



Etude des interactions barrages filtrants / transport de flottants et risque de relargage - étude expérimentale des ouvrages rigides

Guillaume Piton, Lise Marchal, Stéphane Lambert

► To cite this version:

Guillaume Piton, Lise Marchal, Stéphane Lambert. Etude des interactions barrages filtrants / transport de flottants et risque de relargage - étude expérimentale des ouvrages rigides. [Rapport de recherche] IRSTEA Grenoble; DGPR (Direction Générale de la Prévention des Risques - Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire). 2019. hal-02515247

HAL Id: hal-02515247

<https://hal.science/hal-02515247>

Submitted on 6 Apr 2020

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



Distributed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

Etude des interactions barrages filtrants / transport de flottants et risque de relargage

ETUDE EXPERIMENTALE DES OUVRAGES RIGIDES



14 Décembre 2019

GUILLAUME PITON, LISE

MARCHAL, STEPHANE LAMBERT

IRSTEA, CENTRE DE GRENOBLE, UR ETNA

2 rue de la papeterie

38402, Saint-Martin-d'Hères



Institut national
de recherche en sciences
et technologies
pour l'environnement

Citation : Piton G.; Marchal L. & Lambert, S. (2019) "Etude des Interactions Barrages Filtrants / Transport de Flottants et Risque de Relargage - Etude Expérimentale des Ouvrages Rigides" . [Rapport de recherche] IRSTEA Grenoble; DGPR (Direction Générale de la Prévention des Risques - Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire). Convention DGPR - IRSTEA 2019 - Action FILTOR, 61 p. ([hal-02515247](https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-02515247))

Tableau 1 : Suivi des versions

VERSION	DATE D'ÉDITION	REMARQUES	RÉDIGÉ PAR	CONTRÔLÉ PAR
0.1	AOÛT 2019	PREMIÈRE ÉDITION DU CHAPITRE 3	L. MARCHAL	G. PITON
0.2	14 DECEMBRE 2019	PREMIERE EDITION COMPLETE	G. PITON	S. LAMBERT

L'ensemble des expériences menés dans sur les ouvrages rigides ont bénéficiés de l'aide du Prof. Toshiyuki HORIGUCHI de la National Defense Academy du Japon. Les auteurs lui sont très reconnaissants de cette aide.

Hervé BELLOT, Christian EYMOND GRIS, Firmin FONTAINE et Muhammad Badar MUNIR, Frédéric OUSSET ont aussi été d'une précieuse assistance dans la préparation du dispositif expérimental, son asservissement et son instrumentation. Qu'ils en soient vivement remerciés.

Synthèse non technique

Les barrages filtrants sont des ouvrages qui équipent plusieurs centaines de torrents en France (Figure 1). Ces ouvrages sont usuellement localisés à l'aval d'un bassin dédié au contrôle du transport solide, aussi appelé plage de dépôt. Ces ouvrages sont principalement dédiés au contrôle du transport des graviers et des laves torrentielles pendant les crues torrentielles. L'expérience montre que de plus ou moins grandes quantités de flottants peuvent également être transportés dans ces cours d'eau. Ces éléments peuvent avoir des conséquences importantes sur le fonctionnement des barrages filtrants (Figure 1) et sur les dysfonctionnements du chenal situé en aval : obstruction de ponts, perturbations d'ouvrages hydrauliques. La Figure 1 présente des exemples de barrages obstrués par des embâcles. En cas de surverse significative par-dessus le barrage, ces flottants pourraient être relargués à l'aval et ainsi créer un sur-risque pour les biens et les personnes situés à l'aval.

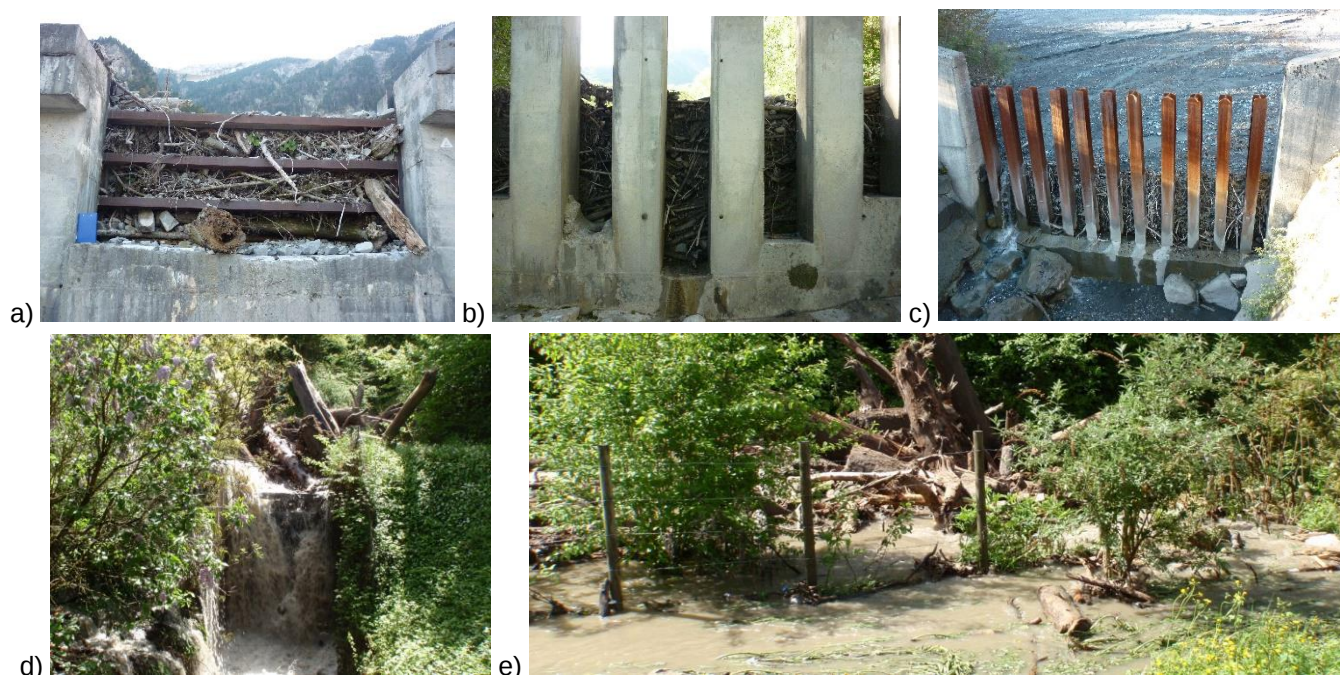


Figure 1. Exemple d'embâcles obstruant les barrages filtrants fermant les plages de dépôt : a) du torrent des Fraches à Chichilianne (Isère) ; b) du torrent du Lavanchon à St-Paul-de-Varces (Isère) ; c) du torrent du Nant Bordon à Passy (Haute-Savoie) (Photos © G. Piton) et sur le torrent du Nant Bruyant (Savoie) : d) vue d'aval et e) vue d'amont en rive droite. Noter les flottants en position verticale qui dépassent largement le niveau de la crête du barrage (Photos © D. Waszak ONF-RTM 73)

Une synthèse de la littérature a permis de montrer que les effets des flottants au niveau des barrages filtrants sont mal connus. Des expérimentations ont donc été réalisées en laboratoire sur un canal expérimental dans le but de mieux comprendre ces phénomènes en particulier vis-à-vis de deux points :

- Dans quelle mesure les hauteurs d'écoulement augmentent dans les ouvrages obstrués par des flottants ?
- Dans quelles conditions les flottants peuvent-ils être relargués en masse en aval d'un ouvrage ?

Quatre types de barrages ont été testés : le barrage plein, le barrage à pertuis, le barrage à fente et le barrage à dents (type japonais "SABO dam"). Sur chaque barrage, plus de quinze essais ont été réalisés avec des mélanges de flottants différents (distribution de tailles variables, présence ou absence de matériaux flottants fins, volume total variable).

Les essais ont permis de montrer que les hauteurs d'écoulement pouvaient augmenter dans des gammes variables selon les ouvrages : 5% - 40% sur les barrages pleins, 50% - 100% sur les barrages peignes. Les relargages en aval des barrages sont par ailleurs souvent observés pour des hauteurs de surverse supérieures à 3 – 5 fois le diamètre des flottants. La forme et le développement plus ou moins marqué de la partie submergée de l'embâcle (par opposition à la partie flottante de l'accumulation) influence à la fois les pertes de charge et les conditions de relargage en aval. Un nouveau nombre adimensionnel permet d'estimer a priori si les embâcles formés risquent d'être principalement flottantes ou significativement submergées.

Contenu

Synthèse non technique	3
Contenu	4
1 Contexte	5
1.1 Problèmes posés par les interactions ouvrages transverses - flottants	5
1.2 Programme de travail de l'action FILTER	6
1.3 Portée de ce rapport et questions abordées	6
2 Etat de l'art de la problématique interaction barrages - flottants	7
2.1 Barrages de correction torrentielle	7
2.2 Barrages filtrants	7
2.2.1 Généralités sur les barrages filtrants	7
2.2.2 Risque d'obstruction : notion d'ouverture relative	7
2.2.3 Ouvrages flexibles	8
2.2.4 Râteliers et ouvrages peignes	8
2.2.5 Barrages fente précédés ou non de grilles	11
2.3 Barrages réservoirs	12
2.3.1 Recommandation du CFBR	12
2.3.2 Evacuateurs standards	13
2.3.3 Evacuateurs labyrinthes (Piano-key weirs – PK-weirs)	14
2.4 Synthèse	15
3 Etude expérimentale des interactions barrage rigide – flottants	16
3.1 Dispositif expérimental	16
3.1.1 Canal	16
3.1.2 Instrumentation	16
3.1.3 Barrages testés	17
3.1.4 Mélanges de flottants utilisés	19
3.1.5 Protocole d'essai	21
3.2 Résultats	23
3.2.1 Configuration et types d'embâcles en fonction des types de barrages	23
3.2.2 Lois hauteur – débit	25
3.2.3 Efficacité de piégeage et relargage de flottants	31
4 Conclusion	45
Table des figures et tableaux	47
Bibliographie	49
Annexe A: Données	53
Annexe B : Tests de sensibilités sur les paramètres β_1 et β_2	59

1 Contexte

1.1 Problèmes posés par les interactions ouvrages transverses - flottants

Cette action concerne la gestion des risques liés aux embâcles, stratégique mais manquant drastiquement de recommandations aux niveaux national et international. Elle vise à mieux appréhender la réponse fonctionnelle des ouvrages interceptant les flottants en considérant les ouvrages rigides (plages de dépôts et barrages), déjà largement utilisés en France, et les ouvrages souples (filets), d'usage encore peu fréquent en France.

L'interception des flottants par un barrage conduit à la réduction de la perméabilité de l'ouvrage, conduisant à l'élévation du niveau d'eau à l'amont de celui-ci (Piton and Recking, 2016a, 2016b). Dans un stade ultime, un des scénarios envisagé est le passage en masse des flottants par-dessus l'ouvrage. Le risque d'obstruction des ponts aval étant très aggravé en cas de transport en masse (Gschnitzer et al., 2017), les filets et les barrages en béton armé peuvent ainsi être source de sur-aléa en cas de saturation (cf. illustration Figure 2). Ainsi, l'interception des flottants par un barrage devrait interpeller le concepteur sur des questions d'efficacité fonctionnelle, c'est-à-dire de capacité à retenir durablement un volume donné de flottants et à ne pas créer de sur-aléa. On souligne que, corolairement, cette évolution de l'écoulement se traduit par des questions relatives à l'efficacité structurelle de l'ouvrage, avec accroissement de la poussée, sur toute la hauteur de celui-ci et en particulier en crête.

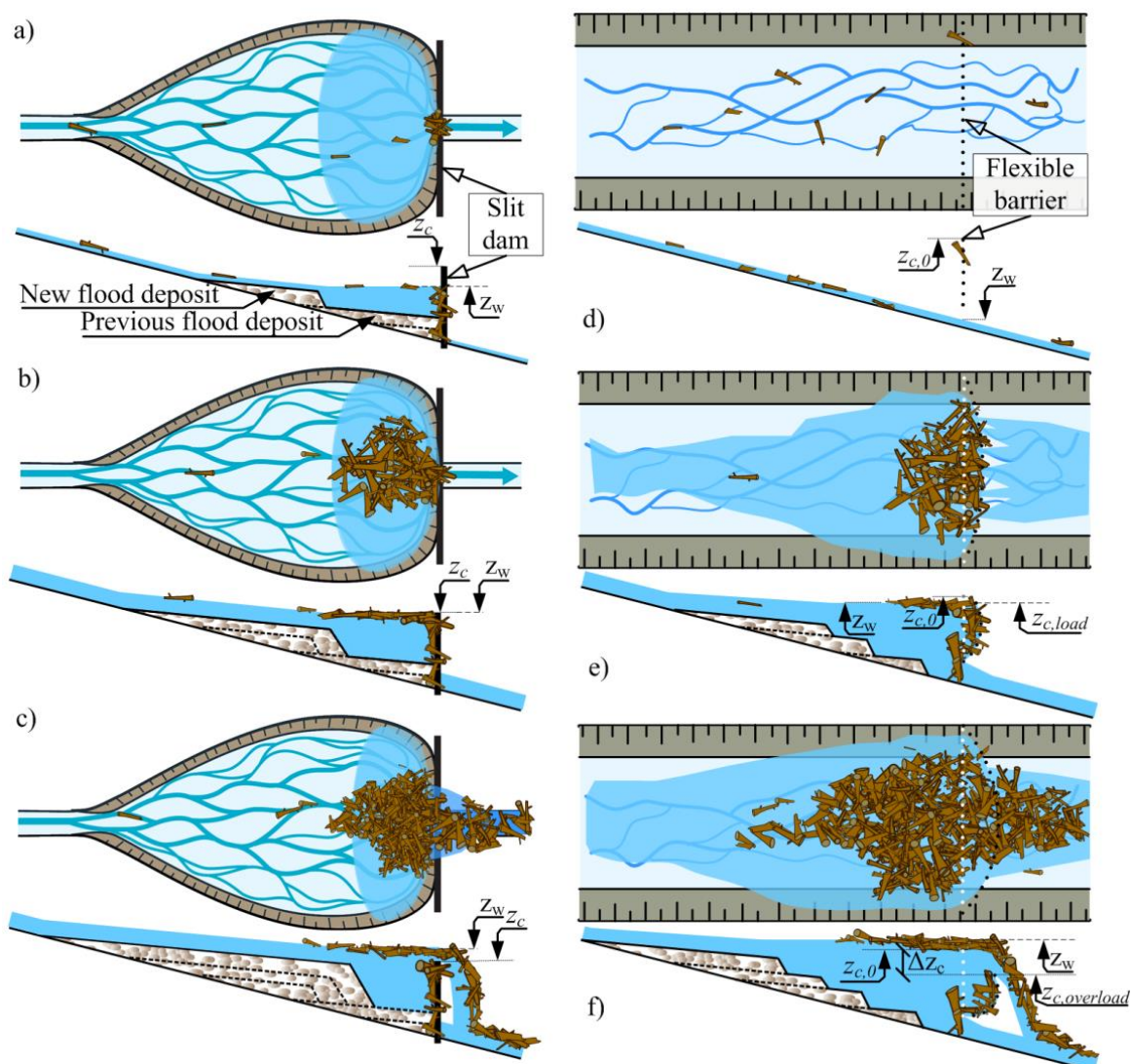


Figure 2 : Vue en plan et profil en long des processus de remplissage et surverse d'un ouvrage par les flottants (ouvrage rigide sur la gauche, ouvrage souple sur la droite) : a) ouvrage rigide en début de crue, b) ouvrage rigide avant surverse, c) ouvrage rigide relarguant des flottants, d) ouvrage souple en début de crue, e) ouvrage souple avant surverse et f) ouvrage souple relarguant des flottants

Les ouvrages souples constitués d'éléments métalliques (câbles, poteaux) sont de plus en plus fréquemment utilisés à l'étranger comme ouvrages de protection contre l'aléa torrentiel, sous une forme dérivée des ouvrages de protection contre les chutes de blocs rocheux (Volkwein et al., 2011). Ils présentent en effet un certain nombre d'avantages comparativement aux ouvrages de génie civil classiquement utilisés dans ce contexte (rapidité de mise en place, coût de construction). Cette tendance forte, observée au niveau mondial, s'exprime encore de manière marginale au niveau national, probablement par défiance des ingénieurs envers ces ouvrages dont le dimensionnement n'est encore que peu documenté. Leur comportement sous les diverses sollicitations auxquelles ils sont exposés en contexte torrentiel est encore mal connu. C'est le cas notamment de l'interaction avec les écoulements chargés en flottants.

Le centre Irstea de Grenoble conduit depuis plusieurs années des travaux de recherche sur les filets pare-blocs et a développé des outils de modélisation numérique de ces filets (Albaba, 2015). Il a par ailleurs une compétence historique sur les écoulements torrentiels et dispose de nombreux outils de recherche dont des canaux en laboratoire permettant l'étude de ces écoulements à échelle réduite. Irstea collabore étroitement avec la sphère opérationnelle concernée par ces ouvrages. D'une part, il est associé au projet Pridyn, FUI porté par GTS dont un des volets traite du dimensionnement structurel des barrages souples développés par cette entreprise (modélisation numérique et expérimentations sur ouvrage pilote). D'autre part, il collabore étroitement avec les services RTM sur le dimensionnement des ouvrages de protection.

1.2 Programme de travail de l'action FILTER

Dans ce contexte, l'action proposée vise à caractériser la réponse fonctionnelle des barrages rigides et souples exposés à accumulation de bois flottants, principalement par le biais de travaux expérimentaux au laboratoire. Pour atteindre l'objectif général de cette action, quatre tâches ont été programmées :

1. **Année 1** : Etude expérimentale des barrages rigides : Conception du dispositif expérimental. Choix des moyens de mesure à mettre en œuvre (mesures relatives à l'écoulement à l'amont de l'ouvrage, au passage des éléments par-dessus). Mise en œuvre et premiers essais pour validation. Réalisation de la campagne expérimentale ;
2. **Année 1** : Réalisation d'une analyse de similitude (théorique et numérique) dans l'objectif de définir les conditions expérimentales et notamment les caractéristiques des matériaux constitutifs du modèle réduit de barrage souple ;
3. **Année 2** : Etude expérimentale des barrages souples. Adaptation du dispositif expérimental. Choix des matériaux (conformément aux conclusions de la tâche 2). Mise en œuvre et premiers essais, pour validation. Réalisation de la campagne expérimentale.
4. **Année 2** : Rédaction d'un rapport de synthèse, abordant à la fois les aspects scientifiques et techniques. Ces derniers, plus orientés vers la sphère opérationnelle, prendront la forme de recommandations pour la conception des ouvrages.

1.3 Portée de ce rapport et questions abordées

Le présent rapport fait le bilan des travaux menés sur la tâche 1 dans l'année 1. Un autre rapport fait le point sur les travaux menés sur la tâche 2.

Les questions auxquelles ce rapport tente de répondre sont les suivantes :

- Quelles pertes de charge et surélévation du plan d'eau sont liées à la présence de flottants ?
- Quelles sont les conditions qui mènent au relargage des flottants en aval des ouvrages ?

2 Etat de l'art de la problématique interaction barrages - flottants

2.1 Barrages de correction torrentielle

Les barrages de correction torrentielles sont des barrages utilisés pour stabiliser et consolider les lits des torrents ou pour piéger l'ensemble de la charge sédimentaire transportée par ces derniers (Piton et al., 2019). Par opposition aux barrages qui ferment les plages de dépôts qui sont dits "ouverts" ou "filtrants", les barrages de correction torrentielle sont dits "pleins" ou "fermés", c'est-à-dire dépourvus d'ouvertures de grande dimension.

La quasi-totalité des barrages de correction torrentielle situés sur le territoire français sont remplis de sédiments jusqu'à leur crête¹. Ces ouvrages surversent donc à chaque crue. D'après les essais de modélisation physique réalisés par Maricar and Hashimoto (2014) ou le guide Japonais sur la gestion des flottants (SABO Division, 2000), les barrages de correction torrentielle ne piègent que très marginalement les flottants. Les suivis de terrain menés par Galia et al. (2018) sur un torrent en République Tchèque montrent que les obstacles formés par les ailes et la crête de vieux barrages de correction torrentielle peuvent former des lieux préférentiel de dépôts de petits volumes de flottants, au même titre que des gros blocs rocheux ou des terrasses alluviales latérales. La capacité de piégeage de ces derniers est toutefois très limitée et rapidement dépassée.

A l'étranger, au Japon ou à Hong-Kong par exemple, des barrages "fermés" de rétention sédimentaire sont encore régulièrement construits et parfois curés. Les barrages ne sont alors pas remplis de sédiments jusqu'à la crête et ils peuvent avoir un effet de piégeage de flottants puisqu'ils ne surversent pas systématiquement. Le risque induit par le potentiel effet de piégeage et relargage des flottants induit par ces ouvrages n'a pas été étudié jusqu'ici, à notre connaissance, et fait partiellement l'objet du présent rapport.

2.2 Barrages filtrants

La prise en compte de la présence de flottants dans la conception des plages de dépôts ou encore la conception de plage de dépôts spécifiquement dédiées au piégeage des flottants est le sujet de travaux réguliers au Japon depuis les années 1970 (Kasai et al., 1996), ainsi qu'en Autriche plus récemment (Rudolf-Miklau et al., 2011).

2.2.1 Généralités sur les barrages filtrants

L'article de Piton and Recking (2016b) constitue une revue générale de la littérature sur le sujet des interactions entre flottants et barrages filtrants. Les paragraphes qui suivent synthétisent les éléments principaux enrichis de travaux plus récents. Cette synthèse n'est toutefois pas une traduction complète. On trouvera dans Piton (2016, p.61) une version complète de la synthèse enrichie de notes personnelles et de descriptions de méthodes simples pour estimer la production de flottants d'un bassin versant. Mejean (2015) en a fait une traduction assez complète.

2.2.2 Risque d'obstruction : notion d'ouverture relative

La première question qui se pose vis-à-vis de l'interaction entre flottants et barrages filtrants est de savoir si une ouverture donnée risque d'être obstruée. On approche d'abord ce problème par la notion d'ouverture relative. L'ouverture relative est le ratio adimensionnel entre la dimension de l'orifice ou de la fente étudiée et la grandeur caractéristique des éléments transportés.

Dans le cas des sédiments, cela correspond à la largeur ou à la hauteur de l'orifice divisé par le diamètre des blocs rocheux (voir Piton, 2016, p. 40 pour une discussion sur l'utilisation d'orifices plus larges que haut ou le contraire).

Les flottants étant transportés principalement par flottaison de manière horizontale et étant beaucoup plus longs que larges, la notion d'ouverture relative appliquée aux flottants est exprimée par le ratio de la largeur des orifices ou fentes (dimension horizontale) divisés par la longueur des flottants (Figure 7).

¹ La crête des barrages de correction torrentielle est aussi appelée "cuvette" dans le jargon technique.

Ouverture relative W_0/L_{LW} en dessous de laquelle le blocage mécanique est très probable [processus de transport solide]

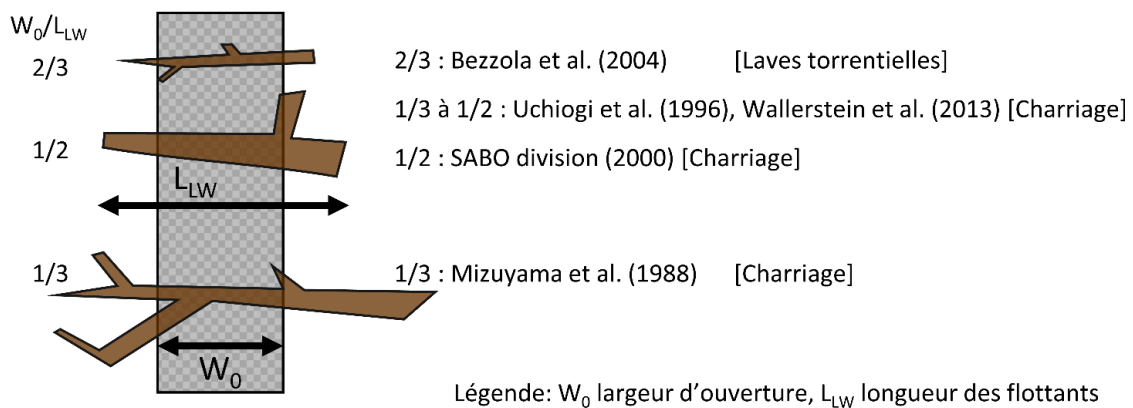


Figure 3 : Ouverture relative et probabilité de blocage des flottants : schéma adapté de Mejean (2015)

Il est généralement admis que l'embâclement devient probable pour une ouverture relative inférieure à 1/2 et très probable pour une valeur de 1/3 (Bezzola et al., 2004; Mizuyama et al., 1988; SABO Division, 2000; Uchiogi et al., 1996; Wallerstein et al., 2013).

2.2.3 Ouvrages flexibles

Des travaux ont été menés par Rimböck and Strobl (2002) et Rimböck (2004) sur l'utilisation de barrages flexibles (filets métalliques) pour le piégeage du bois sur les cours d'eau. Le rapport de phase 2 fera un point plus étendu sur cette question qui n'est pas traitée dans le présent rapport.

2.2.4 Râteliers et ouvrages peignes

A SABO dam japonais: application aux torrents à fort transport solide

Les typhons qui touchent chaque année le Japon déclenchent de très fortes crues torrentielles (intensités de pluies extrêmes sur de longues durées) alimentés par épisodes de fourniture massive et erratique de sédiments et de flottants liés à l'activation de glissements de terrain sur des pans de montagne boisées. La magnitude des processus torrentiels au Japon est en conséquence sans commune mesure avec celle des processus observés en temps normal en France métropolitaine. Les ingénieurs Japonais ont donc développé un grand savoir-faire sur le sujet des processus torrentiels et des stratégies de défense contre ces derniers. Des pièges à flottants constitués d'ouvrages peignes ou de râteliers sont communément utilisés au Japon depuis les années 1970 (Kasai et al., 1996). La technique standard au Japon est d'utiliser des ouvrages en tubes acier de gros diamètre (Figure 4). Les ouvrages peignes dédiés au piégeage des flottants utilisés au Japon sont toujours fondés sur radiers en béton armé ou en enrochements liaisonnés. Ils ne sont pas affouillables et jouent aussi un rôle de piège à sédiment quand l'ouvrage est obstrué par un embâcle (voir section suivante).

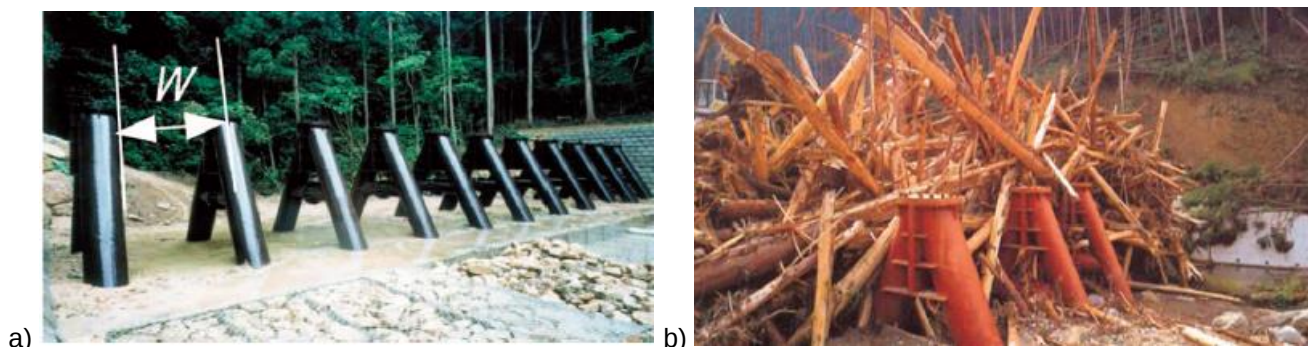


Figure 4 : Exemple de piège à flottant (SABO Dam) japonais, a) ouvrage vide et b) ouvrage plein. Images tirées de Horiguchi et al. (2015)

La littérature sur ce type d'ouvrage est très fournie. Les travaux scientifiques sur le sujet se reposent usuellement sur des expériences en canal et des approches numériques avec des écoulements très supercritique ($Fr > 1$) et impliquant régulièrement des mélanges de bois et de sédiment (Horiguchi et al., 2015; Ishikawa et al., 2004, 2014; Ishikawa and Mizuyama, 1988; Ishikawa, 1994; SABO Division, 2000; Shibuya et al., 2010; Uchiogi et al., 1996). Les articles de Shima et al. (2015, 2016) font exception et rapportent des résultats d'observation de terrain sur des ouvrages existants.

Certains auteurs ont travaillé sur l'efficacité de piégeage des flottants TE (trapping efficiency) définie par le taux (en volume ou en nombre) d'éléments retenus par la structure. Si $TE = 1$, tous les éléments sont arrêtés dans l'ouvrage et si $TE = 0$, l'ouvrage est transparent au passage des flottants. Ishikawa and Mizuyama (1988) ont mené des expériences de piégeage des flottants en présence de fort transport sédimentaire, à forte pente ($Fr = [0.9 ; 3]$) avec des barrages type peigne ou des pièges à flottants constitués de grilles. Ils proposent :

$$\begin{aligned} TE_{Flottants} &= 1 \text{ si } \varphi \in [0 ; 0,8] \\ TE_{Flottants} &= \log_{10} \left(\frac{8}{\varphi} \right) \text{ si } \varphi \in [0,8 ; 8] \quad \text{avec} \quad \varphi = Fr_0 \frac{h_0}{D_{LW,mean}} \left(\frac{w_0}{L_{LW,MAX}} \right)^2 \\ TE_{Flottants} &= 0 \text{ si } \varphi \in [8 ; \infty] \end{aligned}$$

Avec Fr_0 le nombre de Froude sur le tronçon amont hors du remous du barrage (-), h_0 la hauteur d'eau dans ce tronçon (m), w_0 l'intervalle entre les dents du peigne (m) ; $D_{LW,mean}$ le diamètre moyen des flottants (m) et $L_{LW,MAX}$ la longueur maximale des troncs (m). Shibuya et al. (2010) ont réalisé des expériences complémentaires montrant que la définition de φ proposée avec la longueur maximale pouvait amener à une surestimation de TE . Ils ont retravaillé sur l'équation et proposent une autre manière de calculer φ , qui montre de meilleures performances :

$$\varphi = Fr_0 \frac{h_0}{D_{LW,mean}} \left(\frac{w_0 + 2D_{bar}}{L_{LW,mean}} \right)^2$$

Avec $L_{LW,mean}$ la longueur moyenne des troncs (m) et D_{bar} l'épaisseur d'une dent ou le diamètre des barres constituant le peigne, donc $w_0 + 2 D_{bar}$ prend en compte l'ouverture avec ses parties solides.

B Ouvrages peignes Européens et application à des rivières alpines

Plus récemment, des travaux ont été menés en Europe pour étudier le comportement de peignes constitués de simples pieux fichés dans les sédiments ou dans un radier non-affouillable (Bezzola et al., 2004; Knauss, 1995; Koulinski and Richard, 2008; Lange and Bezzola, 2006; Schalko et al., 2019a, 2019b; Schmocker and Hager, 2013; Schmocker and Weitbrecht, 2013).

L'article de Schalko et al. (2019a) fait la synthèse des précédents. Des essais en laboratoire ont été réalisés à plusieurs échelles (1:6 et 1:30), avec des flottants grossiers associés ou non à des matériaux fins (*FM* "fine material", 5%-20% en volume) et dans trois configurations différentes (Figure 5) :

- Embâcle prédéfini de forme rectangulaire et de porosité donnée,
- Embâcle formé par l'écoulement contre un peigne sur radier non affouillable,
- Embâcle formé par l'écoulement contre un peigne fiché dans les alluvions, les alluvions étant proches du début de mouvement (nombre de Shields de 0.04-0.05).



Figure 5 : Configurations d'embâcles testés par Schalko et al. (2019a): a) embâcle prédéfini, b) naturellement formé sur fond inaffouillable et c) naturellement formé sur fond affouillable

Les essais mettent en évidence les points suivant :

- Les ouvrages peignes dont l'ouverture relative est de 1/3 présente des efficacités de piégeage de 98%-100% (gamme de nombre de Froude testés : 0.25-1.5). Dès que quelques éléments sont piégés, ils forment alors un obstacle aux autres flottants et l'efficacité de piégeage devient quasiment 100%.
- Les embâcles se forment en deux phases :
 - Une première phase d'accumulation contre le peigne. Cet embâcle génère une augmentation très forte de la perte de charge pour un volume de flottants relativement limité,
 - Une seconde phase d'accumulation durant laquelle la majorité des éléments continue de flotter. Ce tapis de flottants doit être constitué d'un volume de flottants beaucoup plus important (5-10 fois supérieur) pour créer une perte de charge additionnelle équivalente à la première phase.
- Les paramètres principaux pilotant la perte de charge liée à l'embâcle sont :
 - Le nombre de Froude Fr_0 de l'écoulement incident non perturbé par le remous de l'ouvrage. L'embâcle est plus dense et génère plus de perte de charge quand Fr_0 augmente.
 - Le caractère affouillable du fond : sur fond affouillable, l'écoulement libère de la section de passage en érodant sous l'accumulation. L'embâcle génère alors des pertes de charge sensiblement moitié moins grande.
 - Le volume de flottants : plus l'accumulation est volumineuse, plus les flottants obstruent le passage de l'écoulement et génèrent des dissipations d'énergie par friction.
 - La présence de matériaux fins densifie l'embâcle, réduit sa porosité et augmente les niveaux amont. Les taux de matière fine FM testés varient dans la gamme 0%-20%.
- La porosité de l'embâcle joue un rôle majeur sur la perte de charge que ce dernier génère. La porosité des embâcles modélisés était de l'ordre de 75%, ce qui est compris dans la gamme décrite par la littérature : 50% (très dense) à 80% (très lâche). Ceci correspond à un coefficient de foisonnement noté "a" (volume de l'embâcle/volume solide des flottants) de 4 compris entre 2 (50% de porosité) et 5 (80% de porosité). Pour une gamme de nombre de Froude incident Fr_0 de 0.3-1.5, l'auteur propose d'estimer le foisonnement par la formule : $a \approx 5-1.35 Fr_0$.

Deux autres équations semblent à retenir de ce travail :

- (i) La surcote relative de plan d'eau ou perte de charge relative $\Delta h/h_0$ peut être estimée par l'équation suivante :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = 5.4 f_A \frac{Fr_0 \left(\frac{V_s}{h_0 W D_{LW,mean}} \right)^{\frac{1}{3}} (9FM + 1)}{a}$$

Avec Fr_0 le nombre de Froude de l'écoulement incident (-) et h_0 sa hauteur (m), V_s le volume solide de flottants sans la porosité (m^3), W la largeur du chenal et du peigne (m), $D_{LW, mean}$ le diamètre moyen des flottants (m), FM le taux de matière fine variant dans la gamme 0-0.20 et "a" le coefficient de foisonnement variant dans la gamme 2-5 ou estimé grâce à la formule : $a \approx 5-1.35 Fr_0$. Le coefficient f_A dépend de la configuration de l'embâcle tel qu'illustré dans la Figure 5 :

- $f_A = 1$ pour des embâcles préexistants (ouvrage peu entretenu ou crue à plusieurs pics sans intervention entre les pics),
- $f_A = 0.55$ pour des embâcles formés par la crue en amont d'ouvrage de type peigne inaffouillable,
- $f_A = 0.3$ pour des embâcles formés par la crue en amont d'ouvrage de type peigne affouillable

- (ii) Le volume critique initial de flottant V_c qui génère une augmentation très forte des surcotes amont durant la première phase de formation de l'embâcle peut être estimé par la formule :

- $V_c = 3.1 Fr_0 W h_0^2$ pour les ouvrages peigne inaffouillable
- $V_c = 3.1 Fr_0 W h_0^2 \left(\frac{h_0}{D_{sed,mean}} \right)^{-0.2}$ pour les ouvrages peigne affouillable

Avec $D_{sed,mean}$ le diamètre moyen des sédiments (m). Cette équation permet d'avoir une première idée du volume de flottant formant la phase initiale de l'accumulation contre le peigne, celle ayant des conséquences significatives sur l'hydraulicité de l'ouvrage peigne. Cette donnée peut être utile pour décider d'un entretien, par exemple "lancement d'une opération de nettoyage quand le volume piégé dépasse x% de V_c ." Il peut être pertinent de laisser quelques éléments dans un peigne puisque ces derniers augmenteront son efficacité de piégeage.

2.2.5 Barrages fente précédés ou non de grilles

Shrestha et al. (2012) proposent une description des interactions et effets d'un ouvrage fente sur le passage d'une bouffée de lave torrentielle granulaire chargée en flottants et une équation simple fournissant la probabilité de blocage de l'ouvrage fente. Depuis la publication de l'état de l'art de Piton and Recking (2016b), on souligne les expériences menées par Meninno et al. (2019) sur des barrages fentes (largeur fente / largeur canal = 0.18) et en eau claire. Ces expériences ont montré que la surélévation du plan d'eau à l'amont de la fente variait entre les expériences en fonction du nombre de flottants obstruant la fente. La surélévation variait dans une gamme de l'ordre de 5% à 60% de la hauteur d'eau mesurée en amont de la fente avec des valeurs les plus probables de l'ordre de 20% à 40%.

