POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Nouvelle stratégie de modélisation numérique générant des hydrogrammes probabilistes de rupture par submersion de barrage en remblai adaptée au cadre normatif

MAYARI BERNARD-GARCIA

Département de génie civil, géologique et des mines

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*

Génie civil

Février 2023

© Mayari Bernard-Garcia, 2023.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Cette thèse intitulée :

Nouvelle stratégie de modélisation numérique générant des hydrogrammes probabilistes de rupture par submersion de barrage en remblai adaptée au cadre normatif

présentée par **Mayari BERNARD-GARCIA**

en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

Musandji FUAMBA, président
Tew-Fik MAHDI, membre et directeur de recherche
Ahmad SHAKIBAIENIA, membre
Elmira HASSANZADEH, membre
Georges William TCHAMEN, membre externe

DÉDICACE

Je dédie cette thèse à tous ceux et celles qui, tout comme moi, ont commencé leur carrière avec « A dollar and a dream ».

REMERCIEMENTS

Vouloir n'est pas suffisant, vouloir passionnément est la clé. Bien qu'être avant-gardiste peut s'apparenter au rejet, j'ose croire qu'en réalité il s'agit simplement de voir les choses que les autres ne voient pas (encore). Il faut donc continuer de voir et d'essayer de montrer clairement, passionnément et rigoureusement aux autres notre vision afin qu'elle devienne réalité. Au fil de mes années de recherches, j'ose croire que j'ai su tenter de montrer cette vision pour le domaine de la sécurité hydraulique des barrages au fil de mes publications, de mon travail, de mes charges d'enseignement, de mes implications et de mes contributions au sein de l'Association Canadienne des Barrages notamment. C'est donc avec beaucoup d'humilité que j'écris (enfin) les remerciements de ma thèse de doctorat à ceux et celles qui m'ont accompagné dans cette histoire fabuleuse, riche, mémorable et ô combien enrichissante (j'ai tenté d'être brève haha).

Je remercie d'abord, avec beaucoup de respect et d'émotions, mon directeur de recherche, Pr Tew-Fik Mahdi pour avoir vu en moi le feu et la passion que je porte fièrement. Vous avez été un maitre Jedi, un Sensei, digne de ce nom. Vous avez su me pousser au-delà de mes limites, tout en me soutenant à chacune des épreuves de mon parcours. Je sors de cette expérience grandie et certainement plus sage. Vous m'avez appris tellement que je pourrais écrire un roman sur tous les apprentissages que j'ai reçus. Merci pour votre temps du fond du cœur, vous êtes pour moi un des Grands du Québec. Merci de m'avoir choisi pour porter haut et fort le flambeau du domaine de la sécurité des barrages du Québec, c'est un honneur que je défendrais vaillamment toute ma carrière et sur la scène internationale. J'imagine que je n'ai même pas à vous le promettre puisque vous le savez déjà (hihi).

Je remercie Hydro-Québec pour leur intérêt envers mes travaux de recherches. Merci pour votre temps. Merci d'avoir vu la pertinence, la portée et le potentiel des résultats de PROBABREACH. Vous m'avez soulignée et confirmé la pertinence d'avoir choisi d'orienter mes travaux recherches à fournir un outil répondant aux besoins d'entités comme la vôtre.

Je remercie toute l'équipe de MATLAB qui m'a offert généreusement les outils et le soutien technique nécessaires au déploiement de mon programme PROBABREACH. Sans vous mes rêves n'auraient pas pu devenir réalité. Merci d'avoir cru en moi et en mon projet, puisque sans vous je n'aurai pas eu les moyens d'y parvenir. Merci également au personnel de Polytechnique Montréal qui m'a aidé à un moment ou un autre, je pense notamment aux bibliothécaires.

Je remercie Polytechnique Montréal, car changer le monde ça s'apprend, c'est vrai et j'y crois. Le bien commun est tout ce qui m'anime et me passionne depuis toujours. Je remercie tou.te.s mes étudiant.e.s, vos mots m'ont donné des ailes qui me portent encore. Je remercie également tous mes collègues et les professeurs de Polytechnique Montréal qui ont marqué mon parcours, tel que Youssef Bentaiebi, Pr Maria-Helena Leite, Pablo Gonzalez, Étienne Bélanger ainsi que tous les autres. Je ne peux m'empêcher de remercier la Fondation de Polytechnique Montréal. Je remercie notamment à la douce Isabelle Péan et à l'inspirante Michèle Thibodeau-DeGuire, merci pour tous vos bons mots et votre confiance. Merci à l'équipe de Bourses et l'équipe de Promotions du génie, notamment Evelyne Lussier et Marianne Archambault avec qui j'ai pu collaborer sur divers projets.

Je remercie tous mes mentors qui ont su me guider et qui ont enrichi d'une manière ou d'une autre mon parcours. Je pense notamment à Gilles DeGuire (un ami et un confident que je n'oublierai jamais). Merci à André Monette (merci pour tous vos courriels) et Denis Cremer (merci pour vos livres que je chéris) que j'ai connue grâce à la Fondation Arbour que je remercie également. Merci à Michel Tremblay (mon « ange gardien », mon conseiller et le premier à avoir cru en moi), à Daniel Damov et à Christophe Rigny de chez SNC-Lavalin. Je remercie également Bruno Larouche et Antonio Pucci de Rio Tinto, Mathieu Lemay de CIMA+ ainsi que Yves Secretan de l'INRS, du centre Eau, Terre et Environnement pour leurs confiances et encouragements.

