-1982 ;

- **Duband D., Michel C., Garros H., Astier J.** – Évaluation des crues extrêmes et de la crue de projet par la méthode du Gradex – 16ème congrès de la CIGB – 1988 ;

- **Esposito C.** – Crues de septembre 2002 sur le bassin versant du Gardon : étude comparative entre les limites de la cartographie hydrogéomorphologique et le relevé de la zone inondée – Mémoire de DEA de géomorphologie – Université de Provence Aix-Marseille I – 2003 ;

- **Galéa G., Prudhomme C.** – Modèles Débit-durée-Fréquence et conceptualisation d'un hydrogramme de crue synthétique : validation sur le BVRE de Draix – Hydrologie Continentale n°9 – 1994 ;

- **Garavaglia F.** – Méthode SCHADEX de prédétermination des crues extrêmes. Méthodologie, applications, études de sensibilité – Thèse Université de Grenoble TUE – 2011 ;

- **Garçon R., Bossard E., Lang M., Le Clerc S.** – Revisiter la notion de scénario hydrologique de référence pour la caractérisation du risque d'inondation – Rapport commun EDF/DTG-Cemagref pour le compte du ministère de l'Écologie et du Développement Durable – Programme risque inondation RIO 1 – 2002 ;

- **Garros Berthet H.** – Preliminary PMP and PMF Computation using Bounded Distribution – Symposium de la CIGB – 1995 ;

- **Garros Berthet H.** – Station-year and Lombardi's approaches : Tools for estimation of design floods – Barcelona Symposium on Dam Safety – 1998 ;

- **Garry G., Masson M., Ballais J.L.** – Cartographie des zones inondables : approche hydrogéomorphologique – Ministère de l'Équipement et Ministère de l'Environnement – Les éditions Ville et Territoires – 1996 ;

- **Guillot P., Duband D.** – La méthode du Gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies – Colloque International sur les crues et leur évaluation – Leningrad – IASH – 1967 ;

- **Hershfield D.M.** – Estimating the Probable Maximum Precipitation – ASCE Journal of the Hydraulics Division – HYS – 1961 ;

- **Hosking J.R.M., Wallis J.R.** – Regional Frequency Analysis – Cambridge University Press – 1997a ;

- **Hosking, J.R.M., Wallis J.R. –** Regional Frequency Analysis : an approach based on L-Moments – Cambridge University Press – 1997b ;

- **House K.P., Webb R.H., Baker V.R., Levish D.R.** – Ancient Floods, Modern Hazards : Principles and Applications of Paleoflood Hydrology – Water science and Application vol. 5 AGU – 2002 ;

- **Javelle P.** – Caractérisation du régime des crues : le modèle débit-durée-fréquence convergent. Approche locale et régionale – Thèse de doctorat – Institut national polytechnique de Grenoble – 2001 ;

- **Lambert R., Gholami M., Prunet C.** – Méthodologie pour une cartographie informative des zones inondables en région Midi-Pyrénées – 1995 ;

- **Lang M., Lavabre J., coord., Sauquet E., Renard B., contrib.** – Estimation de la crue centennale pour les plans de prévention des risques d'inondations – Éditions Quae, Collection Update Sciences & Technologies – ISBN 978-2-7592-0067-2 – 2007 ;

- **Lavabre J., Arnaud P., Royet P., Fine J.A., Delichère S., Fang Z.X, Foussard F.** – Crues de projet ou cotes de projet ? Exemple des barrages écrêteurs de crue du département du Gard – Colloque CFBR-SHF – 2009 ;

- **Le Clerc S.** – Revisiter la notion de scénario hydrologique de référence pour la caractérisation des conséquences des crues – Thèse de doctorat – Université J. Fourier Grenoble, Cemagref Lyon – 2004 ;

- **Lombardi G.** – Analyse fréquentielle des crues – Distributions bornées – 16ème congrès de la CIGB, Q.63 – R.17 – 1988 ;

- **Margoum M., Oberlin G., Lang M., Weingartner R.** – Estimation des crues rares et extrêmes : principes du modèle Agregee – Hydrologie Continentale vol.9 – 1994 ;

- **Miquel J.** – Guide pratique d'estimation des probabilités de crue – Eyrolles – 1984 ;

- **Mulvaney T.J.** – On the use of self-registering rain and flood gauges in making observation of the relation of rainfall and flood discharges in a given catchment – Proceedings of the Civil Engineers n°4 – 1851 ;

- **Naulet R., Lang M., Ouarda T., Coeur D., Bobée B., Recking A., Moussay D.** – Flood frequency analysis on the Ardèche river using French documentary sources from the last two centuries – Journal of Hydrology 313(1-2) – 2005 ;

- **Neppel L., Renard B., Lang M., Ayral P.A., Coeur D., Gaume E., Jacob N., Payrastre O., Pobanz K., Vinet F.** – Flood frequency analysis using historical data : accounting for random and systematic errors – Hydrological Science Journal 55 :2 – 2010 ;

- **Organisation Mondiale de la Météorologie** – Guide des pratiques hydrologiques. Acquisition et traitement des données, analyses, prévisions et autres applications – OMM-N°168 – 1994 ;

- **Paquet E., Gailhard J., Garçon R.** – Évolution de la méthode du Gradex : approche par type de temps et modélisation hydrologique – La Houille Blanche n°5 – 2006 ;

- **Parent E., Bernier J.** – Bayesian POT modeling for historical data – Journal of Hydrology 274 – 2003 ;

- **Prunet C.** – Géographie des zones inondables de la Dordogne Moyenne – Thèse de doctorat de Géographie-Aménagement – Université Toulouse le Mirail – 1998 ;

- **Ribatet M., Sauquet E., Grésillon J.M., Ouarda T.B.M.J.** – A regional Bayesian POT model for flood frequency analysis – Stochastic Environmental Research and Risk Assessment 21(4) – 2006 ;

- **Roche M.** – Hydrologie de surface – Orstom – Ed. Gauthier-Villars – 1963 ;

- **Sheffer N. A., Enzel Y., Benito G., Grodek T., Poart N., Lang M., Naulet R., Cœur D.** – Paleofloods and historical floods of the Ardèche river, France – Water Resources Research 39 (12) – 2003a ;

- **Sheffer N. A., Enzel Y., Waldmann N., Grodek T.** – Claim on largest flood on record proves false – EOS Transactions, American Geophysical session, (84), 12 – 2003b ;

- **Sherman** – Streamflow from rainfall by unit-graph method – Eng. News Record, 108 – 1932 ;

- **Soil Conservation Service** – National Engineering Handbook Section 4, Hydrology – US Department of Agriculture – 1972 ;

- **Soil Conservation Service** – Curve number (SCS-CN) methodology – Kluwer academic publishers – 2003 ;

- **St-Hilaire A., Ouarda T.B.M.J., Lachance M., Bobee B., Barbet M., Bruneau P.** – La régionalisation des précipitations : une revue bibliographique des développements récents – Rev. Sci. Eau 16 (1) – 2003 ;

- **Ven Te Chow** – Handbook of applied hydrology –Section 20 – Hydrology of Agricultural Lands – MacGraw-Hill – 1964 ;

- **Vidal J.J.** – Cartographie informative des zones inondables en Midi-Pyrénées. Une démarche à l'échelle de la région – Colloque national sur les risques naturels, Cemagref Grenoble – 2000 ;

- **World Meteorological Organization** – Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation – Operational Hydrology Report n°1, WMO 332, second edition – 1986.

Hydraulique :

- **Carlier M.** – Hydraulique générale et appliquée – Eyrolles – 1986 ;

- **Chanson H.** – The hydraulics of stepped chutes and spillways – Taylor & Francis – 2002 ;

- **Degoutte G.** – Diagnostic, aménagement et gestion des rivières : hydraulique et morphologie fluviales appliquées – Éditions Tec & Doc Lavoisier, deuxième édition revue et augmentée – 2012 ;

- **Graf W., Altinakar M.** – Hydraulique fluviale, tome 1 : écoulement permanent uniforme et non uniforme – Presses polytechniques et universitaires romandes – 1993 ;

- **Graf W., Altinakar M.** – Hydraulique fluviale, tome 2 : écoulement non permanent et phénomène de transport – Presses polytechniques et universitaires romandes – 1993 ;

- **Idel'cik I.E.** – Mémento des pertes de charge – coefficients de pertes de charge singulières et de pertes de charge par frottement – Eyrolles – 1999 ;

- **Lencastre A.** – Hydraulique générale – Eyrolles – 1996 ;

- **Post G., Chervier L., Frey J.-P., Rueff, Meilland, Maurin, Ho-Ta-Khanh** – Quelques problèmes particuliers posés par les déversoirs à grande capacité : tapis de protection, dissipation d'énergie par déflecteurs et aération et cavitation produite par les écoulements à grande vitesse – 13ème congrès de la CIGB, Q.50, R.38 – 1979 ;

- **Sinniger R., Hager W.** – Constructions hydrauliques – Écoulements stationnaires – Presses polytechniques romandes – 1989 ;

- **Ulrich T.** – Stability of Rock Protection on Slopes – *Stabilité des protections en enrochements sur les pentes* – Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113 n°7 – 1987 ;
- **US Army Corps of Engineers** – Hydraulic design of spillways – Engineer Manual 1110-2-1603 ;
- **Ven Te Chow** – Open-channels hydraulics – MacGraw-Hill – 1959.

Boudins, hausses :

- **Degoutte G., Royet P., Alonso E.** – Seuil souples – Utilisations en rivière et sur les barrages – Informations techniques du Cemagref n°85, note 2 – 1992 ;
- **Kennedy D.** – Inflatable storage – International Water Power & Dam Construction – 2004 ;
- **Royet P., Degoutte G.** – Hausses fusibles sur les déversoirs de barrages – Informations techniques du Cemagref n°85, note 1 – 1992.

Accidentologie :

- **HYDRO** – 2009 – Lyon ;
- **Diacon A., Stematiu D., Mircea N.** – An analyse of the Belci dam failure – Water Power & Dam Construction – 1992.

Vent :

- **Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB)** – Règles NV 65 : règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes – DTU P06-002 – AFNOR – 2009 ;
- **Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB)** – Barrages en remblai, Protection du talus amont – bulletin n°91 – 1993 ;
- **Institution of Civil Engineers (ICE)** – Floods and reservoir Safety – third edition – Thomas Telford Publications – 1989 ;
- **Naaim M., Degoutte G., Delorme F.** – Les vagues dans les retenues d'altitudes : analyse et méthodes pour la prévention – Sciences Eaux & Territoires n°02 – 2010 ; http://www.set-revue.fr/sites/default/files/archives/set_02_article_10_0.pdf
- **Saville T., McClendon E., Cochran A.** – Freeboard Allowances for Waves in Inland Reservoirs – Journal of the Waterways and Harbours Division, ASCE – 1962 ;
- **Smith, J.** – Wind Wave Generation on Restricted Fetches – Coastal Engineering Research Center, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS – 1991 ;
- **South African Committee On Large Dams (SACOLD)** – Interim guidelines on Freeboard for dams, Safety evaluation of dams – 1990 ;
- **US Army Corps of Engineers** – Shore protection manual – Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS – 1984.

Objectives of the work group (CFBR mission letter dated July 9th 2009)

The work group's essential objective is to propose spillway design principles. This will require:

- *defining the key dam safety concepts in flood periods and specifying the related vocabulary (maximum water level, danger level, freeboard level, etc. and corresponding floods); these concepts will take the dam class and type into consideration,*
- *putting forward guidelines for predetermining extreme floods, taking the flood mitigation capacity and the impact of upstream reservoirs into account,…*
- *proposing design criteria corresponding to the different situations chosen; the design concerns all the components used for the passage of flood water,*
- *proposing general principles for designing and diagnosing the gated components and their control systems.*

Additional comments:

- *a summary of some practices used in other countries, particularly those that have been developed recently, could be one of the work group's initial tasks, facilitated by publications from the 2009 symposium;*
- *the group will take into account the existing CFBR publications: "Small Dams – guidelines for their design, construction and monitoring" Cfgb 1997, and "Practical guidelines for improving dam safety during floods" Cfgb 1998;*
- *the choice of design flood during periods of site installation protection works shall not explicitly be included in the group's mission, but may be discussed if the group feels the need to do so.*

Composition of the work group

This document has been drafted by a work group from the Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR – French Committee on Dams and Reservoirs) which carried out this task over the period from September 2009 to June 2012 (15 meetings). The group consisted of people appointed for their skills and experience in the field of spillway design:

Patrick Le Delliou,	BETCGB, head of the WG
Stéphan Aigouy,	BETCGB
Claude Albert,	CACG
Gérard Degoutte	IRSTEA (ex-CEMAGREF)
Luc Deroo,	ISL
Eric Domps,	SHEM
Etienne Frossard,	Coyne et Bellier (Tractebel Engineering)
Francis Fruchart,	CNR
Michel Lang,	IRSTEA (ex-CEMAGREF)
François Lemperière[18],	HYDROCOOP
Daniel Loudière,	CTPBOH
Bernard Reverchon,	EDF
Paul Royet,	IRSTEA (ex-CEMAGREF)
Thibaut Ulrich,	ARTELIA (ex-SOGREAH)

Stéphan Aigouy was the work group secretary.

June 2013

[18] Does not approve the work group's report

SOMMAIRE

Introduction 171

Why propose design guidelines for dam spillways? 171

Field of application of the guidelines 171

General design process for dam spillways 171

1. Terminology – Glossary 173

1.1. Geometry 173
1.1.1 Normal water level (NWL) 173
1.1.2 Protection level 173
1.1.3 Maximum water level (MWL) 174
1.1.4 Danger level 174
1.1.5 Freeboard 175
1.1.6 Overhead clearance 175

1.2. Hydrology 175
1.2.1 River regime 175
1.2.2 Variables that characterise floods 175
1.2.3 Probability of not exceeding *p* and return period *T* 177
1.2.4 Probable maximum flood 178
1.2.5 Reference floods for projects 178

1.3. Hydraulic components 178
1.3.1 Spillways 178
1.3.2 Bottom outlets 178
1.3.3 Intake component 179
1.3.4 Flow rate 179

2. Guidelines for flood assessment 180

2.1. Difficulties linked to the assessment of extreme floods 180

2.2. Carrying out a study on extreme floods 180

2.3. Data Collection 181
2.3.1 Hydrometric information 181
2.3.2 Pluviometric information 181
2.3.3 Natural data 183
2.3.4 Earlier hydrological studies 184
2.3.5 Operating method of the basin in flood 184

2.4. Predetermination of extreme floods on a gauged site 184
2.4.1 Methods based on flows 184
2.4.2 Methods based on modeling the rainfall-runoff transformation processes 185

2.5. Methods of transfer to an ungauged site 188
2.5.1 Regional Formulae 188
2.5.2 The index flood method 189
2.5.3 Shyreg Method 190

2.6. Probable Maximum Precipitation / Probable Maximum Flood 190
2.6.1 Estimating the PMP 191
2.6.2 Estimating the Probable Maximum Flood 192

2.7. Proposals for predetermining extreme floods 193

3. Guidelines for spillway construction provisions and maintenance and operation methods 195

3.1. Global approach for ensuring reliablility 195

3.2. Systems concerned 196
3.2.1 Spillway types 197
3.2.2 Spillway design with regard to floating debris 205
3.2.3 Gates jamming because of clogging at the gate toe 213
3.2.4 The most common types of gates 214
3.2.5 Operating components 220
3.2.6 I&C systems 222
3.2.7 Hydraulic controls at the reservoir 223

3.3. Equipment design 223
3.3.1 Electromechanical equipments 223
3.3.2 Gate control 228
3.3.3 Information acquisition 231
3.3.4 Monitoring and control system 233

3.4. Monitoring and maintenance 237
3.4.1 General principles 237
3.4.2 Periodic component testing 237
3.4.3 Periodic checks 238
3.4.4 Maintenance operations 238
3.4.5 Re-qualification of structures and equipment 239

3.5. Spillway use – Flood passage management 239
3.5.1 General flood discharge instructions 240
3.5.2 Flood operation instructions 241

3.6. Feedback on cases of failure 242
3.6.1 Design defects 242
3.6.2 Management system incoming information errors 243
3.6.3 Maintenance errors 243

4. Guidelines for spillway design 245

4.1. Current French practice for the design of new or existing spillways 245
4.1.1 Preamble 245
4.1.2 MWL elevation and freeboard 245
4.1.3 Design floods 245
4.1.4 Mitigation by the reservoir 246
4.1.5 Hydraulic design of the spillway 246
4.1.6 Hydraulic design of chutes, dissipation components, etc. 246
4.1.7 Analysis of the "flood" risks for the emergency action plans 247
4.1.8 Case of small dams 247

4.2. Foreign regulations and practices 248
4.2.1 Documentation 248
4.2.2 Dam classification 249
4.2.3 Floods considered 249

4.3. Proposals for spillway design or verification according to class (vulnerability), dam type and spillway type 252
4.3.1 Reference levels 252
4.3.2 Design situations 253
4.3.3 Hydrological design 257
4.3.4 Hydraulic design 265
4.3.5 Structural and mechanical design 270
4.3.6 Particular case of gate-structure dams in rivers 271

4.4. Adapting existing dams to the new guidelines 275

4.5. Use of these guidelines outside of the French context 276
4.5.1 Extreme flood return period 276
4.5.2 Very small dams 277

5. Topics for research and development 278

5.1. Notion of the danger flow line 278

5.2. Taking into account uncertainties when choosing the reference hydrological hazard 280

5.3. Initial filling state of the dam and volume of the design flood or of the extreme flood 282

5.4. Extreme flood estimation 285

5.5. New problems raised by the ultimate limit state approach 286

5.6. Determination of the occurrence of safety check floods using the incremental damages method 288

5.6.1 Introduction 288
5.6.2 Principle of the method as it is applied in Quebec 289
5.6.3 Graphic translation of the determination of the check flood 291
5.6.4 Practical procedure for the method 293
5.6.5 Applicability of the method in France 293

Annex 1: Foreign practices 296

Annex 2: Calculation of wave-induced freeboard 307

Annex 3: Some examples of spillway adaptations on existing dams 313

Annex 4: Bibliography 318

Introduction

Why propose design guidelines for dam spillways?

Controlling the passage of flood water is a fundamental element of dam safety and depends to a great extent on spillway design and operation. French practices in this field are currently largely based on the experience of different engineering departments and owners.

Two symposiums organised with the SHF in 2006 and 2009 were steps leading to a better understanding of the "flood" issue and to initiating technical discussions on the subject.

The *Comité Français des Barrages et Réservoirs* wanted to build on these discussions and therefore decided to set up a work group to propose the Executive Committee guidelines on spillway design that would apply to all French dams. These guidelines had to take the new French regulations into account, particularly the need for a coherent framework expected by those drafting and checking risk studies. Lastly, the results of this CFBR think-tank also meet a requirement of the *Comité Technique Permanent des Barrages et des Ouvrages Hydraulic* (CTPBOH – Permanent Dams and Hydraulic Structures Technical Committee).

Field of application of the guidelines

These guidelines apply to the justification of the design of spillway capacities for all class A to class D dams in France (decree 2007-1735 of December 11th, 2007[1]), whatever the type of dam and spillway component. For class D dams, the field of application of the guidelines should preferably be limited to dams holding at least 50000 m^3; class D dams with smaller reservoirs and, *a fortiori,* unclassified dams are not concerned by these guidelines. The document is intended for planning spillways for new dams, projects to renovate old dams or to check the spillways of dams in operation.

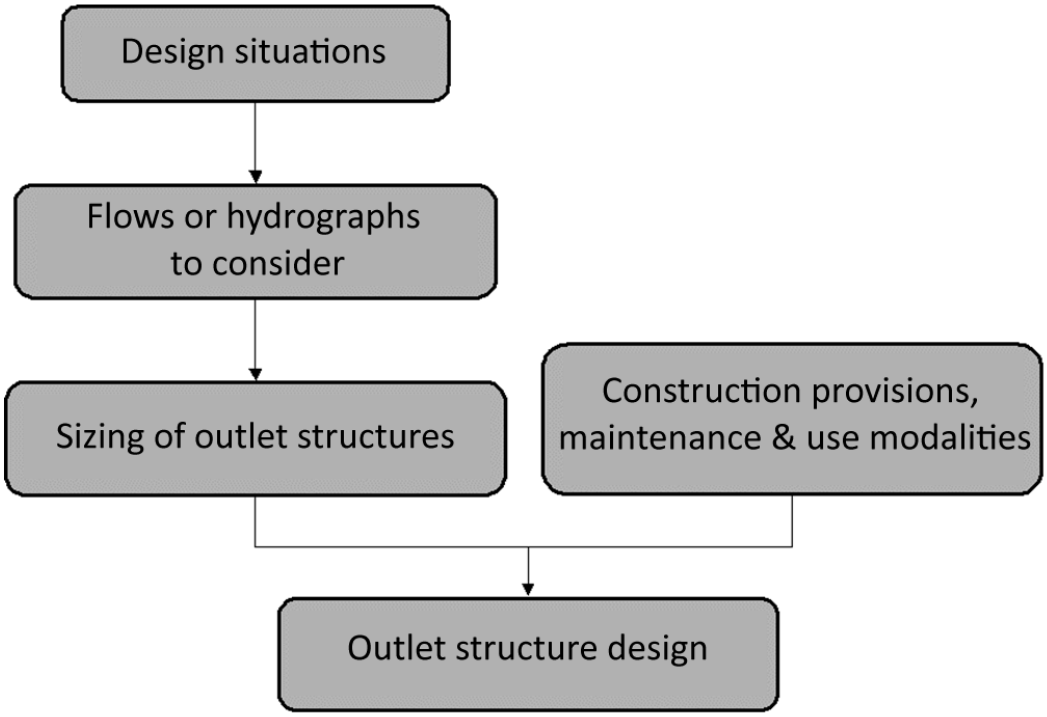
The majority of the guidelines in this report, drafted for French dams and the social and legislative context in France, could be applied in other countries. However, the design criteria, particularly those proposed in chapter 4.3 must be considered as specific and their application in other countries would probably require adaptations.

General design process for dam spillways

In these guidelines, we will examine in turn the terminology relative to the field and used throughout the guidelines, flood assessment, the provisions for building spillways and the methods of maintaining and using them, spillway design and current areas of research.

The logogram to use in any spillway design process is the one below:

[1] Reminder: dam classes are defined by this decree according to the height of the dam and the value of criterion $H^2V^{0,5}$, with a value of 200 between classes B and C, and 20 between classes C and D.



General process for sizing and designing a spillway

The different design situations to examine are defined in chapter 4.3.2 (normal operating situation, rare flood situation, exceptional flood situation, extreme flood situation or other design situations).

The return periods to consider are defined in chapter 4.3.3. The flood flows or hydrographs are drawn up using a methodology detailed in chapter 2.

Spillway design is the subject of chapter 4.3.

The constructive provisions and the maintenance and operation methods are the subject of chapter 3.

1. Terminology – Glossary

1.1. Geometry

1.1.1 Normal water level (NWL)

This is the maximum level that the reservoir can reach in normal operation outside flood periods. Even if for many dams this is a level defined physically by the height of a sill, or the top of a surface gate, etc, this is not always the case, as for a dam that only has a low level or mid-level outlet for example. It is generally a “contractual” value set by an authorisation order or a concession decree.

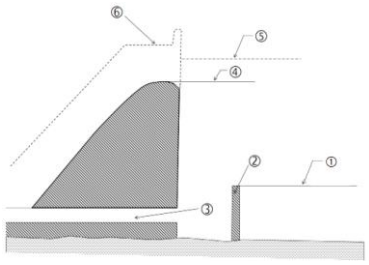
One chapter of a dam’s general stability design report corresponds to this level, giving sufficient safety factors. In ”Eurocode” language, this is a check of the limit states in a quasi-permanent situation (CFBR guidelines 2012 for gravity dam stability justification and CFBR guidelines 2010 for earth dam and levee stability justification).

For dams not specifically intended for flood mitigation, the NWL also allows the calculation of the reservoir required for the structure’s classification with regard to decree 2007-1735.

1.1.2 Protection level

This notion only applies to flood mitigation structures. It would be dangerous to extend it to dams designed for other purposes: a water storage dam does not, in theory, have to play a protective role, especially as flow variation speeds cannot be reduced as they can in a flood mitigation dam that has several sill levels.

A flood mitigation dam usually has uncontrolled or gated openings with the design based on the capacity of the downstream bed, particularly when it crosses an urban area. We usually assess the river’s maximum flow that will not cause damage downstream of the dam (for example flow that fills the low-water channel to full capacity or flow of a downstream structure that creates a control section) and any lower openings are sized so as to deliver this flow maximum. During flooding, water is stored temporarily in the flood mitigation water column and a limited flow is released through these sluiceways until the water reaches the level of a surface spillway whose function is to ensure dam safety during extreme events.



① *Semi-permanent reservoir*
② *Cofferdam*
③ *Sluice*
④ *Surface weir (protection level)*
⑤ *MWL*
⑥ *Crest*

Figure 1.1 – Diagram section of a flood mitigation dam

The protection level is defined as the level of a flood mitigation dam’s free overflow spillway (except in exceptional cases); this is an intrinsic property of the structure.

The protection level is the reference level for calculating the reservoir's "regulation" volume with regard to decree 2007-1735. The dam's design report must show justification for this level in a rare situation.

1.1.3 Maximum water level (MWL)

The MWL is well established in France. It is sometimes called the "exceptional highest water level".

In current practice, it corresponds to the reservoir level reached in the hypothesis of the occurrence of a design flood for a chosen return period.

At MWL, the stability calculation for the structure must show sufficient safety factors (but usually lower than the factors obtained at NWL). Moreover, at this level, the passage of flood water does not damage the structure or the hydraulic components (spillways, chutes, energy-dissipating components, etc.).

It is linked to a flood and therefore to its return period and the hydrological study that provided the characteristics. It can be considered to be a level that may vary over the structure's life.

1.1.4 Danger level

For the work group, this has become an obligatory component of estimating the structure's safety margin.

It corresponds to the level over which we no longer know how to guarantee the structure's safety. The dam's intrinsic stablility for this level is verified by calculations using the partial coefficients associated with extreme situations. At this level, moreover, the passage of the flood water occurs without the structure rupturing (the dam does not collapse because of a chute overflowing or erosion at the toe due to energy dissipation, etc.). That does not mean that a dam will fail when this level is exceeded. There are, indeed, other "hidden" margins in the calculation methods (for example, in the notion of a characteristic value taken into account in the mechanical strength parameters) and in the engineer's appreciation. Therefore the probability of failure once the danger level is exceeded may be significant but not equal to 1. Failure also depends on a number of factors, like, for example, how long the danger level is exceeded (case of overtopping of an embankment, for example).

The direct determination of this level poses considerable difficulties and it seems impossible to avoid adopting standard rules (to set an upper limit at least, per dam type); a pathological state, a particular behaviour or an undersizing of the structure can justify using lower values. According to the structure type, determining the danger level can be marred by incertitude of a greater or lesser extent[2].

Moreover, sometimes the danger level value can be determined indirectly, if it can be shown that the dam's stability remains guaranteed using the partial coefficients linked to extreme situations, for the level reached in these situations. This level is then a lower limit for the danger level.

[2] For fill dams, where the threshold effect is more marked, the danger level will probably be estimated with less incertitude than for gravity dams and, *a fortiori,* for arch dams.

It is also possible that, in certain special cases, the danger level does not exist (e.g. for a dam where the downstream level rises rapidly when it is submerged, leading to operation similar to that of a river weir).

1.1.5 Freeboard

The freeboard is the difference in elevation between the reservoir and the crest of the structure. In certain cases, this may include the parapet. This freeboard is sized using criteria on the height of the waves (see 4.3.3.5 and annex 2), in relation to both the NWL and the MWL. It is never linked to the notion of extra height used on embankments or dams on a compressible foundation to stand up to any future settling of the structure.

1.1.6 Overhead clearance

The overhead clearance is the height difference between the open surface of a reservoir or a runoff and an obstacle situated above. The overhead clearance varies over time according to the flow and the level of the reservoir, etc. It can also depend on the position of the obstacles (tainter gates in high position, for example). The overhead clearance also gives an understanding of the risk of floating debris getting stuck (the width of the openings is just as important).

1.2. Hydrology

1.2.1 River regime

River flow rates follow a seasonal cycle conditioned by the regime of precipitation and temperatures which cause variation in the runoff, evapo-transpiration, snow pack and plant cover, as well as by the level of the water tables. The period of average water level is distinguished from that of the extremes: low water levels or low flow rate coming from drainage of the water table when there is no surface runoff (no strong precipitation), and high waters or flood.

A natural flood is a swell in river flow caused by precipitation and/or snow thawing. The water that flows in a river in flood usually contains mud, sand or gravel sediment. An accidental flood can be caused by the rupture of a structure holding a lake or the temporary failure of a reservoir caused by a logjam or a landslide.

1.2.2 Variables that characterise floods

For an engineer to make a study, floods are summarized by a certain number of values or variables. The main variables are the essential variables for dam safety because they mainly affect the maximum level of the reservoir. The secondary variables generally have much less effect on the reservoir’s maximum level but they make it possible to characterise the aggravating factors linked to a specific operation in flood.

1.2.2.1 Main variables that characterise floods

The main variables that characterise floods are as follows:

- peak flow *Qmax* (in m^3/s): the maximum inflow value entering a reservoir during the flood;
- the volume of the flood (in hm^3 or million m^3): volume of water entering a reservoir during a flood episode. As the start and end of the episode are not always easy to position (close succession of flood episodes), we can give the average maximum flow of the flood *Vd*, for different durations *d*;
- the flood's base time (in h): duration of the flood or duration over which the inflow entering the reservoir is higher than a given value, usually the 'basic flow" value (which can be different at the start and end of a flood). The base time can also be defined as the base of the triangle of the same peak flow and the same volume as the real flood, for example.

There is no ambiguity as regards the definition of the peak flow, but the base volume and time can be estimated differently by two hydrologists according to their study methodology, especially in the case of a complex flood.

1.2.2.2 Secondary variables that characterise floods

We also find the following secondary variables:

- the base flow before and after the flood (in m^3/s): before the flood, we usually use the river flow before the sharp break that often marks the start of a flood. After the flood, we often use the flow that appears on a break in the de-flood curve drawn on a semi-logarithmic graph. To estimate the base flow in the case of a complex flood, the end flow of the preceding flood should be subtracted. Various models offer estimations which, if they are not more reliable, are at least more consistent from one flood to the next. An analysis of the different base flows observed can make it possible to calculate a base flow for the design flood. Sometimes the annual or seasonal average of the waterway's flow is used as a precaution. The annual average is also called the waterway module. A higher value could be used if the risk of the concomitance of a high base flow with a flood episode is to be studied;
- the maximum average flow *Vd* and the maximum threshold flow *Qd* (in m^3/s): for a given duration *d*, the maximum average flow *Vd* is obtained by dividing the maximum volume of the hydrograph by the duration *d* (using a moving average). The maximum threshold flow *Qd* is the flow threshold exceeded throughout the duration *d*. The flow *Vd* is an intermediate variable used in the Gradex method and its variants to extrapolate flow distribution using the maximum average rain distribution *Pd* for the same duration. The flow *Qd* can be used to construct a reference flood hydrograph which presents the particularity of being consistent in frequency, whatever flow *Vd* is used to characterise it (see 5.3);
- daily rainfall (mm): this is the rainfall measured on the rain gauge, taken daily at a set time (7 or 8am usually);
- the maximum average rainfall for a duration *d:* for a given duration *d*, this is the total rainfall (mm) or its intensity (mm/h), measured on the recording rain gauge;
- the flood hydrograph: for a flood episode, flow variation over time. As the flow rises, it goes from a base flow to a peak flood flow. It then goes back down until the end of the flood. We distinguish the entry hydrograph coming into the reservoir and the exit hydrograph evacuated by the dam's outlet structures. The shape of the flood hydrograph can impact whether the reservoir fills more or less rapidly. We can look at several parametres to characterise the shape of the hydrograph: 1/ the relationship between the peak of the flood *Qmax* and the maximum average flow *Vd* (also called the peak coefficient); 2/ the maximum gradient of the flood rising or its rising speed ($m^3/s/h$) over a duration *d* (with a running average over the rising of the flood); 3/ the coefficients of shape and asymmetry that characterise the concentration of the volume around the peak and the asymmetry of the volume around the peak respectively.

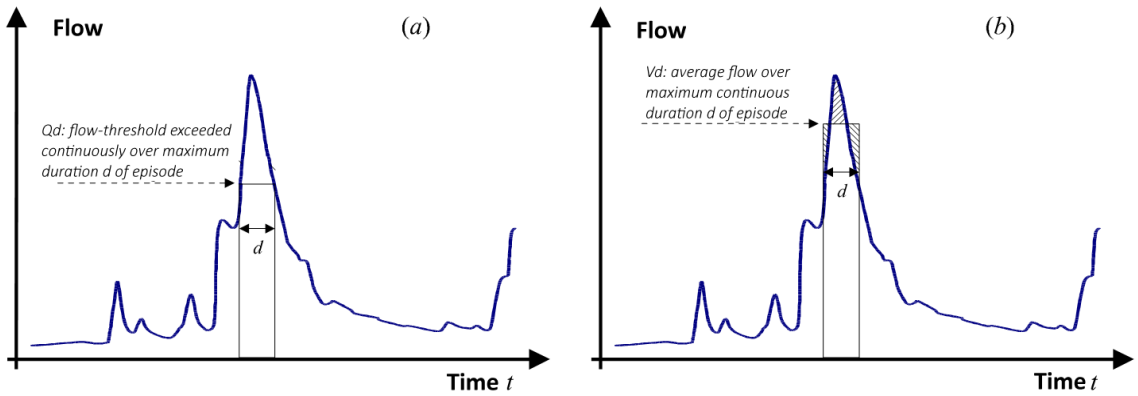


Figure 1.2 – Threshold flow and maximum average flow of a flood hydrograph

1.2.3 Probability of not exceeding p and return period T

If the reference event is defined as exceeding a reference flow *Qp* by the annual maximum, two values can be linked to it:

- the annual probability *p* of not exceeding the flow *Qp*: $p = \text{Prob}[Q < Qp]$;
- the average number of years *T* (or return period) separating two occurrences of the event,

using the relation: $p = 1 - 1/T$.

Table 1.1 gives the risk of observing an event higher than the reference flood over a given period at least once, based on the relation:

$$\text{Prob}[Q > Qp \text{ at least once in } N \text{ years}] = 1 - (1-1/T)^N$$

After defining the reference flow used to characterise the flood (peak flow, maximum average flow, maximum threshold flow), the ten-year flood (hundred-year and thousand-year respectively) is the flood whose annual probability of exceeding the reference flow is 10^{-1} (respectively 10^{-2}, 10^{-3}).

Quantile *Qp*		Probability of exceeding quantile *Qp* at least once in *N* years				
Probability of not exceeding	Return period *T* (yrs)	*N*=1	*N*=10	*N*=20	*N*=50	*N*=100
0.9	10	10^{-1}	0,65	0,88	0,995	$1-(3 \times 10^{-5})$
0.99	100	10^{-2}	10^{-1}	0,18	0,39	0,63
0.999	1000	10^{-3}	10^{-2}	2.10^{-2}	5.10^{-2}	10^{-1}
0.9999	10000	10^{-4}	10^{-3}	2.10^{-3}	5.10^{-3}	10^{-2}

Table 1.1 – Probabilities of exceeding the quantile Qp

The probabilities of exceeding it on an annual basis might seem low, but the risk must be considered for the structure's lifetime. So the probability of having at least one thousand-year flood (or ten-thousand year respectively) over a 100 year period is one chance in 10 (100 respectively), which is far from negligible.

The notion of the return period is often mistakenly interpreted as the regular recurrence every *T* years of an event. It is actually an average duration between two occurrences. We can cite

the case of the Loire River downstream from the Bec d'Allier where the three worst floods known for at least two centuries all occurred over a 21 year period, in 1846, 1856 and 1866.

In certains cases the reference flood must be defined by its volume V or its maximum average flow.

1.2.4 Probable maximum flood

When it comes to dam safety, certain practices use the notion of Probable or Possible Maximum Flood (PMF). This is an extraordinary flood that can be envisaged but is not linked to a probability.

1.2.5 Reference floods for projects

We can distinguish several reference floods:

- the construction flood: flood against which it is decided to protect the worksite while the structure is constructed;
- the protection flood: for flood mitigation dams, the flood that reaches the protection level (see 1.1.2);
- the exceptional flood: the flood considered to determine the structure's MWL. Since the MWL is likely to vary over the structure's lifetime (new stability design sheet, modification of the flood outlet capacity, etc), the design flood also varies: updating the exceptional flood following an extreme hydrological event, modifying the probability to be used following a change in the regulations;
- the extreme flood: flood in which the reservoir reaches the danger level. It may be caused by a spillway malfunction. Note that the term "extreme flood" may also be used generically, particularly by hydrologists, to characterise serious floods, ones that are higher than usual (see 2.4 or 2.7 for example).

1.3. Hydraulic components

1.3.1 Spillways

This is a hydraulic component intended to ensure flood discharge. It might be an uncontrolled overflow spillway or a gated component (on the surface, at the bottom or half-way down) or a mixed component[3]. A single dam can have several hydraulic components to evacuate floods, of the same type or not.

1.3.2 Bottom outlets

This is a hydraulic component used for voluntary emptying of the reservoir (in case of serious problems or for inspection or maintenance operations, etc), situated in the bottom part of the dam. It might not be situated at the lowest point of the dam (in this case, the reservoir cannot be completely emptied by gravity and a dead storage remains that cannot be emptied). The bottom outlet is not usually counted as a spillway (unless it is explicitly designed for that, with a sufficiently safe control system, electricity supply, etc.).

[3] For example an uncontrolled spillway with fusegates

1.3.3 Intake component

This is a hydraulic component used to exploit the water in the reservoir (plant intake, drinking water intake, etc). It must not be considered to be part of the flood capacity.

1.3.4 Flow rate

The flow rate of a hydraulic component is the flow that can be released for a given reservoir level. The accretion of this flow rate with the reservoir level can vary greatly according to the type of spillway (see 3.2.1). If necessary, it can be influenced by the downstream flooding conditions.

2. Guidelines for flood assessment

2.1. Difficulties linked to the assessment of extreme floods

Assessing a dam's design flood and extreme flood poses specific problems linked to the small amount of data available which is supplied by nature through a haphazard process. Moreover, the suggested approaches for analysing this data are diverse and are still the subject of research and sometimes debate. The hydrometric series to process frequently only cover a few decades, usually with no exceptional event and possibly far from the dam. We are therefore confronted with several difficulties:

- how to extrapolate series that are too short, with information that usually only regards relatively recent events
- how to estimate reference values for a whole region whilst the measurement network has a density that is necessarily limited considering the spatial variability of rainfall and runoff
- how to update our knowledge of extreme events in an evolving context, with many interrogations on climatic variability and the effects of climate change?

The theory of extreme values (Coles, 2001) offers a rigorous mathematical framework that represents the probabilistic behaviour of the annual maximum value using the general law of extremes and values above a threshold using Pareto's generalised distribution. But it is based on hypotheses that have not been fully checked in hydrology (independence, homogeneity, stationarity of the sample values) and has only been validated asymptotically, for sample sizes of several hundred values much higher than those available in practice.

We are therefore faced with a high level of uncertainty linked to the sampling distribution (high sensitivity to the presence of singular values), estimation error on flood flows (extrapolation of the rating curve) and the extrapolation of the extreme values theoretical model. Therefore, in terms of statistics, current events are not very informative for the pre-determination of the high values of floods. The physical origin of these extreme values is indeed quite different from that of current events. Applied to long series, the theory of extreme values becomes pertinent again for estimating extreme values, hence the concern of hydrologists to develop methods that make it possible to incorporate additional information into the local data series covering only a few decades (see 2.4).

2.2. Carrying out a study on extreme floods

After researching the available data, we differentiate a case where hydrometric data is available close to the site to be studied from one where this data is insufficient or non-existent. In the first case, it will be possible to estimate reference floods by using information on flow and tools based on knowledge of the processes whereby rain is transformed into runoff. A regional analysis is preferable, even when data is available for the site, as this strengthens the study's reliability.

In the second case, spatial transfer approaches have to be used to estimate the reference hydrological hazard on an ungauged site or one with little information.

2.3. Data Collection

2.3.1 Hydrometric information

2.3.1.1 Constituting a data set

Constituting a data set requires:

- recovering the flow history from the nearest site and neighbouring sites;
- checking the existence of data on old floods from the Flood Forecast Service (atlas of flood-risk areas) and by consulting earlier hydrological studies and Maurice Champion's inventory (Champion, 2002);
- finding out about the existence of floods markers;
- possibly supplementing this information with a specific historical enquiry (consulting departmental archives and more specific archives).

2.3.1.2 Data analysis

The data analysis contains the following steps:

- visualising the flow history;
- examining the rating curves and gauging cloud;
- discussing the quality of the data with the operator;
- checking that the information is coherent (spatial cross-check, analysis of flood high-water marks);
- wherever possible, looking at the station file, visiting the site and validating the extrapolation of the rating curve;
- converting the elevation of past floods into flow (checking the stability of the river bed and taking into account any changes in the geometry of the low-water channel and/or flood plain);
- determining a completeness threshold beyond which it can be considered that all events are known.

2.3.2 Pluviometric information

2.3.2.1 Constituting a set of pluviometric data

If all the daily observations cannot be collected from the stations in the study area, daily rainfall totals, as well as monthly and annual maxima are taken from the pluviometers in the study area and daily rainfall over a threshold during the flood observation period (from pluviometers that are useful for the rainfall-runoff study). Pluviograph recordings of heavy storms can be added.

The application of precipitation maximisation approaches (see 2.6.1.1) can exploit additional information on precipitation, such as relative humidity, air temperature and wind speed. The Schadex method (see 2.4.2.3) uses information on pressure fields (approach based on weather type) and air temperature (correction of rainfall in the watershed in high altitude areas and Mordor hydrological model with a nival component).

2.3.2.2 Data analysis

We proceed in three stages:

- Stage 1: checking gaps in the observations, by comparing data from nearby stations; if missing information is noted, either the year is removed or the missing values are reconstituted (on condition that the total of the reconstituted values is less than 20 or 30% of the annual total). Heavy daily rainfall is never reconstituted;
- Stage 2: constituting long series that are as complete as possible using observations from different places. This stage is often carried out by the network operator, which lays the series observed in different substations end to end under the name of a single station;
- Stage 3: checking the consistency of the series obtained, through double rollups for example. If there is a break in the consistency, either the series is cut in two or one of the two parts of the series is corrected. This check is carried out on each series of annual rainfall totals (which therefore should be collected even for a flood study) and, if the series is inconsistent, the result is checked or overturned on the series of annual maxima of daily rainfall.

Checking the pluviograph recordings is also essential. In certain cases, an upper limit of rain intensity in a short time interval can be observed because of metrological concerns (insufficient runnel overturning rhythm, collection unit surface too large, poor catchment because of wind, etc.).

2.3.2.3 Rain analysis in the considered watershed

It is useful to:

- analyse the spatial variability of the rainfall in the geographical sector of the study (beyond the limits of the watershed), possibly taking into account special phenomena: orographical effect, precipitation abating at altitude (rain-snow limit);
- make deductions according to different approaches on the watershed (obtained arithmetically for several substations or through kriging), or use a station that is representative of rainfall in the watershed.

2.3.2.4 **Choosing a time interval and seasonal sampling adapted to the flood dynamic of the considered watershed**

It is useful to:

- choose a time interval longer or equal to a day, correcting the alignment of the values if necessary (Weiss correction) because of better availability of data on daily rainfall (higher density of the observation network, longer time series). If the watershed's reaction time in flood is a few hours, it is essential to exploit the pluviographic data directly or to use intensity-duration-frequency curves;
- reason on the highest risk season rather than look at the whole year. If you are using extrapolation methods based on pluviometric information, do not choose the season with the highest rainfall if it never corresponds to the season of the worst floods (case of summer storms causing flow that is less than that of winter floods).

N.B: certain methods, like the Speed method (see 2.4.2.2), integrate the intensity-duration-frequency relation of rainfall, which justifies using daily rainfall alone in this case.

2.3.2.5 **Data review and rainfall-runoff modeling hypotheses**

The review follows the following process:

- visual check of the time series of rainfall and floods and comparison of the aggregate data for different time intervals (daily → monthly; hourly → daily);
- looking at sub-basins that have the same climate if the scale of the basin is too big;
- study of rainfall yield (runoff / rainfall) for the biggest flood events, to assess the threshold of extrapolation for the statistical methods (Gradex, Agregee, Speed);
- checking if the hypothesis of statistical correspondence between rainfall and runoff distribution in a same time interval is pertinent and using a more complete modeling if necessary (influence of snow, presence of karst, flood due to the water table rising, flood mitigation using an expansion area or reservoir structures, urban sector, etc);
- checking the quality of the setting of the rainfall-runoff simulation method model (Shypre), on the bigger flood events.

2.3.3 Natural data

The hydro-geomorphological approach (Garry *et al.*, 1996) makes it possible to distinguish the different units of the river's stream bed using an analysis of 1/25000th topographical maps, aerial stereographies and land surveys by a geomorphologist: the low-water channel corresponds to the usual flow section, the medium channel ensures the transition between the low-water and high-water channels and the high-water channel, which operates during severe floods, corresponds to the alluvial plain. The limits of the alluvial plain give an idea of the maximum extension of the flood plain. This method was the subject of an application that was generalised for the whole Midi-Pyrenees region (Prunet, 1998; Vidal, 2000; Lambert *et al.*, 1995) and the main waterways of the Languedoc-Roussillon and Provence-Alpes-Cote-d'Azur regions (Delgado, 2006), when informative maps of the flood-risk areas were being drawn up.

The recent floods of November 1999 in the Aude department and September 2002 in the Gard department confirmed that floods in Mediterranean waterways could take over the whole flood plain. They also made it possible to check the pertinence of the mapping of flood plains and flood-risk zones using hydro-geomorphology. A hydro-geomorphological estimate of reference flood flows that completely cover the surface of the flood plains is usually possible (topographical cross-section of the concave flood plain) using hydraulic modeling for each similar section. The results of academic studies (Chave, 2002; Esposito, 2003) and technical studies based on these same recent floods show that the estimated values of the hydro-geomorphological flows are higher or equal to the estimated values of the historical flood flows and the hundred-year flows.

A complementary approach, called paleohydrology, allows the reconstitution of the level reached by the worst floods of the past several thousand years, by looking at the sediments left by the floods, either directly in the flood zone, or in the caves above the low-water channel. Stratigraphic analysis and sediment dating techniques (carbon 14, thermoluminescence, cesium 137, lead 210, etc) are used to suggest a flood chronology (House *et al.*, 2002; Benito *et al.*, 2004). Estimating flood flows is made easier by choosing sites where the altitude variations of the river bottom can be considered minor on a scale of several thousand years. The results obtained in the Ardèche basin (Sheffer *et al.*, 2003a) showed that the 1890 flood, the worst known over a period of four centuries, had not been exceeded for several thousand years. Conversely, the paleohydrological analyses carried out on two caves in the gorges of the Gard (Sheffer *et al.*, 2003b) showed traces of five floods that exceeded the level of the flood of September 2002, three of them during the period 1400-1800.

These two naturalist approaches (hydro-geomorphology, paleohydrology) are interesting in that they make it possible to widen the chronological scale of investigation considerably and offer objective elements on the major floods that occurred in the watershed. However, they raise interpretation difficulties in determining if the flood levels reached in the climatic and

geomorphological conditions in the past are still representative of flood risk in the future (climate variations on a scale of several centuries, lateral divagation of the waterway in the flood plain, changes in how the ground lies in the watershed).

2.3.4 Earlier hydrological studies

Studies already carried out next to the site and in the watershed must be synthetized. In addition to the estimations of reference floods, the extrapolation method and the set of data used (measurement period considered), the data census, the review of the data and any comments and information on the regime of floods and the runoff conditions specific to the basin must be noted.

2.3.5 Operating method of the basin in flood

Any elements available that allow an appreciation of how the basin operates during the worst floods must also be summarized: meteorological description-typology, spatial distribution of the precipitation, dates in the year, elevations reached and zones of high speeds, origin of the floods (pluvial-nival), special runoff conditions (presence of a flood plain, transport of solids and morphological changes in the low-water and/or high-water channels, levees, embankment breaches or failures, etc).

2.4. Predetermination of extreme floods on a gauged site

The methods based on the local adjustment of flow series are limited, as described in section 2.1 and that is why the other methods described in this section 2.4 must be used, by either increasing the flow sample size or by conditioning the extrapolation of flood distribution to knowledge of rainfall distribution (Lang & Lavabre, 2007).

2.4.1 Methods based on flows

2.4.1.1 Theory of extreme values applied to regional sets

An initial way of increasing the sample size consists of widening the spatial observation field and simultaneously analysing the observations from different measuring stations in an area that is assumed to be homogeneous. The first application (Dalrymple, 1960) considered that the distributions of sites in a same homogeneous region were identical to within a very slight mathematical factor, called the flood index. A number of refinements have been added since then (Hosking & Wallis, 1997a, St-Hilaire et *al.*, 2003, Ribatet *et al.*, 2006), particularly on the notion of hydrological homogeneity (geographic breakdown, then hydrological proximity) and on the method of statistical processing which allows local and regional information to be combined, with a weight according to the degree of homogeneity-heterogeneity of the regional data set. One of the limitations of these approaches is that the impact of the inter-data spatial dependence is not often considered, which can lead to underestimating the final uncertainty on the estimation of the quantiles of reference rainfall and runoff (Hosking & Wallis, 1997b).

2.4.1.2 Theory of extreme values applied to a mixed sample (floods from the systematic observation network and historic floods)

Human societies have been faced with the risk of flooding since they first started to live next to rivers. As a result, the most catastrophic floods of past centuries have left their mark in the form of testimonies, descriptions of the phenomenon that are more or less complete, or sometimes even quantitative reports. The integration of historic data aims at taking this information relative to the most catastrophic events (and therefore the most rare) into account in flood quantile calculations. The interest is obviously to widen the scale of temporal analysis using exceptional events, which are potentially the richest in information, to estimate extreme quantiles. On the other hand, there is much more uncertainty in data from historical enquiries than in recent data from ongoing measurements.