Meninno et al. (2019) démontrent par ailleurs que la mise en place d'une grille inclinée correctement dimensionnée en amont de la fente permet d'empêcher son blocage et de limiter drastiquement les surcotes de plan d'eau. Rossi and Armanini (2019) ont répété des expériences assez semblables en présence de transport solide intense concluant aussi à l'efficacité de la mise en place de grilles inclinées en amont des barrages fentes (Figure 6). Ils ne fournissent par contre pas de résultats sur les pertes de charges liées à la présence des flottants. Des descriptions de mise en œuvre de telles grilles de protection d'ouvrages de fermeture de plages de dépôt sont disponibles dans Bezzola et al. (2004) et dans Lange and Bezzola (2006).

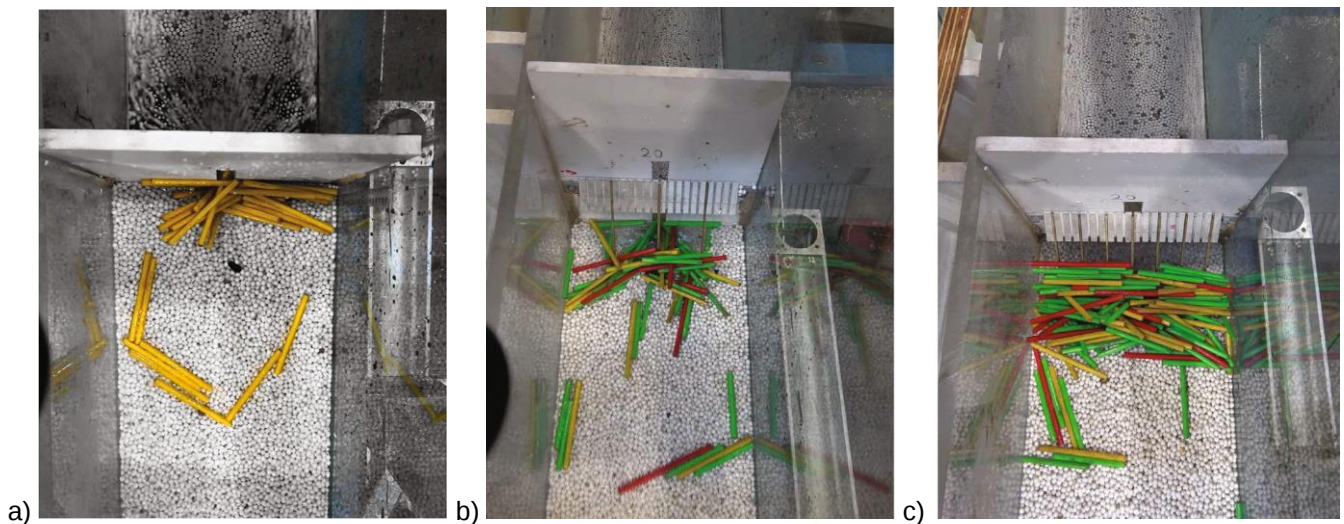


Figure 6 : Vue par-dessus d'expériences de barrage fente soumis à un écoulement intense de sédiment uniforme et de flottants : a) fente obstruée par les flottants, b) fente protégée par une grille aux écartements trop larges et donc partiellement obstruée par les flottants, c) fente libre protégée par une grille. Images tirées de Rossi and Armanini (2019)

Pour le cas de barrages équipés de grilles inclinées, D'Agostino et al. (2000) proposent aussi une équation d'estimation de l'efficacité de piégeage TE. Les expériences ont ici été réalisées en eau claire, avec des hauteurs d'écoulements grandes relativement au diamètre des flottants et donc des nombres de Froude limités ($Fr \in [0.1 ; 0.2]$). Dans ce cas, D'Agostino et al. (2000) proposent :

$$TE_{\text{flottants}} = a_{\alpha} \xi_{\text{flottants}}^2 + b_{\alpha} \xi_{\text{flottants}} + c_{\alpha} \quad \text{avec} \quad \xi_{\text{flottants}} = \frac{1}{Fr^3} \frac{w_0}{L_{W, \text{mean}}}$$

Avec a_{α} , b_{α} et c_{α} les paramètres de la formule dépendant de l'angle de la grille avec l'horizontal α (Tableau 2). A noter que les coefficients retenus sont estimés sur les essais avec un seul flottant. Les essais réalisés avec des flottants arrivant en groupe montraient des taux de piégeage 0-20% supérieurs.

Tableau 2 : valeur des paramètres de la formule d'estimation de TE de D'Agostino et al. 2000

α : Angle entre la grille et l'horizontal (°)	a_α	b_α	C_α
90	0,0006	-0,054	1,16
60	0,0007	-0,068	1,20
45	0,0015	-0,092	1,23
30	0,0026	-0,120	1,26
20	0,0064	-0,190	1,27

L'ensemble des travaux cités dans cette section n'ont pas testé l'effet de la surverse par-dessus les ouvrages.

2.3 Barrages réservoirs

La problématique des interactions entre barrage réservoir et flottants a fait l'objet d'un séminaire du Comité suisse des barrages à l'ETH de Zürich organisé par le groupe du Prof. Boes en juin 2016². Il a été l'occasion de faire le point sur la réglementation, de donner des exemples de cas d'études et de rappeler l'état de l'art de la prise en compte de la problématique des embâcles dans la gestion et la conception des évacuateurs de crues. Les interventions ont été résumées dans un très bon rapport (CSB, 2017). L'importance de la prise en compte de cette problématique a été par ailleurs rappelée dans une note récente de la DGPR (2019) et fait déjà l'objet de plusieurs recommandations et travaux scientifiques.

2.3.1 Recommandation du CFBR

La problématique soulevée par les interactions entre flottants et barrages réservoirs fait l'objet de quelques recommandations d'ordre général dans le guide CFBR (2013, p.42–49). Il y est souligné qu'une analyse de la susceptibilité du bassin versant et du réservoir à la production et au transfert des flottants est nécessaire. Il est rappelé qu'il existe des mesures de protection des évacuateurs (drome, écran de type siphon, peigne). Un logigramme est aussi proposé pour identifier les évacuateurs sensibles. Les paramètres prépondérants pour l'identification des évacuateurs sensibles aux embâcles sont la hauteur d'eau de surverse, le tirant d'air et la largeur des passes de l'évacuateur. La décroissance de la dimension des flottants avec l'altitude et les changement de type de végétation est prise en compte à travers le diagramme de la Figure 7.

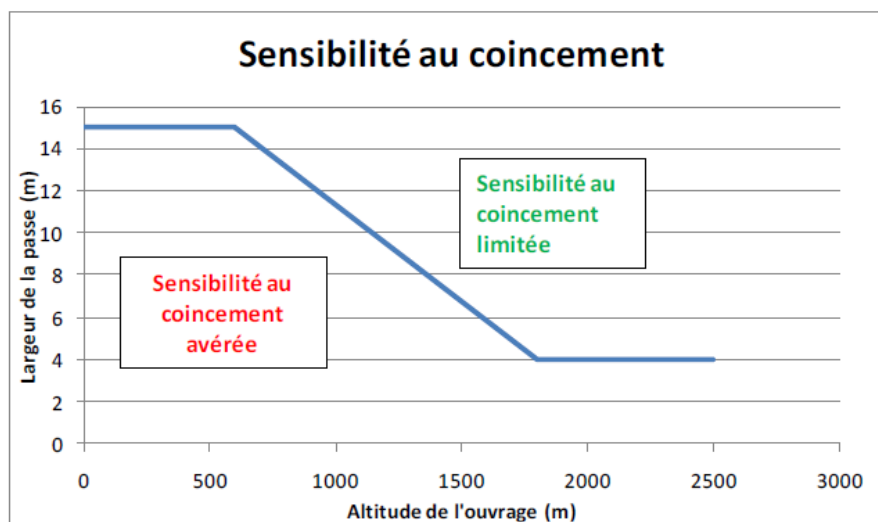


Figure 7 : Sensibilité au coincement des évacuateurs de crues en fonction de l'altitude de la retenue pour la France Métropolitaine (CFBR, 2013)

Pour les évacuateurs de crue identifiés comme potentiellement sensibles au blocage des flottants, il est proposé de retenir un taux de réduction de 30% de la débitance. En faisant l'hypothèse que la débitance des évacuateurs est proportionnelle à la hauteur d'eau à la puissance 3/2, ceci correspond à une surcote minimum de 27% si toutes les

² Séminaire tenu le 22 juin 2016 et intitulé Atelier du CSB, "Bois Flottant Et Évacuateurs De Crues Des Barrages"

passes sont touchées par des embâcles. Le blocage des éléments au niveau des piles est à ajouter à cette réduction générale via un coefficient de contraction supplémentaire. Ce type d'approche appliquée aux embâcles sur les piles de pont est décrite par exemple dans le guide de Bradley et al. (2005).

2.3.2 Evacuateurs standards

Hartlieb (2012, 2017) a mené des expériences sur un évacuateur à trois passes séparées de piles avec des flottants aussi long ou plus long que les largeurs des passes (Figure 8a). Il met en évidence que la perte de charge relative $\Delta h/h_0$, c'est-à-dire la perte de charge divisée par la hauteur de surverse en eaux claires, augmente sensiblement linéairement avec le nombre de Froude de l'écoulement dans le réservoir (gamme testée $Fr = 0.05-0.35$ dans la zone d'approche amont correspondant au réservoir, valeurs très hautes pour des écoulements en réservoir). La densité des flottants a aussi un effet d'augmentation sur la perte de charge relative. Dans l'ensemble, les pertes de charge relatives qu'il mesure varient dans une gamme $\Delta h/h_0 = 5\%-50\%$.

La thèse de Furlan (2019) est entièrement dédiée à la question de la probabilité de blocage de flottants uniques et multiples au passage d'évacuateurs de crue à passes séparées de piles et soumis à des flottants de longueur proche de la largeur des passes (Figure 8b). Elle met en évidence que :

- Pour des flottants uniques, les quatre paramètres critiques qui pilotent le blocage ou le relargage du flottant sont (i) la hauteur de surverse (ii) le diamètre du flottant, (iii) sa densité et (iv) sa longueur relativement à la largeur des passes. Elle met en évidence que la probabilité de blocage devient faible quand la hauteur de surverse dépasse le diamètre de l'élément flottant. Le relargage de flottants plus longs nécessite de plus grandes hauteurs de surverse. Les probabilités de relargages des flottants plus longs que 1.5-2 fois la largeur des passes restent possibles mais nécessitent des hauteurs de surverse sensiblement deux fois plus grande que des flottants de 0.8-1.2 fois la largeur des passes. Les éléments testés étaient dépourvus de branche ou de racines.
- Les surcotes relatives $\Delta h/h_0$ sont généralement comprises dans une gamme 5%-15%. Le nombre de flottants injectés pour ces derniers était toutefois très faible (1 à 8 éléments). Quelques expériences menées avec 16 à 32 flottants ont montré des valeurs de $\Delta h/h_0$ atteignant la gamme 20%-30%. Il faut rester prudent quant à l'usage direct de ces résultats puisque les volumes de flottants introduits durant les expériences semblent très faibles comparés aux volumes observés sur le terrain pendant des événements extrêmes.

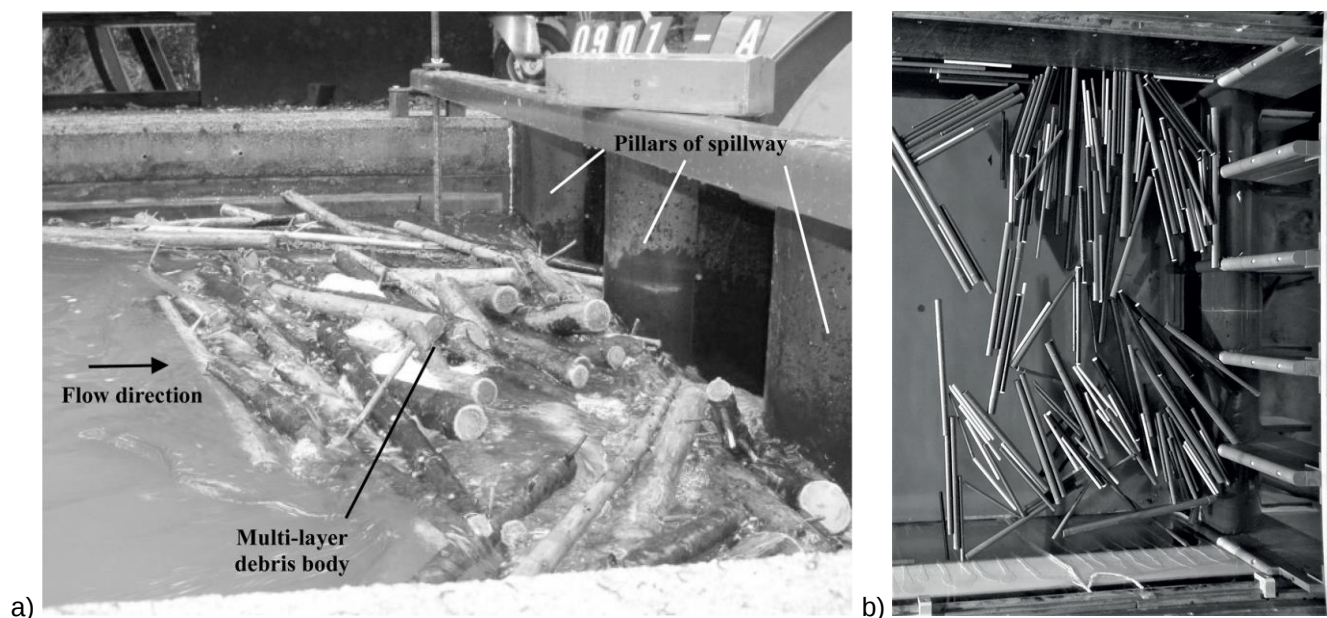


Figure 8 : Exemples d'embâcles sur des évacuateurs de crues à passes tels que modélisés par a) Hartlieb (2017) et par b) Furlan (2019)

2.3.3 Evacuateurs labyrinthes (Piano-key weirs – PK-weirs)

Des travaux ont été menés à l'EPFL sur le cas particulier des PK-weirs par Pfister et al. (2013a, 2013b). L'article de Pfister et al. (2013a) s'intéresse à la probabilité de blocage et de formation des embâcles sur ces ouvrages et met en évidence que la probabilité de blocage, qui est en quelque sorte la complémentaire de la probabilité de relargage, devient très faible quand la hauteur de surverse est de l'ordre de 2-3 fois le diamètre des flottants. Ils montrent aussi que cette valeur augmente si les flottants sont pourvus de branches et de racines.

Les Pk-weirs présentent des formes tridimensionnelles limitant leur sensibilité à l'obstruction des embâcles puisqu'une partie significative du débit évacué est alimenté "par-dessous". La configuration type de ce genre d'ouvrage étant d'être localisé à l'aval d'un lac réservoir où les écoulements ont lieu sur une grande épaisseur et à faible vitesse, les flottants sont généralement disposés en un "tapis flottant" d'une épaisseur de l'ordre d'un diamètre de flottants et n'entravent pas le passage du débit "par-dessous".

Les surélévations mesurées à l'amont des PK-weirs testés par Pfister et al. (2013b) atteignent, pour des écoulements faibles, un ratio charge hydraulique avec flottants sur charge hydraulique en eau claire $H/H_0 \approx 1.4-1.6$ ce qui correspond à une perte de charge relative $\Delta H/H_0 \approx 40\%-60\%$. Ces valeurs sont toutefois mesurées sur les plus faibles débits spécifiques (Figure 10a) et pour des faibles rapports charge H / hauteur de pelle P (Figure 10b), c'est-à-dire pour de faibles submersions des ouvrages. Quand le débit et la hauteur de surverse augmentent, la perte de charge relative diminue sous $\Delta H/H_0 \approx 20\%$. Ces ouvrages sont donc plutôt moins sensibles à la présence de flottants.



Figure 9 : Images de Pk-weirs testés par Pfister et al. (2013a)

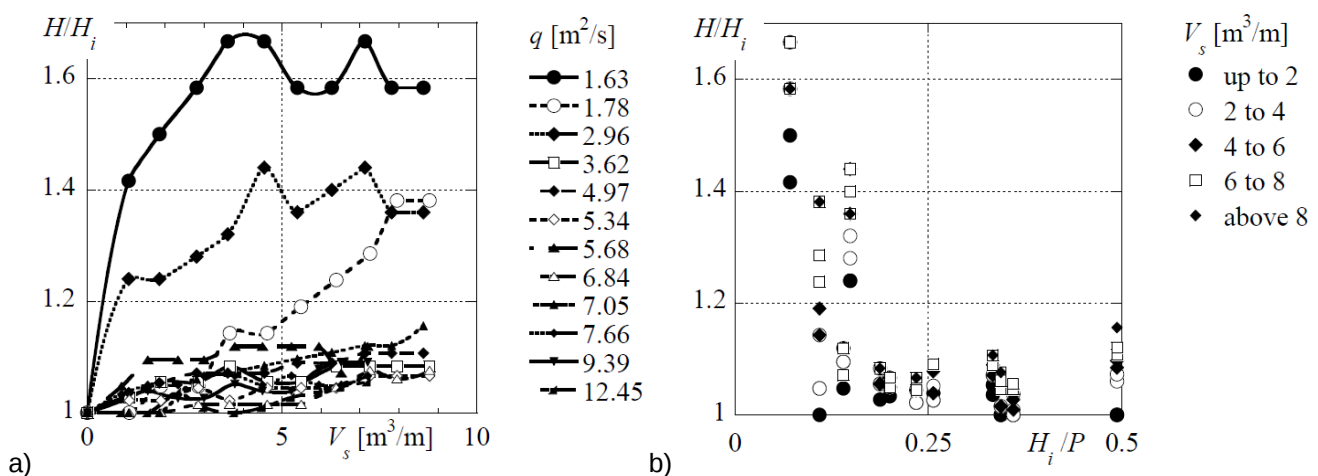


Figure 10 : Perte de charge relative (ratio charge hydraulique avec flottant H sur charge hydraulique en eau claire H_i) sur les piano-key weirs obstrués par des flottants : a) augmentation en fonction du volume spécifique de flottants V_s et diminution avec le débit d'eau spécifique q et b) diminution en fonction du ratio charge en eau claire H_i (m) sur hauteur de pelle P (m)

2.4 Synthèse

Le Tableau 3 synthétise les informations disponibles dans la littérature sur la question des pertes de charges additionnelles et des conditions de relargage des flottants en aval des barrages.

Tableau 3 : Pertes de charges relatives et conditions de relargages des flottants

Type d'ouvrage	Gamme de $\Delta h/h_0$ [Gamme de nombre de Froude incident]*	Volume de flottants / largeur canal	Paramètre contrôlant le relargage	Commentaire	Reference
Barrage de correction torrentielle	Inconnue	Inconnu	$W_0/L_{LW} > 1$	Faible capacité de piégeage	(Galia et al., 2018; Maricar and Hashimoto, 2014)
Barrage fente			$W_0/L_{LW} > 2/3 - 1$	Pas de surverse	(Piton and Recking, 2016b)
	5%-60% [Fr=0.07]	Très faible	$W_0/L_{LW} > 1/2$ (faible débit de flottant : 8-14 éléments/s)	Pas de surverse	(Meninno et al., 2019)
			$W_0/L_{LW} \approx 1$ (fort débit de flottant : 150 éléments/s)		
Barrage fente protégé d'une grille en amont du barrage	0%-10% [Fr=0.07]	Très faible	Inconnu	Pas de surverse	(Meninno et al., 2019)
Ouvrage peigne	100%-330% [Fr=0,5 ; 1.5]	Très fort	Relargage marginal (2%-8%)	Pas de surverse	(Schmocker and Hager, 2013)
	20%-230% [Fr=0,3 ; 1.5]	Fort	Relargage marginal (0%-5%)	Fort volume de flottants / largeur canal Pas de surverse	(Schalko et al., 2019a)
Evacuateur de crues à passes multiples	5%-50% [Fr=0,05 ; 0.35]	Moyen	$h \gg D_{LW}$	$W_0/L_{LW} < 1$ pour tous les essais	(Hartlieb, 2012, 2017)
	0%-30% [Fr=0,01]	Très faible	$h > 1.5 D_{LW}$		(Furlan, 2019)
Evacuateur de crues labyrinthe	0%-20% [Fr inconnu]	Très faible	$W_0/L_{LW} > 0.8$ $h > 3 D_{LW}$		(Pfister et al., 2013a)
			($h > 10 D_{LW}$ pour les éléments avec branches et racines)		

*Gamme de nombre de nombre de Froude incident : à l'approche de l'ouvrage avant formation de l'embâcle, donc en ignorant les pertes de charges additionnelles

On constate que les potentiels problèmes posés par la surverse des ouvrages usuellement utilisés en rivière torrentielle et en torrent (peignes, barrages filtrants) n'ont pas été étudiés. C'est l'objet du présent rapport.

A noter qu'aucun des essais rapportés dans ce tableau n'a été réalisé avec du transport sédimentaire.

3 Etude expérimentale des interactions barrage rigide – flottants

3.1 Dispositif expérimental

3.1.1 Canal

Les expérimentations ont été réalisées au laboratoire d'IRSTEA Grenoble. Le canal expérimental utilisé mesure 6 mètres de long, 40 cm de large et 40 cm de haut, et possède une pente de 2% (Figure 11). Les bords du canal sont constitués de verre, maintenues par une structure en aluminium, et le fond du canal est en bois lisse.



Figure 11. Photographies du canal expérimental

3.1.2 Instrumentation

3.1.2.1 Ordinateur de contrôle

Un ordinateur permet de contrôler et d'enregistrer l'ensemble des données mesurées. C'est par celui-ci que la commande de débit est envoyée aux pompes et au débitmètre via un programme *LabVIEW*. Un asservissement est intégré au programme ajustant la vitesse des pompes pour délivrer le débit commandé. Ce programme enregistre l'heure, la valeur du débit demandé, la valeur du débit réel mesuré par le débitmètre, les trois hauteurs d'eau mesurées par les capteurs, et la tension en sortie du bouton poussoir permettant d'enregistrer des événements particuliers (voir plus loin). Grâce au logiciel *EOS Utility*, il est également possible de contrôler deux appareils photos à distance et donc de lancer des *Time Laps* au moment voulu.

3.1.2.2 Pompes et débitmètre

L'eau circule dans un circuit fermé équipé de deux pompes montées en parallèles, d'un débitmètre et d'un bac de récupération (Figure 12a-b). Le débit maximum pouvant être atteint dans la configuration utilisée est de 8,9 l/s.

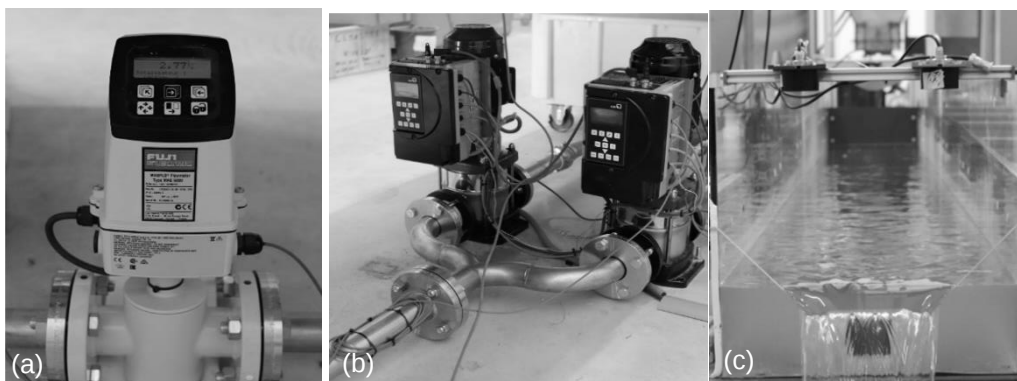


Figure 12. Débitmètre (a) et pompes en parallèles (b) et vue des capteurs de hauteur installés sur le barrage plein (c)

3.1.2.3 Capteurs de hauteur

Trois capteurs ultrasons mesurant la hauteur d'eau sont placés au-dessus du canal : deux sont situés à 200 mm en amont du barrage (Figure 12c), un troisième est placé plus en amont du canal, à environ 3500 mm du barrage. Les trois capteurs sont reliés à un module qui traduit les tensions en sortie, en une hauteur d'eau. Chaque capteur a été calibré avant les expérimentations, et possède une précision de 1 mm. Leurs limites sont atteintes lorsque des bulles d'air ou des remous et vagues apparaissent dans l'écoulement.

Dans l'ensemble des expériences menées dans ce rapport, le niveau 0 du capteur de hauteur est fixé au niveau du bas des pertuis ou des fentes des barrages filtrants.

3.1.2.4 Appareils photos

Trois appareils photos sont utilisés pour suivre l'évolution de chaque expérience. Un appareil CANON 200D est placé en hauteur à l'aval du barrage et permet d'avoir une vue plongeante sur celui-ci, deux autres appareils photos CANON 450D et CANON 200D sont placés de chaque côté du canal.

3.1.2.5 Mesure des exports de flottants

La masse de flottants exportée à chaque palier a été pesée avec une balance ainsi que la masse restante dans le barrage à la fin de l'essai. Il est ainsi possible d'identifier les flux normaux ainsi que les relargages en masse.

3.1.3 Barrages testés

Les barrages sont en plexiglass transparent ce qui permet l'observation des flottants et des embâcles durant les essais. Tous possèdent une largeur de 500 mm.

3.1.3.1 Le barrage plein (closed dam)

Le barrage plein ne possède aucune ouverture sous le seuil. Le seuil est à une hauteur de 90 mm et possède une largeur de 150 mm (Figure 13).

Cet ouvrage pourrait représenter un nouveau barrage de correction torrentielle non atterrit, c'est-à-dire avant son premier remplissage ou un petit ouvrage hydraulique. Les plages de dépôts en France sont plutôt équipées d'ouvrages filtrants. A l'étranger au contraire on trouve encore régulièrement des sites équipés de barrages pleins servant de plage de dépôt.

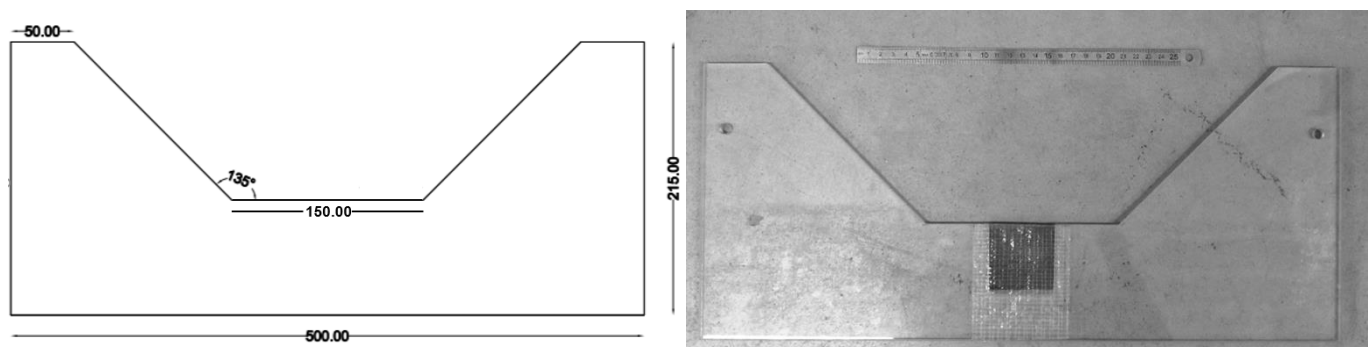


Figure 13. Schéma et photographie du barrage fermé. Il s'agit en réalité du barrage fente dont la fente a été obstruée par une planche de bois

3.1.3.2 Le barrage à fente équipée de grilles

Le barrage à fente équipée de grille ou *Slit dam* est basé sur les mêmes dimensions que le barrage plein (Figure 14). La différence entre les deux barrages réside dans le vide placé au centre de l'ouvrage. A cet endroit, cinq baguettes en bois de 5 mm d'épaisseur ont été insérées et espacées de 5 mm chacune (Figure 15).

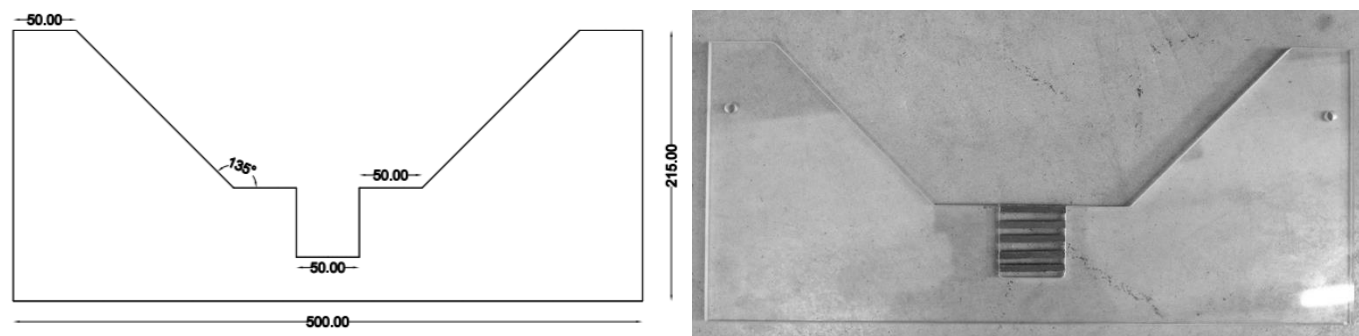


Figure 14. Schéma et photographie du barrage fente avec grille



Figure 15. Dimensions de la grille

Ce type d'ouvrage est rencontré régulièrement en France, en particulier sur les torrents à charriage.

3.1.3.3 Le barrage à pertuis

Le barrage à pertuis est également un ouvrage qu'on trouve régulièrement sur les torrents français (Figure 16). Les dimensions globales sont toujours les mêmes que les deux précédents barrages. Cinq fentes ayant chacune une largeur de 15 mm et d'une hauteur de 45 mm sont placées sous le seuil.

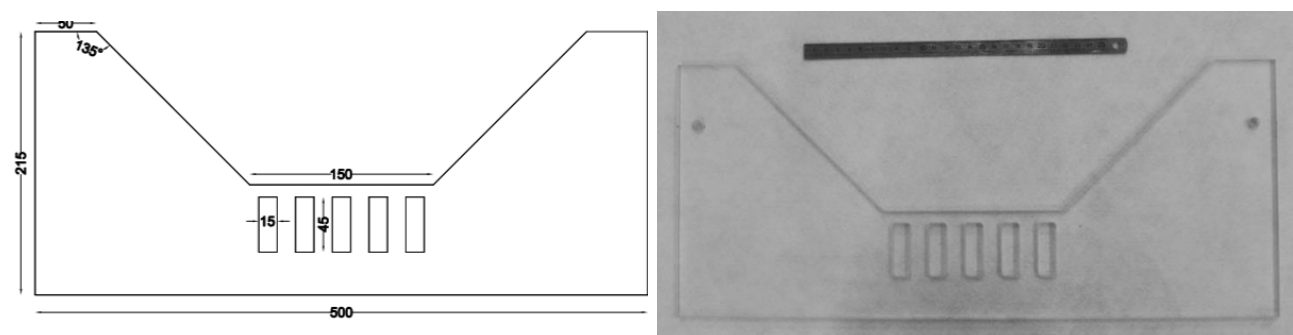


Figure 16. Schéma et photographie du barrage à pertuis

3.1.3.4 Le barrage à dents (SABO dam japonais)

Le barrage peigne ou SABO dam diffère des autres par plusieurs critères (Figure 17). Premièrement, son seuil est très large (350 mm). Deuxièmement, ses fentes sont également plus larges (20 mm) et plus hautes (50 mm) que les autres barrages testés.

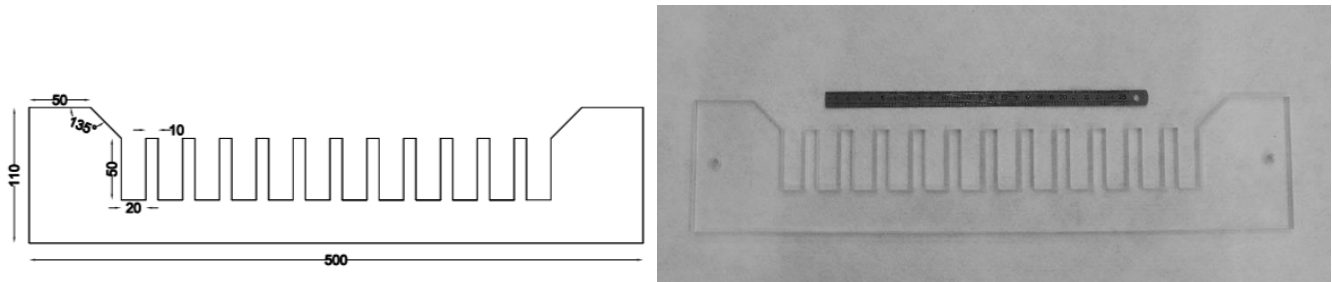


Figure 17. Schéma et photographie du barrage peigne

3.1.4 Mélanges de flottants utilisés

Les longueurs des différents flottants sont de 50, 100, 150 ou 200 mm, et leur diamètre varie de 5 mm à 20 mm. Le modèle n'a pas une échelle de réduction fixe. Les débits et dimensions utilisés seraient pertinentes sur une gamme d'échelle de 1:20 à 1:40. Pour une échelle arbitraire de 1:20 par exemple, ces longueurs correspondent à des flottants de 1, 2, 3, 4 et 5 m de long à l'échelle réelle. Le détail des mélanges est présenté dans le Tableau 1.

Pour la réalisation de cette étude, il a été choisi d'utiliser du sorbier. C'est un arbre commun de plaine et sa densité moyenne est environ de 0,75 à 0,8. Cette valeur a été confirmée par mesure sur des éléments de notre échantillon.

Cinq mélanges de flottants ont été constitués : 1A, 1B, 2A, 2B et 3B. Les mélanges 1 et 3 ont des éléments de 200 mm maximum alors que le mélange 2 a une dimension maximum de 150 mm. Les mélanges 1 et 2 ont une masse totale de départ de 1kg, et le mélange 3B a une masse totale de départ de 2 kg.

La constitution des mélanges suit les ratios suivant en masse. Ces masses sont équivalentes aux nombres fournis dans le Tableau 4, la divergence entre deux mélanges est liée à des diamètres différents dans une gamme de longueur.

Les mélanges 1A et 1B (Figure 18) sont constitués de :

- 35% de flottants de 5 cm,
- 35% de flottants de 10 cm,
- 20% de flottants de 15 cm
- 10% de flottants de 20 cm.

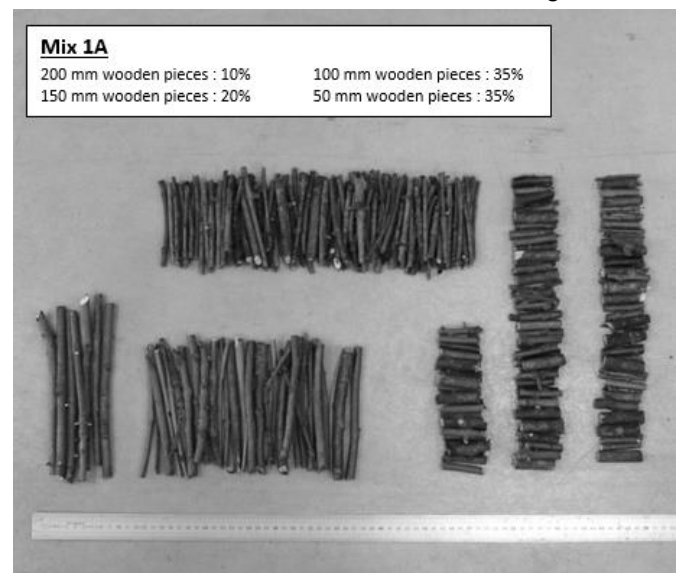


Figure 18. Présentation du mélange 1A.

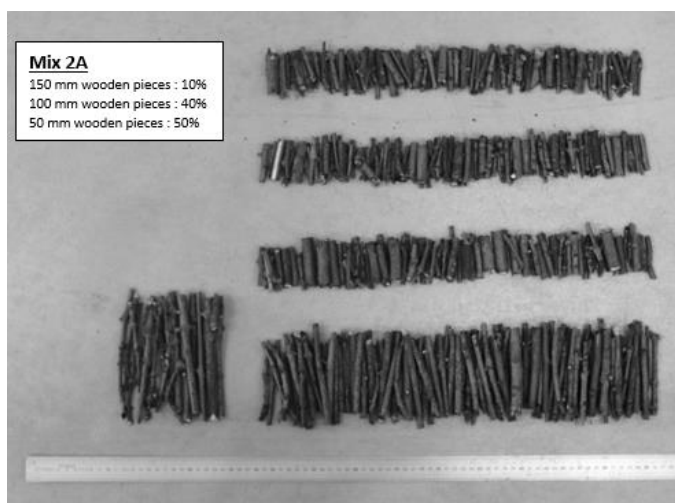


Figure 19. Présentation du mélange 2A.