Je remercie du fond du cœur mes ami.e.s qui sont restés fidèle à mon amitié malgré la distance et mon agenda toujours pleins (je ne peux tous vous nommer, car ça faisait 10 pages haha). Comme je dis souvent loin des yeux, mais jamais du cœur, mais dans leurs cas c'est tellement vrai. Une mention particulière à Tania (ma sœur de cœur), Sandra, Lissa, Priscilla, Korina, Juan, Jimmy, ma gang de Poly (Simon, Patrick, Gabriel et Caroline), Marie-Michèle et Roxane…

Je remercie ma famille (ma fondation, ma maison). Je remercie mon père (mon inspiration et ma force, merci pour tous tes conseils et ton amour), ma mère (l'ingénieuse et minutieuse, qui m'a appris l'importance du travail bien fait), mes sœurs Jordhanne (toujours là pour me faire sentir comme Wonder Woman. J'adore l'école parce que j'avais hâte de t'y rejoindre haha), Illioutchka (la plus relax de la gang, ça fait du bien) et Marie-Jeanne (pour faire travailler ma patience, ma capacité à argumenter et accepter tous les points de vues surtout quand je suis au bout du rouleau haha), mon oncle Wani (sans toi je serais morte de faim à l'Université haha) et bien sûr ma douce et aimante grand-mère Victorine (mon aspiration, toujours là pour me rappeler que je peux bien être

moi-même et croire en moi. Vive les caractères forts, vive les femmes fortes). Un merci à ma famille du Guatemala ma tante Marta-Lidia, mes oncles (tio Oscar, tio Jorge y mi tio Rolando) et mes cousins (mi primo Jorge Benedicto, mi primo Samuel y mi primo Jose) que j'adore.

Merci de la Terre au Cosmo à mi Papa Bene (le Grand Don Bene), mi Mama Naty (la Forte) y mi tia Elsy ! Merci à mes ancêtres, sans vous, je ne serais pas LA Mayari.

Finalement, un merci inconditionnel à la vie, à Dieu, pour les opportunités ainsi que les épreuves qui me rende et m'ont rendu plus fortes, me permettent de grandir et de croire. Merci pour ma Foi inébranlable en l'Humanité, l'Eau, l'Art, l'Amour, la Nature, la Vie et en moi-même.

J'ai hâte au prochain chapitre ! Vivement un monde meilleur, plus respectueux et plus sécuritaire pour TOU.TE.S !

Je tiens à souligner que les terres sur lesquelles ont été rédigé cette thèse font partie du territoire traditionnel non cédé des Kanien'keha:ka (Mohawks), ayant longtemps servi de lieu de rassemblement et d'échange entre les Nations (Native Land Digital, 2018)[1]. Je suis reconnaissante de l'hospitalité de la Nation Kanien'keha:ka, qui m'a permis de naitre, grandir, étudier, enseigner et travailler avec passion sur ces terres. L'esprit de fraternité des peuples autochtones est certainement un modèle pour notre société, mais avant tout un modèle pour tous et chacun.

[1] Site web permettant de nous situer et de discerner sur quel territoire nous sommes : https://native-land.ca/

RÉSUMÉ

Cette thèse de doctorat propose une nouvelle stratégie de modélisation numérique générant des hydrogrammes probabilistes de rupture par submersion de barrage en remblai adaptée au cadre normatif. Le cadre législatif et règlementaire du Québec et mondial actuel laisse à la discrétion des gestionnaires de barrage le choix du scénario de rupture considéré lors du traçage des cartes d'inondation en cas de rupture de barrage. La formulation de ce scénario « avec bris » s'appuie sur des hypothèses définissant la forme de la brèche (ex. trapézoïdale, rectangulaire, etc.), la localisation de la brèche (ex. au centre du barrage) et le temps de formation de la brèche finale. En pratique les ingénieur.e.s utilisent des cadres normatifs, traduisant un scénario de rupture normé jugé le « plus critique », afin de modéliser le scénario de laminage « avec bris ». Bien que pour les barrages en béton le scénario de rupture complet et quasi instantané soit peu entaché d'incertitudes, dans le cas des barrages en remblai c'est en regard au processus évolutif et progressif de l'évolution de la rupture du barrage qu'il existe des incertitudes non quantifiables et non considérées dans les études de sécurité de barrages actuelle.

L'approche probabiliste développée dans cette thèse utilise la méthode de Monte Carlo afin de traduire les incertitudes rattachées aux paramètres de rupture normé (ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage, temps de formation et pente des berges) afin de traduire l'incertitude sur l'hydrogramme de rupture normé. L'échantillonnage probabiliste s'appuie sur les cas historiques de rupture par submersion de barrage en remblai enregistrant les trois paramètres de rupture normé, afin de générer des scénarios de rupture normés aléatoire. L'intégration de Monte Carlo et l'analyse des incertitudes sont réalisées par l'entremise d'un modèle probabiliste développé dans le cadre de cette thèse. Pour ce faire, la stratégie a été réalisée en compilant la plus importante base de données de cas historique de rupture de barrages actuellement disponible dans la littérature (Bernard-Garcia and Mahdi, 2020) et qui a fait l'objet de diverses publications. Celle-ci sert d'intrant dans le modèle probabiliste de rupture par submersion de barrage en remblai qui a été programmé, développé et compilé dans un programme intitulé PROBABREACH (Version 1.0, 2022). Ce programme a l'avantage d'avoir été couplé à une interface utilisateur facilitant son utilisation et est fourni avec un guide utilisateur.

Les résultats de ce modèle ont été formulés autour de quatre cas d'application de barrage, dont trois sont des barrages québécois classés à Forte contenance, Faible contenance et un Petit barrage

respectivement. Le quatrième cas a quant à lui été formulé sur la digue Norvège – Test Site #1, étudié dans le cadre du projet IMPACT de 2004. Ce dernier permet de comparer les hydrogrammes probabilistes et l'hydrogramme normé générés à l'hydrogramme mesuré et l'un des hydrogrammes déterministes disponibles dans la littérature. De plus, pour chacun des cas d'application, les résultats présentent une comparaison entre l'éventail des débits de pointe probabilistes et ceux obtenus à l'aide des équations empiriques actuellement disponibles dans la littérature. Finalement, la courbe des fréquences cumulées des débits de pointe probabilistes adimensionnels permet de comparer l'éventail d'hydrogrammes probabilistes de rupture obtenus pour les différents cas.

Les résultats permettent ainsi de démontrer la pertinence et la nouveauté de ces travaux de recherches, soit la génération d'hydrogramme probabiliste de rupture de barrage adapté au cadre normatif. La criticité du scénario normé est évaluée en comparant l'hydrogramme normé à l'éventail d'hydrogrammes probabilistes générés. Pour chaque hydrogramme probabiliste est traduit un scénario de rupture standardisé et est rattaché une probabilité d'occurrence pouvant aisément être utilisés pour raffiner les études de sécurité actuelle et le traçage des zones inondables. De manière générale, les résultats obtenus démontrent que le scénario de rupture normé n'est pas le « plus critique ». De plus, même si plusieurs équations empiriques traduisent des valeurs de débits de pointe comprise dans l'éventail des débits de pointe probabilistes obtenus, certaines traduisent des valeurs supérieures au débit « le plus critique » probable statistiquement. Enfin, les résultats de cette nouvelle stratégie tendent à démontrer un niveau de confiance plus important envers le scénario normé pour les « petits » ouvrages. Ils tendent également à traduire un éventail de scénario « plus critique » et des débits de pointe probabilistes plus élevés que le scénario normé pour les ouvrages classés à « Forte Contenance ».