As regards methodology, this approach represents a partnership between historians and hydrologists. A historian's work consists of identifying potential sources of information, then researching the archives to take stock of past events and the associated data. One of the important points of this analysis is to ensure that the census is complete, i.e. to ensure that no event above a certain threshold of perception has been forgotten. The hydrologist's work consists of translating this information into usable data for predetermination calculations, then estimating the quantiles using statistical models adapted to the particularities of the historical data.

Old data must be processed like censored data (Naulet *et al.*, 2005): indeed, the only information available for most early years is in the form "maximal annual flow did not exceed a certain threshold of perception". What is more, there is great uncertainty regarding historical flow that exceeded the threshold of perception, for the following reasons:

- a historical enquiry generally provides information on the maximum height reached during the flood. Each height value is potentially wrong, depending on where the information came from (flood high-water mark, observation using a staff gauge at a precise moment of the flood, etc.). One must beware of changes in the altimetric reference system (staff gauges moved), which are a systematic source of error;
- heights are transformed into flow via a hydraulic model. This induces a potential major error, linked to the setting of the model's parameters and uncertainties on the topography of the modelised section. Contrary to the errors affecting heights, these modeling errors are systematic (i.e. a single error affects all the flows reconstituted by a single hydraulic model).

In the end, mixed processing of information on recent floods observed via the network of hydrometric stations and old floods from over the past two or three centuries, generally makes it possible to refine an estimation of extreme floods (Miquel, 1984; Parent & Bernier, 2003). Full statistical processing (Neppel *et al.*, 2010), integrating errors of height and flow of historical floods, nevertheless shows that this observation should be tempered according to the reconstitution quality of the old floods.

2.4.2 Methods based on modeling the rainfall-runoff transformation processes

2.4.2.1 Deterministic hydrological models

This approach consists of transforming reference rainfall into a reference flood, using a rainfall to runoff hydrological model adapted to the watershed's physical characteristics.

The rainfall is represented by a hyetograph. The watershed's operation is determined by synthetic parameters that describe the infiltration and run-off processes, as well as the evaporation, underground runoff and snow thaw.

The most frequently used hydrological model is the Soil Conservation Service's unit hydrograph (Ven Te Chow, 1964), which uses two synthetic parameters to describe the watershed's operation: the concentration time and the curve number (CN), linked respectively to the runoff kinetics and the infiltration capacity.

There are many other deterministic models, including GR4, Topmodel, SWMM, … The different hydrological models have been developed and adjusted for a certain watershed typology and therefore are not necessarily adapted to all situations. It is important that the hydrological model is correctly adjusted for real events so that the parameters are correctly calibrated.

The interest of this approach is to be able to specify the form of the design rainfall in detail and to describe the watershed's water retention process using a hydrological model. The difficulty resides in making an appropriate choice for the watershed's initial saturation conditions that allows a return period to be allocated to the reference flood. A strong hypothesis of these approaches is the direct correspondance between a design rainfall for a given return period with a design flood for the same return period.

2.4.2.2 **Probabilistic rainfall-runoff models**

The Gradex method, developed by EDF (Guillot and Duband, 1967) for large dam safety, is commonly used in France to estimate flows of rare and exceptional frequencies. The method uses the pluviometric information to extrapolate the runoff frequency distribution. Its success is linked in particular to its (relative) facility of implementation which results from the extreme simplification of the rainfall to runoff transformation processes. It is based on three hypotheses:

- there is an exponential decay of the rainfall frequency distribution;
- water retention distribution in the watershed no longer depends on the value of rainfall or runoff beyond a certain return period T_g;
- the general form of the flood transfer function is invariant with the frequency.

The graph obtained with, beyond a certain return period T_g, a parallelism between the rainfall distribution P and the runoff distribution Q (both expressed as rainfall – runoff for the same duration) can lead to the belief that the passage from rainfall to runoff occurs through a simple rule: $Q = P - \mathrm{E}(R)$, where $\mathrm{E}(R)$ is the average retention.

The Gradex method in fact considers a general relation $Q = \varphi(P, R)$, where, for each event, rainfall for a given return period T_1 results in a return period flood T_2, according to the initial state of saturation: $T_1 < T_2$ if the basin is already significantly saturated, $T_1 = T_2$ for medium retention, $T_1 > T_2$ if the basin has a strong interception capability. The hypothesis made on the behaviour of the asymptotic distribution of the retention leads to this parallelism between the rain and runoff distributions, which is not valid for a single rainfall-runoff event. Garavaglia (2011) has illustrated this on a simple case, where the rainfall-runoff transformation is modeled using a model with a reservoir (zero runoff if the volume of rainfall does not exceed the reservoir's retention capacity; otherwise runoff equal to the rainfall minus the retention capacity), the calculation of the runoff distribution, conditioned by the reservoir's initial state R:

$$\mathrm{Prob}[Q < q] = \int_{R=0}^{R\max} \Pr ob[Q < q | R]\, f(R)\, dR$$

If we assume that the distribution of the reservoir's initial level is uniform and use an exponential distribution for the rainfall, we obtain an exponential distribution for the runoff, of the same scale parameter.

Two approaches that are an extension of the Gradex method are also used in France:

- the Speed method (Cayla, 1990, 1995) extends the Gradex theory by integrating complementary theories to establish the probabilistic relations used. In particular, the intensity-duration-frequency Montana relation for rainfall can be applied to small watersheds with concentration times under a day. The Speed method has two parts:
    - a regional probabilistic analysis of daily rainfall, based strictly on Poisson process axioms and which, subject to a few other hypotheses of spatial stationarity, allows two improvements compared to statistical calculation: less sampling uncertainty and the highlighting (and the probabilistic quantification) of complex regimes or outliers,
    - an analysis of the probabilistic correlation between daily rainfall and peak flood runoff, which allows the relationship between the laws of probability and these two values to be determined. The flood peak distribution follows directly from this analysis, using the distribution of the daily rainfall and an estimate of the watershed's average infiltration capacity in mm (it should be noted that there is a link between this average infiltration capacity and the watershed's geological nature, which allows uncertainty to be reduced);
- the Agregee model (Margoum *et al.*, 1994), which relaxes the basic hypotheses of the Gradex method, by allowing laws for the rainfall that do not strictly decay exponentially and by introducing an analytical function to gradually connect the fields of observed and exceptional floods (progressive saturation of the watershed).

In relation to the deterministic approaches, the rainfall is represented here in a succinct fashion, only in terms of rainfall volume distribution rather than as an event described by a hyetograph. The rainfall-runoff transformation process is very cursory compared to the one that can be entered in the rainfall-runoff model. The interest of these approaches is to be able to condition the extrapolation of the flood distribution with the parameter defining the form of the distribution of heavy rainfall.

2.4.2.3 Combining a rainfall simulator and a hydrological model

Fuller hydrological models have been introduced, using rainfall generators to better understand the pluviometric hazard and rainfall-runoff models to better represent the rainfall-runoff transformation.

The Shypre model (Cernesson *et al*., 1996; Arnaud & Lavabre, 2000 and 2002), an acronym for *Simulation d'hydrographs pour la predétermination des crues* (Hydrograph simulation to pre-determine floods), makes it possible to generate very long series of hourly rain (over 100 000 years, for example) from which flood hydrographs are deduced through the application of a simple rain-to-runoff model. Classifying the simulated rainfall and runoff allows us to trace the "empirical" frequency distributions for rainfall and runoff for any duration and to deduce the quantiles for a wide range of return periods, from 2 to 1000 years, without needing a law of probability at this stage. All of these operations can be carried out using the Gershypre software package: establishing the storm-flood pairs, calibrating the hourly rainfall simulation model, calibrating the rainfall-runoff model, simulating the hourly hyetographs and the flood hydrographs, sampling the rainfall and runoff, and tracing the frequency distributions.

The Schadex method (Paquet *et al.*, 2006) estimates the flood hazard by composing the watershed's rain hazard and hydric conditions. For a given season, the rainfall is probabilized using exponential laws adjusted for subsets corresponding to eight types of weather, recombined with the relative probability of occurrence of these types of weather. A simplified method of storm generation makes it possible to cross the hazards of precipitation and hydric condition of the watershed almost exhaustively by using a continuous climatological series recorded in the catchment. Its response to the simulated rainfall is obtained using a hydrological model (MORDOR rainfall-temperature-runoff model, taking the nival component

into account), and leads to the probabilisation of the simulated runoff and determination of the flood runoff distribution.

2.5. Methods of transfer to an ungauged site

Although there are nearly 3000 runoff series in France, a hydrologist mostly does not have hydrometric information that can be directly used on the site where he wants to estimate a reference runoff.

Information on the nearby watersheds must therefore be researched. However, faced with the spatial heterogeneity of flood runoff, it is preferable not to limit this research to a single neighbouring watershed but to examine at least two or three to test whether the runoff quantiles are homogeneous or not.

For two watersheds that are homogeneous in rainfall and structure, the transfer of information between two watersheds, from the measured site (station) to the site to be studied (project), could be done using the following type of relationship, for example:

$$\frac{Q_{\text{projet}}(T)}{Q_{\text{station}}(T)} = \left(\frac{S_{\text{projet}}}{S_{\text{station}}} \right)^{\alpha} \tag{2.1}$$

where:
- $Q(T)$ is the runoff relative to return period T;
- S the surface area of the watershed.

For peak flood runoff, we can use for α a value of around 0.7 to 0.8.

If they are not homogeneous (after correcting the surface and pluviometry), analogies can be looked for according to the watershed's physiographical and geological characteristics and land occupation, etc. The flood index method (see 2.5.2) or Shyreg method (see 2.5.3) allows an estimate of extreme floods on any ungauged site.

2.5.1 Regional Formulae

These regional empirical formulae are usually in the form:

$$Q(T) = a\, S^{b} \tag{2.2}$$

where:
- $Q(T)$ is the peak runoff (m^3/s) relative to return period T;
- S is the watershed's surface area (km^2);
- a and b are the coefficients for return period T.

These formulations result from regional syntheses. Coefficient a is linked to the pluviometric regime and the watershed's runoff aptitude. Coefficient b is an exponent that is usually between 0.7 and 0.8. It takes the abatement of the rain into account, which implicitly resolves the problem of the spatial dimension of the zones of intense precipitation and the alleviation of runoff in the hydrographic network.

2.5.1.1 Flow synthesis for the 1000 year return period calculated using the Gradex method (Duband et al., 1988)

The Gradex method was applied by EDF to many French watersheds with surface areas varying from a few km^2 to several thousand km^2. The regression established for 170 watersheds for peak flow for the 1000 year return period according to the area of the watershed is written:

$$Q(T) = a\, S^{0,72} \tag{2.3}$$

where S is the watershed's surface area in km^2 and a a parameter given by the following table for the three following zones:

- zone I: the tributary watersheds of the Lower Loire (Vienne, Creuse, etc), situated north of the Massif Central, as well as those of the Saone and Moselle rivers and in Brittany;
- zone II: the watersheds in the western and central Pyrenees and the Aude, Ariège, Dordogne and Lot departments and those of the Durance, Fier, Arve, Dranses and Isère rivers;
- zone III: the watersheds of the Haute-Loire, the Cévennes and the Tarn, the right bank tributaries of the Rhone downstream from Lyon (Eyrieux, Ardèche…), the Alpes-Maritimes and Corsica.

Zone	*a*	90% bracket	70% bracket
I	4.05	3.07-5.36	3.4-4.8
II	7.4	5.2-10.4	5.9-9.2
III	16.4	9.1-29.7	11.3-23.9

Table 2.1 – Parameter a for the synthesis produced

2.5.1.2 Crupedix Formula (Diame, 1980-1982)

$$Q(10) = S^{0.8}\left(\frac{PJ(10)}{80}\right)^2 R \tag{2.4}$$

where $PJ(10)$ is the ten year daily rainfall in mm. The parameter R varies in France in the range [0.1; 1.75]. This formula can be used again for another return period, readjusting coefficient R for the set of stations judged representative of the target site studied.

2.5.2 The index flood method

The index flood method (Dalrymple, 1960) consists of reasoning on a regional distribution obtained by combining flood samples from several stations. To get away from the phenomena of scale linked to the strong dependance of floods on the size of the watershed, each of the values $Q_i(1) < Q_i(2) < \ldots < Q_i(N_i)$ of a station n°i is standardised using the water increase index $\mu_i = \sum_{j=1}^{N_i} Q_i(j)$.

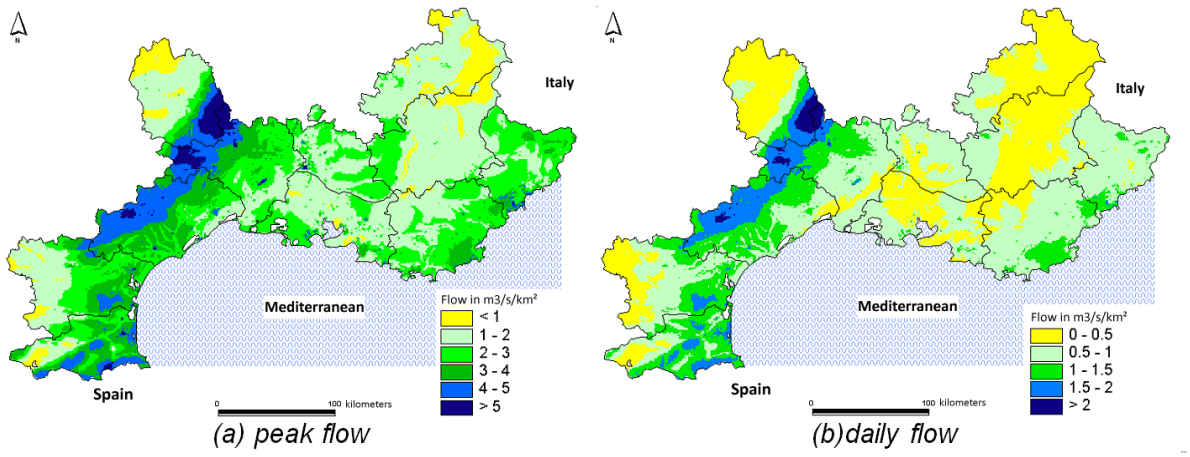
This regional method can be used to estimate flow quantiles in an ungauged site, by combining the dimensionless regional law (from combining data from several sites) and a water increase

index assessment method (multiple regression using explanatory climatic or physiographic parameters).

2.5.3 Shyreg Method

This method was developed to allow a rapid initial estimate of reference flows when the Flood Risk Prevention Plans were being drafted. The method was set using peak and daily flow quantiles from gauged watersheds with a surface area of 10 to 1000 km^2. Its field of application must be limited to this range of surface areas and, of course, to rivers with no marked hydrological and hydraulic specificities such as excessively karstic watersheds or ones with large flood plains, etc. Shyreg is a regional application of the Shypre method which combines an hourly rainfall generator and rainfall to runoff modeling to generate flood scenarios. Developing Shyreg required regionalising the hourly rainfall generator and a regional rainfall to runoff modeling approach. Shyreg results in pixelised rainfall and runoff databases per km^2, which are used to estimate flows for different durations and frequencies for any point of the hydrographic network. A software package called PRD'crue has been developed to use the databases generated by the Shyreg application. Figure 2.1 gives an example of flow quantile maps for the Mediterranean zone.

(a) peak flow *(b)daily flow*



(a) peak flow *(b)daily flow*

Figure 2.1 – Maps of ten-year quantiles in the French Mediterranean zone using the Shyreg model

2.6. Probable Maximum Precipitation / Probable Maximum Flood

In several countries (the English-speaking ones in particular), the Probable Maximum Precipitation - Probable Maximum Flood method (PMP - PMF) developed by the North American school is commonly used. This method defines probable maximum flow for the considered watershed, which is the maximum flow that can reasonably be imagined. The risk of such flow actually occurring is infinitely low, or at least non-quantifiable.

Determining the Probable Maximum Flood (PMF) is based on knowing the Probable Maximum Precipitation (PMP) for the watershed and having a rainfall-runoff model to calculate the associated peak runoff. It results in a design hydrograph.

2.6.1 Estimating the PMP

The PMP is defined as being, in theory, the highest precipitation for a determined duration that is physically probable on a determined geographic site and at a certain time of the year (CIGB, 1992). Its estimation is based on all the pluviometric information available on the studied site and close by. The PMP can be determined using several approaches.

2.6.1.1 Hydrometeorological approach

The hydrometeorological approach of estimating PMP involves a maximisation of the precipitation observed during rainstorms. It requires a systematic analysis of all the atmospheric disturbances that have affected the watershed that supplies the river under study, as well as the adjacent watersheds if they are considered to be meteorologically homogeneous. The maximisation requires humidity corrections, in accordance with the basic hypothesis that says that, to produce maximum precipitation, the storm must have had maximum humidity. It uses a factor that takes into account the air's water content at the time of the storm and the air's maximum water content observed over the region at the same time of the year in previous years.

For each selected episode of significant rainfall, the relative humidity, the air temperature, the wind speed and the daily rainfall are noted. The water content of the atmosphere associated with the rainy episode and the maximum dew point are then calculated, taking into account the effects of orographic barriers. The ratio of these water contents in the atmosphere corresponds to the maximisation factor.

The "Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation" (WMO, 1986) has tables of precipitable water quantity for layers of the atmosphere varying between 1000 hPa, which is taken to be atmospheric pressure at sea level, and different altitudes up to 17 km.

Another maximisation factor that can be used in estimating PMP is the ratio between the maximum envisageable wind speed and the wind speed observed during the selected storm. However, the World Meteorological Organisation (1994) recommends that the wind should not be considered unless there is a clear relation between the precipitation and the wind speed, which is not always the case.

This approach has been used in many hydrological studies used for dam safety. It was used for the Tekeze project in Ethiopia and the Bagatelle project in Mauritius, amongst others. It has the advantage of explicitly using the temperature and its evolution, which can be extremely useful in a context of global warming.

2.6.1.2 Statistical approaches

If only daily pluviometric data is available, not the data on humidity and the other components required for maximisation, the PMP can be estimated using the following statistical methods:

- the Hershfield method (1961);
- the Lombardi method (1988).

The Hershfield method has been used for nearly 50 years. Easy to use, it is based on a statistical relationship involving the average and the standard deviation of the maximum rainfall observed over a given duration. This relationship was established using pluviometric data on around 2000 stations in the USA, but it is often used on sites where the climatology is quite

different. It makes it possible to either compare with other estimation methods or, to a certain extent, to determine PMP if only the regional daily pluviometric data is available.

The Lombardi method was presented at the 16th Large Dams Conference in San Francisco in 1988. It is a statistical method based on using limited distributions. Using an initial hypothesis on the couple (Min, Max) of the population associated with the considered sample (Garros Berthet, 1995 & 1998), constants for the median and semi-amplitude values are calculated to make the maximum daily precipitation dimensionless before carrying out a logarithmic transformation. The Gaussian function adjustment parameters are obtained through linear regression. The couple (Min, Max) for which an optimum often exists is obtained through successive approximations.

This approach has been applied to a large number of European, African and Asian watersheds. It offers the advantage of being applicable in any climate. Like the Hershfield method, it has the disadvantage of being based entirely on the statistical extrapolation of a rainfall series with very low probabilities. Using the Lombardi method allows a complementary estimate of a PMP estimated using the Hershfield method.

These approaches, which are highly simplified in comparison with the standard PMP methodology, must be used with caution.

2.6.1.3 Approach based on a hypothetical but plausible scenario

In certains cases, determining the Probable Maximum Flood (PMF) can be based on establishing a hypothetical but possible scenario in the project zone.

This can mean supposing that a hydrometeorological scenario known on a site or in a given region can be used for the project zone to determine a corresponding flood level which will be a Probable Maximum Flood value. For France, this displacement can mean taking a phenomenon from the Cevennes further north than it is usually found.

2.6.2 Estimating the Probable Maximum Flood

The Probable Maximum Flood is calculated using the probable maximum precipitation or the least favourable combination of the maximum inflow from snow melt and the probable maximum rainfall during the critical melt period. The rainfall to runoff transformation is carried out using determinist models.

The passage from precipitation to flood happens in two successives stages by applying a yield function then a transfer function. The first makes it possible to go from gross rainfall to net rainfall and the second translates the attenuation and the time difference of the net rainfall corresponding to the difference in flows in the hydrographic network.

An estimate of the PMF peak flow can be obtained using the rational method (Mulvaney, 1851). To define flood hydrographs, the Soil Conservation Service transfer method is used, whereby the flood flow volume can be calculated from the generating storm and a watershed soil flood aptitude index (Ven Te Chow, 1964; SCS, 1972). The method then uses the unit hydrograph concept to determine the hydrograph of the Probable Maximum Flood.

2.7. Proposals for predetermining extreme floods

This overview of the different methods of predetermining floods shows the diversity of approaches, with the possibility of very different estimations due to the hydrological risk in a given site. The theory of extreme values constitutes the theoretical reference base, but complementary hydrological information to the local series of flows from the hydrometric network must be incorporated. In the field of extreme floods (using an annual probability exceeding 10^{-3}, i.e a return period of over 1000 years), the approaches based on knowledge of the rainfall-runoff transformation processes seem essential, because they condition the extrapolation of pluviometric information. The filter effect of the watershed is much lower for extreme floods, which gives a decisive weight to precipitation as the origin of extreme floods. Moreover, analysing extreme rainfall, even if it remains complex, is still less complicated than analysing runoff. The spatial field of precipitation, linked to the climatology and the orographic influences, is more homogeneous than that of runoff which is strongly influenced by the structuring of the hydrographic network and the watersheds' properties (physiography, geology, land cover). We also have considerably more information on pluviometry, thanks to higher density of the observation network and information going back further in time.

The Gradex method has been the reference in France for the estimation of extreme floods with regard to designing large dam spillways since the 1970s. It was the subject of a technical publication (CFGB, 1994) in which the method's principles are presented, along with several examples of application. The basis of this approach is still pertinent nowadays. The Gradex method and its extensions, Speed and Agregee, continue to be used today and the simulation methods of long hydrometric series, coupling a rainfall generator and a hydrological model, contributed significantly to developing model structure and resulted in significant progress in understanding the pluviometric hazard and its transformation to extreme floods. The Shypre model and the Schadex method are the two current representatives of these new approaches. Some organizations with sufficient study budgets, as well as the necessary databases and processing tools which are relatively complex, now use them to replace or complement the Gradex method.

The statistical validation of these models for extreme events remains complex, since, generally speaking, these have rarely been observed locally over the past few decades. The research project ExtraFlo (2009-12) aims specifically at knowing more about the respective fields of application of the main methods of predetermining extreme rainfall and floods in France, including simulation-based approaches. Through constituting sets of reference data (digitization of long series, regional sets), we will have an abundance of information that will allow us to make a diagnosis on the strong and weak points of each approach and their sensitivity to the densification of the information.

On the basis of current knowledge, the four methods of extrapolation based on pluviometric information (deterministic hydrological models, Gradex method and its extensions, Speed and Agregee, Shypre model, Schadex method) can provide acceptable answers as long as the hydrologist in charge of the study proposes a clear methodology and uses a method that he knows well and has experience in using.

The results are more reliable when:

- the determination of rainfall in the watershed takes into account the spatial abatement and the spatial variability of the rainfall in the considered watershed: the topography and exposure are taken into account and large watersheds can be divided into sub-

basins (heterogeneous rainfall and modeling of the flood kinetics in the different sub-basins);
- the statistical extrapolation of the rainfall at the major return periods is carried out on samples that are as homogeneous as possible, taking any regional climate specificities into account: analysis of the origin of the strongest rainfall episodes known in the watershed and in the region;
- the rainfall-runoff transformation is done using models adapted to the watershed's typology and preferably adjusted to real events. It is discussed according to context variations that may occur during the flood: saturation prior to the flood, consecutive storms, concomitance of floods from tributaries, etc;
- the historical and regional information is used to lessen the margins of doubt linked to the extrapolation, both for assessing the extreme precipitation and analysing the worst floods;
- different approaches are crossed to estimate a flood on a given site.

A hydrological study's analytical finesse must be adapted to the challenges at stake: the class of dam and its sensitivity to flood hazards.

In certains cases, the standard methods must be adapted:

- the nival component must be integrated for high-altitude watersheds;
- small watersheds (less than a few km^2) pose specific difficulties: they are not usually gauged and traditional methods are not always well adapted. The rainfall and floods should be considered for an adapted time interval (one to several hours), capable of representing very concentrated storms. Also, rainfall-runoff transformation methods that can reflect the reactivity of these watersheds should be used even though without calibration components; transformation methods using a determinist hydrological model are adapted to understanding the flood peak in these watersheds.

Several points specific to the hydrological design of dam spillways are subjets of research and have not yet been stabilised. They are mentioned in chapter 5 and concern:

- the taking into account of uncertainties when choosing the reference hydrological hazard;
- the possibility of different flood scenarios (multiple peaks, flood durations, etc.);
- the choice of a dam's initial filling conditions and the volume of the design flood or the extreme flood (Carvajal *et al.*, 2009).

3. Guidelines for spillway construction provisions and maintenance and operation methods

3.1. Global approach for ensuring reliablility

Spillway reliability, which is a major objective for owners and engineering departments, relies on a global approach including all of the project's stages of life:

- identifying the conditions of the natural environment and its constraints and risks (topograpy, geology, hydrology, sediment transport, earthquakes, etc.);
- identifying the potential risks for the environment and the populations and property downstream;
- setting the project's objectives and the operating methods that will meet these objectives;
- the design, which includes defining the structure's overall provisions, determining the operating and loading scenarios, designing the units used for flood transit and defining the construction provisions;
- defining the operating instructions;
- establishing the technical specifications for the structure's construction (civil engineering, manufacture and equipment installation) and its commissioning;
- equipment construction, manufacture and installation;
- commissioning tests;
- structure monitoring and maintenance and the consequences of these on unit availability over the structure's lifetime.

Apart from the care taken with the studies, works and tests at each step of the process, there must be an overall coherence between the different stages. For example:

- the specifications for the construction quality of the concrete facing of the chutes must be appropriate for the expected hydraulic conditions, such as rapid flow with the risk of cavitation or the presence of highly erosive sediment;
- the loading scenarios must be coherent with the natural conditions (the hydrology for example) and with the operating methods and the future operating instructions.

The approach may even be iterative in certain cases (e.g. the studies may show that a certain operation scenario is impossible for the structure and this may lead to all of the provisions being reconsidered in order to eliminate this scenario).

1. The choice of spillway must also be coherent with any uncertainties regarding the hydrology. In particular, when there are several possible solutions, the strongest one, in all senses of the word, should be chosen (reliability as well the capacity to deal with flow and larger volumes, see 3.2.1). This reflection may even lead to modifying the choice of dam type.

Dam design and dam management come under different domains: civil engineering structures must **respect current construction regulations**; in an aquatic environment, they must not aggravate the consequences of floods. They are also equipped with mechanical components whose handling and maintenance must ensure the structure's and the operator's safety. As such, dams fall within different regulatory frameworks.

The general aim is the reliability of the systems that contribute to ensuring the flood discharge function, particularly through systematically eliminating the common methods and applying the principle of redundancy. This concerns the choice of equipment as well as its installation or its capacity. To ensure reliable behaviour, the principle of redundancy must apply not only to the equipment but also to the human means implemented, in both the design and the operation.

Special measures must be adopted, in the following fields in particular, so as to make operating the operating devices as safe as possible:

- **electromechanical equipment, in particular the power supply:** see 3.3.1;
- **gate control systems:** see 3.3.2;
- **data acquisition systems** (levels, position of the units): see 3.3.3;
- **monitoring and structure control systems**: see 3.3.4.

Also:

- the operating devices, the electricity systems and the I&C system, the access to the essential equipment and, generally speaking, all the components that allow intervention on the structure's safety units, shall be installed **above the highest known or expected water level**;
- a closure device's operating safety can be increased by using two operating devices for the closure, designed and calculated to compensate for the loss of the second operating device. This equipment will also have auxiliary operating methods (manual, thermal, etc.). However, these provisions are not a total guarantee, e.g. if a cylinder rod is out of alignment.

What is more, the operating safety of the flood discharge structures is based on the following principles:

- a structure's intrinsic safety must be ensured by the operator, independently and locally, and, if need be, without the availability of an automated system (if it is damaged);
- maintaining the installations in an operational condition must be ensured by monitoring, controls and periodic tests.

If protection grids are needed, they must be far enough from the bellmouth for the approach speeds to be slow, so as to limit the loss of load caused by the obstacle that they create. Also, to ensure that supply to the spillway is correct, the position of the grid plate and its surface should be designed with a safety margin: even if the grid is 50% clogged, it must allow a flow rate equal to that required by the component it is protecting.

3.2. Systems concerned

The main systems concerned by spillway safety are the following:

- the **openings**, gated or ungated;
- the **gates**;
- the **fuse plug systems**;
- the **operating devices:** in general, operation is ensured by an electrical or hydraulic mechanical drive system, such as a chain hoist or a jack (current trend is for a jack system);
- in the most frequent case where the gates are controlled manually or automatically requiring a power source separate from that of the reservoir, the systems concerned include the **electricity supply** and the **I&C systems or dam monitoring and control systems.** In cases where the automatic gates are **controlled hydraulically from the**

reservoir, the systems concerned include **the floats, the counterweights and the sensors…**

The construction provisions and maintenance methods presented in this chapter apply to all spillways, including **ungated** ones.

Moreover, we should insist on the fact that the hydraulic design of any type of spillway must integrate the whole structure, particularly because of the possible variation of the control section according to the flow, which can have an important influence on the upstream level (see 4.3.4).

3.2.1 Spillway types

There are two main types of spillway: surface spillways and orifice spillways (at the bottom or mid-level). Surface spillways can be gated or ungated. Bottom outlets are gated (except on flood mitigation dams when they are ungated).

Surface spillways' flow is proportional to the free-falling nappe to the power of 3/2 (elevation difference between the crest and the reservoir far upstream), as long as they are in free flow, whilst orifice spillways have flow proportional to the square root of the difference in water level (difference measured in relation to the elevation of the downstream control section). Therefore, the increase in flow rate relative to the former is much lower when the elevation rises and so they have less of a "margin" relative to flood flow.

This characteristic takes on considerable importance, which can be illustrated by the following diagram (see fig. 3.1), synthetising the safety margin available when the level rises excessively:

- orifice spillway: the flow is a function of the root of the difference between the upstream and downstream level, because it is a pressured flow. For example, if the reservoir level rises by 2 m for upstream-downstream head of 50 m, the head increases by 4% and the flow increases by just 2%;
- surface spillways: the flow is a function of the free-falling nappe to the power of 3/2. For example, if the nappe increases from 2 to 4 m, the flow increases by 180%.

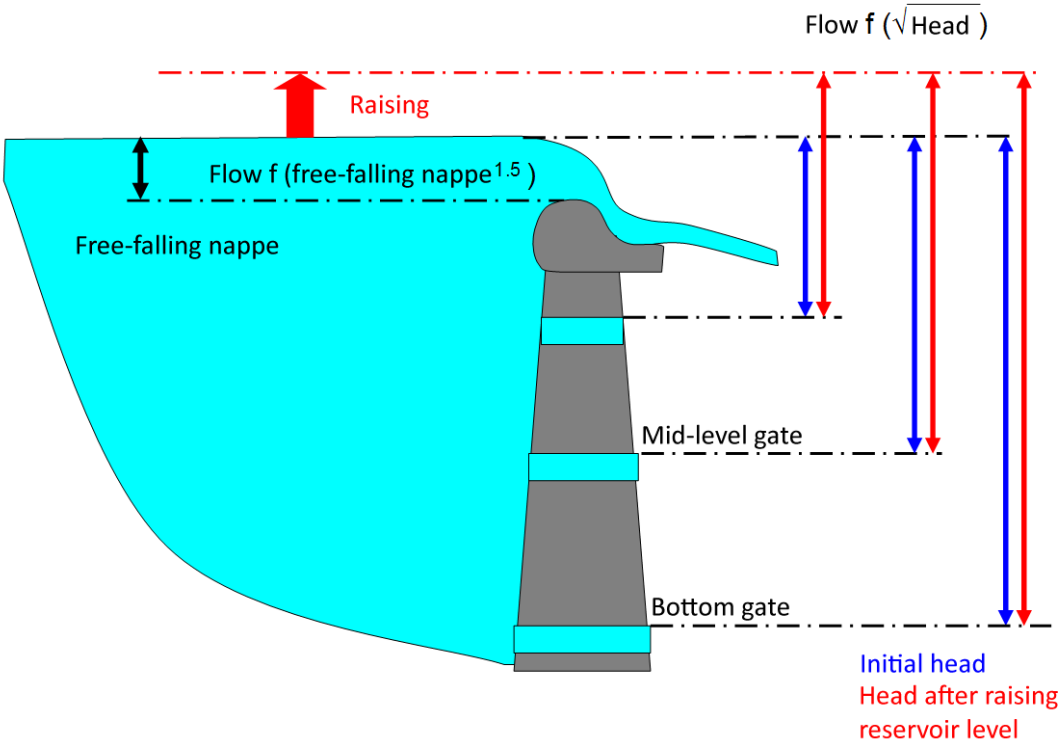


Figure 3.1 – Increase in flow rate according to unit

There is therefore a considerable difference in relation to risk between these two types of spillways if the exceptional flood flow is exceeded.

We also find gates in an intermediate position, particularly at the mid-level (see fig. 3.1), where the increase in flow rate under pressure will be better than for a bottom gate, but much worse than for a surface spillway.

It should be indicated here that bellmouth spillways are strictly considered to be surface spillways since the water intake is at the surface. They operate with open-channel runoff at low evacuation levels. From a certain level of flow, the runoff is no longer controlled by the weir, but by the gallery under pressure. In practice, therefore, bellmouth spillways hould be considered as orifice spillways from the point of view of their law of high flood flow.

Finally, open channel surface spillways can operate when submerged beyond a certain flow. Their flow law is then a function not only of the upstream load on the sill, but of the level downstream of the sill. It is less favourable than the law of the power of 3/2 cited above. This concerns both spillways with a frontal inlet and those with a lateral inlet.

Surface spillways include uncontrolled overflow spillways, fuseplug systems, inflatable systems and some gated spillways (surface opening with gates or flaps). Orifice spillways are, of course, spillways with gates closing the openings.

Certain guidelines from abroad suggest avoiding gated spillways when the flood base period is less than 12 hours and recommend studying this alternative in particular for base periods of between 12 - 24 hours, according to the operating conditions (USACE – Hydraulic design of spillways).

The operating conditions and conditions of operator presence or access at the dam, as well as the flood kinetics must be taken into account when choosing and designing the equipment or

even choosing whether the spillway should be gated or ungated. These operating conditions might be the result of the owner's policy, coherent with his operating and maintenance model and the project's economic conditions (construction and maintenance costs, operating profits).

3.2.1.1 Uncontrolled overflow spillways (without moving components)

Uncontrolled overflow spillways are, naturally, surface spillways. They have the following main advantages:

- no moving components, therefore greater reliability;
- no permanent presence required on the structure, which makes them very interesting for so-called "rapid" floods or for isolated sites;
- very little maintenance.

There are various types of uncontrolled overflow spillways with hydraulic forms that are more or less complex, that determine the structure's flow coefficient: profiled weirs, thin or thick weirs, labyrinth weirs, PK weirs, etc. The choice of weir type depends on the height of water used for the raising of the reservoir, the flow to evacuate and the length of weir available. It is usually the result of a techno-economic calculation between the structure cost and the exploitation of the water reserve.

The height of the free-falling nappe must be studied relative to floating debris, so that it does not get stuck on the weir for lack of water flow.

It is strongly recommended that grids or security bars should not be installed just in front of these spillways because, if they get clogged, the dam will have no evacuation component or will have almost zero flow rate (the risk is obviously greater when the grids have fine mesh). Otherwise, precautions must be taken (see 3.2.2).

When these sills end with the free-falling nappe, it should be correctly ventilated to avoid the application of negative pressure between it and the dam body, or vibrations in the nappe (installing splitters or a ventilation system).

All sills are designed for a given height of free-falling nappe and if this is raised following a revision of the exceptional flood, it must be checked that the profile is still adapted and does not risk causing problems in the structure (vibrations, cavitation, negative pressure in the aprons and chutes, etc.).

The flow rate curve (flow according to elevation) of these spillways must be established by the dam designer, but it must be noted that, for free-falling nappe values of under 10 cm, precision is very low and does not allow a correct estimation of the spill.

It should be checked that the varying speeds of the released flow remain compatible with the safety of the downstream inhabitants, property and environment. In particulier, this flow is susceptible to increase very abruptly if the reservoir is not at NWL when the flood arrives (see fig. 3.2).

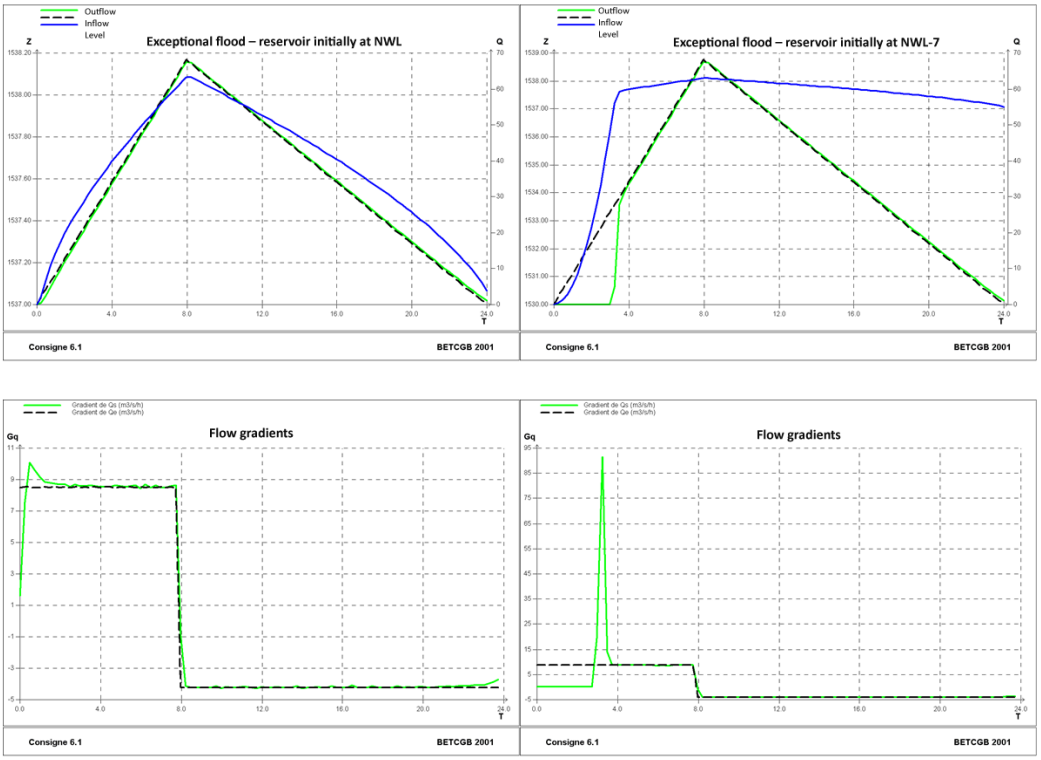
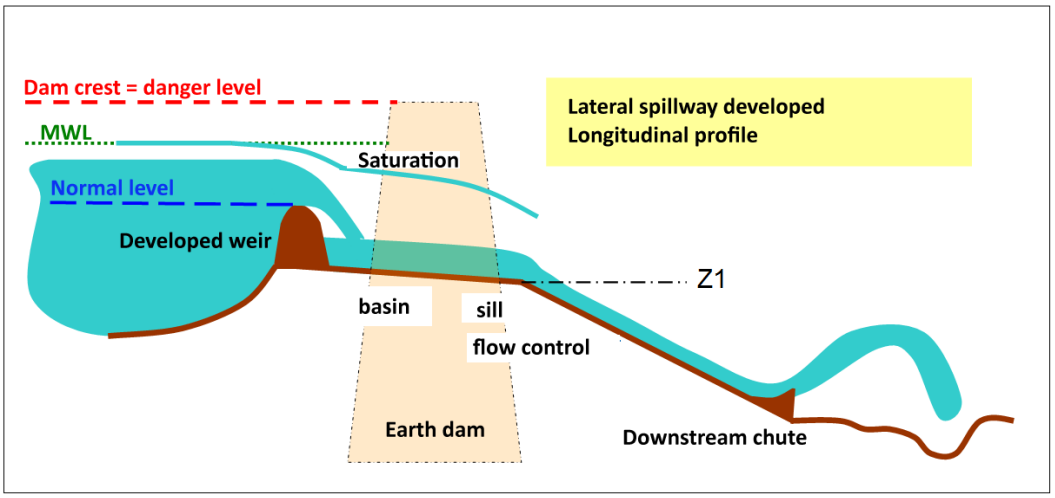


Figure 3.2 – Examples of increase in flow relative to initial reservoir elevation (reservoir and spillway characteristics identical)

Certain special provisions for uncontrolled overflow spillways require more detailed studies or even digital or physical modeling. This is the case in particular for:

- spillways with a lateral bellmouth in which the trough (water-receiving channel downstream of the weir itself) has great importance for the flow rate;
- bellmouth spillways, in which the spillway is actually a closed horizontal curve (often a circle) and where the water is evacuated through a vertical or sloping shaft that starts in the reservoir and comes out downstream through a closed or open structure after a control section. These spillways are sensitive to floating debris because the diameter of the shaft and the lower section of the connecting bend to the outlet gallery or the downstream flow control section, is often too narrow in relation to the dimensions of a tree with roots and branches; *a minima*, a diameter of over 6 m and a shape adapted to the passage of floating debris is recommended (CFGB, 1998).

Moreover, overflow spillways (weirs with frontal, lateral, or bellmouth entries) have the disadvantage of being submerged if the free-falling nappe gets significantly higher than in the design, which considerably reduces the increase in their flow rate according to the elevation (see fig. 3.3 and 3.4). This particularity absolutely must be taken into account when this type of spillway is designed.



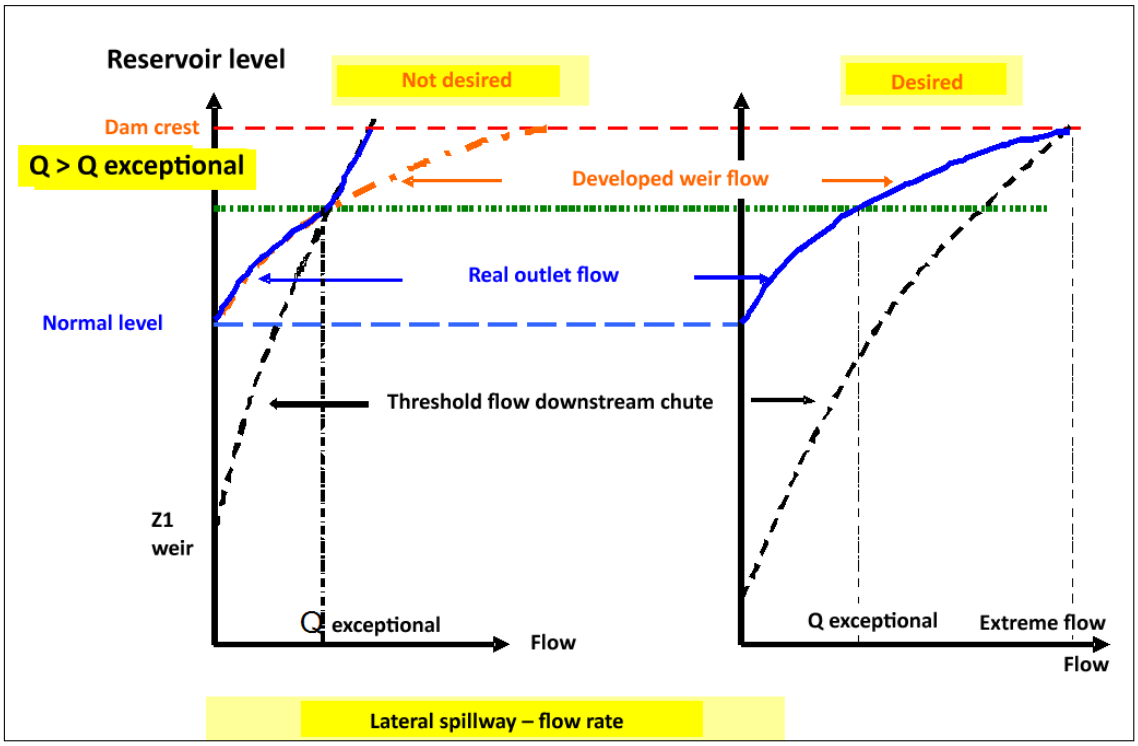
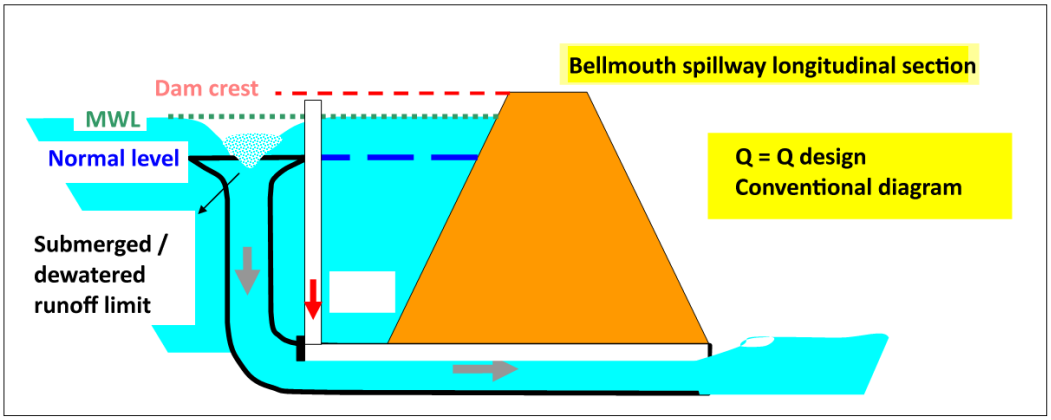


Figure 3.3 – Increase in flow rate of a lateral spillway according to elevation, with Z1 raised on the left (submerged from MWL), Z1 lower on the right (still dewatered)



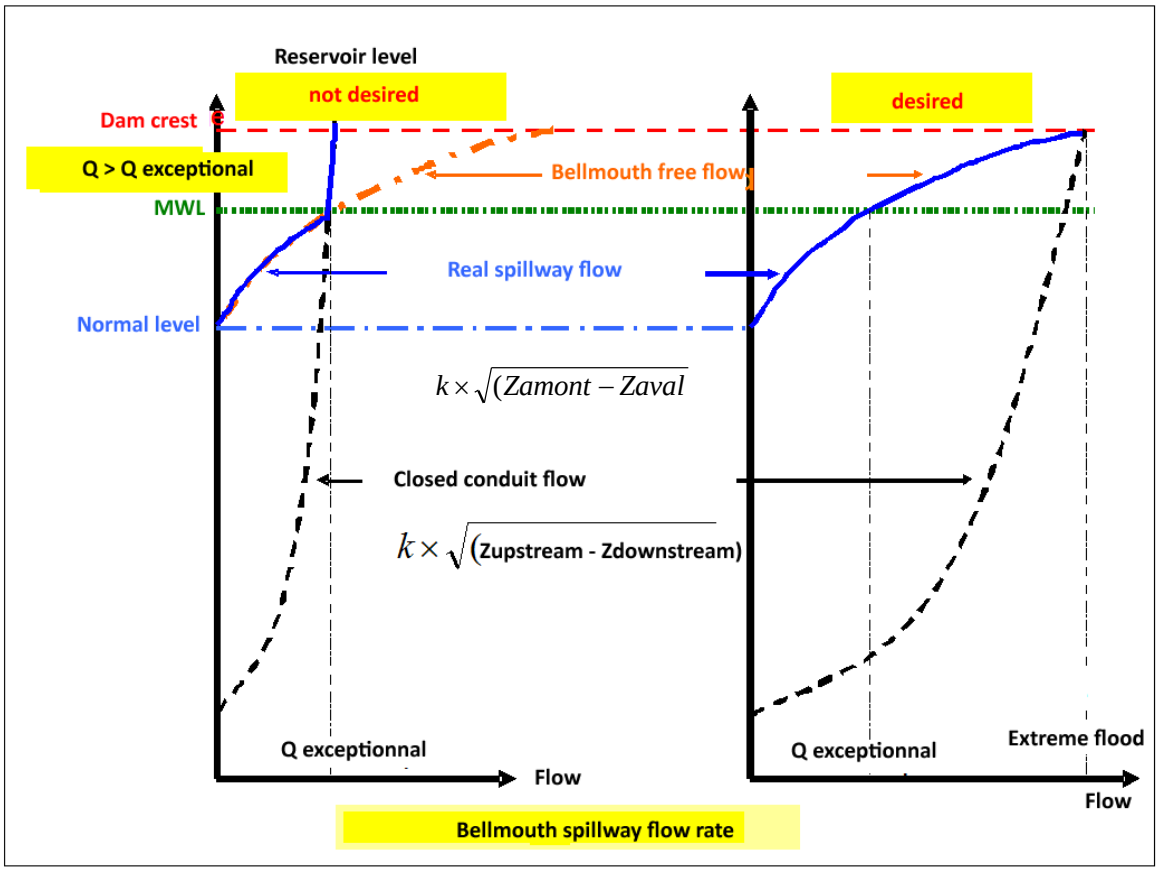


Figure 3.4 – Increased flow rate of a bellmouth spillway according to level
Submerged from MWL on the left, only submerged from danger level on the right

3.2.1.2 **Gated spillways**

As indicated above, gated spillways can function either open or closed. Gated spillways allow the flow coming out of the dam to be controlled while keeping the upstream level at a value under or equal to NWL, which cannot be exceeded while all the gates that contribute to flood discharge are not fully open.