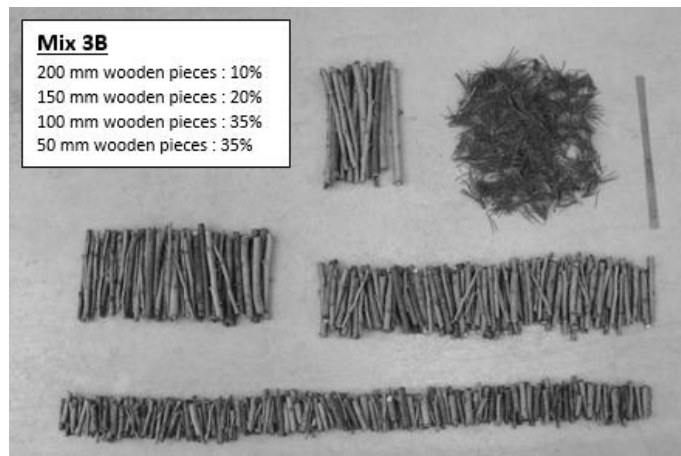
Les mélanges 2A et 2B (Figure 19) sont constitués de :

- 50% de flottants de 5 cm
- 40% de flottants de 10 cm
- 10% de flottants de 15 cm

Le mélange 3B correspond au cas aggravé d'un apport massif comprenant des flottants de longue taille (20 cm) et chargé en petit bois (Figure 20). Il est constitué de :

- 35% de flottants de 5 cm,
- 35% de flottants de 10 cm,
- 20% de flottants de 15 cm
- 10% de flottants de 20 cm.

Figure 20. "Présentation du mélange 3B



Chacun des mélanges 1 et 2 a été subdivisé en 1A et 1B, et 2A et 2B. Les mélanges A contiennent uniquement des flottants de grandes dimensions représentant à l'échelle réelle les troncs et branches principales des embâcles. Les mélanges B contiennent le même mélange de grossier ainsi que des flottants plus fins et des aiguilles de pin (Figure 21) représentant à l'échelle réelle des feuilles, branchages et parties racinaires.

L'ensemble des mélanges ont été constitués à partir de bois verts. Au cours du temps les masses et densités ont légèrement diminué du fait de l'assèchement du bois. Les distributions en longueur des éléments constituant chaque mélange sont données dans le Tableau 4 et tracées dans la Figure 22, le code couleur précisant le diamètre des éléments de différentes longueur.

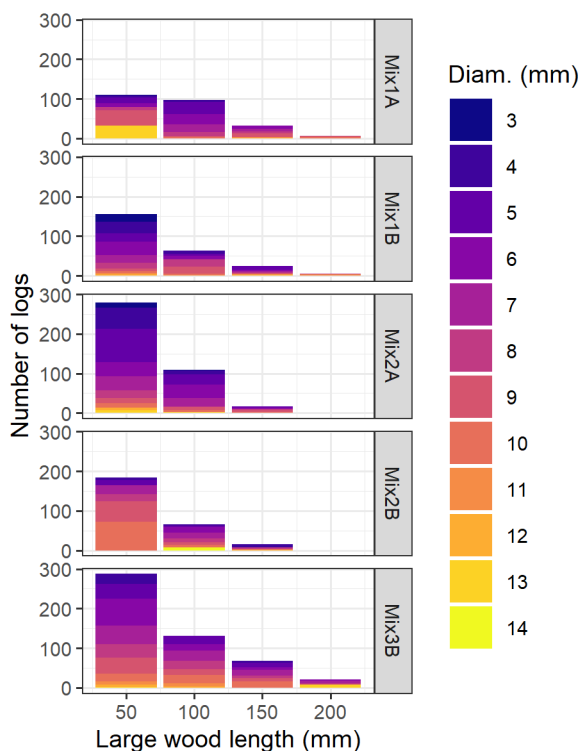
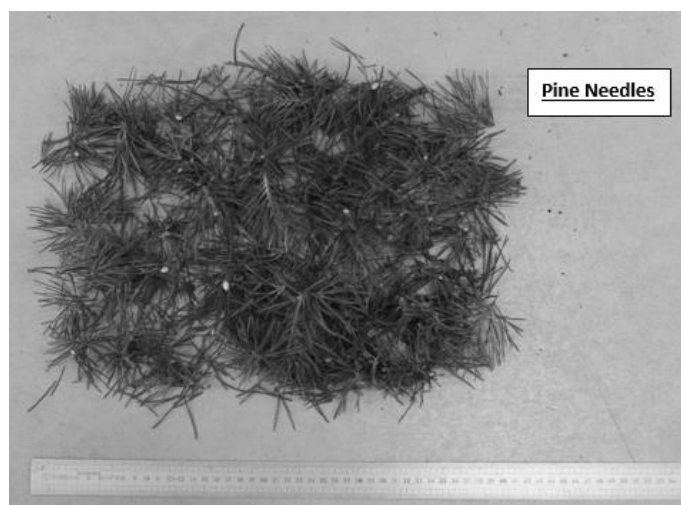


Figure 21. Présentation des aiguilles de pin utilisées dans les mélanges 1B, 2B et 3B.

Figure 22 : Histogramme de distribution de longueur et des diamètres des éléments de chaque mélange

Tableau 4 : Répartition du nombres d'éléments par mélange et valeurs caractéristiques

NOM DU MELANGE	Longueur des flottants (mm)				Longueur moyenne (mm)	Diamètre moyen (mm)	Volume solide (10 ⁻³ m ³)
	50	100	150	200	LLW,mean	D _{LLW,mean}	V _s
MIX 1A	114	88	31	7	87	7.8	1.04
MIX 1B	160	64	25	5	76	6.5	0.77
MIX 2A	279	11	16	-	67	6.2	0.94
MIX 2B	186	65	15	-	83	8.3	1.01
MIX 3B	332	131	65	20	82	7.4	2.04

3.1.5 Protocol d'essai

Différents mélanges et différents barrages ont été testés (cf. §3.1.3 et §3.1.4). Les tests réalisés avec chaque mélange de flottants ont été répétés 3 à 4 fois selon les barrages : 4 essais par mélange pour les barrages à pertuis et à fentes, 3 essais par mélange pour le barrage japonais et le barrage plein. Un ou plusieurs essai(s) sans flottant ont toujours été réalisé afin de constituer une référence « eau claire ».

Pour chaque expérimentation, le but est d'obtenir plusieurs jeux de données de hauteurs d'eau et de débits avant le relargage de flottants. L'ordinateur de contrôle permet de lancer l'enregistrement des données et de définir un débit en contrôlant les pompes. Lorsque l'enregistrement est lancé, le débit ainsi que les données provenant des trois capteurs de hauteurs et du débitmètre sont enregistrées en temps réel, à raison de 10 données par seconde. Pour chaque lancement d'un nouvel essai les *Time Laps* des appareils photos sont lancés (une image toutes les 5s).

En parallèle de l'enregistrement des données sur l'ordinateur, une prise de note manuelle est réalisée sur chaque essai permettant de garder une trace écrite des données brutes. Cette prise de notes concerne l'heure des essais, les durées des paliers, les débits, les hauteurs d'eau des trois capteurs et les masses de bois surversées à chaque palier.

Un essai type commence avec un débit initial de 0.5 l/s. Un palier est considéré terminé lorsque les hauteurs d'eau sont stabilisées pendant 30 seconde à 1 minute pour un débit donné. Le débit est alors augmenté d'un palier et une nouvelle mesure est prise et cela jusqu'à la surverse totale ou l'atteinte de la pleine capacité des pompes. En moyenne, un palier de débit a une durée de 3 à 4 minutes. Chaque augmentation de débit est marquée par une pression sur le bouton poussoir permettant par la suite d'identifier sans ambiguïté la fin du palier. Dans la nécessité d'obtenir au moins quatre paliers de débit avant la surverse, les augmentations de débits ont pu varier de 0.2 à 0.5 l/s selon les barrages.

Les apports de bois ont été réalisés manuellement à l'amont du canal. Les premiers apports étaient réalisés dès le premier palier de débit à 0.5 l/s. Une fois que l'ensemble des flottant avait atteint le barrage, un nouvel apport de bois était réalisé. L'expérience a montré que les flottants peuvent se trouver dans trois situations (Figure 23) :

- **Flottants libres** (marqué ❶ sur Figure 23) : Situé dans l'écoulement sans contact avec le barrage ou l'embâcle localisé contre ce dernier. Il a été observé des courants de recirculation en amont de l'embâcle et ces flottants libres suivent ces courants tourbillonnaires ;
- **Tapis de flottants** (marqué ❷ sur Figure 23) : En contact avec l'embâcle, ces flottants ne sont plus libres de circuler sans entrave. Les forces de trainée des écoulements orientés en direction du barrage les attire vers ce dernier. Ils forment un "tapis" de flottants à la surface dont l'épaisseur est de l'ordre de grandeur du diamètre des flottants : il y a peu de recouvrement vertical ;
- **Flottants obstruant** (marqué ❸ sur Figure 23) : En contact direct avec le barrage, entraînés sous l'eau ou ne remontant pas à la surface de l'eau sous l'effet des forces de trainée et de friction avec le barrage ou les autres embâcles. Ces flottants forment une accumulation partiellement submergée obstruant les ouvertures du barrage.

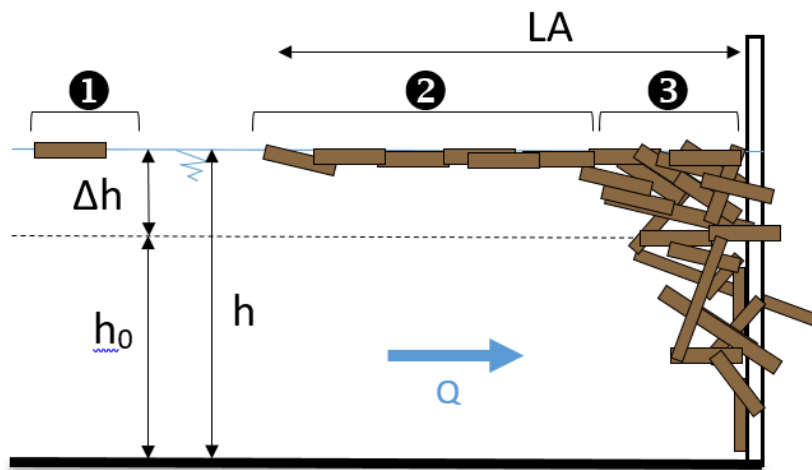


Figure 23. Vue de profil schématique des embâcles et identification des paramètres

Les paramètres descripteurs des expériences sont donc les suivants :

- Débit liquide Q (l/s) ;
- Hauteur d'eau sans embâcle h_0 (mm) ;
- Hauteur d'eau avec embâcle h (mm) ;
- Surcote liée aux embâcles $\Delta h = h - h_0$ (mm), proche de la perte de charge $\Delta H = H - H_0$ dans nos conditions : 90% des nombres de Froude mesurés étaient dans la gamme 0.02-0.31, valeur médiane $Fr_{0,50\%} = 0.10$ qui amène à une erreur moyenne de 1% et à 95% des erreurs < 5% sur l'approximation $\Delta h \approx \Delta H = H - H_0 = (h + Q^2/2gh^2W^2) - (h_0 + Q^2/2gh_0^2W^2)$, avec W la largeur du cana (0.4 m) et g l'accélération de la pesanteur (9.81 m/s²).
- Longueur du tapis flottant LA (m).

Il n'a pas été défini de débit d'apport de flottant prédéterminé comme on peut le faire pour du débit solide sédimentaire. Les processus de recrutement, transport et dépôts de flottants sont trop chaotiques pour espérer utiliser de tels approches. Nous avons plutôt suivi une approche inverse par observation de la localisation des flottants ajoutés précédemment et par ajout quand l'ensemble des flottants avaient rejoint l'embâcle, ceci jusqu'à épuisement du mélange. Le critère d'ajout de bois était le suivant : « il doit rester des flottants libres dans le canal ».

Lorsqu'une surverse totale se produit, l'essai est terminé. Un bouton poussoir permet de garder une trace du moment de la surverse et donc des hauteurs d'eau et du débit de celle-ci.

L'ensemble des données mesurées pendant les essais sont fournies en Annexe A.

3.2 Résultats

3.2.1 Configuration et types d'embâcles en fonction des types de barrages

Le schéma de la Figure 24a présente la configuration typique des flottants et les trajectoires des lignes de courant lors des essais réalisés avec **barrage plein**. Aucun écoulement ne pouvant avoir lieu à travers l'ouvrage, les lignes de courants remontent en direction du seuil et, excepté en surface, il n'y a pas de vitesse quasi-horizontale dirigées vers le barrage. Les flottants ne sont ainsi pas aspirés sous la surface l'eau et forment uniquement un tapis de flottants. Ce dernier s'élève avec l'élévation du plan d'eau lorsque le débit augmente. La section d'écoulement sur le seuil peut donc partiellement se libérer en fonction de l'évolution du débit ; les surcotes liées à ce type d'embâcles sont en conséquence relativement faibles.

Les points de contacts et chaînes de force empêchant le tapis de flottant de passer par-dessus le barrage sont constituées par l'organisation aléatoire et changeante des flottants. Les embâcles constitués en quasi-totalité d'un tapis de flottants sont supportés par très peu de points d'appui sur le barrage. Le tapis de flottants et l'organisation des éléments évoluent par ailleurs quand le niveau du plan d'eau change. Les chaînes de forces changent régulièrement et sont instables et peu nombreuses. En conséquence, les tapis de flottants ont été relargués pour des hauteurs de surverse par-dessus le barrage très faibles (cf. §3.2.3).

Dans les configurations de **barrages filtrants** testés par la suite, les lignes de courants passent au contraire partiellement à travers le barrage (Figure 24b). Des phénomènes d'aspiration et de plaquage de certains flottants contre le barrage ou contre les éléments déjà en place ont été observés. Les flottants obstruant (notés ③) restent plaqués contre l'ouvrage par les forces de trainées et sont beaucoup moins mobiles que le tapis de flottants (notés ②), même quand le plan d'eau change de niveau en lien avec un changement de débit. L'obstruction des ouvertures et du seuil est ainsi beaucoup plus marquée, générant des pertes de charges plus importantes.

L'embâcle d'obstruction ainsi formée génère par ailleurs de nombreux points de contacts pour le tapis de flottants, voire même un enchevêtrement très dense des flottants qui obstruent le seuil. Le tapis de flottants est alors beaucoup plus stable et est généralement relargué pour des hauteurs de surverse plus importantes (cf. §3.2.3).

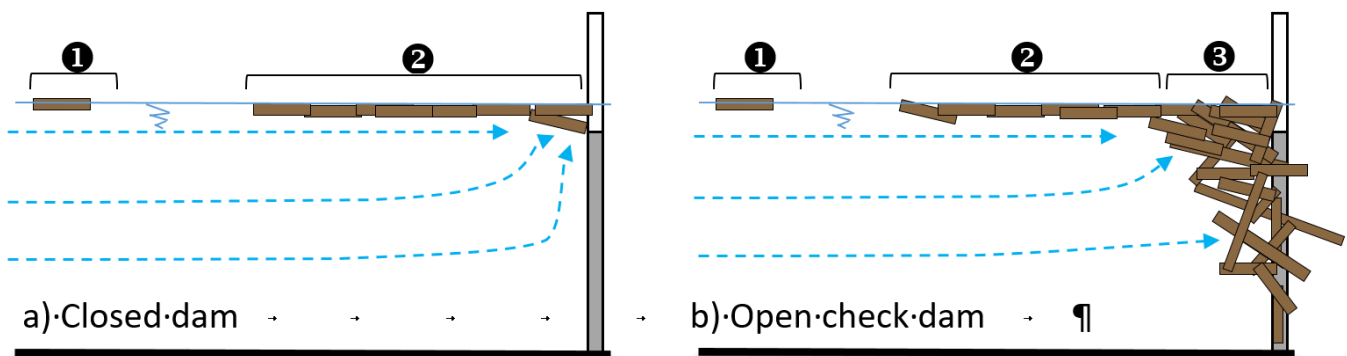


Figure 24. Configuration type des embâcles et lignes de courants : (a) avec un barrage plein et (b) avec barrage filtrant. Quasi absence de flottants obstruant dans le premier cas.

La longueur de l'embâcle LA était en moyenne de 700 à 800 mm pour les mélanges 1A, 2A, 1B et 2B, et de 1000 mm pour le mélange 3B en amont des barrages à fente et à pertuis.

Dans le cas des débits les plus forts, le tapis de flottants se réorganise en une forme plus compacte. Les relargages de quelques éléments à chaque palier peuvent amener le tapis à se réduire significativement (Figure 25). Ceci est toutefois un artefact de nos essais puisque les mélanges sont prédéfinis et de volume limité. Pour les essais les plus longs, les volumes utilisés se sont montrés un peu faibles. Sur le terrain, pour des crues de grande magnitude, il faut s'attendre à des volumes plus importants permettant à un tapis de flottant significatif de perdurer. On retient donc surtout qu'un embâcle de volume relativement limité peut suffire à générer une perte de charge significative comme l'illustre la Figure 25.

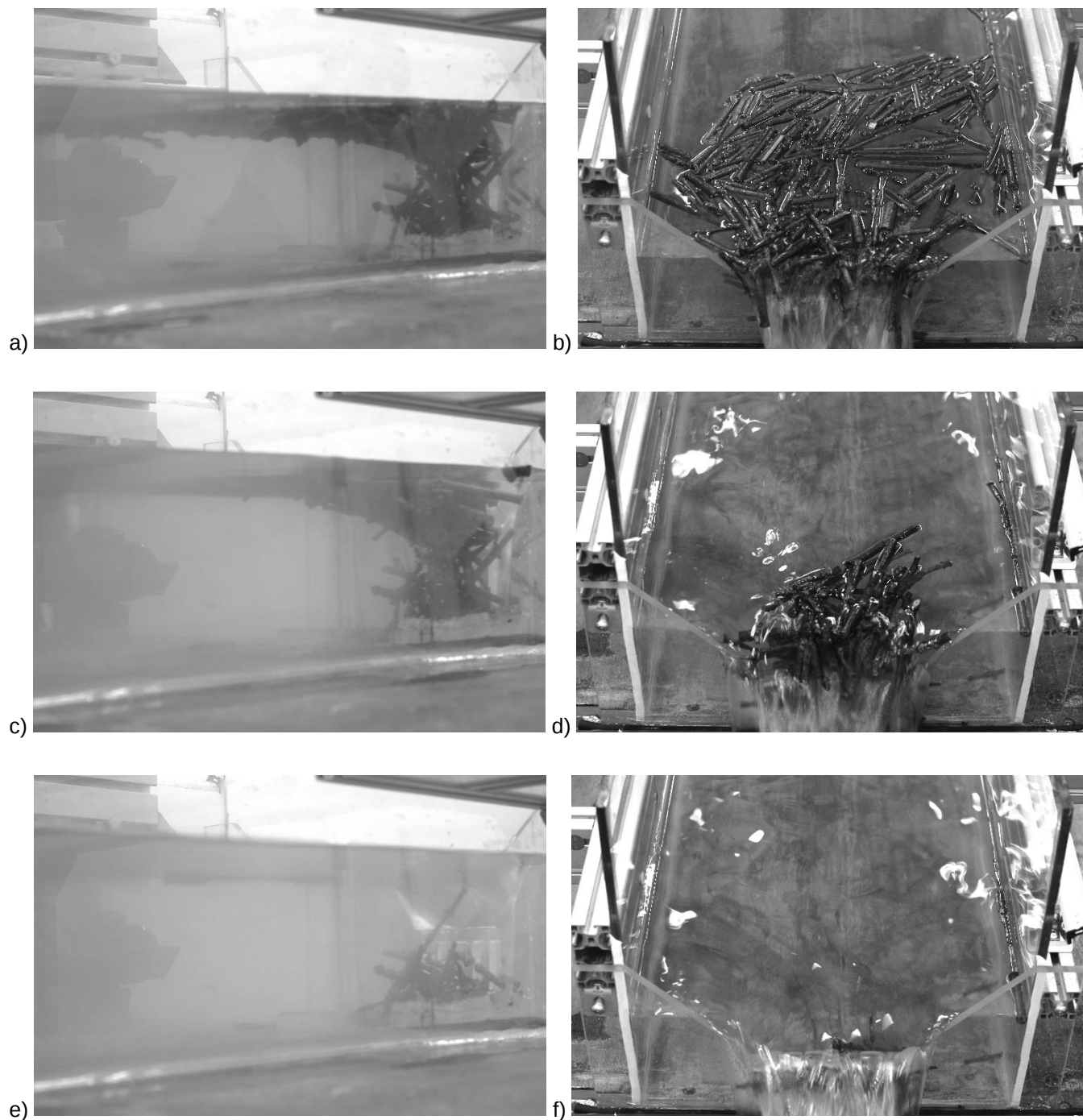


Figure 25 : illustration des différents états possible d'un embâcle (essai Mix A2 2 sur le barrage à pertuis) : tapis de flottant bien formé pour débit 3.5 l/s a) vue de côté et b) vue de dessus ; tapis de flottant compact ayant partiellement surversé, débit de 5.4 l/s c) vue de côté et d) vue de dessus et état final après surverse en masse finale pour un débit de 5.4 l/s e) vue de côté et f) vue de dessus

3.2.2 Lois hauteur – débit

3.2.2.1 Formules théoriques

Les expérimentations réalisées permettent d'établir des lois hauteur – débit. Pour l'ensemble des barrages testés, le débit d'eau peut être décomposé en deux débits (Figure 26):

1. Le débit noté Q_1 passant à travers le barrage;
2. Le débit noté Q_2 passant par-dessus le barrage.

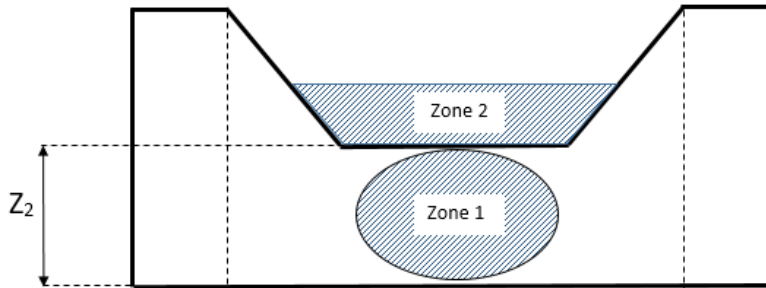


Figure 26. Zones d'écoulement types d'un barrage pouvant être influencées par la présence de flottants

A Débit passant à travers l'ouvrage

L'équation (1), dite équation de Grand Orifice (Lencastre, 1983, p.318), est recommandée pour les orifices dont la dimension verticale est proche de la hauteur d'eau (Piton and Recking, 2016a).

$$Q_1 = N\mu_1 W_1 \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left(\left(\frac{h}{1+\beta_1} \right)^{1.5} - \left(\frac{h-h_1}{1+\beta_1} \right)^{1.5} \right) \quad (1)$$

Où Q_1 est le débit liquide (m^3/s), N est le nombre de fente ou pertuis (-), μ_1 est le coefficient de seuil ou d'orifice pris par défaut à 0.65 (Piton et al., 2016) mais recalibré sur chaque ouvrage avec les essais en eau claire (-), W_1 est la largeur de l'ouverture (m), g est l'accélération de la pesanteur ($9.81 m/s^2$), h est la hauteur d'eau amont (m) qui est aussi noté h_0 et doit être remplacée par la charge H_0 si l'approximation $h_0 \approx H_0$ n'est pas valable³, h_1 est la hauteur des pertuis (m) et le terme β_1 est un terme introduit dans la présente étude pour prendre en compte la perte de charge liée à la présence des flottants dans les écoulement passant au travers du barrage. En l'absence de flottants, $\beta_1 = 0$.

Le deuxième terme de l'équation (1), en $(h-h_1)$, n'apparaît que si la hauteur d'eau est supérieure à la hauteur de l'orifice h_1 , c'est-à-dire si les pertuis sont en charge ou si l'écoulement surverse par-dessus la cuvette. Pour $h < h_1$, ce deuxième terme disparaît et on retrouve une équation classique d'écoulement à travers une fente

A noter que nous modélisons aussi le barrage fente avec la formule de grand orifice et une valeur de $h_1 = Z_2$. La largeur de la fente et le débit passant au-dessus de z_2 est par ailleurs intégré à la cuvette. Ceci permet de calculer Q_1 avec une valeur de β_1 représentative de l'effet de l'embâcle situé dans la zone 1 et de calculer le débit passant sur la largeur de la fente mais au-dessus du seuil dans Q_2 et avec le coefficient β_2 représentatif des effets de l'embâcle de surface.

B Débit passant par-dessus le barrage

L'équation (2) correspond à l'équation de seuil trapézoïdal retenue par Deymier et al. (1995, p.70) pour les écoulement sur les barrages de correction torrentielle :

$$Q_2 = \mu_2 \left(W_2 \sqrt{2g \left(\frac{h-z_2}{1+\beta_2} \right)^3} + \frac{0.308}{0.385 \tan \Phi} \sqrt{2g \left(\frac{h-z_2}{1+\beta_2} \right)^5} \right) \quad (2)$$

Où Q_2 est le débit liquide (m^3/s), μ_2 est le coefficient de seuil pris par défaut à 0.385 (Deymier et al., 1995, p.70) mais recalibré sur le barrage plein avec les essais en eau claire (-), W_2 est la largeur en base du seuil trapézoïdal (m), g est l'accélération de la gravité ($9.81 m/s^2$), h est la hauteur d'eau amont ou la charge amont si l'approximation $h_0 \approx H_0$ n'est pas valable (m), z_2 est la hauteur de pelle (m), le terme β_2 est un terme introduit dans la présente étude

³ L'équation $h_0 \approx H_0$ est par exemple valable avec une erreur de 5% pour des écoulements au nombre de Froude < 0.3

pour prendre en compte la perte de charge liée à la présence des flottants dans les écoulements passant sur le seuil et Φ est l'angle entre l'horizontal et l'aile du trapèze, pris à 45° dans nos essais.

Le débit total d'eau (Q) passant à travers les barrages est alors défini par la somme des équations (1) et (2), soit l'équation (3) ci-dessous :

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad (3)$$

C Formulation de la perte de charge

Le lien entre perte de charge Δh et coefficient β_i s'établit comme décrit ci-après. La hauteur d'eau totale est la somme de la hauteur d'eau sans embâcle plus la perte de charge toujours selon l'approximation $h_0 \approx H_0$ (Figure 23).

$$h = h_0 + \Delta h = h_0 \left(1 + \frac{\Delta h}{h_0} \right) \Leftrightarrow h_0 = \frac{h}{\left(1 + \frac{\Delta h}{h_0} \right)} = \frac{h}{(1 + \beta_i)} \Leftrightarrow \frac{\Delta h}{h_0} = \beta_i$$

L'hypothèse de travail est que les embâcles induisent une perte de charge Δh , c'est-à-dire qu'ils dissipent de l'énergie par friction et diminuent la débitance de l'ouvrage par obstruction. Malgré les niveaux plus hauts en amont des ouvrages, seule la composante h_0 fournit réellement l'énergie à l'écoulement pour que le débit Q passe l'ouvrage. Le chargé d'étude cherchant à estimer les surcotes de niveaux liées aux embâcles est typiquement dans la situation de connaître le débit (débit de projet, débit de danger) et de vouloir calculer le niveau atteint en eaux claires (h_0) et présence d'embâcle (h). On cherche donc à définir Δh qui est dimensionnel (m).

L'équation en eaux claires est généralement disponible dans la littérature avec des valeurs tabulées des coefficients d'orifice ou de seuil μ_i . On se propose donc de fournir un coefficient adimensionnel β_i qui soit transférable autant que possible entre ouvrages et entre expériences en laboratoire et cas de terrains. Le lien entre Δh et β_i est donc le suivant :

$$Q \propto h_0^\gamma \propto \left(\frac{h}{1 + \frac{\Delta h}{h_0}} \right)^\gamma \propto \left(\frac{h}{1 + \beta_i} \right)^\gamma$$

Où γ est une puissance qui dépend du type d'ouvrage ($\gamma = 0.5$ pour les orifices, $\gamma = 1.5$ pour les seuils rectangulaire et $\gamma = 2.5$ pour les seuils triangulaires). En définitive, on propose de réaliser une analyse au travers d'un coefficient adimensionnel β_i plutôt qu'au travers d'une perte de charge dimensionnelle Δh difficile à estimer. Plus β_i augmente, plus l'écoulement à travers l'embâcle est influencé par la présence des flottants et l'énergie nécessaire à l'écoulement pour faire passer le débit liquide augmente en conséquence. Ainsi, plus les écoulements des zones 1 et 2 (Figure 26) sont influencés, plus les hauteurs d'eau au niveau du barrage augmentent. Lorsqu'il n'y a pas de flottant, $\beta_1 = \beta_2 = 0$ et les équations (1) et (2) retrouvent leur formulation habituelle.

Les analyses ont été menées de la façon suivante :

- Calibration du coefficient μ_i sur les essais **en eau claire** et validation de la formulation théorique ;
- Calibration du coefficient β_1 **sur les écoulements sans surverse par-dessus le seuil ou avec surverse limitée**, les résultats variant entre essais, deux valeurs ont été estimées pour décrire des enveloppes hautes et basses des lois $h=f(Q)$. A noter que les valeurs de β_1 calculées sur l'ensemble des essais sont fournies dans les figures mais que les valeurs estimées pour des écoulements surversant significativement les barrages ne doivent pas être considérées comme significatives puisque β_2 a aussi une influence ;
- Calibration du coefficient β_2 **sur les écoulements avec surverse marquée** (bien qu'il soit calculé sur l'ensemble des écoulements). Ici aussi des valeurs enveloppes hautes et basses ont été proposées. Il faut souligner qu'elles sont partiellement dépendantes des valeurs de β_1 puisqu'il y a une continuité entre la formation des embâcles dans la zone 1 et dans la zone 2. Les barres d'incertitudes fournies sur les valeurs de β_2 sont estimées avec les valeurs hautes et basses de β_1 , le point central étant calculé avec une valeur de β_1 moyenne entre la valeur haute et la valeur basse. Les essais sur barrage plein où seule la zone 2 était sollicitée auraient théoriquement permis une estimation indépendante de β_2 . En réalité ils ne sont pas directement utilisables et transférables parce que les embâcles formés contre le barrage plein sont principalement constitués de tapis de flottants (Figure 24a) alors que celles formées contre les barrages filtrants sont largement composés de flottants obstruant (Figure 24b). Les valeurs estimées pour β_2 dans la configuration de barrage plein sont ainsi inférieures aux valeurs estimées dans la configuration de barrage filtrant (voir section suivante).

3.2.2.2 Résultats de mesures

Les graphiques des figures suivantes (Figure 27, Figure 29, Figure 28 et Figure 30) présentent les variations de hauteur d'eau (h) en millimètres, en fonction du débit Q en l/s. Le trait plein représente la courbe théorique $h=f(Q)$ en condition d'eau claire. Les deux lignes en pointillées sont des courbes enveloppes de niveaux en présence de flottants estimés via l'équation (3).

A Barrage plein (closed dam)

Pour le cas du barrage plein, aucun flux ne passe à travers le barrage, $Q_1=0$ et il n'a pas été calculé de valeur à β_1 . L'essai en eau claire a permis de vérifier que le coefficient de seuil dans notre configuration (épaisseur de barrage 10 mm, plaque plexiglas non chanfreinée) est de $\mu_2=0.364$ ce qui permet de correctement calculer l'ensemble des mesures en eau clair (Run « NoWood1 » - Figure 27). Cette valeur de μ_2 est calibrée sur les mesures réalisées avec des débits supérieurs à 1 l/s pour bénéficier de hauteurs d'eau de surverse significativement supérieures à l'épaisseur du barrage.

Les courbes enveloppes théoriques maximum et minimum encadrant les points des essais avec flottants sont calculées avec des valeurs de $\beta_2 = 0.05$ (enveloppe basse) et $\beta_2 = 0.4$ (enveloppe haute). Les relargages massifs de flottants apparaissent tous pour des débits faibles, entre 1.5 et 2.5 l/s, d'où le faible nombre de points au-delà de $Q=2$ l/s.

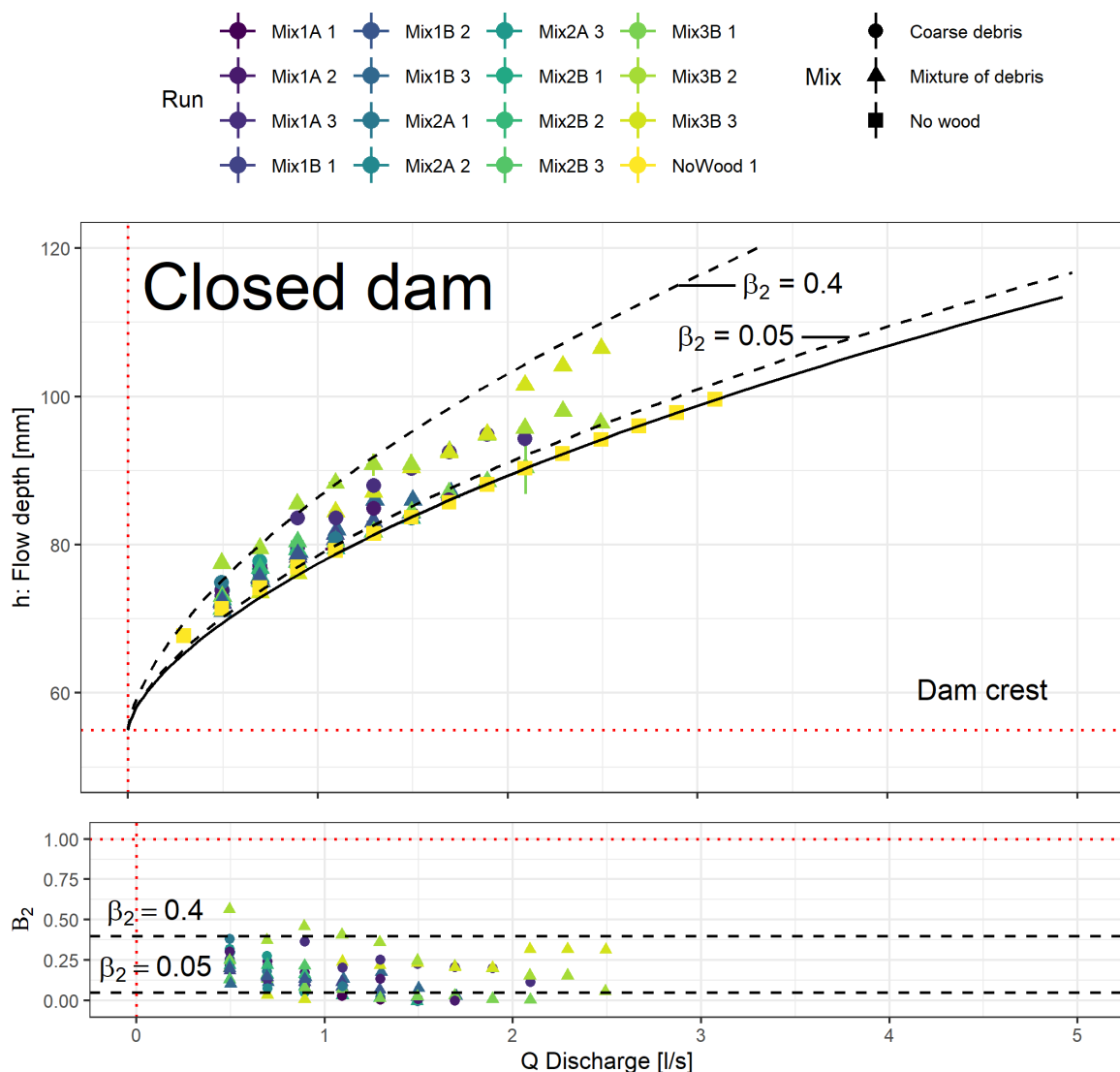


Figure 27. Hauteurs d'eau ("flow depth") en fonction du débit Q ("discharge") pour le barrage plein et estimation des valeurs de β_2

B Barrage à fente équipée de grille (slit dam)

Pour le barrage à fente, les écoulements passent par-dessus le barrage à partir d'un débit de 0.8 l/s pendant les essais en eau claire (Figure 28). Le coefficient de fente μ_1 a été estimé à 0.42, c'est-à-dire 65% de la valeur sans grille. Ce résultat est cohérent avec la présence de la grille qui obstrue à 50% la section d'écoulement et les estimations fournies par Piton and Recking (2016a).

Les essais avec flottants ont permis de calibrer des valeurs des coefficients de la courbe enveloppe haute à $\beta_1 = 0.25$ et $\beta_2 = 0.6$, et celles de la courbe enveloppe inférieure à $\beta_1 = 0.05$ et $\beta_2 = 0.2$ (Figure 28).