Cette thèse de doctorat fournit ainsi un outil pratique et pertinent pour la pratique des ingénieur.e.s, permettant d'améliorer le cadre d'évaluation de la sécurité des barrages actuellement mise en pratique sur la scène internationale. Elle ouvre également la porte à des analyses et discussions plus approfondies sur la combinaison des incertitudes existantes, la standardisation et l'implantation de cette nouvelle stratégie dans la pratique des ingénieur.e.s (tel que le nombre de scénarios de rupture et le niveau de risque à considérer pour le traçage des zones d'inondation). Soulignons que cette nouvelle stratégie est une contribution considérable aux études de sécurité actuelles. Il s'agit en effet d'un premier pas dans le développement et l'avancée futurs des pratiques des ingénieur.e.s œuvrant dans le domaine de la sécurité des barrages.

ABSTRACT

This doctoral thesis proposes a new numerical modeling strategy generating probabilistic hydrographs of overtopping embankment dam failure adapted to the current normative framework. In Quebec and around the world, the current legislative and regulatory framework leaves to the discretion of dam owners, the definition of the failure scenario used to determine the dam failure hydrograph. In the current dam failure studies, the routing of this dam failure hydrograph makes it possible to standardize the mapping of the flood zones necessary for the consequences' evaluation. The formulation of the "breach" scenario is based on assumptions describing the shape of the breach (e.g. trapezoidal, rectangular), the breach's location (e.g. at the center of the structure) and the time formation of the final breach. In practice, engineers use normative frameworks to define a failure scenario, deemed the "most critical", to model the "breach" routing scenario. Although for concrete dams the complete and almost instantaneous rupture scenario is a little tainted with uncertainties, in the case of embankment dams, it's the evolutive and progressive process involved in the breach formation of an embankment dam failure that introduces unquantifiable and unconsidered uncertainties into current dam safety studies.

The probabilistic approach developed uses the Monte Carlo method to quantify the uncertainties related to the standardized failure parameters (ratio of the bottom width on the dam height, formation time and average breach slope) in order to translate the uncertainties of the standardized failure hydrograph. The probability sampling relies on a sample of historical overtopping embankment dam failure case studies recording the three standardize failure parameters to generate random normalized failure scenarios. The Monte Carlo integration and analysis of uncertainties are carried out with the probabilistic model developed in this thesis. To do so, the strategy was carried out by compiling the largest historical dam failure database currently available in the literature (Bernard-Garcia and Mahdi, 2020) and which has been the subject of various publications. This served as an input in the probabilistic model of overtopping embankment dam failure which was programmed, developed, and compiled in a software entitled PROBABREACH (Version 1.0, 2022) using Matlab. This program has the advantage of having been coupled with a user interface facilitating its use and is supplied with a user's guide.

The results of this model are formulated around four dam case studies using Hydro-Quebec dam breach framework (HQ 60-00-00). Three of these case studies are Quebec dams classified as High

Capacity, Low Capacity and a Small Dam respectively. The last case is formulated on the Norway dyke – Test Site #1, studied in the IMPACT project of 2004. This case allows the comparison of the probabilistic hydrographs and the normative hydrograph generated with the measured hydrograph and one of the deterministic hydrographs available in the literature. For each case, the results also compare the range of probabilistic peak discharges with the range obtained using the empirical equations available in the literature. Finally, the cumulative frequency curve of adimensional peak discharges allows comparing the range of probabilistic dam failure hydrographs obtained for the cases studies considered.

The results make it possible to demonstrate the pragmatism and the novelty of this research work, which is the generation of standardized probabilistic dam failure hydrographs adapted to the current normative framework. The criticality of the normative framework considered is encountered by comparing the range of probabilistic dam failure hydrographs to the standardized dam failure hydrograph. For each probabilistic dam failure hydrograph is provided a standardized dam failure scenario and a probability of occurrence that can easily be added in the current dam safety studies. Therefore, the results make it possible to translate the uncertainties in the standardized failure scenario while providing a range of failure scenarios (with a frequency of occurrence) making it possible to refine current dam failure studies and floodplain mapping. Overall, the results obtained by this research demonstrate that the standardized scenario is not the “most critical”. Even if most empirical equations of the peak discharge are part of the probabilistic range of peak discharges obtained, others traduce value over the “most critical” probabilistic peak discharge estimated. Moreover, the results obtain with this new strategy tend to demonstrate a higher level of confidence in the standardized scenario for “small” dams. The range of “more critical” scenarios and higher probabilistic peak discharge also tends to increase for “High Capacity” dam.

This doctoral thesis provides a practical and relevant tool for engineering practice that improves the dam safety assessment framework currently available and put into practice on the international scene. It also opens the door to more in-depth analyses and discussions on the combination of existing uncertainties, the standardization and the implementation of this new method in the practice of engineers (such as the number of failure scenarios and the level of risk to be considered for the mapping of the zones of flooding). Note that this new strategy is a considerable contribution to current safety studies. This is therefore a first step in the future development and advancement of the practices of engineers working in the field of dam safety.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ VII

ABSTRACT IX

TABLE DES MATIÈRES XI

LISTE DES TABLEAUX XVI

LISTE DES FIGURES XXIV

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS III

LISTE DES ANNEXES VI

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Mise en contexte du sujet de recherche 2