Therefore, in normal operation, MWL should not be reached with the gates closed (unless, of course, if the NWL and MWL are confused).

However, the gates can malfunction which may compromise the structure's total flow rate during a flood. Reliability must therefore be a priority element for gated spillways.

It is possible to consider using bottom outlet gates to evacuate floods. This can only be envisaged, however, on the condition that their operating safety is identical to that of other spillways, from the point of view of the hydraulic operation and the power supply, the control system and its accessibility in all conditions. For existing structures, this possibility should not be chosen initially as the installations are not generally designed to meet the requirements of the two safety functions (flood, emptying).

The description of the different types of components and the design of their control systems are the subject of the following paragraphs.

Gated dam spillways present two specific characteristics that make their operation different:

- it is not possible to test them fully prior to on-load operation;
- these components do not, *a priori,* have an obvious safety position that they can be set to systematically in the case of an operating anomaly; neither the open or closed position, nor even keeping them as they are ensures safety.

Their design, operation and maintenance require examination with a view to the different risks characterising hydraulic safety:

- the risks linked to operation: the kinetics and scope of an unplanned or uncontrolled opening have a potential impact on the inhabitants and property downstream of the structure;
- the "flood" risk: an uncontrolled operation, the gates failing to open or not opening enough present a risk for the structures' integrity or worse consequences for those living upstream and downstream of the structures;
- the "structure failure" risk: insufficient maintenance, spillway unavailability or failure to operate can have repercussions on structure performance following an uncontrolled rise in the reservoir level.

Known cases of failure mean that equipment must be designed with great care to avoid malfunctions that can be catastrophic or, more simply, complications linked to the modifications that have to be carried out in structures' often complex operating conditions.

Malfunctions linked to design defects frequently come, not from structure behaviour, where the calculations are often well controlled, but from the operating devices which are sometimes badly adapted or incorrectly calculated because of the difficulties in comprehending the "parasite" stresses and loads, linked, for example, to equipment deformations and manœuvre stresses. Numerous cases of malfunctions of this type have been reported on spillway structures.

Malfunctions linked to information defects entering the management system have also been encountered. Today's I&C systems allow floods to be managed correctly using controllers whose redundancy can be managed at a reasonable cost. However, the most frequently encountered problems are linked to incorrect information or, in certains cases, to a lack of reliable information regarding inflow, particularly during bad floods, because of unreliable data systems.

Malfunctions linked to maintenance defects are certainly the ones that occur most frequently on hydraulic structures. They are usually without serious consequences for equipment behaviour. However, they can have serious consequences when they cause dam failure.

3.2.1.3 Fuseplug systems

These systems allow the reservoir's useful capacity to be increased, whilst preserving satisfactory evacuation capacities. The most successful system consists of concrete and/or steel components set on a fixed concrete sill that can be several meters high. The upper part of the components is usually a labyrinth shape to increase the length of the lip before the fall over. These components are auto-stable to a certain level of the upstream reservoir which allows the passage of standard floods with an optimised height-flow law, in view of the sill's labyrinth shape. Over a certain level, these components automatically swing under the effect of the uplift into a chamber at the base of the fuse gate via a water supply shaft. These water supply shafts are adjusted so that the fuse gates swing in sequence as the water level in the reservoir rises, gradually freeing the overflow section.

Applied for the first time in France in 1991 (Lussas dam in the Ardèche), this system has been widely developed worldwide since then on both new and existing structures.

Since the fuse gates are on longer usable after swinging, optimum economic efficiency usually leads to designing the system so that they swing for the first time during a 50 – 100 year return period flood.

As regards safety, this system has demonstrated its reliability (very low risk of unplanned action or not moving at the expected level), provided that provision is made to avoid the water supply shafts getting blocked by floating debris (by installing shafts inside piers or guidewalls, for example) and on condition that they are correctly monitored and maintained.

The shape of the outgoing hydrographs must also be studied and justified in order to assess the risks linked to the flow gradients when the fuse gates swing.

Another fuseplug solution is based on using ordinary concrete blocks under permanent uplift that swing for a height of free-falling nappe linked to their thickness. This is an economical solution but it does not enjoy the benefit of the labyrinth shape. It is described in annexe 3 of CIGB bulletin 144: "Dam economy" under the heading "Concrete fuse plugs".

We can also note that some dams can be designed to act as a fuseplug themselves (such as an ancillary earth dam in a col, designed in such a way that it would fail before the main dam, see 4.3.3.3). In this case, however, it is not really an evacuation system so much as an additional safety system that can be added as a last resort to the normal evacuation structures.

3.2.1.4 Inflatable systems

The basic principle consists of opposing the water's thrust using a flexible membrane fixed on a concrete gate leaf and inflated using either air or water. When the reservoir rises, the increased thrust of the water automatically and gradually deflates the membrane.

Invented and patented in 1947 by French professor Mesnager, this process was used for the first time in the United States. Little developed in France, this system is used on several hundred weirs with uncontrolled overflow spillways in certain countries, with inflatable rubber structures that can be up to several meters high. Nowadays, the two inflating systems using water or air continue to co-exist, each having its own advantages.

The effect of floating debris or sediment must be taken into account in the form of reinforcements or protections for the membrane.

3.2.1.5 Siphons

Siphon spillways (see fig. 3.5) are systems that allow significant quantities of water to be evacuated automatically with only slight variations in the upstream level. 2 to 3 cm is generally enough to prime a siphon and increase its flow from a few m^3/s to several dozen m^3/s. These systems have the advantage of being completely autonomous (no power source) with no moving parts.

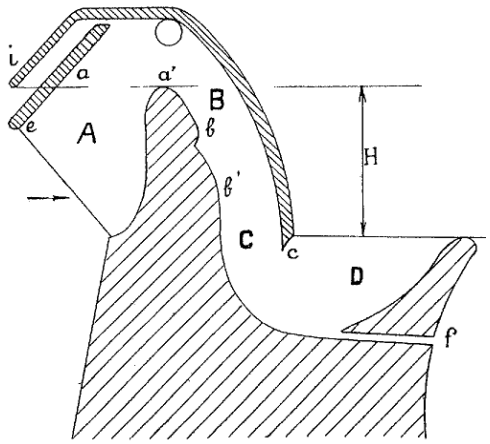


Figure 3.5 – Standard section of a siphon

For dams with no downstream regulating structure, it is recommended that using this type of spillway be limited to operation for an annual flood probability of under 10^{-2} for the following reasons:

- they mainly operate on an all-or-none basis and the so-called partialization-type systems (partial flow operation through the introduction of air into the siphon) frequently only operate on a random basis;
- they are sensitive to floating debris that can clog the often narrow inlet;
- there are significant stresses on the walls: atmospheric pressure on one side, depression on the other, with the maximum at the top of the siphon;
- they start and stop rapidly and abruptly, so precise monitoring of the flood hydrograph is not possible, through evacuation of intermediate flow (operation in stages only). This particularity can lead to a series of startings and stoppings during the flood, creating a segmented exit hydrograph;
- this fast ‘all-or-none’ operation causes very high downstream flow gradients with the risks that entails for the inhabitants downstream;
- vibrations and fatigue in the concrete

Nowadays, this type of component is not recommended and is used very little on new structures. Some old siphons have even been taken out and replaced with overtoppable weirs.

It should be noted that these structures are sometimes found as channel evacuation components: this use is acceptable if the evacuated waters are contained in a reach that people cannot access and that can absorb major variations in flow and level.

3.2.2 Spillway design with regard to floating debris

An accumulation of floating debris in front of a bellmouth creates a loss of load that can significantly alter the opening's flow (gated spillways, uncontrolled overflow spillways with a bridge or footbridge overhead, or spillways followed by a shaft or gallery).

The risk of obstruction must be taken into account systematically in studies, integrating the changes in how the ground lies in the watershed upstream (extension of wooded zones, leisure areas next to rivers – caravans, pontoons, etc. – precarious constructions that may get swept away by floods upstream from the dam, zones where materials or equipment that can float are deposited or stored, etc).

Floating debris can create jams due to insufficient clearance under an obstacle or an outlet opening that is too narrow, or a combination of the two.

Loss of spillway flow rate can be significant, particularly for bellmouth spillways where clogging can result in almost total obstruction if the shaft diameter is smaller than the size of the floating debris. Moreover, bellmouth spillways usually have anti-vortex walls that can facilitate the wedging of floating debris.

Designing spillway projects or checking existing spillways with regard to this risk takes the following parameters into account:

- the intrinsic sensitivity of the watershed (to the production of floating debris);
- the intrinsic sensitivity of the reservoir (reservoir configuration, wind direction, etc);
- spillway sensitivity (shape, protection systems);
- spillway design (width of openings, overhead clearance, etc).

These points are detailed in the following paragraphs and a synthesis block diagram is presented.

3.2.2.1 Intrinsic sensitivity of the watershed

A special study must be carried out to determine the propensity of a watershed, the rivers upstream and the reservoir to produce floating debris.

The most commonly encountered floating debris is natural vegetal debris, particularly trees that have been uprooted by floods or during gusts of wind or storms over the watershed or along rivers. Reservoir bank subsidence can also be a cause. It can be noted that this risk diminishes the higher the reservoir's altitude. Above 1800 metres, there are many less trees.

Industrial or tourist activites can also create floating debris: on the rivers upstream, industries based by the river, e.g. sawmills, campsites where tents or caravans can be carried away or sports and leisure activities can be a cause (canoeing or kayaking, hydrospeed, etc). On the edge of a reservoir, all activites must be considered: campsites once again, as well as any light installations or equipment, such as bungalows, pontoons, boats, buoy lines or moorings etc.

Floating debris can be transported to the dam during or after meteorological events (flood high water marks can be altered or floating objects carried further by a later event).

Risk analysis is based on both feedback from previous situations and regular updates to a database of activities present in the area, both recent and/or intermittent.

3.2.2.2 Intrinsic sensitivity of the reservoir

The reservoir's configuration should be taken into account insofar as it may generate an accumulation of floating debris next to the dam. Dominant winds blowing towards the dam and a straight lined reservoir are aggravating factors. On the other hand, coves or creeks can act as storage areas or limit the transport of floating debris towards the structure.

If the speed of the water in flood is fast enough to carry most floating debris towards dams with a reservoir that is mainly created by the river bed, the same is not true for large reservoirs. Àt their surface, even in flood, speeds are often very low, except right next to weirs and gates. Trees and other debris are therefore seldom carried across the reservoir by currents. However, the wind often has more impact on this debris and the orientation of spillways relative to the dominant winds can be very important.

To convey a reservoir's capacity to favour the transit of floating debris as far as the dam in a flood situation, the volume of the design flood can be compared to that of the reservoir. As an initial approach, a reservoir can be considered sensitive when the relationship of these two volumes is greater than 30%.

3.2.2.3 Spillway sensitivity – Protection system

When the watershed, the rivers upstream and the reservoir are likely to produce and transport floating debris to the dam, spillway sensitivity relative to the risk of jams should be examined. Spillway protection systems may be envisaged to preserve flow evacuation performance. Without such systems, any spillway where a 30% reduction in flow rate leads to MWL being reached for a hundred year flood is considered to be sensitive. In this case, the structure's intrinsic characteristics specific to the risk of obstruction should be examined – overhead clearance – width of openings, set out in 3.2.2.4 and 3.2.2.5.

Amongst the systems of protection against floating debris, the most common are log booms, which are floating dams often made of floats tied together with cables or metal rods. They are held by anchors upstream of the hydraulic components to intercept and stop floating debris, particularly trees.

They are frequently used to guide the floating debris towards a surface spillway, thus preventing it from accumulating in front of a water inlet.

They are sometimes used to protect the flood outlet components. However, this use requires detailed checks of their strength and that of the anchors under the thrust of the floating debris, or ice, because the failure of the boom would cause the opposite effect, with a massive, concentrated inflow of the tangled debris, instantly causing a major jam.

Installation impossibility or the known disadvantages of floating log booms have led the CACG to design fixed protection systems against floating debris for bellmouth spillways that are part of the structure.

These have cylindric concrete screens (see fig. 3.6) that are high enough to be partially submerged at the bottom at NWL (- 0.50 m/NWL) and out of the water at the top with a minimum freeboard at MWL (+ 0.60 m minimum). These screens are held by radiating partitions built into the spillway tower.

They block floating debris (with a section of "dead water") but allow the "deep water" to pass underneath their base and reach the spillway: the increase in flow speed stays low (0.6 to 07 m/s) only speeding up when it starts to overflow, which cancels out almost all the significant loss of load between the dam reservoir and the reservoir downstream of the screens. The depressions on the sill are changed very little with speed distribution close to the sill virtually unchanged. Secondarily, the support walls can have quite a substantial anti-vortex effect.

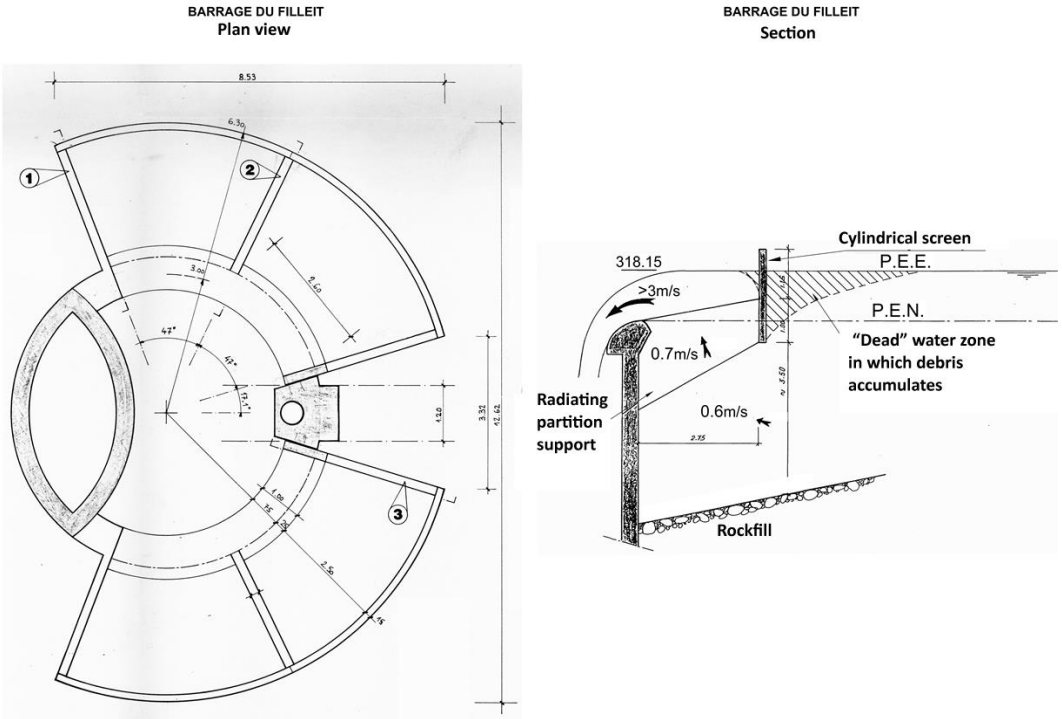


Figure 3.6 – CACG system of protection against floating debris

This type of system (siphon partition) is more generally used upstream of structures as a means of preventing floating debris continuing further downstream.

In the same spirit, for uncontrolled overflow spillways with a shallow approach zone, a debris visor structure can be installed in the form of posts set in an arc upstream of the inlet (see photo 3.1). The spacing of these posts is initially about a third of the width of the openings (so as to block only larger elements that could create a jam). The anchoring and the section of these posts must be mechanically sized so that they can resist the thrust of the floating debris that they have to block.

Photo 3.1 – "Debris visor structure" upstream of a restricted area spillway

3.2.2.4 **Overhead clearance**

The overhead clearance between the top of the free-falling nappe and the first obstacle (sillbar, bridge or footbridge, etc.) must be sufficient to prevent floating debris getting wedged. It will become even more wedged if the nappe is shallow and prevents it from being carried over.

The overhead clearance does not correspond to the difference in level between the reservoir at a given elevation and the initial obstacle. Since the nappe is usually curved, this increases the clearance under this obstacle, sometimes quite considerably. A hydraulic calculation of the nappe is therefore usually necessary.

In the case of a spillway that does not present any specific risk regarding floating debris (no production of floating debris upstream, spillway not sensitive to obstruction), it is suggested that there should be minimum overhead clearance of 30 cm. This minimum overhead clearance applies for any surface runoff under an obstacle. Indeed, a lack of overhead clearance, when there is no floating debris, risks provoking an alternative runoff loading phenomenon due to the wave action on the surface, inducing an increase in the upstream level and vibrations in the gates and the support parts.

In all other cases, the CFBR (CFGB, 1997) recommends leaving sufficient space between the free level of the water and the lower face of the initial obstacle, 1.5 to 2 m on average, depending on the depth of the free-falling nappe, to prevent floating debris getting jammed. In general, the obstacle must be placed downstream from the weir for uncontrolled spillways or ones with flaps, but the dimensions of superstructures on gated structures sometimes mean that they must be placed upstream, which means that the piers have to be raised.

This design principle for the exceptional flood is used for new dams (and therefore for a reservoir at MWL). It applies to any structure over runoff (gates, bridges, footbridges, etc).

For existing structures, the rule above can be adapted according to the real risk of transport across the reservoir, taking any obstacles upstream into account (bridges, another dam, etc.) and known industries.

In the case of uncontrolled runoff on an uncontrolled overflow spillway (ungated spillway or one with gates fully open), it must be considered that floating debris can only pass over the spillway if the free-falling nappe on the spillway is higher than a critical free-falling nappe. It must therefore be considered that, if the free-falling nappe on the spillway is not higher than the critical free-falling nappe, at least part of the openings can be blocked by floating debris accumulating on the spillways, so that the flow is only going through the unblocked openings.

As an initial approach, it is suggested that the following situations be considered critical (for a design flood):

- overhead clearance of under 2 m if the flow depth is less than 2 m;
- overhead clearance of under 1.5 m if the flow depth is more than 2 m;
- flow depth of less than 0.5 m.

3.2.2.5 Determining the width of openings

It is recommended that the width between piers be adapted (width of opening) to the dimensions of any trees that may pass through. The minimum magnitude to use for a new project is 10 to 15 m.

However, this guideline may be altered according to the altitude: above 1800 m altitude, there is little risk (vegetation too rare). Opening width can therefore be considerably reduced to around 4 m. Conversely, below 600 m altitude, the risk is greater and a minimum width of 15 m should be used.

This proposal can be summarized by figure 3.7 below for France:

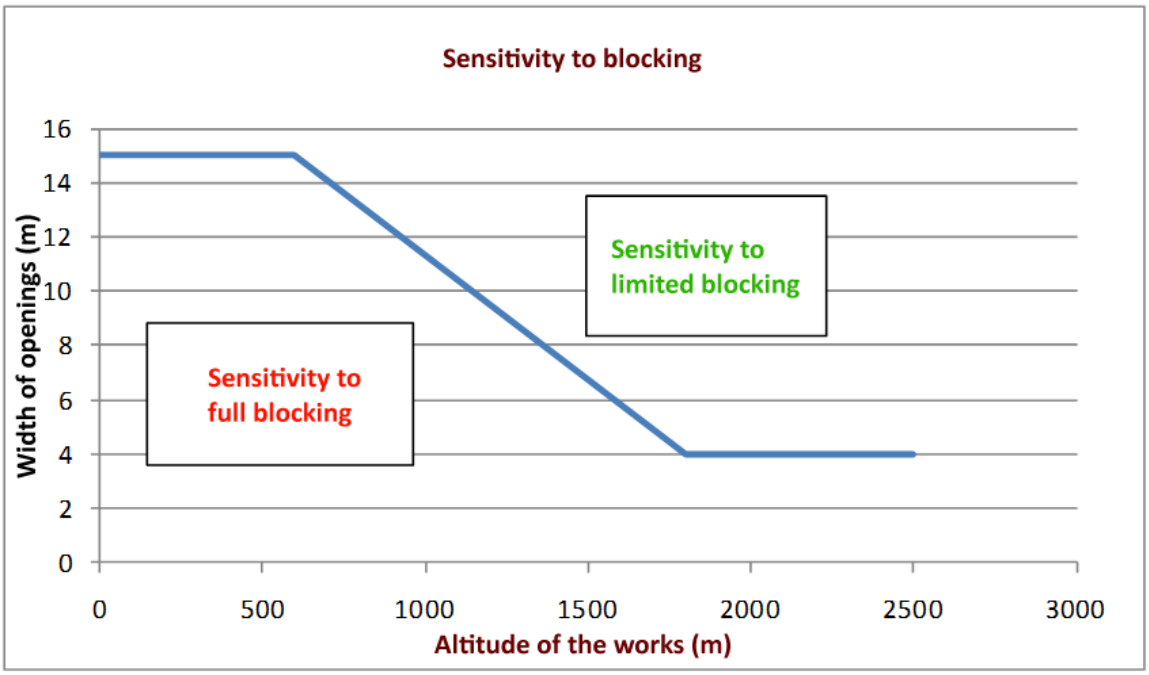


Figure 3.7 – Sensitivity to blockage according to altitude

These limits could be raised slightly with global warming (1° temperature increase causes a 180 m altitude difference in the values cited above).

3.2.2.6 **Summary**

We suggest that the risk of jamming should not be considered as a design issue if neither the watershed, the reservoir, nor the spillway is considered sensitive. In that case, spillway design only needs to meet the design flood passage requirements (on condition that there is minimum overhead clearance of 30 cm in this case).

In all other cases, a sequential examination of all the factors is proposed, which may, if the risk persists after the analysis, require taking into account a loss of flow rate in the openings concerned in the spillways design, as well as the additional stresses generated by these jams on the structures. (Bister *et al.*, 1994) propose using a set reduction of 30% of the flow rate.

In this case, the stresses generated by the jams should be taken into account. These stresses are horizontal and applied to the MWL level, with the value of the pressure exercised by the water current on the blocked floating debris.

A study must be carried out to determine what type of floating debris, in particular branches or trees, risks ending up in front of the spillway openings during floods. Whatever size the openings are, we cannot avoid the possibility of floating debris being blocked on the weir nosing. This case must be taken into account, supposing an additional runoff contraction coefficient in the spillway control section (gate or uncontrolled overflow).

A physical model may help to determine the approach and evacuation conditions for the floating debris, provided that the reservoir model extends far enough upstream and that sufficiently realistic floating debris has been used.

It should be noted that a loss of flow rate in one or several openings will considerably increase the energy dissipated downstream of the openings that are still available, which may then be subject to scouring at the toe. The downstream protections should therefore be sized for deteriorated conditions.

As a summary, spillway design with regard to the risk of floating debris is proposed as shown on figure 3.8 (even if, of course, the complexity of the phenomena involved and the variety of situations cannot be reduced to an assessment using criteria and threshold values that are too specific. The engineer’s judgement remains essential in assessing the risks):

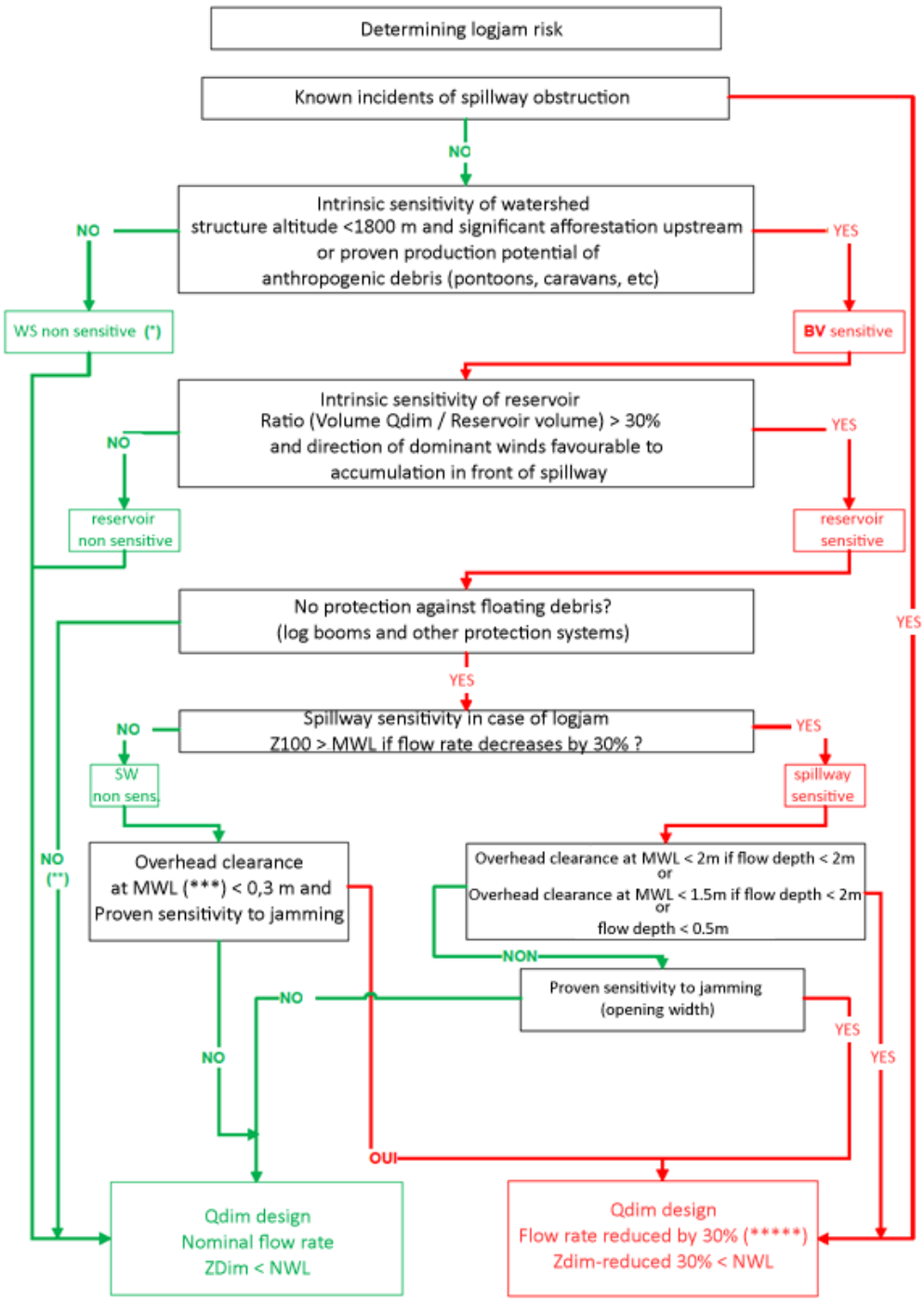


Figure 3.8 – Logigram showing determination of logjam risk

Comments

(*): this is if the watershed is considered not to produce floating debris. The risk of floating debris getting wedged is therefore considered to be zero. The criteria of available overhead clearance or width of openings are therefore not determining factors in the spillway design.

(**): we are in a situation where the spillway is protected against floating debris by an artefact (e.g. log boom, facing, etc.). The risk of floating debris getting stuck is therefore considered to be zero. The criteria of available overhead clearance or width of openings are therefore not determining factors in the spillway design.

(***): if there is little overhead clearance at MWL, the question of loading due to wave action is valid. However, it should not be dealt with in this analysis, which concerns the risk of floating

debris, but during the determination of spillway flow rate which must take the relative uncertainties on the spillway loading level into account.

(****): to limit the risks of variable interpretation of the guidelines, objectivity is required with regard to the criteria that allow the watershed's capacity to produce floating debris to be assessed. The following are therefore proposed:

- a criterion based on altitude and a rate of afforestation; "significant" afforestation means an objective presence of wood cover in the watershed that is likely to carry quantities of forest debris (tree trunks, roots, etc.) to the reservoir. A minimum rate of afforestation of 10% to 20% of the watershed can be suggested, but situations where the arrival of vegetal debris is certain even with a lower rate of afforestation must not be omitted;
- a criterion, which is unfortunately more qualitative, to account for the production of floating debris linked to anthropogenic activities (caravans, pontoons, etc).

(*****): flow rate loss to consider must be defined precisely. A 30% rule is suggested except for the special case of bellmouth spillways where higher percentages of obstruction can be considered.

3.2.3 Gates jamming because of clogging at the gate toe

The accumulation of solid deposits at the toe of the gates can result in them jamming. This phenomenon can occur whatever the nature of the deposits. In the case of silting due to fine matter, there is a fear of jamming through the cumulated effect of the consolidation of strongly cohesive and plastic sediments combined with the thrust of these materials. For more gravelly materials, jamming is linked to the thrust of the sediment and the significant friction on the gate leaf.

Over time, the fine materials left in the reservoir pile up. Their resistance to erosion gradually increases as they consolidate[4]. If left for a time, the consolidated materials are then difficult to move on. They are often tangled with branches, making what is almost reinforced earth and further increasing their resistance. It is therefore vital to scour this fine deposit regularly, particularly in front of the bottom gates, either by mechanical means or by flushing regularly.

There is no direct design device that will prevent this risk, other than creating stoplog sluice-type obstacles upstream, on condition that they are flushed regularly to prevent alluviation in turn. Monitoring and maintaining flood components in normal operation ensures that they operate correctly.

Monitoring consists of a regular reading of silt/alluviation height. These observations must either allow the flood directive to be updated so as to manœuvre the gates most affected during the next flood, or to remove the sediment mechanically as soon as the threshold reaches a level of alluviation that has been estimated or calculated beforehand.

The level of silting/alluviation can be contained by carrying out periodic tests on the gates' movements or by flushing. However, it must be understood that the efficiency of these operations depends very largely on the level of opening of the components, as well as their duration and frequency and the level of compaction of the materials: a small cone of sediment (a few metres) can easily be removed during these operations whilst a heavier intervention is often required for the materials that remain.

[4] the critical tractive force τ_c, also called rigidity, of fine materials (d < 0.2 mm) increases according to the density of the materials to the power of 4 to 5, the density increasing like the logarithm of time (see works of Claude Migniot).

3.2.4 The most common types of gates

Spillways can be made up of different types of gates, according to the structure's expected function. We can differentiate surface gates and bottom gates.

Surface gates, apart from being used to control the level of the reservoir in everyday operation, are also used to evacuate floods. They are often radial gates, roller gates or flap gates. Other types of surface gates are found on old structures with special constraints: rolling gates, drum gates, etc.

These regulate the upstream level effectively, because the flow varies considerably according to the upstream level (a function of the free-falling nappe to the power of 3/2).

The gates that dam orifice outlets (**bottom or mid-level gates**) are rarely chosen to equip spillways. As stated above, the major disadvantage resides in the small variation in flow rate according to the reservoir level and the increased risk of sedimentation at the bottom of the reservoir and therefore the blocking of the sluice gates and the clogging of the sluices must be considered. These are mainly rolling gates and radial gates (see also 3.2.4.4). Sluices are usually equipped with two successive gates: a downstream gate to regulate the flow and an upstream gate called the 'guard gate' that allows, amongst other things, maintenance operations of the downstream gate. The design of these gates (*a minima* for the regulating gate) must, of course, allow flow to be stopped when the gate is closed.

They are good flow regulators, because flow varies little according to the upstream and downstream levels (a function of the root of the difference in level).

The gates used to empty the reservoir and flush the sediment may serve as an additional spillway in certains conditions, providing the necessary systems to ensure the component's operating reliability, particularly in a flood situation.

3.2.4.1 **Adjustable weirs**

The following components are weirs with an adjustable level and with uncontrolled overtopping, making them good regulators of the upstream level.

In theory, they do not need power to open, since gravity helps this, which can be interesting in terms of safety. On the other hand, they can also open accidentally, which imposes specific safety requirements. They slide into housing when open so generate little or no loss of load.

3.2.4.1.1 Flaps

Flaps are gates that lower, made up of plating that is usually cylindrical, supported by a "fish belly" or classical frame structure articulated on the sill of the weir (see fig. 3.9 & photo 3.2).

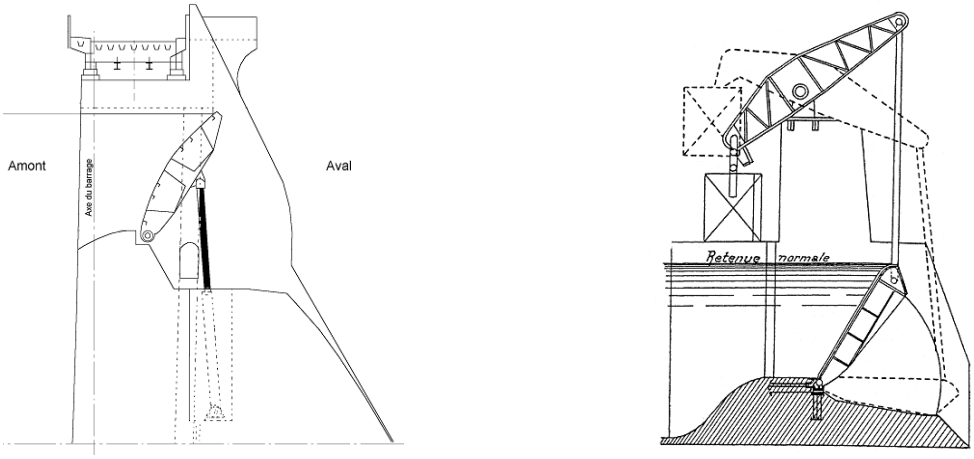


Figure 3.9 – Standard sections of flaps

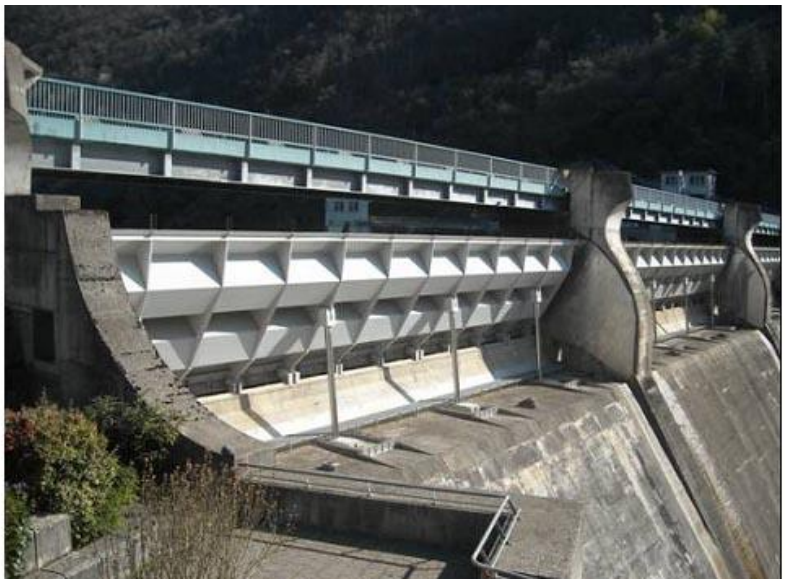


Photo 3.2 – Flap gate, Pinet dam on the Tarn river

They are only used for surface runoff and cannot be used as submerged gates. Flap gates are currently the most commonly used gates on new river navigation structures.

Flap gates can be very wide (over 30 metres), but their use in rivers is now limited to a height of around 6.50 m when they are partially submerged downstream, because of the vibrations caused by the fluctuations in pressure directly downstream from the flap. Flap gates need splitters to allow aeration of the free-falling nappe for small openings and a lateral aeration system through installing pipes in the guidewalls to reduce the problems of vibrations.

The flaps can be manœuvred by jacks, chain hoists, rack systems or systems using floats, or even the water in the reservoir, via a counterweight. They do not usually require any superstructure and allow a reasonably precise adjustment of flow and navigation during floods. They are interesting as regards the passage of floating debris.

However, since they have gates that lower, precautions must be taken to prevent the flap falling down accidentally and the water in the reservoir being lost due to an operating system incident.

3.2.4.1.2 Drum gates or rolling gates

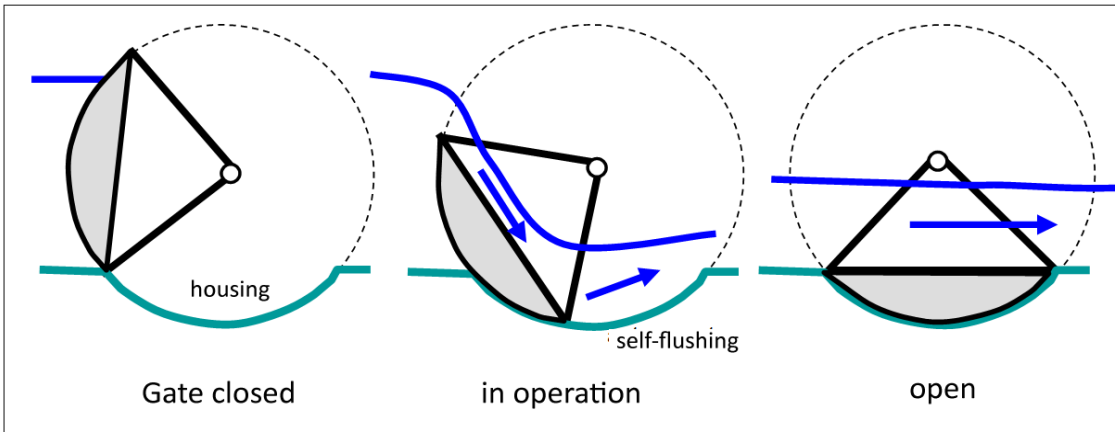


Figure 3.10 – Standard section of a drum gate

This is a gate where the water passes over the top then on the inner plating. The gate is fully enclosed in its own housing downstream. The housing is self-flushing.

Open (dewatered, during construction)

closed (in operation)

Photos 3.3 – Drum gate, Andrésy lock

Couesnon dam in the bay of Mont Saint Michel, has this type of gate, which is nonetheless rare.

3.2.4.2 **Radial gates**

Radial gates are gates that lift up made up of a cylindrically-shaped gate leaf that blocks the sluice, with two lateral arms that transfer loads to the concrete of the guidewalls via heel posts and maybe corbels (see fig. 3.11).

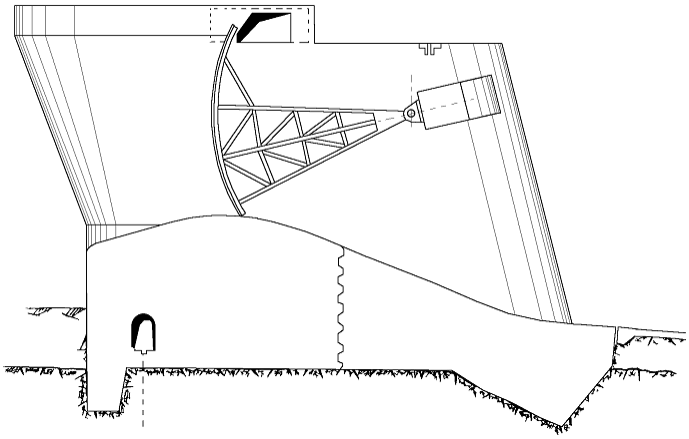


Figure 3.11 – Standard section of a radial gate

They have the advantage of transferring the water's thrust to the axis so that the lateral joints are not under stress.

These gates can be installed either at the surface or in submerged bottom sluices.

When they are installed at the surface, they can be equipped with an overflow flap that lets small quantities of flow and floating debris through (see photo 3.4). They can be large.

Photo 3.4 – Radial gate with surface flap, Caderousse dam

When they are used as a bottom sluice, they are usually smaller because of the difficulty of integrating them into the dam body and the problems of deformation under pressure from the reservoir.

These gates can be operated by jacks, chain or cable hoists or systems of floats and counterweights and they do not require any superstructure.

3.2.4.3 Roller gates

Single roller gates are gates that lift up, consisting of a flat metallic gate leaf made of a single component or several components joined together. Each component has bearing rollers on rails situated in the lateral grooves in the guidewall concrete (see fig. 3.12).

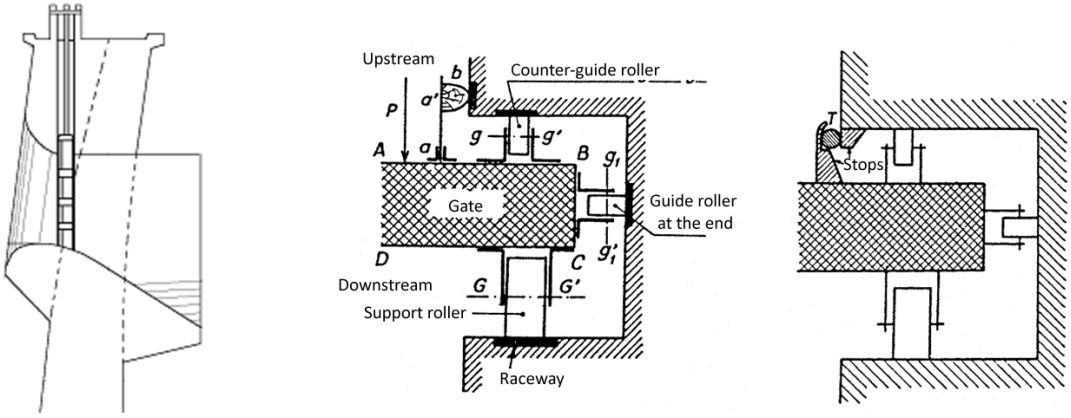


Figure 3.12 – Standard sections of a roller gate

These gates can be large. Used in rivers, they can also have an overflow flap to allow through small quantities of flow and logjams. As bottom gates, their use is limited due to the presence of lateral grooves that can interfere with the runoff to quite an extent and cause cavitation.

They are simple, robust gates that take up little space and are easy to maintain. They are very versatile and can be used in almost any application: on the surface or submerged, in a chute (with fairing or operated by push rods), etc. However, they are heavier than other types of closure structures and require a large vertical superstructure. Like radial gates, they can be operated by jacks, chain or cable hoists or a worm. However, they are hardly ever chosen for new dam spillways due to the fact that they are extremely hard to move and need lateral grooves.

Double roller gates (also known as hook gates) are exclusively used in rivers, where they allow navigation during flood periods while ensuring wide flexibility of flow control and allowing aeration of the nappe. They consist of a lower, roller gate-type component and an upper component supported on the upstream plating of the lower component.

These two systems regulate the upstream reservoir very effectively: when the flow increases, they pass from the surface runoff (good regulator of the upstream level but low flow rate) to the bottom runoff (pressured runoff benefiting from the full head so good flow rate), then the whole reservoir is cleared from the top leaving the way free for the bigger floods. This type of gate corresponds to a clever use of the laws of hydraulics and regulation. However, they require a large superstructure, are technically complicated and difficult to maintain. In practice, they have often been replaced on more recent schemes with radial gates with a flap at the surface (see photo 3.4).

3.2.4.4 Other types of gates

The gates cited above constitute the large majority of spillway gates, at least the ones used on new structures. However, there are other types of gates on structures in operation that are more or less widespread.

3.2.4.4.1 Stoney gates

Similar to roller gates in design, their difference is that they have independent roller assemblies between the gate leaf and the sill. They have two roller assemblies (a fixed one on the sill and a moving one linked to the leaf). The roller assemblies are generally pulled along by a pulley that straddles a steel cable that has one fixed side and the other anchored to the leaf. The roller assembly moves half as fast as the gate leaf. When the gate is at its full height, it is only in contact with half of the roller assembly (see fig. 3.13).

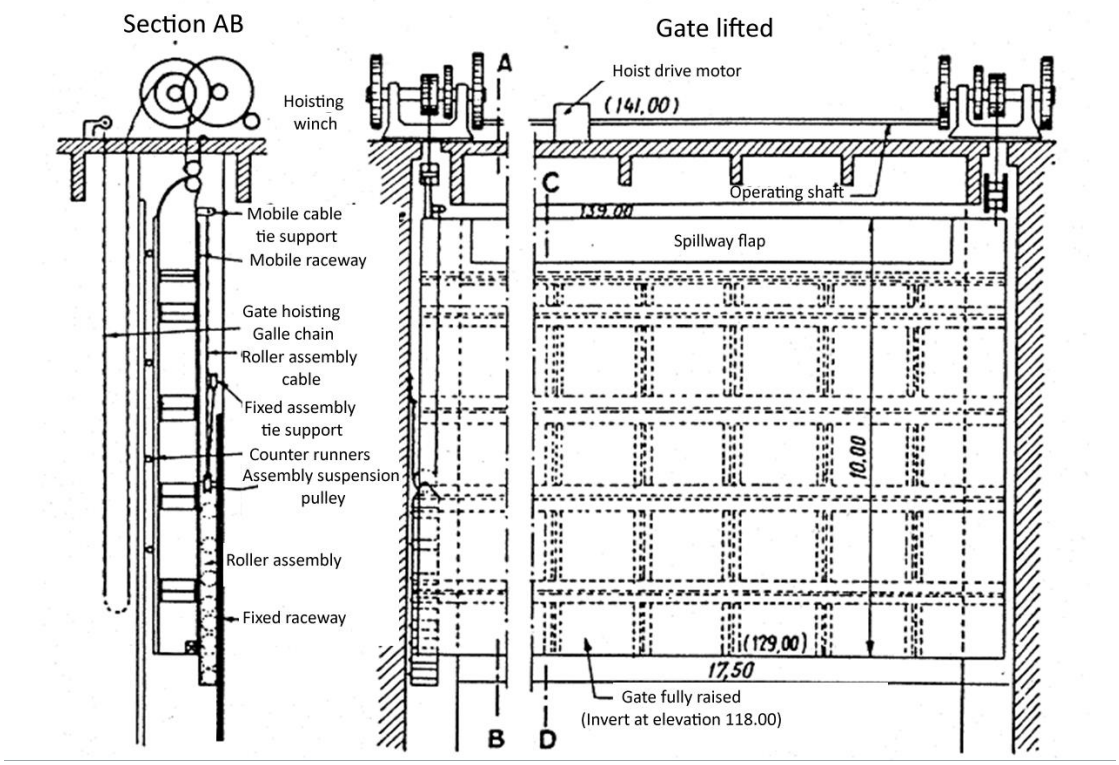


Figure 3.13 – Standard section of a Stoney gate

These gates are only used as surface gates. They have the advantage of a better distribution of stress on the fixed parts which is appreciable on old masonry. They require a superstructure similar to that of roller gates. The risk of the roller assembly jamming (because of floating debris or other components) constitutes their main weak point.

3.2.4.4.2 Butterfly valves

These valves are made up of a disc that pivots on an axe in the pipeline that they are blocking off, the disc being manœuvred from the outside using an arm. They are generally used in bottom outlets, but some structures have them in spillways. The risk of them getting blocked by wood or a block of rock is their main weak point (the butterfly constitutes an obstacle in the pipe). Because of this, these components do not offer greater operating safety or a better guarantee of flow rate. Therefore, this type of valve should be chosen with caution for a new design.

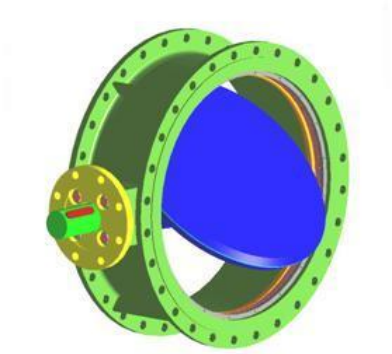


Figure 3.14 – Butterfly valve

3.2.4.4.3 Hollow jet valves

These valves are made up of a tapered nozzle sliding in the pipeline that they block off (two possible variants: moving nozzle and fixed pipe or fixed nozzle and moving pipe). The jet passes around this nozzle, hence its name of 'hollow jet'. These valves are standardly used in a bottom outlet, but some structures have them in spillways. Like butterfly valves, the risk of blockage by wood or a block of rock is their main weak point (the nozzle needle constitutes an obstacle in the pipe). Because of this, as for butterfly valves, these components do not offer greater operating safety or a better guarantee of flow rate. Therefore, this type of valve should be chosen with caution for a new design. They dissipate energy very effectively.

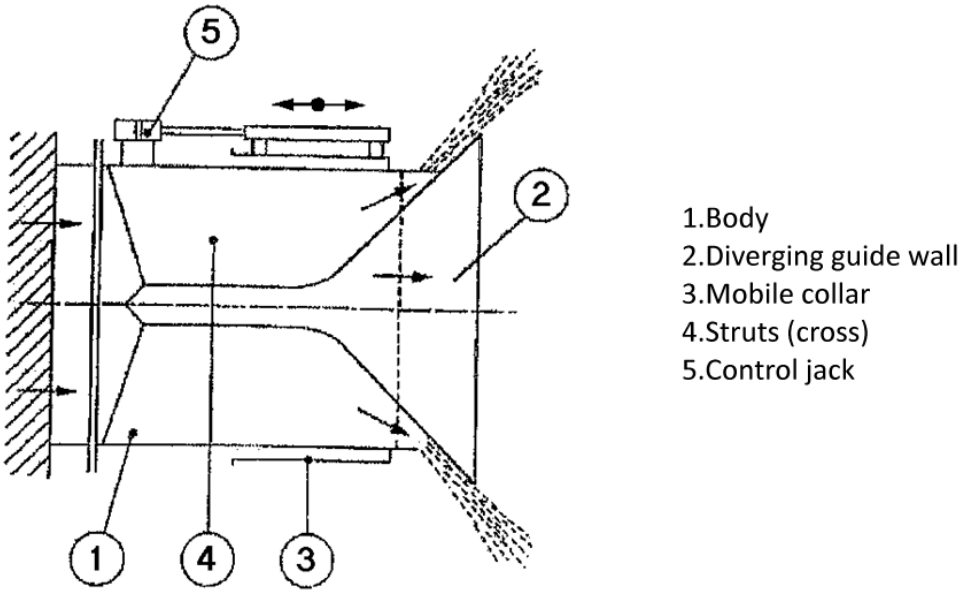


Figure 3.15 – Hollow jet valve

3.2.4.4.4 Other types of valves

Other types of closure devices include, but are not limited to: roof gates, needles, Aubert fuse gates, drop gates, etc.

3.2.5 Operating components

The two main types of gate operating components found on dam gates are hydraulic jacks and chain hoists. There are also cable hoists which are commonly used in the Anglo-Saxon

countries and Eastern Europe, electromechanical jacks used more recently, pin-and-nut systems, racks and float-type devices.