Il a par ailleurs été constaté que les relargages de flottants peuvent se produire pour des débits allant de 2.5 l/s à 3 l/s. De nombreux cas présentent cependant un premier relargage partiel pour des débits de l'ordre de 1.5 l/s suivi d'une réorganisation de l'embâcle sous une forme plus stable qui résiste à plusieurs nouveaux paliers de débit, ou alternativement qui est rapidement suivie par une rupture et un relargage total.

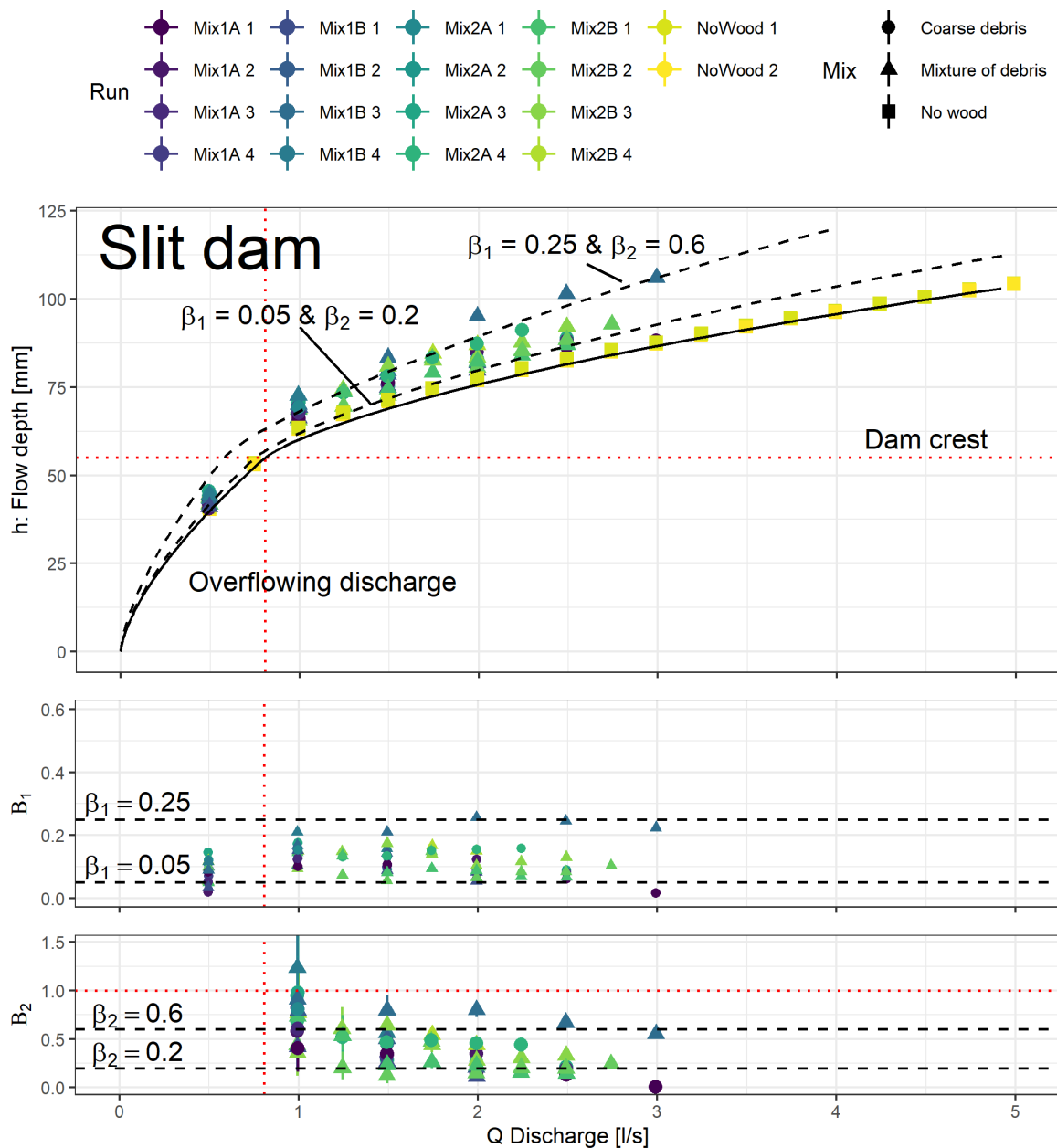


Figure 28 : Hauteurs d'eau ("flow depth") en fonction du débit Q ("discharge") pour le barrage à fente équipée de grille et estimation des valeurs de β_1 et de β_2

C Barrage à pertuis (slot dam)

Pour le barrage à pertuis, lors des essais sans flottant, l'eau surverse à partir d'un débit de 1.9 l/s. Le coefficient de pertuis μ_1 a été estimé à 0.715, soit 110% de la valeur standard de 0.65. La position proche des pertuis permet probablement l'émergence de lignes de courants plus homogènes qui sont vraisemblablement à l'origine de cette valeur plus haute que la normale.

Les essais avec flottants ont permis de calibrer des valeurs des coefficients de la courbe enveloppe haute à $\beta_1 = 0.6$ et $\beta_2 = 0.6$, et celles de la courbe enveloppe inférieure à $\beta_1 = 0.15$ et $\beta_2 = 0.2$ (Figure 29). On remarque que les valeurs de β_2 sont les mêmes que pour le barrage à fente. Les valeurs de β_1 sont plus fortes mais on manque de données sur le barrage à fente puisque ce dernier surverse beaucoup plus rapidement que le barrage à pertuis.

Il a par ailleurs été constaté que les relargages de flottants peuvent se produire à des débits très variables, allant de 3 l/s à 5 l/s. Cependant, dans de nombreux cas, une première surverse partielle est observée pour un débit de 1.5 l/s.

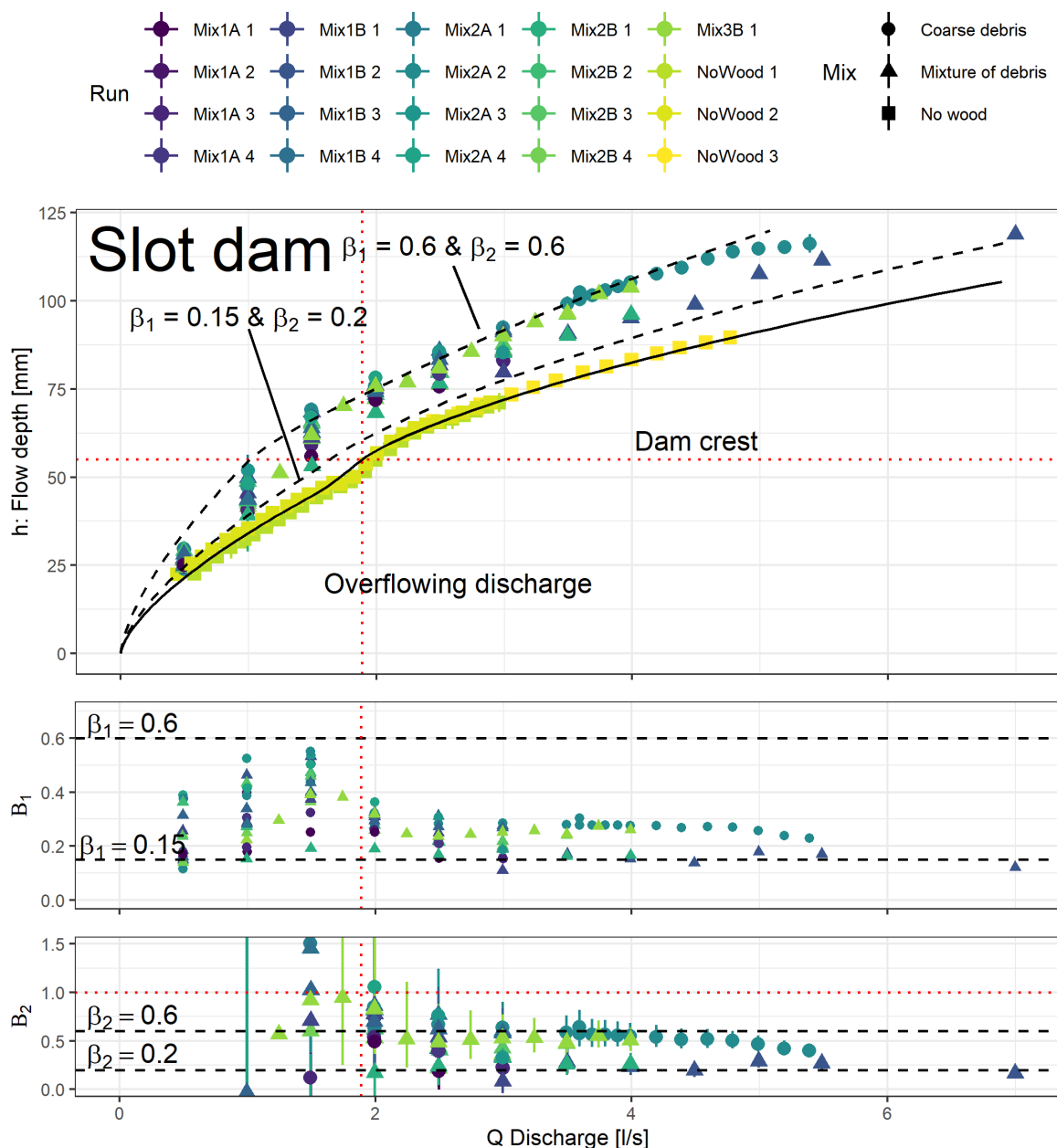


Figure 29 : Hauteurs d'eau ("flow depth") en fonction du débit Q ("discharge") pour le barrage pertuis et estimation des valeurs de β_1 et de β_2

D Barrage peigne (SABO dam)

Le barrage peigne a une configuration plus large et beaucoup plus perméable que les autres barrages filtrants. Sa débitance avant surverse est ainsi beaucoup plus forte : lors des essais sans flottant, l'eau seule surverse à partir d'environ 6.5 l/s (Figure 30). Les barres d'erreur des hauteurs mesurées sont souvent plus importantes que dans les essais précédents. Elles sont dues aux remous et vagues se créant dans le canal pour les débits les plus hauts perturbant les mesures des capteurs.

Le coefficient de fente μ_1 a été estimé à 0.81, soit 125% de la valeur théorique pour les ouvrages à fente unique. Ce résultat est cohérent avec les observations réalisées sur le barrage à pertuis. Les écoulements se dirigeant vers plusieurs fentes voisines ont des lignes de courant plus homogènes et des conditions d'alimentation plus homogènes qu'une fente unique. Le coefficient de fente augmente ainsi avec le nombre de fentes et la largeur de la zone d'écoulement homogène.

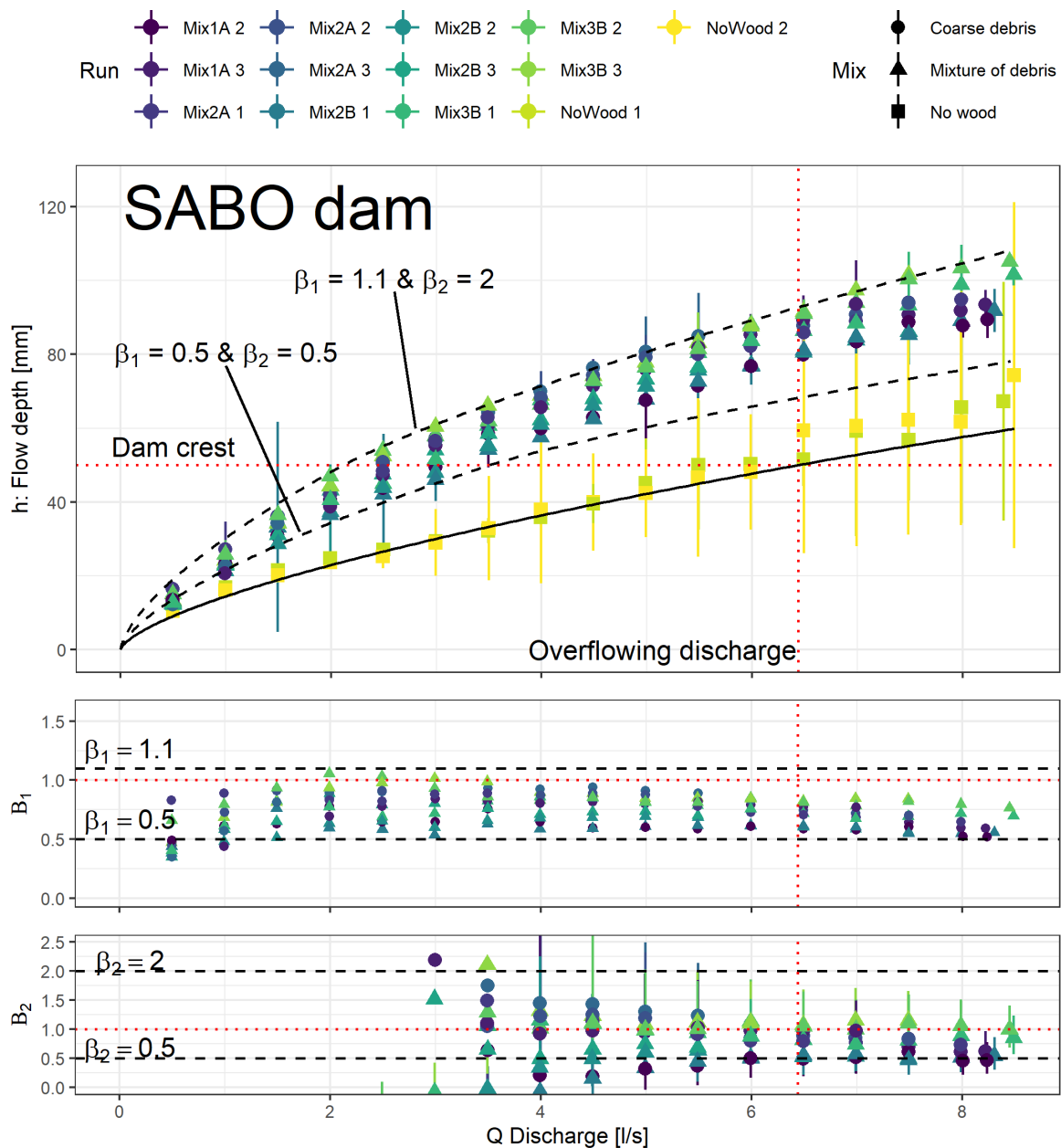


Figure 30 : Hauteurs d'eau ("flow depth") en fonction du débit Q ("discharge") pour le barrage peigne et estimation des valeurs de β_1 et de β_2

Il est intéressant de noter que nous avons testé d'autres formules alternatives avec moins de succès :

- Une hypothèse de section critique (Froude = 1) et de niveau amont mesuré à l'amont égal à la charge hydraulique ($h+v^2/2g$) amenait à une surestimation des niveaux. Il fallait multiplier le débit par 1.4 pour atteindre des estimations correctes.
- La formulation tirée de Di Stefano and Ferro (2013, 2014), théoriquement applicable aux ouvrages peignes verticaux ou inclinés amenait à une surestimation encore plus significative des niveaux d'eau. Le facteur correcteur du débit nécessaire pour atteindre des estimations correctes était alors de 2.

Les essais avec flottants ont permis de calibrer des valeurs des coefficients de la courbe enveloppe haute à $\beta_1 = 1.1$ et $\beta_2 = 2$, et celles de la courbe enveloppe inférieure à $\beta_1 = 0.5$ et $\beta_2 = 0.5$ (Figure 30). L'ensemble de ces valeurs sont significativement plus hautes que pour les autres barrages.

Il a par ailleurs été constaté que les relargages de flottants se sont très rarement produits dans la gamme des débits qu'il était matériellement possible de tester, même avec les débits les plus élevés. L'embâcle se formant avec le barrage peigne était souvent largement constitué de flottants obstruant, le tapis de flottants était très court, voire inexistant. A hauteur d'eau donnée, ce barrage a une plus grande capacité hydraulique, les vitesses amont sont donc supérieures et génèrent la formation d'un embâcle plus dense. Les éléments restants dans le tapis de flottants dans les autres configurations sont dans ce cas aspirés contre l'embâcle. Ceci est une source d'explication probable des valeurs hautes des coefficients représentant les pertes de charge. La section 3.2.3.3 explore cette hypothèse plus en profondeur.

3.2.3 Efficacité de piégeage et relargage de flottants

3.2.3.1 Transparence partielle

Les barrages utilisés sont pourvus d'ouvertures plus ou moins grandes. Le barrage fermé est obstrué à 100%. Le barrage à fente équipée de grille est pourvu d'ouvertures dont la taille caractéristique (5 mm) est relativement petite devant la taille des flottants : seuls des éléments fins et dépourvus de branches sont capables de passer à travers l'ouvrage. Le barrage à pertuis est équipé de cinq pertuis de largeur grande (15 mm) relativement au diamètre de la plupart des flottants. Le barrage peigne présente des écartements encore plus importants (20 mm). Des flottants se présentant alignés avec les ouvertures peuvent donc ponctuellement passer à travers ces barrages (Figure 31). Il a toutefois été constaté que dès que quelques éléments étaient piégés et prenaient une position transversale, l'efficacité de piégeage devenait quasiment totale par la suite.

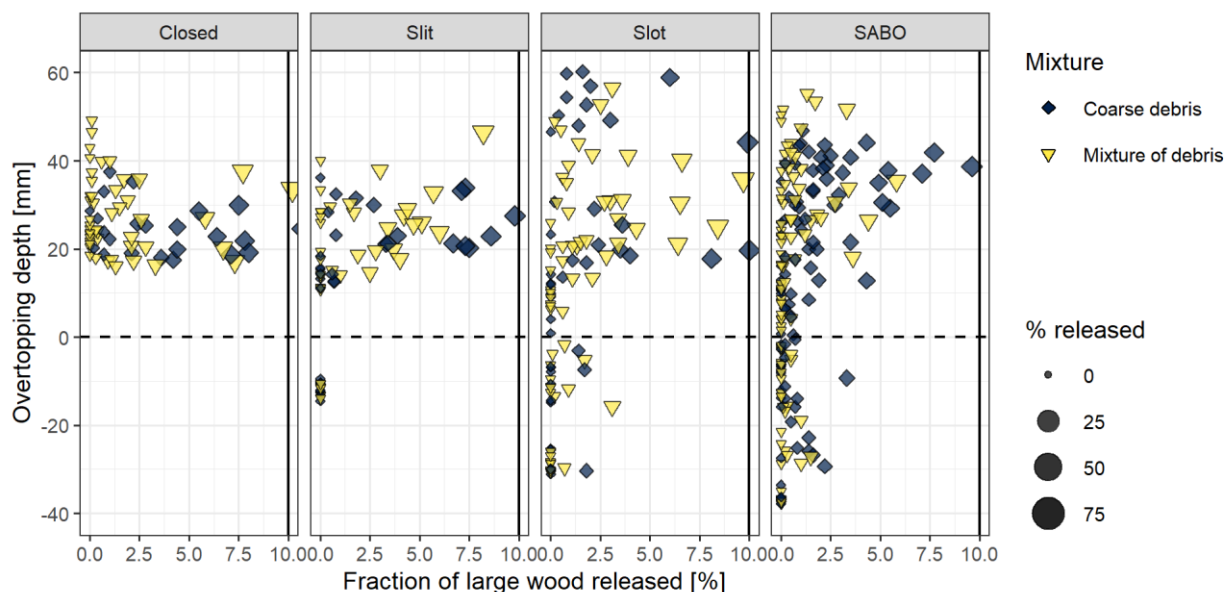


Figure 31 : Hauteur d'eau surversant ("overtopping depth") par-dessus le barrage et taux de relargage ("Fraction of large wood released") pour chaque palier de débit et pour les différents barrage testés. Zoom sur les relargages inférieurs à 10%. Des relargages marginaux, de l'ordre de quelques % sont régulièrement observés et augmente en fréquence et en magnitude quand la hauteur d'eau approche et dépasse 20 mm

Le taux de relargage est estimé par la masse relarguée pendant le palier de débit divisé par la masse totale de flottant utilisée pendant l'essai. Il aurait été peut-être plus pertinent de le calculer par la masse relarguée divisée par la masse introduite avant le palier mais cette grandeur n'a malheureusement pas été mesurée.

Cette transparence partielle ne concerne toutefois que les relargages laissant passer une faible fraction, i.e., <10%, des volumes totaux injectés. La fréquence de passage de ce type de petits relargages augmente significativement quand la hauteur d'eau passant par-dessus le barrage dépasse quelques fois le diamètre des flottants. Le type de mélange de flottants (seulement des gros éléments, "Coarse debris" ou mélange de gros éléments et de petits flottants, "Mixture of debris") ne semble pas significativement influencer le processus et cette valeur seuil.

3.2.3.2 Débit et hauteur critique de relargage en masse

Sur l'ensemble des essais menés, il est à noter que l'arrangement des flottants dans l'écoulement est aléatoire, et possède donc un comportement chaotique. Pour un même barrage, une même pente de canal et un même mélange, les débits de surverses et les hauteurs d'eau mesurées diffèrent d'un essai à l'autre. On définit arbitrairement par la suite une "surverse en masse" comme concernant plus de 10% du volume total de flottants utilisé pendant l'essai. L'arrangement aléatoire des embâcles fait émerger une grande variabilité dans les débits et hauteurs critiques générant des surverses en masse.

- Les débits générant ce type de relargage varient d'un facteur 1 à 5 pour le barrage fermé et d'un facteur 1 à environ 2 pour les barrages fentes et pertuis. Le cas du barrage peigne est particulier parce que seulement trois relargages dépassent le seuil de 10% (Figure 32a).
- Les hauteurs de surverse par-dessus le barrage générant ce type de relargage varient seulement d'un facteur 1 à 3 pour le barrage fermé, d'un facteur 1 à environ 2 pour le barrage à fente et d'un facteur 1 à environ 3 pour le barrage à pertuis (Figure 32b).

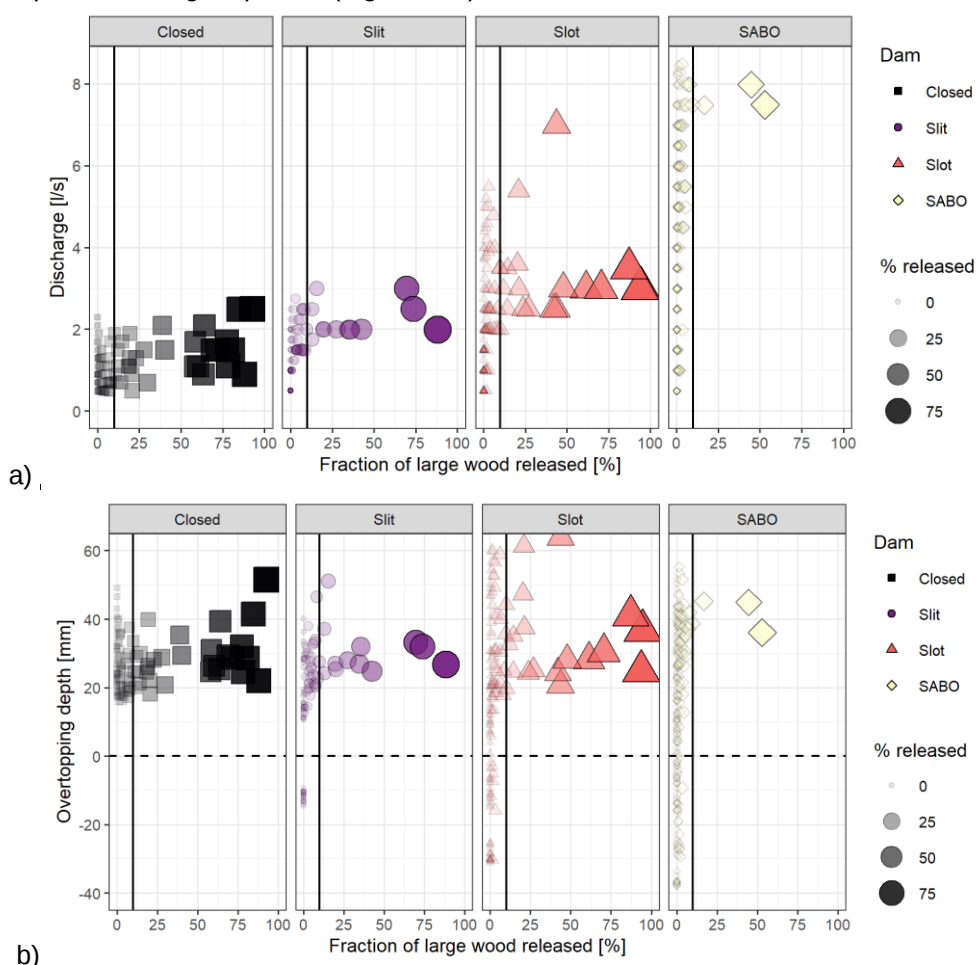


Figure 32 : Fraction de bois relargué ("Fraction of large wood released") pour différents paliers de a) débit ("Discharge") et b) hauteur surversante par-dessus le barrage ("Overtopping depth"). Le trait vertical noir représente le seuil arbitraire de 10% définissant les "relargages en masse".

Le type de mélange de flottants, c'est-à-dire la présence ou non de matériaux fins dans l'embâcle formé de flottants grossiers ne semble pas influencer le débit critique de relargage (Figure 33a). La longueur maximum des flottants introduits, potentielle source de formation d'arches dans l'embâcle, ne semble pas significative non plus, sauf peut-être pour le barrage plein où l'on constate des débits légèrement supérieurs pour les mélanges dont la longueur maximum des éléments est de 200 mm par rapport à ceux dont elle est de 150 mm (Figure 33b). Le cas du barrage peigne ne doit pas être considéré significatif : seulement trois relargages >10% ont été observés et l'échantillon est donc trop faible pour tirer une conclusion claire.

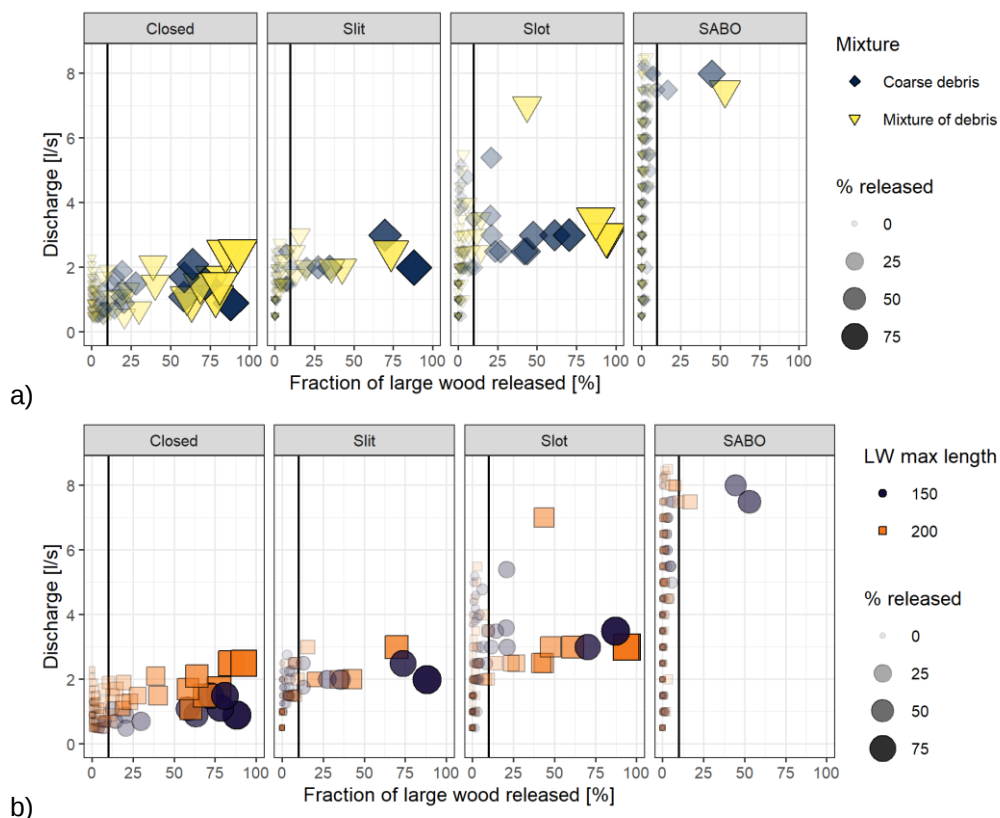


Figure 33 : Fraction de bois relargué ("Fraction of large wood released") pour différent palier de débit ("Discharge") : couleur et forme des points variant en fonction de a) le type de mélange : mélange uniquement composé de gros flottants ("Coarse debris") ou mélange de gros flottants avec des éléments fins ("Mixture of debris") ; et b) la longueur maximum des flottants de 150 ou 200 mm ("LW max length"). Le trait vertical noir représente le seuil arbitraire de 10% définissant les "relargages en masses".

L'expérience a souvent montré que de nombreux flottants peuvent venir se coincer dans les pertuis ou entre les dents de l'ouvrage peigne. Ce phénomène peut alors créer un embâcle très stable, et parfois former des systèmes en arches (Figure 34).

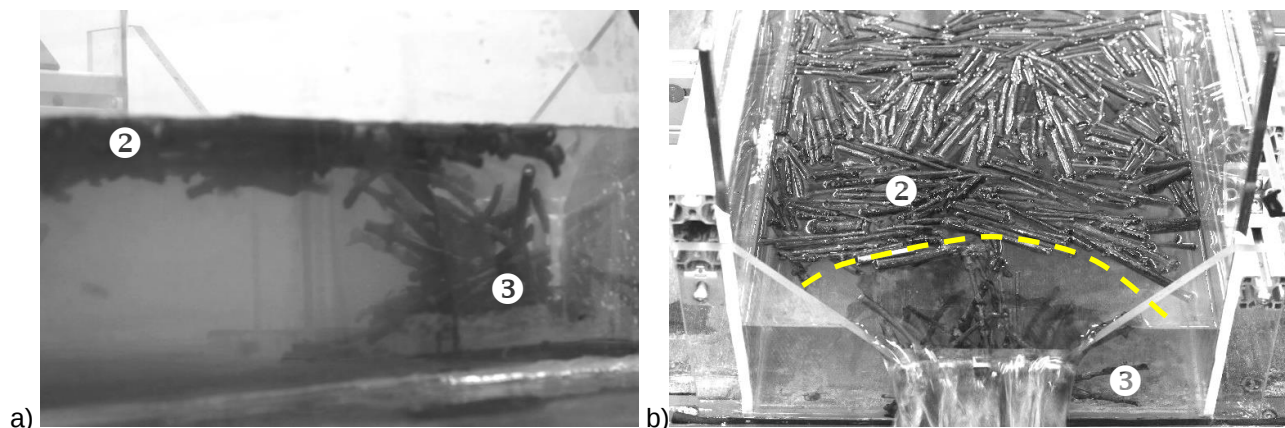


Figure 34. a) Vue de côté du barrage, on distingue le tapis de flottants (2) et les flottants obstruants (3) : a) orientés vers les ouvertures qui forment un peigne d'obstacle au passage du tapis de flottants et b) vue de dessus d'un tapis de flottants stabilisé par une configuration en arche (pointillés jaune) sur le barrage à pertuis

Les arches, tel que les exemples donnés Figure 25 ou Figure 34, sont les configurations d'accumulation les plus stables qui ont pu être observées. Elles correspondent aux séries de points qui se prolongent pour les débits les plus forts sur le barrage fermé (Figure 27), sur le barrage à fente (Figure 28) et sur le barrage à pertuis (Figure 29). Une arche est parfois maintenue par seulement deux flottants de grande dimension ou par des flottants en position sub-v verticale plaqué contre le barrage formant des obstacles à la surverse du tapis de flottants (Figure 35). Ces embâcles nécessitent alors un débit et donc des hauteurs d'eau plus importantes pour être déstabilisés et relargués à l'aval.

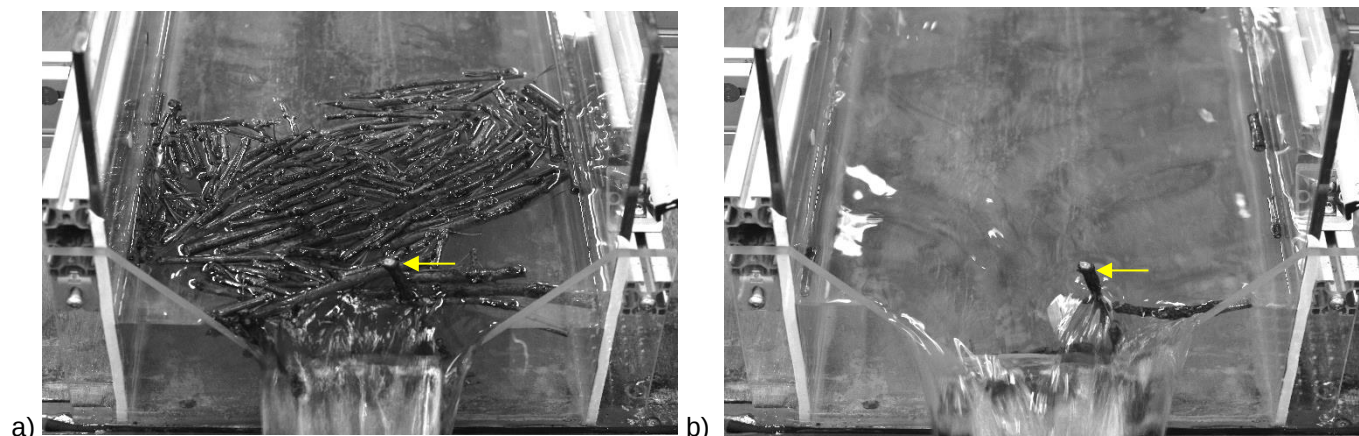


Figure 35 : Exemple de flottants très stable en position sub-v verticale (flèche jaune) générant un obstacle au relargage du tapis de flottants : a) avant relargage et b) après relargage. Ce flottant a généré l'embâcle le plus stable observé sur le barrage à pertuis et a résisté à la surverse qui a eu lieu à 7 l/s

Les arches sont plus stables et supportent donc des débits plus importants mais, à débit donné, ne créent toutefois pas nécessairement les pertes de charge les plus significatives. On observe par exemple sur la Figure 29 deux séries de points qui se prolongent jusqu'à des débits proches de 5 l/s et qui correspondent à des embâcles en arche. Ces deux embâcles sont les plus stables qu'il ait été observé sur le barrage à pertuis. Ils génèrent toutefois des pertes de charges très différentes : proche de l'enveloppe haute pour l'un, valeur haute liée à un fort taux d'obstruction de la cuvette du barrage (Figure 36a) ; et assez proche de l'enveloppe basse pour l'autre, valeur basse liée à une cuvette de barrage globalement très peu obstruée (Figure 36b). Il n'y a donc pas de corrélation totale entre la stabilité de l'embâcle et la perte de charge liée à cette dernière : la première caractéristique est liée à l'agencement de quelques flottants de grande dimension alors que la deuxième caractéristique est liée à la densité de l'embâcle qui est plutôt pilotée par les éléments de petite dimension. Ce phénomène est donc très aléatoire.

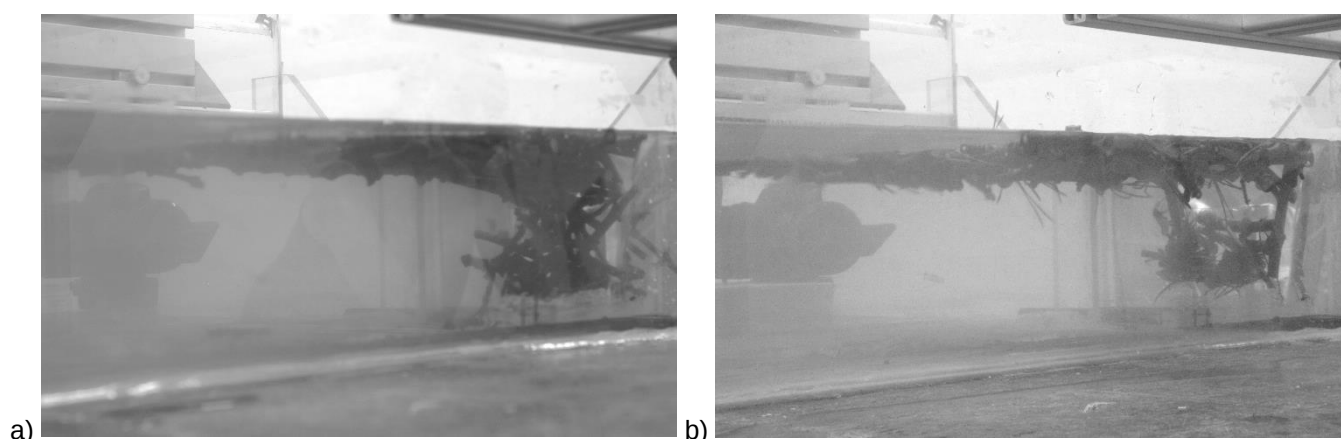


Figure 36 : Vue latérales des deux embâcles les plus stables des essais sur le barrage à pertuis : a) configuration très obstruante observée pendant l'essai Mix A2 2 et b) configuration faiblement obstruante observée pendant l'essai Mix 1B 2

Comme explicité plus haut, c'est plutôt la configuration des flottants obstruant (notés type ③) qui maximisent les pertes de charge. Les embâcles observés sur le barrage peigne pour les débits maximaux étaient tous formés d'accumulations très denses de flottants obstruant et ont générée des pertes de charges plus importantes que les autres barrages (coefficients β_1 et β_2 plus forts).