1.1.1 Étude de sécurité d'un barrage 5

1.1.2 Étude de la rupture d'un barrage 5

1.2 Description de la problématique 6

1.2.1 Question de recherche 7

1.3 Objectifs du projet 8

1.3.1 Objectifs spécifiques 8

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE 9

2.1 Définitions générales 9

2.1.1 Barrages en remblai 9

2.1.2 Rupture par submersion 10

2.2 Modélisations numériques de la rupture par submersion d'un barrage en remblai 14

2.2.1 Modèles analytiques (ou physique simplifié) 14

2.2.2 Modèles déterministes (ou intégrés) 26
2.2.3 Modèles paramétriques 31
2.2.4 Modèles de prédiction 44
2.3 Cadre normatif 47
2.4 Données historiques : Ruptures de barrages 50
CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE 54
3.1 Nouvelle base de données de ruptures de barrage historiques 55
3.1.1 Compilation des cas de ruptures historiques 56
3.1.2 Limitations 58
3.1.3 Outil utilisé 59
3.1.4 Stratégie de compilation 60
3.1.5 Structure de la base de données 62
3.1.6 Description des cas de ruptures compilés dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) 85
3.2 Approche probabiliste 86
3.2.1 Méthode de Monte Carlo 86
3.2.2 Modélisation probabiliste 87
3.2.3 Module de calcul de l'erreur de convergence 109
3.2.4 Module générateur d'hydrogrammes probabilistes (GHP) 112
3.2.5 Générateur des hydrogrammes probabiliste standardisé (GHPS) 115
3.2.6 Structure du programme : PROBABREACH – Version 1.0 117
CHAPITRE 4 RÉSULTATS ET CAS D'APPLICATION 124
4.1 Nouvelle base de données de Bernard-Garcia and Mahdi (2020) 124
4.1.1 Description des 3 861 cas de rupture historique de barrage à travers le monde enregistré dans Bernard-Garcia et Mahdi (2020). 124

4.1.2 Description des 2 769 cas historiques de rupture de barrage construit par l'Homme (MM-D) enregistrés dans Bernard-Garcia et Mahdi (2020). 127

4.1.3 Description des 355 cas historiques de rupture de barrage en remblai (EFL+RFL) enregistrant au moins une dimension de la brèche de rupture ("Cote"=3) enregistrés dans Bernard-Garcia et Mahdi (2020). 130

4.1.4 Discussion de la nouvelle base de données 132

4.1.5 Conclusion et Perspectives de la nouvelle base de données 134

4.2 Description statistique de l'échantillon de données historiques 135

4.3 Ajustements statistiques des paramètres de brèches de l'échantillon de données historiques 136

4.3.1 Ajustement de loi statistique sur l'échantillon des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) 136

4.3.2 Ajustement de loi statistique sur l'échantillon du temps de formation de la brèche (Tf) 139

4.3.3 Ajustement de loi statistique sur l'échantillon de la pente des berges de la brèche finale (Z) de rupture par submersion de barrage en remblai 141

4.3.4 Résumés des ajustements de lois statistiques sur les paramètres de rupture 143

4.4 Cas d'application 1 : Digue Ouiqui – Forte Contenance 144

4.4.1 Résultats du programme PROBABREACH (Version 1.0) 146

4.4.2 Estimation du débit de pointe à l'aide des équations empiriques adaptées de Froehlich(2016a) et Wahl(2004) 158

4.4.3 Comparaison des débits de pointes probabilistes, empiriques et normé 160

4.5 Cas d'application 2 : Barrage Clair – Faible contenance 162

4.5.1 Résultats du programme PROBABREACH (Version 1.0) 164

4.5.2 Estimation du débit de pointe à l'aide des équations empiriques adaptées de Froehlich(2016a) et Wahl(2004) 176

4.5.3 Comparaison des débits de pointes probabilistes, empiriques et normé 178
4.6 Cas d'application 3 : Barrage Caribou – Petit barrage 181
4.6.1 Résultats du programme PROBABREACH (Version 1.0) 183
4.6.2 Estimation du débit de pointe à l'aide des équations empiriques adaptées de Froehlich(2016a) et Wahl(2004) 196
4.6.3 Comparaison des débits de pointes probabilistes, empiriques et normé 198
4.7 Cas d'application 4 : Digue Norvège Test Site #1 (IMPACT PROJECT) 200
4.7.1 Description générale de la digue Norvège – Test site #1 201
4.7.2 Description de la digue Norvège - Test site 1 204
4.7.3 Résultats du programme PROBABREACH (Version 1.0) 205
4.7.4 Superposition des hydrogrammes de rupture probabilistes, standardisé, mesuré et déterministe de la digue Norvège 216
4.7.5 Estimation du débit de pointe à l'aide des équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a) et Wahl (2004) 218
4.7.6 Comparaison des débits de pointes probabilistes, empiriques et normé 220
4.8 Comparaison des résultats obtenus pour les cas d'applications 222
4.8.1 Analyse des débits de pointe adimensionnels 224
CHAPITRE 5 ANALYSES DE SENSIBILITÉ 226
5.1 Influence du pas de temps sur les hydrogrammes probabilistes générés 226
5.2 Influence du nombre d'itérations (N) sur les hydrogrammes probabilistes de rupture 230
5.3 Influence du nombre de simulations (K) sur les hydrogrammes probabilistes de rupture 241
CHAPITRE 6 DISCUSSIONS ET CONCLUSION 249
6.1 Discussions 249
6.2 Originalité et impacts 256

6.3 Limitations et perspectives 258
6.4 Recommandations 260
6.5 Conclusion 262
RÉFÉRENCES 265
ANNEXES 281

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Résumé des modèles physiques simplifiés disponibles dans la littérature adaptée de Altinakar et al. (2011) et Mahdi (2020) 18

Tableau 2.2 : Résumé des modèles physiques simplifiés disponibles dans la littérature adaptée de Mahdi (2020) 28

Tableau 2.3 : Résumé et revues des modèles empiriques recensés dans la littérature 33

Tableau 2.4 : Résumé des équations empiriques de prédiction du débit de pointe pour des ruptures de barrage par submersion (tiré de Wong et al, Table 2) 41

Tableau 2.5 : Résumé des équations empiriques de prédiction du débit de pointe pour des ruptures de barrage par submersion (tiré de Froehlich, 2016a, Table 4) 42

Tableau 2.6 : Résumé des équations empiriques des paramètres de brèche et de leurs incertitudes (tiré de Wahl, 2004, Table 1) 43

Tableau 2.7 : Résumé des paramètres de ruptures considérés dans un cadre normatif (tiré de Marche, 2008) 49

Tableau 3.1 : Dam Trigger - Abbreviations 67

Tableau 3.2 : Dam Type - Landslide Dam (LS-D) - Abbreviation adapted from Zhang and al. (2016) 68