3.2.5.1 Hydraulic jacks

This type of mechanism is often preferred nowadays by designers because of its simplicity, its relative ease of implementation and its lower purchase cost relative to other types of components. Jacks can also be integrated very discreetly into structures. As part of a hydropower plant, jacks offer flexible and controlled manœuvering of the flap gates and valves.

However, they have the disadvantage of operating under pressure and there can be internal and external leaks which may cause problems when adjusting the position of the moving components and cause pollution if there are leaks (oil discharge is forbidden by the Environmental Code, whether the oil is biodegradable or not). Their operation requires numerous components, they can be sensitive to earthquakes and, in the case of dual actuating cylinders, the question of their synchronisation is always a weak point. Their design must allow for repair in emergency situations.

With regard to design, these systems are limited by the stroke of the cylinders.

3.2.5.2 Chain hoists

Chain hoists used to operate closure structure components (gates, flaps, etc) consist of a reducer and a “Galle” type chain, which is made of steel sheets forming links and axes called spindles. The chains can have different meshes (double, triple or quadruple) according to the lifting stress.

Chain hoists are robust and have been tried and tested. They can last a very long time with maintenance that is often relatively simple, particularly as concerns the reducers which go on working for a very long time with with very little maintenance.

The link chains and the operated component must be maintained and monitored appropriately. The very high diametral pressure of the axes on the links causes lubrication problems so this type of chain can seize up. It must be maintained regularly (period variable according to the chain’s exposure to bad weather and overtopping of the gate), which consists of careful lubrication, checking the extension of the chain’s “thread” and moving it as fully as possible to maintain its flexibility. For the most exposed sections, using stainless steel chains, maybe even mounted on anti-friction components, can be considered, although it is a relatively costly solution.

The supply and installation cost of motor reducers is also higher than for cylinders.

3.2.5.3 Cable hoists

Cable hoists are also used on spillway gates. They offer similar advantages to chain hoists (simple design, strength). Using a reeving system can reduce the hoists’ capacity at the cost of a certain complexity. The cables must be carefully maintained (lubrication and checks). The design rules for hoists must be based on the rules promulgated by the Federation Europeenne de Manutention (FEM, 1998 – European Materials Handling Federation). Cable checks can be carried out applying the criteria suggested in standard ISO 4903 “Hoisting equipment for suspended loads – Cables – Maintenance, installation, examination and removal”.

3.2.5.4 Rack systems

Simple in design and strong, these systems can usually be equipped with an emergency manual control system (crank). Maintenance is simple. As regards design, this type of system is limited by the length of the rack.

3.2.6 I&C systems

The I&C system, or monitoring and control system, must:

- control the structures (opening and closing of the gates) through an operator's manual orders, or automatically according to predefined rules based on measurements of level or water flow and measurements taken upstream and/or downstream at the structure, in order to anticipate development in the reservoir or the reach upstream;
- monitor that the whole installation is operating correctly, giving real time reports on its state and any defects detected. The system must itself check the validity of indications given by the sensors, that the equipment is operating correctly and if there are any inconsistent orders.

The system must be designed according to the structure's characteristics and objectives, the management methods envisaged and the security level required: the overall structure design, the management methods envisaged in the different cases of operation and particularly during floods (manual or automatic, locally or remotely), the required security level and the importance of risk in case of failure.

The I&C system architecture usually includes:

- the man-machine interfaces (display and control screens, console, degraded operation console);
- the sensors (levels, positions,etc);
- the monitoring and control automatisms (regulation);
- the back-up automatisms (safety);
- the actuator and/or auxiliary power control cabinets (hydraulic units…);
- the remote communication system for reporting conditions and faults. The links currently used are: private digital networks, switched telephone line, terrestrial link, GSM, internet network...

The provisions relative to flood management are amongst the most important as regards structure safety.

An analysis of these constraints and objectives makes it possible to decide the level of redundancy of the sensors, the regulation controllers and the actuators, and the control methods in both normal operation and degraded operation, with all the cases of partial operation of the installations (equipment unavailable, defective or under maintenance).

Special attention must be paid to the I&C equipment's reliability and robustness in the face of floods, that there is sufficient equipment to ensure reliable data acquisition and that it is protected from logjams, sediment build up and voluntary damage. This also goes for its maintenance (calibration, tests, etc).

There must also be a back-up system. This system is independent from the other equipment and ensures that the operator is alerted or even stops the automatic operation and starts

structure safety manœuvres when normal operating conditions cease (see 3.3.4, in particular 3.3.4.2).

3.2.7 Hydraulic controls at the reservoir

On existing hydraulic schemes, there are a number of this type of motorised gates that do not use power from outside, being controlled instead by floats and counterweights. These gates or flaps are often installed on spillways.

There are many different designs for these devices, from a “single” counterweight flap that opens under hydrostatic pressure and has an “all or none” operation, to sector-type flaps or gates with adjustment chambers whose supply and discharge flow is adjustable, allowing them to regulate a reservoir’s level.

To make the most of these components, it is essential to have a good understanding of how to control their operation and of their limits. If they are correctly maintained, gates with floats constitute reliable safety components through their power-free automatic opening.

These components get their operating power from the reservoir and are controlled automatically by the direct influence of the reservoir level, either on the gate leaf itself or by filling the chambers with floats, with or without the assistance of counterweights.

Amongst the advantages of this system, we must cite:

- splitting the risks of faults (if control is individual);
- operates independently of any electrical power source;
- operates independently of any electric automatism.

But these systems also present a certain number of risks. These risks or disadvantages must be examined in detail to understand more when this type of component can be used on a dam. They include:

- the risk of an unplanned opening;
- the risk of not opening: in case of blockage, particularly mechanical or because of a defect in the hydraulic circuit (obstruction, frozen float), there is not usually a back-up operation. In particular, the operation chamber supply systems are points to monitor (risk of getting blocked by floating debris);
- the flow gradients at the first opening can be very steep. These gates are not usually capable of adjusting the precise level of flow to allow through;
- some of these systems have the disadvantage of a weak operating torque, making them sensitive to jamming.

3.3. Equipment design

3.3.1 Electromechanical equipments

3.3.1.1 Mechanical equipment

The construction provisions to implement are specific to each structure and gate type, their function and importance, and must be drafted on a case-by-case basis. Here, we are giving the common guidelines relative to the operating devices and the systems used to maintain the safety position. Generally speaking, it is usual to include several redundancies (for the power supply, the component operating methods, etc.).

3.3.1.1.1 Operating devices

The operating devices must be designed for the stresses calculated in the gate design. The stresses and any “parasite” loads linked, for example, to equipment deformations or operating stresses, must be taken into account, considering the fact that these stresses are difficult to appreciate.

Operating speed must also be taken into account in the system’s design. The gates’ opening speed and the associated flow rate must of course be capable of following the rising level of the flood, or the safety level may be exceeded and the dam submerged. Determining the maximum gradient of the rising flood is therefore an essential parameter to determine through a hydrological study.

Since flood recession is generally slower, the gate closing speed can follow the maximum fall gradient. It should be noted that rapid draining of the reservoir can cause landslides.

Each gate has its own operating device and must be capable of operation under all loading conditions and able to hold any position between fully closed and fully open.

The gates and their operating devices must be equipped with safety provisions, adapted to the components to operate and defined according to a risk analysis. Unless there is specific justification to the contrary, the following provisions at the very least must be taken into account:

- for the operating components, these provisions must include stopping when fully opened or closed, operation in stages, a collection system for oil leaks on jacks, limitation of flap gate lowering speed in case of incident;
- for operating power, these provisions must include a back-up power supply, like a thermal motor back-up unit, or maybe a manual system.

For gates that contribute to flood discharge, since the closed position is not necessarily the safest for this function, we do not recommend equipping them systematically with a system that uses their own weight to close them without a power supply.

3.3.1.1.2 Holding the mechanical components in position

Holding the mechanical components in position must be guaranteed in the case of an operating component failure. There are many solutions, which can consist of a hook that holds the door, a bolt (the displacement of a pin in a lifting lug holds the structure), or storage beams that slide under the door when it is raised so the operating device is freed when the door rests on the beams.

A distinction should be made between two types of bolts:

- “safety” bolts, whose function is to block the component when work needs to be done downstream;
- “operating” bolts that prevent an unplanned lowering of the flap in normal operation.

The addition of an “operating” bolt, which acts as an obstacle to the installation’s “natural” operation, is considered a second-best solution and this technique must generally be avoided. When the component’s function is to ensure that the level is held at a given value (usually NWL), locking the flap is not advised.

3.3.1.2 Electrical supply

3.3.1.2.1 General principles

The experience of major flood episodes shows that electricity power lines are not exempt from operational incidents (storms, lightning, falling trees, etc).

In order to guarantee the power supply for spillway gates, particularly in the case of extreme meteorological conditions, the *Guide to controlling dams in operation* (BETCGB, 2002) recommends including:

- a **main supply (called the "normal supply"),** supplied from the power grid, possibly backed up by auxiliaries in the power station of hydropower structures;
- a **back-up supply** using a generator unit that is quite independent and for dam use only.

These different levels of power supply must not be affected by a common fault. In particular, the cable troughs for the main supply and the back-up supplies must be kept separate as far as possible so that a fault does not affect both power supplies simultaneously.

The installed capacity must allow the mechanical components to operate fast enough relative to the maximum speeds of the increase in flow to evacuate during the design flood.

3.3.1.2.2 Electrical circuit design

Distribution of the alternative power supply must be processed carefully.

In particular, **all the common points between the normal and back-up sources must be avoided** which, in case of fire for example, would risk depriving the spillway of its operating power. The power supply cable troughs must be separate (the normal line from the back-up line). If crossing or a common trough (drilling) cannot be avoided, every precaution should be taken to isolate the two links from each other (plaster, flameproof duct, etc).

The operating and control electrical equipment must be installed in such a way that it is out of water and accessible for a reservoir level equal at least to MWL. A higher reservoir level could be considered following a risk analysis.

The cables must be protected against being crushed or torn away or their supports being carried away (particularly on footbridges or other bridges).

The component **power supply diagram** must include provisions to:

- ensure power in degraged modes before the supply circuits for the flood outlet gates are completely cut off;
- set off alarms of different levels according to the risk of power supply failure to the equipment concerned.

These principles are ensured mainly through maximum elimination of common modes.

3.3.1.2.3 Back-up supply: dam generator unit

The back-up power generator unit only supplies the spillway components and the equipment that is essential to the dam's operating safety: lighting for openings and access ways, monitoring and operating automatisms, etc.

The dam generator unit is permanently installed at the dam in a place that is:
- above water (above the highest water level that can be envisaged);
- accessible for a water level that is at least MWL;
- isolated from the main power source.

It must be autonomous (for its start-up energy source, I&C voltage, fuel, cooling, etc).

The back-up unit must have sufficient autonomy to guarantee operation during a flood. The real operation of the generator unit must be taken into account, with safety margins (to allow for disruptions). The installed capacity in fuel commonly allowed is 72 hours at full load (to modulate according to context: site accessibility, scheme or town nearby, human resources, etc.).

The back-up unit's power is determined so that, apart from supplying all of the dam's auxiliary equipment (lighting, supply set, etc), it ensures all the necessary operations and actions:

- gate operation, particularly initial separation;
- flow transit when the inflow gradient is maximum;
- if necessary, compensation through the dam gates of the flow turbined by the associated hydropower plant during load rejection at the plant.

Therefore, it must bear the inrush current due to the last gate needed for passage of the maximum flow gradient starting to move, since the other gates are in steady operating state.

3.3.1.3 Protection of the electrical equipment

The protection level of the electrical equipment is, under French manufacturing standards, characterised by two indexes:

- the IP_{xy} index: x is relative to protection against solid matter (varying from 0 to 6), including protection against dust for high coefficients (coefficient 6: total protection except for rotating machines (motors)), y is relative to protection against liquids (in this case, condensation-drops-projections of liquids-immersion, according to a progression of the coefficient from 0 to 8);
- index $IK_{z:}$ mechanical protection against bumps (z: index (from 0 to 8) characteristic of an impact value that the switchgear has to absorb).

The equipment concerned includes the control cabinets, the automatisms, the electric drives, the related electrical equipment and connector technology, the sensors and the probes used in the monitoring and control chain of the outlet components (non exhaustive list).

Very often, equipment chosen from a manufacturer's standard range has a pre-determined index, mainly according to whether it is to be installed inside a closed room or outside and therefore subject to bad weather, or even at risk of being temporarily submerged.

Electrical protection cabinets are also useful as protection against intrusions (rodents, etc.).

Attention must be paid so that the protection index of a cabinet is not degraded by additional unplanned elements added later: ventilation grids, additional cables, etc.

3.3.1.4 Ultimate emergency systems

The possibility of manual intervention, component by component, must be possible in an emergency, since the failure of the gates' main control and driving systems cannot be excluded.

Therefore, over and above backing up the electricity supply, the *Guide to the control of dams in operation* (BETCGB, 2002) also recommends including an **ultimate emergency system** allowing direct operation of the operating device (a heat engine for hoist gates or a back-up pump supplied by a mini-generator unit for gates using an oleodynamic control system).

The ultimate emergency system is the means of operating a flood outlet component, to be used as a last resort when the conventional methods are inoperative: the normal and back-up supplies, the main drive and the control system.

This method must allow the stabilising of a situation that would inexorably get worse without it (potentially leading to an incident), by stopping the level rising in the face of a fixed flow gradient by operating each component in turn. Although the operating speed of a component operated by the ultimate emergency system may be slower than the normal speed, the aim of stabilising the situation is guaranteed.

The ultimate emergency system concerns at least the opening of the safety components but can also be designed to close them.

This ultimate emergency system only works once the operator is on site, which means that the parameter of "access time" does not need to be taken into account for its design. On the other hand, the time it takes and the human resources required to implement it must be compatible with organising its operation to attain the objective. This compatibility must take the component operation sequencing and the system's implementation time into account, particularly as regards mobile systems that are used for several components.

Amongst the ultimate emergency solutions, the following can be considered:

- gates controlled by hoists: a heat motor or a generator unit on a trolley with a permanent or removable back-up electrical engine can be put in gear on reducing gear;
- gates using an oleodynamic control system: a fixed back-up pump or a generator unit with a pump on a trolley that can be connected with a hose to the hydraulic circuit. In the case of double jacks (one on each bank), the two banks must be synchronised. If the ultimate safety provisions include operation in degraded mode with a single jack, it must be checked that the body of the gate is rigid enough to take the stresses and not get jammed.

In any case, the ultimate emergency power supply and I&C system must be independent from the dam auxiliaries (normal and back-up) and the component's first level automatism.

For dams equipped with small gates, a manual ultimate emergency system (crank, hand pump) may be admissible if it satisfies the requirements of operating time, i.e. if it is compatible with the chosen maximum flow gradient, taking into account both the availability and endurance of operators. Generally, the use of cranks as an ultimate emergency operation method is not advised on large gates because operating speeds are very slow and the operators are rapidly exhausted.

Moreover, in order to manage the structure's operation in a degraded situation, the operator must have the following means:

- component position: a mechanical ruler positioned just above each component. It must be visible at least from the ultimate emergency control point;
- reservoir level: a staff gauge installed in the reservoir (see 3.3.3.1.1);
- lighting adapted to the implementation of the ultimate emergency system (varies according to the ultimate emergency technical solution). We must not forget that the degraded situation for which the implementation of the ultimate emergency system is required may arise because of the loss of all of the dam's power sources (normal and back-up).

3.3.2 Gate control

3.3.2.1 Gate automation

Manual spillway operation must always be possible, but action automation can be considered in the following conditions:

- in the case of automatic structure management using an I&C system, operation in degraded mode, or even the possibility of recovering manual operation, must be taken into account;
- even if the automatic operation of the mechanical components does not necessarily require employees to be present (as regards the technical constraints), the operating instructions must include a human presence beyond a certain level of flood; technical provisions are then integrated so as not to exceed this level (limited automatic functions) and to assist the operator during floods (for example, validation of commands proposed by the controller).

Moreover, not all spillway gates or operating systems lend themselves satisfactorily to automatic operation. Before installing an automated system, the question of whether the existing equipment is appropriate for automatic operation must be asked, with a sufficiently critical mind.

3.3.2.2 Controls requiring an external power source

3.3.2.2.1 Points or levels of control

Remote opening of dam gates (spillways, bottom outlets, etc) using a remote control that is not situated at the dam site is not recommended. Over and above the risk of unplanned opening, remote opening of the dam gates adds a delay into the system's consecutive failure interventions. In addition, this control is usually used at the moment when the probability of transmission circuit failure is at its highest. Indeed, climate conditions are a common factor between incidents on the remote transmission link route and the need to use the flood control gates.

We recommend putting in **gate controls at two or even three control points (or levels):**

- at each of the gates, with a manual control;
- in a general dam control panel (remote/manual mode);
- possibly in the control system (automatic remote mode).

The links between the control points, the gates and the management sensors must avoid common sources of faults.

On-site manual control (at each of the gates)

We recommend installing manual controls in the control room, possibly with automatic controls as well, and also manual controls on the operating devices and in hydropower stations. Moreover, it must *a minima* be possible to control the gate manually on site from the automatism cabinet (local/manual mode).

Control from the general dam control panel

A manual control can be installed in a central control post in the dam control room (remote/manual mode), or in another place, for example the power station control room if it is aadjacent to the dam and if rapid access to the spillways from the power station is guaranteed in any circumstances.

Control using the plant controller

The gate can, if necessary, be controlled by an automatic control system (remote/automatic mode) located at, or near, the dam (for example the hydropower plant if it is right next to the dam).

If the structure management uses a controller, it must be possible to operate in degraded mode or to recover manual operation. The controller must also be able to check that the indications from the sensors are valid, that the equipment is working correctly and if there are any anomalous commands.

If necessary, the gate can be controlled using a dam safeguard system (ultimate security system of the monitoring and control system, see 3.3.4.2).

3.3.2.2.2 Local or “1st level” I&C system

Each flood component has a local automatism (called “1st level”), specific to that flood component and independent from the others, ensuring its intrinsic operation and protection.

When an opening has two outlet components (a lower component and an upper component), with connected operation, the 1st level automatism may be common to both.

The local manual control actions and the operation I&C system must only depend on the power sources required to operate the gates. The principle used is that the manual controls stay operational, as long as there is a possibility of supplying the gates’ operating devices with electrical power (or power in another form, such as hydro power).

The automatism manages the mechanical or hydraulic protections that serve to prevent the component blocking or power flow degradation.

Special attention must be paid to the protection systems that detect a flood component blockage either when it is open (overload) or when it is closed (understressing or slack cable).

If the components are controlled by two driving systems, each situated in one of the piers, which are not synchronised mechanically, they are synchronised by the 1st level automatism or, in any case, by a system that is independent from the controllers. The choice of this type of motorization must first be assessed for operation in an ultimate emergency situation (see 3.3.1.4), since the 1st level automatism is considered out of operation in this case.

3.3.2.2.3 Notching system

A notched control system (also called “incremental” or “step” system) must be preferred in order to ensure controlled operation of the components (gates or flaps).

These notches come from a system based on limit switches that are totally independent from the other automatisms and preferably linked as directly as possible to the gate's movement.

The value of a basic notch is linked to the maximum flow rate variation value allowed downstream.

If a standing order is sent (detected through exceeding the notch), the system locks, sets off an alarm and does not carry out any further orders until the operator takes over manual control.

Independently, and complementarily to this notch system, a control of the maximum continuous operation time for each gate (through time out) is recommended. This security device checks that the control switches do not stay off beyond the time required to carry out an operating level.

If a fault is detected by an over-long operation time, the power supply of the gate or opening must be actuated and an alarm set off.

Figure 3.16 below shows details of this concept of stopping at a notch, protection if a notch is exceeded and protection when operation time is too long.

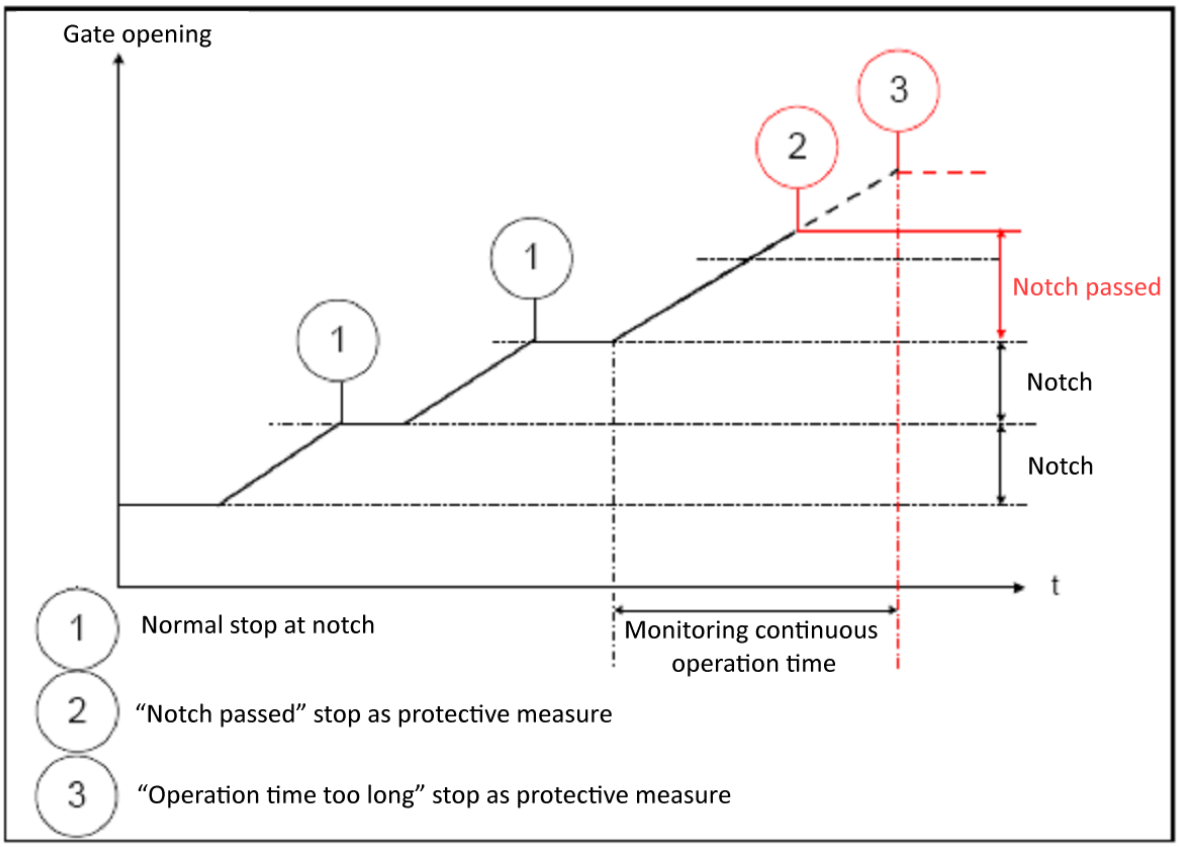


Figure 3.16 – Protections linked to the notch system

3.3.2.2.4 Position indication

To ensure controlled operation, **each manual control point must have a position indicator for each of the controlled components:**

- just above the component: the indicator for the on-site manual control must be operational as soon as the associated gate operation is possible (operating power) it must be

constantly visible to the operator from the control point (the mechanical ruler could fulfil this function if it is visible from the control point);

- at the central control location: we recommend two measurement chains and two independent position indicators between them (using a common display between sluices can, for example, constitute the second display).

3.3.2.3 Hydraulic controls from the reservoir

1. Although an individual control system per gate guarantees better overall operation since the risks of fault are spread over several gates, with this type of gate one is never certain that it will open or if it will open by accident. For this type of structure, therefore, one should assess:
2.

- the risk of not opening (e.g. obstruction of water inflow, mechanical blockage, floats freezing up, etc);
- the risk of accidental opening (e.g if a float is not watertight, increased leakage into the float chamber, etc);
- the risks and stakes linked to controlling variations in the flow rates downstream, which can lead to reconsidering the pertinence of this type of structure.

1. Devices can be put in place to detect failures whose consequences could prove to be disastrous for the safety of local populations or the environment if corrective measures are not taken rapidly, as soon as they appear. We can mention in particular:
2.

- “submerged float” detector: a pressure sensor fixed on the float can be installed permanently to check if the operating stress does not exceed the float’s capacity to float. An adjustable threshold detector sets off an alarm (after leaving time for the sealing to come loose);
- detection of a spillway component jammed closed: the combination of a level measurement in the float well and the closed position makes it possible to check if the opening is indeed effective for a height of water in the chamber corresponding to the system being put into motion. This protection is similar to the one above, but has the advantage of really controlling that the component does not open in case of power flow failure;
- detection of a spillway component jammed open: the principle consists of checking if the spillway component closed correctly when the level in the float well went back down to under the predetermined threshold.

1. For this type of structure, from a certain flow, corresponding, for example, to a third of the design flow, it is preferable to plan human flow monitoring.
2.

In certains cases, if accidental opening is a concern, a mechanical lock can be used to hold the component in the closed position:

- certain provisions should then be respected concerning the use of locks on flood discharge gates (see § 3.3.1.1.2);
- nevertheless, when the component’s main function is to guarantee that the level stays at a given value (generally at NWL), locking the flap gates is not advised since these components are also often included to guarantee the structure’s intrinsic safety if the reservoir level rises abnormally.

3.3.3 Information acquisition

Dam operation usually involves level, flow rate or position measurements and always requires alarms that will be transmitted to the operators. The reliability of the means of detection and transmission is therefore essential.

3.3.3.1 **Measurements required for operation**

The essential information for ensuring dam operation in all situations (structure monitoring, automatic or manual operation of the dam and its regulating components) must meet five requirements, to be modulated according to the complexity and dangerousness of the structure and its I&C system:

- using robust and tested equipment;
- dual measurement points that are totally independent (installation, supply, routing, transmission channels, if applicable, etc);
- visual contact with independent devices from the controller, if there is one;
- monitoring measurement availability (sensor failure, plant unit failure, transmission failure, if applicable);
- monitoring the coherence of physical measurements (difference between measurements compared to a threshold).

For distant measurements, attention must be paid that an important measurement is not sent by two routes with common teletransmission modes (equipment, support, etc).

For operating aid measurements (e.g. flow rate of an upstream scheme that is not in the flood instructions…), a single measurement point may be sufficient.

3.3.3.1.1 Level measurements

Particular attention shall be paid to:

- taking into consideration any dynamic particularities of the reservoir for the height sensors: a left bank/right bank or upstream/downstream pitch;
- differentiating the measuring technologies so as to mitigate the common methods of failure (freezing, silting, etc);
- for pressure height sensors (bubble pipe), making a clear separation between the intakes of each sensor and their air supply.

The operational safety of the structure in flood demands that the operator know the reservoir level, which must be visible on a graduated scale in the reservoir.

This scale must be positioned in an area that is sheltered from the main current (it must not be pulled out by floating debris) and not too close to spillways so that the level is measured in an area where flow speeds are low.

The figures must be visible and floodlit. The scale must cover the whole tidal range authorised in the operating instructions, at least up to the maximum possible level.

3.3.3.1.2 Position measurements

For manual drivers from the 1st level control cabinet, a single measurement position point may be sufficient.

For remote or automatic manual drivers, two measurement position points are preferable.

Care must be taken that information on position measurements is reliable. The physical measurement must be taken as close to the component as possible, preferably on it, as opposed to the actuator's intermediate measurements (chain or cable hoist, motors, reducers). In particular, the installation of position encoders on flap gates must be studied carefully because there are often problems.

Different functions (position measurement 1, position measurement 2, notching, etc) impose different methods of information capture and limit common methods.

3.3.3.2 Traceability

It is recommended that the measurement traceability required for operation reconstitution (reservoir level and gate position at the least) be guaranteed.

3.3.3.3 Alarm retransmission

Routing urgent alarms, the structure's ultimate safety system for the staff on stand-by duty, must be highly reliable (high resistance to failure, availability and detectability of loss of function).

The main technical guidelines that are essential in this field are as follows:

- using reliable, tested teletransmission equipment;
- implementing a strong operational organisation capable of meeting the challenges (stand-by personnel, skills, etc).

3.3.4 Monitoring and control system

An automatic spillway monitoring and control system must include three components:

- a main monitoring and operation controller;
- a set of provisions external to the controller;
- a safeguard system ensuring ultimate security.

According to the importance and the type of spillway considered, these three components are more or less developed, but are examined systematically.

It is important to point out that the main controller and the safeguard system are two separate systems that must not be considered to have functional redundancy in relation to each other. The safeguard system constitutes a security mechanism for the structure's operation and its field of action is different to that of the main controller (see fig. 3.17 below, a synoptic of the zones of operation):

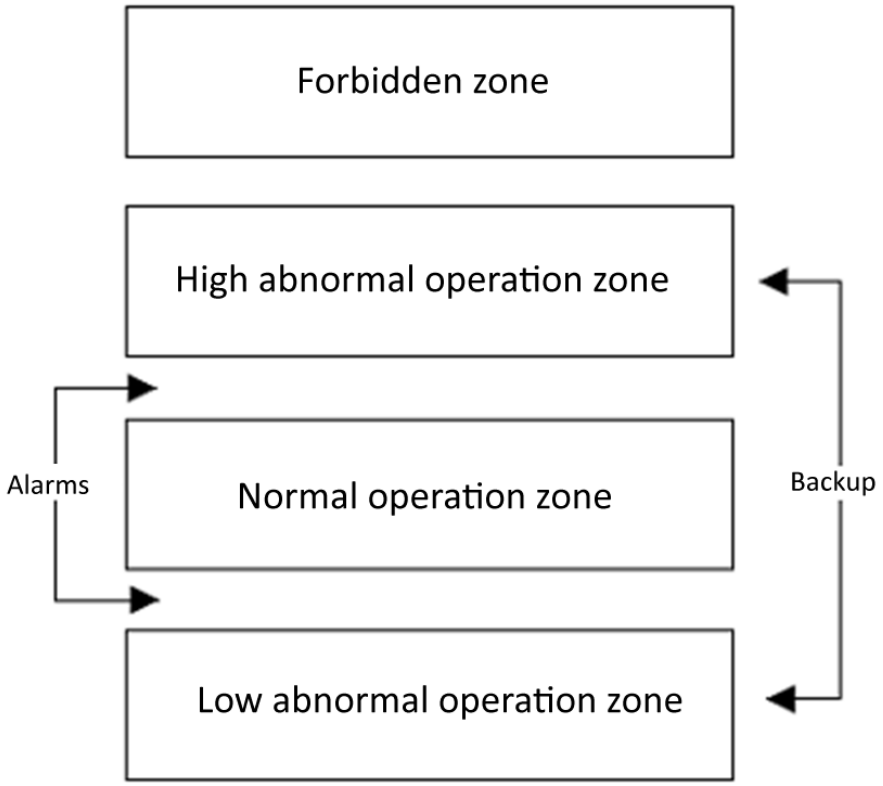


Figure 3.17 – Zones of operation of the main controller and the safeguard controller

3.3.4.1 **Programmable dam controller**

The dam components are usually controlled by the programmable dam controller.

This controller is located at the dam to avoid going through a teletransmission system which could make the automatic operation less reliable. It is installed at a higher level than the maximum level reached during the design flood (MWL).

This controller must have four categories of functions, which must be processed independently and which are developed in the following paragraphs:

- scheme monitoring;
- actual spillway operation;
- operation control and monitoring;
- checks that orders to issue are plausible in relation to the state of the dam.

Internal checks on the controller must also allow the detection of equipment and software faults. The fall-out conditions of the controller's "watchdog" on any internal defects (network adapter failure, input card failure, etc) must be assessed according to the operational risks.

3.3.4.1.1 Scheme monitoring

This function integrates at least the following modules:

- acquisition, processing and validation of the information required for monitoring;
- alarm processing;
- elaboration of the "stand-by" alarm;

- elaboration of the “flood” alarm.

3.3.4.1.2 Spillway control

This function can include the following modules:

- information acquisition, processing and validation;
- calculation of filtered level values;
- conversion of heights measured to flow rate;
- calculation of the level set point upstream of the dam;
- calculation of the flow set point the dam has to discharge;
- distribution of the dam flow set point between the lower and upper gates;
- calculation of the unit position instructions for the upper and lower gates;
- sending control orders to the upper gates;
- sending control orders to the lower gates.

The periods when orders are sent and their range are chosen so as to be compatible with the maximum inflow gradients.

The dam controller must prevent the simultaneous starting up of two components in automatic operation.

Dam operation is often expressed in level regulation. The regulation must be both:

- reactive enough that it does not cause unacceptable level variations upstream;
- flexible enough to optimise the number of flood component operations.

Simulations must be carried out to check that the required objectives are respected.

3.3.4.1.3 Operation control and monitoring

The **dam’s controller** permanently ensures that the scheme’s operation is controlled and monitored.

Initially, it alerts the agents on stand-by duty.

If it detects a significant anomaly, the controller itself decides to withdraw from operation and the scheme stays in a fixed state until the stand-by personnel intervene. In this case the backup system still stays active. The checks carried out by the controller are based in particular on:

- the validity of the input sensor measurements (supply, threshold, gradient, invariance, coherence of duplicated information, etc);
- the state of the flood components (supply, faults, etc.).

The monitoring concerns the values of the main parameters in relation to instructions or other measurements concerning the scheme’s state (upstream level, upstream/downstream flow rate). We can cite:

- checking that the authorised maximum and minimum levels are respected according to operation type;
- checking that the minimum flow rate is respected;
- checking that the flow gradient downstream of the scheme is respected;

- checking that the state of the flood components is coherent relative to the state of the scheme.

3.3.4.1.4 Checking order plausibility

These checks serve to ensure that the flood components are operating correctly. The information obtained should be sent with the information on the dam's state. We can cite:

- checking the flood component's operational direction relative to the order sent;
- checking the variation of the flood component's position measurement relative to the order sent;
- checking that the flood component's operation time is not too long;
- checking that the flood component does not move if no order is sent;
- checking drifting of the flood component (hydraulic command).

3.3.4.2 **Backup system**

The backup system is totally independent from all the other (main) equipment. **It intervenes when reference measurements are significantly different from normal operating ranges**. It is part of the structure's "intrinsic security" system.

It is the ultimate system relative to operational and personnel safety. **According to different cases, it can carry out the following functions:**

- **simply alert;**
- **alert and block automatic operation** prior to human intervention**;**
- **alert and replace automatic operation** to make the structure safe prior to human intervention. In this last case, we speak of a backup automatism (AS).

<u>Implementing a backup function that acts on flood components calls for the following comments:</u>

- the aim of a flood component backup device is to stop the level rising (or lowering) while waiting for the operator to arrive, rather than to bring it back to its initial set point, so as not to create additional flow downstream. Its action therefore has a time limit;
- the disadvantages of an backup automatism:
    - actions ordered according to threshold levels situated in exterior shafts, therefore accessible (vandalism),
    - difficult to cohabit with downstream constraints,
    - no way of mistake-proofing in case of internal error, due to its rustic character.

Consequently, implementing a backup device should be considered with caution and it is preferable to use one that is limited to calling the stand-by personnel, whenever possible. In this capacity, urgent alarms, which are the structure's ultimate safety measure, must offer very high operational guarantees, including, in particular, alarm message transmission and diffusion systems.

A very precise study must be carried out in any case, in order to validate the level of safety offered by the chosen backup system.

3.4. Monitoring and maintenance

3.4.1 General principles

A coherent and safe design for a dam's electromechanical equipment does not suffice to ensure the structure's safety in the long term.

Regular maintenance of the structure's equipment and backup components is essential. The installations must also be maintained in operational condition through monitoring, checks and periodic tests.

Routine monitoring of the dam must be carried out during inspection tours by the operating personnel over a period of a week to a month, according to the size of the dam. Each dam must have a list of points to monitor. A more detailed visual inspection can be scheduled periodically (once every year or two years), or after an exceptional event such as major floods or an earthquake.

Periodic tests must be carried out on the dam. This can be on the fully or partially open gates and flaps, the sensors and their links to the operator (or the controller), the backup power supply (generator unit) and the ultimate emergency supply. There must be an operation sheet for each test (test conditions, criteria to check), as well as a test report and precise written instructions for the operator.

Periodic checks and interviews must be carried out based on the operating and interviewing instructions that must also be supplied by the facility manufacturers. It is important to remember that these instructions must be requested in the specifications and that it is essential that they be received in a usable form.

We would also point out that **manufacturers' instructions** regarding maintenance and testing are sometimes ignored or put off because they are restrictive for the operators. It is essential, however, that the manufacturers' and suppliers' guidelines be respected or adapted in an informed manner. Moreover, whenever possible, the choice of operating equipment must include the possibility of having it maintained.

3.4.2 Periodic component testing

The periodic checking of the real operation of a safety component is one of the most reliable means of checking its aptitude to function.

For spillways, the important components and equipment for hydraulic safety that need testing are:

- **the gates or flaps**:
  - the test can be partial or total. The test period can be adapted according to the risks downstream, the number of gates, the complexity of the mechanisms, the flow gradients and freezing temperatures. When the gates are operated frequently between two tests, there is no need to carry out the scheduled test,
  - the full opening test can also be done when the gates are above water, although this operation deteriorates the joints. It is useful to make the most of total emptying to test the bottom and mid-level spillways fully open,
  - for gates operated by chain hoists, the very high diametral pressures of the axes on the chains cause lubrication difficulties and this type of chain often seizes up. Regular maintenance must be carried out, consisting of careful lubrication and full operation of the chain to preserve its flexibility. The manual of French technical

guidelines for the LUBAQUA programme (STCPMVN, 1993) recommends, if possible, full operation of the submerged sections every 4 to 8 weeks,
    - the point above is not always possible and chains are often seen “rigidified” from seizing up and corrosion. In these conditions, if the chains are to be used, constructive provisions must be made (self-lubricating rings, stainless steel chains, etc.) to reduce maintenance frequency;
- **level measurements and alarms** signalling equipment faults: the test is carried out in real conditions acting on the sensor to check the link with the operator and the quality of information;
- **safety and ultimate emergency power supplies**:
    - the normal-backup supply change-over systems and the backup generator units, if there are any, must be tested in real conditions; the manual controls (cranks, pumps) or their equivalents (heat engine) must also be tested.
    - these tests must be carried out on load and preferably before a flood risk period, using, for example, the end of a flood to operate the spillways using the backup source;
- **the backup systems**: since the role of these systems is to act in extreme conditions (of level and sometimes flow), it is not always possible, or even reasonable, to carry out the tests in real conditions. Periodic tests must be carried out, however, through action on the sensors, to check the whole of the functional chain (link to the operator and information quality, action on the gates, etc).

3.4.3 Periodic checks

If the periodic tests make it possible to check the spillway components’ operational safety, **periodic checks allow the state of the different constituents of the gates and flaps to be characterised** with a view to maintenance or replacements.

Whether on construction of a new structure or following any maintenance operation (renovation, replacement), a list of periodic checks in operation of all of the structures, equipment and systems must be proposed by the contractor. After validation, these are then integrated by the owner in the dam and dam facility maintenance operations.

A test report must be drawn up on these checks.

3.4.4 Maintenance operations

In view of the safety stakes, **conditional preventive maintenance is the best adapted** to this type of structure, highlighting the risks of foreseeable incidents sufficiently ahead of time and allowing maintenance costs to be optimised. The principle of systematic corrective maintenance carried out after an incident is not admissible, since the equipment would then be unavailable at a time when it must be in use, thereby making the dam less safe.

What is more, **very careful attention must be paid to the period chosen to carry out heavy maintenance** on gates, to avoid flood periods. Similarly, any operation on equipment that has a safety function must undergo a risk analysis. Indeed, the component’s or equipment’s unavailability during maintenance degrades the safety margins. The analysis must take the means of anticipating the potential risks (and their reliability) into account, identifying the conditions in which operating safety can be compromised, provisions that will compensate and what operation will be needed if these conditions are not respected. This analysis should be updated regularly during operation, as the hypotheses can develop over time.

3.4.5 Re-qualification of structures and equipment

The greatest precaution should be taken after any intervention on safety equipment.

Equipment must be requalifed after every maintenance operation. This is valid for both specialist and routine maintenance operations.

The requalification procedures must always be carried out during any intrusive operation on the structures or equipment.

3.5. Spillway use – Flood passage management

The reliability of the flood discharge system requires that the components themselves be reliable (the constructive provisions and the maintenance modalities presented above contribute to this objective), but the modalities of use of these components in flood are also essential.

Precise instructions are necessary to anticipate all the possible situations, knowing that the operating regulations of this type of structure are first governed by respect for the safety of third parties. The essential aim of these instructions is to avoid having to take hasty decisions and improvising, which could harm both efficiency and safety, by defining the appropriate operation in advance, in consideration of the concerns of the different stakeholders. The regulation from decree 2007-1735 of December 11th, 2007 imposes that these instructions exist for all dams, with those for classes A, B et C being State approved; this underlines the importance of the instructions and their implementation to ensure structure safety during flood episodes, whether these are quite frequent floods or extreme floods.

The operating criteria chosen are always the result of a compromise between safety upstream or downstream of the dam.

Dam management can be divided into three states, defined according to the hydrological situation (BETCGB, 2002):

- **normal operating state,** for which there is no special monitoring of the hydrological situation;
- **state of vigilance**, which defines the operator's level of mobilisation and the tests and checks to carry out. This state implies regular checking of the development of the hydraulic and hydrological parameters (flow, levels, precipitation, etc). This state is pronounced by the operating personnel using pre-defined conditions (often threshold linking the intake flow and the reservoir level), maybe tripped by a monitoring control. During the state of vigilance, tests and operations can be carried out to ensure that, if a flood occurs, the components guaranteeing safety are in good working order. These tests diminish the risks of spillway malfunction, in particular the risks of the gates being completely blocked;
- **flood state,** which is pronounced when certain parameters monitored during the state of vigilance reach a threshold value. Permanent monitoring of the dam is then required. This state often coincides with the initial spillway component operations.

The priority operations are the ones linked to the flood passage. In view of this, the following must be carried out:

- adapt the rules of operation to the problems encountered, according to the structure type (particularly for rockfill or earth dams), the site and the environment;

- respect the rules of operation despite any equipment failures;
- adapt the degree of safety to the potential consequences of failures (taking the downstream constraints for each case into account, in particular).

Automatic operation has considerable advantages for spillways on dams with low head.

On the other hand, for very high dams with a large storage capacity, the interest of automatic operation is more complex. Operation of these structures in flood periods must be carried out with staff present, either manually or automatically until the flow reaches a level specified in the operating instructions.

If the spillway is a free overflow spillway or if the structure has automatic gates whose failure would not have any impact on human safety, the presence of staff at the dam in flood is not required for structure management, but is still highly preferable, so that they can give a warning in case of complications, if nothing else.

For any structure presenting a safety issue for third parties, independent safety systems and a backup system must be envisaged, in addition to the normal operating control, if there is one, since human intervention is essential either in the case of an anomaly or in certain operating configurations.

The flood instructions are usually in the form of two documents, the general flood discharge instructions (CGEC) and the operating instructions in flood conditions (CEC), whose content is defined below. For simple structures (e.g. ones that do not have gated spillways), these two documents can be merged.

3.5.1 General flood discharge instructions

The general flood discharge instructions are in a document drafted by the operator, in conjunction with the different State departments or the authorities concerned who act as an inspection authority. It must be approved by the person responsible for civil safety: in France, this is the prefect. Its aim is to define the constraints and prioritize the objectives to respect relative to the safety of the dam itself and its environment upstream and downstream. It also specifies what liaison is required with the departments and authorities concerned by the floods.

The constraints depend on the structure’s characteristics (dam, spillways and reservoir), the river, the upstream and downstream environment and other uses of the river.

The objectives are set by the operator and can be classified into several categories, according to whether their aim is to:

- ensure **dam safety** during the flood;
- ensure **the safety of third parties**: being transparent in flood periods, delaying the rise in water level downstream and flood mitigation;
- respond to the **operator’s concerns**: ensuring maximum filling of the reservoir, flushing the retaining dam.

The general flood discharge instructions must define precisely the information to be supplied, the departments and authorities to which it must be sent, how often and by what means it is to be sent and who is in charge of sending it.

3.5.2 Flood operation instructions

The flood operation instructions are also drafted by the operator and approved by the prefect.

They define the conditions of passage in a state of vigilance and in a state of flood, based on defined parameters (flow upstream or entering the reservoir, measured or estimated, reservoir level, speed variation of flow and/or level, precipitation, etc.).

For gated structures, these instructions specify the rules on emptying for the whole duration of the flood, i.e. while it is rising but also during recession. The rules generally use the same parameters as those used to define the hydrological state. These rules are generally specified in the form of charts whose horizontal axis is the reservoir level and whose vertical axis is the level variation during the polling time interval (in cm per ½ hr, for example) or the inflow or the stored flow. Calculators may be used when implementing the instruction but calculations must be carried out “by hand” (and therefore with a paper version of the charts, for example).

The operating instructions for gated spillways must include a check of the gate opening speeds, which must not be too slow to avoid being overwhelmed by the flood, or too fast at the risk of generating over-gradients of flow that could cause harm to the downstream inhabitants, property and environment.

The instructions also deal with what to do during floods with complications (possible link to a PPI (specific emergency plan), the possibility of using alternative hydraulic components to the spillways, etc.) and the reports to draw up after the flood, etc.

3.5.2.1 Regulation

In order to maintain the reservoir level set out in the instructions, which is sometimes constant, regulation through gate control is necessary. This objective must be respected without causing excessive levels in the reservoir or excessive flow downstream, which are both potentially dangerous.

A PID (Proportional-Integral-Derivative) type regulation is conventionally used, which adjusts the flow released according to variations of the reservoir level (proportional) and the difference in relation to the instruction (integral). A term that takes reservoir inflow into consideration improves the regulation. This type of regulation is usually sufficient for large reservoirs with considerable inertia. In any case, simulations of a level regulation function must be carried out to check that the desired objectives are respected.

If a more precise regulation is needed (small reservoir, strong variation of inflow, etc.), this can be obtained using predictive models taken to the site. This is often the case for gate-structure dams in rivers in particular.

3.5.2.2 Simultaneous opening

It is important to analyse the gate opening sequence. In most cases, simultaneous opening of the gates should be favoured, to dissipate the energy downstream correctly. If the gates are not opened simultaneously, there can be cut-face gouging downstream of the gates, due to there being more energy to dissipate. However, this point must be justified by a risk analysis on a case-by-case basis.

Therefore, to increase flow, the gate that is open the least must be opened in a single step; to decrease it, the gate that is open the furthest must be closed in a single step. This way, all the gates will be just one step away from being open to the same level.

3.6. Feedback on cases of failure

The cases of failure mentioned below, based on real cases, encourage **a high level of vigilance in designing and using facilities** to prevent failures that could be catastrophic or, more simply, complications linked to modifications that have to be carried out in the often complex operating conditions of structures.

Attention is drawn to the significant increase in the risks of failure when the associated hydrological and meteorological conditions approach exceptional or extreme values; especially as we are not even looking at examples of failure caused by human error here, whose risk of occurrence, particularly linked to the stressful situations that different operators encounter, may be much higher during serious floods.

3.6.1 Design defects

Failures linked to design defects occur frequently, not because of structural integrity, where calculations are often well mastered, but because of badly adapted or wrongly calculated operating components where the associated “parasite” stresses and loads have not been sufficiently understood, e.g. equipment deformations and operational stresses. Many cases of this type of failure have been noted on spillway structures. The main defective components are the following:

- brakes and/or handling winch couplings (calculation error or faulty materials);
- synchronizing shaft couplings failing due to a blocked operating component;
- winch pinions breaking (stresses under-estimated, bad winch design and/or manufacture);
- chains or push rods breaking (stresses under-estimated);
- tainter gate arms breaking (design too light[5]);
- lower hinges of flap gates breaking (hinges modified, error of calculation);
- unplanned opening of flaps (pipes breaking, hydraulic diagram not adapted, bottom sealing of jack breaking);
- structure failing due to stress from vibration in special flow conditions (HYDRO, 2009).

During commissioning tests, one often encounters bottom gates that do not close under their own weight although they are designed to do so. The calculation for these gates is not particularly complicated but it requires a clear understanding of the stresses associated with the position of the gate sill bar, the rigidity of its front cross piece, the dynamic effects of the free-falling nappe on the gate sill and the effect of the buoyancy thrust in the case of a gate with downstream sealing and plating upstream.

We have also come across the case of large radial gates (width 22 m, height 14.25 m) installed on a sill, bending at the level of the sill bar under the static load and moving it horizontally a few centimetres at the centre of the gate. This deformation, which was acceptable from a strictly mechanical point of view, caused a leak at the centre of the gate due to the slope of the sill. With the pressure falling under the influence of the leak, the gate went back to its initial position then deformed again, thus creating an unacceptable “breathing” effect.

[5] Sainte-Marguerite dam, 1995

Finally, we can also note the difficulty in understanding the operational stresses, particularly on flap gates where the hydraulic conditions and floating debris can make the loads on the operating components vary considerably.

3.6.2 Management system incoming information errors

Hydromechanical facilities often have to obey structure management instructions defined by the operator according to pre-set objectives. Nowadays, programmes are set up to manage these parameters in the best way and to allow automatic scheme management using controllers, with the possibility of ensuring redundancy at a reasonable cost (see, however, our reserves on this automation in 3.3.2.1).

The most frequently encountered problems are linked to incorrect information or, in certain cases, to a lack of reliable information regarding inflow rates, especially during serious floods. Indeed, it is quite common to see level and/or flow rate measuring stations upstream of the reservoir damaged by the floods, depriving the controller of essential data for scheme management in flood. Equally, a lack of information linked to a lack of equipment can cause incidents that are serious to one extent or another. The solution to these problems is still to make the data reliable by using several redundant sources so that the controller can validate the information received and eliminate any abnormal or incorrect information.