Au contraire des autres barrages, le barrage peigne s'est montré peu susceptible aux relargages : seulement trois épisodes dépassant 10% ont été observés dans la gamme des débits qu'il était physiquement possible d'injecter dans le canal. Les flottants s'accumulent de manière plus homogène sur ce type de barrage (comparer Figure 35a et Figure 37) et de nombreux flottants ont des positions hors du plan horizontal formant rugosité et obstacles à la surverse du tapis de flottants.



Figure 37 : Vue de dessus d'un embâcle piégé par le barrage peigne, tapis très dense surmontant un fort débit passant à travers l'ouvrage très perméable

Les intervalles entre dents étant nombreux et de grandes tailles, un débit significativement plus important passe à travers le corps du barrage. Les débits de surverse en eau pure étaient par exemple de 0.8 l/s pour le barrage à fente, de 1.9 l/s pour celui à pertuis et de 6.4 l/s pour le barrage peigne. Cet important flux est alimenté par des vitesses en amont du barrage plus fortes et mieux réparties. Il se forme ainsi un embâcle plus dense. Aux débits les plus hauts, une grande partie du tapis de flottants avait été aspirés et plaqué contre le barrage peigne. La capacité hydraulique du barrage peigne restant toutefois très haute, les hauteurs d'eau permettant des relargages en aval sont atteintes pour des débits très supérieurs aux autres configurations.

3.2.3.3 Hauteurs et débits critiques de relargage en masse

3.2.3.3.1 Effet de la hauteur de surverse

Dans le cadre de l'analyse et afin de transférer les résultats observés en laboratoire aux conditions observées sur le terrain, il a aussi été mené des analyses par grandeurs adimensionnelles. Les hauteurs d'eau ont été adimensionnalisées par le diamètre moyen des flottants en cohérence avec les résultats de Furlan (2019) qui montrait la prépondérance de cette grandeur sur le phénomène de relargage en aval des évacuateurs de crue :

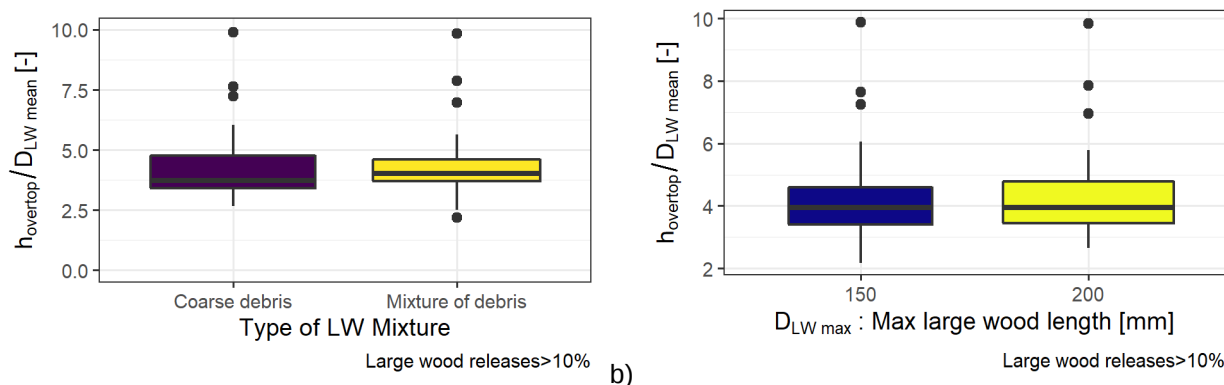
$$h^* = \frac{h_{\text{overtop}}}{D_{\text{LW,mean}}}$$

Avec la hauteur d'eau surversant par-dessus le barrage h_{overtop} (h), sa valeur adimensionnelle h^* (-) et le diamètre moyen des flottants $D_{\text{LW,mean}}$ (m).

A Effet du mélange de flottants

Il a en premier lieu été exploré les corrélations entre type de mélange (avec et sans éléments fins) et longueur maximale des flottants et les hauteurs adimensionnelles de relargage. Dans la gamme explorée dans les essais, gamme qui reste finalement relativement limitée, il n'est pas identifié d'effet significatif de la présence ou non de petits éléments flottants dans l'embâcle (Figure 38a), ni de rôle prépondérant des quelques éléments les plus longs du mélange (Figure 38b). Nous faisons l'hypothèse que le processus de relargage est partiellement aléatoire et que

c'est l'arrangement de l'ensemble des éléments grossiers (et le blocage aléatoire d'un élément dans une position propice à la formation d'une arche ou à la stabilité de l'ensemble, par exemple sur la Figure 35) qui pilote la hauteur moyenne à laquelle l'accumulation perd sa stabilité et est relarguée à l'aval.

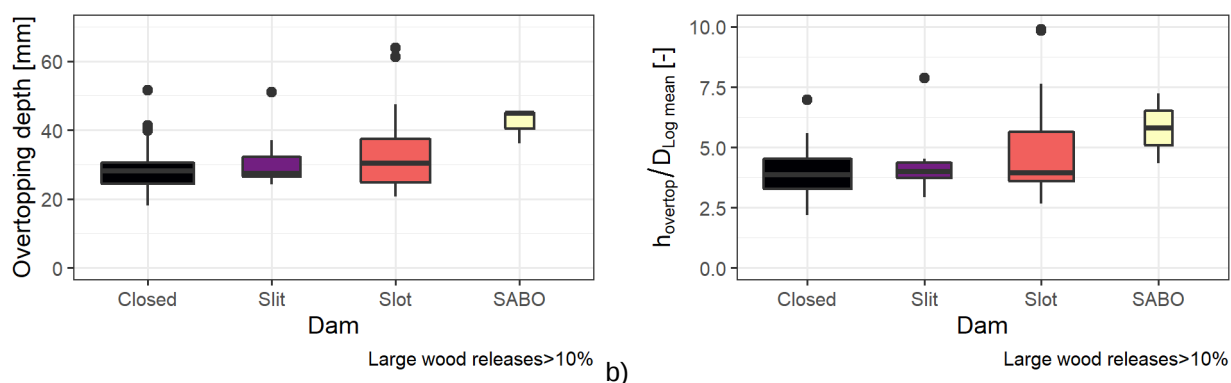


a) b)
Figure 38 : Hauteur d'eau adimensionnelle pour les relargages >10% du volume total en fonction : a) du type de mélange et b) de la longueur maximum des éléments flottants

B Effet du type de barrage

Malgré le caractère partiellement aléatoire des embâcles, il semble possible d'identifier des tendances vis-à-vis des conditions caractéristiques de relargage en masse en aval de barrages :

- Les hauteurs caractéristiques de relargage les plus faibles ont été observées sur le barrage plein (Figure 39) mais en moyenne les trois barrages dont le seuil était de 150 mm de base, i.e., les barrages plein, à fente et à pertuis ont des ordres de grandeur équivalents de hauteurs de relargage en masse.
- Les hauteurs caractéristiques de relargage sont plus fortes sur le barrage peigne pour les raisons explicitées plus haut.
- Les embâcles présentant des configurations en arches se comportent un peu comme des singularités (points les plus hauts isolés de boxplots de la Figure 39). Ils n'ont pas été observés sur le barrage peigne probablement parce les pompes utilisées n'étaient pas assez puissantes pour dépasser le régime de surverse des embâcles normaux et atteindre la zone de transition qui aurait permis de mettre en évidence ce comportement particulier. Par ailleurs, le barrage peigne est propice à l'agencement de flottants dans des positions sub-verticales et aux accumulations formant des obstacles permettant la formation d'arches. Il y a donc aussi peut-être une continuité entre le domaine de stabilité des embâcles normaux et celui des embâcles en arche dans le cas du barrage peigne. Enfin, sa largeur de seuil très supérieure à la longueur maximale des flottants empêche les blocages transverses d'aile à aile.



a) b)
Figure 39 : Conditions de relargage en masse : a) variabilité de la hauteur d'eau pour chaque barrage, b) variabilité de la hauteur d'eau adimensionnelle pour chaque barrage

La Figure 39 met en évidence que les surverses en masse ont le plus fréquemment lieu pour des hauteurs d'eau par-dessus le barrage de l'ordre de 3 à 5 fois le diamètre moyen des flottants avec une valeur médiane de l'ordre de 4. Les résultats pour le barrage peigne sont plus proches d'un facteur 4.5 à 7 mais la faible taille de l'échantillon (3 relargage en masse observés) doit amener à la prudence.

3.2.3.3.2 Effet du débit incident

Le deuxième facteur contrôlant le relargage est lié aux conditions d'écoulement en amont. Pour des vitesses d'approche fortes et un débit liquide fort (à hauteur d'eau donnée), l'embâcle est plus dense et compact, l'effet des frottements semble plus fort et l'embâcle semble plus stable.

Des tests ont été menés en travaillant en débit unitaire $q=Q/W_{\text{mean}}$ avec Q le débit total (m^3/s) et W_{mean} la largeur moyenne de l'écoulement plutôt qu'en débit total :

$$q = \frac{Q}{W_{\text{mean}}} = \frac{Q}{\frac{W+(W+2 \cdot h_{\text{over}} \times \sin \Phi)}{2}} = \frac{Q}{(W+h_{\text{over}} \times \sin \Phi)}$$

Avec le débit d'eau Q (m^3/s) et sa valeur unitaire adimensionnelle $q^*(-)$, la largeur en base de la cuvette W (m), Φ l'angle entre l'aile de la cuvette et l'horizontale ($^\circ$). Cette approche permet de comparer directement les données du barrage peigne et celles des autres barrages dont la largeur de cuvette était plus étroite (figure non montrée). Il est ensuite possible de proposer une adimensionalisation de q en q^* à l'aide de grandeurs géométriques caractéristiques et de l'accélération de la gravité. Ici il est par exemple proposer d'utiliser un proxy du volume du flottant $D_{\text{LW,mean}}^2 L_{\text{LW,mean}}$:

$$q^* = \frac{Q}{(W+h_{\text{over}} \times \sin \Phi) \sqrt{g D_{\text{LW,mean}}^2 L_{\text{LW,mean}}}}$$

Avec g l'accélération de la gravité (9.81 m/s^2) et la longueur moyenne des flottants $L_{\text{LW,mean}}$ (m). La Figure 40 illustre cet effet de l'utilisation de deux grandeurs dimensionnelles ou adimensionnelles pour décrire l'ensemble des essais.

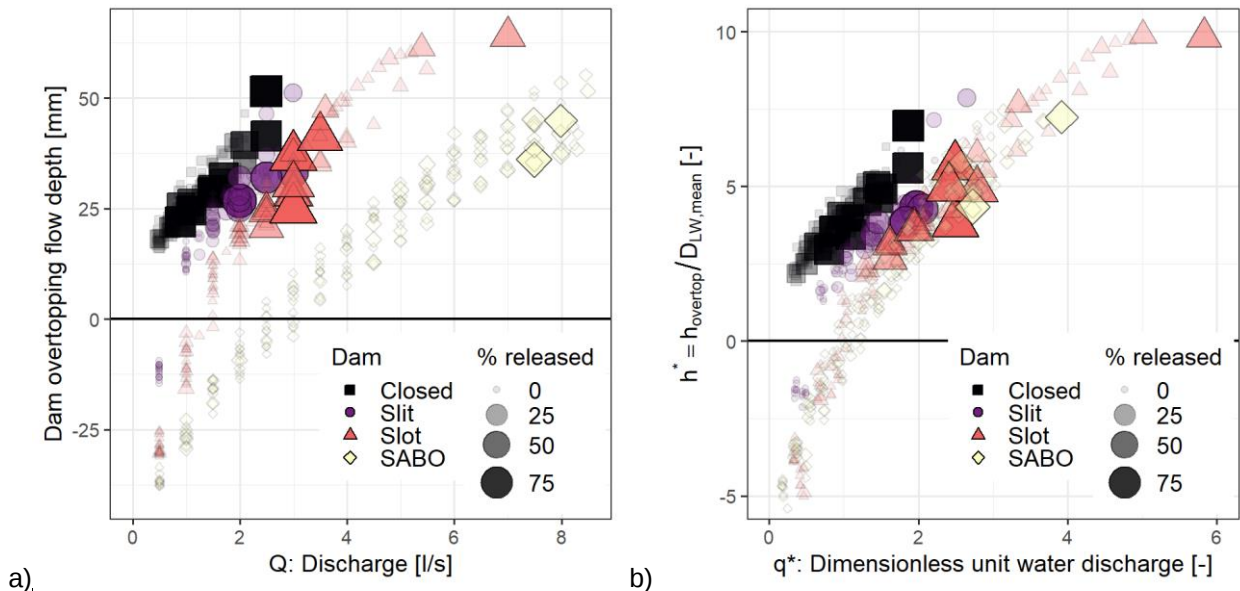


Figure 40 : Conditions de relargage en masse de flottants : a) hauteur de surverse en fonction du débit et b) hauteur de surverse adimensionnelle en fonction du débit adimensionnel

L'utilisation du débit unitaire adimensionnel permet de regrouper (Figure 40b) les tendances observées sur la Figure 40a. Plutôt qu'un débit absolu passant par-dessus le barrage, c'est bien le débit unitaire passant par unité de largeur qui pilote une partie du phénomène de relargage. La tendance générale à l'augmentation de h^* avec q^* est le simple fruit de la loi de seuil : $q \propto h^{1.5}$. De façon moins marquée mais toujours visible, la capacité hydraulique de la partie filtrante du barrage, même obstruée par l'embâcle, permet toujours un abaissement de la hauteur d'eau. Ce phénomène est à l'origine du gradient observé dans le nuage de point : même dans une analyse adimensionnelle, le barrage plein surverse et relargue pour des débits adimensionnels q^* les plus faibles et le barrage peigne pour les débits adimensionnels q^* les plus forts.

La majorité des relargages en masse a lieu dans une zone de débit unitaire adimensionnel de l'ordre de 1.5 à 2.5 et de hauteur d'eau adimensionnelle de l'ordre de 3 à 5. Les embâcles sont donc formés de plusieurs épaisseurs de flottants en friction les uns avec les autres et soumis à des forces de trainée liées à l'écoulement. On observe toutefois quelques points du barrage à pertuis et du barrage peigne qui relarguent pour des écoulements plus forts en h^* (dans la gamme $h^*=5-10$) et en q^* (dans la gamme $q^*=4-6$).

Cette approche ne permet toutefois pas de prendre en compte l'effet potentiel de la densité des flottants ρ_s que nous n'avons pas étudié dans ces expériences mais qui est bien connu vis-à-vis de la poussée d'Archimède. Furlan (2019) avait par exemple identifié la densité des flottants comme une variable significative dans ses travaux avec des petits groupes de flottants sur les évacuateurs de crues à passes multiples.

3.2.3.3.3 Effet du ratio poussée d'Archimède sur force de trainée

Nous faisons l'hypothèse que les deux forces qui interagissent et pilotent la submersion des flottants et la constitution du corps de l'embâcle sont :

- **La poussée d'Archimède, notée Π .** Des éléments très peu denses seront plus difficilement entraînés sous l'eau en contact avec le barrage et les autres flottants et auront plutôt tendance à s'accumuler en surface sous la forme d'un tapis de flottant. Dans la mesure où l'on s'intéresse à la condition limite entre la submersion et la flottaison, on considère la poussée d'Archimède sur tout le volume du flottant.
- **La force de trainée notée F_D ("Drag force").** Les forces entraînant les flottants sont liées au passage de l'écoulement au travers de l'embâcle. Dans nos essais c'est à l'échelle de l'ensemble de l'écoulement amont, c'est-à-dire sur une hauteur totale h que ces forces de trainée forment l'embâcle et la vitesse moyenne en amont du barrage " u " est donc utilisée pour calculer F_D . Par ailleurs, la grande majorité des flottants étant en position transversale par rapport aux écoulements, on utilise comme surface projetée d'application de F_D le produit $D_{LW\ mean} L_{LW\ mean}$. Le coefficient de trainée C_D est pris égal à 1.2 pour les troncs (Merten et al., 2010; Ruiz-Villanueva et al., 2014).

Le ratio entre ces deux forces pourrait être un facteur explicatif complémentaire ou alternatif au débit unitaire adimensionnel q^* et piloter le caractère lâche ou dense de l'embâcle et sa propension à être relarguée en aval. Il est estimé selon la formule suivante dont on propose une version qui dépend du débit Q et une autre qui dépend du nombre de Froude Fr et du ratio $D_{LW,mean}/h$:

$$\frac{\Pi}{F_D} = \frac{\frac{g(\rho - \rho_s)\pi D_{LW\ mean}^2 L_{LW\ mean}}{4}}{\frac{1}{2} \rho C_D D_{LW\ mean} L_{LW\ mean} u^2} = \frac{\pi}{2 C_D} \frac{\rho - \rho_s}{\rho} D_{LW\ mean} \frac{g W_{mean}^2 h^2}{Q^2} = \frac{\pi}{2 C_D} \frac{\rho - \rho_s}{\rho} \frac{D_{LW\ mean}}{h} \frac{1}{Fr^2}$$

Avec la densité des flottants ρ_s (-), la densité de l'eau ρ (-) et u la vitesse relative de l'écoulement autour du flottant (m/s). La Figure 41 montre les hauteurs de surverse adimensionnelle h^* en fonction de nombre adimensionnel Π/F_D , taille des points dépendante du volume de flottants relargués ("% released").

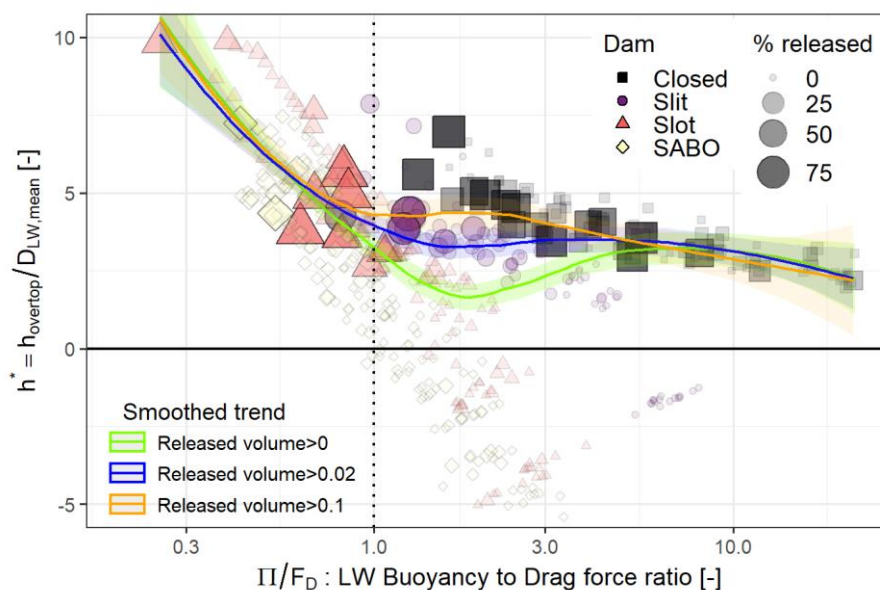


Figure 41 : Hauteur de surverse adimensionnelle h^* en fonction de nombre adimensionnel Π/F_D , taille des points dépendante du volume de flottants relargués ("% released")

Les points de grande dimension, i.e., pour lesquels il y a eu un relargage en masse, varient principalement dans la gamme $h^*=3-5$ dans le domaine $\Pi/F_D > 1$. Deux points du barrage fermé font exception et sont représentatif d'embâcles en arches. Pour confirmer cette intuition visuelle, trois lignes de tendances lissées ont été calculées ("Smoothed trend") :

- verte pour l'ensemble des points pour lesquels le volume de flottants relargué est non nul,
- bleu pour les volumes relatifs supérieur à 2% de l'apport,
- orange pour les volumes relatifs supérieurs à 10% de l'apport.

On constate que malgré une légère variabilité dans le domaine $1 < \Pi/F_D < 3$, les tendances pour les trois échantillons sont de l'ordre de $h^* \approx 4$ pour $\Pi/F_D > 1$ avec une certaine tendance à la décroissance pour Π/F_D devenant grand.

Dans le domaine $\Pi/F_D < 1$, c'est-à-dire quand la force de trainée devient prépondérante devant la poussée d'Archimède, les trois courbes de tendance lissées augmentent par contre fortement vers une valeur de l'ordre de $h^* \approx 10$ pour $\Pi/F_D \approx 0.3$. D'après nos observations les embâcles étaient plus denses quand le nombre Π/F_D diminuait.

En d'autres termes, le domaine $\Pi/F_D > 1$ est le domaine où la poussée d'Archimède domine. Il est plutôt associé aux tapis flottants et aux embâcles relativement lâches. Au contraire, le domaine $\Pi/F_D < 1$ est le domaine dans lequel la force de trainée devient prépondérante. Si un obstacle arrête les flottants, l'écoulement est alors capable de les entrainer sous l'eau, faisant ainsi grossir l'embâcle dans sa partie submergée.

On fait donc l'hypothèse que pour des ratios $\Pi/F_D < 1$, les embâcles deviennent :

- Plus épaisses et plus compactes : elles devraient alors générer des pertes de charge plus importantes dans si elles obstruent l'ensemble de la section hydraulique, le ratio $\Delta h/h_0$ augmente alors en conséquence,
- Plus denses et donc générant plus de frottement entre éléments, augmentant aussi leur stabilité et la difficulté à les déstabiliser. Les ratios de h^* auxquelles les embâcles sont déstabilisés et relargués (si elles peuvent l'être) devrait alors augmenter aussi.

3.2.3.3.4 Synthèse

La Figure 42 rassemble en quatre panneaux les nombres adimensionnels décrivant les conditions d'écoulement au droit des barrages. Elle appelle les commentaires suivants :

- Les pertes de charge relatives $\Delta h/h_0$ sont dépendent du type de barrage. Plus le barrage est ouvert et plus la perte de charge liée à l'embâchement de l'ouvrage augmente le niveau par rapport au niveau de référence h_0 . Le ratio $\Delta h/h_0$ est donc maximum pour le barrage peigne et minimum pour le barrage fermé. Il n'est pas identifié de tendance très nette entre $\Delta h/h_0$ et q^* bien qu'un maximum semble apparaître avant une certaine décroissance pour les débits les plus forts.
- $\Delta h/h_0$ semble marquer son maximum proche du seuil $\Pi/F_D = 1$. On observe par ailleurs une légère tendance inverse entre $\Delta h/h_0$ et $\Pi/F_D > 1$: les valeurs de $\Delta h/h_0$ sont proches de 0 pour $\Pi/F_D > 10$ et varient entre 0.1 et 0.8 pour $\Pi/F_D < 0.5$. Le maximum de perte de charge relative qui a lieu proche de $\Pi/F_D = 1$ est probablement dû à la transition entre des flottants en tapis de flottants qui se réorganise par submersion d'un certain nombre d'éléments aspirés par les forces de trainées et qui viennent augmenter rapidement la perte de charge. Pour $\Pi/F_D > 10$, le tapis de flottants est peu dense et génère peu de pertes de charges dans nos essais. La décroissance de $\Delta h/h_0$ pour $\Pi/F_D \rightarrow 0$, surtout visible pour le barrage peigne et marginalement pour le barrage à pertuis, peut sembler contre intuitive. Elle est un artefact de notre expérience qui permet le relargage progressif des flottants par-dessus le barrage. La taille des points sur la Figure 42b augmente progressivement quand $\Pi/F_D < 1$ signifiant que des relargages partiels ont lieu à chaque palier de débit. Une réorganisation de l'embâcle à chaque augmentation de débit et donc de hauteur de surverse (Figure 42c) a aussi été observée augmentant progressivement la section totale de l'embâcle. Il faut noter que la perte de charge absolue Δh continue d'augmenter, elle augmente simplement moins vite que la hauteur d'eau sans flottants h_0 ne le ferait.
- Le diagramme de hauteur de surverse relative h^* en fonction du débit unitaire adimensionnel a déjà été commenté plus haut (Figure 40). Il montre que la loi $h^* \propto q^{*1.5}$ est bien suivie par les essais et illustre bien

que h^* varie, pour chaque type de barrage, dans une gamme du simple au double entre les premiers relargages en masse observés et les derniers.

- d) Le diagramme h^* en fonction de Π/F_D a aussi été commenté plus haut (Figure 41). Il illustre le changement marqué de tendance qui apparaît dans les relargages et dans h^* au passage du seuil $\Pi/F_D = 1$. Les embâcles formés pour des conditions $\Pi/F_D > 1$ sont relativement peu denses, plutôt situés proche de la surface et sont relargués pour des $h^* = 3-5$. Au contraire, les embâcles formés pour des conditions $\Pi/F_D < 1$ sont plus denses, leurs éléments sont massivement submergés et ils sont relargués pour des $h^* > 3-5$, jusqu'à des valeurs de 10.

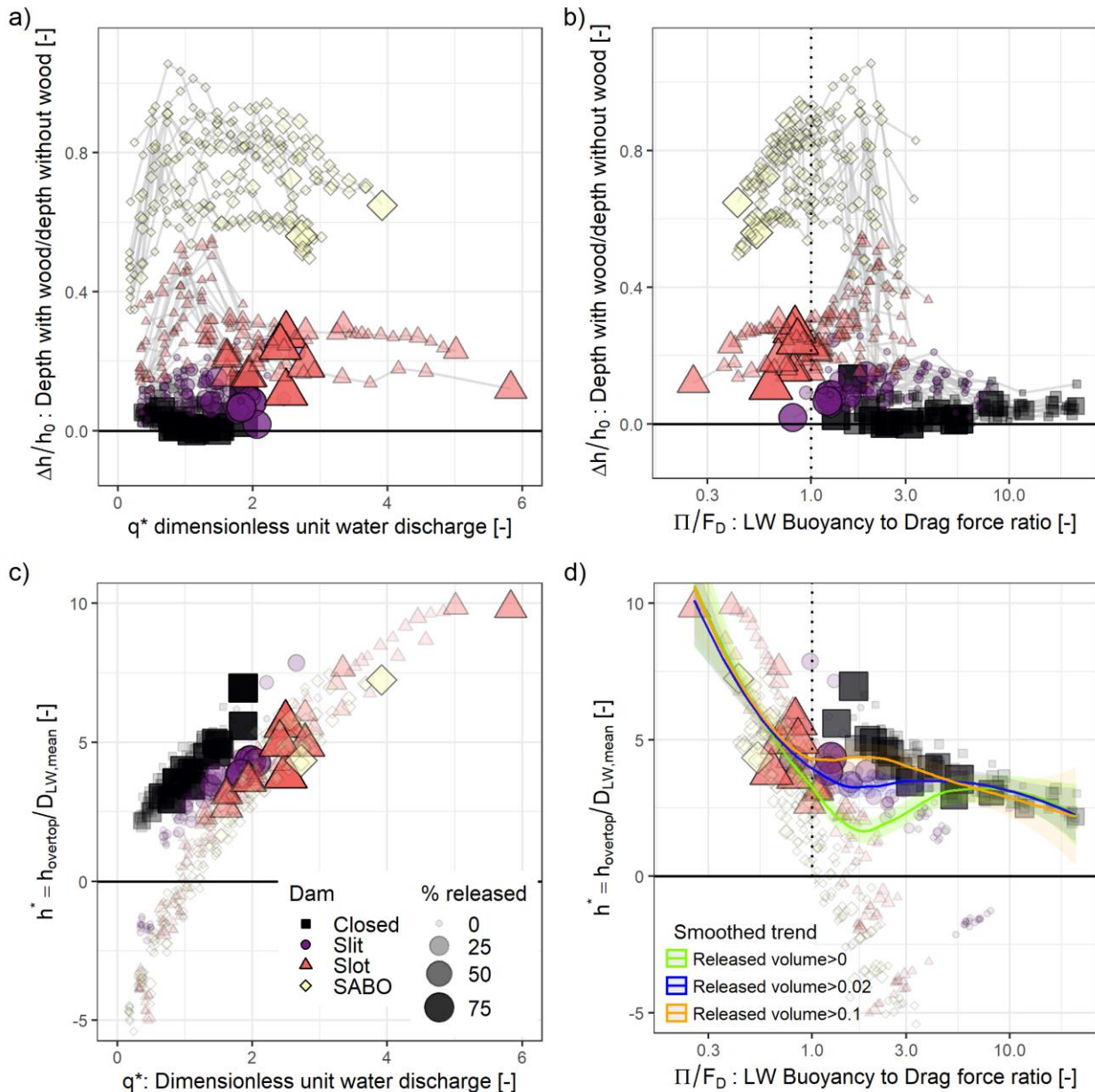


Figure 42 : Analyse adimensionnelle des essais : a) perte de charge relative VS débit unitaire adimensionnel, b) perte de charge relative VS ratio Π/F_D , c) hauteur de surverse adimensionnelle VS débit unitaire adimensionnel et c) hauteur de surverse adimensionnelle VS ratios Π/F_D

3.2.3.3.5 Comparaison avec la littérature

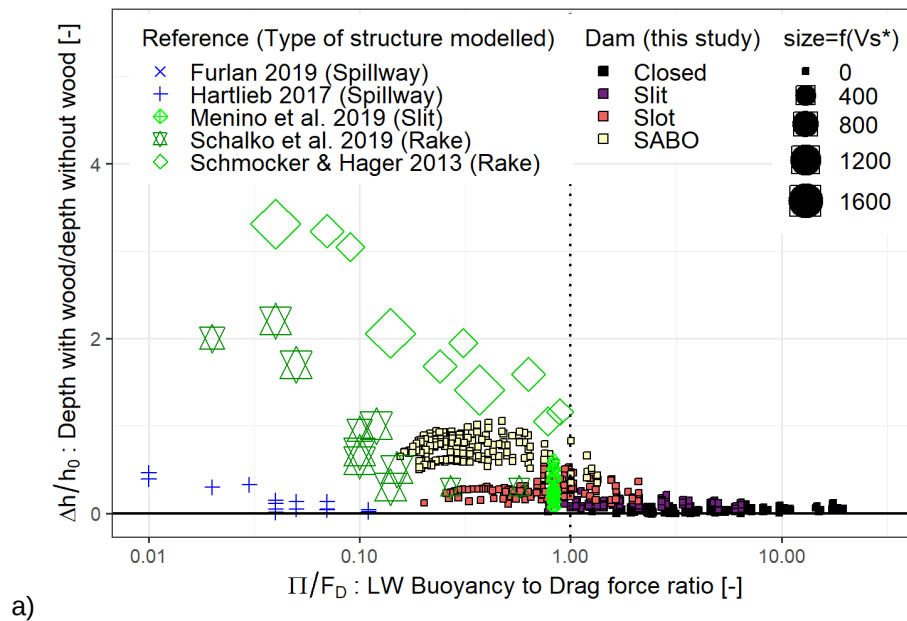
Les mesures réalisées sont comparées aux données de la littérature dans la Figure 43. Les travaux scientifiques ayant été menés à des échelles très variables et avec des volumes de flottants très variables, l'inter-comparaison n'est pas directe. Afin de faciliter l'interprétation, un paramètre additionnel a été estimé : le volume adimensionnel unitaire de flottants V_s^* calculé sur la base du volume solide de flottants V_s (m^3), de la largeur du canal W_{flume} (m) et du diamètre moyen des flottants $D_{\text{LW,mean}}$ par la formule :

$$V_s^* = \frac{V_s}{W_{flume} D_{LW,mean}^2}$$

Le nombre V_s^* est adimensionnel mais peut être interprété comme la longueur (en nombre de fois $D_{LW,mean}$) que l'embâcle prendrait dans un canal de largeur unitaire si elle était formée seulement d'un tapis continu d'épaisseur $D_{LW,mean}$. De manière générale, le ratio Π/F_D a été calculé de deux manières différentes :

- sur la base des paramètres moyens de l'écoulement incident, c'est à dire non influencés par les conditions d'écoulement proche de la structure (Figure 43a). On fait l'hypothèse que cette valeur est représentative du début des conditions que subissent les premiers éléments atteignant la structure et qui initient la formation de l'embâcle ;
- sur la base des paramètres de l'écoulement au droit de la structure, en intégrant les résultats de mesures de pertes de charge (Figure 43b). On fait l'hypothèse que cette valeur est plus représentative de la fin de la formation de l'embâcle et des conditions que subissent les derniers éléments approchant l'ouvrage.

Π/F_D computed far from the structure, without LW influence



Π/F_D computed at structure with LW influence

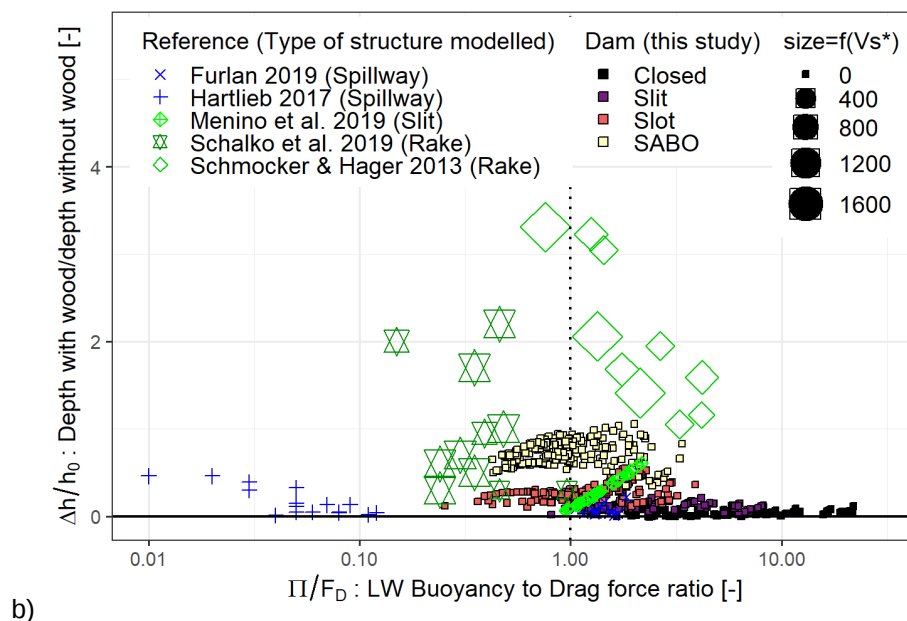


Figure 43 : Diagramme $\Delta h/h_0$ VS Π/F_D avec les données de nos essais et de la littérature : a) calculs de Π/F_D avec les paramètres de l'écoulement incident (dans le réservoir ou dans un bief amont non perturbé par le remous créé par les embâcles), valeur représentative du début de l'essai et b) calculs de Π/F_D avec les paramètres de l'écoulement à proximité de l'ouvrage (sur le seuil pour les barrages ou au peigne) et intégrant les pertes de charge additionnelles à l'ouvrage, valeur représentative de la fin de l'essai

Dans la configuration de barrages réservoir, le ratio Π/F_D a été calculé soit dans le réservoir (prise en compte d'une vitesse faible dans F_D - Figure 43a), soit au voisinage direct de l'évacuateur (Figure 43b).

Les données fournies par Furlan (2019) pour ses essais réalisés sur des évacuateurs à passes standards ne permettent pas de calculer avec précision le ratio Π/F_D pour les écoulements dans le réservoir. Sur la base de la seule évaluation Froude ≈ 0.01 (Furlan, 2019, p.22) et des caractéristiques des installations décrites dans la thèse, on estime que $\Pi/F_D = 50-400 \gg 1$ dans le réservoir justifiant la formation d'un tapis de flottant. Les photos illustrant la thèse montrent bien que les tapis des flottants impliquaient systématiquement une seule épaisseur d'éléments (Figure 8b).

Les conditions de formation de l'embâcle sont par contre différentes à l'approche de l'évacuateur où les vitesses d'écoulement deviennent plus fortes et la force de trainée augmente dans la zone d'accélération des écoulements. En faisant l'hypothèse d'un coefficient de seuil $\mu=0.5$, ce qui amène à calculer un Froude = 0.707 au seuil, et en utilisant les données de Furlan (2019, p.123–127), on a calculé des ratios Π/F_D compris dans la gamme $1-2 \gg 1$ indiqués sur la Figure 43. Ceci est cohérent avec la descriptions d'embâcles uniquement constitués de tapis de flottants. Il est intéressant de noter que les pertes de charge relatives ont pu atteindre des valeurs de 20% malgré le nombres de flottants utilisés extrêmement faible (<32 éléments), correspondant à un volume adimensionnel $V_s^* < 10$, très inférieur aux essais menés par d'autres et sans commune mesure avec les réalités de terrain tel que rapportés par les retours d'expériences (CSB, 2017). La majorité des essais rapportent toutefois des pertes de charge relatives de l'ordre de 0-5%.