Tableau 3.3 : Dam Type – Man-Made Dam (MM-D) – Abbreviations adapted from Zhang and al. (2016a) 68

Tableau 3.4 : Dam Type Divided - Landslide Dam – Abbreviations from Costa and Schuster (1988) 69

Tableau 3.5 : Dam Type Divided - Laboratory Test Data 69

Tableau 3.6 : Dam Type Divided - Man-Made Dam - Abbreviations adapted from Zhang and al. (2016a) 70

Tableau 3.7 : Dam Erodability- Abbreviations adapted from Briaud (2008) 71

Tableau 3.8 : Date of Formation - Landslide Dam - Abbreviation adapted from Zhang and al. (2016) 72

Tableau 3.9 : Time before Failure – Landslide dam only - Abbreviations adapted from Zhang and al. (2016b) 73

Tableau 3.10 : Time before failure - Man-Made Dam only - Abbreviations 73

Tableau 3.11 : Time before failure - Abbreviations 74

Tableau 3.12 : Failure Type – Abbreviations adapted from Zhang and al. (2016a,b) 74

Tableau 3.13 : Failure Cause Divided - For Landslide Dam only (LS-D) - Abbreviations adapted from Zhang and al. (2016b) 75

Tableau 3.14 : Failure Cause Divided - Laboratory Test Data - Abbreviation 75

Tableau 3.15 : Failure Cause Divided - Abbreviations adapted from Zhang and al. (2016a,b) 75

Tableau 3.16 : Cote – Abbreviations / Abréviations 84

Tableau 3.17 : Critère de validité des lois à tester pour chaque échantillon de données historique 95

Tableau 3.18 : Résumé des lois statistiques disponibles dans Matlab, des paramètres des lois ajustés (ou à fournir) adaptés de Matlab (2022) 97

Tableau 3.19 : Géométrie, dimensions et temps de formation (pour la brèche finale résultant d'une rupture par submersion) recommandés par la norme HQ 60-00-00 pour un barrage en enrochement 101

Tableau 3.20 : Variables stochastiques générées par la méthode Monte-Carlo 109

Tableau 3.21 : Matrice des valeurs moyennes obtenues à partir des variables stochastiques stockées à chaque simulation 110

Tableau 3.22 : Représentation de la valeur moyenne obtenue pour chaque itération 110

Tableau 4.1 : Description des modes de rupture des 355 cas "détaillés" de rupture de barrage en remblai enregistré dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020), des 108 cas de rupture enregistrés dans celle de Wahl (1998) et des 111 cas enregistrés dans celles de Froehlich (2016b), adapté de Bernard-Garcia et Mahdi (ICOLD, 2022) 130

Tableau 4.2 : Description statistique des paramètres de rupture standardisés de barrages en remblai enregistrant les trois paramètres dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) 136

Tableau 4.3 : Résumé des critères d'ajustement de 14 lois statistiques obtenues pour l'échantillon des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d).....137

Tableau 4.4 : Résumé des ajustements des 5 "meilleures » lois statistiques retenues pour l'échantillon des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) 138

Tableau 4.5 : Résumé des critères d'ajustement de 14 lois statistiques obtenues pour l'échantillon du temps de formation de la brèche finale de rupture par submersion de barrage en remblai (Tf) 139

Tableau 4.6 : Résumé des ajustements des 7 "meilleures » lois statistiques retenues pour l'échantillon du temps de formation de la brèche finale de rupture par submersion de barrage en remblai (Tf) 140

Tableau 4.7 : Résumé des critères d'ajustement de 14 lois statistiques obtenues pour l'échantillon de la pente des berges de la brèche finale (Z) de rupture par submersion de barrage en remblai 141

Tableau 4.8 : Résumé des ajustements des 7 "meilleures » lois statistiques retenues pour l'échantillon de la pente des berges finales (Z) de rupture par submersion de barrage en remblai.....142

Tableau 4.9 : Résumé des "meilleurs" ajustements de loi statistique retenu pour les paramètres de rupture normé 143

Tableau 4.10 : Caractéristique de la digue Ouiqui (adapté du répertoire des barrages du MELCCFP,2022) 145

Tableau 4.11 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) 150

Tableau 4.12 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du temps de formation de la brèche de rupture (Tf).....151

Tableau 4.13 : Résumé de la description statistique de l’échantillon de données historiques et de l’échantillon généré aléatoirement de la pente des berges finale de la brèche de rupture (Z) 152

Tableau 4.14 : Résumé des résultats du générateur d'hydrogrammes probabilistes de la digue Ouiqui (K=10 simulations de Monte-Carlo composé de 1 000 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement).....156

Tableau 4.15 : Résumé des scénarios de rupture probabilistes standardisés générés par PROBABREACH pour le barrage Ouiqui 157

Tableau 4.16 : Débits de pointe de la digue Ouiqui estimée à l'aide des équations empiriques adaptés de Froehlich (2016a, Table 4) 158

Tableau 4.17 : Débits de pointe de la digue Ouiqui estimée à l'aide des équations empiriques adaptés de Wahl(2004, Table 1).....159

Tableau 4.18 : Statistiques descriptives des débits de pointe probabilistes standardisés, empiriques et normé obtenus pour la digue Ouiqui 160

Tableau 4.19 : Caractéristique du barrage Clair (adapté du répertoire des barrages du MELCCFP, 2022).....163

Tableau 4.20 : Résumé de la description statistique de l’échantillon de données historiques et de l’échantillon généré aléatoirement du ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) du barrage Clair 168

Tableau 4.21 : Résumé de la description statistique de l’échantillon de données historiques et de l’échantillon généré aléatoirement du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) du barrage Clair.....169

Tableau 4.22 : Résumé de la description statistique de l’échantillon de données historiques et de l’échantillon généré aléatoirement de la pente des berges finale de la brèche de rupture (Z) du barrage Clair.....170

Tableau 4.23 : Résumé des résultats du générateur d'hydrogrammes probabilistes du barrage Clair (K=10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement).....174

Tableau 4.24 : Résumé des scénarios de rupture probabilistes standardisés générés par PROBABREACH pour le barrage Clair 175

Tableau 4.25 : Débits de pointe du barrage Clair estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Froehlich (2016a, Table 4) 176

Tableau 4.26 : Débits de pointe du barrage Clair estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Wahl(2004, Table 1).....177