One example is the incident that occurred on Nang Beto dam in Togo, where the only flow information was given by measuring the variation of the structure's reservoir level relative to time. When a violent storm broke out on the reservoir (100 mm in about an hour), the controller interpreted the variation in level as a ten thousand year flood, which immediately resulted in the automatic opening of all of the gates (which had been closed) to let the floodwaters through. Without the immediate intervention of the staff in charge of structure operation, the consequences for the population downstream from the dam could have been extremely serious.

There was also the incident at La Croux dam (Tarn, 1984), where an artificial flood was caused following a series of incorrect operations prior to requalification after maintenance work (flap gates out of service, computer error in the programmable controller, gate control time increased because of vibrations in the small openings, backup system out of service, etc.). Feedback on this incident made it possible to establish the initial dam operation safety premises, particularly the precautions to take for their automation, including many provisions that are listed again in this document.

3.6.3 Maintenance errors

Failures linked to maintenance errors are frequently reported on hydraulic structures. They are generally without serious consequences for the facility's behaviour. However, they can have very serious consequences if they lead to a dam failing, like Belci dam in Romania where, in 1991, a lack of facility maintenance led to the earth dam breaking (H = 18.5 m, V = 12.7 hm^3) and 25 people dying (Diacon *et al.*, 1992).

To offset a serious flood, the dam warden started to open the four gates. Ten minutes later, with one gate open, a local mains failure prevented the others being opened. The backup generator unit batteries had been taken out a few days earlier to charge a truck, so the backup system was out of service. It proved to be impossible to open the gate fully by hand because it was blocked by a tree. This succession of problems caused the floodwater to overtop the dam and breaches to open, one 112 m long and 15 m high, another 40 m long and 10 m deep.

Fortunately, this exceptional combination of unfavourable events is not a frequent occurrence. It shows, however, the importance of ensuring that all of a structure's safety equipment is maintained and kept in a perfect state of operation.

Incidents reported usually concern failures linked to negligence or maintenance difficulties. A few examples encountered are listed below:

- Galle chains stiffened by corrosion or from seizing up (obligation to replace the chains before the gates can be fully operated);
- motor-reducer couplings weakened by wear (risk of the coupling breaking). We can note that not all the winches currently in service have a double braking system and a coupling breaking can cause serious accidents if the only brake is integrated in the electric motor, for example;
- faulty or displaced position control components (limit switches, position sensors, synchronisation);
- faulty generator unit, out of order or badly maintained (sometimes just out of fuel...).

4. Guidelines for spillway design

4.1. Current French practice for the design of new or existing spillways

4.1.1 Preamble

French practice concerning dams and spillway design is based on the generally applied rules of the profession, without any actual imposition by standards or official guides.

The elements indicated in this paragraph result in particular from the common positions adopted by the *Comité Technique Permanent des Barrages* (renamed the *Comité Technique Permanent des Barrages et des Ouvrages Hydrauliques* in December 2007) during the examination of many large dam projects (large according to the French definition, i.e. impacting public safety as defined in the circular of 14 August 1970 or classified in class A since the decree of 2007-1735). For small dams, one can refer to the document published by the *Comité Français des Grands Barrages* (CFGB - FCOLD 1997), whose scope of application is defined to include all structures whose height is below 25 m.

4.1.2 MWL elevation and freeboard

As indicated in Chapter 1, the MWL is at maximum equal to the acceptable reservoir level for the structure (and verified with a calculation note). Moreover, it is habitual to take into account a minimum freeboard between the MWL and the crest.

For rigid dams (gravity, arch, buttress, etc.), the MWL is at maximum equal to the crest level, except for the dams that overspill over their entire length (in this case, the verification is performed with respect to the end abutment blocks).

For fill dams, the freeboard to be taken into account includes the wave height, in order to limit wave passage over the dam. The last parameter is usually calculated based on the reservoir shape (fetch), the wind speed, the facing slope, the possible presence of a wave wall, etc. This freeboard for the MWL may lead to the adoption of a lower MWL than the one authorized by the simple verification of the structure's resistance.

4.1.3 Design floods

For large concrete or masonry dams, the design flood often corresponds to a 1000-year return period. For some gravity dams, the design flood has sometimes been set with respect to a 5000-year return period.

For large fill dams, the design flood corresponds to a 10,000-year return period.

The hydrologist generally supplies the designer with a peak flow, a mean flow during the flood episode, and a hydrogram. In certain cases, several hydrograms are proposed, for example with different flood durations.

4.1.4 Mitigation by the reservoir

When the capacities for mitigation by the reservoir are very low (flood volume considerably higher than the difference in reservoir volume between the MWL and the NWL), one ignores the mitigation effect, and the spillway is designed to "discharge" the peak flood flow.

In the opposite case, it is acceptable to take into account the mitigation effect by adopting the following hypotheses:

- reservoir initially at the NWL;
- flood volume taken into account (this parameter, very important when mitigation is taken into account, must in this case receive special attention in the hydrology study);
- the dynamics of the phenomena are taken into account (form of the flood hydrogram and incoming flow gradient, gated spillway maneuvering speed);
- taking into account the discharge capacity of the spillway components and its variation according to reservoir level[6];
- not taking into account the other hydraulic components (plant intakes, bottom outlet). In particular, the discharge capacities of the outlet are only taken into account if this component is specifically designed to also perform a flood discharge function (therefore with the required redundancies on the electrical supply, control mode, etc.) and if its usage is compatible with the operating instructions during floods.

4.1.5 Hydraulic design of the spillway

The component(s) designed to discharge floods must at minimum be capable of discharging, when adding up the discharge capacities of each of the components or openings, the peak flood flow (possibly mitigated as indicated above) for a reservoir level equal to the MWL. With the exception of special cases, a reduction for the partial unavailability of certain openings is not taken into account and the spillway is considered to be in nominal operation.

4.1.6 Hydraulic design of chutes, dissipation components, etc.

All of these components must be designed to operate without creating any risks of overflow nor any problems with erosion, cavitation, etc. during a flood episode. Downstream erosion (protective riprap for example) may be authorized if the problems caused by the passage of the design flood remain limited and if associated maintenance procedures have been planned.

[6] Spillway design is thus an iterative process, since flood mitigation and flood discharge capacity are directly linked.

4.1.7 Analysis of the "flood" risks for the emergency action plans

The French emergency action plans for dams (abbreviation = PPI) concern *at minimum* the large dams with a height at least equal to 20 m retaining a volume of water greater than or equal to 15 million m^3. These plans are drawn up based on a risk analysis dossier communicated by the facility owner and focusing in particular on floods.

In the majority of the risk analysis dossiers submitted to the CTPB for a decision since the decree of 15 September 1992, the "flood" risk analysis indicates a danger level for the dam, defined as the reservoir level above which the operator considers that he can no longer guarantee dam safety. This is the ultimate level which, if reached, would require the operator to enter the imminent danger phase (triggering the alert and in particular the population alert systems). In theory, it is less than or equal to the dam's ultimate stability level. Moreover, the operator may consider that the decision to enter the ultimate alert phase may be taken before reaching this level if certain situations have caused a loss of control of the dam (access cut off to certain essential components, power station submersion, etc.).

For a dam that has been correctly designed and has no particular pathology, the danger level[7] is usually set on a fixed basis, and without any particular stability verification, as follows:

- dams constructed with loose materials (earth or rockfill):
    - homogenous earthfill dams or rockfill dams with an upstream facing: level of the crest or the top of the facing, without taking into account any existing wave wall,
    - zoned dams with a core: level of the top of the core or a slightly higher level if the fill located between the top of the core and the crest can resist temporary seepage;
- rigid dams (masonry or concrete): dam crest level, or possibly a higher level.

In order to assess the dam's vulnerability to the "flood" risk, the risk analysis indicates the flood hydrogram – with a general form comparable to that of the design flood hydrogram – which causes the water to rise up to the danger level. For this calculation, one takes into account the attenuation by the reservoir, and if applicable, the non-opening of the gate of the spillway with the highest discharge capacity; the estimation of the dam's flood vulnerability results from a comparison of this flood with the design flood.

4.1.8 Case of small dams

For small earthfill dams, the CFGB "Small Dams" document (CFGB, 1997), very widely used and considered today as a reference in the profession, proposes a modulation of the exceptional flood return period, with a minimum value of 1000 years if the dam can impact public safety (in Table 1 on page 25 of the document). This modulation depends on an intrinsic risk criterion represented by a numerical parameter $H^2V^{0.5}$ whose definition is identical to that of the decree of 11 December 2007. This formula combines the height H (in m) of the dam above the natural terrain and the volume V (in millions of m^3) of the reservoir at the normal reservoir level.

[7] It should be noted that most of the emergency plan (PPI) dossiers set the danger level in a standard way; in certain cases, this level is different from the level defined in 4.3.1.2.

$H^2V^{0,5}$	<5	5 to 30	30 to 100	100 to 700	>700
Return periods in years (flood)	100	500	1000	5000	10000

Table 4.1 – Exceptional flood return periods for small earthfill dams [CFGB, 2000]

4.2. Foreign regulations and practices

4.2.1 Documentation

Certain foreign regulations and practices have been examined, with priority given to "Western" countries who have recently carried out reflections on dam safety during floods, as listed in Table 4.2 below:

Country	Reference Text	Type of text	Date
Australia – New South Wales	“Dam safety committee guidelines”	Guidelines issued by the regulatory authority (Dams Safety Committee)	2002
Brazil	"Criterios de Projeto Civil de Usinas Hidrelectricas"	Guidelines issued by the Brazilian Committee on Dams	2003
USA	"Federal Guidelines for Dam Safety"	Guidelines (non-mandatory) issued by the federal agency FEMA	1998
Italy	Law of 1959, "Technical Rules" of 1982 Requirement issued by the Italian Dam Authority (RID)	Law Circular (requiring a re-examination of dam safety during floods).	1982 2004
Norway	Norwegian Dam Safety Regulation, Water Resources Act	Law	2010
Quebec	Loi sur la sécurité des barrages – Law on Dam Safety	Law	2002
United Kingdom	Reservoir Act: draft update	Law	1975; 2011 (draft)
Sweden	“Swedish Guidelines for Design Flood Determination for Dams”	Guidelines issued by the profession (owners)	2007
Switzerland	"Documentation de base relative à la vérification de la sécurité en cas de flood"	Directive issued by the Office Fédéral	2008

Table 4.2 – Foreign regulations and practices examined

A summary sheet for each country is included in Annex 1.

4.2.2 Dam classification

All of these foreign references rank the floods to be considered for design according to dam classes. These classes depend on reservoir size and/or the consequences in the event of a failure.

Country	Dam classification methods
Australia – New South Wales	Combination of two criteria: - Human risk (5 classes) - Seriousness of the economic damages
Brazil	Two classes: geometric criteria but also the risk of the loss of human lives (downstream habitat, permanent or not)
USA	Two classes: depending on whether or not there is a human risk
Italy	-
Norway	In five classes depending on the human risk downstream
Quebec	Combination of two criteria: - Human risk - Seriousness of the economic damages
United Kingdom	In three classes depending on the human risk downstream
Sweden	Two classes: depending on whether or not there is a human risk
Switzerland	-

Table 4.3 – Dam classification methods

Switzerland and Italy have chosen a dam classification based on height alone. In the case of Italy, this choice was made in 1982, and was not re-examined in the 2004 circular. In the case of Switzerland, it was a recent choice.

The countries with an Anglo-Saxon culture, Quebec, and the Northern European countries included in this survey have all chosen a classification based on the downstream risk. This classification is sometimes simply dichotomous (with or without risk), and sometimes more detailed. In the downstream risk estimation, priority is given to an estimation of the incremental risk generated by the dam.

4.2.3 Floods considered

A set of dam design criteria simultaneously takes into account: (1) the definition of the floods to be considered, (2) the availability of the spillway(s), (3) any existing freeboard.[8]

4.2.3.1 Floods for the dams in the highest class

Table 4.4 below groups these criteria together, expressed here for the case of a dam in the highest class. These criteria have been classified under "Design flood" or "Check flood", depending on whether a more or less significant freeboard is considered.

[8] The methods to assess these floods (more or less prudent) should also be added to this list. However, the reference texts do not offer many indications on the subject.

The freeboard criteria indicated in this table correspond to the case of a fill dam.

When the calculations include a spillway availability criterion, this criterion is mentioned in the table. In certain cases, spillway failure is treated separately, via a specific design situation; these cases are mentioned in Table 4.4.

Country	Design flood	Check flood
Australia – New South Wales	-	PMF (Probable Maximum Flood) Spillway availability: according to the reliability analysis Freeboard: = R[T; I] (*) Minimum freeboard: 0.3 to 0.6 m
Brazil	PMF	-
USA	PMF Spillway availability: according to the reliability analysis Freeboard = R[T, V, S…]	-
Italy	T = 1000 years Freeboard = R[T, V, …] + safety. Safety: 1.5 to 4 m for fill dams depending on height	-
Norway	T = 1000 years Freeboard = R[V] + 0.5 m	PMF Danger level
Quebec	-	PMF Freeboard = 0
United Kingdom	PMF T = 10,000 years if overflow is tolerable Freeboard = R[V], max annual wind wave 1hr	-
Sweden	Design flood: Max Regional Rainfall with runoff 100%. Freeboard = R[V], for a wind of 20-25 m/s.	-
Switzerland	Flood T = 1000 years, hydrogram QB(T) Freeboard = 1 to 3 m for fill dams depending on height Calculations with 1 gate closed	Flood: $Q_S(t) = 1.5*Q_B(2/3\ t)$ or PMF Danger level Fill dams: calculations with 1 gate closed

(*) the freeboard is calculated taking into account different aspects: V (waves), T (settlement), S (earthquake), I (hydrological uncertainties). Freeboard = R[V,T,…] means: "the freeboard is determined taking into account waves, settlement and possible other aspects."

Table 4.4 – Design flood and check flood

The PMF is almost always taken into account. However, sometimes it results from a design flood (with significant freeboard above the Maximum Water Level) and sometimes from a check flood (with little or no freeboard).

Three countries propose a design flood considerably lower than the PMF (T = 1000 years). However, they at least partially compensate for the safety deficit with very severe freeboard criteria (Italy) or with a double level of verification (Switzerland, Norway).

The Swedish approach is difficult to compare. According to its authors, the calculated flood is of an order of magnitude of T = 10,000 years.

4.2.3.2 Note on the dams in the lower classes

With the exception of Quebec, Table 4.4 applies to all dams that represent a significant risk. Thus the above table remains valid in the case of a "medium-sized" dam (typically 20 m high, with a few dozen dwellings under at least 1 m of water in the area of the dam failure flood wave).

Quebec reserves the PMF to dams with very high stakes (otherwise: T = 1000 to 10,000 years).

For the dams with a "negligible" human risk, the 100-year flood is regularly considered.

4.2.3.3 Note on wave walls and crest design

Several regulations recommend raising the sealing system as high as possible. The question of wave walls, and their possible contribution to the freeboard, is not discussed.

4.2.3.4 Note on concrete dams

The foreign regulations do not consider different floods for concrete and fill dams. The case of concrete dams is handled by using a smaller freeboard.

4.2.3.5 Particular discharge component failure situations

Several countries add a dam safety verification in the event of a discharge component failure:

Country	"Failing spillway" situation
Australia – New South Wales	NA (a possible spillway failure is integrated in the reference calculations)
Brazil	Not specified
USA	NA (a possible spillway failure is integrated in the reference calculations)
Italy	Gated spillways: reduction of 50% of the discharge capacity Floating debris: if span < 10 m or overhead clearance < 1 m, reduction of 50% of the discharge capacity Criterion: loss of only 50% of the "safety", and residual safety > 1 m
Norway	Gates: 1 to 3 gates jammed, depending on number of gates Floating debris: 25% of discharge capacity lost if watershed is very wooded. Criterion: Danger level
Quebec	NA
United Kingdom	If one gate is out of order: the 150-year flood must pass under the MWL.
Sweden	Not specified
Switzerland	NA (a possible spillway failure is integrated in the reference calculations)

Table 4.5 – Spillway failure situations

With the exception of Quebec and Sweden, the risk of a spillway failure is considered. Two practices are applied:

- quantitative guidelines defining the number of gates out of order (independent of the type of gates and of their control systems);
- use of a reliability analysis.

Spillway failure is sometimes integrated in the reference calculations, and sometimes considered as an additional situation.

Italy and Norway have explicitly integrated the risk of floating debris obstruction, but with very different approaches (identification of risk situations) and very different criteria.

4.3. Proposals for spillway design or verification according to class (vulnerability), dam type and spillway type

This paragraph proposes general design criteria without entering into the detail of the hydraulic calculations nor challenging the construction measures evoked in Chapter 3. Readers specifically interested in the discharge capacity calculations for spillways, chutes, energy dissipators, etc. should refer to the specialized publications that are well known in the field (see Annex 4). As indicated in the introduction, the proposed criteria relate to the French context on the date this report was drafted, and may differ in other countries.

4.3.1 Reference levels

4.3.1.1 MWL

This level is defined in point 1.1.3 of Chapter 1. At this level, the dam stability is verified using the safety coefficients corresponding to exceptional load cases.

4.3.1.2 Danger level

This level is defined in point 1.1.4 of Chapter 1. Reaching this level represents an extreme situation for which one examines the ultimate limit state conditions for the dam.

The danger level takes into account the dam failure modes, its structural safety and that of the abutments.

Unless there are specific justifications or precautions motivated by the condition of the structure, the following guidelines apply when determining this level:

- for a semi-homogenous fill dam or one with an upstream facing: level of the crest or the top of the facing, without taking into account any existing wave wall. Special attention must also be paid to the resistance of the downstream facing to wave run-up;
- for a zoned fill dam: the level of the top of the core (or a higher level if one can justify that the fill located between the top of the core and the crest may be subject to temporary seepage without any prejudicial deterioration, or if it is sealed with a curtain);
- for all types of fill dams with a chute in contact with the fill: level causing overflow of the spillway chute, with erosion of the downstream fill slope (taking into account if applicable stationary wave formation and overflow swelling due to air entrainment);
- for a gravity dam, a buttress dam or an arch dam with gravity abutment blocks: level at which an ultimate strength limit state criterion is reached for the structure or the foundation (shear), with sets of partial coefficients applying to the extreme situation category. Attention is drawn here to the sensitivity of gravity dams of modest height to level variations. Their stability may also be compromised by uplift due to a high downstream water level. Moreover, the failure of a masonry gravity dam may occur within the mass of the structure prior to overflow;
- for an arch dam, whose abutment blocks are not the sizing factor (otherwise the previous case applies): level that can be significantly higher than the crest.

For the dams for which the danger level is higher than that of the crest, two additional verifications should be performed, which may lead to a modification of the initially determined level:

- verification of the resistance (or lack of resistance) of the wave wall to hydrostatic thrust and floating debris;
- verification of the erosion resistance at the abutments and the downstream toe of the dam, taking into account the flow rates and duration of the overflow.

The calculation of the danger level may prove to be complex (for example, when dam failure is impacted more by erosion issues than issues of mechanical strength, which may be very high, as is the case for arch dams). The result may also be very sensitive to the choice of certain parameters (such as tensile strength). In all cases, a prudent estimation should be preferred, after completing a sensitivity calculation with respect to the value of the parameters.

We also draw attention here to the possible presence of a wave wall at the crest: in this case it is necessary to take into account its continuity and its resistance to the hydraulic load, and to decide whether its presence is favorable or unfavorable, depending on the case. For example, in the case of a fill dam, a continuous bank-to-bank wave wall that resists the thrust of the water improves safety with respect to waves and floods, and may authorize raising the danger level versus the same dam without a wave wall, with particular justifications. Conversely, in the case of a gravity dam, a continuous, resistant wave wall may be unfavorable in the extreme situation, and floods reaching the danger level may then be more frequent than without the wave wall, depending on whether the danger level is determined more by hydrostatic thrust considerations or by considerations concerning erosion due to overflow.

4.3.2 Design situations

4.3.2.1 General information

Design situations model a set of physical conditions representing the real conditions to which the structure is subjected and that occur after a certain duration during which the distributions of all of the data (actions, resistances) are considered to be constant. They correspond to loads that the structure is likely to be subjected to during its operating life: normal operating level, design flood, earthquake, empty reservoir, specific dam component failure, etc.

The designer defines the situations that he envisages for the project. To do so, he takes into account the project design, the facility's operating mode, the environment to which the dam is subjected and the likelihood of failure situations.

The dam's operating conditions and the associated hydraulic loads allow the designer to define the hydraulic design situations, which are of special importance for dams.

The design situations set the limit states to be justified, depending on the dam in question. The design situations to be considered must be selected taking into account the circumstances in which the dam must fulfil its function. They are classified as follows:

- *normal operating situations*. These refer to the dam's normal operating conditions, in particular outside of flood periods;
- *transient or rare situations*[9]. These refer to temporary operating conditions or to fairly high probabilities of occurrence during the operating life of the dam;
- *exceptional situations*. These refer to exceptional conditions applicable to the dam or to low probabilities of occurrence during the operating life of the dam;
- *accidental or extreme situations.* These refer to extreme conditions applicable to the dam or to very low probabilities of occurrence during the operating life of the dam.

In this document, we focus in particular on *flood situations* for all types of dams.

4.3.2.2 Normal operating situation

The normal operating situation is only considered for the design of the freeboard with respect to the NWL. This situation corresponds to the level reached in the reservoir for the normal operating level. In the particular case of dams whose main purpose is flood mitigation, it is the level of the bottom outlet or the level corresponding to the semi-permanent reservoir level.

[9] We propose the following distinction between transient and rare: a transient situation is a situation of short duration (versus the operating life of the dam) whose occurrence is practically certain during the life of the dam (end of construction, emptying), whereas a rare situation is a situation whose probability of occurrence is fairly high (without nevertheless being equal to or close to 1) during the life of the dam.

4.3.2.3 Rare flood situation

This design situation essentially concerns flood mitigation dams. In certain cases, the designer may consider a rare flood situation for storage dams.

For a flood mitigation dam normally equipped with a bottom outlet and a surface spillway, one evaluates the maximum non-harmful flow rate for the stream downstream of the dam (for example full level flow in the riverbed or flow rate of a downstream structure creating a control section) and one designs the openings to discharge this flow rate at maximum. During floods, there is a temporary storage in the attenuation storage and the discharge of a flow rate limited by these openings, until the level of a surface spillway is reached whose function is to guarantee dam safety during extreme events. The rare flood situation therefore corresponds to a filling level reaching the protection level, namely the surface spillway level.

The protection level is associated with a flood or a family of floods, which, given the presence of the dam, will not cause damage to the stakes downstream of the dam.

The annual probability of exceeding the protection level associated with this flood family is usually between 10^{-1} and 10^{-2}, depending on the stakes to be protected, i.e. a return period of 10 to 100 years. The choice of the value for this probability (or return period) is the owner's decision, and is impacted by economic and land-use planning considerations. At this level, the verification of the dam's structural stability is performed in the same way and with the same safety coefficients as those required for the normal operating situation.

4.3.2.4 Exceptional flood situation

This design situation concerns all dams.

The exceptional flood situation leading to the MWL may result from a variety of hydrological events, from a short flood with a very high peak flow (therefore mitigated by the reservoir) to a very long flood with a durably high flow rate (reduced mitigation) as well as floods with multiple peaks (mitigation of the first peak but not the following ones).

The exceptional flood situation corresponds to a filling level that still leaves some freeboard for protection from waves and flow line irregularities, but less than in the normal operating situation. For this flood situation, the dam must meet all of the safety standards, whether from the structural standpoint (resistance to shear or sliding, foundation resistance, resistance to internal erosion, resistance to scouring) or from the hydraulic standpoint (margin with respect to overflow from the chutes, dissipation components correctly sized). There is therefore still enough margin before reaching failure limit states.

The annual probability of exceeding this design situation is set in paragraph 4.3.3.2.1 below.

4.3.2.5 Extreme flood situation

This design situation concerns all dams. It is defined by the attainment of the danger level.

This condition may result from either an extreme flood with nominal spillway operation, or a smaller flood combined with a spillway malfunction (see 4.3.3.2.2).

Indeed, the flood discharge capacity may be reduced by certain failures of elements or components directly involved in spillway safety, creating potentially more unfavorable hydraulic levels.

Moreover, for gate-structure dams, two additional extreme situations should be envisaged:

- a combination of an operating basis earthquake (OBE) with a durably stoplogged opening for dams located in zones 3 and 4;
- a combination of an exceptional flood situation with a durably stoplogged opening.

4.3.2.6 Other design situations linked to total or partial spillway unavailability

Certain failures of elements or components directly involved in spillway safety may cause rare, exceptional or extreme situations that must be specifically studied. These can include (see Chapter 3 for more details):

- the failure of one or several gates;
- the failure of a surface spillway due to total or partial obstruction by log jams.

The determination of the situations linked to spillway safety element failures requires specific risk analysis studies, which determine the potential failures on a case-by-case basis. For the dams in classes A and B, these risk analysis studies are integrated in the risk assessment studies.

The risk analysis studies should make it possible to determine the probabilities of the failure of the specific element analyzed combined with the flood level. One thus evaluates an overall occurrence probability attached to a scenario simultaneously combining the failure of a component with a water level.

The level of detail and the precision of the risk analysis study are adapted to the size and stakes of the dam. For an initial approach, an estimation of the failure probabilities based on expert opinion or the literature may suffice, and the number of situations examined can be limited to a few "failure + flood level" combinations judged the most characteristic or the most unfavorable. This initial approach then makes it possible to determine whether more in-depth risk analysis studies are necessary.

Depending on the probability thus determined, the situation examined may be considered as a rare, exceptional or extreme situation.

However, this question of estimating spillway failure probabilities must still be considered today as a field for research, and the danger studies underway may help make further progress on the topic. It is almost impossible today to set failure probabilities with sufficient precision to ensure that the approach presented above can really be applied to operational use. It is necessary *at minimum* to perform a prudent estimation of the failure probabilities, and to perform sensitivity studies on the estimated failure probabilities. One can also explore general rules of the N-1 type (taking into account the possibility of a failure of one spillway opening), and with a calculation of the flood causing an exceptional or even extreme reservoir level.

Furthermore, one should also include in the reflection the periodic maintenance conditions for the dam, which may regularly make certain spillway openings unavailable, thereby possibly reducing dam safety during floods. These operations include:

- stoplogging of one or several spillway openings for gate maintenance purposes. For example, a complete overhaul of the roller gates in the gate-structure dams on the Rhone is scheduled every 40 to 50 years. Their dismantling, repair and reassembly last 6 months, and 6 gates must be maintained. Over a 50-year period, the fact that there are 47 years with N gates (Q_{1000}) and 3 years with N-1 gates multiplies the risks by roughly 2 during the period. This concerns extreme situations but also exceptional situations;
- working on the crest (or sealing system) of the dam, with a temporary lowering of the crest level (or of the acceptable MWL);
- working on the dam structure, with a temporary reduction of its strength.

It is therefore necessary to define the safety criteria to be considered during these temporary phases and possibly take them into account in the design.

The preferred approach is to consider that the safety of the scheme during floods should not be significantly reduced during work performance, and the reference floods should remain those of the dam in operation. Dam safety is then preserved by adapting the working methods (stoplogging), possibly lowering the reservoir level during the work, and choosing a season for the work when the hydrological risks are lower.

This approach cannot always be reasonably adopted. In certain cases, one must accept that the safety will be lower during the works period. The approach to adopt then consists in assessing which safety criteria can be "reasonably envisaged" for the works period. To do so, one must demonstrate that:

- the chosen safety criteria are as close as possible to what can be "reasonably envisaged";
- the expected gains of the operation indeed justify the increased risks during the work, which can for example be assessed by comparing the probability of failure during normal operation and the probability of failure during the work;
- the appropriate measures are taken to manage crisis situations during the work;
- with the exception of class D dams and very special cases, the safety during the work must be confirmed for the 100-year flood.

Note: these reservations concerning the hydrological criteria in maintenance conditions do not apply to the choice of hydrological criteria for new dam construction.

4.3.3 Hydrological design

4.3.3.1 Flood mitigation

The mitigation of a flood, taking into account if applicable flood plains and/or upstream dams, is a dynamic hydraulic behavior of the flood due to the temporary storage of a portion of the flood volume in a reservoir. It is illustrated by a deformation of the flood hydrogram: the outgoing flow hydrogram differs from the incoming flow hydrogram, sometimes quite significantly; it is also staggered in time.

The consequences of mitigation are generally as follows:

- a reduction of the peak flow of the flood to be discharged versus the peak flow entering the reservoir;
- a staggering of the flood peak over time;
- a delayed decrease of the flow during flood recession.

4.3.3.1.1 Mitigation by the reservoir concerned

To calculate the attenuation effect of the reservoir, the reservoir level at the start of the flood episode is considered to be equal to the NWL.

De facto, for the dams for which MWL = NWL, it is impossible to take into account mitigation in exceptional flood situations.

4.3.3.1.2 Mitigation by an upstream reservoir or flood plain

If, upstream of a dam, a reservoir or a flood plain is likely to naturally mitigate the volume of water arriving in its own watershed without any voluntary operating maneuvers (the case for example of a dam equipped with an overflow sill where the normal reservoir level is set below the sill level), this should be taken into account, since the natural hydrogram of the flood arriving at the downstream dam will be deformed by the effect of the upstream mitigation, mechanical and inevitable.

If this possible mitigation results from a particular operation of the upstream dam (via a flood instruction), it is recommended that this not be taken into account when designing the downstream dam spillway.

4.3.3.2 **Design criteria**

Design criteria are proposed for the exceptional and extreme situations. Compliance with these two criteria is recommended for all dams. For existing dams, the working group recommends that priority be given to compliance with the extreme situation criteria; a verification in the exceptional situation should systematically be performed, and if applicable and depending on the significance of the stakes and the risks, it may make it possible to determine the degree of priority to upgrade flood discharge capacities or reinforce spillway reliability (linked with 4.3.2.6).

Moreover, and to take into account the existing situation, for the exceptional situation it has been decided to distinguish between rigid dams (concrete and masonry gravity, arch and buttress dams, etc.) and loose material dams (earth, rockfill, etc.), to avoid departing from the abovementioned rules. It would ideally be preferable to take into account a return period independent of the type of dam (since the hydrological hazard that one wishes to protect from should not normally depend on the type of structure).

4.3.3.2.1 In exceptional situations

This verification, in continuity with previous practice, represents a good, in-depth safety line of defense in this situation, without jeopardizing the ultimate safety of the downstream inhabitants, property and environment. The risks in this case involve a potential, limited deterioration of the installations. The working group recommends conducting the verifications for exceptional situations using the following hypotheses:

- possibility of attenuation by the reservoir and the upstream structures and with an initial reservoir level corresponding to the maximum level in a normal operating situation (NWL);
- taking into account the discharge capacity of the spillways without any reduction due to malfunctions (with the exception of the restrictions described in 3.2.2);
- taking into account a flood with a return period dependent on the type of structure and its class (defined by the French decree 2007-1735 of 11 December 2007) as shown in the table below:

	Rigid dams	Loose material dams
A	1000 to 3000	10,000
B	1000	3000
C	300	1000
D with V ≥ 50,000 m^3	100	300

Table 4.6 – Return periods for floods in exceptional situations

The range for the rigid class A dams results from the difficulty to reach a full consensus in the working group on this point. A certain latitude could therefore be allowed to assess the need to recalibrate a spillway (the lowest value in the range) or perform a new design based on the high end of the range.

For mixed structures comprising for example a central concrete block surrounded by two fill embankments, the most unfavorable flood should be used.

For the non-classified dams, flood discharge components remain necessary, if possible with a free overflow spillway, as well as an adequate freeboard, or even a wave wall. It does not seem reasonable to design these dams for a flood lower than the 100-year flood.

If the failure of an upstream dam may cause the failure of a downstream dam, the upstream dam must be designed to take this risk into account and therefore possibly be classified in a higher class.

4.3.3.2.2 In extreme situations

The guidelines in this paragraph apply to conventional dams. The objective of the verification in extreme situations is to make sure that, beyond a situation already considered exceptional, or in the event of a malfunction of the flood discharge components, the dam, its flood discharge system, and if applicable, the associated hydraulic components (provided that it is demonstrated that they will remain operational), or even taking into account the overflow over the crest, still possess a sufficient safety margin before the occurrence of an accident. The latter is assumed to occur as soon as the reservoir reaches the danger level in one way or another.

With the application limits indicated in the introduction to the document, the target probabilities associated with these events are the following:

Dam class	Annual exceedance probability
A[10]	10^{-5}
B	3.10^{-5}
C	10^{-4}
D with V ≥ 50,000 m³	10^{-3}

Table 4.7 – Annual exceedance probabilities in extreme situations

In certain cases, it may be considered that in a given hydrological situation, the additional downstream impact on people and property linked to the dam failure is negligible. Provided that this hypothesis can be proven, in particular through a risk analysis, this may allow an increase in the target probability for this dam (see 5.6).

The annual probability of 10^{-5} corresponds for example to a probability of 10^{-3} for an operating life of 100 years.

The estimation of the floods with an exceedance probability below 10^{-4} is considered very risky. At this time we recommend estimating the flood with a return period of 100,000 years, increasing the 10,000-year flood by a multiplication coefficient on the flows of roughly 1.3, and estimating the flood with a return period of 33,000 years, increasing it by a multiplication coefficient on the flows of roughly 1.15. For the case of watersheds with a high interception capacity whose behavior in extreme situations remains very difficult to model, one should refer to section 5.4 (methods currently under development).

The verifications should be performed taking into account the attenuation by the reservoir and the upstream structures, and with an initial reservoir level corresponding to the maximum level in a normal operating situation (NWL).

These verifications should be performed with two sets of hypotheses:

1/ With nominal spillway operation: the discharge capacity of the hydraulic components is the theoretical discharge capacity at the danger level, without any reduction due to malfunctioning.

2/ With a malfunctioning spillway.

Specific spillway reliability study:

The flood to be taken into account is the one whose occurrence, combined with a spillway malfunction, has an overall probability corresponding to Table 4.7 above. We draw attention here to the possible link between the flood level and the spillway failure possibilities.

Several verifications can be performed with several levels of spillway malfunctions or obstruction.

This approach is *a priori* the one that is recommended when such an analysis seems possible, in particular for dams requiring danger studies (classes A and B). However, special attention must be paid to the justification of the parameters used for such a study (possible failure rate, linked with maintenance, test, or other procedures, link between this rate and the flood level, etc.).

[10] Class A groups together in particular all dams with a height of over 20 meters above the natural terrain, therefore with extremely different danger potentials. For the largest ones, a reduction of the target probability should not be ruled out.

No specific spillway reliability study:

It is verified that the reservoir level does not exceed the danger level with a flood whose return period is that of the exceptional flood but with a spillway deprived of its opening with the largest discharge capacity, and provided that it has been verified that there is no common simultaneous non-functioning mode for several openings.

Note:
For gated spillways, one must consider the possibility of a total blockage of all of the gates in the closed position, a situation that could generate higher incremental risks. For the dams in classes C and D equipped with such spillways, which do not require danger studies and do not benefit from a specific reliability study, one can thus envisage the passage of floods with low return periods (annual or even 10-year) with all gates blocked in the closed position.

4.3.3.3 Case of reservoirs with multiple dams

The spillway concerns all of the dams that can close the same reservoir but with different heights and different volumes of water released in the event of a failure, and therefore classes that may be different. The design criteria are those associated with the dam in the highest class. Beyond these criteria, it is prudent to favor the resistance of the dam whose downstream vulnerability is the highest (in general, the resistance of the main dam versus that of one or several secondary dams). The crest levels of these dams may be differentiated in order to minimize the residual risks.

For example, in the case of a reservoir created by a main earthfill dam and one or several earthfill auxiliary dams, it is obviously very advantageous if the last dam risking failure by submersion is the main dam (see fig. 4.1 below).

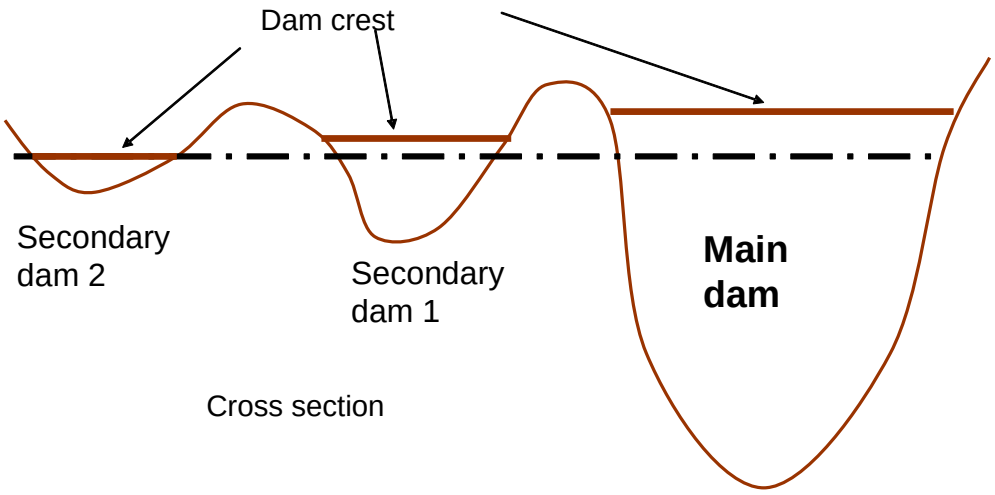


Figure 4.1 – Example of a reservoir created by 3 earthfill dams

In this case, the secondary dams provide the main dam with additional protection, even well beyond the extreme flood. It should be noted that a simple spoil bank, with a minimal cost, can suffice to orient the failure towards the right dam.

In the event of combinations of earth dams, gravity dams and arch dams, using a similar reasoning the risks can be significantly reduced (see fig. 4.2 below).

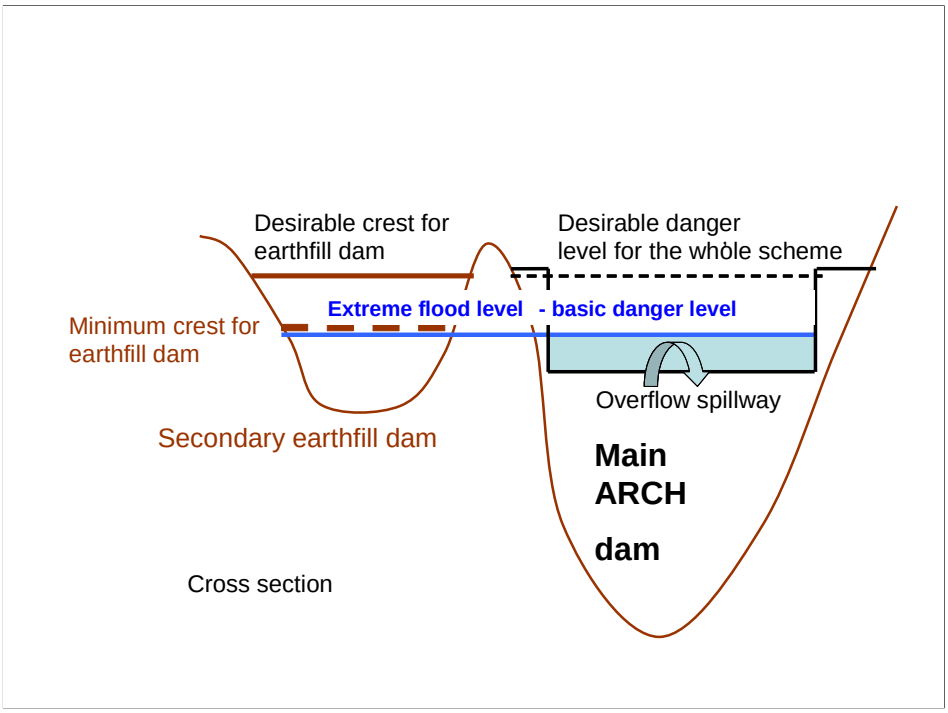


Figure 4.2 – Example of a reservoir created by an arch dam and an earthfill dam

In accordance with the guidelines, the minimum level for the earthfill dam is set in relation to the maximum level reached by the extreme flood, and this level corresponds to the danger level for the whole scheme. However, the main dam (arch dam) can handle a higher danger level (making it possible to discharge a flow much higher than the extreme flood without any damage). In this case, the risk of failure of the earthfill dam is significantly reduced by placing the latter at a higher elevation, even by adding a simple spoil bank. The additional height of the earthfill dam can be estimated by comparing the additional costs with the risk avoided.

4.3.3.4 Case of flood mitigation dams

A flood mitigation dam comprises a reservoir that is partially or totally empty (dry dam) and can temporarily store a portion of flood volumes, thereby reducing downstream flows and downstream damages. The effect of this dam can be summarized in three points:

- as long as the flood does not fill the reservoir above the protection level (see definition in 1.1.2), there are no downstream overflows (provided that the openings have been correctly sized); this is what occurs for ordinary floods with return periods up to 50 to 100 years depending on the protection objective set by the owner;
- for the rarer floods and up to the extreme flood filling the reservoir up to the danger level, the dam continues to play a mitigation role that generally decreases with the rarity of the event. Given that the surface spillway enters into operation (in addition to the openings), the dam no longer prevents downstream overflows, even if the latter are smaller than without the dam. However, when the surface spillway starts functioning, the downstream flow gradient may be higher than the natural flood gradient. In this flood range, the dam

continues to offer a benefit, provided that it has an effective alert system[11] and that the normal operation (which erases the floods downstream) has not caused the risk associated with heavy floods to be forgotten, or even increased the stakes in the flood plain that is supposedly protected;
- for extreme floods causing exceedance of the danger level, the dam has a significant probability of failure. The damages will then be considerable and brutal, since the alert system is potentially less effective in such a situation (at least immediately downstream).

A simplified risk analysis makes it possible to verify the benefits of the dam. If the dam has been correctly designed:

- the inundation risk is practically nil up to the protection flood;
- it is partially reduced in the intermediate zone up to the extreme flood;
- it becomes considerable beyond that.

A calculation associating an estimate of the damages avoided and the probability of the associated event for the entire range of return periods up to the check flood makes it possible, through integration, to estimate the average annual benefit contributed by the dam, i.e. B.

However, the very fact that the dam has been built represents a risk of failure for the downstream every year whose economic calculation is as follows:

$$R = P\,V,$$

where P: probability of the extreme flood reaching the danger level;
V: vulnerability, amount of the damages caused by this flood.

To justify the investment I in the dam's construction (which is usually depreciated over n = 30 to 50 years), one must verify that B is significantly higher than R + I/n. Even more so since the calculation only involves the economic aspects, without including the human risks, much more difficult to estimate.

If B is close to R + I/n, then the dam is only replacing one risk with another, which does not justify its financing.

This approach is recommended for new projects, but it can also be deployed when an existing dam requires significant reinforcement or upgrading investments.

4.3.3.5 Determining the freeboard

As indicated in 1.1.5, the freeboard is the level difference between the reservoir and the dam crest. This freeboard is designed on the basis of wave height criteria, with respect to both the NWL and the MWL (see fig. 4.3). In certain cases, it may include a parapet wall if it is continuous and acts as a wave wall (see fig. 4.4). It is under no circumstances associated with the notion of additional heightening in the form of a counter deflection, on loose material dams or compressible foundations to control future settlements in the dam.

[11] The alert system must imperatively take into account and therefore anticipate the start of the surface spillway operation, which will lead to a rapid increase in the flow released downstream.

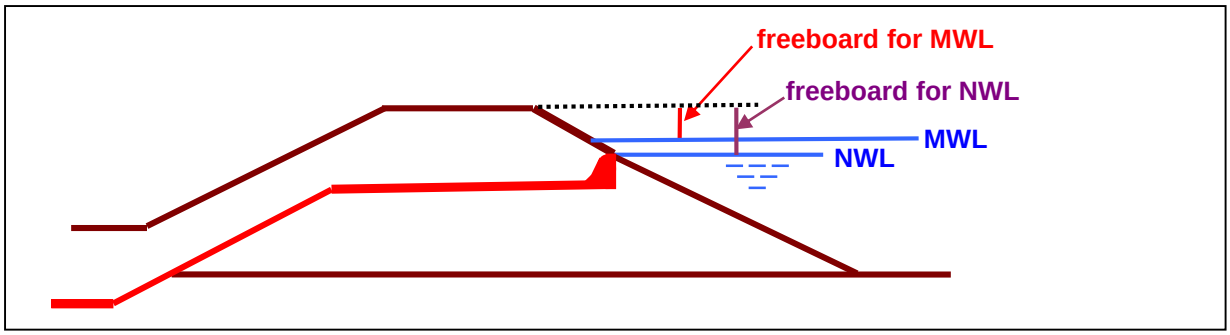


Figure 4.3 – Freeboard for the MWL or the NWL for a dam not equipped with a wave wall

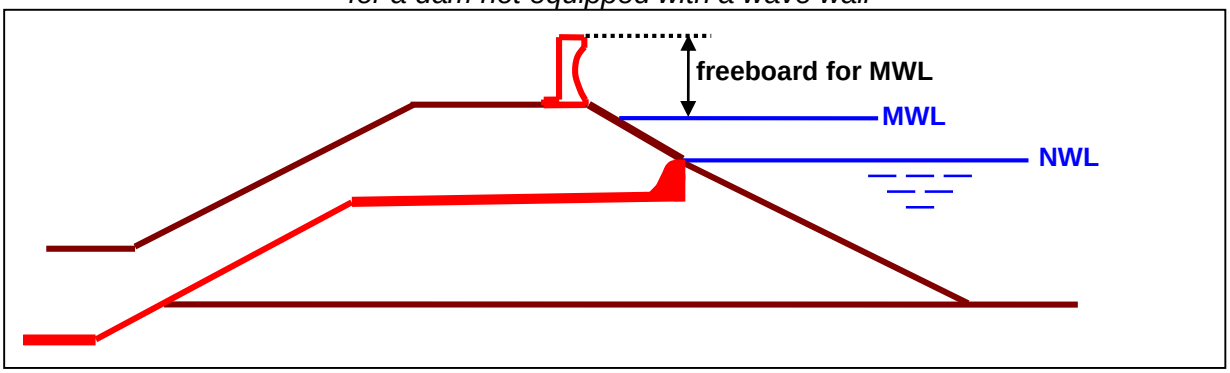


Figure 4.4 – Freeboard for the MWL for a dam equipped with a wave wall

The freeboard calculation procedure is described in Annex 2. The steps are as follows.

4.3.3.5.1 Determination of wind characteristics

The wind characteristics are determined by considering two design situations:

- a wind with a 50-year return period blowing on a reservoir at MWL elevation; it is this situation that generally determines the design, except for the reservoirs where NWL=MWL;
- a wind with a 1000-year return period on the normal reservoir.

4.3.3.5.2 Estimation of wave height

The focus is on their significant height (expressed as H_s), namely the average height of the upper third of all of the waves of the spectrum. It depends on the wind speed, fetch, and reservoir depth.

4.3.3.5.3 Calculation of the design wave

Expressed as H_d, it depends on the percentage of the waves in the spectrum that can be allowed to pass over the crest.

$$H_d = K\, H_s$$

We propose to use the following values for the coefficient K according to the dam type (more particularly its downstream slope):

Type of dam	K
Concrete or masonry	0.75
Rockfill	1.0
Earthfill	1.25

Table 4.8 – Coefficient K according to dam type

4.3.3.5.4 Calculation of run-up height

For the design wave, one estimates the run-up height, expressed as *R*, which is the vertical height difference between the reservoir level and the maximum level reached by the wave run-up on the upstream facing. This height depends on the type of dam (facing slope, material roughness) – see tables in Annex 2.

4.3.3.5.5 Determining the level of the dam crest or the wave wall

Once the run-up height has been calculated for the two design situations, one determines the highest of the two levels NWL + R_{NWL} and MWL + R_{MWL} and one sets the crest level (after settlement) at this value at minimum; as a variant, one can reach this level using a wave wall built against the upstream edge of the crest. In this case, the crest level must at least be equal to the MWL. It is recommended that the height of the wave wall never exceed 1.5 m.

4.3.3.5.6 Conclusion

The freeboard required for the waves varies widely depending on wave conditions, reservoir length, **and the slope and roughness of the upstream facing**. Simplistic general rules cannot be sufficient, and a calculation is indispensable each time. The case of a smooth facing on a fill dam is clearly the most unfavorable one.

4.3.4 Hydraulic design

4.3.4.1 General principles

The different design situations evoked in paragraph 4.3.2 involve the passage of certain flow rates through the discharge components. The hydraulic justification is aimed to confirm the capacity of the discharge components to discharge these flow rates for the levels determined upstream and downstream, with the safety level required for these different design situations.

It should be confirmed that these components are capable not only of discharging the desired flow rate (design of the discharge openings) but also of transferring it downstream without any risk for the dam (for example, depending on the case, sufficiently far away from the dam via chutes or a ski jump) and finally of dissipating the energy when it is released downstream of the dam (stilling basins or pools).

Due to the safety margins required, which differ from one situation to another, the most critical situation may be, depending on the case, an exceptional situation or an extreme situation, or even in certain cases an intermediate situation (such as the passage from a free surface flow in a gallery to a pressure flow for higher flows, or more critical intermediate situations in the case of a stilling basin). The hydraulic justification will therefore analyze all of the potentially critical situations.

The hydraulic design must be aimed to verify that the hydraulic safety level of the structures is consistent with the safety levels required for the other aspects of the structures' design in the different design situations.

To reach this objective, it is tempting to use the notion of a safety coefficient, for example coefficients such as the ratio between stabilizing forces and driving forces used in structural mechanics. However, several difficulties arise here:

- certain aspects of the hydraulic justification are not covered by the notion of a safety coefficient such as the one defined above; for example, the appearance of cavitation or the overflow limit on spillway chute guide walls;
- in other cases, a safety coefficient such as the one defined above makes physical sense, but the often empirical design formulas available do not indicate the degree of safety already integrated by the authors in the designs proposed.

Therefore, a hydraulic justification very often calls upon a designer's judgement and experience, but in all cases the following objectives must be set:

- the intermediate, normal and exceptional flow situations must not cause any damage to the components, whether it is to the discharge components themselves or to the other elements potentially impacted by the flows;
- the extreme situations may cause damage to the structures, provided that this damage does not threaten spillway functionality and does not consequently risk causing dam failure (for example erosion at a rockfill dam toe after the destruction of a spillway chute or due to the action of return currents caused by insufficient energy dissipation).