Les essais menés par Hartlieb (2012, 2017) sur un ouvrage similaire ont été menés pour des débits beaucoup plus haut et avec un volume adimensionnel $V_s^* = 24$, c'est-à-dire une valeur assez faible. Les conditions d'écoulement dans le réservoir étaient déjà fortes avec des nombres de Froude $0.08 < Fr < 0.35$. Les forts nombres de Froude et les faibles ratio $D_{LW,mean}/h$ amènent à des valeurs $0.1 < \Pi/F_D < 2.9$ faibles. En réanalysant les données, on a pu recalculer le coefficient de seuil $\mu=0.46$, ce qui équivaut à un nombre de Froude au seuil de 0.65. Les ratios $D_{LW,mean}/h_0$ sont aussi très grands sur le seuil ($0.09 < D_{LW,mean}/h_0 < 0.17$) générant des valeurs de $0.01 < \Pi/F_D < 0.1$ très petites. Les pertes de charge relatives $0.01 < \Delta h/h_0 < 0.46$ (valeur moyenne : 0.16) sont plus grandes que les valeurs reportées par Furlan ($0 < \Delta h/h_0 < 0.22$; valeur moyenne : 0.06) ce qui semble cohérent avec des accumulations plus volumineuses et obstruantes puisque les flottants peuvent être submergés. Les valeurs sont très similaires aux valeurs obtenues sur le barrage plein ($0.05 < \beta_2 < 0.4$) et proches de celles obtenues sur les barrages à pertuis ou à fente ($0.2 < \beta_2 < 0.6$) mais restent limitées par rapport aux ouvrages peignes (voir section suivante).

Nous faisons l'hypothèse que les valeurs de $\Delta h/h_0$ faibles malgré les faibles valeurs de Π/F_D dans le réservoir et très faibles valeurs sur le seuil sont partiellement un artefact des conditions d'essais. Les essais semblent avoir été effectués en régime permanent en alimentant en flottants un évacuateur déchargeant déjà le débit liquide de chaque essai. La hauteur de surverse était de l'ordre de 5 à 10 fois le diamètre des flottants avant même l'augmentation du niveau liée aux pertes de charges additionnelles. La section d'écoulement sous l'embâcle était donc déjà très significative avant même le début de l'obstruction et avait peu de chance d'être massivement obstruée par les flottants aspirés sous l'eau.

On peut imaginer que si les flottants sont déjà massivement présents dans le réservoir, l'embâcle peut se former de manière frontale comme face à un ouvrage peigne. Les pertes de charges relatives seraient alors probablement bien supérieures à celles relevées par Hartlieb (2012, 2017). On rappelle que les cas d'études rapportés dans CSB (2017) des évacuateurs de crues ayant rencontré des problèmes avec des embâcles laissent penser que des obstructions plus généralisées que celles modélisées en laboratoire et analysées ici peuvent avoir lieu.

La configuration des Pk-weirs est un peu particulière parce que les écoulements les alimentant sont ascendants plutôt que plongeants. Les écoulements plongeants ont un rôle clé dans l'aspiration et la formation de la partie submergée des embâcles (Okamoto et al., 2019). La formation d'embâcles de grande épaisseur est donc vraisemblablement moins probable sur ce type d'ouvrage.

Les essais réalisés sur des peignes par Schmocker and Hager (2013) et par Schalko et al. (2019a) ont été menés sur des ouvrages insubmersibles, c'est-à-dire dont le niveau supérieur n'a pas été dépassé. Ces ouvrages permettent le développement d'embâcles sans limite supérieure qui deviennent très denses pour des ratio $\Pi/F_D < 1$ et génèrent des pertes de charge relative fortes à très fortes : $0.5 < \Delta h/h_0 < 4$ (Figure 43). Il est intéressant de noter que les séries de trois points affichant les plus hautes valeurs de $\Delta h/h_0$ des essais de Schmocker and Hager (2013) et de Schalko et al. (2019a) sont à chaque fois les seuls essais réalisés en écoulement incident supercritique (Froude > 1).

Les essais de Schmocker and Hager (2013) et surtout de Schalko et al. (2019a) montrent des embâcles avec une certaine extension dans la partie submergée. Au début des essais, l'écoulement est de faible hauteur ($D_{LW\ mean}/h_0 \approx 0.05-0.43$) et les ratio Π/F_D sont très faibles (Figure 43a). Les premiers flottants piégés obstruent l'ensemble de la section d'écoulement au niveau de la surface mais aussi dans la partie submergée par aspiration et font rapidement augmenter les pertes de charges et le niveau amont (Figure 44a). A débit constant, le ratio $\Pi/F_D \propto h^2$ augmente alors rapidement et peut dépasser la valeur seuil de 1 (Schmocker and Hager (2013) et Meninno et al. (2019) sur la Figure 43a) ou rester inférieur à 1 (Schalko et al. (2019a) sur la Figure 43a). Dans le premier cas, l'embâcle aura principalement tendance à se développer sous la forme d'un tapis de flottants (Figure 44a), dans le second cas les flottants peuvent encore être aspirés et continuer d'engraisser la partie submergée de l'embâcle (Figure 44b).

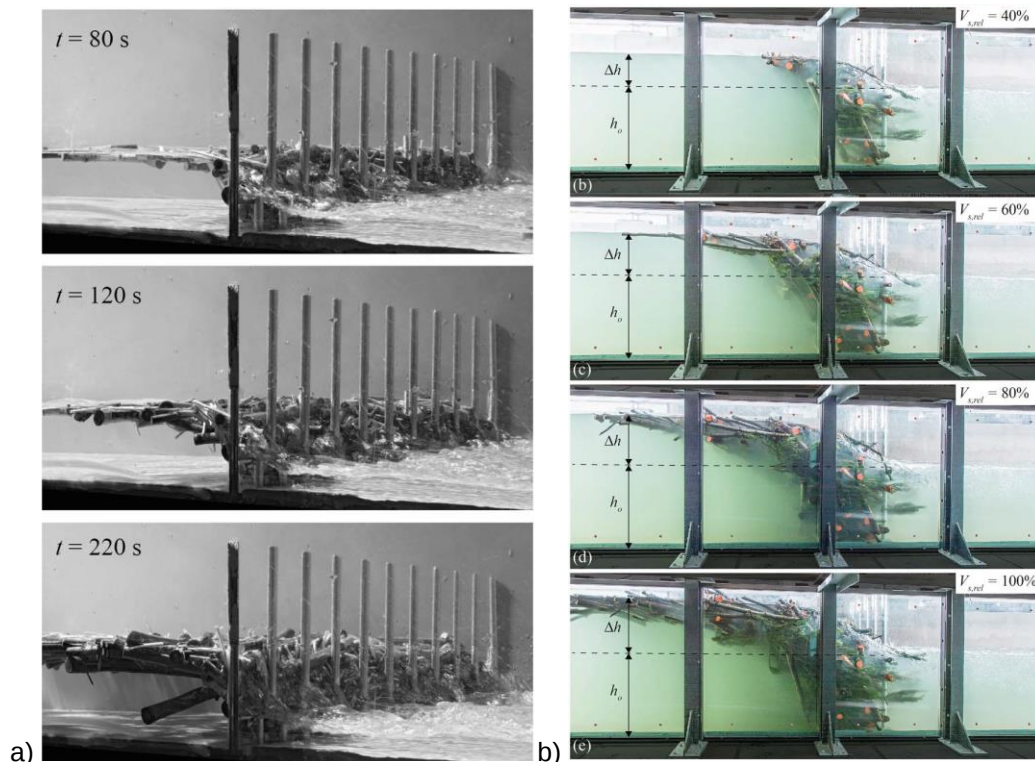


Figure 44 : Images des embâcles formés durant les essais de a) Schmocker and Hager (2013), ratio final $\Pi/F_D > 1$ ($\Pi/F_D = 1.7$ pour cet essai) et grande extension du tapis de flottants pour un volume limité de flottants submergés et de b) Schalko et al. (2019a) ratio final $\Pi/F_D < 1$ ($\Pi/F_D = 0.58$ pour cet essai) et extension moindre du tapis de flottants et volume plus massif de flottants submergés composés de plusieurs épaisseurs de troncs plaqués contre le peigne

On peut s'étonner que les pertes de charge relatives $\Delta h/h_0$ soient plus grandes dans les essais de Schmocker and Hager (2013) qui montraient des embâcles formés plutôt par des tapis de flottants ($\Pi/F_D > 1$) que dans ceux de Schalko et al. (2019a) qui sont plus compacts ($\Pi/F_D < 1$). La différence fondamentale est que les volumes par unité de largeur étaient 6-7 fois supérieurs dans les essais de Schmocker and Hager (2013). C'est donc les pertes de charges liées aux frottements de l'écoulement contre des tapis de flottants très étendus qui expliquent les valeurs très fortes des pertes de charge relative de Schmocker and Hager (2013).

L'estimation des pertes de charges linéaires par frottement avec des flottants à l'arrêt (arbres, bateaux) peut être réalisée avec les méthodes proposées par Sammarco and Risio (2017) et Risio and Sammarco (2019).

Un test indépendant de la pertinence de l'utilisation du ratio Π/F_D pour discriminer les écoulements capables de former des embâcles submergés de ceux qui ne forment que des tapis de flottants a été mené sur les données de Panici and Almeida (2018). Ces derniers ont étudié la forme 3D que prend une embâcle s'accumulant contre une pile de pont (Figure 45).

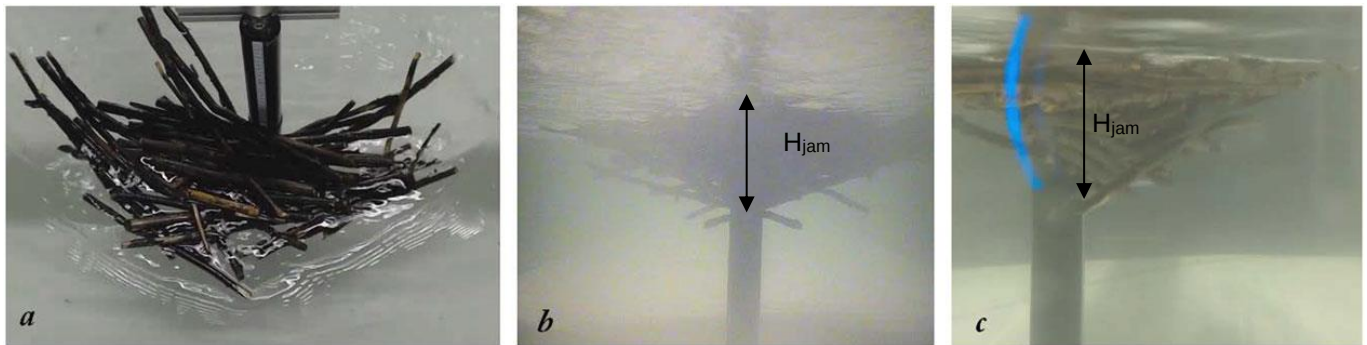


Figure 45 : Forme type d'un embâcle dans les essais de Panici and Almeida (2018), a) vue de dessus, b) vue de l'aval, et c) vue de côté

L'ensemble des données des essais sont disponibles et ont permis d'étudier l'augmentation de la dimension verticale de l'embâcle en fonction du ratio Π/F_D . On a rendu adimensionnel la hauteur mesurée d'embâcle au niveau de la pile (H_{jam}) par le diamètre moyen des flottants et on le compare à Π/F_D dans la Figure 46.

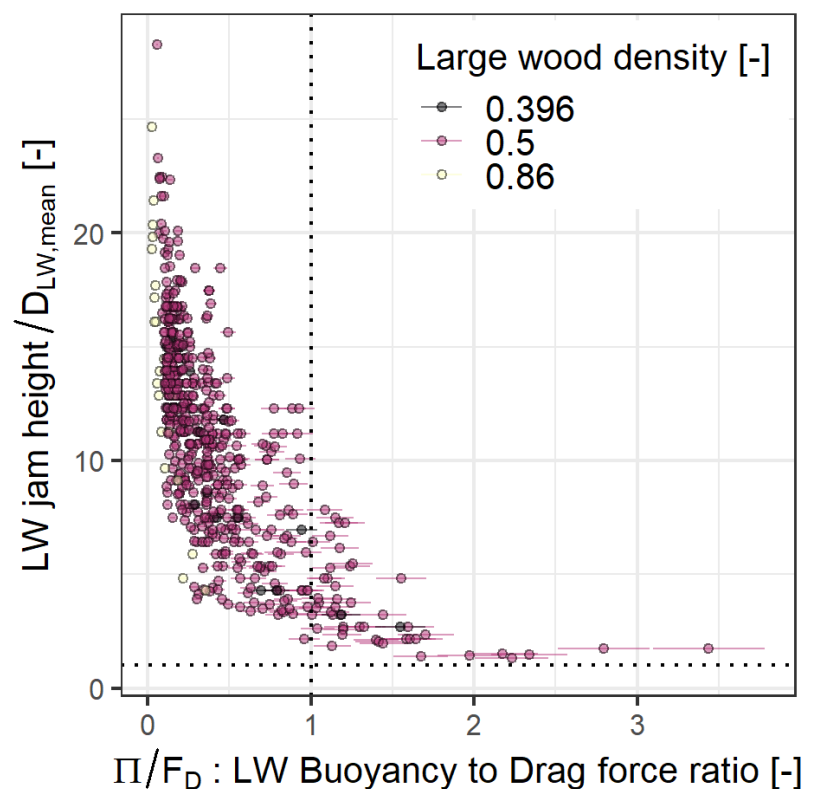


Figure 46 : Dimension verticale de l'embâcle (adimensionnée par le diamètre moyen des flottants) en fonction du ratio Π/F_D

On constate ici encore que pour $\Pi/F_D > 1$, l'embâcle a une dimension verticale faible (d'autant plus faible que le ratio Π/F_D est grand), ce qui est le signe que la majorité des flottants restent en surface sous la forme d'un tapis de flottants. Quand le ratio Π/F_D devient inférieur à 1, les flottants peuvent être aspirés sous l'eau et la dimension verticale de l'embâcle croît fortement. Cette analyse est une preuve complémentaire de l'intérêt de l'utilisation du ratio Π/F_D dans l'étude du comportement des embâcles dans les écoulements.

4 Conclusion

Le présent rapport présente une synthèse des travaux existants sur les interactions entre barrages filtrants et flottants, plus particulièrement vis-à-vis de deux points : (i) les pertes de charge liées à la présence de flottants au droit des ouvrages et (ii) les conditions pour lesquelles ces ouvrages laissent passer et peuvent éventuellement relarguer des masses importantes de flottants.

Une synthèse de l'état de l'art a montré que :

- Des rapports récents de retour d'expérience existent dans le domaine des barrages-réservoirs et des interactions entre évacuateurs de crues et flottants, notamment le rapport très complet du Comité Suisse des Barrages (CSB, 2017).
- Quelques séries d'essais en laboratoire ont été réalisées sur des évacuateurs de crues de barrages-réservoirs et mettent en évidence :
 - Des conditions de relargage des flottants contrôlées par les ratios :
 - Largeur des passes / longueur des flottants ; le relargage est moins probable ou à lieu à plus fort débit quand ce ratio diminue.
 - Hauteur de surverse / diamètre des flottants ; une valeur seuil de l'ordre de 1.6-2 semble permettre le relargage des flottants courts et sans branches ou racines. Le ratio doit augmenter pour permettre le relargage de flottants de longueur proche de la largeur des passes ou pourvus de branches ou de racines.
 - Des pertes de charges relatives (pertes de charge divisées par la hauteur de surverse) $\Delta h/h_0$ de l'ordre de 0.05 à 0.4 pour des essais sur des évacuateurs à passes. A noter que ces valeurs ont été mesurées sur des essais réalisés en régime permanent ; en d'autres termes les flottants atteignaient des ouvrages qui surversaient déjà et le processus d'accumulation progressive de flottants contre les piles séparant les passes qui pourrait avoir lieu avec l'élévation progressive du plan d'eau n'était pas modélisée. Selon notre analyse, ces valeurs de $\Delta h/h_0$ pourraient être dépassées sur le terrain si les stocks de flottants préexistent dans la retenue et que les longueurs des flottants sont proches ou supérieures aux largeurs des passes.
- Des séries d'essais ont aussi été menées sur des barrages peignes et fentes. Ils mettent en évidence :
 - Que les peignes dont le ratio largeur entre pieux / longueur des flottants est inférieur à 1/3 ont des taux de piégeage très forts, supérieurs à 90%.
 - Que les essais réalisés à ce jour sur les barrages peignes et autres barrages filtrants ne permettaient pas de relargage en aval par surverse parce que les ouvrages n'étaient pas submergés dans les expériences réalisées.
 - Que les pertes de charge sont significativement plus fortes que sur les évacuateurs de crues de barrage réservoir. Les pertes de charge relatives varient dans la gamme $0.2 < \Delta h/h_0 < 2$ dans des conditions d'écoulement incident subcritique (Nombre de Froude < 1) et dans la gamme $1.5 < \Delta h/h_0 < 3.5$ dans des conditions d'écoulement incident supercritique (Nombre de Froude > 1).

Le Tableau 3 (p. 15) fait la synthèse de cet état de l'art. Dans l'ensemble, il confirme la nécessité de mener une analyse des valeurs de pertes de charge que l'on peut observer sur les barrages filtrants des plages de dépôts et des conditions dans lesquels des relargages en masses par surverse peuvent avoir lieu en aval de ces barrages.

Une série d'essais a été menée au laboratoire hydraulique du centre IRSTEA de Grenoble. Quatre types de barrages ont été testés : un barrage plein de forme trapézoïdal, un barrage fente équipée d'une grille, un barrage équipé de cinq pertuis et un barrage peigne (SABO dam japonais). Cinq mélanges différents de flottants ont été utilisés sur chaque barrage avec des répétitions de chaque essai pour mesurer la variabilité des processus. Les essais ont été menés en transitoire avec augmentation progressive du débit par paliers, jusqu'à relargage de l'ensemble du volume de flottants ou atteinte de la pleine capacité des pompes. On a ainsi pu mettre en évidence que les embâcles contre les barrages filtrants sont formés de deux parties :

- Une partie submergée, assez dense, plaquée contre l'ouvrage par les forces de trainée liées à l'écoulement et maintenu en place par ces dernières et par les frottements avec les autres flottants et avec le barrage.
- Une partie qui reste en surface, constituée d'un "tapis de flottants" en contact les uns avec les autres mais à l'arrangement aléatoire.

Les pertes de charges liées aux embâcles formées principalement par un tapis de flottants ont été mesurées sur le barrage plein. Elles varient dans la gamme $0.05 < \Delta h/h_0 < 0.4$, c'est-à-dire dans une gamme très proche de celle identifiée sur les essais sur les évacuateurs de crues des barrages réservoirs. Les conditions d'écoulements sont en effet assez similaires.

Les barrages filtrants permettent au contraire la formation d'embâcles partiellement submergés. Pour ces derniers, l'analyse des pertes de charges a été décomposée entre (i) le débit passant à travers la structure dans la partie filtrante et (ii) le débit surversant par-dessus le barrage.

i. Pertes de charges sur les débits passant à travers le corps du barrage :

- Pour les barrages à fentes équipées de grilles, les pertes de charges liées aux embâcles au droit de la grille varient dans la gamme $0.05 < \Delta h/h_0 < 0.25$, ces valeurs sont toutefois basées sur peu de points et l'étude de sensibilité fournie en Annexe B montre que des valeurs plus hautes peuvent être utilisées ;
- Pour les barrages à pertuis, les pertes de charges liées aux embâcles au droit des pertuis varient dans la gamme $0.15 < \Delta h/h_0 < 0.6$,
- Pour les barrages peignes, les pertes de charges liées aux embâcles au droit du peigne varient dans la gamme $0.5 < \Delta h/h_0 < 1.1$,

On constate que plus la partie filtrante de l'ouvrage est grande, plus le débit liquide qui y passe est fort, plus la partie submergée de l'embâcle est massive, dense et significative en terme d'effet sur l'hydraulicité de la structure.

ii. Pertes de charges sur les débits passant par-dessus le corps du barrage :

- Comme indiqué précédemment, les pertes de charges liées aux embâcles au droit du seuil varient dans la gamme $0.05 < \Delta h/h_0 < 0.4$ sur le barrage plein,
- Les pertes de charges liées aux embâcles au droit du seuil varient dans la gamme $0.2 < \Delta h/h_0 < 0.6$ sur les barrages fentes équipées de grilles et aussi sur les barrages à pertuis,
- Les pertes de charges liées aux embâcles au droit du seuil varient dans la gamme $0.5 < \Delta h/h_0 < 2$ sur le barrage peigne.

La perte de charge relative $\Delta h/h_0$ semble ainsi corrélée avec le type d'embâcle : plus l'embâcle est dense et plus sa partie submergée est importante, plus les flottants obstruent le passage de l'écoulement et l'énergie dissipée est importante.

Des relargages en masses ont été observés sur tous les types de barrages. Les barrages pleins, à fente et à pertuis ont relargué leur stock de flottants à tous les essais, la plupart du temps lors d'écoulements qui surversait d'une hauteur d'eau de l'ordre de 3 à 5 fois le diamètre moyen du mélange. Quelques essais ont toutefois été marqués par des embâcles plus difficiles à relarguer, reposant sur des flottants à la configuration aléatoire mais propice à la stabilité générale de l'accumulation (arches, imbrication dans le barrage). Le ratio hauteur de surverse / diamètre moyen des flottants était toutefois toujours inférieur à 10 lors du relargage final.

Le barrage peigne a eu un comportement différent : seul trois épisodes de relargage en masse ont été observés. Cet ouvrage plus large et plus perméable permettait à un débit significatif de passer à travers le corps du barrage, limitant ainsi les écoulements de surverse capables d'entraîner l'embâcle par-dessus le barrage. Les embâcles ainsi formés étaient aussi plus denses et plus stables.

Un nouveau nombre adimensionnel basé sur le ratio entre la poussée d'Archimède et la force de trainée permet de discriminer les conditions dans lesquelles les embâcles peuvent prendre des formes de tapis de flottants (poussée d'Archimède dominante) et celles dans lesquelles les forces de trainées sont assez fortes pour submerger les flottants et constituer des embâcles plus denses et compacts, générant des effets plus comparables avec les résultats observés sur les barrages peignes dans nos essais et dans la littérature.

Table des figures et tableaux

Tableau 1 : Suivi des versions	2
Figure 1. Exemple d'embâcles obstruant les barrages filtrants fermant les plages de dépôt : a) du torrent des Fraches à Chichilianne (Isère) ; b) du torrent du Lavanchon à St-Paul-de-Varces (Isère) ; c) du torrent du Nant Bordon à Passy (Haute-Savoie) (Photos © G. Piton) et sur le torrent du Nant Bruyant (Savoie) : d) vue d'aval et e) vue d'amont en rive droite. Noter les flottants en position verticale qui dépassent largement le niveau de la crête du barrage (Photos © D. Waszak ONF-RTM 73)	3
Figure 2 : Vue en plan et profil en long des processus de remplissage et surverse d'un ouvrage par les flottants (ouvrage rigide sur la gauche, ouvrage souple sur la droite) : a) ouvrage rigide en début de crue, b) ouvrage rigide avant surverse, c) ouvrage rigide relarguant des flottants, d) ouvrage souple en début de crue, e) ouvrage souple avant surverse et e) ouvrage souple relarguant des flottants.....	5
Figure 3 : Ouverture relative et probabilité de blocage des flottants : schéma adapté de Mejean (2015)	8
Figure 4 : Exemple de piège à flottant (SABO Dam) japonais, a) ouvrage vide et b) ouvrage plein. Images tirées de Horiguchi et al. (2015)	8
Figure 5 : Configurations d'embâcles testés par Schalko et al. (2019a): a) embâcle prédéfini, b) naturellement formé sur fond inaffouillable et c) naturellement formé sur fond affouillable	9
Figure 6 : Vue par-dessus d'expériences de barrage fente soumis à un écoulement intense de sédiment uniforme et de flottants : a) fente obstruée par les flottants, b) fente protégée par une grille aux écartements trop larges et donc partiellement obstruée par les flottants, c) fente libre protégée par une grille. Images tirées de Rossi and Armanini (2019).....	11
Tableau 2 : valeur des paramètres de la formule d'estimation de TE de D'Agostino et al. 2000	12
Figure 7 : Sensibilité au coincement des évacuateurs de crues en fonction de l'altitude de la retenue pour la France Métropolitaine (CFBR, 2013).....	12
Figure 8 : Exemples d'embâcles sur des évacuateurs de crues à passes tels que modélisés par a) Hartlieb (2017) et par b) Furlan (2019)	13
Figure 9 : Images de PK-weirs testés par Pfister et al. (2013a)	14
Figure 10 : Perte de charge relative (ratio charge hydraulique avec flottant H_f sur charge hydraulique en eau claire H_i) sur les piano-key weirs obstrués par des flottants : a) augmentation en fonction du volume spécifique de flottants V_s et diminution avec le débit d'eau spécifique q et b) diminution en fonction du ratio charge en eau claire H_i (m) sur hauteur de pelle P (m)	14
Tableau 3 : Pertes de charges relatives et conditions de relargages des flottants	15
Figure 11. Photographies du canal expérimental	16
Figure 12. Débitmètre (a) et pompes en parallèles (b) et vue des capteurs de hauteur installés sur le barrage plein (c)	16
Figure 13. Schéma et photographie du barrage fermé. Il s'agit en réalité du barrage fente dont la fente a été obstruée par une planche de bois	17
Figure 14. Schéma et photographie du barrage fente avec grille	18
Figure 15. Dimensions de la grille	18
Figure 16. Schéma et photographie du barrage à pertuis	18
Figure 17. Schéma et photographie du barrage peigne.....	19
Figure 18. Présentation du mélange 1A.....	19
Figure 19. Présentation du mélange 2A.....	19
Figure 20. "Présentation du mélange 3B	20
Figure 21. Présentation des aiguilles de pin utilisées dans les mélanges 1B, 2B et 3B	20
Figure 22 : Histogramme de distribution de longueur et des diamètres des éléments de chaque mélange	20
Tableau 4 : Répartition du nombres d'éléments par mélange et valeurs caractéristiques	21
Figure 23. Vue de profil schématique des embâcles et identification des paramètres	22
Figure 24. Configuration type des embâcles et lignes de courants : (a) avec un barrage plein et (b) avec barrage filtrant. Quasi absence de flottants obstruant dans le premier cas.....	23
Figure 25 : illustration des différents états possible d'un embâcle (essai Mix A2 2 sur le barrage à pertuis) : tapis de flottant bien formé pour débit 3.5 l/s a) vue de côté et b) vue de dessus ; tapis de flottant compact ayant partiellement surversé, débit de 5.4 l/s c) vue de côté et d) vue de dessus et état final après surverse en masse finale pour un débit de 5.4 l/s e) vue de côté et f) vue de dessus	24
Figure 26. Zones d'écoulement types d'un barrage pouvant être influencées par la présence de flottants.....	25
Figure 27. Hauteurs d'eau ("flow depth") en fonction du débit Q ("discharge") pour le barrage plein et estimation des valeurs de β_2	27
Figure 28 : Hauteurs d'eau ("flow depth") en fonction du débit Q ("discharge") pour le barrage à fente équipée de grille et estimation des valeurs de β_1 et de β_2	28
Figure 29 : Hauteurs d'eau ("flow depth") en fonction du débit Q ("discharge") pour le barrage pertuis et estimation des valeurs de β_1 et de β_2	29
Figure 30 : Hauteurs d'eau ("flow depth") en fonction du débit Q ("discharge") pour le barrage peigne et estimation des valeurs de β_1 et de β_2	30

Figure 31 : Hauteur d'eau surversant ("overtopping depth") par-dessus le barrage et taux de relargage ("Fraction of large wood released") pour chaque palier de débit et pour les différents barrage testés. Zoom sur les relargages inférieurs à 10%. Des relargages marginaux, de l'ordre de quelques % sont régulièrement observés et augmente en fréquence et en magnitude quand la hauteur d'eau approche et dépasse 20 mm.....	31
Figure 32 : Fraction de bois relargué ("Fraction of large wood released") pour différents paliers de a) débit ("Discharge") et b) hauteur surversante par-dessus le barrage ("Overtopping depth"). Le trait vertical noir représente le seuil arbitraire de 10% définissant les "relargages en masse".	32
Figure 33 : Fraction de bois relargué ("Fraction of large wood released") pour différent palier de débit ("Discharge") : couleur et forme des points variant en fonction de a) le type de mélange : mélange uniquement composé de gros flottants ("Coarse debris") ou mélange de gros flottants avec des éléments fins ("Mixture of debris") ; et b) la longueur maximum des flottants de 150 ou 200 mm ("LW max length"). Le trait vertical noir représente le seuil arbitraire de 10% définissant les "relargages en masses".	33
Figure 34. a) Vue de côté du barrage, on distingue le tapis de flottants (●) et les flottants obstruants (●) : a) orientés vers les ouvertures qui forment un peigne d'obstacle au passage du tapis de flottants et b) vue de dessus d'un tapis de flottants stabilisé par une configuration en arche (pointillés jaune) sur le barrage à pertuis	33
Figure 35 : Exemple de flottants très stable en position sub-verticale (flèche jaune) générant un obstacle au relargage du tapis de flottants : a) avant relargage et b) après relargage. Ce flottant a généré l'embâcle le plus stable observé sur le barrage à pertuis et a résisté à la surverse qui a eu lieu à 7 l/s.....	34
Figure 36 : Vue latérales des deux embâcles les plus stables des essais sur le barrage à pertuis : a) configuration très obstruante observée pendant l'essai Mix A2 2 et b) configuration faiblement obstruante observée pendant l'essai Mix 1B 2.....	34
Figure 37 : Vue de dessus d'un embâcle piégé par le barrage peigne, tapis très dense surmontant un fort débit passant à travers l'ouvrage très perméable	35
Figure 38 : Hauteur d'eau adimensionnelle pour les relargages >10% du volume total en fonction : a) du type de mélange et b) de la longueur maximum des éléments flottants	36
Figure 39 : Conditions de relargage en masse : a) variabilité de la hauteur d'eau pour chaque barrage, b) variabilité de la hauteur d'eau adimensionnelle pour chaque barrage.....	36
Figure 40 : Conditions de relargage en masse de flottants : a) hauteur de surverse en fonction du débit et b) hauteur de surverse adimensionnelle en fonction du débit adimensionnelle	37
Figure 41 : Hauteur de surverse adimensionnelle h^* en fonction de nombre adimensionnel Π/F_D , taille des points dépendante du volume de flottants relargués ("% released")	38
Figure 42 : Analyse adimensionnelle des essais : a) perte de charge relative VS débit unitaire adimensionnel, b) perte de charge relative VS ratio Π/F_D , c) hauteur de surverse adimensionnelle VS débit unitaire adimensionnel et c) hauteur de surverse adimensionnelle VS ratios Π/F_D	40
Figure 43 : Diagramme $\Delta h/h_0$ VS Π/F_D avec les données de nos essais et de la littérature : a) calculs de Π/F_D avec les paramètres de l'écoulement incident (dans le réservoir ou dans un bief amont non perturbé par le remous créé par les embâcles), valeur représentative du début de l'essai et b) calculs de Π/F_D avec les paramètres de l'écoulement à proximité de l'ouvrage (sur le seuil pour les barrages ou au peigne) et intégrant les pertes de charge additionnelles à l'ouvrage, valeur représentative de la fin de l'essai	41
Figure 44 : Images des embâcles formés durant les essais de a) Schmocker and Hager (2013), ratio final $\Pi/F_D > 1$ ($\Pi/F_D = 1.7$ pour cet essai) et grande extension du tapis de flottants pour un volume limité de flottants submergés et de b) Schalko et al. (2019a) ratio final $\Pi/F_D < 1$ ($\Pi/F_D = 0.58$ pour cet essai) et extension moindre du tapis de flottants et volume plus massif de flottants submergés composés de plusieurs épaisseurs de troncs plaqués contre le peigne.....	43
Figure 45 : Forme type d'un embâcle dans les essais de Panici and Almeida (2018), a) vue de dessus, b) vue de l'aval, et c) vue de côté.....	44
Figure 46 : Dimension verticale de l'embâcle (adimensionnalisée par le diamètre moyen des flottants) en fonction du ratio Π/F_D	44
Figure 47 : Diagramme hauteur – débit du barrage fermé et test des formulations théoriques pour plusieurs valeurs de β_2	59
Figure 48 : Diagramme hauteur – débit du barrage fente et test des formulations théoriques pour plusieurs valeurs de β_1 et de β_2	60
Figure 49 : Diagramme hauteur – débit du barrage à pertuis et test des formulations théoriques pour plusieurs valeurs de β_1 et de β_2	61
Figure 50 : Diagramme hauteur – débit du barrage peigne et test des formulations théoriques pour plusieurs valeurs de β_1 et de β_2	62

Bibliographie

- Albaba A. 2015. Discrete element modeling of the impact of granular debris flows on rigid and flexible structures, Université Grenoble Alpes [online] Available from: <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01286617>
- Bezzola GR, Sigg H, Lange D. 2004. Driftwood retention works in Switzerland [Schwemmholzrückhalt in der Schweiz]. 29–40 pp. [online] Available from: http://www.interpraevent.at/palm-cms/upload_files/Publikationen/Tagungsbeitraege/2004_3_VII-29.pdf
- Bradley JB, Richards DL, Bahner CD. 2005. Debris control structures: Evaluation and countermeasures . U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration: Washington, DC.
- CFBR. 2013. Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages [Dam spillway design guidelines] . Groupe de Travail Dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages (ed). Comité Français des Barrages et Réservoirs: Le Bourget-Du-Lac [online] Available from: http://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/recommandations_cfbr_2013_evc.pdf
- CSB. 2017. Bois Flottant Aux Evacuateurs De Crues Des Barrages [floating Debris at Reservoir Dam Spillways] [online] Available from: http://www.swissdams.ch/it/publications/publications-csb/20190515_STK_Schwemmholz_Schlussbericht_FR_Final.pdf
- D'Agostino V, Degetto M, Righetti M. 2000. Experimental investigation on open check dam for coarse woody debris control. In Dynamics of water and sediments in mountain basins ,. Bios: Cosenza; 201–212. [online] Available from: http://intra.tesaf.unipd.it/people/dagostino/Pubblicazioni/P43_2000.pdf
- Deymier C, Tacnet JM, Mathys N. 1995. Conception et calcul de barrages de correction torrentielle [Design and computation of check dams] . Cemagref Grenoble Pegr
- DGPR. 2019. Arrêté technique barrages du 6 août 2018 - Annexes I et II - Note d'interprétation [online] Available from: https://www.ecologique-solidaire.gouv.fr/sites/default/files/2019_10%20note%20interpretation%20ATB_0.pdf
- Furlan P. 2019. Blocking probability of large wood and resulting head increase at ogee crest spillways, EPFL (Lausanne) and IST (Lisboa) [online] Available from: <https://infoscience.epfl.ch/record/264198>
- Galia T, Tichavský R, Škarpich V, Šilhán K. 2018. Characteristics of large wood in a headwater channel after an extraordinary event: The roles of transport agents and check dams. CATENA **165** : 537–550. DOI: 10.1016/j.catena.2018.03.010
- Gschnitzer T, Gems B, Mazzorana B, Aufleger M. 2017. Towards a robust assessment of bridge clogging processes in flood risk management. Geomorphology **279** : 128–140. DOI: 10.1016/j.geomorph.2016.11.002
- Hartlieb A. 2012. Large scale hydraulic model tests for floating debris jams at spillways. In Water infinitely deformable but still limited. Proc. of the 2nd IAHR European Congress, ,. 1–6. [online] Available from: https://www.bgu.tum.de/fileadmin/w00blj/wb/_migrated_content_uploads/Part_C.zip
- Hartlieb A. 2017. Decisive Parameters for Backwater Effects Caused by Floating Debris Jams. Open Journal of Fluid Dynamics **07** : 475–484. DOI: 10.4236/ojfd.2017.74032
- Horiguchi T, Shibuya H, Katsuki S, Ishikawa N, Mizuyama T. 2015. A Basic Study on Protective Steel Structures against Woody Debris Hazards. International Journal of Protective Structures **6** : 191–215. DOI: 10.1260/2041-4196.6.2.191

Ishikawa N, Fukawa G, Katsuki S, T. Y. 2004. Catch Effect of Debris Flow for the Open Type Steel Check Dam by Physical and Numerical Modeling. 153–163 pp. [online] Available from: http://www.interpraevent.at/palm-cms/upload_files/Publikationen/Tagungsbeitraege/2004_3_VII-153.pdf

Ishikawa N, Shibuya H, Katsuki S, Mizuyama T. 2014. Protective steel structures against wooden debris hazards. 1–14 pp.

Ishikawa Y. 1994. Production and Flow Down of Floating Logs at Streams and Disasters [in Japanese]. *Water Science* **38** : 51–77. DOI: 10.20820/suirikagaku.38.1_51

Ishikawa Y, Mizuyama T. 1988. An Experimental study of permeable sediment control dams as a countermeasure against floating logs. In 6th Congress Asian and Pacific Regional Division - IAHR ,. Dept. of Civil Engineering, Kyoto University: Kyoto; 723–730.

Kasai S, Ohgi Y, Mizoguchi I, Matsuda A, Aramaki H, Tanami M. 1996. Structural characteristics of wood-debris entrapment facilities. In INTERPRAEVENT Conference Proceedings , .