Tableau 4.27 : Statistiques descriptives des débits de pointe probabilistes standardisés, empiriques et normé obtenus pour le barrage Clair 179

Tableau 4.28 : Caractéristique du barrage Caribou (adapté du répertoire des barrages du MELCCFP, 2022) 182

Tableau 4.29 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du ratio de la largeur à la base dur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) 188

Tableau 4.30 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) du barrage Caribou 189

Tableau 4.31 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement de la pente des berges finale de la brèche de rupture (Z) du barrage Caribou 190

Tableau 4.32 : Résumé des résultats du générateur d'hydrogrammes probabilistes du barrage Caribou (K=10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement).....194

Tableau 4.33 : Résumé des scénarios de rupture probabilistes standardisés générés par PROBABREACH pour le barrage Caribou 195

Tableau 4.34 : Débits de pointe du barrage Caribou estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Froehlich (2016a, Table 4) 196

Tableau 4.35 : Débits de pointe du barrage Caribou estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Wahl(2004, Table 1).....197

Tableau 4.36 : Statistiques descriptives des débits de pointe probabilistes standardisés, empiriques et normé obtenus pour le barrage Caribou 198

Tableau 4.37 : Résumé des recherches ayant participé aux modélisations déterministes du projet IMPACT (adapté du rapport final du FEMA 602, 2007).....201

Tableau 4.38 : Résumé des paramètres de ruptures déterministes estimés et mesurés de la digue "Test #1"adapté du rapport final du FEMA 602 (2007).....203

Tableau 4.39 : Caractéristique de la digue Norvège (Test site #1) adaptée du rapport final du FEMA 602 (2007) 204

Tableau 4.40 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) de la digue Norvège (Test site #1) 209

Tableau 4.41 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) de la digue Norvège (Test site #1) 210

Tableau 4.42 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement de la pente des berges finale de la brèche de rupture (Z) de la digue Norvège (Test site #1) 211

Tableau 4.43 : Résumé des scénarios de rupture probabilistes standardisés générés par PROBABREACH pour la digue Norvège 214

Tableau 4.44 : Résumé des résultats du générateur d'hydrogrammes probabilistes de la digue Norvège (K=10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement).....215

Tableau 4.45 : Débits de pointe de la digue Norvège (Test site #1) estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Froehlich (2016a, Table 4) 218

Tableau 4.46 : Débits de pointe de la digue Norvège (Test site #1) estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Wahl(2004, Table 1).....219

Tableau 4.47 : Statistiques descriptives des débits de pointe probabilistes standardisés, empiriques et normé obtenus pour la digue Norvège (Test site #1) 220

Tableau 4.48 : Résumé des fréquences d'apparition cumulée des hydrogrammes probabilistes des débits de pointes adimensionnels 224

Tableau 5.1 : Résumé des fréquences d'apparition relative et des débits de pointe des 23 intervalles ayant servi au traçage des hydrogrammes probabiliste de la digue Ouiqui pour un pas de temps de 10 secondes, 30 secondes et 40 secondes. 227

Tableau 5.2 : Résumé des fréquences d'apparition relative et des débits de pointe des 23 intervalles ayant servi au traçage des hydrogrammes probabiliste de la digue Ouiqui pour un pas de temps de 60 secondes, 120 secondes et 300 secondes. 228

Tableau 5.3 : Résumé de l'influence du pas de temps sur l'erreur de convergence sur la moyenne et l'écart-type pour 50000 itérations et 10 simulations de Monte-Carlo réalisés sur la digue Ouiqui. 230

Tableau 5.4 : Résumé des hydrogrammes probabilistes pour 100 000, 200 000, 300 000 et 400 000 itérations de la digue Ouiqui. 233

Tableau 5.5 : Résumé des hydrogrammes probabilistes obtenus pour 500 000, 600 000, 700 000 et 800 000 itérations de la digue Ouiqui 234

Tableau 5.6 : Résumé des hydrogrammes probabilistes obtenus pour 900 000 et 1 000 000 itérations de la digue Ouiqui 235

Tableau 5.7 : Résumé des intervalles traduisant les hydrogrammes probabilistes bornant l'hydrogramme de rupture normé pour différents nombres d'itérations (N) pour 10 simulations de Monte-Carlo 238

Tableau 5.8 : Résumé de l'influence du nombre d'itérations (N) sur l'erreur de convergence commise sur la moyenne et de l'écart-type.....240

Tableau 5.9 : Résumé des hydrogrammes probabilistes obtenus pour 500 000 itérations pour 10 et 12 simulations de Monte-Carlo 243

Tableau 5.10 : Résumé des hydrogrammes probabilistes obtenus pour 500 000 itérations pour 15 et 17 simulations de Monte-Carlo 243

Tableau 5.11 : Résumé des hydrogrammes probabilistes obtenus pour 500 000 itérations pour 20 et 22 simulations de Monte-Carlo 244

Tableau 5.12 : Résumé des intervalles traduisant les hydrogrammes probabilistes bornant l'hydrogramme de rupture normé pour différents nombres de simulations de Monte-Carlo testé 246

Tableau 5.13 : Résumé de l'erreur de convergence sur la moyenne et l'écart-type en fonction du nombre de la simulation de Monte-Carlo.....247

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Schématisation du risque de rupture des barrages (adapté de la Figure 3.1 (Ch3-p.42) de Singh (1996)) 4

Figure 2.1: Répartition des types de barrages répertoriés dans la base de données du ICOLD (2018) 9

Figure 2.2 : Types de barrages en remblai existants (Fell et al., 2008) 10

Figure 2.3 : Comparaison du principe de l'érosion par submersion d'un barrage en remblai variant en fonction de la composition de l'ouvrage (a) : Sol pulvérulent et compact ; (b) : Sol pulvérulent lâche ; (c) et (d) sol cohésif (tiré de Degoutte, 2012) 12

Figure 2.4 : Schématisation des phases de formation de la brèche sur l'hydrogramme de rupture par submersion (adapté de Wahl, 2014) 13

Figure 2.5 : Schématisation de trois modèles de formation de brèche simplifiés tiré de Froehlich(2008) 16

Figure 2.6 : Schématisation d'un modèle de formation de brèche simplifiée adapté de Bennani (2016) 16

Figure 2.7 : Schématisation de la brèche de rupture résultant d'une submersion 48