The hydraulic components with situations that are not covered by the conventional design formulas or calculation charts, and more generally the components through which large flows must pass or that may represent a risk for dam safety, must be designed using specific modeling, physical or numerical if the available numerical models are able to correctly handle all of the aspects involved in the formation of the flows and the safety of the components.

A design study using a model must examine all of the potentially critical situations up to the extreme situations and even beyond, which will make it possible to supply information on the safety margins offered by the design.

It should be noted that physical modeling is a precious tool to orient and support designers' judgement, thanks to its capacity to easily represent a variety of operating situations, view the flows, measure flow velocities, represent mobile beds if applicable, and in general thanks to the possibility it offers to easily test various structural modifications that could improve safety at a minimal cost.

If the design flow is increased during a recalibration of the existing spillways, the impact of this additional flow on the flow transfer and energy dissipation components must be assessed.

4.3.4.2 Component discharge capacity

Determining the discharge capacity of a spillway is based on a hydraulic calculation that is sometimes complex. In addition to the component's real geometry, impacting its capacity through both its dimensions and its hydraulic profile, the specific flood flow conditions, in particular the influence of neighboring spillways and the downstream flow line, are also factors that must be taken into account to determine the discharge capacity of a component.

Moreover, possible special operating and overflow aeration conditions may lead to complex calculations.

Given the complexity of certain components and their unique character, it may be necessary to use a hydraulic model to validate the calculations, both numerical and physical.

It is not usual practice to apply safety coefficients to the discharge capacity calculated or measured using a scale model. Indeed, an underestimated discharge capacity would mean that higher flows than anticipated could pass through the structure, possibly causing problems such as overspill from the chutes or more energy requiring dissipation than anticipated (Lencastre, 1996).

4.3.4.3 Spillway chutes

These chutes, designed to channel the water downstream of the openings or sills, only need to be planned if damage to the dam is anticipated (erosion, rockslides, cavitation, etc.) caused by the passage of the overflow, and therefore the discharge component outlet and energy dissipation zone must be moved away from the dam.

In the case of fill dams, it is particularly important to provide sufficient freeboard at the guide walls of the chutes when they are installed near the dam, to take into account the possible formation of stationary waves and possible hydraulic jumps caused by chute wear, possible offset of the joints, and the aeration of the overflow.

This freeboard must be calculated taking into account a maximum increase in the roughness of the chute, as well as an unfavorable offset of a construction joint transversal to the flow or an equivalent obstacle. It must take into account the air entrained in the flow.

The formation of stationary waves is linked to the presence of unusual features in the chute section (sharp angles, sudden narrowing, etc.). These waves, whose location remains fixed during a flow at a given flow rate but which can also move as the flow rate varies, are deflected when they hit a guide wall and thus develop towards the downstream. Their height can considerably exceed that of the overflow. The possible overflowings will therefore always occur in the same locations at a certain flow rate, which can lead to dangerous local erosion. A hydraulic scale model with tests at different flow rates remains the best tool to highlight such phenomena, even if the recent progress in numerical modeling indicates promising developments in the future.

If all of the phenomena indicated above have been correctly taken into account in the calculation, for all of the situations up to the extreme situations, it is not necessary to add an additional safety margin with respect to the extreme situation calculation. In general, a chute thus designed will ensure a certain safety margin with respect to overspill in intermediate situations.

4.3.4.4 Energy dissipation

The dissipation of the hydraulic energy as the water falls downstream from the spillway openings (free surface or pressure), if not well controlled, may cause serious damage at the point of discharge into the river, which can even cause the collapse of the structures.

Low or medium heads do not make it possible to move the free jets from the discharge components sufficiently far away from the dam. These free jets can then cause erosion of the foundations or the dam toe. If the flood energy cannot be dissipated by discharging it onto rock (a friable material or one that does not withstand high velocities), one conventional solution is to divert the water from the discharging component into a chute to the point of discharge and to dissipate its energy in a hydraulic jump basin. The latter can be natural or equipped with impact blocks of various shapes. Such basins have been built for heads of up to 100 meters, but their field of application is usually for heads of a few dozen meters. The impact blocks are sensitive to erosion in the case of sediment transport and they are also subject to cavitation above certain head heights.

When the head is higher, it is possible to send the jet sufficiently far away from the dam by using a chute ending in a flip bucket or deflector; commonly referred to as a ski jump. These flip buckets or deflectors, possibly equipped with chute blocks, may be used to spread out the jet upon its discharge in order to reduce the energy to be dissipated per surface unit, to increase energy dissipation in the air, or also to orient the jets to move the discharge away from a sensitive area such as the toe of a bank that must not be destabilized.

At the jet landing point, it should always be verified that the energy dissipation at the point of discharge is sufficient to prevent the development of an erosion pit or the action of any direct or return current that could erode the toe and destabilize either the dam itself, its foundation, or the downstream banks. In most cases this principle requires ensuring the presence of a volume of water in a plunge pool to dissipate the energy upon receiving the jet. The plunge pool can be concreted or installed without a lining in the riverbed, possibly accompanied by grouting of the joints in the rock mass. The level in the pool is controlled by the river's stage-discharge law, or raised by a counter-dam installed downstream of the pool. One can also pre-excavate the plunge pool to increase the water depth.

When designing these systems, in particular the aprons and plunge pools, scale model studies are indispensable to determine the shapes and dimensions of the components, especially the deflectors, and to ensure that no high velocity flow could endanger the structures, their foundations or even bank stability.

The hydraulic jump basin is a case where the notion of safety coefficient in the mechanical sense (ratio of stabilizing forces over driving forces) applies. Indeed, the hydraulic jump remains fixed in a stilling basin while the flow impulse at the basin outlet, controlled by the downstream channel if the latter is in a river regime, is greater than the impulse of the upstream flow exiting the discharge component (the term impulse refers to the sum of the hydrostatic pressure forces and the quantity of movement). The depth of water downstream referred to as "combined" with the depth of the torrential flow imposed by the upstream corresponds to a safety coefficient of 1, in other words at the limit of the hydraulic jump flushed. The basin should be calibrated so that in normal or exceptional situations the depth of water downstream is at least 10% higher than the "combined" water depth, which means ensuring that the safety coefficient or ratio of the stabilizing forces (downstream impulse) over the driving forces (upstream impulse) equals 1.2. For extreme situations, it suffices to verify that the safety coefficient is greater than or equal to 1 (limit of the hydraulic jump flushed).

4.3.4.5 **Cavitation**

All along the path of the water through the flood discharge components, special attention must be paid to the risk of cavitation between the overflow and the facings. Indeed, high water

velocities may create depressions in the facings at the edges of the flow due to the existence of shapes encouraging these depressions (depressed sill, gate grooves, blocks, recesse, etc.), or due to the surface condition of these facings (concrete chute, even new, or even worse, possibly deteriorated by sediment transport). This cavitation can rapidly cause deterioration and in extreme cases to the collapse of the structure. A theoretical study and a scale model study of the flow on the chute must explicitly analyze this risk.

Systems such as linings or aerators shall be used if necessary to prevent cavitation damage.

From the safety margin standpoint, it should be recalled that the discharge components must suffer no cavitation damage for all situations up to exceptional situations. Cavitation is acceptable for extreme situations, since in the French context these situations are of a relatively limited duration.

4.3.4.6 Case of rockfill protections

The zones with erodible terrain located either near the approach to the discharge openings or near the dissipation components must in certain cases be protected with riprap to prevent erosion from destabilizing the works.

The notion of safety coefficient in the mechanical sense (ratio of stabilizing forces over driving forces) may apply to the case of protective riprap. Indeed, the resistance of protective riprap to being torn away by the flow is linked to the value of the adimensional tearing coefficient (expressed as τ^* or ψ or $A = \tau / \Delta g D$) introduced by Shields, which characterizes the ratio between the engine torque tending to knock over a block, represented here by the tractive force of the flow τ, and the stabilizing torque represented here by the buoyant unit weight Δ and the diameter D (Ulrich, 1987).

Unfortunately, the usual design formulas used for protective riprap such as the Isbash formula $V = m\,(2g\Delta D)^{0,5}$ linking the diameter D of the riprap with buoyant unit weight Δ to the average velocity V of the flow, with a parameter m chosen according to the circumstances, do not clearly highlight either the tearing limit or the safety coefficient.

However, it can be clearly established that:

- Shields concluded from his sediment transport tests that the start of grain entrainment (that can be assimilated to a safety coefficient of 1) corresponded to an adimensional tearing coefficient of roughly 0.05, which allows sizing when the tearing coefficient can be calculated (case of a boundary layer flow developed in a channel protected with riprap);
- if a scale model exists, it can be used to determine which flow situation corresponds to a safety of 1 for a tested riprap diameter, in other words to the tearing away of the first blocks;
- the tearing safety coefficient, or the ratio of the stabilizing forces over the driving forces, is increased by 10% when the riprap diameter is increased by 10%.

Finally, protective riprap does not have a single diameter, but rather is made up of a granulometric or gravimetric range. A sufficient safety margin must be taken between the diameter D supplied by the design formulas and the range for the protective riprap. For example, in the case of protection on the banks or the top of a channel, sometimes the design diameter D produced by the formulas or calculation charts is assimilated to the diameter D25 of the range of the protection.

4.3.4.7 Levels reached due to flood backwater

During large floods and depending on reservoir configuration, the reservoir surface is no longer horizontal and the level at the tail of the reservoir or at another point distant from the dam is higher than the level of the water in contact with the dam facing.

It is often necessary to calculate the flood backflow line with the MWL at the dam, in order to determine, in particular if one is envisaging heightening this level, the upstream submersion level as well as the impact of this flow line on the river flow upstream of the reservoir (the backwater caused by the dam may go very far back beyond the reservoir tail into areas developed after the dam's construction).

4.3.5 Structural and mechanical design

Dam design and dam management are associated with different fields. This is the case in particular for flood discharge components: as civil engineering structures, they must comply with the prevailing construction rules whether they are concrete superstructures, metal gates, etc. They are also equipped with mechanical elements whose handling and maintenance must ensure the safety of the structure and the operator.

If there is no specific regulatory framework, structural and mechanical design may call upon general texts (in particular in the field of civil engineering) or upon documents issued in other sectors (see Annex 4).

We recommend the use of a semi-probabilistic approach to the design/verification of structures. This is consistent with:

- the exceptional nature of the events taken into account, for example floods with long return periods and the possible combination of several phenomena considered exceptional;
- the uncertainties inherent to the estimation of the unit loads;
- the uncertainties concerning the material resistance characteristics;
- the fact that additional objectives must be taken into account with respect to the occurrence of damages or the ultimate resistance, etc.

To date, the regulations do not yet cover all of the needs of the spillway designer, who is left to his own judgement concerning many aspects, in particular the formulation of the natural conditions and the hydraulic calculations.

The design of the mechanical equipment, including the determination of the induced stresses and displacements for different load combinations and maneuvering loads, is often a complicated exercise but one that must be performed with great care.

The aspects concerning the deformability of the gates and the impacts on sealing must not be neglected.

4.3.5.1 Load cases

Precautions must be taken when defining the load cases that are not specified in the standards. Indeed, although the standards define the weighting to be applied according to the type of load (permanent, operating or accidental loads), the choice of the scenarios to be considered and the assignment of the type of loads remains to be defined by the designer, in agreement with the owner.

The cases of degraded mode operation must be considered for the design.

Example of loads applied (non exhaustive list)

Description of the load	Characteristic	Type of load
Self weight	Self weight of the structure	Permanent
NWL upstream	Hydrostatic pressure	Permanent
NWL downstream	Hydrostatic pressure	Permanent
MWL, Design flood	Hydrostatic pressure	Variable
Danger Level, Check flood	Hydrostatic pressure	Accidental
Friction force, guiding	Linear force	Permanent
Shocks from boats or floating debris	Occasional force	Operation or Accidental (*)
Earthquake	Accelerations applied to the mass of the structures, hydrodynamic overpressures on the upstream face of the structures and gates	Accidental
Frost (taken into account only if no other construction measure is taken to avoid it – heating for example)	Thrust against the gate leaf	Accidental
Sediment	Capacity to block a gate	Permanent

(*) In the case of a shock from a boat or floating debris, the load is considered to be accidental (non-weighted) if there is no protection system and the structure is meant to resist shocks from boats and/or floating debris.

4.3.5.2 Verification of the displacements

The displacements of the metal structures are verified with the SLS type combination.

The limit displacements can be defined as follows, where W represents the width of the gate:

- for surface gates, revolving or lifting gates and flaps controlled with two jacks: the acceptable deflection must be less than W/1000;
- for the flaps operated on a single side, the maximum deformation of the upper edge must be less than W/500.

Moreover, the limit displacements must take into account the deformation adaptation capacities of the seals.

4.3.6 Particular case of gate-structure dams in rivers

4.3.6.1 General description

"A gatestructure dam is a structure comprising mobile elements enabling adjustment of the reservoir level when the flow rate varies, which can be completely opened during floods, to prevent the structure from generating a rise in the level reached by the floods upstream due to its backwater." (Ginocchio, 1978).

The reservoir volume is very small here in comparison with the volume of the floods, and the attenuation effects are almost inexistent.

When the spillway gates are fully opened, the influence of the dam on the water levels reached upstream is low; these levels only depend on the flood flow rate and no longer on the design of the openings (with the exception of the head losses induced by the dam piers and provided that no pressure flow occurs next to the structure, by pressurizing from the lifted gates or an overhead crossing structure for example). Ideally, during a flood the river should behave as if there were no dam. As with conventional dams, knowledge of the levels reached at the dam during floods imposes certain design measures (raised footbridges, motorization, etc.).

Moreover, the flow lines upstream of the dam can generally no longer be considered horizontal during the passage of a flood, and therefore safety may also be impacted by a criterion of non-exceedance of the flow line at a point located well upstream of the dam. The notion of MWL and danger level is therefore more complex since it means a level at the dam (and therefore its stability) but it also involves a stream line in the river.

During major floods, the stream returns to its flood plain. Gatestructure dams are thus often bypassed by the flows, often very far upstream. The study of the floods (exceptional and extreme) related this type of structure should make it possible to assess its influence on the flow of water and to evaluate the flows that possibly bypass the structure and do not pass through the dam itself.

The hydraulic calculations are more complex than for a conventional dam with reservoir, and require fine modelling, sometimes in 3D, possibly taking into account the dynamics of the phenomena if the flood plains upstream are significant. Since the structure may be submerged during heavy floods, the calculations take into account the water levels downstream of the dam.

Certain dams of modest height, as well as small gate-structure dams, may be submerged from the downstream during a major flood. In this case, the impact of the flood's passage is assessed with a hydraulic calculation performed from the downstream towards the upstream.

Finally, the failure of these structures during a flood releases a volume of water that is generally small in comparison with that of the flood, and therefore often only causes a limited rise in the areas already impacted downstream by natural flooding.

On major rivers (for example, the Rhine or the Rhone), the hydropower schemes may be constituted as follows:

- a dam located in the river bed comprising a series of gates and designed to create head;
- a hydropower plant and/or a lock, either adjacent to the dam, or in general with a diversion layout as shown in figure 4.5 below;
- lateral dikes upstream of the dam and along the headrace canal to the power plant. This layout makes it possible to increase the head and avoid encroaching on lateral farming or even urban areas.

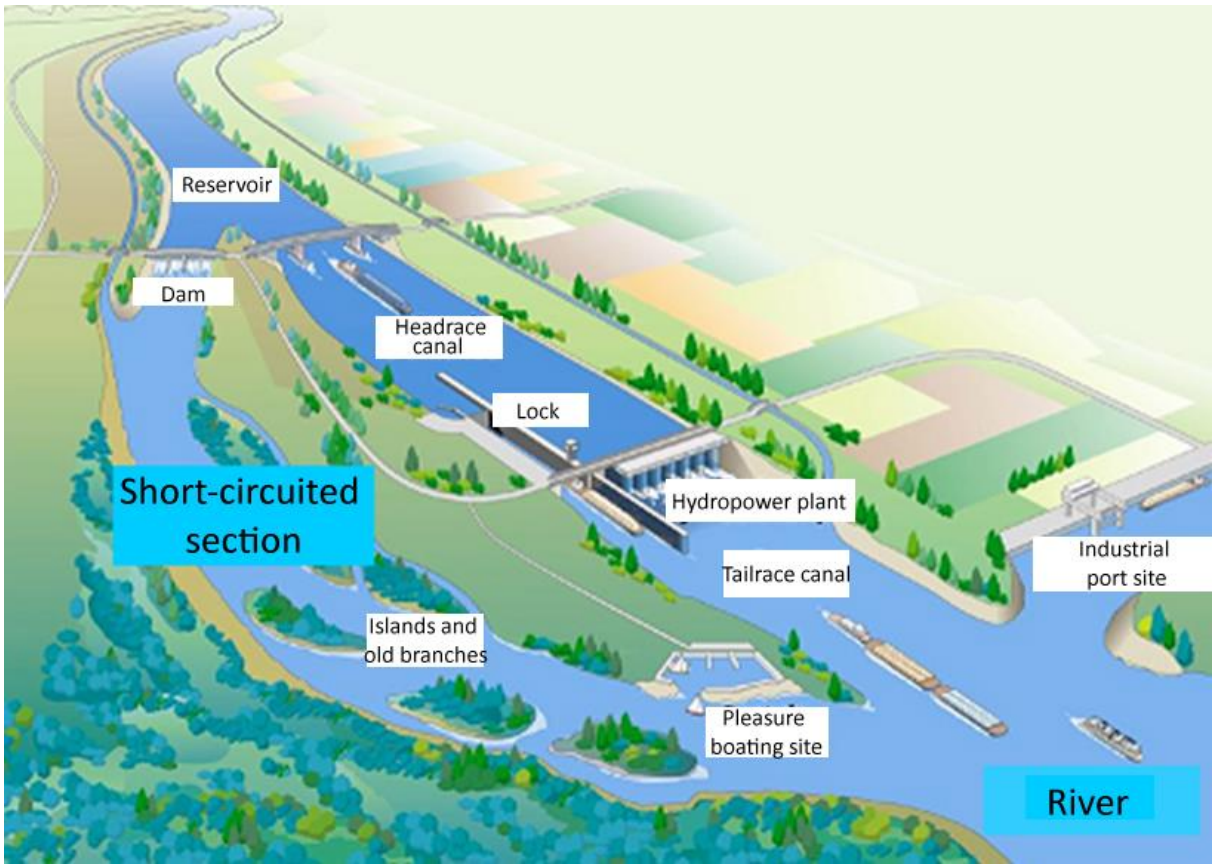


Figure 4.5 – Diagram of a typical run-of-river scheme with a diversion layout

When dikes are present upstream, it is crucial to examine the question of flood passage through the entire scheme and not just through the run-of-river dam itself. The dikes are designed to be insubmersible for flows less than or equal to the exceptional flood flow (and also in the event of cut-off waves that occur when a hydropower plant is abruptly shut down and propagate upstream of the power plant via the headrace canal and then the reservoir, whose effect can be amplified by secondary waves, called Favre waves).

For these structures, special attention should be paid to sediment transport, whose deposits may modify the river bottom and thus the levels reached during floods. However, for the heaviest floods, given the velocities in the reservoir, the latter may be self-flushing, which must be verified. If this is not the case, maintenance dredging operations must be performed to preserve the flood discharge capacity.

4.3.6.2 **Guidelines for gate-structure dams in rivers**

It is proposed:

- to consider the scheme as a whole (even more so upstream), including the bypassing of the dikes or abutments; in certain cases, it may be useful to encourage these bypasses (or to locate them) using to overflow zones;
- to size the whole scheme, and in particular the upstream dikes, for floods with frequencies defined like those of conventional dams (see 4.3.3).

For example, for a scheme with a diversion layout, one can imagine the following hydraulic diagram:

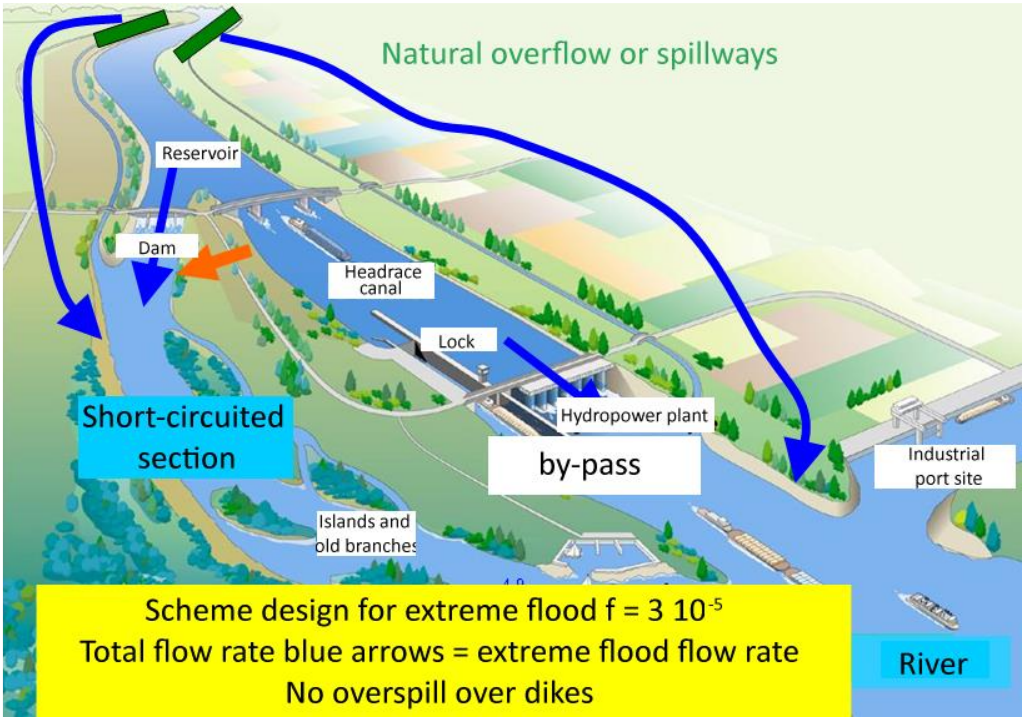


Figure 4.6 – Overall design proposed for the extreme flood

The flow rate of the extreme flood is ensured by (see fig. 4.6):

- the flow rate of the dam with all gates open under the danger level;
- the flow rate of the upstream bypass of the scheme, via a natural overflow onto the banks or with appropriate overflow systems if necessary;
- possibly also, the flow rate through the bypass in the plant.

The bypass via the upstream usually takes place naturally. If not, it must be assisted using overflow spillways, fuse plug spillways, or even siphons positioned in the appropriate locations. In the same way and for the other dike sections, it may be useful to encourage, due to the absence of stakes, overflow/failure zones (orange arrow on figure 4.6 above).

Attention is drawn here to the consequences of the design of structures in the event of extreme floods. This may impose:

- oversizing the reservoir: increasing the height of the dikes and/or the width of the reservoir;
- extending the dikes upstream, or even installing dikes along the affluents (see fig. 4.7).

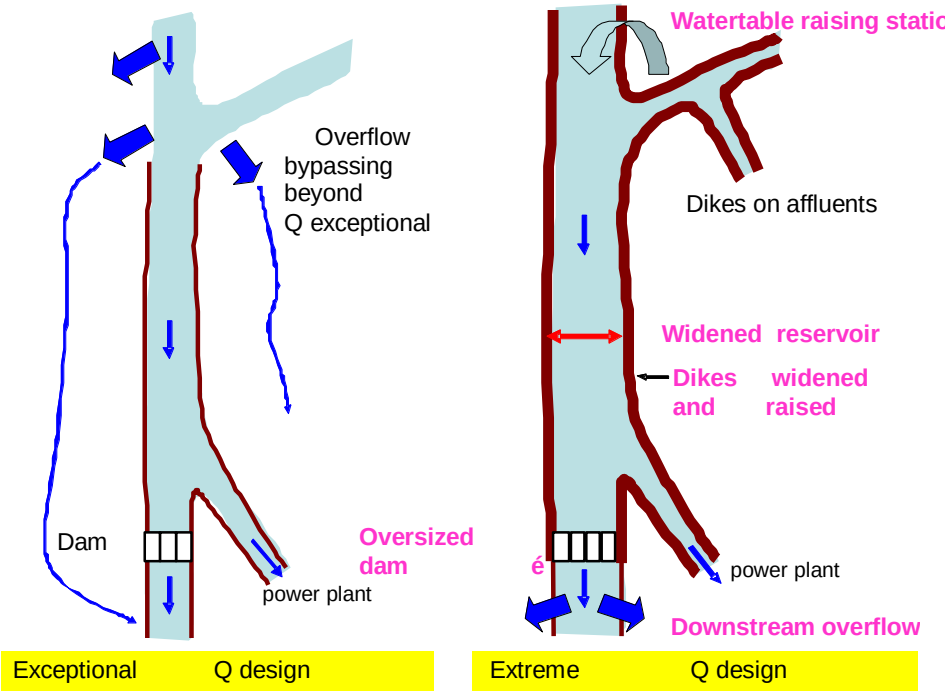


Figure 4.7 – Dike design for the exceptional or the extreme flood, plan view

The possible disadvantages are as follows:

- elimination of natural flood expansion areas, which may increase flooding of the downstream, which is then subject to a non-mitigated extreme flood;
- oversizing of the reservoir, which may have negative effects on the morphology:
  - for small floods, sedimentation will be encouraged due to the decrease in velocity induced by the increase in section,
  - for very heavy floods, the containment of an extreme flow rate with abnormally high water levels could on the contrary trigger riverbed incision in the reservoir;
- creation of water wedges between the main river and the affluent, requiring a station to raise the water table (see fig. 4.7).

4.4. Adapting existing dams to the new guidelines

The guidelines in this document modify current practice, firstly by setting return periods for the flood bringing the reservoir to MWL that may be different from those used at the time of construction (regardless of any flood re-evaluation), and secondly by introducing the notion of danger level and extreme flood. This is likely to lead to the conclusion that an existing spillway is undersized.

A change in the reservoir's operating mode (by allowing for example an increase of the attenuation storage) or a modification of the MWL[12] may make it possible to easily comply with the guidelines in the preceding paragraphs. In the second case, it is necessary to verify the entire hydraulic chain with a new value for the MWL (guide wall height, overhead clearance under a gate, bridge, footbridge, etc.).

[12] Provided that a verification has been performed by calculating the structure's sufficient resistance, and without prejudging any issues with the administrative authorization that this may require.

In certain cases, discharge capacity can be increased by reprofiling a spillway, provided that the consequences on the entire hydraulic chain have been studied. If this proves insufficient, more significant adaptations of the spillway may be envisaged. Annex 3 gives a few examples.

Finally, it may be necessary to build an additional spillway. In most cases, a free overflow spillway solution should be preferred, since it offers the best guarantee of robustness with respect to possible flood value variability. This does not prevent including other parallel problems in the reflection, such as sediment transport, which may tip the balance in favor of heavier solutions.

Furthermore, we recall the prioritization rules proposed in paragraph 4.3.3.2.

4.5. Use of these guidelines outside of the French context

These guidelines were prepared in the context of the characteristics of the portfolio of French dams and in relative continuity with common practice in France. Several points cannot be transposed without reflection and will have to be adapted in order to be relevant in another context.

4.5.1 Extreme flood return period

For large dams, or class A dams under French regulations, it can be noted that certain international regulations may seem more severe than those proposed in these guidelines.

Traditional French practice is based on the notion of a design flood with a return period between 1000 and 10,000 years. The adoption of a verification of the danger level corresponding to the extreme flood or check flood is a major evolution aimed to verify the structure's ultimate behavior, in line with the evolution of international practices.

The return period proposed for the extreme floods for class A dams is equivalent to 100,000 years, whereas several foreign regulations are based on the PMF, considered to be the heaviest possible flood. Given the difficulty to estimate the PMF, for the extreme flood several foreign regulations propose using 1.5 times the 10,000-year flood. Our guidelines propose using 1.3 times the 10,000-year flood (class A dams), in accordance with the current knowledge of extreme floods. It should be emphasized here that the estimation of this ratio still remains very approximate, and there is no particular reason that it should be the same in every region of the world.

Finally, it should be noted that in France there are authorities who control hydraulic structures, and to support these authorities, the *Comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques* issues an opinion on large new dam or old dam renovation projects. Medium-sized dams (class B) and large dams (class A) are subjected to a periodic risk assesment study, based on a risk analysis, allowing an in-depth approach to safety during floods with its different aspects (hydrological uncertainty, reliability of gated spillways, risk of log jams, etc.).

These French specificities justify the choices made in these guidelines, which cannot be directly transposed to another context.

4.5.2 Very small dams

These guidelines exclude the dams that are not classified under the French regulation and the dams in class D with a capacity below 50,000 m^3.

This limit, set for the French context, must be defined on a case-by-case basis in another geographic and socio-economic context. The risk corresponding to these small reservoirs is in general very small, and innovative and economical solutions should not be discouraged, in particular overflow structures or rustic spillways, to avoid hindering the extremely useful and socially indispensable development of these very small dams in certain regions of the world.

5. Topics for research and development

The working group has highlighted a few points in the following paragraphs upon which it is indispensable to continue reflection. Some are topics for research; others may already be of an operational nature in certain countries but have not yet been implemented in the French context.

The group also feels that the theme of the acceptability of the risk associated with dam behavior during major floods is a crucial question, but that it is part of a societal or even political approach that is outside of the scope of the CFBR working group.

5.1. Notion of the danger flow line

In reservoirs where flow lines are established during floods, it is appropriate to introduce the notion of *danger flow line* to replace the notion of *danger level*.

The water surface in dam reservoirs can in general be considered to be quasi-horizontal even during floods. Indeed, the velocities, and therefore the head losses of the flow, are low.

The same does not apply to narrow reservoirs, i.e. reservoirs characterized by a modest width and/or shallow depth creating significant flow velocities. The levels of the river upstream of the dam are sloped, and even more so when the flood flow rate is high.

This is generally of little importance for narrow reservoirs with natural, insubmersible banks.

The same does not apply to schemes of the "gate-structure dam in river" type described in paragraph 4.3.6, whose reservoir is generally equipped with lateral dikes presenting a risk of failure by submersion. It is then appropriate to set the height of these dikes in relation to flow lines during floods and not in relation to fixed levels.

The notions of the MWL (see 1.1.3) and the danger level (see 1.1.4), corresponding to the exceptional and extreme situations, must in this case be replaced by those of:

- the maximum flow line;
- the danger flow line, which will then impact design.

It should be noted that dams in rivers designed to maintain sufficient levels for navigation are opened during floods and in general have no dikes upstream of the dam. In this case, the notion of the danger flow line is of no use.

In paragraph 4.3.6, it is proposed that "gate-structure dams in river" schemes be considered as a whole, including the overflow zones that must be well known, or even encouraged in areas with low vulnerability. However, the insubmersibility of the dikes must be guaranteed in the areas with high vulnerability.

This therefore requires establishing the abovementioned flow lines, in particular the danger flow line, quite precisely. Establishing these flow lines is fairly complex:

- difficulty to calibrate mathematical or physical models, since the corresponding flow rates have never been observed;
- influence of sediment transport during floods: the following phenomena may occur, which can significantly modify the flow lines during floods, in one direction or the other:
  - paving, depaving, consolidation of materials,

- deposits or scouring, generalized or local,
- self-flushing of the reservoir during floods[13], linked to the phenomena mentioned in the first paragraph,
- appearance of dunes that can considerably increase roughness[14];

- freeboard: the freeboard to take into account, in relation to the waves for example, may be different along the dikes depending on their orientation with respect to the wind, as shown in figure 5.1:

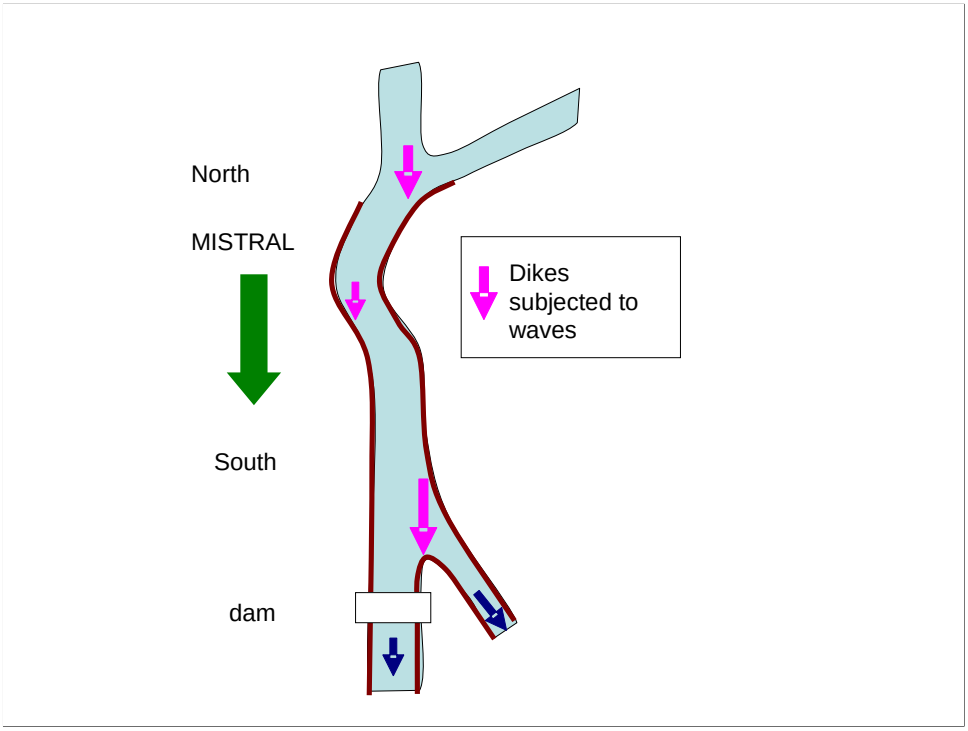


Figure 5.1 – Schematic example of the dikes on the Rhone subjected to waves during a mistral wind

The level of the dikes must therefore be calibrated according to this criterion.

Conclusion:

For gate-structure dams in rivers with a narrow reservoir and upstream dikes, the objective is to establish the different flow lines during floods and in particular the danger flow line, taking into account the different phenomena mentioned that may occur during floods, associated with an uncertainty calculation, in order to:

- never overflow on insubmersible dikes protecting highly vulnerable areas;
- guarantee, however, submersion at specific locations designated for this purpose, which serve as a safety valve.

The resulting floods and overflows will then be easier to predict, thereby facilitating crisis management and the organization of rescue services.

[13] For the CNR scheme in Bourg lès Valence, considerable deposits were observed in the Isère where it flows into the reservoir of the scheme. Physical model studies showed that during floods, this deposit was self flushing and did not aggravate the flow lines in the end.

[14] Research work by Marcel Ramette, EDF LNH. The Strickler coefficient may be reduced by 30% in the event of dunes. It is highly recommended that operators draw up longitudinal profiles in the reservoir around the flood peak to detect the dunes and measure their amplitude and wave length, since the dunes disappear during flood recession.

This subject is therefore proposed as a research topic. This research work would be even more useful if it was focused on a concrete case of a scheme with a gate-structure dam in a river as an example. The research work should be based on the existing bibliography, simulations with a mobile bed mathematical model adapted for 1, 2 or 3D, or even testing on a physical model, and *in situ* measurements in the river during floods.

A publication will be issued, leading to guidelines for the proper design of schemes with gate-structure dams in rivers, under the auspices of the French COLD.

5.2. Taking into account uncertainties when choosing the reference hydrological hazard

The usual distribution of roles is based first on the choice of an annual failure probability as a design reference, and secondly on a hydrological calculation giving the "best" possible estimation of this reference hazard, with information on the uncertainties associated with this estimation.

The reference probability depends on the class of the structure, which in turn is linked to the type of structure and the possible downstream consequences. An inventory of international practices (see 4.2 and Annex 1) shows wide disparity concerning the choice of this reference hazard. The French guidelines are presented in Chapter 4.3.3.

The question of how to take into account the uncertainty of the hydrological hazard estimation in the choice of the reference flow rate is complex. Ideally, the best approach results from an economic calculation aimed to minimize the overall cost: cost of the structure + cost of the residual damages (if the design flood is exceeded). This second cost is determined by weighting the damages of all floods q superior to the reference flood Q_{ref} with their probability density:

$$\mathrm{CDR}(Q_{ref}) = \int_{Q_{ref}}^{+\infty} Damage(q) \cdot \frac{\partial F}{\partial q}(q) \cdot dq$$

It is possible to refine this calculation by considering the hydrological uncertainty (distribution on the vector ρ of the parameters of the flood distribution):

$$\mathrm{CDR}(Q_{ref}) = \int_{Q_{ref}}^{+\infty} \int_{\rho} Damage(q) \cdot \frac{\partial F}{\partial q}(q|\rho) \cdot f(\rho)\, dq\, d\rho$$

In practice, one is rapidly confronted with the problem of attributing a cost to the losses of human lives. A first approach consists in using the PMF to indeed avoid having to make a statement concerning the acceptance of a residual risk in terms of casualties. In reality, this choice would lead to extremely high reference values, highly uncertain and disproportionate with respect to the reference values applied to other risks (natural or industrial). In practice, approaches of the PMP/PMF type through maximization of the hazard are based on the implicit passage from the possible maximum flood to the probable maximum flood, by introducing a degree of subjectivity in the choice of the initial state of saturation of the watershed and the rainfall yield in terms of flow. This probable maximum flood results from choices that are not clearly expressed, and the absence of standardization of the PMP/PMF method has prevented the method from being used in France.

A second response consists in combining the reference hazard and its associated uncertainty on a fixed basis, reasoning for example on the upper limit of the confidence interval (at 70, 90,

95% …) of the reference flood (annual exceedance probability 10^{-3} or 10^{-4}). This approach, applied today to the safety of nuclear installations with respect to the hydrological risk, is largely subjective in its choice of the width of the confidence interval. Moreover, it assumes a certain homogeneity in the calculation of the uncertainties. To date, the sampling uncertainties are fairly well known, contrary to those linked to the hydrological model.

A third response consists in reasoning on the basis of the predictive distribution:

$$F(Qref) = \int_0^{Q_{ref}} \int_\rho \frac{\partial F}{\partial q}(q|\rho) f(\rho) \cdot dq \cdot d\rho$$

instead of the central distribution obtained with the estimated set of parameters $\hat{\rho}$:

$$\hat{F}(Qref) = \int_0^{Q_{ref}} \frac{\partial F}{\partial q}(q|\hat{\rho}) \cdot dq$$

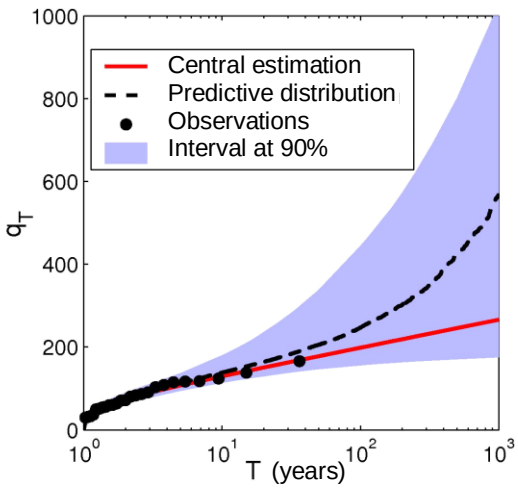


Figure 5.2 – Difference between central distribution and predictive distribution

The differences between these distributions are small for the usual quantiles for which the uncertainties are reduced, but they become significant for rare floods (see fig. 5.2). The predictive distribution integrates the uncertainties. Its calculation requires knowing these uncertainties. Hydrological applications are underway (see ExtraFlo project) to show the advantages and the applicable nature of predictive distribution.

Simplified "engineering" applications of this approach have been proposed and used (Deroo, 2006).

A last response consists in reasoning on the basis of a sensitivity analysis and testing the impact of an overestimation (or an underestimation) of the hydrological hazard on the cost of the structure and the consequences in the event of failure (flood greater than the reference flood) in terms of damages and the loss of human lives. Here, one reasons using relative values, in order to assess the advantage of a safer design in relation to the expected advantages. In the USA, Bowles (2008) introduced the notion of the disproportionate cost of reducing the consequences.

In the end, taking into account the uncertainties may lead to the choice of a lower annual failure probability, if the uncertainties are too high (with respect to a standard situation), in relation to the considerable consequences linked with these uncertainties.

5.3. Initial filling state of the dam and volume of the design flood or of the extreme flood

An initial level of analysis of the risk of a functional dam failure can be performed based on the peak flood flow, assuming that the initial level of the reservoir is at the NWL. This is generally suitable for dams with a very large reservoir volume. But the analysis must be refined by reasoning on the basis of the chronology of the hydrological event, and integrating the hydraulic functioning of the reservoir via an input-output balance, which may lead to a different diagnosis from the one obtained in steady state at the flood peak. Two opposite conclusions are possible: either an additional safety margin linked to the storage of a portion of the flood volume and to a reduction of the flood peak, or on the contrary a higher risk linked to the rapid succession of several episodes and to an initial reservoir level higher than the NWL for the most critical episode (Carvajal *et al.*, 2009).

Today, for reasons of calculation time, one reasons on the basis of a reference hydrological event, with the hydraulic modelling of the reservoir under the hypothesis of the initial reservoir level and the reference flood hydrogram. A multivariate statistical study can enable assessment of the risk of an initial reservoir level being higher than the NWL, if by experience there is a link between the basic flood flow and its peak flow or volume. Given that one is interested in the extreme events, there is however very little chance of having a sufficient number of observations to correctly assess this additional risk. Therefore, a sensitivity analysis can be performed on the impact of the choice of the basic flow on the hydraulic functioning of the reservoir (with peak and volume being fixed), to be subsequently justified based on the general information on the hydro-meteorological origin of the events and an expert assessment of the flood episode succession.

Constructing the flood hydrogram requires precisely defining its mode of attachment to a reference return period T_{ref}. A first approach consists in reasoning on the basis of the peak flow $Q_{max}(T_{ref})$ and expressing a certain number of hypotheses on the form of the hydrogram. An analytic expression can be chosen (Sherman, 1932; Roche, 1963; SCS, 2003, etc.), calibrated using information on the flood hydrograms observed: flood volume, total flood duration, rising time, ratio of peak flow over flood volume, basic flow, etc. The difficulty lies in the variability of flood forms for ordinary events, due to a wide range of combinations of the temporal variability of showers, the different contributions of the sub-watersheds, the highly variable flow yield of rainfall depending on soil humidity, the flood origin (snow-melt or rainfall, etc.). For extreme events, the dispersion is less wide, since an extreme flood results from a combination of heavy rainfall and an initial state encouraging rapid flow. The form of the flood is then the signature of the watershed, with an average reaction time and an average flood form. Nevertheless, there are still several possibilities to arrive at the same peak flow, with more or less accentuated flood forms.

The notion of flood volume is not easy to define: in the case of floods with several peaks, positioning the start of the flood is tricky; moreover, the end of the flood is not very marked in watersheds with slow flood recession. To avoid arbitrarily choosing the start and end of the flood, it is possible to define the flood as the period during which the flow exceeds a reference threshold. In certain cases this solution may be inappropriate, when this threshold is too high in relation to the basic flow (truncation of a portion of the flood episode) or on the contrary, when the end of the flood is extended too far. A better solution consists of not defining a flood volume, nor a date for the start and end of the flood, but rather reasoning on the basis of the maximum average flow V_d of the flood, over a given duration d. In the same way as for intensity-duration-frequency curves for rain showers, one can define flow-duration-frequency curves (QdF). Any given point $V_d(T)$ on the QdF curves corresponds to a maximum average flow quantile calculated on the duration d and with a return period T. The peak flow Q_{max} corresponds to the limit case of the flow V_d when $d = 0$. Javelle (2001) proposed a fairly simple

formulation for the QdF curves (convergent QdF model) using the peak flow and a parameter Δ homogenous with a duration:

$$V(d,T) = \frac{Q_{\max}(T)}{1 + d/\Delta}$$

This relationship was extended to the QdF curves with threshold flows (*Qd* flow exceeded in continuous fashion throughout duration *d*):

$$Q(d,T) = \frac{Q_{\max}(T)}{(1 + d/\Delta)^2}$$

It is then possible to construct a synthetic monofrequency hydrogram (SMFH) that has the property of being homogenous in frequency, whatever the flow used to characterize it:

- 1st iteration (calculation of an average flood form): the method consists (Garçon *et al.*, 2002) of standardizing the hydrograms observed with the maximum average flow over a reference duration (characteristic of the watershed), and to make the flood peak coincide. Figure 5.3 shows an example of a standardized average hydrogram whose form is preserved for the flood rise;

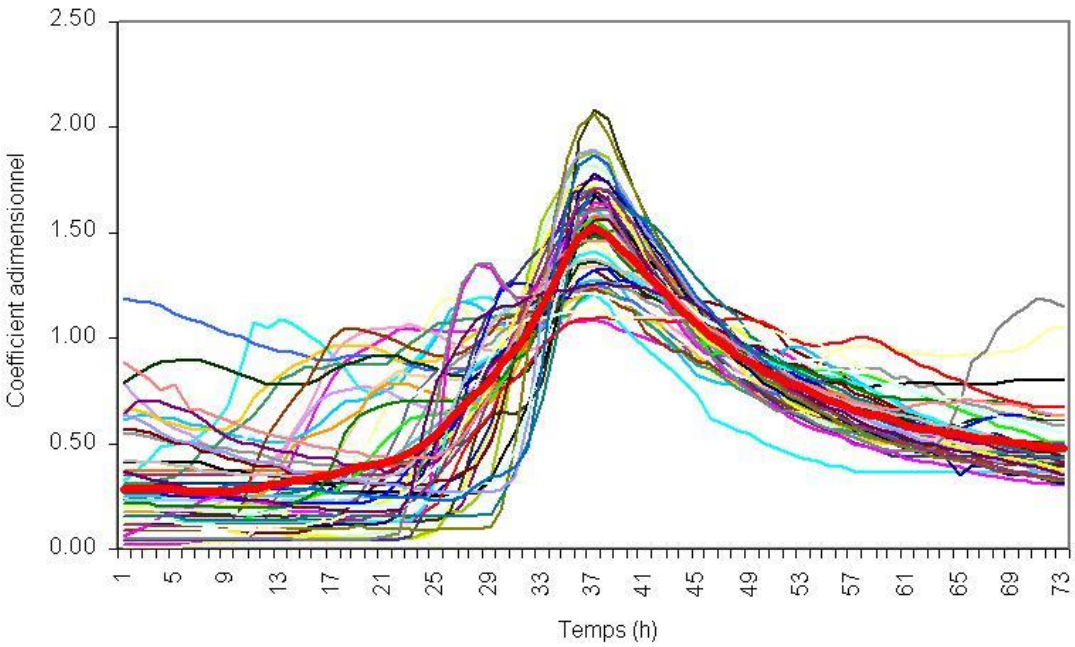
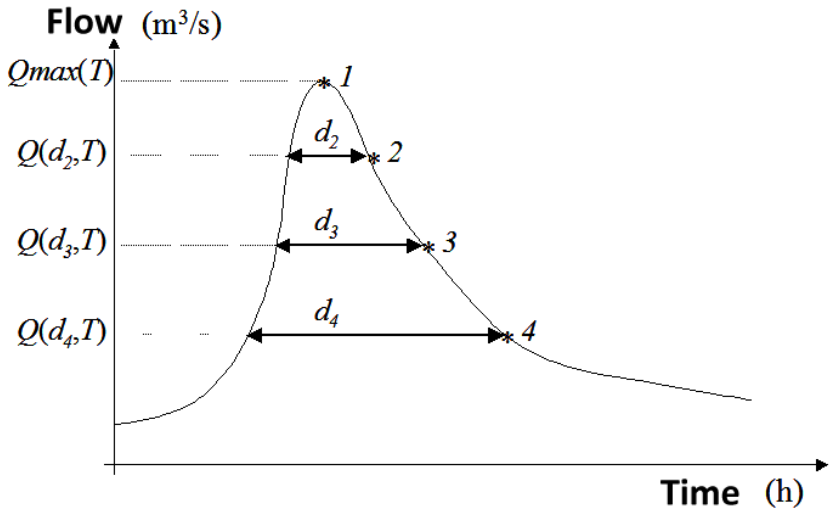


Figure 5.3 – Average hydrogram taken from the standardized hydrograms on the Valserine at Lancrans

- 2nd iteration (correction of the flood recession in order to remain homogenous in frequency): the flood recession phase is constituted step by step, based on threshold flow quantiles $Qd(T)$. In Figure 5.4, the point No. i (i varies from 2 to 4) is obtained by placing the value of the quantile $Qd_i(T)$ on the y axis, and the duration d_i starting at the rising branch of the hydrogram on the x axis. The flow $Qd_i(T)$ is indeed the flow that was continuously exceeded throughout duration d_i. Galéa and Prudhomme (1994) demonstrated the consistency of this SMFH hydrogram with the QdF curves in maximum average flow Vd. The integration of the SMFH hydrogram for a given duration d gives a flow Vd_{HSMF}. The two authors demonstrated that the return period of this flow, deduced from the QdF calculation charts in average flow Vd, was very close to the return period T of the SMFH hydrogram constructed from the threshold flows $Qd(T)$.



-

Figure 5.4 – Construction of a synthetic monofrequency hydrogram (SMFH)

Furthermore, with variants it is possible to introduce additional constraints in the hydrogram construction (Le Clerc, 2004), to comply with flood rising gradients (if one is interested in the safety of a mitigation structure whose management mode is very sensitive to the speed of the rise in water level), or specific flood hydrogram forms (with two humps) by classifying the events according to a typology of forms (asymmetry coefficient and standard deviation). When the flood regime shows a high variability of flood forms, due for example to different meteorological origins (oceanic flood, "Cévenol" flood) or different physical origins (snow-melt, rainfall), it is possible to reason in terms of flood scenarios, each one specific to a flood form typology. Figure 5.5 illustrates an event with two successive very close peaks, which may be more penalizing than a flood with a higher maximum flow and a single peak.