Knauss J. 1995. Treibholzfänge am Lainbach in Benediktbeuren und am Arzbach (ein neues Element im Wildbachausbau) [Driftwood catches on Lainbach Benediktbeuren and on Arzbach (a new element in a stream configuration)] . Versuchsanstalt Obernach und des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft - Technical University of Munich: München

Koulinski V, Richard P. 2008. Apports des modèles réduits pour la gestion des sédiments et des flottants en torrents et rivières torrentielles [Small scale models contribution to sedimentation processes and floating debris transit of torrential rivers]. *Houille Blanche* **4** : 90–97. DOI: 10.1051/lhb:2008044

Lange D, Bezzola G. 2006. Schwemmholz - Probleme und Lösungsansätze [Driftwood - Problems and solutions] . Versuchsanstalt für Wasserbau Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule (VAW) Zürich: ETH-Zentrum - Zürich [online] Available from: <https://ethz.ch/content/dam/ethz/special-interest/baug/vaw/vaw-dam/documents/das-institut/mitteilungen/2000-2009/188.pdf>

Lencastre A. 1983. *Hydraulique générale* . Eyrolles: Paris

Maricar F, Hashimoto H. 2014. A comparison of wood-sediment-water mixture flows at a closed type and an open type of check dams in mountain rivers. In River Flow 2014 conference proceedings ,. Taylor Francis Group: London; 711–716.

Mejean S. 2015. Msc Thesis: Caractérisation des conditions hydrauliques du piégeage de la charge sédimentaire grossière des torrents : Synthèse bibliographique et expérimentations sur modèle physique d'une plage de dépôt [Characterization of the hydraulic conditions for trapping coarse sediment load in torrents: literature review and experiments on a sediment trap small scale model], Grenoble INP - IRSTEA [online] Available from: <https://irsteadooc.irstea.fr/oa/PUB00044975-caracterisation-des-conditions-hydrauliques-piegea.html>

Meninno S, Canelas RB, Cardoso AH. 2019. Coupling check dams with large wood retention structures in clean water. *Environmental Fluid Mechanics* DOI: 10.1007/s10652-019-09711-y

Merten E, Finlay J, Johnson L, Newman R, Stefan H, Vondracek B. 2010. Factors influencing wood mobilization in streams. *Water Resources Research* **46** DOI: 10.1029/2009wr008772

Mizuyama T, Abe S, Ido K. 1988. Sediment control by Sabo Dams with Slits and/or Large Drainage Conduits. In 6th Congress Asian and Pacific Regional Division - IAHR ,. Dept. of Civil Engineering, Kyoto University: Kyoto;

Okamoto T, Takebayashi H, Sanjou M, Suzuki R, Toda K. 2019. Log jam formation at bridges and the effect on floodplain flow: A flume experiment. *Journal of Flood Risk Management* DOI: 10.1111/jfr3.12562

- Panici D, Almeida GAM de. 2018. Formation, Growth, and Failure of Debris Jams at Bridge Piers. *Water Resources Research* **54** : 6226–6241. DOI: 10.1029/2017wr022177
- Pfister M, Capobianco D, Tullis B, Schleiss AJ. 2013a. Debris-Blocking Sensitivity of Piano Key Weirs under Reservoir-Type Approach Flow. *Journal of Hydraulic Engineering* **139** : 1134–1141. DOI: 10.1061/(asce)hy.1943-7900.0000780
- Pfister M, Schleiss AJ, Tullis B. 2013b. Effect of driftwood on hydraulic head of Piano Key weirs. In *Labyrinth and Piano Key weirs II* ., CRC Press/Balkema Leiden, Netherlands; 255–264.
- Piton G. 2016. Sediment transport control by check dams and open check dams in Alpine torrents, 222 pp., Univ. Grenoble Alpes: IRSTEA - Centre de Grenoble [online] Available from: <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01420209>
- Piton G, Carladous S, Recking A, Tacnet J, Liebault F, Kuss D, Queff  l  an Y, Marco O. 2019. Fonctions Des Barrages De Correction Torrentielle. *Cybergeo : European Journal of Geography* **896** [online] Available from: <http://journals.openedition.org/cybergeo/32190>
- Piton G, Mejean S, Bellot H, Le Guern J, Carbonari C, Recking A. 2016. Bed-load trapping in open check dam basins measurements of flow velocities and depositions patterns. In *INTERPRAEVENT Conference proceedings* , Koboltschnig G (ed). International Research Society INTERPRAEVENT: Klagenfurt (Austria); 808–817. [online] Available from: <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01390582>
- Piton G, Recking A. 2016a. Design of sediment traps with open check dams. I: hydraulic and deposition processes. *Journal of Hydraulic Engineering* **142** : 1–23. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001048
- Piton G, Recking A. 2016b. Design of sediment traps with open check dams. II: woody debris. *Journal of Hydraulic Engineering* **142** : 1–17. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001049
- Rimböck A. 2004. Design of rope net barriers for woody debris entrapment: introduction of a design concept. In *INTERPRAEVENT Conference Proceedings* ., 265–276. [online] Available from: http://www.interpraevent.at/palm-cms/upload_files/Publikationen/Tagungsbeitraege/2004_3_VII-265.pdf
- Rimböck A, Strobl T. 2002. Loads on rope net constructions for woody debris entrapment in torrents. In *INTERPRAEVENT Conference Proceedings* ., 797–807.
- Risio MD, Sammarco P. 2019. Effects of floaters on the free surface profiles of river flows. *Environmental Fluid Mechanics* DOI: 10.1007/s10652-019-09710-z
- Rossi G, Armanini A. 2019. Experimental analysis of open check dams and protection bars against debris flows and driftwood. *Environmental Fluid Mechanics* DOI: 10.1007/s10652-019-09714-9
- Rudolf-Miklau F., H  bl J., Schattauer G., Rauch H. P., Kogelnig A., Habersack H., Schulev-Steindl E. 2011. Wildholz - Praxisleitfaden [Large Wood - Practical Guidelines] [online] Available from: http://www.interpraevent.at/palm-cms/upload_files/Publikationen/Handbooks/Wildholz_2011.pdf
- Ruiz-Villanueva V, Blad   E, Sánchez-Juny M, Marti-Cardona B, Diez-Herrero A, Bodoque JM. 2014. Two-dimensional numerical modeling of wood transport. *Journal of Hydroinformatics* **16** : 1077. DOI: 10.2166/hydro.2014.026
- SABO Division. 2000. Guideline for driftwood countermeasures (proposal and design) . Department SC (Sabo) (ed). Ministry of Construction. Japan.: Tokyo [online] Available from: <http://www.sabo-int.org/guideline/pdf/driftwoodCountermeasureGuideline.pdf>

- Sammarco P, Risio MD. 2017. Effects of Moored Boats on the Gradually Varied Free-Surface Profiles of River Flows. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* **143** : 04016020. DOI: 10.1061/(asce)ww.1943-5460.0000369
- Schalko I, Lageder C, Schmocker L, Weitbrecht V, Boes RM. 2019a. Laboratory flume experiments on the formation of spanwise large wood accumulations Part I: Effect on backwater rise. *Water Resources Research* DOI: 10.1029/2018wr024649
- Schalko I, Lageder C, Schmocker L, Weitbrecht V, Boes RM. 2019b. Laboratory flume experiments on the formation of spanwise large wood accumulations Part II: Effect on local scour. *Water Resources Research* DOI: 10.1029/2019WR024789
- Schmocker L, Hager WH. 2013. Scale modeling of wooden debris accumulation at a debris rack. *Journal of Hydraulic Engineering* **139** : 827–836. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000714
- Schmocker L, Weitbrecht V. 2013. Driftwood: Risk analysis and engineering measures. *Journal of Hydraulic Engineering* **139** : 683–695. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000728
- Shibuya H, Katsuki S, Ohsumi H, Ishikawa N, Mizuyama T. 2010. Experimental study on woody debris trap performance of drift wood capturing structure. *Journal of the Japan Society of Erosion Control Engineering* **63** : 34–41.
- Shima J, Moriyama H, Kokuryo H, Ishikawa N, Mizuyama T. 2016. Prevention and mitigation of debris flow hazards by using steel open-type sabo dams. *International Journal of Erosion Control Engineering* **9** : 135–144. DOI: 10.13101/ijece.9.135
- Shima J, Yoshida K, Kawakami Y, Mizuyama T. 2015. Consideration on boulders & members' interval of open type steel sabo dam for capturing debris flow. *Journal of the Japan Society of Erosion Control Engineering* **67** DOI: 10.11475/sabo.67.5_3
- Shrestha BB, Nakagawa H, Kawaike K, Baba Y, Zhang H. 2012. Driftwood deposition from debris flows at slit-check dams and fans. *Natural Hazards* **61** : 577–602. DOI: 10.1007/s11069-011-9939-9
- Di Stefano C, Ferro V. 2013. Experimental study of the stage-discharge relationship for an upstream inclined grid with longitudinal bars. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* **139** : 691–695. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000598
- Di Stefano C, Ferro V. 2014. Closure to Experimental Study of the Stage-Discharge Relationship for an Upstream Inclined Grid with Longitudinal Bars by C. Di Stefano and V. Ferro. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* **0** : 7014028–1. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000762
- Uchiogi T, Shima J, Tajima H, Ishikawa Y. 1996. Design methodes for woody-debris entrapment. In *INTERPRAEVENT Conference Proceedings* ., 279–288.
- Volkwein A, Wendeler C, Guasti G. 2011. Design of flexible debris flow barriers. In *International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Proceedings* ., Università La Sapienza: Roma; 1093–1100.
- Wallerstein N, Arthur S, Blanc J. 2013. Culvert designand operation guide supplementary technical note on Understanding blockage risks. . Heriot-Watt University: London

Annexe A: Données

Dam : type de barrage utilisé, #Run : numéro de l'expérience (Nom du mélange de flottant et numéro de la répétition), Q : débit liquide (en l/s), h1 : hauteur mesurée avec flottants (en mm), h0 hauteur estimée sans flottants pour le même débit (en mm), LWmass : masse de flottant relarguée (en g), Rlw : masse de flottant relarguée normalisée par la masse totale du mélange utilisé.

Dam	#Run	Q	h1	h0	LWmass	Rlw	Dam	#Run	Q	h1	h0	LWmass	Rlw
Closed	NoWood 1	0.294	67.7	65.3	NA	NA	Closed	Mix2A 1	0.892	78.9	75.9	6	0.01
Closed	NoWood 1	0.494	71.4	69.4	NA	NA	Closed	Mix2A 1	1.094	80.8	78.7	22	0.02
Closed	NoWood 1	0.695	74.2	72.9	NA	NA	Closed	Mix2A 1	1.294	81.9	81.3	4	0.00
Closed	NoWood 1	0.894	77.0	75.9	NA	NA	Closed	Mix2A 1	1.493	83.6	83.7	660	0.72
Closed	NoWood 1	1.093	79.2	78.7	NA	NA	Closed	Mix2A 2	0.497	73.8	69.4	66	0.07
Closed	NoWood 1	1.294	81.5	81.3	NA	NA	Closed	Mix2A 2	0.695	74.2	72.9	74	0.08
Closed	NoWood 1	1.492	83.7	83.7	NA	NA	Closed	Mix2A 2	0.893	77.0	75.9	190	0.20
Closed	NoWood 1	1.691	85.7	86.0	NA	NA	Closed	Mix2A 2	1.093	79.7	78.7	542	0.58
Closed	NoWood 1	1.891	88.1	88.2	NA	NA	Closed	Mix2A 3	0.495	74.0	69.4	20	0.02
Closed	NoWood 1	2.091	90.3	90.3	NA	NA	Closed	Mix2A 3	0.694	77.8	72.8	60	0.06
Closed	NoWood 1	2.289	92.3	92.2	NA	NA	Closed	Mix2A 3	0.891	77.0	75.9	830	0.88
Closed	NoWood 1	2.491	94.2	94.2	NA	NA	Closed	Mix2B 1	0.496	72.6	69.4	8	0.01
Closed	NoWood 1	2.691	96.0	96.0	NA	NA	Closed	Mix2B 1	0.695	75.7	72.9	16	0.02
Closed	NoWood 1	2.890	97.8	97.8	NA	NA	Closed	Mix2B 1	0.892	77.7	75.9	16	0.02
Closed	NoWood 1	3.092	99.6	99.5	NA	NA	Closed	Mix2B 1	1.094	79.5	78.7	92	0.12
Closed	Mix1A 1	0.495	72.5	69.4	34	0.04	Closed	Mix2B 1	1.292	81.7	81.3	0	0.00
Closed	Mix1A 1	0.697	76.9	72.9	62	0.08	Closed	Mix2B 1	1.491	83.6	83.7	604	0.81
Closed	Mix1A 1	0.895	80.3	75.9	22	0.03	Closed	Mix2B 2	0.496	73.1	69.4	158	0.21
Closed	Mix1A 1	1.094	79.4	78.7	148	0.19	Closed	Mix2B 2	0.695	76.8	72.9	0	0.00
Closed	Mix1A 1	1.294	81.5	81.3	154	0.19	Closed	Mix2B 2	0.893	79.3	75.9	2	0.00
Closed	Mix1A 1	1.492	83.8	83.7	222	0.28	Closed	Mix2B 2	1.095	79.5	78.7	598	0.78
Closed	Mix1A 1	1.692	85.1	86.0	118	0.15	Closed	Mix2B 3	0.495	71.3	69.4	26	0.03
Closed	Mix1A 2	0.495	73.8	69.4	6	0.01	Closed	Mix2B 3	0.693	75.7	72.8	234	0.30
Closed	Mix1A 2	0.695	77.2	72.9	8	0.01	Closed	Mix2B 3	0.893	80.4	75.9	496	0.63
Closed	Mix1A 2	0.894	79.6	75.9	88	0.11	Closed	Mix3B 1	0.496	73.0	69.4	8	0.00
Closed	Mix1A 2	1.095	80.0	78.7	36	0.04	Closed	Mix3B 1	0.694	75.2	72.8	158	0.07
Closed	Mix1A 2	1.294	84.9	81.3	62	0.08	Closed	Mix3B 1	0.895	77.6	75.9	0	0.00
Closed	Mix1A 2	1.497	84.1	83.8	102	0.12	Closed	Mix3B 1	1.094	80.4	78.7	0	0.00
Closed	Mix1A 2	1.691	86.0	86.0	482	0.59	Closed	Mix3B 1	1.294	81.7	81.3	62	0.03
Closed	Mix1A 3	0.495	73.1	69.4	30	0.04	Closed	Mix3B 1	1.493	84.4	83.7	954	0.40
Closed	Mix1A 3	0.696	75.2	72.9	2	0.00	Closed	Mix3B 1	1.691	87.0	86.0	2	0.00
Closed	Mix1A 3	0.894	83.6	75.9	46	0.06	Closed	Mix3B 1	1.892	88.5	88.2	242	0.10
Closed	Mix1A 3	1.095	83.6	78.7	0	0.00	Closed	Mix3B 1	2.093	90.4	90.3	922	0.39
Closed	Mix1A 3	1.294	88.0	81.3	6	0.01	Closed	Mix3B 2	0.494	77.5	69.4	10	0.00
Closed	Mix1A 3	1.493	90.3	83.7	18	0.02	Closed	Mix3B 2	0.694	79.5	72.8	0	0.00
Closed	Mix1A 3	1.692	92.5	86.0	8	0.01	Closed	Mix3B 2	0.892	85.5	75.9	6	0.00
Closed	Mix1A 3	1.891	94.9	88.2	162	0.19	Closed	Mix3B 2	1.092	88.3	78.7	32	0.01
Closed	Mix1A 3	2.092	94.3	90.3	534	0.64	Closed	Mix3B 2	1.292	90.8	81.3	42	0.02
Closed	Mix1B 1	0.496	72.1	69.4	66	0.07	Closed	Mix3B 2	1.492	90.8	83.7	60	0.03
Closed	Mix1B 1	0.695	75.4	72.9	0	0.00	Closed	Mix3B 2	1.692	92.6	86.0	188	0.08
Closed	Mix1B 1	0.894	78.3	75.9	0	0.00	Closed	Mix3B 2	1.891	94.8	88.2	14	0.01
Closed	Mix1B 1	1.092	81.4	78.7	550	0.60	Closed	Mix3B 2	2.090	95.7	90.3	0	0.00
Closed	Mix1B 1	1.293	83.1	81.3	210	0.23	Closed	Mix3B 2	2.291	98.0	92.3	0	0.00
Closed	Mix1B 2	0.495	72.3	69.4	20	0.02	Closed	Mix3B 2	2.490	96.4	94.2	2056	0.85
Closed	Mix1B 2	0.693	75.5	72.8	26	0.03	Closed	Mix3B 3	0.494	72.3	69.4	22	0.01
Closed	Mix1B 2	0.894	78.7	75.9	0	0.00	Closed	Mix3B 3	0.695	73.5	72.9	0	0.00
Closed	Mix1B 2	1.092	80.7	78.7	176	0.19	Closed	Mix3B 3	0.894	76.1	75.9	0	0.00
Closed	Mix1B 2	1.293	83.1	81.3	10	0.01	Closed	Mix3B 3	1.093	84.4	78.7	38	0.02
Closed	Mix1B 2	1.491	84.3	83.7	638	0.69	Closed	Mix3B 3	1.294	87.1	81.3	0	0.00
Closed	Mix1B 3	0.500	71.0	69.5	12	0.01	Closed	Mix3B 3	1.493	90.4	83.7	2	0.00
Closed	Mix1B 3	0.700	75.0	72.9	108	0.12	Closed	Mix3B 3	1.692	92.4	86.0	2	0.00
Closed	Mix1B 3	0.900	79.0	76.0	4	0.00	Closed	Mix3B 3	1.892	94.9	88.2	26	0.01
Closed	Mix1B 3	1.100	82.0	78.8	54	0.06	Closed	Mix3B 3	2.091	101.5	90.3	2	0.00
Closed	Mix1B 3	1.300	86.0	81.4	18	0.02	Closed	Mix3B 3	2.290	104.1	92.2	2	0.00
Closed	Mix1B 3	1.500	86.0	83.8	0	0.00	Closed	Mix3B 3	2.493	106.5	94.2	2334	0.93
Closed	Mix1B 3	1.700	87.0	86.1	716	0.78	SABO	NoWood 1	0.495	12.3	9.0	NA	NA
Closed	Mix2A 1	0.494	74.9	69.4	40	0.04	SABO	NoWood 1	0.997	16.9	14.4	NA	NA
Closed	Mix2A 1	0.694	76.1	72.8	132	0.14	SABO	NoWood 1	1.494	21.5	18.9	NA	NA

Dam	#Run	Q	h1	h0	LWmass	Rlw	Dam	#Run	Q	h1	h0	LWmass	Rlw
SABO	NoWood 1	1.991	24.8	22.9	NA	NA	SABO	Mix1A 3	0.496	13.3	9.1	0	0.00
SABO	NoWood 1	2.495	27.1	26.6	NA	NA	SABO	Mix1A 3	0.992	20.7	14.4	20	0.02
SABO	NoWood 1	2.994	29.4	30.0	NA	NA	SABO	Mix1A 3	1.490	36.2	18.8	0	0.00
SABO	NoWood 1	3.494	32.2	33.3	NA	NA	SABO	Mix1A 3	1.991	38.8	22.9	2	0.00
SABO	NoWood 1	3.991	35.9	36.4	NA	NA	SABO	Mix1A 3	2.492	47.3	26.6	0	0.00
SABO	NoWood 1	4.491	39.5	39.3	NA	NA	SABO	Mix1A 3	2.993	55.3	30.0	4	0.00
SABO	NoWood 1	4.987	45.1	42.2	NA	NA	SABO	Mix1A 3	3.492	60.9	33.3	0	0.00
SABO	NoWood 1	5.489	50.0	45.0	NA	NA	SABO	Mix1A 3	3.991	65.7	36.4	14	0.02
SABO	NoWood 1	5.986	50.3	47.6	NA	NA	SABO	Mix1A 3	4.491	71.5	39.3	32	0.04
SABO	NoWood 1	6.488	51.6	50.3	NA	NA	SABO	Mix1A 3	4.987	76.0	42.2	0	0.00
SABO	NoWood 1	6.988	59.3	52.8	NA	NA	SABO	Mix1A 3	5.489	81.8	45.0	4	0.00
SABO	NoWood 1	7.486	56.9	55.2	NA	NA	SABO	Mix1A 3	5.987	85.4	47.6	0	0.00
SABO	NoWood 1	7.986	65.7	57.6	NA	NA	SABO	Mix1A 3	6.487	89.3	50.3	6	0.01
SABO	NoWood 1	8.388	67.3	59.4	NA	NA	SABO	Mix1A 3	6.987	93.6	52.8	20	0.02
SABO	NoWood 2	0.497	10.4	9.1	NA	NA	SABO	Mix1A 3	7.488	90.8	55.2	18	0.02
SABO	NoWood 2	0.995	16.1	14.4	NA	NA	SABO	Mix1A 3	7.984	91.9	57.5	70	0.08
SABO	NoWood 2	1.493	20.1	18.9	NA	NA	SABO	Mix1A 3	8.216	93.5	58.6	8	0.01
SABO	NoWood 2	1.991	23.6	22.9	NA	NA	SABO	Mix2A 1	0.493	16.5	9.0	0	0.00
SABO	NoWood 2	2.493	25.2	26.6	NA	NA	SABO	Mix2A 1	0.993	27.2	14.4	14	0.01
SABO	NoWood 2	2.992	29.0	30.0	NA	NA	SABO	Mix2A 1	1.493	36.1	18.9	8	0.01
SABO	NoWood 2	3.496	32.9	33.3	NA	NA	SABO	Mix2A 1	1.991	41.9	22.9	0	0.00
SABO	NoWood 2	3.992	38.0	36.4	NA	NA	SABO	Mix2A 1	2.491	48.4	26.5	0	0.00
SABO	NoWood 2	4.491	40.0	39.3	NA	NA	SABO	Mix2A 1	2.989	56.5	30.0	2	0.00
SABO	NoWood 2	4.988	42.4	42.2	NA	NA	SABO	Mix2A 1	3.490	62.9	33.2	0	0.00
SABO	NoWood 2	5.486	46.6	44.9	NA	NA	SABO	Mix2A 1	3.991	66.2	36.4	0	0.00
SABO	NoWood 2	5.987	48.1	47.6	NA	NA	SABO	Mix2A 1	4.491	73.2	39.3	0	0.00
SABO	NoWood 2	6.489	59.4	50.3	NA	NA	SABO	Mix2A 1	4.988	76.7	42.2	2	0.00
SABO	NoWood 2	6.989	60.6	52.8	NA	NA	SABO	Mix2A 1	5.485	80.0	44.9	26	0.03
SABO	NoWood 2	7.484	62.3	55.2	NA	NA	SABO	Mix2A 1	5.987	82.3	47.6	28	0.03
SABO	NoWood 2	7.984	61.7	57.5	NA	NA	SABO	Mix2A 1	6.491	85.9	50.3	22	0.02
SABO	NoWood 2	8.487	74.4	59.8	NA	NA	SABO	Mix2A 1	6.988	89.0	52.8	22	0.02
SABO	Mix1A 1	0.496	13.7	9.1	0	0.00	SABO	Mix2A 1	7.488	94.1	55.2	42	0.04
SABO	Mix1A 1	0.993	24.1	14.4	12	0.01	SABO	Mix2A 1	7.985	94.9	57.5	432	0.45
SABO	Mix1A 1	1.493	34.2	18.9	6	0.01	SABO	Mix2A 2	0.495	13.1	9.0	0	0.00
SABO	Mix1A 1	1.990	38.0	22.9	0	0.00	SABO	Mix2A 2	0.994	24.9	14.4	8	0.01
SABO	Mix1A 1	2.493	45.4	26.6	2	0.00	SABO	Mix2A 2	1.493	36.1	18.9	2	0.00
SABO	Mix1A 1	2.991	48.4	30.0	2	0.00	SABO	Mix2A 2	1.990	42.3	22.9	0	0.00
SABO	Mix1A 1	3.492	54.6	33.3	4	0.01	SABO	Mix2A 2	2.491	50.8	26.5	0	0.00
SABO	Mix1A 1	3.991	59.8	36.4	4	0.01	SABO	Mix2A 2	2.990	57.4	30.0	4	0.00
SABO	Mix1A 1	4.490	62.8	39.3	38	0.04	SABO	Mix2A 2	3.490	60.6	33.2	0	0.00
SABO	Mix1A 1	4.990	70.0	42.2	16	0.02	SABO	Mix2A 2	3.993	68.2	36.4	2	0.00
SABO	Mix1A 1	5.485	79.4	44.9	8	0.01	SABO	Mix2A 2	4.490	74.4	39.3	10	0.01
SABO	Mix1A 1	5.994	92.0	47.7	12	0.01	SABO	Mix2A 2	4.988	79.2	42.2	56	0.06
SABO	Mix1A 1	6.490	91.2	50.3	22	0.03	SABO	Mix2A 2	5.488	80.6	45.0	52	0.05
SABO	Mix1A 1	6.997	96.9	52.8	10	0.01	SABO	Mix2A 2	5.988	83.1	47.6	16	0.02
SABO	Mix1A 1	7.483	95.2	55.2	146	0.17	SABO	Mix2A 2	6.488	87.8	50.3	16	0.02
SABO	Mix1A 1	7.984	87.1	57.5	62	0.07	SABO	Mix2A 2	6.986	90.8	52.8	36	0.04
SABO	Mix1A 1	8.288	88.3	58.9	18	0.02	SABO	Mix2A 2	7.487	93.9	55.2	10	0.01
SABO	Mix1A 2	0.496	13.5	9.1	0	0.00	SABO	Mix2A 3	0.495	12.2	9.0	0	0.00
SABO	Mix1A 2	0.993	23.2	14.4	14	0.02	SABO	Mix2A 3	0.993	22.6	14.4	0	0.00
SABO	Mix1A 2	1.492	30.8	18.9	4	0.01	SABO	Mix2A 3	1.492	34.2	18.9	0	0.00
SABO	Mix1A 2	1.990	40.7	22.9	28	0.03	SABO	Mix2A 3	1.991	43.3	22.9	0	0.00
SABO	Mix1A 2	2.490	43.8	26.5	0	0.00	SABO	Mix2A 3	2.490	50.5	26.5	6	0.01
SABO	Mix1A 2	2.993	49.5	30.0	6	0.01	SABO	Mix2A 3	2.992	56.5	30.0	2	0.00
SABO	Mix1A 2	3.493	58.5	33.3	12	0.01	SABO	Mix2A 3	3.494	64.3	33.3	2	0.00
SABO	Mix1A 2	3.992	59.9	36.4	0	0.00	SABO	Mix2A 3	3.990	70.0	36.3	14	0.01
SABO	Mix1A 2	4.491	62.9	39.3	16	0.02	SABO	Mix2A 3	4.489	76.4	39.3	8	0.01
SABO	Mix1A 2	4.989	67.6	42.2	6	0.01	SABO	Mix2A 3	4.988	80.7	42.2	8	0.01
SABO	Mix1A 2	5.487	71.5	44.9	14	0.02	SABO	Mix2A 3	5.489	85.0	45.0	48	0.05
SABO	Mix1A 2	5.988	76.8	47.6	10	0.01	SABO	Mix2A 3	5.989	87.3	47.6	30	0.03
SABO	Mix1A 2	6.487	79.9	50.3	6	0.01	SABO	Mix2B 1	0.496	13.0	9.1	0	0.00
SABO	Mix1A 2	6.989	83.5	52.8	14	0.02	SABO	Mix2B 1	0.993	21.3	14.4	8	0.01
SABO	Mix1A 2	7.487	88.7	55.2	82	0.10	SABO	Mix2B 1	1.491	33.2	18.9	2	0.00
SABO	Mix1A 2	8.004	87.8	57.6	46	0.05	SABO	Mix2B 1	1.990	36.5	22.9	0	0.00
SABO	Mix1A 2	8.233	89.4	58.7	2	0.00	SABO	Mix2B 1	2.495	42.1	26.6	0	0.00

Dam	#Run	Q	h1	h0	LWmass	Rlw	Dam	#Run	Q	h1	h0	LWmass	Rlw
SABO	Mix2B 1	2.991	46.1	30.0	4	0.01	SABO	Mix3B 2	5.487	81.5	44.9	0	0.00
SABO	Mix2B 1	3.493	54.2	33.3	4	0.01	SABO	Mix3B 2	5.989	88.2	47.6	26	0.01
SABO	Mix2B 1	3.990	57.6	36.3	0	0.00	SABO	Mix3B 2	6.491	91.0	50.3	18	0.01
SABO	Mix2B 1	4.490	62.5	39.3	2	0.00	SABO	Mix3B 2	6.988	94.0	52.8	12	0.01
SABO	Mix2B 1	4.990	67.8	42.2	6	0.01	SABO	Mix3B 2	7.487	100.4	55.2	0	0.00
SABO	Mix2B 1	5.487	72.7	44.9	4	0.01	SABO	Mix3B 2	7.986	103.4	57.6	44	0.02
SABO	Mix2B 1	5.990	76.8	47.7	4	0.01	SABO	Mix3B 2	8.446	105.2	59.7	34	0.01
SABO	Mix2B 1	6.490	81.1	50.3	6	0.01	SABO	Mix3B 3	0.494	13.3	9.0	0	0.00
SABO	Mix2B 1	6.987	84.7	52.8	2	0.00	SABO	Mix3B 3	0.992	24.2	14.4	6	0.00
SABO	Mix2B 1	7.488	85.4	55.2	48	0.06	SABO	Mix3B 3	1.492	34.2	18.9	2	0.00
SABO	Mix2B 1	7.986	89.2	57.6	2	0.00	SABO	Mix3B 3	1.991	44.3	22.9	0	0.00
SABO	Mix2B 1	8.301	91.9	59.0	4	0.01	SABO	Mix3B 3	2.491	52.5	26.5	0	0.00
SABO	Mix2B 2	0.494	12.5	9.0	0	0.00	SABO	Mix3B 3	2.990	60.4	30.0	0	0.00
SABO	Mix2B 2	0.993	21.3	14.4	0	0.00	SABO	Mix3B 3	3.490	66.1	33.2	2	0.00
SABO	Mix2B 2	1.493	28.6	18.9	0	0.00	SABO	Mix3B 3	3.989	68.9	36.3	0	0.00
SABO	Mix2B 2	1.992	37.4	22.9	0	0.00	SABO	Mix3B 3	4.490	74.2	39.3	0	0.00
SABO	Mix2B 2	2.492	43.9	26.6	0	0.00	SABO	Mix3B 3	4.988	77.8	42.2	48	0.02
SABO	Mix2B 2	2.990	48.0	30.0	0	0.00	SABO	Mix3B 3	5.485	83.2	44.9	0	0.00
SABO	Mix2B 2	3.492	55.1	33.3	0	0.00	SABO	Mix3B 3	5.989	87.7	47.6	0	0.00
SABO	Mix2B 2	3.989	61.0	36.3	0	0.00	SABO	Mix3B 3	6.487	91.6	50.3	6	0.00
SABO	Mix2B 2	4.487	66.2	39.3	0	0.00	SABO	Mix3B 3	6.985	97.4	52.8	26	0.01
SABO	Mix2B 2	4.990	71.4	42.2	0	0.00	SABO	Mix3B 3	7.485	101.6	55.2	2	0.00
SABO	Mix2B 2	5.489	75.7	45.0	0	0.00	Slit	NoWood 1	0.495	40.9	39.8	NA	NA
SABO	Mix2B 2	5.990	77.1	47.7	16	0.02	Slit	NoWood 1	0.745	53.5	52.2	NA	NA
SABO	Mix2B 2	6.488	80.6	50.3	22	0.03	Slit	NoWood 1	0.995	63.5	60.1	NA	NA
SABO	Mix2B 2	6.986	83.8	52.8	28	0.03	Slit	NoWood 1	1.244	67.8	64.9	NA	NA
SABO	Mix2B 2	7.487	86.1	55.2	430	0.53	Slit	NoWood 1	1.492	71.4	68.9	NA	NA
SABO	Mix2B 3	0.496	12.2	9.1	0	0.00	Slit	NoWood 1	1.739	74.7	72.4	NA	NA
SABO	Mix2B 3	0.995	22.8	14.4	12	0.02	Slit	NoWood 1	1.992	77.5	75.7	NA	NA
SABO	Mix2B 3	1.492	31.1	18.9	8	0.01	Slit	NoWood 1	2.241	80.4	78.7	NA	NA
SABO	Mix2B 3	1.994	43.2	22.9	0	0.00	Slit	NoWood 1	2.493	83.1	81.5	NA	NA
SABO	Mix2B 3	2.490	47.5	26.5	0	0.00	Slit	NoWood 1	2.742	85.5	84.2	NA	NA
SABO	Mix2B 3	2.989	54.1	30.0	0	0.00	Slit	NoWood 1	2.991	87.7	86.7	NA	NA
SABO	Mix2B 3	3.494	58.6	33.3	0	0.00	Slit	NoWood 1	3.245	90.2	89.1	NA	NA
SABO	Mix2B 3	3.991	62.2	36.4	0	0.00	Slit	NoWood 1	3.492	92.5	91.4	NA	NA
SABO	Mix2B 3	4.490	68.0	39.3	30	0.04	Slit	NoWood 1	3.741	94.7	93.6	NA	NA
SABO	Mix2B 3	4.989	73.3	42.2	10	0.01	Slit	NoWood 1	3.990	96.6	95.7	NA	NA
SABO	Mix2B 3	5.488	76.5	45.0	36	0.04	Slit	NoWood 1	4.242	98.7	97.8	NA	NA
SABO	Mix3B 1	0.495	12.7	9.0	0	0.00	Slit	NoWood 1	4.492	100.6	99.8	NA	NA
SABO	Mix3B 1	0.995	23.2	14.4	8	0.00	Slit	NoWood 1	4.739	102.7	101.7	NA	NA
SABO	Mix3B 1	1.493	34.4	18.9	8	0.00	Slit	NoWood 1	4.990	104.4	103.5	NA	NA
SABO	Mix3B 1	1.992	40.6	22.9	0	0.00	Slit	NoWood 2	0.497	40.4	39.9	NA	NA
SABO	Mix3B 1	2.493	44.9	26.6	14	0.01	Slit	NoWood 2	0.745	53.1	52.2	NA	NA
SABO	Mix3B 1	2.990	51.5	30.0	0	0.00	Slit	NoWood 2	0.993	63.1	60.0	NA	NA
SABO	Mix3B 1	3.492	60.7	33.3	0	0.00	Slit	NoWood 2	1.242	67.3	64.8	NA	NA
SABO	Mix3B 1	3.990	67.6	36.3	4	0.00	Slit	NoWood 2	1.495	71.0	68.9	NA	NA
SABO	Mix3B 1	4.492	72.8	39.3	2	0.00	Slit	NoWood 2	1.742	74.2	72.4	NA	NA
SABO	Mix3B 1	4.989	76.5	42.2	38	0.02	Slit	NoWood 2	1.992	77.0	75.7	NA	NA
SABO	Mix3B 1	5.488	80.4	45.0	2	0.00	Slit	NoWood 2	2.241	79.8	78.7	NA	NA
SABO	Mix3B 1	5.990	83.7	47.7	22	0.01	Slit	NoWood 2	2.491	82.5	81.5	NA	NA
SABO	Mix3B 1	6.489	86.4	50.3	16	0.01	Slit	NoWood 2	2.742	85.0	84.2	NA	NA
SABO	Mix3B 1	6.986	88.4	52.8	10	0.00	Slit	NoWood 2	2.991	87.4	86.7	NA	NA
SABO	Mix3B 1	7.485	93.4	55.2	8	0.00	Slit	NoWood 2	3.242	89.9	89.1	NA	NA
SABO	Mix3B 1	7.985	98.9	57.5	0	0.00	Slit	NoWood 2	3.493	92.1	91.4	NA	NA
SABO	Mix3B 1	8.485	101.6	59.8	86	0.03	Slit	NoWood 2	3.743	94.4	93.6	NA	NA
SABO	Mix3B 2	0.495	15.0	9.0	0	0.00	Slit	NoWood 2	3.993	96.3	95.7	NA	NA
SABO	Mix3B 2	0.993	25.8	14.4	0	0.00	Slit	NoWood 2	4.242	98.5	97.8	NA	NA
SABO	Mix3B 2	1.493	36.5	18.9	0	0.00	Slit	NoWood 2	4.490	100.5	99.7	NA	NA
SABO	Mix3B 2	1.990	47.0	22.9	0	0.00	Slit	NoWood 2	4.740	102.4	101.7	NA	NA
SABO	Mix3B 2	2.490	54.0	26.5	0	0.00	Slit	NoWood 2	4.990	104.3	103.5	NA	NA
SABO	Mix3B 2	2.991	57.9	30.0	0	0.00	Slit	Mix1A 1	0.493	43.0	39.7	0	0.00
SABO	Mix3B 2	3.494	61.9	33.3	0	0.00	Slit	Mix1A 1	0.994	66.1	60.0	0	0.00
SABO	Mix3B 2	3.991	66.5	36.4	0	0.00	Slit	Mix1A 1	1.493	76.3	68.9	30	0.03
SABO	Mix3B 2	4.490	72.9	39.3	0	0.00	Slit	Mix1A 1	1.992	80.3	75.7	174	0.20
SABO	Mix3B 2	4.990	76.6	42.2	14	0.01	Slit	Mix1A 1	2.493	86.5	81.5	16	0.02