Figure 2.8 : Distribution des 75 compilations techniques de cas de rupture de barrages disponible dans la littérature adaptée de Bernard-Garcia et Mahdi (HYDRO, 2020) 52

Figure 3.1 : Schématisation de la méthodologie et des sections associées 55

Figure 3.2 : Idealized trapezoid dam breach geometry 78

Figure 3.3 : Représentation des temps de rupture / Failure Time Representation 81

Figure 3.4 : Organigramme résumant le fonctionnement de l'approche probabiliste 87

Figure 3.5 : Schématisation et description d'un graphique moustache 89

Figure 3.6 : Schématisation du cas d'étude général 101

Figure 3.7 : Schématisation de l'hydrogramme de rupture 103

Figure 3.8 : Représentation des variables permettant de traduire l'évolution de la brèche à chaque pas de temps "ti" 105

Figure 3.9 : Modèle d'évolution de la brèche de rupture par submersion dans un barrage en remblai considéré dans le module générateur d'hydrogrammes de rupture par surverse 105

Figure 3.10 : Organigramme schématisant le fonctionnement du modèle déterministe simplifié de rupture de barrage (adapté de Bennani, 2016) 108

Figure 3.11 : Organigramme résumant la structure du modèle probabiliste PROBABREACH (modules de calculs) 117

Figure 3.12 : Capture d'écran – Onglet "1. PROBA" – Affichage résultats via l'interface client de PROBABREACH (VERSION 1.0, 2022) 119

Figure 3.13 : Capture d'écran – Onglet "2.BREACH" – Affichage résultats via l'interface client de PROBABREACH (VERSION 1.0, 2022) 120

Figure 3.14 : Capture d'écran – Onglet "3. GÉNÉRATEURS" – Affichage résultats via l'interface client de PROBABREACH (VERSION 1.0, 2022) 121

Figure 3.15 : Capture d'écran – Onglet "4.RÉSULTATS" – Affichage résultats via l'interface client de PROBABREACH (VERSION 1.0, 2022) 122

Figure 3.16 : Capture d'écran – Bouton Exporter – Onglet « ACCUEIL » – Affichage résultats via l'interface client de PROBABREACH (VERSION 1.0, 2022) 123

Figure 4.1 : Distribution géographique des cas de rupture de barrages enregistrés dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) adapté de Bernard-Garcia et Mahdi (ICOLD, 2022) 125

Figure 4.2 : Distribution du mode de rupture en fonction du type de barrage enregistré dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) adapté de Bernard-Garcia et Mahdi (ICOLD, 2022) 126

Figure 4.3 : Distribution du nombre de ruptures de barrage pour chaque mode de rupture des barrages construit par l'Homme dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2002) adapté de Bernard-Garcia et Mahdi (ICOLD, 2022) 127

Figure 4.4 : Distribution du nombre détaillé de cas de rupture de barrage, en regard à la colonne "Cote", enregistrés dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi et comparés à la base de données de Froehlich (2016a,b) adapté de Bernard-Garcia et Mahdi (2022) 128

Figure 4.5 : Distribution des 355 cas de rupture de barrages en remblai enregistrant la hauteur du barrage dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020), des 108 cas enregistrés dans celle de Wahl (1998) et comparés à la distribution adaptée de Zhang et al. (2007), adapté de Bernard-Garcia et Mahdi (2022) 131

Figure 4.6 : Graphiques moustache des trois paramètres de brèche de rupture standardisés, soit ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) en m/m, le temps de formation final de la brèche de rupture du barrage (Tf) en heures et la pente des berges de la brèche finale (Z) en m/m, enregistrés dans l'échantillon de données historiques tiré de la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) enregistrant les trois paramètres de ruptures historiques de barrage en remblai.....135

Figure 4.7 : Ajustement de 14 lois statistiques sur l'échantillon des ratios de la largeur à la base sur la hauteur de barrage en remblai(W_bb/H_d) adapté de Bernard-Garcia and Mahdi (2020) 137

Figure 4.8 : "Meilleure" ajustement de la loi statistique Gamma recommandée pour l'échantillon du ratio de la largeur à la base de la brèche sur la hauteur du barrage.....138

Figure 4.9 : Ajustement de 14 lois statistiques sur l'échantillon du temps de formation de la brèche finale de rupture par submersion de barrage en remblai (Tf) sur l'échantillon adapté de Bernard-Garcia and Mahdi (2020) 139

Figure 4.10 : "Meilleure" ajustement de la loi statistique Weibull recommandée pour l'échantillon du temps de formation (Tf) de la brèche de rupture par submersion de barrage en remblai140

Figure 4.11 : Ajustement de 14 lois statistiques sur l'échantillon de la pente des berges de la brèche finale (Z) de rupture par submersion de barrage en remblai sur l'échantillon adapté de Bernard-Garcia and Mahdi (2020) 141

Figure 4.12 : "Meilleure" ajustement de la loi statistique des Valeurs Extrêmes Généralisées recommandée pour l'échantillon des pentes des berges de la brèche finale (Z) de rupture par submersion de barrage en remblai.....142

Figure 4.13 : Localisation de la digue Ouiqui (X000962) 144

Figure 4.14 : Courbe d'emmagasinement du réservoir Kénogami - Digue Ouiqui.....146

Figure 4.15 : Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 1 000 000 itérations du ratio de la largeur à la base du la hauteur du barrage (W_bb/H_d) de la digue Ouiqui.....146

Figure 4.16: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 1 000 000 itérations du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) de la digue Ouiqui.....147

Figure 4.17: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 1 000 000 itérations de la pente des berges de la brèche de rupture finale (Z) de la digue Ouiqui 147

Figure 4.18 : Graphiques Moustaches des 1 000 000 débits de pointes générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo de la digue Ouiqui.....148

Figure 4.19 : Erreurs de converge sur la moyenne au fil de 1 000 000 itérations pour les 10 simulations de Monte-Carlo réalisé sur la digue Ouiqui.....149

Figure 4.20 : Erreurs de converge sur l'écart-type au fil de 1 000 000 itérations pour les 10 simulations de Monte-Carlo réalisé sur la digue Ouiqui.....149

Figure 4.21 : Histogramme des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) généré aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Gamma pour la digue Ouiqui est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 1 000 000 itérations 150