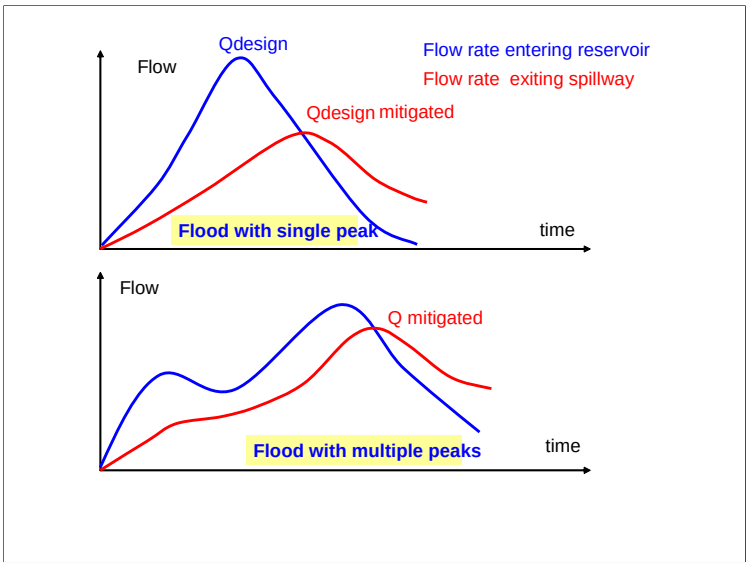


Figure 5.5 – Attenuation of 2 reference floods, 1 with a single peak and 1 with two very close peaks

Finally, a last approach consists in reasoning on the basis of hydrological simulation and testing the reservoir's hydraulic functioning over a long simulated hydrometric series of several thousand years. The latter contains all of the possible variability of flood forms and episode succession.

Instead of first defining a design flood, and then injecting it into a hydraulic model to deduce the level reached in the reservoir, one simulates the hydraulic behavior of the dam for a whole series of floods obtained using a simulation approach (see Chapter 2). It is then possible to study the frequency distribution of the levels reached in the reservoir and to deduce a design level from them, associated with a target non-exceedance probability. Lavabre *et al.* (2009) presented an application of this method, using the Shypre simulator, to the Sénéchas and Conqueyrac dams on the Gard river.

Here, the concomitance analysis question concerned the risk of having both a high initial reservoir level and a high flood volume, due in particular to the close succession of flood peaks. This question is also raised for dams located near the sea, where the risk of concomitance between a flood and an excessive sea level must be controlled, or in the case of very large watersheds where concomitant floods of several affluents are envisaged. Here again, multivariate analyses can be used, but their usage in extrapolation remains complex. Calibrated on the observations available, with few concomitant event references, they will give different results for extreme events, depending on the dependency function introduced in the multivariate modelling. The search for regional information on concomitant historical events may orient the empirical choice of concomitant situations.

5.4. Extreme flood estimation

The notion of safety check flood refers to an extreme situation created by the combination of an extreme flood and a malfunctioning of the discharge components. In Table 4.7, for the extreme flood it is proposed to refer to an annual exceedance probability ranging from 10^{-3} to 10^{-5}, depending on dam class. It should be recalled here that the most recent extrapolation methods developed by hydrologists (Shypre and Schadex methods) do not go beyond $p = 10^{-4}$. A simulation exercise was conducted by P. Arnaud (Irstea Aix) to analyze the variability of the ratio:

$$R = Q(10^{-5}) / Q(10^{-4})$$

The Shypre model, pushed beyond its standard usage domain, gives the value of this ratio per 1 km^2 pixel, for continental France. The map produced shows a fairly stable *R* value (order of magnitude 1.2 to 1.3) for the southern half of France (diagonal line from Bayonne to Strasbourg) concerned by heavy rains. For the northern half, with an oceanic-type rainfall regime, the *R* ratio varies within a fairly broad range (between 1.3 and 3.0). It may seem paradoxical that the extreme flow increase ratio is higher for areas where the rainfall is less intense. The explanation here is that for watersheds subject to oceanic rainfall, the rainfall/runoff model used for the simulations has a high interception capacity that largely exceeds the intensity of the ordinary rainfall. In this case, the flow distribution only takes off for extreme rainfall, whereas for the watersheds subject to a Mediterranean rainfall regime, the saturation of the watershed is already reached for a probability $p = 10^{-4}$.

This result, slightly counter-intuitive but plausible, remains linked to the use of the Shypre model. With another design referential (Gradex, Schadex), it is not certain that using a higher *R* ratio for the "soft" watersheds than for the "reactive" watersheds would not be too penalizing. Considerable uncertainties exist today concerning the modelling of the interception capacity of "soft" watersheds for extreme floods.

Given the current state of knowledge, it is proposed to approach the check flood as follows:

- keep the ultimate estimation domain of extreme floods at an exceedance probability of $p = 10^{-4}$ and estimate the flood $Q(10^4)$ using one of the methods based on precipitation information (see section 2.7);
- apply a multiplication coefficient to the flood $Q(10^4)$ as a function of the target to be reached for the check flood: $Q_{check} = C \,.\, Q(10^4)$

1.
2. with:
   3. $C \approx \mathrm{Ln}(10^5) / \mathrm{Ln}(10^4)$ rounded to 1.3 for class A dams,
   4. $C \approx \mathrm{Ln}(1/3.10^{-5}) / \mathrm{Ln}(10^4)$ rounded to 1.15 for class B dams.
   5.

In areas subject to low precipitation (north of the diagonal line Bayonne-Strasbourg) and for watersheds with a strong interception capacity, specific reasoning must be developed for each watershed. One could reason by increasing the rainfall $P(10^4)$ or the rainfall scenario leading to a flood with a flow of $Q(10^4)$ by the multiplication coefficient *C*, and then transforming it with a deterministic rainfall/runoff model in the hydrological conditions identified for the flood with a flow of $Q(10^4)$.

In addition to this simple approach, the evaluation of the safety check flood can be criticized / modulated according to the judgment of the hydrologist and by taking into account historical or naturalistic approaches. In the future, one solution could be to increase the flood $Q(10^4)$ using a calculation in predictive mode (see 5.2). Progress must also still be made to better understand and model the uncertainties.

5.5. New problems raised by the ultimate limit state approach

Until recent years, the competency of engineers was mainly mobilized to design and build structures or components offering a "totally reliable" response to the required functionalities, in a specific usage area indicated to them.

At the design level, this notion of "total reliability" entailed:

- taking into account safety margins placing the structure or component sufficiently far away from its breaking or malfunctioning limit so that certain still poorly understood physical phenomena would be included in such safety margins;
- choosing types of structures or components linked to well-known situations, already the subject of tried and tested calculation charts or design formulas, or having been included in similar projects from which reliable extrapolations could be made.

In this context, engineers were obliged to refuse being placed in a situation where, for example under the pressure of a client aiming to save money, a certain measure would only be adopted if it could be proven that without this measure there would be a failure of the structure or component, or a failure to perform the required functionalities.

Moreover, the question of the behavior of the structure or component outside of its normal usage domain was rarely raised.

More recently, the regulatory context has tended to introduce the notion of the ultimate limit state approaching failure in every field, and also to characterize and to take into account the probabilities of the failure or malfunction of the structures or components in the design process.

In general, this forces designers to examine new situations not considered up until now.

A good example in the field that interests us in this document is the case of an arch dam and its flood discharge capacity:

- in the previous context, the spillway was designed to prevent overflow onto the dam body for the chosen design flood. The stilling basin was designed to perform its function during normal operation, in other words to receive a flow whose impact was directed towards the center of the valley and sufficiently far away from the dam toe, adopting deflectors if necessary, whose effect could be forecast with precision. It could for example suffice to verify that the long term limit plunge pool corresponding to the design flood, determined by empirical formulas and confirmed with mobile bed physical modelling, did not endanger the stability of the dam and its foundation;
- the fact that these guidelines propose to take into account extreme situations will lead engineers to assess which level of overflow is acceptable for this dam, to avoid very expensive or prohibitive reinforcement works. For example, for the hydraulics, this involves assessing the capacity of the foundation at the dam toe and along the entire height of its abutments to resist the flow during the limited duration of the extreme flood. Two new issues are introduced here, firstly the consideration of a type of flow less well controlled and secondly the notion of event duration.

Although this approach is new, today's engineers are not completely unequipped to deal with the new issues described above. Certain situations have already been studied today for the requirements of real projects, research work has already been published, and feedback is or can be established based on existing structures.

In general, numerical and physical modelling, each with their limitations that users should be aware of, make it possible to assess discharge capacities, flow lines including waves along the chutes, dynamic pressures and erosion in situations not foreseen in the conventional design formulas and calculation charts. These tools, mainly used up until now to model design flood conditions, are nevertheless available to assess the flow conditions linked to extreme situations.

Simple measures, often already implemented for existing structures and whose effects can be estimated with the available tools, are already available to help improve the resistance of structures in extreme event conditions, for example:

- raising the crest of a concrete dam near the banks, to move flows away from the foundations on the banks in the event of overflow;
- more generally, construction of impact blocks or deflectors on foundations on the banks to control flows;
- nailing of rock shells in zones potentially subject to flows in the event of extreme events;
- fuse-plug structures to ensure that the flows caused by extreme events are formed on these structures or in the zones where their consequences are the least important or can be controlled.

However, continued efforts are still necessary to:

- express conclusions based on the publications and feedback already available today;
- continue the research work and the analysis of existing examples to progressively improve the knowledge of the physical phenomena involved at the failure limit of structures, to provide elements making it possible to improve the formulation.

Below, we give some examples where elements of response dealing with the question of ultimate limit states exist, but can still be improved:

<u>For erosion, and in particular rock mass erosion</u>:

- for the design of the stilling basins for spillways built on powerful rivers, in countries where the regulation refers to floods of the extreme type or there is no regulation, designers have for many years had to assess the envisaged amplitude of the erosion at the time scale of one or several heavy floods;
- spillways exist today with a chute made of channels simply excavated in the rock, and feedback can be drawn from these examples. Authors have worked on the speed of erosion in rock masses and have proposed conclusions according to the conventional geomechanical characteristics involved in the classification of rock masses (see ICOLD Conference in Durban, 1994);
- the resistance of rocky banks to dam overspill flows largely concerns the resistance of rock shells subjected to uplift caused by the introduction of dynamic pressures. The stability of these rock shells may be studied in conventional fashion based on the geometry of the rocks shells, which can be determined, and on a maximum value for the uplift that can be evaluated using measurements on physical models or according to flow velocity, which is limited by the available load;
- research work has already been conducted to improve the understanding of the dynamic pressures occurring at the bottom of stilling basins and to attempt to express some conclusions;
- the question of the resistance of concrete facings or even linings subjected to flows that are rapid and/or loaded with sediment (for example, the case of the emergency use of a bottom outlet during an extreme flood) has already been the subject of publications and is raised in real cases already, but it is still necessary to express some general conclusions based on the existing information originating from a variety of sources, and to continue the research to develop high-performance materials in this context.

5.6. Determination of the occurrence of safety check floods using the incremental damages method

5.6.1 Introduction

Historically, this method was developed during the debates of the special experts' public commission appointed by the government of the province of Quebec (Canada) after

devastating floods in 1996 in the Saguenay-Lac St Jean region caused the failure of embankments, in particular at Hydro Quebec's Chute-Garneau and Pond-Arnaud dams.

Photo 5.1 – 20-m breach in the wing wall of the Jonquière dam

Photo 5.2 –Garneau dam chute – Bypass channel

The objective was to estimate the extreme flood that a dam must discharge in ultimate operating conditions (equivalent to a safety check flood). The approach used was one based on downstream risks, regardless of the intrinsic class of the dam (or its size).

This method was introduced into the Quebec law on dam safety issued in 2000 and its regulation (equivalent to a decree) of 2002; the latter was revised in 2011 to eliminate certain biases.

It should be noted that this method is only used to determine the safety check flood of the dam: the notion of design flood is thus not a design criterion for the spillway and does not appear in the Quebec law.

The text below describes the principles of the method used in Quebec (paragraphs 5.6.2 to 5.6.4).

5.6.2 Principle of the method as it is applied in Quebec

The determination of the check flood is based on the level of damages observed downstream of the dam, due to its failure during a flood, regardless of its vulnerability or its class. The description of the method presented here is based on excerpts from articles from the Quebec regulation referring to it.

Excerpt from article 17 of the Quebec regulation*: "The level of the consequences of a dam failure is determined according to the characteristics of the territory that would be impacted by the failure, located, unless otherwise stipulated, downstream of the dam and considering, among several failure scenarios, the one that would have the highest level of consequences. These characteristics are assessed in terms of population density and the importance of the infrastructures and services that would be destroyed or heavily damaged in the event of a failure."*

Therefore, the focus here is only on the incremental damages suffered downstream of a dam, between situations without a failure and those with a failure: these are the incremental damages induced by the dam's failure.

A table in annex to the regulation lists the consequence levels:

- the population densities concerned by this flood level increment range from uninhabited areas to areas with over 10,000 inhabitants;
- the infrastructures concerned are of several types: industrial infrastructures, transport infrastructures (roads, railways), public services such as hospitals;
- the consequence levels are qualified according to the seriousness of the damages: minimal, low, medium, significant, very significant, considerable.

5.6.2.1 Determination of the level-raising increment above which the damages are attributed to the dam

The initial version of article 17 expressly indicated the level above which it could be concluded that the dam failure had a significant impact on the populations, infrastructures and services:

"The damages, whose increase is assessed by virtue of this article, are those that may occur downstream of the dam. Under the terms of this article, when the rise in water level caused by the dam failure does not exceed 60 cm for a given flood, there is no increase in the damages attributable to the failure."

This threshold no longer appears in the modified article of 2011. Hydro Quebec now recommends the following: *"When a resident's land is flooded at its lowest point around the residence, the inhabitants in the said residence are considered to be impacted by the dam failure as soon as the level rises by 15 cm or more.*
There is major damage to or destruction of a residence, infrastructure or service when the rise in water level caused by the dam failure reaches 30 cm or more."

5.6.2.2 Determination of the incremental damage zones

Article 18 of the regulation indicates the determination method*:*

"The delineation of the territory that would be affected by the dam failure as well as the identification of the characteristics of this territory are defined on the basis of a dam failure study, to which inundation maps are attached. This study consists of a detailed assessment, using recognized methods, of the consequences of the failure based on a precise delineation of the affected territory and the identification of the characteristics of this territory. This study requires examining the different failure scenarios, in normal conditions and in flood periods. It includes a description of the hypotheses and methods used to choose the scenarios studied as well as to determine the dam failure flood wave, its propagation time and the extent of territory affected. In the scenarios leading to the failure of the dam during floods, the affected territory corresponds to the one whose inundation can be exclusively attributed to the dam failure."

Articles 21 to 23 link the consequence level with the occurrence of the check flood to be considered for spillway design and dam stability*:*

Article 21: "The characteristics of any dam must at minimum guarantee the resistance to the safety check floods mentioned in the table below, taking into account the consequence level of a dam failure. However, if the consequences of the failure have been assessed on the basis of a failure study, the level to be considered for the purposes of the table below is that which, among the failure scenarios during flood periods, leads to the highest consequence level."

Consequence level	**Safety check flood (occurrence probability)**
Minimal or Low	*1: 100 years*
Medium or Significant	*1: 1000 years*
Significant	*1: 10000 years or ½ PMF*
Considerable	*Probable maximum flood (PMF)*

Article 21 therefore imposes an arbitrary correlation between the consequence level and the check flood to be chosen, regardless of the flood situation that led to this consequence level. For example, under Article 21, if the failure of a dam during a 100-year flood caused a level of consequences judged "considerable" (see above table), the check flood to be used when designing the dam and its spillway would be of the PMF level.

This "bias" introduced by Article 21, was revised in a new Article 23 reworded in 2011:

Article 23: "The check flood for a dam can be lower, without however being lower than the 100-year flood, if it is proven that a failure during such a flood would cause a level of consequences lower than that used for the purposes of the application of the above table."

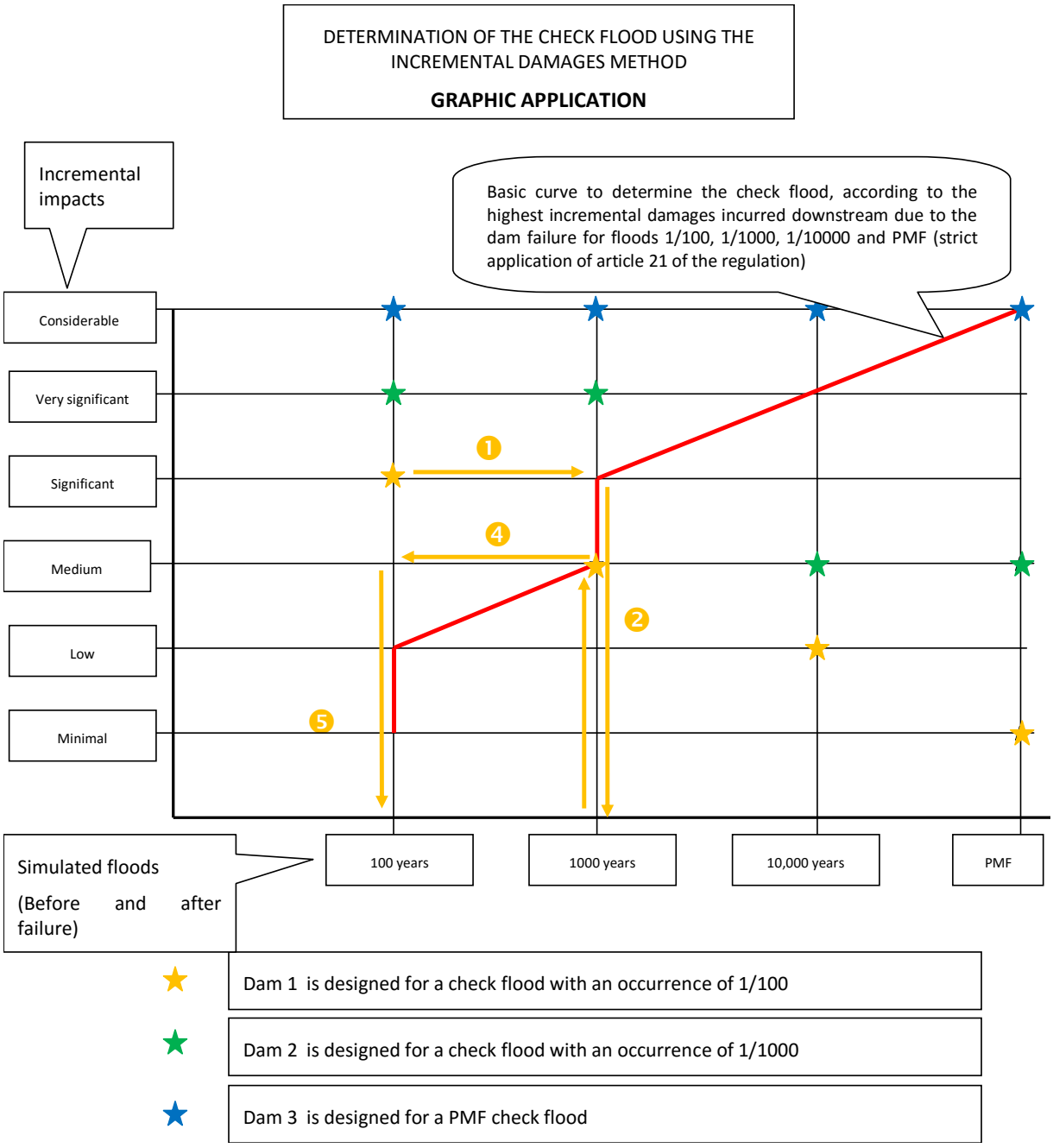
5.6.3 Graphic translation of the determination of the check flood

Here we propose an illustration of the application of Articles 21 and 23 of the Quebec regulation, using three examples. The three dams for which we propose to determine the check flood using the incremental damages method have very different typologies:

- the "blue" dam creates a reservoir with a large volume, and its failure, whatever the situations are at that time, causes great incremental damages downstream;

- the "yellow" dam is a gate-structure dam with a small capacity, and the incremental damages caused by its failure are strongly reduced as the size of the flood increases (since for a gate-structure dam without capacity, the passage of a PMF or its equivalent through the valley is practically not affected by the resistance or failure of the dam);
- the "green" dam is an intermediate case.

For the "yellow" dam, the direct application of Article 21 leads to a check flood with a 1000-year occurrence (arrows 1 and 2). The application of Article 23 corrects this value, since the incremental damages of the dam's failure for this flood lead to damage levels inferior to those caused by the lower flood: in this case the check flood is then the 100-year flood (arrows 3, 4 and 5).



5.6.4 Practical procedure for the method

The methodology to conduct a check flood determination study using incremental damages is as follows:

- reference hydrological and hydraulic calculations: flood flow assessments, discharge capacity of the flood discharge components, breach forms and flows;
- choice of the hypotheses and methods used for the failure scenarios and to determine the resulting flood wave: progressive or instantaneous failure mode, failure criterion at the flood peak or when the crest is reached, etc.;
- development of a numerical hydraulic model of the stream (generally 1D unless there is a proven insufficiency) downstream of the dam and calibration based on the flood high water marks;
- study of the dam failure flood waves propagated on different hydrological scenarios (different return times, typically: 100 years, 500 years, 1000 years, 10,000 years or more);
- study of the same hydrological scenarios (same return period) but this time without dam failure;
- establishment of inundation maps for all of the scenarios studied, with and without dam failure (preferably using a GIS);
- for each hydrological scenario studied: precise delineation of the territory affected by the dam failure (i.e. edge of the territory whose inundation can be exclusively attributed to the incremental hazard due to the failure). For each hydrological scenario studied: identification of the characteristics of this edge of the territory (incremental damage zone) affected by the dam failure (aside from exceptions such as drinking water intakes), in terms of population density and the importance of the infrastructures and services that would be destroyed or heavily damaged; a level of consequences can thus be estimated for each hydrological scenario examined;
- identification, among the hydrological scenarios examined, of the one that causes the highest level of consequences;
- application of Articles 21 and 23 of the Quebec regulation to determine the check flood (see previous diagram).

5.6.5 Applicability of the method in France

The incremental damages method is fundamentally based on conventional principles, dealing generally with the level of risk from which the community wishes to be protected and in particular with the degree of acceptability/refusal of the populations with respect to the industrial risk consecutive to a natural risk. Therefore, for an application in France, it would be appropriate to debate on the following issues:

- the form and kinetics of the breaches;
- the physical determination of the incremental level of inundation attributable to the dam failure alone during a flood episode;
- the type of damages caused by this incremental inundation and their ranking;
- the spillway design rule according to these damages.

5.6.5.1 Form and kinetics of the breaches

The form and kinetics of the breaches or dam failures are determining parameters for the form of the hydrogram of the water released and thus of the rises in the incremental water levels downstream of the dam and their gradients. It would therefore be useful to agree upon shared rules according to the type of structures and the different situations encountered.

In the case of concrete or masonry dams, breaches are in general instantaneous or large, with a width much greater than their height: the resulting flow, very significant for a high dam, can even reach several thousand m^3/s for a structure 15 m high. They do not necessarily constitute a total opening of the dam.

The submersion of a fill dam causes low water velocity at the crest but much higher velocity at the downstream toe where the breach usually starts, progressing towards the crest, and then opening towards the upstream; the opening is at first across a small width, with an initial flow rate (in m^3/s) of roughly $H^{2.5}$ (H in m – dam height in the breach zone) with moderate water velocity (in m/s) of roughly $\sqrt{H}$; the breach may widen rapidly if the fill is not very cohesive and poorly compacted, or fairly slowly with a modern clay fill.

For example, for old dams 25 to 30 m in height (Banquiao in China in 1975, Machu in India in 1979), the flow rate was thus roughly 80,000 m^3/s and breaches opened up across more than 500 meters.

Failures of higher, more modern dams led to flow rates that were relatively lower (Teton in the USA in 1975, 80,000 m^3/s for a height of 80 m – Euclides d'Acuna in Brazil in 1977, 40 m in height, triangular breach).

The flow rate through a breach can be fairly low for modern fill dams, but several breaches may occur if the flood lasts a long time (large watershed).

As an illustration, the hydrograms linked to the dam failure flood wave are represented in Figure 5.6 below for different dam types and with flood volumes close to the stored volume.

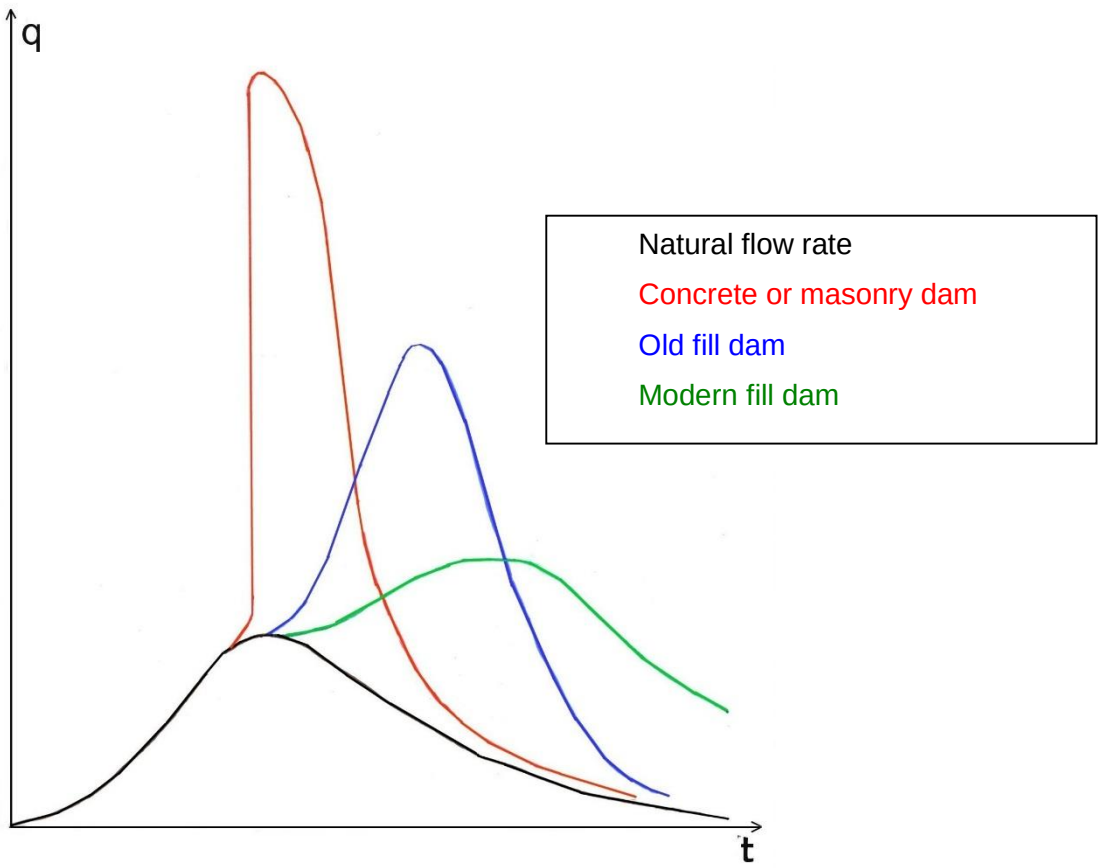


Figure 5.6 – Hydrograms of dam failure flood waves

5.6.5.2 Determination of the increment

The determination of the increment in water height must be discussed. As highlighted in 5.6.2.2, this value has been subject to debate, and the Quebec regulatory text was modified on this point. For its determination, it is undoubtedly appropriate to clearly distinguish between material damages, covered by insurance, and the dangers for third parties. For this last point and although the contexts are by nature very different, it can be referred in particular to the work conducted in the framework of the application of the interministerial circular of 13 July 1999, related to the safety near and downstream of dams in operation, whereby the determination of key parameters such as water level, its rising gradient and current speed have been the subjects of specific studies concerning direct harm to the physical integrity of persons present in riverbeds during water release operations from the dam.

These incremental studies (comparison of flood situations with and without failure) make it possible to precisely define the notion of the dangerousness of a dam, beyond the current criteria summarized by the value of the expression $H^2\sqrt{V}$ differentiating the classes of French dams, and in particular for gate-structure dams, whose reservoir volume is low with respect to considerable flood flow rates.

5.6.5.3 Type of damages caused by this incremental inundation and their ranking

France is a country with a population density much higher than that of Quebec, which is a factor to take into account, although this point can be regionalized. It would therefore be appropriate to adapt Quebec's regulatory terms concerning the "minimal, low, medium, significant, very significant, considerable" consequences to a reference system compatible with the body of regulatory texts, guides or studies that exist in France. A natural link with the dam danger studies, introduced by law in France in the decree 2007-1735 of 11 December 2007, could be established and extended in this respect to all of the dams in classes C and D.

5.6.5.4 A spillway design rule based on these damages

The transformation of the level of incremental damages induced by the failure of a dam during a flood, namely the check flood of this dam and its spillway, is also a complex issue, involving both the societal acceptability of a level of risk and the detailed, complex examination of the combined effects of the causes and consequences of a large flood on the damages, both downstream and upstream of a dam (case of the failure of protection dikes causing flooding themselves, either unforeseen or intentional). Here again, the principles proposed must be examined in relation to other regulatory or recommended measures for the design of other potentially dangerous infrastructures or those concerning the protection structures themselves.

5.6.5.5 Future efforts

The working group recommends launching a reflection on this approach at the French level. In particular, it proposes that feedback on its application, limits, and implementation difficulties in Quebec be collected, in order to examine the feasibility of its application to French structures, and its levels of transposition and adaptation.

Annex 1: Foreign practices

1.

Australia – New South Wales

Reference and date

Dam safety committee guidelines
DSC13: consequence categories for dams
DSC11: acceptable flood capacity for dams

Elements of terminology

Population at Risk (PAR): any person who would be directly exposed to the flood if they took no action to evacuate; itinerant populations are weighted with a probability of presence.
Dam crest flood (DCF): flood that reaches the crest (has replaced the notion of IFF: Imminent Failure Flood, because it seems that IFF was an ambiguous and difficult-to-use concept.

Dam Classification

Population at Risk (PAR) *(Note 7)*	Severity of Damage and Loss			
	Negligible	**Minor**	**Medium**	**Major**
<1	Very Low	Very Low	Low	Significant
1 to 10	**Low** (Notes 1, 4 & 5)	**Low** (Notes 4 & 5)	**Significant** (Note 5)	**High C** (Note 6)
10 to 100	(Note 1)	**Significant** (Notes 2 & 5)	**High C** (Note 6)	**High B** (Note 6)
100 to 1000		(Note 2)	**High A** (Note 6)	**High A** (Note 6)
>1000			(Note 3)	**Extreme**

- Risks are assessed in an incremental manner with respect to the reference situation of a flood generated without dam failure. Nevertheless, total risk is also considered.
- In addition to PAR, an estimation of the number of potential victims is also required.

Design criteria

FLOODS UNDER CONSIDERATION

FCC RATING (i)	FLOOD OR AEP (ii)
Extreme & High A	PMF (reservoir full)
High B	Max AEP (PMP Design Flood or 10^{-6}) (iii)
High C	Max AEP (PMP Design Flood or 10^{-5}) (iii)
Significant	10^{-4}
Low	10^{-3}
Very Low	No requirements (iv)

Freeboard
- To calculate conservatively on a case-by-case basis in order to take into account: settlement and flood uncertainties, particularly for fill dams.
- Fill dams: minimum freeboard 0.3 m to 0.6 m depending on the classification.
- Concrete dam: zero or even sometimes negative freeboard can be accepted.

Taking into account spillway availability

The calculations must take into account the most unfavorable conditions in terms of both reservoir management and structural behavior. The Committee requires a reliability analysis for gated dams in particular.
Initial water level in the reservoir: in some cases, it's worth examining the joint probability between the initial water level in the reservoir and flood flow rates.

Flood calculation methods

cf. Book VI, ARR (Nathan and Weinmann, 1999): “Estimation of Large to Extreme Floods”.
Various
Preliminary sensitivity analysis: The Committee must be warned immediately if DCF has a higher probability than 10^{-4} for Extreme and High A dams and 10^{-3} for High B, High C and Significant dams. In the case of fill dams this means immediate securing.

Brazil

Reference and date
Document from ELETROBRAS/ Comite Brasileiro de Barragens and the main Brazilian hydro operators "Criterios de Projeto Civil de Usinas Hidrelectricas" Oct 2003
Elements of terminology
Maximum reservoir level during a flood = maximum level reached during the passage of the design flood, with the reservoir initially at its Maximum Normal Operating Level. No definition of the Danger level. *Dam design flood*: PMF or flood with a given return period, according to the dam classification and for which the discharge structures are designed.
Dam classification
Class A: Dams H > 30 m whose failure would involve the loss of human lives (permanent dwellings downstream) *Class B*: Dams H < 30 m or reservoir V < 50 hm^3, whose failure would not involve the loss of human lives (no permanent dwellings downstream)
Design criteria
Type of spillway Adoption of an uncontrolled spillway if max. water rising velocity in the reservoir > 2 m/hr At least 2 gates in case of gated spillway *Dam design flood* Class A dams: PMF determined according to World Meteorological Organization procedures (1973) Class B dams: flood with return period of T > 1000 years, defined using a risk analysis *Minimum freeboard above the maximum reservoir level during a flood:* 0.5 m for masonry and concrete dams; 1 m for fill dams *Energy dissipation structures* Preference for ski jump spillways and plunge basins compared with hydraulic jump structures or roller buckets. Pre-design of plunge basins using the Veronese equation with a coefficient depending on the nature of the bottom
Taking into account spillway availability
-
Flood calculation methods
-
Various
Obligation to carry out a "dam failure risk assessment" with formation of a breach (breach size and formation time given) with downstream propagation of the corresponding flood wave. Obligation to prepare an Emergency Action Plan (EAP) based on the analysis of flood wave propagation consequences, indicating: identification of emergencies, preventive actions, warning procedures, communication systems, response methods in case of a power outage or bad weather, equipment and manpower sources for the emergency response. Periodic revision of the EAP according to the level of risk (5 years if high risk, 10 years if low risk).

United States

Reference and date
FEMA Federal Guidelines for Dam Safety Selecting and accommodating Inflow design floods for dams, 1998 (reprinted 2004)
Elements of terminology
Inflow Design Flood (IDF): the flood used to design spillways and determine maximum dam height. IDF ≤ PMF Normal freeboard: crest – NWL Minimum freeboard: crest – level reached for IDF. Intermediate freeboard: crest – intermediate storage level (i.e. for flood mitigation structures)
Dam classification
High hazard dam: failure or a maneuvering error will probably lead to the loss of human lives. The classification must be made according to the most unfavorable failure case.
Design criteria
Flood: PMF A flood below PMF may be accepted if the consequences of a failure are acceptable, which means in general that: - there are no permanent human dwellings, industry, businesses or development projects in the area that would be flooded in case of dam failure; - there are permanent human dwellings but the incremental risk (to persons and goods) is not significant. This is the case for reservoirs with very small storage values. In an initial approach, “non-significant” = “2 feet or less” but this must be justified on a case-by-case basis. In this case, a flood probability analysis and a risk assessment are required. In any case, not less than the 100-year flood. Freeboard Normal freeboard (level = NWL, very high winds) and minimum freeboard (level = MWL, winds reasonably possible in these conditions) must be calculated. Add all that’s required to take into account settlement, earthquakes, gravity impacts, etc.
Taking into account spillway availability
In general, the initial reservoir level = NWL; a lower reservoir level can sometimes be considered. Only equipment with reliability expectations is reputed to be operational during a flood. Reliability depends on structural characteristics and availability, particularly: electricity supply availability (grid, back-up), effects of floating matter, ice jams, accessibility of maneuvering devices and control rooms, condition of roads leading to facilities, availability of personnel on site, etc.
Flood calculation methods
Various
Contrary to practices, no distinction is made between new facilities and old facilities. Cascading failures must be evaluated. A § on the choice between a gated / ungated spillway. Note in particular the following comments: - when the available reaction time is only a few hours, ungated dams are more reliable in particular for structures with high downstream risks; - The ability of gated spillways to rapidly lower the reservoir level can be an advantage for quick emptying operations. A § on service spillways / auxiliary spillways / emergency spillways.

Italy

Reference and date
Article G. Galeati during Spillways conference Law of 1959, “technical rules” from 1982 and the equivalent of a 2004 decree.
Elements of terminology
Net freeboard = crest – MWL – ½ wave – provisions for compaction, etc.: it’s thus a net freeboard simply intended to provide hydrological security.
Dam classification
Design criteria
Flood 1000-year flood. Net minimum freeboard 1 m for masonry and concrete dams; 1.5 to 4 m for fill dams.
Taking into account spillway availability
Availability of gated spillways: according to “technical rules” Fill dam: net freeboard must not be reduced by more than 50% and must remain at least equal to 1 m, if the gates are not maneuverable. Availability of gated spillways: in accordance with the 2004 directive Spillways equipped with automatic gates: 50% reduction in discharge capacity (? *ambiguous text*). Risks of obstruction: Possible blocking if the span is below 10 m or if the air draft above the MWL is lower than 1 m. If blocking is possible, then the calculations must take into account a 50% reduction in spillway discharge capacity.
Flood calculation methods
Various
Bottom outlets (morning glory or similar): it must be proven that there is no saturation for a reservoir level equal to MWL + 2/3 of net freeboard.

Norway

Reference and date

Norwegian Dam Safety Regulation, Water Resources Act, Jan 2010,
New regulations unifying different pre-existing regulations and guidelines and introducing some new elements.

Elements of terminology

-

Dam classification

Five classes:
Class 0: H < 2m and V < 10,000 m^3 or very limited consequences in case of failure
Class 1: low consequences in case of failure (no permanent dwellings)
Class 2: average consequences (1 to 20 permanent dwellings)
Class 3: high consequences (21 to 150 permanent dwellings)
Class 4: very high consequences (more than 150 dwellings threatened in case of failure)

Design criteria

Floods to be taken into account according to classes:

Class	Design flood	Safety check flood
4	Q_{1000}	PMF
3	Q_{1000}	PMF
2	Q_{1000}	PMF or 1.5 Q_{1000}
1	Q_{500}	PMF or 1.5 Q_{500}
0	Q_{200}	not applicable

Project criteria:
Dependent on the class and type of dam. Main criteria:
Class 0, all dam types: design flood passage without overflow;
Concrete dams, classes 1 to 4: design flood passage without overflow; overflow admissible for the check flood, subject to verification of the foundation's erosion resistance.
Fill dams with central core, classes 1 to 3: design flood passage with freeboard calculated for waves + a safety margin of 0.5 m; for the check flood, slight exceeding of the level of the core is admissible with even a small overflow over the crest if the fill is erosion-resistant.
Fill dams, class 4: identical criteria to previous classes plus difference of minimum 6 m between NWL and the crest.

Taking into account spillway availability

For gated spillways: the previous criteria relative to the check flood apply to the design flood situation combined with:
3 unavailable gates if the dam has 7 or more;
2 unavailable gates if the dam has between 4 and 6;
1 unavailable gate if the dam has between 1 and 3.

Risk of obstruction by floating debris to be taken into account if the watershed is densely forested; we then consider 25% obstruction for the design flood situation.

Flood calculation methods

No information on this topic

Various

Quebec

Reference and date

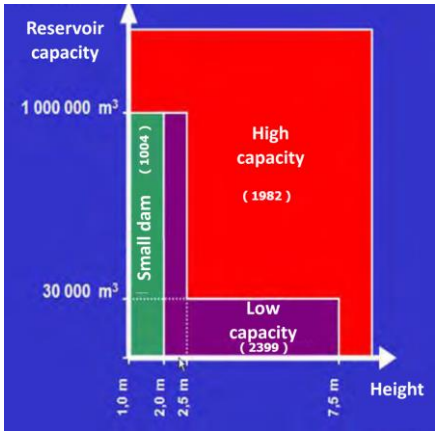
Law on dam safety, 2002, sparked by the floods on the Saguenay River in 1996.
Decree D. 300-2002, 2002, G.O. 2, 2043

Elements of terminology

Check flood: the flood that a dam must withstand in exceptional conditions while demonstrating reliable operation; some damage to the dam and a reduction in safety coefficients are accepted up to the theoretical failure threshold.

Dam classification

High capacity dam



"P" value	Class
P ≥ 120	A
70 ≤ P < 120	B
25 ≤ P < 70	C
P < 25	D

Parameter P encompasses data concerning the dam and the downstream consequences:

Vulnerability

- Dam height
- Dam type
- Reservoir capacity
- type of foundation terrain
- age of dam
- seismic zone
- monitoring reliability
- condition of dam

Consequences

- incremental consequences of a failure

Design criteria

Flood: criteria according to consequences only and not class

Level of consequences	Check flood	population concerned	Infrastructure concerned
Minimum or Low	1 : 100 years	<10	
Medium or high	1 : 1 000 years	10-1000	road, local railway line, AEP intake, company
Very high	1 : 10 000 years or ½ PMF	1000 - 10000	National road, company > 500 employees, industrial park, site with hazardous materials
Considerable	Probable maximum flood (PMF)	>10000	Hospital, industrial complex, important hazardous Materials site

The estimated consequences are incremental (however, the new law no longer mentions a raising weir below which there is no increase in damage due to the failure). The applicable check flood can thus correspond to the smallest flood for which there is no increase in damage linked to the failure but cannot be lower than a 100-year return flood.

Freeboard: 1 m (except if flood = MPF, then no freeboard required).
For new dams, the sealing must extend up to the reservoir level reached during the check flood.

Taking into account spillway availability

-

Flood calculation methods

"Realistic and prudent hypotheses and methods, complying with good practices, must be used to estimate the check flood applicable to the dam and to calculate the dam's capacity to handle it".

Various

United Kingdom

Reference and date

Article A. Hughes during Spillway conference

- Reservoirs Act 1975 and proposals for a new law in 2010/2011 (sparked by the incidents on small dams due to highly intense but very localized storms).
- Guide to Floods and Reservoir Safety, 1978, updated in 1989 and 1996.

Elements of terminology

Dam classification

Reservoirs Act: concerns reservoirs of over 25,000 m^3

Dam Category	Potential effect of Breach	Reservoir Design Flood
A	Endangers lives in a community	PMF yr
B	endangers lives not in a community cause extensive damage	10,000 yr
C	Negligible risk to life and limited damage	1000 yr
D	No loss of life foreseen	150 yr

Category A: community: more than 10 people
Category B: isolated dwelling; damage to main roads or railways
Category C: walking trails for example.

Proposals for change (Pitt report)

- Eliminate or lower (10,000 m^3) the minimum volume criteria
- Three risk categories: High, Significant, Low; the ranking is based on factors combining the probability of failure with its consequences.

Design criteria

Dam category	Potential effect of a dam breach	Initial reservoir condition standard	Reservoir design flood inflow: General	Reservoir design flood inflow: Minimum standard if overtopping is tolerable	Concurrent wind speed and minimum wave surcharge allowance
A	Where a breach could endanger lives in a community	Spilling long-term average inflow	Probable Maximum Flood (PMF)	10,000-year flood	Mean annual maximum hourly wind speed
B	Where a breach (i) could endanger lives not in a community or (ii) could result in extensive damage	Just full (i.e. no spill)	10,000-year flood	1000-year flood	Mean annual maximum hourly wind speed Wave surcharge allowance not less than 0.6 m
C	Where a breach would pose negligible risk to life and cause limited damage	Just full (i.e. no spill)	1000-year flood	150-year flood	Mean annual maximum hourly wind speed Wave surcharge allowance not less than 0.4 m
D	Special cases where no loss of life can be foreseen as a result of a breach and very limited additional flood damage would be caused	Spilling long-term average inflow	150-year flood	Not applicable	Mean annual maximum hourly wind speed Wave surcharge allowance not less than 0.3 m

Taking into account spillway availability

Gated Spillways: at least two gates. If a gate is out of service, the other components must be able to accept the passage of the 150-year flood. If the dam is in category A the gates must be automated.

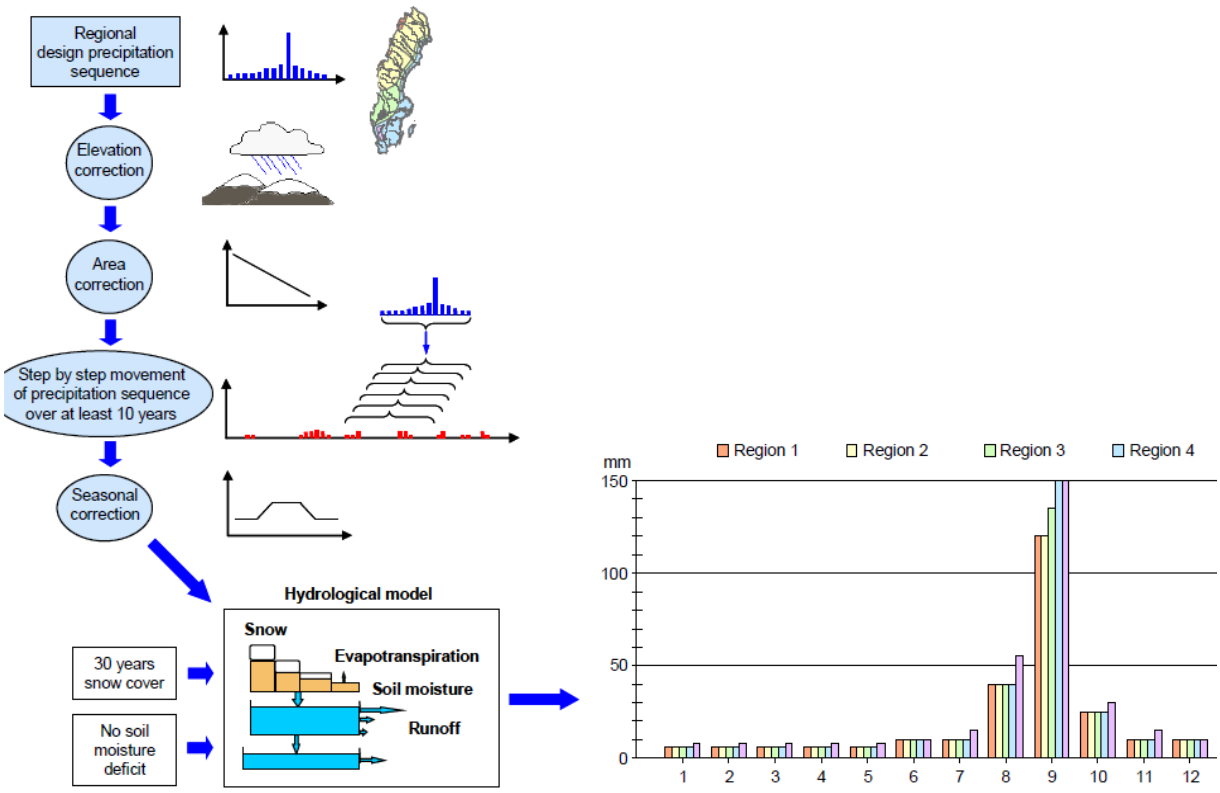
Flood calculation methods

Various

Sweden

Reference and date
Swedish Guidelines for Design Flood Determination for Dams, 2007
Elements de terminology
-
Dam classification
Two categories: I – Non-negligible probability of the loss of human lives or injury OR high probability of considerable economic damage. II – Non-negligible probability of considerable economic damage.
Design criteria
Class I dams: - design flood - freeboard sufficient to handle the wind set-up and waves produced by winds of 20 to 25 m/s Class II dams: - 100-year flood - Cost-benefit analysis to verify whether larger floods should be considered - freeboard sufficient to handle the wind set-up and waves produced by winds of 20 to 25m/s.
Taking into account spillway availability
Not mentioned
Flood calculation methods
The Guide defines the entire flood calculation procedure: <u>Design flood</u> - Sweden is divided into regions and each region has a given reference precipitation (24h) that corresponds approximately to the maximum precipitation measured in that region. - Precipitation is then corrected according to elevation and watershed size, - Snowmelt is taken into account (predefined values), • 100% Runoff This is reputed to lead to at minimum a 10,000-year flood. <u>100-year flood</u> Calculated by adjustment of flow rates measured at the dam.

Various


Regional design precipitation sequence
Elevation correction
Area correction
Step by step movement of precipitation sequence over at least 10 years
Seasonal correction
Hydrological model
Snow
Evapotranspiration
Soil moisture
Runoff
30 years snow cover
No soil moisture deficit
Region 1
Region 2
Region 3
Region 4
mm
150
100
50
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12

Switzerland

Reference and date

Article G. Darbre during the Spillways Conference
Directive from 2008.

Elements of terminology

Design flood: exceptional event with a return period of 1000 years; hydrograph $Q_B(t)$;
Check flood: extreme event; hydrograph $Q_S(t)$.
Danger level: the reservoir level above which dam safety may be compromised due to a lack of stability, incurred damage (such as erosion of the crest and abutments or river bed erosion at the dam toe), aggravated uplift or internal erosion due to the increase in hydrostatic pressure.
Check freeboard: Danger level – Level reached in the design flood

Dam classification

Design criteria

1 – The design flood must be evacuated without causing any damage according to the following criteria:
- Indicative freeboard

Hauteur du barrage	H < 10 m	10 m ≤ H < 40 m	H ≥ 40 m
Barrage en béton	0,50 m	1,00 m	1,00 m
Barrage en remblai avec protection pierreuse amont	1,00 m	2,00 m	3,00 m
	1,00 m	1,50 m	2,50 m

- The gate with the highest discharge capacity is out of service (n-1 rule)
- Powerhouse intakes closed
- The possibility of an obstruction of the discharge components must be examined.

2 – Below the check flood:
- level ≤ danger level
- concrete dams: all gates in operation
- fill dams: n-1 rule
- powerhouse intakes closed.