Dam	#Run	Q	h1	h0	LWmass	Rlw
Slit	Mix1A 1	2.992	88.2	86.7	606	0.70
Slit	Mix1A 2	0.494	40.5	39.7	0	0.00
Slit	Mix1A 2	0.993	67.5	60.0	6	0.01
Slit	Mix1A 2	1.492	77.9	68.9	76	0.09
Slit	Mix1A 2	1.991	85.0	75.7	24	0.03
Slit	Mix1A 3	0.494	41.8	39.7	0	0.00
Slit	Mix1A 3	0.994	67.7	60.0	6	0.01
Slit	Mix1A 3	1.493	76.1	68.9	30	0.03
Slit	Mix1A 3	1.991	82.5	75.7	88	0.10
Slit	Mix1A 3	2.493	88.2	81.5	64	0.07
Slit	Mix1A 4	0.495	42.6	39.8	0	0.00
Slit	Mix1A 4	0.993	69.4	60.0	0	0.00
Slit	Mix1A 4	1.491	75.7	68.9	66	0.07
Slit	Mix1A 4	1.992	81.9	75.7	314	0.35
Slit	Mix1B 1	0.495	41.1	39.8	0	0.00
Slit	Mix1B 1	0.993	66.2	60.0	0	0.00
Slit	Mix1B 1	1.493	74.9	68.9	36	0.04
Slit	Mix1B 1	1.992	79.8	75.7	420	0.43
Slit	Mix1B 2	0.496	43.8	39.8	0	0.00
Slit	Mix1B 2	0.995	69.2	60.1	0	0.00
Slit	Mix1B 2	1.492	78.7	68.9	60	0.06
Slit	Mix1B 2	1.991	81.9	75.7	196	0.20
Slit	Mix1B 3	0.496	43.4	39.8	0	0.00
Slit	Mix1B 3	0.993	70.1	60.0	6	0.01
Slit	Mix1B 3	1.493	83.4	68.9	0	0.00
Slit	Mix1B 3	1.992	95.1	75.7	0	0.00
Slit	Mix1B 3	2.490	101.5	81.5	82	0.08
Slit	Mix1B 3	2.993	106.1	86.7	156	0.16
Slit	Mix1B 4	0.495	44.4	39.8	0	0.00
Slit	Mix1B 4	0.992	72.6	60.0	0	0.00
Slit	Mix1B 4	1.492	79.7	68.9	34	0.03
Slit	Mix2A 1	0.497	44.7	39.9	0	0.00
Slit	Mix2A 1	0.994	69.3	60.0	6	0.01
Slit	Mix2A 1	1.493	76.2	68.9	64	0.07
Slit	Mix2A 1	1.991	81.8	75.7	846	0.88
Slit	Mix2A 2	0.494	44.1	39.7	0	0.00
Slit	Mix2A 2	0.993	70.4	60.0	0	0.00
Slit	Mix2A 2	1.493	78.0	68.9	38	0.04
Slit	Mix2A 3	0.493	45.5	39.7	0	0.00
Slit	Mix2A 3	0.995	70.7	60.1	0	0.00
Slit	Mix2A 3	1.493	75.2	68.9	74	0.08
Slit	Mix2A 3	1.992	83.0	75.7	272	0.28
Slit	Mix2A 3	2.492	88.9	81.5	72	0.07
Slit	Mix2A 4	0.496	44.7	39.8	0	0.00
Slit	Mix2A 4	0.993	68.3	60.0	0	0.00
Slit	Mix2A 4	1.244	73.4	64.9	0	0.00
Slit	Mix2A 4	1.490	78.1	68.8	8	0.01
Slit	Mix2A 4	1.740	83.4	72.4	4	0.00
Slit	Mix2A 4	1.991	87.4	75.7	8	0.01
Slit	Mix2A 4	2.242	91.2	78.7	0	0.00
Slit	Mix2B 1	0.496	41.8	39.8	0	0.00
Slit	Mix2B 1	0.993	68.7	60.0	0	0.00
Slit	Mix2B 1	1.244	73.6	64.9	14	0.02
Slit	Mix2B 1	1.493	74.5	68.9	20	0.03
Slit	Mix2B 1	1.742	79.2	72.4	94	0.13
Slit	Mix2B 1	1.992	82.3	75.7	0	0.00
Slit	Mix2B 1	2.240	84.1	78.7	32	0.04
Slit	Mix2B 1	2.494	87.0	81.5	534	0.74
Slit	Mix2B 2	0.495	43.7	39.8	0	0.00
Slit	Mix2B 2	0.991	66.3	60.0	0	0.00
Slit	Mix2B 2	1.244	69.6	64.9	20	0.03
Slit	Mix2B 2	1.492	72.7	68.9	32	0.04
Slit	Mix2B 2	1.740	83.2	72.4	14	0.02
Slit	Mix2B 2	1.991	80.6	75.7	38	0.05
Slit	Mix2B 2	2.242	85.3	78.7	12	0.02

Dam	#Run	Q	h1	h0	LWmass	Rlw
Slit	Mix2B 2	2.491	88.4	81.5	0	0.00
Slit	Mix2B 2	2.743	92.9	84.2	24	0.03
Slit	Mix2B 3	0.494	41.9	39.7	0	0.00
Slit	Mix2B 3	0.993	65.7	60.0	0	0.00
Slit	Mix2B 3	1.241	74.4	64.8	0	0.00
Slit	Mix2B 3	1.493	80.9	68.9	0	0.00
Slit	Mix2B 3	1.743	82.6	72.5	34	0.04
Slit	Mix2B 3	1.992	83.5	75.7	0	0.00
Slit	Mix2B 3	2.241	87.8	78.7	46	0.06
Slit	Mix2B 3	2.492	92.1	81.5	106	0.13
Slit	Mix2B 4	0.495	44.5	39.8	0	0.00
Slit	Mix2B 4	0.997	69.1	60.1	8	0.01
Slit	Mix2B 4	1.493	80.9	68.9	42	0.05
Slit	Mix2B 4	1.744	84.6	72.5	4	0.01
Slit	Mix2B 4	1.992	87.0	75.7	294	0.36
Slot	NoWood 1	0.575	22.6	23.6	NA	NA
Slot	NoWood 1	0.657	25.1	25.8	NA	NA
Slot	NoWood 1	0.754	27.4	28.3	NA	NA
Slot	NoWood 1	0.861	30.1	30.9	NA	NA
Slot	NoWood 1	0.971	32.4	33.5	NA	NA
Slot	NoWood 1	1.039	33.7	35.0	NA	NA
Slot	NoWood 1	1.138	35.8	37.2	NA	NA
Slot	NoWood 1	1.236	38.0	39.4	NA	NA
Slot	NoWood 1	1.323	39.9	41.2	NA	NA
Slot	NoWood 1	1.420	41.8	43.2	NA	NA
Slot	NoWood 1	1.532	44.2	45.5	NA	NA
Slot	NoWood 1	1.607	45.5	47.2	NA	NA
Slot	NoWood 1	1.717	47.4	50.1	NA	NA
Slot	NoWood 1	1.801	48.7	52.5	NA	NA
Slot	NoWood 1	1.912	51.6	55.7	NA	NA
Slot	NoWood 1	1.995	54.9	57.5	NA	NA
Slot	NoWood 1	2.107	57.9	59.6	NA	NA
Slot	NoWood 1	2.196	60.3	61.0	NA	NA
Slot	NoWood 1	2.296	62.6	62.6	NA	NA
Slot	NoWood 1	2.397	64.3	64.1	NA	NA
Slot	NoWood 1	2.495	65.5	65.5	NA	NA
Slot	NoWood 1	2.593	66.5	66.9	NA	NA
Slot	NoWood 1	2.685	67.5	68.1	NA	NA
Slot	NoWood 1	2.778	68.8	69.3	NA	NA
Slot	NoWood 1	2.869	70.0	70.4	NA	NA
Slot	NoWood 1	2.958	71.2	71.5	NA	NA
Slot	NoWood 2	0.442	22.4	19.8	NA	NA
Slot	NoWood 2	0.551	25.4	23.0	NA	NA
Slot	NoWood 2	0.636	27.4	25.3	NA	NA
Slot	NoWood 2	0.718	29.5	27.4	NA	NA
Slot	NoWood 2	0.828	32.1	30.1	NA	NA
Slot	NoWood 2	0.913	33.9	32.1	NA	NA
Slot	NoWood 2	0.996	35.5	34.1	NA	NA
Slot	NoWood 2	1.107	37.9	36.6	NA	NA
Slot	NoWood 2	1.189	39.8	38.3	NA	NA
Slot	NoWood 2	1.300	41.8	40.7	NA	NA
Slot	NoWood 2	1.383	43.6	42.4	NA	NA
Slot	NoWood 2	1.469	45.1	44.1	NA	NA
Slot	NoWood 2	1.578	46.9	46.5	NA	NA
Slot	NoWood 2	1.662	48.4	48.6	NA	NA
Slot	NoWood 2	1.723	48.0	50.2	NA	NA
Slot	NoWood 2	1.825	50.1	53.2	NA	NA
Slot	NoWood 2	1.917	53.7	55.8	NA	NA
Slot	NoWood 2	2.005	56.7	57.7	NA	NA
Slot	NoWood 2	2.115	60.1	59.7	NA	NA
Slot	NoWood 2	2.209	62.2	61.3	NA	NA
Slot	NoWood 2	2.299	63.8	62.7	NA	NA
Slot	NoWood 2	2.389	65.0	64.0	NA	NA
Slot	NoWood 2	2.478	65.8	65.3	NA	NA
Slot	NoWood 2	2.589	67.1	66.8	NA	NA

Dam	#Run	Q	h1	h0	LWmass	Rlw	Dam	#Run	Q	h1	h0	LWmass	Rlw
Slot	NoWood 2	2.676	68.3	68.0	NA	NA	Slot	Mix1B 4	1.992	75.6	57.4	14	0.01
Slot	NoWood 2	2.786	69.6	69.4	NA	NA	Slot	Mix1B 4	2.492	85.9	65.5	32	0.03
Slot	NoWood 2	2.891	71.1	70.7	NA	NA	Slot	Mix1B 4	2.992	91.7	71.9	1004	0.95
Slot	NoWood 3	2.444	65.9	64.8	NA	NA	Slot	Mix2A 1	0.497	29.5	21.4	0	0.00
Slot	NoWood 3	2.638	68.0	67.5	NA	NA	Slot	Mix2A 1	0.993	48.2	34.0	0	0.00
Slot	NoWood 3	2.812	70.6	69.7	NA	NA	Slot	Mix2A 1	1.492	64.2	44.6	0	0.00
Slot	NoWood 3	3.056	73.4	72.7	NA	NA	Slot	Mix2A 1	1.993	73.5	57.4	38	0.04
Slot	NoWood 3	3.227	75.5	74.6	NA	NA	Slot	Mix2A 1	2.492	80.5	65.5	34	0.04
Slot	NoWood 3	3.401	77.4	76.5	NA	NA	Slot	Mix2A 2	0.496	23.9	21.4	0	0.00
Slot	NoWood 3	3.614	79.7	78.8	NA	NA	Slot	Mix2A 2	0.993	47.2	34.0	0	0.00
Slot	NoWood 3	3.799	81.4	80.6	NA	NA	Slot	Mix2A 2	1.492	69.2	44.6	0	0.00
Slot	NoWood 3	3.996	83.3	82.5	NA	NA	Slot	Mix2A 2	1.989	75.9	57.4	24	0.02
Slot	NoWood 3	4.193	85.1	84.4	NA	NA	Slot	Mix2A 2	2.492	84.1	65.5	22	0.02
Slot	NoWood 3	4.372	86.7	86.0	NA	NA	Slot	Mix2A 2	2.991	92.5	71.9	210	0.21
Slot	NoWood 3	4.576	88.2	87.8	NA	NA	Slot	Mix2A 2	3.491	99.2	77.5	98	0.10
Slot	NoWood 3	4.766	89.6	89.5	NA	NA	Slot	Mix2A 2	3.591	100.4	78.5	NA	NA
Slot	Mix1A 1	0.495	25.0	21.4	0	0.00	Slot	Mix2A 2	3.592	102.4	78.5	202	0.20
Slot	Mix1A 1	0.995	40.2	34.1	0	0.00	Slot	Mix2A 2	3.690	101.6	79.5	0	0.00
Slot	Mix1A 1	1.492	55.9	44.6	0	0.00	Slot	Mix2A 2	3.790	103.0	80.5	14	0.01
Slot	Mix1A 1	1.991	71.9	57.4	16	0.02	Slot	Mix2A 2	3.890	104.2	81.5	30	0.03
Slot	Mix1A 1	2.493	75.7	65.5	392	0.44	Slot	Mix2A 2	3.989	105.3	82.5	4	0.00
Slot	Mix1A 2	0.496	24.8	21.4	0	0.00	Slot	Mix2A 2	4.190	107.7	84.4	18	0.02
Slot	Mix1A 2	0.993	47.6	34.0	16	0.02	Slot	Mix2A 2	4.389	109.4	86.2	8	0.01
Slot	Mix1A 2	1.493	64.9	44.6	0	0.00	Slot	Mix2A 2	4.590	112.0	87.9	20	0.02
Slot	Mix1A 2	1.990	72.8	57.4	76	0.08	Slot	Mix2A 2	4.788	113.9	89.7	60	0.06
Slot	Mix1A 2	2.491	80.1	65.5	252	0.27	Slot	Mix2A 2	4.989	114.8	91.3	8	0.01
Slot	Mix1A 3	0.494	24.6	21.3	0	0.00	Slot	Mix2A 2	5.191	115.2	93.0	16	0.02
Slot	Mix1A 3	0.993	40.7	34.0	0	0.00	Slot	Mix2A 2	5.389	116.3	94.6	208	0.21
Slot	Mix1A 3	1.492	59.1	44.6	0	0.00	Slot	Mix2A 3	0.497	24.7	21.4	18	0.02
Slot	Mix1A 3	1.990	72.4	57.4	10	0.01	Slot	Mix2A 3	0.994	51.9	34.0	14	0.01
Slot	Mix1A 3	2.493	79.3	65.5	400	0.42	Slot	Mix2A 3	1.493	68.6	44.6	6	0.01
Slot	Mix1A 3	2.994	83.0	71.9	454	0.48	Slot	Mix2A 3	1.989	74.8	57.4	36	0.04
Slot	Mix1A 4	0.495	25.2	21.4	0	0.00	Slot	Mix2A 3	2.490	85.7	65.5	2	0.00
Slot	Mix1A 4	0.992	44.4	34.0	0	0.00	Slot	Mix2A 3	2.991	85.4	71.9	724	0.70
Slot	Mix1A 4	1.494	67.2	44.6	0	0.00	Slot	Mix2A 4	0.495	29.7	21.4	0	0.00
Slot	Mix1A 4	1.992	74.7	57.4	96	0.10	Slot	Mix2A 4	0.995	48.2	34.1	0	0.00
Slot	Mix1A 4	2.492	79.3	65.5	226	0.24	Slot	Mix2A 4	1.491	67.0	44.6	0	0.00
Slot	Mix1A 4	2.991	83.2	71.9	586	0.61	Slot	Mix2A 4	1.991	78.3	57.4	0	0.00
Slot	Mix1B 1	0.493	26.8	21.3	0	0.00	Slot	Mix2B 1	0.495	25.3	21.4	6	0.01
Slot	Mix1B 1	0.994	43.8	34.0	0	0.00	Slot	Mix2B 1	0.993	39.2	34.0	28	0.03
Slot	Mix1B 1	1.493	61.3	44.6	0	0.00	Slot	Mix2B 1	1.495	53.2	44.7	6	0.01
Slot	Mix1B 1	1.992	75.1	57.4	0	0.00	Slot	Mix2B 1	1.993	68.3	57.4	10	0.01
Slot	Mix1B 1	2.492	81.8	65.5	34	0.03	Slot	Mix2B 1	2.492	76.6	65.5	14	0.02
Slot	Mix1B 1	2.993	79.8	71.9	924	0.94	Slot	Mix2B 1	2.992	85.4	71.9	60	0.07
Slot	Mix1B 2	0.496	24.6	21.4	0	0.00	Slot	Mix2B 1	3.493	90.1	77.5	132	0.14
Slot	Mix1B 2	0.994	49.8	34.0	16	0.02	Slot	Mix2B 1	3.991	96.1	82.5	36	0.04
Slot	Mix1B 2	1.494	68.4	44.6	20	0.02	Slot	Mix2B 2	0.494	29.1	21.3	0	0.00
Slot	Mix1B 2	1.991	76.1	57.4	62	0.06	Slot	Mix2B 2	0.992	43.2	34.0	8	0.01
Slot	Mix1B 2	2.490	79.7	65.5	138	0.14	Slot	Mix2B 2	1.493	65.7	44.6	0	0.00
Slot	Mix1B 2	2.991	85.7	71.9	26	0.03	Slot	Mix2B 2	1.993	73.4	57.4	26	0.03
Slot	Mix1B 2	3.496	90.7	77.5	94	0.10	Slot	Mix2B 2	2.499	79.6	65.6	40	0.04
Slot	Mix1B 2	3.990	95.1	82.5	64	0.07	Slot	Mix2B 3	0.492	26.3	21.3	0	0.00
Slot	Mix1B 2	4.490	99.0	87.1	14	0.01	Slot	Mix2B 3	0.992	48.7	34.0	0	0.00
Slot	Mix1B 2	4.993	107.7	91.4	24	0.03	Slot	Mix2B 3	1.492	65.1	44.6	0	0.00
Slot	Mix1B 2	5.484	111.5	95.3	30	0.03	Slot	Mix2B 3	1.990	75.7	57.4	10	0.01
Slot	Mix1B 2	6.996	118.9	106.2	422	0.44	Slot	Mix2B 3	2.491	80.0	65.5	80	0.08
Slot	Mix1B 3	0.495	28.1	21.4	0	0.00	Slot	Mix2B 3	2.991	87.6	71.9	112	0.12
Slot	Mix1B 3	0.993	45.5	34.0	0	0.00	Slot	Mix2B 4	0.496	24.4	21.4	0	0.00
Slot	Mix1B 3	1.494	62.5	44.6	0	0.00	Slot	Mix2B 4	0.994	42.5	34.0	0	0.00
Slot	Mix1B 3	1.990	74.2	57.4	0	0.00	Slot	Mix2B 4	1.493	60.9	44.6	6	0.01
Slot	Mix1B 3	2.492	83.3	65.5	10	0.01	Slot	Mix2B 4	1.992	72.3	57.4	6	0.01
Slot	Mix1B 3	2.992	91.2	71.9	6	0.01	Slot	Mix2B 4	2.492	76.2	65.5	32	0.03
Slot	Mix1B 4	0.495	24.8	21.4	0	0.00	Slot	Mix2B 4	2.991	86.2	71.9	34	0.04
Slot	Mix1B 4	0.995	43.6	34.1	0	0.00	Slot	Mix2B 4	3.491	96.1	77.5	814	0.87
Slot	Mix1B 4	1.492	64.0	44.6	0	0.00	Slot	Mix3B 1	0.493	26.5	21.3	0	0.00

Dam	#Run	Q	h1	h0	LWmass	Rlw
Slot	Mix3B 1	0.993	41.6	34.0	6	0.00
Slot	Mix3B 1	1.244	51.2	39.5	2	0.00
Slot	Mix3B 1	1.491	62.0	44.6	0	0.00
Slot	Mix3B 1	1.743	70.2	50.8	0	0.00
Slot	Mix3B 1	1.991	75.7	57.4	14	0.01
Slot	Mix3B 1	2.242	77.0	61.8	46	0.02
Slot	Mix3B 1	2.491	80.9	65.5	0	0.00
Slot	Mix3B 1	2.742	85.6	68.8	8	0.00
Slot	Mix3B 1	2.990	90.0	71.9	20	0.01
Slot	Mix3B 1	3.240	94.0	74.8	22	0.01
Slot	Mix3B 1	3.493	96.4	77.5	52	0.02
Slot	Mix3B 1	3.741	102.0	80.0	12	0.01
Slot	Mix3B 1	3.990	103.9	82.5	6	0.00

Annexe B : Tests de sensibilités sur les paramètres β_1 et β_2

Afin de montrer la dépendance et les performances des lois théorique h-Q, quelques tests de sensibilités ont été menés avec des valeurs de β_1 et de β_2 variables. La comparaison entre ces lois théoriques (lignes de différent types dans les Figure 47, Figure 48, Figure 49 et Figure 50) et les mesures (points dans les différents graphiques) permettent de se rendre compte de l'effet plus ou moins significatif de chaque paramètre.

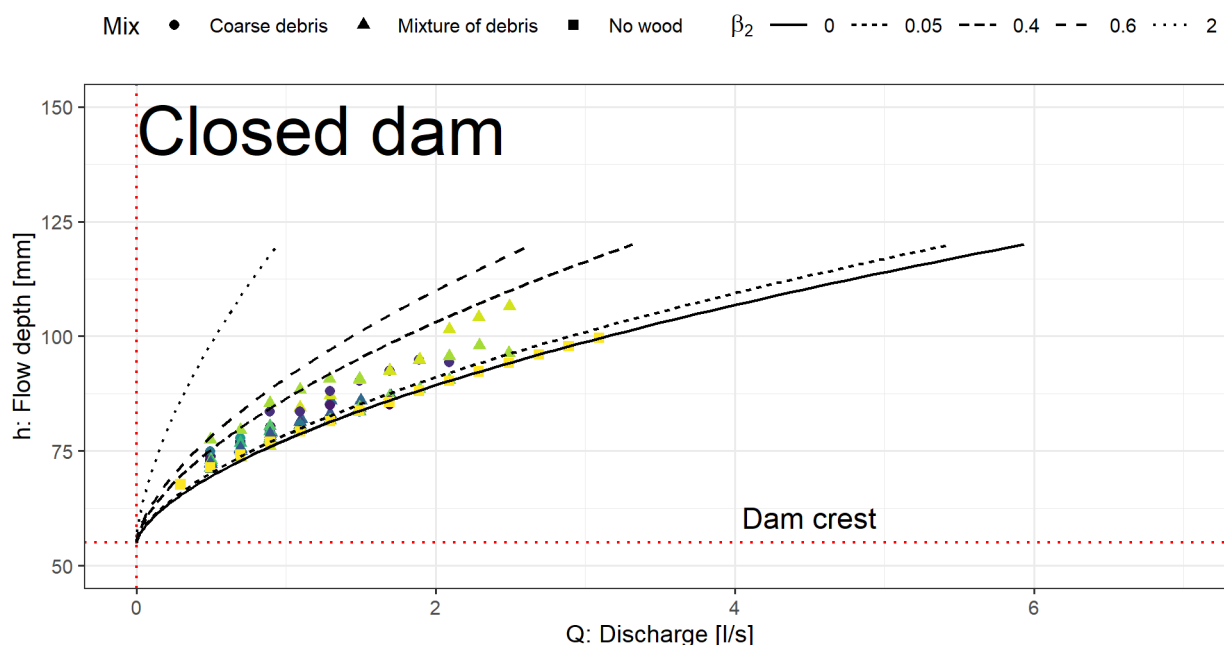


Figure 47 : Diagramme hauteur – débit du barrage fermé et test des formulations théoriques pour plusieurs valeurs de β_2

On a toujours procédé de la manière suivante :

1. Calibration de β_1 sur les écoulements à travers la structure et les premiers écoulements surversant,
2. Calibration de β_2 sur les écoulements avec surverse significative.

Ainsi, l'étude de sensibilité de β_1 n'est illustrée que sur une limitée de points h-Q : à partir d'une surverse significative, le coefficient β_2 devient prépondérant.

La sensibilité de β_2 est basée sur des valeurs de β_1 de l'enveloppe basse pour les valeurs β_2 basses et sur des valeurs de β_1 de l'enveloppe haute pour des valeurs de β_2 fortes.

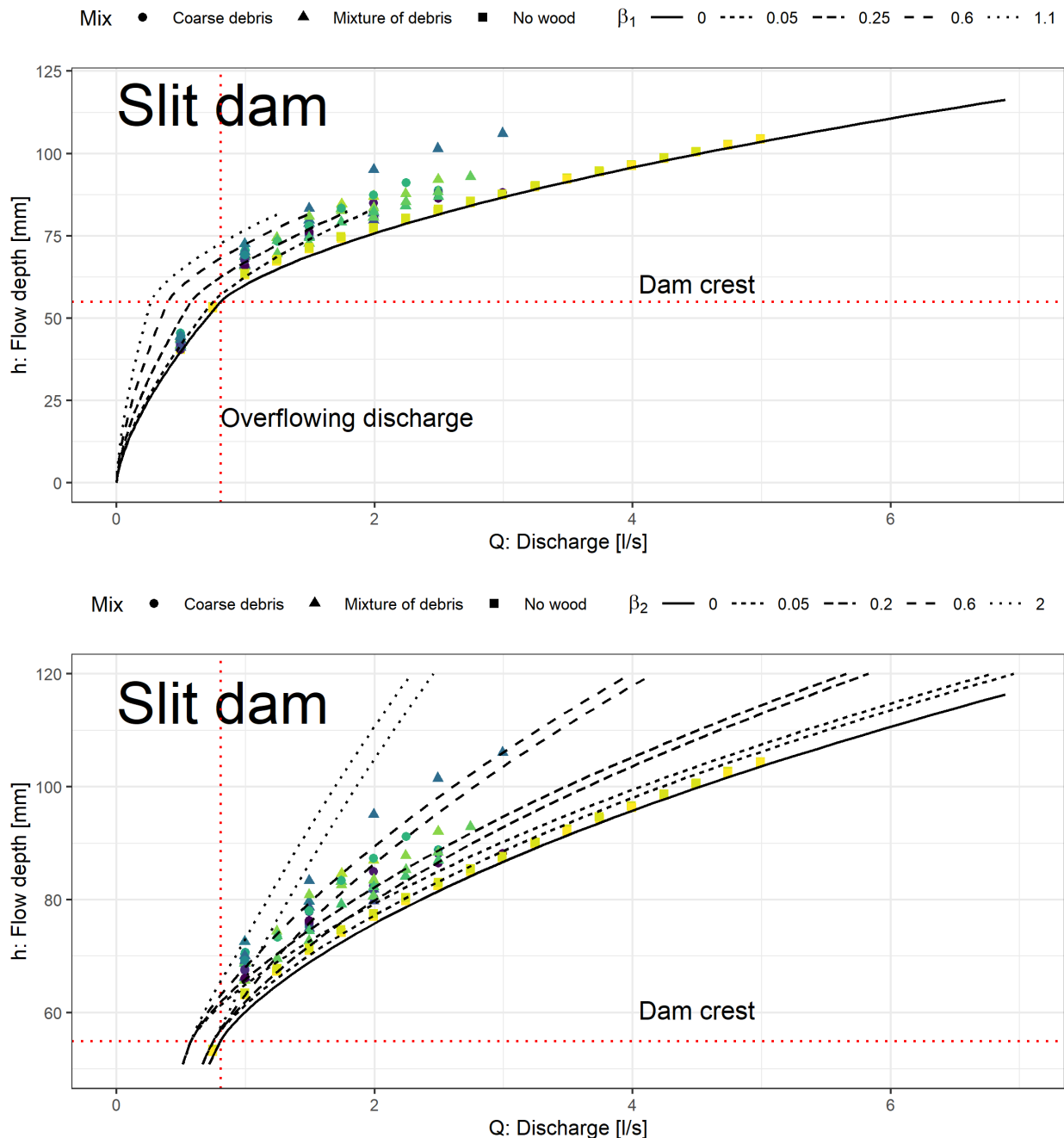


Figure 48 : Diagramme hauteur – débit du barrage fente et test des formulations théoriques pour plusieurs valeurs de β_1 et de β_2

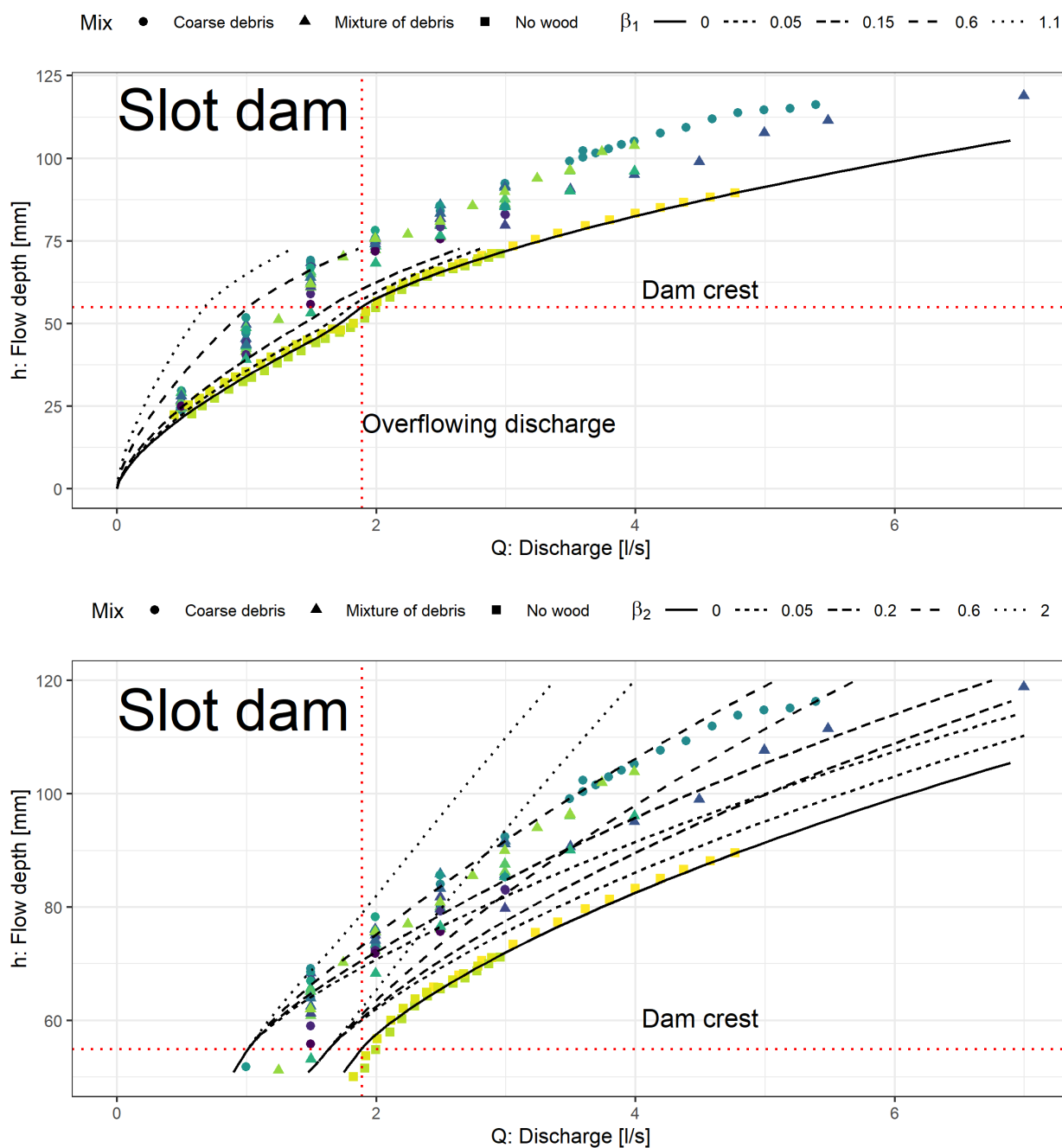


Figure 49 : Diagramme hauteur – débit du barrage à pertuis et test des formulations théoriques pour plusieurs valeurs de β_1 et de β_2

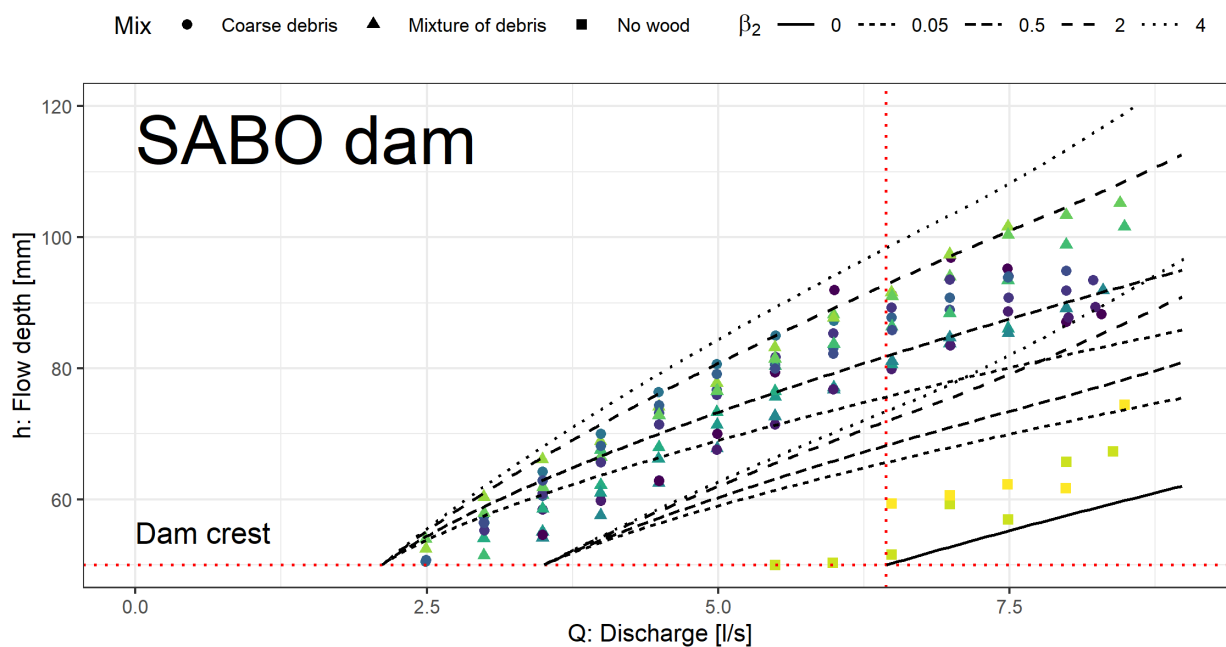
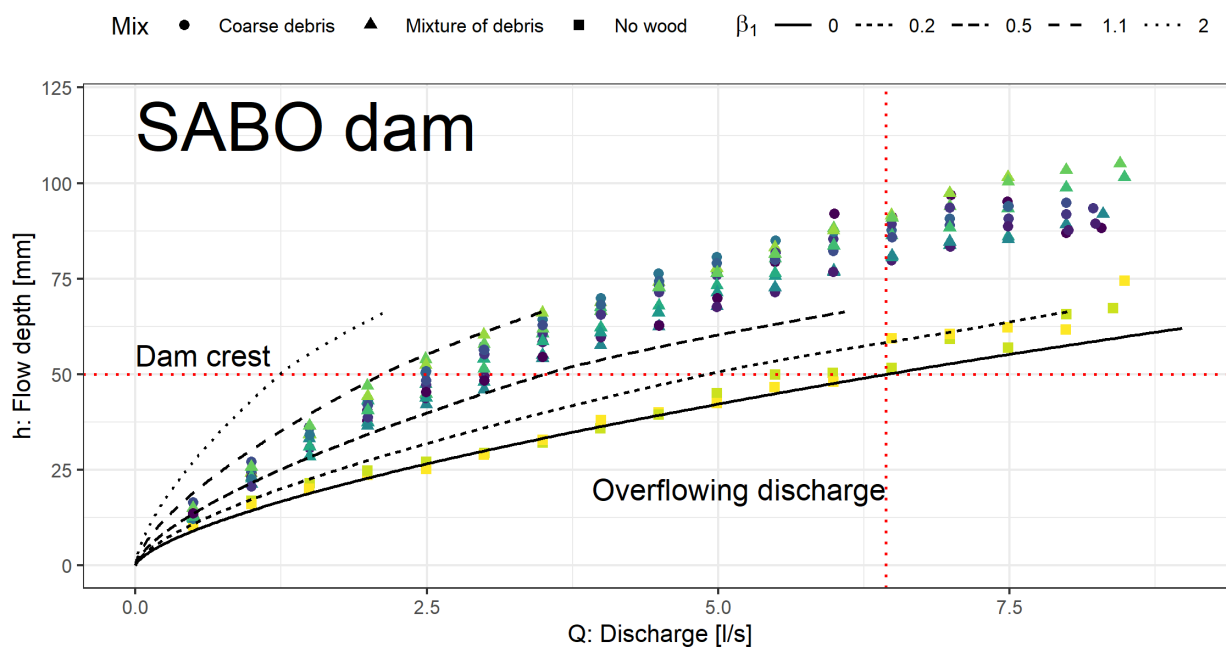


Figure 50 : Diagramme hauteur – débit du barrage peigne et test des formulations théoriques pour plusieurs valeurs de β_1 et de β_2



Irstea – centre de Grenoble
Unité ETGR
Domaine universitaire 2 rue de la Papeterie
BP 76
38402 Saint-Martin-d'Hères cedex
tél. +33 (0)476762727
fax +33 (0)476513803
www.irstea.fr