3 – Specific cases:
- Pump-turbine power stations: combination of natural flows and pump-turbine discharge
- Flood mitigation components: Q_B: full reservoir and outlets out of service; Q_S: low reservoir and outlets out of service
- Mountain structures: reservoirs full of sediment and blocked sluiceways.

Taking into account spillway availability

Initial level: normal water level.
The phenomena accompanying a flood event must also be taken into account: erosion, sedimentation, transport of materials, floating wood and other difficulties such as power outages or blocked access due to extreme weather conditions (thunderstorms, storms).

Flood calculation methods

Design flood:
- rainfall runoff transformation taking into account several downpour scenarios of variable lengths,
- all of the rainfall contributes to the inflows
- Predefined hydrograph forms are given *(ambiguity: it seems that the peak flow is determined independently of this specified form?)*
- Several methods must be used to calculate the floods.

Check flood:
choice 1:
- for existing structures: $Q_S(t) = 1.5 * Q_B(t)$ (flow rate and volume increased by 50%)
- for new structures: $Q_S(t) = 1.5 * Q_B(2/3\ t)$ (flow rate increased by 50% and volume by ~100%)

choice 2:
- Qs = PMP-PMF

Various

Annex 2: Calculation of wave-induced freeboard

1 – Terminology

Freeboard is the difference in height between the reservoir level and the dam crest. This definition warrants two comments:

- It is normally inferred that freeboard is calculated for MWLs and yet, sometimes non-specialists consider that freeboard is above NWL – an obviously awkward mix-up. For this reason, it is now proposed to systematically talk about freeboard for a given state: freeboard for MWL and for NWL. (cf. fig. A2.1). Moreover, we're increasingly seeing used the principle of calculating two freeboards – one for NWL and the other for MWL – followed by the selection of the highest "reservoir + freeboard" level.
- A solution to ensure protection from waves consists in installing a wave wall on the upstream edge of the crest. In this case, freeboard is calculated with respect to the top of the wave wall. (cf. fig. A2.2).

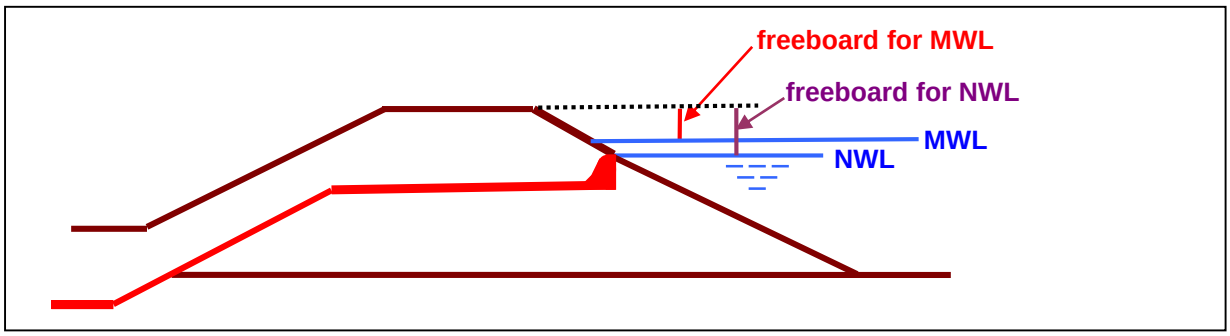


Figure A2.1 – Freeboard for MWL and NWL for a dam not equipped with a wave wall

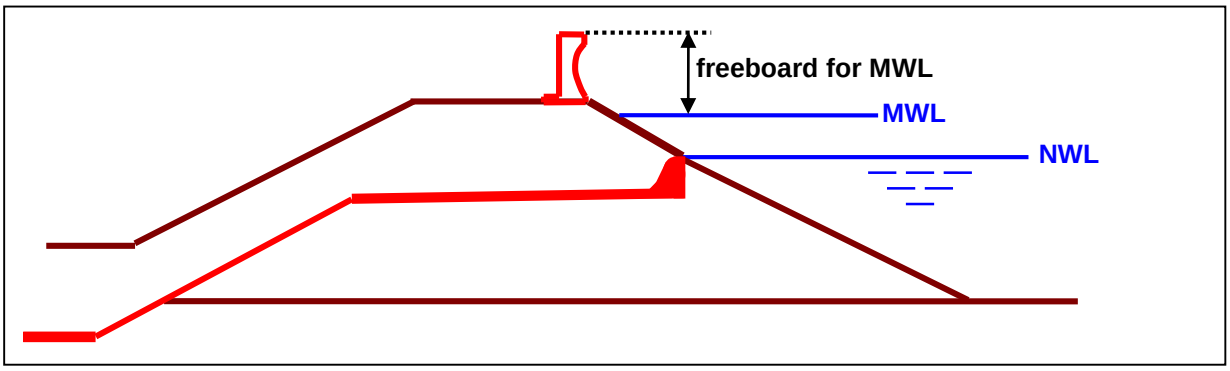


Figure A2.2 – Freeboard for MWL for a dam equipped with a wave wall

2 – Calculation procedure

When the wind blows on a reservoir, after a certain amount of time, it generates waves that can propagate in the direction of the dam. If the wind is blowing toward the dam, the waves formed will break on the face. Depending on the difference in elevation between the reservoir water level in the design wind situation and the crest, a certain percentage of waves may overtop the crest and stream down the downstream face. In the case of a fill dam, this may result in more or less substantial erosion on the crest and the downstream face. A concrete or masonry dam without downstream fill will resist the action of the waves but for reasons linked to operations, it's not appropriate for the crest to be the site of frequent wave run-ups. The

crest must therefore be positioned at an elevation that is sufficient to ensure that only a small percentage of waves will reach it.

Two design situations are generally consider with respect to the wind:

- a wind with a 50-year return period blowing on a reservoir at MWL elevation; this situation generally determines the design, except for a reservoir for which NWL = MWL;
- wind with a return period of 1000 years blowing on a reservoir at NWL elevation.

Freeboard calculation takes place in four different steps for both design situations with respect to the wind (§ 4 to 7).

3 – The wind

When studying the wind, the distinction must be made between:

- a preliminary design approach during which it may be sufficient to use a wind map such as ROSA 2000 (CETMEF, 2001) or NV 65 rules (CSTB, 2009);
- A design approach during which more local data must be obtained from Météo France with wind direction indications.

We saw that freeboard must be calculated in the two following rare combinations: from MWL elevation with a 50-year return-period wind and also from NWL with a 1000-year return-period wind. The indications from ROSA 2000 can be used when there is no wind data for high return periods.

The wind speed for a return period *T* in years is given by:

$$\frac{V_T}{V_{50}} = \sqrt{\frac{1 - 0{,}33.ln\left(-ln\left(1 - 1/T\right)\right)}{2{,}29}}$$ or by table A2.1 as follows:

Return period *T* (years)	Multiplying factor
5	0.81
10	0.87
20	0.93
50	1
100	1.05
200	1.10
500	1.15
1000	1.20
10000	1.33

Tableau A2.1 – Multiplying factor between the 50-year wind speed and T-year wind speed

We note that the wind speed for a return period of 1000 years is equal to 1.2 times the wind speed for a 50 year return period. For example, if the 50-year wind speed is 150 km/h, then the 1000-year wind is 180 km/h.

4 – Estimation of wave height on the reservoir surface

From the wind speed (cf. § 3), we can estimate wave height. Instead of maximum wave height, the focus is on significant height (noted H_s), that is to say the average height of the top third of all the waves in the spectrum.

To calculate wave height, the use of the Smith *et al.* formula (1991) adapted to deep water conditions is recommended:

$$H_S = 0{,}00048 \hat{U}_a \sqrt{F} \qquad (1)$$

H_s designates the significant wave height in m;
F is the length of the fetch[15] of the reservoir in m (cf. fig. A2.3);
$\hat{U}_a$ designates the effective speed of the wind at 10 m of height in m/s, i.e. $\hat{U}_a = U_a . \cos\theta$ with θ being the angle between the wind and wave directions;

$$U_a = U \sqrt{(0{,}75 + 0{,}067 \times U)} \qquad (2)$$

with U being average wind speed over the period considered at 10 m above the water surface for the selected return period. Without information concerning wind direction, we consider $\hat{U}_a = U_a$.

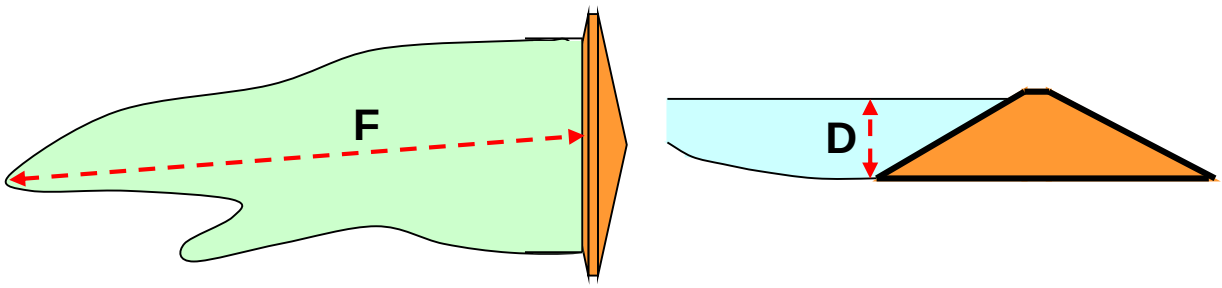


Figure A2.3 – Parameters used to calculate waves for a given project situation

In the case of winds above 120 km/h, this method gives better results than does that of Bretschneider, whose formulas also integrate reservoir depth D (cf. fig. A2.3) and which is proposed in the CFBR publication (1997).

In this formula (2), the wind speed at the water's surface is required. Since the data generally comes from a land-based weather station, it must be corrected to measure the passage of wind over the very smooth water surface (increase by a factor of 1.01 for a 100 m fetch, by 1.06 for a 500 m fetch, by 1.1 for a 1000 m fetch, by 1.2 for a 5000 m fetch and by 1.3 as of 8 km according to Saville *et al.* (1962).

A second wind speed data correction is required to transpose it to the minimum wind duration (t_{min}) required for wave formation (generally for one hour). It's the duration as of which the height of the waves will be limited by the fetch, thus corresponding to maximum wave height. It can be obtained by the application of another formula devised by Smith *et al.*, (1991):

$$t_{min} = 27.F^{0{,}72}.\hat{U}_a^{-0{,}44} \qquad (3)$$

The mean wind speed for one hour (U_{3600}) is linked to the speed $U_{t_{min}}$ corresponding to t_{min} applying the following formula, according to USACE (1984):

If t_{min} < 3600 s, $$\frac{U_{t_{min}}}{U_{3600}} = 1{,}277 + 0{,}296.\tanh\left(0{,}9.\log\frac{45}{t_{min}}\right)$$

[15] A fetch is the distance travelled by the wind over open water.

And if t_{min} > 3600 s $$\frac{U_{t_{\min}}}{U_{3600}} = 1{,}5334 - 0{,}15.\log(t_{\min}) \qquad (4)$$

An iterative calculation makes it possible to determine U_a corresponding to the wind speed measured at ground level for the adequate duration t_{min}[16].

Table A2.2 hereafter indicates significant wave height values for standard cases (water depth *D* and length of fetch *F* in meters), calculated using the Smith method for deep-water cases. They do not depend on the water depth. For *D = 5 m*, the values resulting from the application of Bretschneider and Reid (USACE, 1984) formulas that are valid for shallow water are slightly lower, by maximum 6 % in the examples in the table.

	U	120 km/h		150 km/h		180 km/h	
D (m)↓	F(m)	100	500	100	500	100	500
5		0.27	0.59	0.49	0.98	0.64	1.26
10		0.28	0.61	0.49	1.02	0.64	1.34
15		0.28	0.61	0.49	1.02	0.64	1.34

Tableau A2.2 – Significant wave height (H_s) according to wind speed (U), the length of the reservoir's fetch (F) and depth (D)

5 – Calculation of the design wave

The design wave calculation (indicated as H_d) depends on the percentage of waves in the spectrum allowed to overtop the crest. It is usually expressed as $H_d = K.H_s$, where the coefficient *K* has the following values according to Saville *et al.* (1962):

K	% of waves whose height exceeds H_d
0.75	32%
0.89	20%
1.00	13%
1.07	10%
1.25	5%
1.33	3%
1.58	1%

Tableau A2.3 – Coefficient K used for the calculation of the design wave

The percentage of waves allowed over the structure depends on the resistance of the materials to wave impacts.

The guideline is to accept that 5% of waves run up $(K = 1.25)$ for earth dams, 13% for dams with an upstream rockfill face $(K = 1.0)$ and 30% for gravity or arch dams $(K = 0.75)$. However, the same value as for fill dams $(K = 1.25)$ must be adopted in the following cases:

- Gravity dam built on unconsolidated or erodible ground, which is usually a rare case limited to small dams;
- Gravity dams consolidated with downstream fill;

[16] For the first iteration, we start with $U=U_{3600}$ corrected for the smooth water surface effect; we calculate U_a by (2) then t_{min} by (3). The 2nd iteration consists in recalculating *U* corresponding to t_{min} previously calculated by formula (4) then U_a by (2), then t_{min} corresponding to this new U_a by (3), and so forth. We stop when t_{min} is stabilized and 3 or 4 iterations are normally sufficient. The tables supplied make it possible to avoid these calculations in standard cases.

- gravity or arch dams with a downstream fill platform equipped with monitoring devices or access roads to different important dam components.

The case of run-of-river gate structure dams with low sensitivity to overtopping should be examined on a case-by-case basis.

6 – Determination of run-up height

For the design wave, one estimates the run-up height, expressed as *R*, which is the vertical height difference between the reservoir level and the maximum level reached by the wave run-up on the upstream facing. This height depends on the type of dam (facing slope, material roughness), as illustrated in figure A2.4 below:

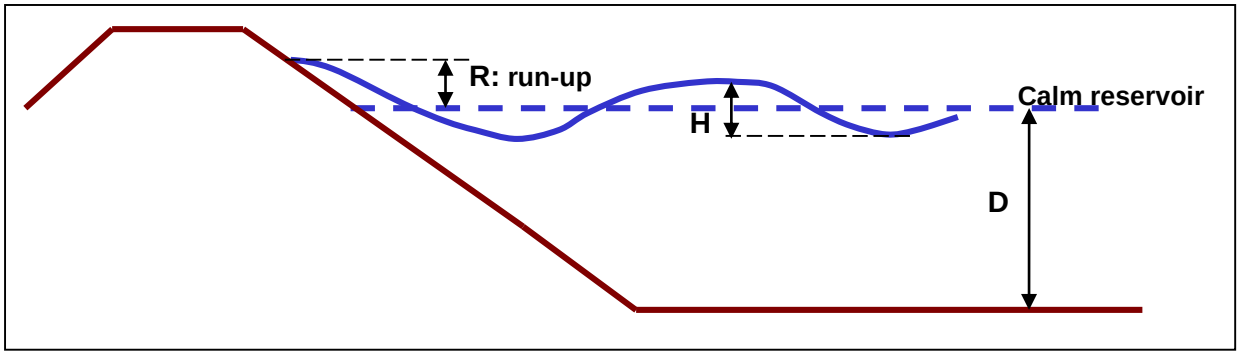


Figure A2.4 – Run-up in the case of a sinusoidal wave (case of wind)

The first case is that of a fill dam with a smooth upstream facing (concrete facing, non-covered geomembrane). The wave's relative run-up (*R/Hd*) is given in table A2.4 and derived from the formula of Saville *et al*. (1962) according to the gradient of the slope and to H_d/L; with *L*, the wave length of the waves, given by:

$L = 1.56.T^2$, is a valid formula if $D > L/2$. *T* is the period of the spectral wave peak and can be estimated using a formula attributed to Smith (1991):

$$T = 0.0716.Ft^{0,28}.\hat{U}_a^{0,44}$$

Gradient of upstream slope ➔	1/3	1/2.5	1/2
$H_d/L = 0.1$	1.15	1.4	1.9
$H_d/L = 0.08$	1.37	1.64	2.0
$H_d/L = 0.07$	1.49	1.73	2.0

Tableau A2.4 – Relative run-up values R/H_d on a smooth face

These results lead to the freeboard values in table A2.5. for $K = 1.25$:

	U➔	120 km/h		150 km/h		180 km/h	
D ↓	*F*➔	100 m	500 m	100 m	500 m	100 m	500 m
5 m		0.53	1.13	0.71	1.48	0.92	1.85
10 m		0.53	1.19	0.71	1.61	0.92	2.06
15 m		0.53	1.19	0.71	1.63	0.92	2.06

Tableau A2.5 – Run-up height R for a smooth upstream face with a 1/3 gradient

The second case is that of a fill dam with a rough upstream face. The waves do not run up as high. Based on publications by the Institution of Civil Engineers (ICE, 1996) and South African

Committee on Large Dams (SACOLD, 1990), the guideline is to take 60% of the freeboard required for a smooth upstream face, leading to the results in table A2.6 built using table A2.5, with $K = 1.25$:

	U➔	120 km/h		150 km/h		180 km/h	
D ↓	*F*➔	100 m	500 m	100 m	500 m	100 m	500 m
5 m		0.32	0.68	0.43	0.89	0.55	1.11
10 m		0.32	0.72	0.43	0.96	0.55	1.23
15 m		0.32	0.72	0.43	0.98	0.55	1.23

Tableau A2.6 – Run-up height R for a rough upstream face with a 1/3 gradient

Regardless of the roughness of the upstream face, for a slope of 1/2.5, the run-up values obtained for a slope of 1/3 must be multiplied by 1.2. For a slope of 1/2, they must be multiplied by 1.4.

The third case is that of a masonry or concrete dam with a vertical or quasi-vertical upstream face. According to ICE (1989), the run-up value is in the range of the wave height in deep water. The values in table A2.2 will thus be used for the characteristic height, associated with a coefficient of 0.75 or 1.25 for the design wave (0.75 for the general case and 1.25 if an unconsolidated downstream section plays an important role for stability or operation).

7 – Determination the level of the dam crest or the wave wall

Once the run-up height has been calculated for the two design situations, the higher of the two levels NWL + R_{NWL} and MWL + R_{MWL} is determined and the crest level (after settling) is set at minimum at this value. As a variant, this level can be reached using a wave wall built against the upstream edge of the crest. In this case, the crest level must be at least equal to the MWL. In other words, the wave wall only protects against waves and does not protect the dam against the design flood. It can act as a parapet wall for staff or vehicle safety if a road is located on the crest. The width of the crest may have to be adapted to the presence of a wave wall in order to ensure a sufficient width for a driving lane. It is recommended that the height of the wave wall never exceed 1.5 m.

We observe that the freeboard required for waves varies widely according to wind conditions, the length of the reservoir, **the gradient of the upstream slope and its roughness**. Simple standard rules cannot be sufficient and calculations are required in all cases. The case of a smooth facing on a fill dam is clearly the most unfavorable.

Annex 3: Some examples of spillway adaptations on existing dams

In the case of existing dams, the passage of floods bigger than the one used for the design may require increased spillway discharge capacity. In many cases, this increase can be obtained by optimizing the weir and/or raising the reservoir level.

In this second case in particular, there is a risk that a spillway may operate in a range not planned for in the design. Nonetheless, spillways were optimized during their construction for MWL in view of an exceptional flood, generally on the basis of scale models for large dams. What may occur beyond this level has *a priori* not been studied from the hydraulic and civil engineering standpoints and these points must be carefully checked.

Reservoir level elevation raises specific problems for each structure and this annex gives some examples. Most of the time, tests on physical models are clearly necessary to upgrade facilities and they must take into account flood ranges right up to an extreme flood.

1 – Uncontrolled spillway on crest

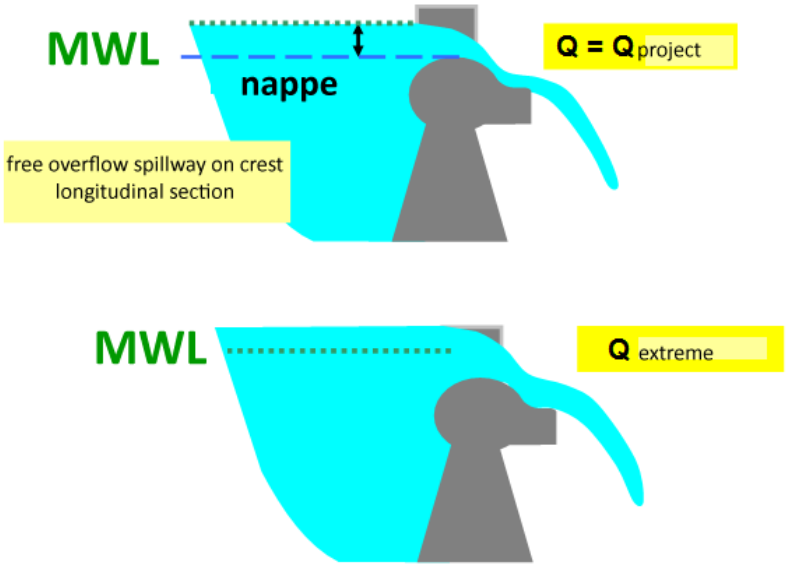


Figure A3.1 – Uncontrolled spillway, extreme flood, upstream-downstream view

For an uncontrolled spillway, the passage from an exceptional flood to an extreme flood does not normally give rise to geometry problems and only the guidewall level must be corrected (cf. fig. A3.1 and A3.2).

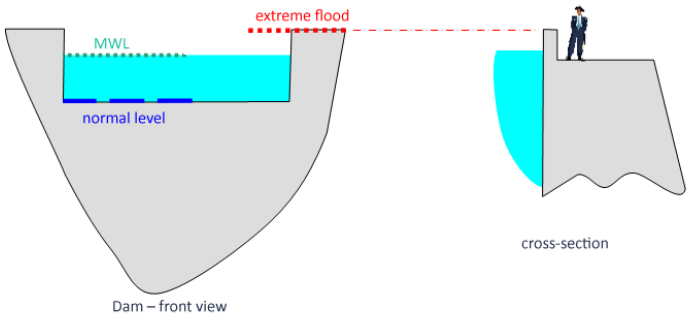


Figure A3.2 – Uncontrolled spillway, extreme flood, front view

Hydraulic problems may appear (underpressure passage of the nappe over the crest for example).

2 – Bridge on crest

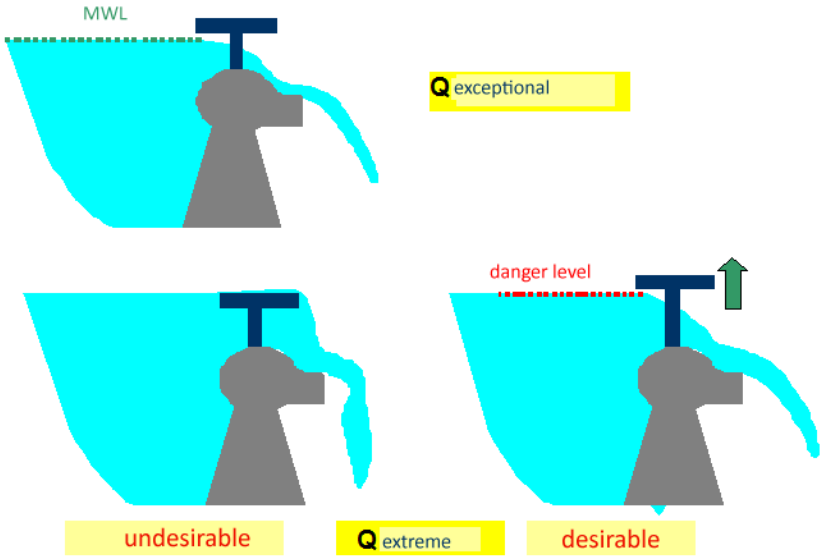


Figure A3.3 – Uncontrolled spillway, extreme flood, with bridge on crest

If a bridge is built over the spillway, it could be swept up in floods higher than the design flood leading to serious consequences: impossibility to reach installations, destruction of the bridge, etc. It must therefore be raised (cf. fig. A3.3).

3 – Free-surface gated spillway on crest

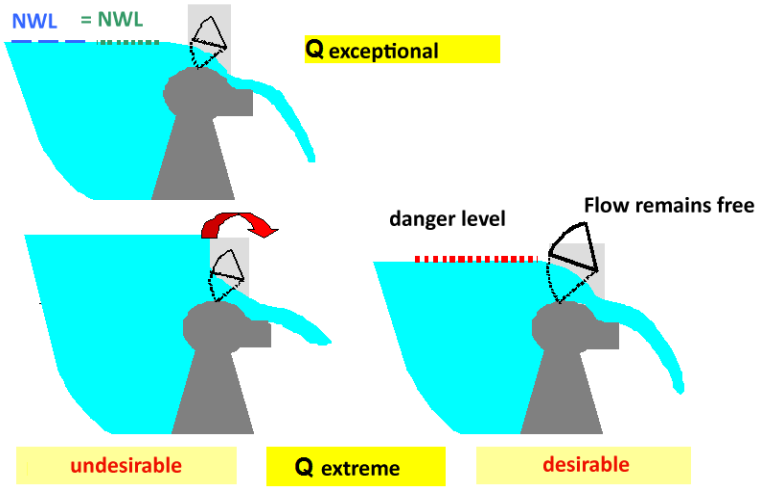


Figure A3.4 – Free-surface gated spillway, extreme flood

For exceptional floods, there is free surface flow on the spillway when the gates are open. For the extreme flood, it may turn into pressure flow with a risk of submerging the superstructures (cf. fig. A3.4).

Returning to a hydraulically desirable solution (cf. fig. A3.4 – right-side diagram) calls into question the civil works, hence another solution must be found: render submersion acceptable, additional spillway, etc.

4 - Gated orifice spillway on crest

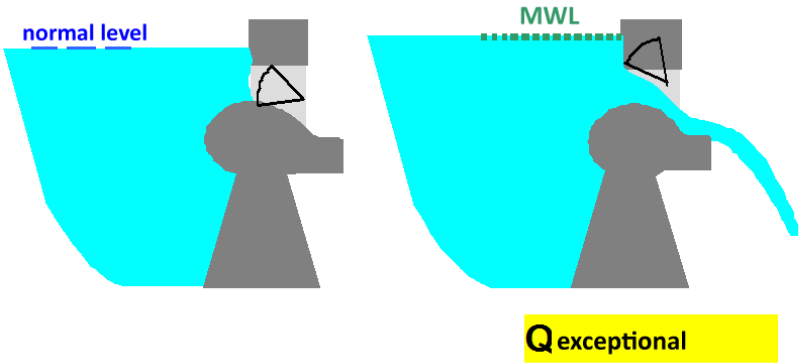


Figure A3.5 – Orifice spillway, exceptional flood

For an exceptional flood, open gate flow remains under pressure, since MWL remains equal to NWL (cf. fig. A3.5).

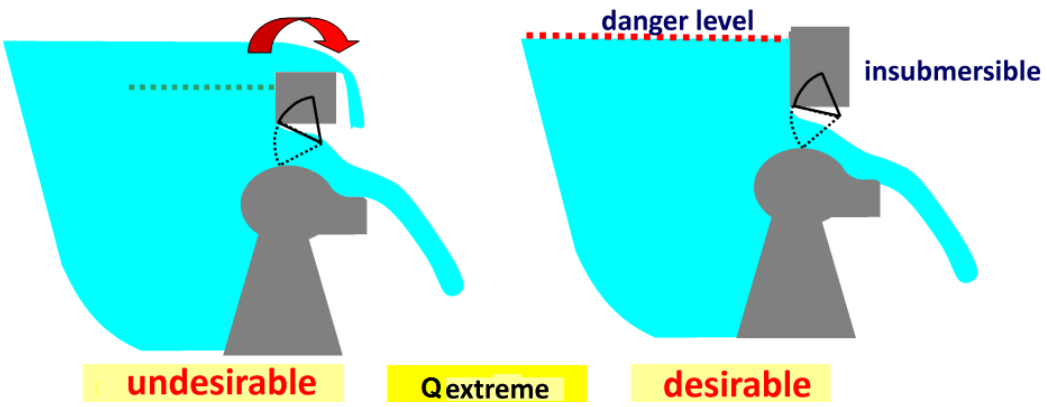


Figure A3.6 – Orifice spillway, extreme flood

For the extreme flood (cf. fig. A3.6), the reservoir level will rise since pressure flow is rather insensitive to an increase in the reservoir water level. The best solution may require a substantial raising of the superstructures, since the thrust on the gates strongly increases.

5 – Appurtenant dam, extreme flood

This was addressed in the guidelines for multiple dams (cf. 4.3.3.3).

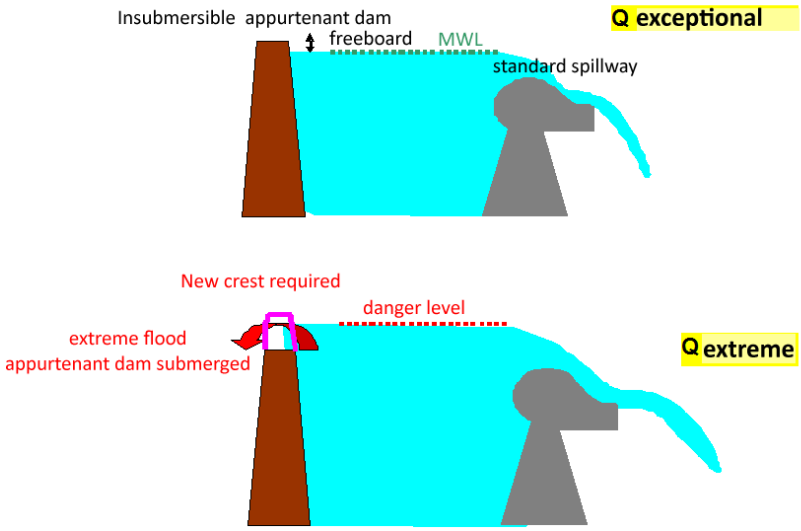


Figure A3.7 – Appurtenant dam, extreme flood

For an exceptional flood, the insubmersible appurtenant dam is set a MWL + freeboard.

For the extreme flood, this dam may become submersible with a risk of failure. It is therefore recommended to raise the level of this dam to the level reached by the extreme flood or even higher (cf. fig. A3.7).

6 – Downstream chute

Downstream chutes are designed for an exceptional flood during the design.

For an extreme flood, some problems may arise, such as:

- lateral overflow;

- possible flow instability;
- overpressure in concave curves (with tension on the concrete);
- overload on the concrete (bucket of the final ski jump);
- immersion of the previously non-immersed bucket;
- etc.

Annex 4: Bibliography

Regulations – Guidelines:

- **Australia –** Australian dam safety committee guidelines DSC 13 and DSC 11;
- **Badin B., Chatenoux O., Cochet P., Foucault C., Sabaton A.** – Risques liés aux équipements hydromécaniques des ouvrages évacuateurs de crues des barrages – 23rd ICOLD conference, Q.91, R.37 – 2009;
- **Bister D., coordinateur** – Recommandations pratiques pour améliorer la sécurité des barrages en crue. *Practical guidelines for improvement of dam safety during floods* – FCOLD, Revue Barrages et Réservoirs n°8 – 1998;
- **Bister D., Lempérière F., Le Delliou P., Marchesini P.** – Évaluation et amélioration de la sécurité vis-à-vis des crues – 18th ICOLD conference, Q.68, R.41 – 1994;
- **Brazil** – Criterios de projeto civil de usinas hidrelectricas – October 2003;
- **Bureau d'Étude Technique et de Contrôle des Grands Barrages (BETCGB)** – Ministère de l'Économie, des Finances et de l'Industrie – Guide pour le contrôle des barrages en exploitation – 2002;
- **Centre d'Études Techniques Maritimes Et Fluviales (CETMEF)** – ROSA 2000 – Recommandations pour le calcul aux états limites des ouvrages en site aquatique – 2001; presses ENPC; http://www.cetmef.developpement-durable.gouv.fr/rosa-2000-application-des-r54.html
- **Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR)** – Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai – Provisional guidelines – 2010;
- **Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR)** – Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids – 2012;
- **French Committee on Large Dams (FCOLD)** – Petits Barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi – Cemagref édition – 1997; http://www.barrages-cfbr.eu
- **French Committee on Large Dams (FCOLD)** – Barrages et Réservoirs n°8 – Recommandations pratiques pour améliorer la sécurité des barrages en crue – 1998;
- **Décret 2007-1735** du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques;
- **Électricité de France** – Document interne EDF-DPIH – Barrages équipés de vannes d'évacuation des crues: conception, exploitation et maintenance des organes de crue, de leurs commandes et des automatismes associés – 2009;
- **Eurocode 1** – Basis for Calculation and actions on structures – 2003 & later (see http://www.afnor.org/profils/activite/construction/les-eurocodes/les-eurocodes)
- **Eurocode 1**: actions on structures - Part 1-4: general actions - Actions of the wind (NF EN 1991-1-4 November 2005)
- **Ginocchio R.** – L'énergie hydraulique – Eyrolles – 1978;

- **Italy** – Italian law of 1959;
- **Italy** – “Technical rules of 1982”;
- **Italy** – Decree of 2004;
- **Naudascher E.** – Hydrodynamic forces – Design manual – 1991;
- **Norway** – Norwegian dam safety regulation – Water resources act – January 2010;
- **Quebec** – Loi sur la sécurité des barrages – 2002;
- **Quebec** – Décret D. 300-2002, 2002, G.O 2, 2043;
- **United Kingdom** – United Kingdom reservoirs act – 1975;
- **United Kingdom** – United Kingdom – Floods and reservoir safety Guide – 1978 (1989 and 1996 updates);
- **Service Technique Central des Ports Maritimes et Voies Navigables (STCPMVN)** – Notice STC QC N°93.01 – Programme LUBAQUA 1993;
- **Sweden –** Swedish guidelines for design flood determination for dams – 2007;
- **Switzerland –** Swiss Directive of 2008;
- **USA –** Federal Emergency Management Agency (FEMA) – Federal guidelines for dam safety – Selecting and accommodating inflow design floods for dams – 1998 (reprinted 2004);
- **US Bureau of Reclamation** – Design of small dams – US Government printing office, third edition – 1987;
- **Varlet H.** – Usines de retenue – Usines de plaine – Eyrolles – 1962;

Design mechanical elements:

- **DIN19.704 1,2 et 3** – Basis of calculation for the design of steel hydraulic structures – 1998;
- **Eurocode 3** – Part 1.1 – Design of steel structures – 2005 and later;
- **The European Materials Handling Federation (FEM)** – Rules of the design of lifting apparatuses – revised 3rd edition – 1998;
- **European Parliament** and Council of 22 June 1998 – Directive 98/37/EC, The approximation of the laws of member states relating to machinery – 1998;

Hydrology:

- **Arnaud P., Lavabre J.** – La modélisation stochastique des pluies horaires et leur transformation en débits pour la prédétermination des crues – Revue des Sciences de l'Eau 13/4 – 2000;

- **Arnaud P., Lavabre J.** – Coupled rainfall model and discharge model for flood frequency estimation – Water Resources Research – vol. 38, n°6 – 2002;

- **Benito, G. , Lang, M., Barriendos, M., Llasat, M.C., Frances, F., Ouarda, T., Thorndycraft, V., Enzel Y., Bardossy A., Coeur, D., Bobee, B.** – Use of Systematic, Paleoflood and Historical data for the improvement of flood risk estimation – Review of scientific methods – Natural Hazard, Special number ”Strategies and Applications in Natural Hazard Research using Historical Data” – Edited by T. Glade & M. Lang, Kluwer Academic Publishers – 2004;

- **Bowles D. S.** – Risk perception and acceptance criteria: with applications to dams – Risk Management In Civil Engineering Advanced Course – 17-21 November 2008;

- **Carvajal C., Peyras L., Arnaud P., Boissier D., Royet P.** – Probabilistic Modelling of Flood Water Level for Dam Reservoirs - ASCE Journal of Hydrologic Engineering – Vol. 14 Issue 3 – 2009;

- **Cayla O.** – Synthèse régionale pluviométrique en région montagneuse – Lausanne Hydrology in Mountainous Regions Symposium – *IAHS Publ. n°193* – 1990;

- **Cayla O.** – Probabilistic calculation of design floods: SPEED – San Francisco International Symposium on Engineering Hydrology – American Society of Civil Engineers – 1995;

- **Cernesson F., Lavabre J., Masson J.M.** – Stochastic model for generating hourly hyetographs – Atmospheric Research – vol. 42 n°1-4 – 1996;

- **Champion M.** – Les inondations en France du VIème siècle au XIXème siècle – Éditions Quae – réédition 2002 (cédérom);

- **Chave S.** – Pertinence de la cartographie hydrogéomorphologique dans l’approche des inondations rares à exceptionnelles: exemples de sept bassins fluviaux dans les Corbières et le Minervois – Géomorphologie: relief, processus, environnement n°4 – 2002;

- **Coles S. –** An Introduction to Statistical Modeling of Extreme Values – Springer Series in Statistics –Springer-Verlag – 2001;

- **French Committee on Large Dams (FCOLD)** – Design floods for dams: the Gradex method – 18th ICOLD Conference – Bulletin n°2 of the French Committee on Large Dams – 1994;

- **International Committee on Large Dams (ICOLD)** – Selection of Design Flood – Current methods – Bulletin 82 – 1992;

- **Dalrymple T.** – Flood frequency analysis – U.S. Geol. Surv. Water Supply Pap. – 1543A – 1960;

- **Delgado J .L.** – Estimation des crues de référence par approche géomorphologique – La Houille Blanche N°5 – 2006;

- **Deroo L., de Bonviller A.** – Prise en compte de l’incertitude pour le calcul des crues extrêmes – 22nd ICOLD Conference – 2006;

- **Diame S.-H., Srae** – Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants – Fascicule 2: la méthode Socose – Information Technique du CTGREF n°8-2 and fascicule 3: la méthode Crupedix – 1980-1982;

- **Duband D., Michel C., Garros H., Astier J.** – Evaluation of extreme floods and design floods using the Gradex Method – 16th ICOLD Conference – 1988;

- **Esposito C.** – Crues de septembre 2002 sur le bassin versant du Gardon: étude comparative entre les limites de la cartographie hydrogéomorphologique et le relevé de la zone inondée – Mémoire de DEA de géomorphologie – Université de Provence Aix-Marseille I – 2003;

- **Galéa G., Prudhomme C.** – Modèles Débit-durée-Fréquence et conceptualisation d'un hydrogramme de crue synthétique: validation sur le BVRE de Draix – Hydrologie Continentale n°9 – 1994;

- **Garavaglia F.** – Méthode SCHADEX de prédétermination des crues extrêmes. Méthodologie, applications, études de sensibilité – Thèse Université de Grenoble TUE – 2011;

- **Garçon R., Bossard E., Lang M., Le Clerc S.** – Revisiter la notion de scénario hydrologique de référence pour la caractérisation du risque d'inondation – Rapport commun EDF/DTG-Cemagref pour le compte du ministère de l'Écologie et du Développement Durable – Programme risque inondation RIO 1 – 2002;

- **Garros Berthet H.** – Preliminary PMP and PMF Computation using Bounded Distribution – ICOLD Symposium – 1995;

- **Garros Berthet H.** – Station-year and Lombardi's approaches: Tools for estimation of design floods – Barcelona Symposium on Dam Safety – 1998;

- **Garry G., Masson M., Ballais J.L.** – Cartographie des zones inondables: approche hydrogéomorphologique – Ministère de l'Équipement et Ministère de l'Environnement – Les éditions Ville et Territoires – 1996;

- **Guillot P., Duband D.** – La méthode du Gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies – International Conference on Floods and their Evaluation – Leningrad – IASH – 1967;

- **Hershfield D.M.** – Estimating the Probable Maximum Precipitation – ASCE Journal of the Hydraulics Division – HYS – 1961;

- **Hosking J.R.M., Wallis J.R.** – Regional Frequency Analysis – Cambridge University Press – 1997a;

- **Hosking, J.R.M., Wallis J.R. –** Regional Frequency Analysis: an approach based on L-Moments – Cambridge University Press – 1997b;

- **House K.P., Webb R.H., Baker V.R., Levish D.R.** – Ancient Floods, Modern Hazards: Principles and Applications of Paleoflood Hydrology – Water science and Application vol. 5 AGU – 2002;

- **Javelle P.** – Caractérisation du régime des crues: le modèle débit-durée-fréquence convergent. Approche locale et régionale – Doctoral thesis – Institut national polytechnique de Grenoble – 2001;

- **Lambert R., Gholami M., Prunet C.** – Méthodologie pour une cartographie informative des zones inondables en région Midi-Pyrénées – 1995;

- **Lang M., Lavabre J., coord., Sauquet E., Renard B., contrib.** – Estimation de la crue centennale pour les plans de prévention des risques d'inondations – Éditions Quae, Collection Update Sciences & Technologies – ISBN 978-2-7592-0067-2 – 2007;

- **Lavabre J., Arnaud P., Royet P., Fine J.A., Delichère S., Fang Z.X, Foussard F.** – Crues de projet ou cotes de projet ? Exemple des barrages écrêteurs de crue du département du Gard – Colloque CFBR-SHF – 2009;

- **Le Clerc S.** – Revisiter la notion de scénario hydrologique de référence pour la caractérisation des conséquences des crues – Doctoral thesis – Université J. Fourier Grenoble, Cemagref Lyon – 2004;

- **Lombardi G.** – Analyse fréquentielle des crues – Distributions bornées – 16th ICOLD Conference, Q.63 – R.17 – 1988;

- **Margoum M., Oberlin G., Lang M., Weingartner R.** – Estimation des crues rares et extrêmes: principes du modèle Agregee – Hydrologie Continentale vol.9 – 1994;

- **Miquel J.** – Guide pratique d'estimation des probabilités de crue – Eyrolles – 1984;

- **Mulvaney T.J.** – On the use of self-registering rain and flood gauges in making observation of the relation of rainfall and flood discharges in a given catchment – Proceedings of the Civil Engineers n°4 – 1851;

- **Naulet R., Lang M., Ouarda T., Coeur D., Bobée B., Recking A., Moussay D.** – Flood frequency analysis on the Ardèche river using French documentary sources from the last two centuries – Journal of Hydrology 313(1-2) – 2005;

- **Neppel L., Renard B., Lang M., Ayral P.A., Coeur D., Gaume E., Jacob N., Payrastre O., Pobanz K., Vinet F.** – Flood frequency analysis using historical data: accounting for random and systematic errors – Hydrological Science Journal 55:2 – 2010;

- **World Meteorological Organization** – Hydrological Practices Guide. Data acquisition and processing, analyses, forecasts and other applications – OMM-N°168 – 1994;

- **Paquet E., Gailhard J., Garçon R.** – Évolution de la méthode du Gradex: approche par type de temps et modélisation hydrologique – La Houille Blanche n°5 – 2006;

- **Parent E., Bernier J.** – Bayesian POT modeling for historical data – Journal of Hydrology 274 – 2003;

- **Prunet C.** – Géographie des zones inondables de la Dordogne Moyenne – Thèse de doctorat de Géographie-Aménagement – Université Toulouse le Mirail – 1998;

- **Ribatet M., Sauquet E., Grésillon J.M., Ouarda T.B.M.J.** – A regional Bayesian POT model for flood frequency analysis – Stochastic Environmental Research and Risk Assessment 21(4) – 2006;

- **Roche M.** – Hydrologie de surface – Orstom – Ed. Gauthier-Villars – 1963;

- **Sheffer N. A., Enzel Y., Benito G., Grodek T., Poart N., Lang M., Naulet R., Cœur D.** – Paleofloods and historical floods of the Ardèche river, France – Water Resources Research 39 (12) – 2003a;

- **Sheffer N. A., Enzel Y., Waldmann N., Grodek T.** – Claim on largest flood on record proves false – EOS Transactions, American Geophysical session, (84), 12 – 2003b;

- **Sherman** – Streamflow from rainfall by unit-graph method – Eng. News Record, 108 – 1932;
- **Soil Conservation Service** – National Engineering Handbook Section 4, Hydrology – US Department of Agriculture – 1972;
- **Soil Conservation Service** – Curve number (SCS-CN) methodology – Kluwer academic publishers – 2003;
- **St-Hilaire A., Ouarda T.B.M.J., Lachance M., Bobee B., Barbet M., Bruneau P.** – La régionalisation des précipitations: une revue bibliographique des développements récents – Rev. Sci. Eau 16 (1) – 2003;
- **Ven Te Chow** – Handbook of applied hydrology –Section 20 – Hydrology of Agricultural Lands – MacGraw-Hill – 1964;
- **Vidal J.J.** – Cartographie informative des zones inondables en Midi-Pyrénées. Une démarche à l'échelle de la région – Colloque national sur les risques naturels, Cemagref Grenoble – 2000;
- **World Meteorological Organization** – Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation – Operational Hydrology Report n°1, WMO 332, second edition – 1986.

Hydraulics:

- **Carlier M.** – Hydraulique générale et appliquée – Eyrolles – 1986;
- **Chanson H.** – The hydraulics of stepped chutes and spillways – Taylor & Francis – 2002;
- **Degoutte G.** – Diagnostic, aménagement et gestion des rivières: hydraulique et morphologie fluviales appliquées – Éditions Tec & Doc Lavoisier, deuxième édition revue et augmentée – 2012;
- **Graf W., Altinakar M.** – Hydraulique fluviale, tome 1: écoulement permanent uniforme et non uniforme – Presses polytechniques et universitaires romandes – 1993;
- **Graf W., Altinakar M.** – Hydraulique fluviale, tome 2: écoulement non permanent et phénomène de transport – Presses polytechniques et universitaires romandes – 1993;
- **Idel'cik I.E.** – Mémento des pertes de charge – coefficients de pertes de charge singulières et de pertes de charge par frottement – Eyrolles – 1999;
- **Lencastre A.** – Hydraulique générale – Eyrolles – 1996;
- **Post G., Chervier L., Frey J.-P., Rueff, Meilland, Maurin, Ho-Ta-Khanh** – Quelques problèmes particuliers posés par les déversoirs à grande capacité: tapis de protection, dissipation d'énergie par déflecteurs et aération et cavitation produite par les écoulements à grande vitesse – 13th ICOLD Conference, Q.50, R.38 – 1979;
- **Sinniger R., Hager W.** – Constructions hydrauliques – Écoulements stationnaires – Presses polytechniques romandes – 1989;
- **Ulrich T.** – Stability of Rock Protection on Slopes – *Stabilité des protections en enrochements sur les pentes* – Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113 n°7 – 1987;

- **US Army Corps of Engineers** – Hydraulic design of spillways – Engineer Manual 1110-2-1603;
- **Ven Te Chow** – Open-channels hydraulics – MacGraw-Hill – 1959.

Inflatable rubber structure, Fusegates:

- **Degoutte G., Royet P., Alonso E.** – Seuil souples – Utilisations en rivière et sur les barrages – Informations techniques du Cemagref n°85, note 2 – 1992;
- **Kennedy D.** – Inflatable storage – International Water Power & Dam Construction – 2004;
- **Royet P., Degoutte G.** – Hausses fusibles sur les déversoirs de barrages – Informations techniques du Cemagref n°85, note 1 – 1992.

Accidentology:

- **HYDRO** – 2009 – Lyon;
- **Diacon A., Stematiu D., Mircea N.** – An analysis of the Belci dam failure – Water Power & Dam Construction – 1992.

Wind:

- **Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB)** – Règles NV 65: règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes – DTU P06-002 – AFNOR – 2009;
- **International Committee on Large Dams (ICOLD)** – Fill dams, Protection of upstream slope – bulletin n°91 – 1993;
- **Institution of Civil Engineers (ICE)** – Floods and reservoir Safety – third edition – Thomas Telford Publications – 1989;
- **Naaim M., Degoutte G., Delorme F.** – Les vagues dans les retenues d'altitudes: analyse et méthodes pour la prévention – Sciences Eaux & Territoires n°02 – 2010; http://www.set-revue.fr/sites/default/files/archives/set_02_article_10_0.pdf
- **Saville T., McClendon E., Cochran A.** – Freeboard Allowances for Waves in Inland Reservoirs – Journal of the Waterways and Harbours Division, ASCE – 1962;
- **Smith, J.** – Wind Wave Generation on Restricted Fetches – Coastal Engineering Research Center, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS – 1991;
- **South African Committee On Large Dams (SACOLD)** – Interim guidelines on Freeboard for dams, Safety evaluation of dams – 1990;
- **US Army Corps of Engineers** – Shore protection manual – Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS – 1984.

comité français des **barrages** *et* **réservoirs**

Le comité français des **barrages** *et* **réservoirs** *(CFBR)est une association scientifique et technique créée en 1926. Il constitue la branche française de la commission internationale des grands barrages (CIGB).*

L'association a pour objet de provoquer des progrès dans la **conception**, *la* **construction**, *l'***entretien** *et les* **méthodes d'exploitation** *des barrages, des réservoirs et des digues, en rassemblant la documentation, en étudiant les questions qui s'y rapportent, notamment d'ordre technique, économique, sociétal et écologique, et en contribuant à la diffusion des connaissances.*

Le CFBR comprend des représentants des **administrations**, *des* **maîtres d'ouvrages**, *des* **ingénieurs-conseils**, *des* **entrepreneurs**, *des* **experts individuels**, *des* **chercheurs** *et des* **enseignants**, *tous désignés en raison de leur compétence.*

Au niveau national, le CFBR organise principalement des **colloques techniques** *réguliers, anime plusieurs* **groupes de travail** *nationaux et propose une* **journée de visite annuelle pour les étudiants** *d'écoles d'ingénieurs.*

Au niveau international, le CFBR participe activement aux travaux de la CIGB, et notamment à la rédaction des **bulletins des comités techniques** *qui constituent la référence internationale dans la profession. Le CFBR présente également des* **rapports et communications** *lors des Assemblées Générales et des Congrès.*

ISBN : 979-10-96371-00-6

9 791096 371006

comité français des **barrages** *et* **réservoirs**
Savoie Technolac
73373 Le Bourget du Lac Cedex
Tél. : 04.79.60.64.45 - http://www.barrages-cfbr.eu

Cfbr
comité français
des **barrages**
et **réservoirs**