Figure 4.22 : Histogramme des temps de formation finale de la brèche de rupture (Tf) générée aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour la digue Ouiqui est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 1 000 000 itérations...151

Figure 4.23 : Histogramme des pentes des berges de la brèche finale de rupture (Z) générée aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour la digue Ouiqui est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 1 000 000 itérations...152

Figure 4.24 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour 10 simulations de Monte-Carlo composés de 1 000 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants de la digue Ouiqui 153

Figure 4.25 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour la 10e simulation de Monte-Carlo composée de 1 000 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants de la digue Ouiqui 154

Figure 4.26 : Hydrogrammes probabilistes de rupture par submersion générés pour la digue Ouiqui 155

Figure 4.27 : Hydrogrammes de rupture probabilistes standardisés générés par PROBABREACH pour le barrage Ouiqui.....157

Figure 4.28 : Comparaison des débits de pointe empiriques, adapté de Froehlich (2016a) et Wahl (2004), et du débit de pointe standardisés obtenus pour la digue Ouiqui 160

Figure 4.29 : Localisation du barrage Clair (X003626).....162

Figure 4.30 : Courbe d'emmagasinement du lac Clair – Barrage Clair 164

Figure 4.31 : Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations du ratio de la largeur à la base du la hauteur du barrage (W_bb/H_d) du barrage Clair 164

Figure 4.32: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) du barrage Clair.....165

Figure 4.33: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations de la pente des berges de la brèche de rupture finale (Z) du barrage Clair.....165

Figure 4.34 : Graphiques Moustaches des 50 000 débits de pointes générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo du barrage Clair.....166

Figure 4.35 : Erreurs de converge sur la moyenne au fil de 50000 itérations pour les 10 simulations de Monte-Carlo réalisé sur le barrage Clair 167

Figure 4.36 : Erreurs de converge sur l'écart-type au fil de 50000 itérations pour les 10 simulations de Monte-Carlo réalisé sur le barrage Clair 167

Figure 4.37 : Histogramme des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) généré aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Gamma pour le barrage Clair est les 10 simulations de Monte-Carlo composée de 50 000 itérations 168

Figure 4.38 : Histogramme des temps de formation finale de la brèche de rupture (Tf) générés aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour le barrage Clair est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations.....169

Figure 4.39 : Histogramme des pentes des berges de la brèche finale de rupture (Z) générés aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour le barrage Clair est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations.....170

Figure 4.40 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour 10 simulations de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants du barrage Clair 171

Figure 4.41 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour la 10e simulation de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants du barrage Clair 172

Figure 4.42 : Hydrogrammes probabilistes de rupture par submersion générée pour le barrage Clair 173

Figure 4.43 : Hydrogrammes de rupture probabilistes standardisés générés par PROBABREACH pour le barrage Clair.....175

Figure 4.44 : Comparaison des débits de pointe empiriques adaptés de Froehlich (2016a) et Wahl (2004) et du débit de pointe normé obtenus pour le barrage Clair.....178

Figure 4.45 : Localisation du barrage Caribou (X000665) 181

Figure 4.46 : Courbe d'emmagasinement du lac Caribou 183

Figure 4.47 : Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations du ratio de la largeur à la base du la hauteur du barrage (W_bb/H_d) du barrage Caribou.....184

Figure 4.48: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) du barrage Caribou 184

Figure 4.49: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations de la pente des berges de la brèche de rupture finale (Z) du barrage Caribou 185

Figure 4.50 : Graphiques Moustaches des 50 000 débits de pointes générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo du barrage Caribou. 186

Figure 4.51 : Erreurs de converge sur la moyenne au fil de 50 000 itérations pour les 10 simulations de Monte-Carlo réalisé sur le barrage Caribou 187

Figure 4.52 : Erreurs de converge sur l'écart-type au fil de 50 000 itérations pour les 10 simulations de Monte-Carlo réalisé sur le barrage Caribou 187

Figure 4.53 : Histogramme des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) généré aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Gamma pour le barrage Caribou est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations 188

Figure 4.54 : Histogramme des temps de formation finale de la brèche de rupture (Tf) générés aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour le barrage Caribou est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations ...189

Figure 4.55 : Histogramme des pentes des berges de la brèche finale de rupture (Z) généré aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour le barrage Caribou est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations ...190

Figure 4.56 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour 10 simulations de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants du barrage Caribou 191

Figure 4.57 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour la 10e simulation de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants du barrage Caribou 192

Figure 4.58 : Hydrogrammes probabilistes de rupture par submersion générés pour le barrage Caribou 193

Figure 4.59 : Hydrogrammes de rupture par submersion probabiliste standardisés générés par PROBABREACH pour le barrage Caribou 195

Figure 4.60 : Comparaison des débits de pointe empiriques adaptés de Froehlich (2016a) et Wahl (2004) et du débit de pointe normé obtenus pour le barrage Caribou.....198

Figure 4.61 : Cas d'application de la digue Norvège adapté du rapport final du Projet IMPACT adapté du Rapport final du FEMA 602, (2007) et de Vaskinn et al., (2004).....201

Figure 4.62 : Section transversale de la digue Norvège - Test Site #1 (Homogeneous clay fill dam) tiré de Höeg et al. 2004 202

Figure 4.63 : Résultats de modélisation déterministe de la digue "Test #1" adaptée de Hassan et al. (2004) 202

Figure 4.64 : Résultats de modélisation déterministe de la digue "Test #1" obtenus à l'aide du modèle MIKE11 adapté de Lismanis (2013) 203

Figure 4.65 : Courbe d'emmagasinement de la digue Norvège Test site #1 (Lismanis, 2012)....205

Figure 4.66 : Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations du ratio de la largeur à la base du la hauteur du barrage (W_bb/H_d) de la digue Norvège 205

Figure 4.67: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) de la digue Norvège 206

Figure 4.68: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations de la pente des berges de la brèche de rupture finale (Z) de la digue Norvège.....206

Figure 4.69 : Graphiques Moustaches des 50 000 débits de pointes générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo de la digue Norvège.....207

Figure 4.70 : Erreurs de converge sur la moyenne au fil de 50 000 itérations pour les 10 simulations de Monte Carlo réalisé sur la digue Norvège.....208

Figure 4.71 : Erreurs de converge sur l'écart-type au fil de 50 000 itérations pour les 10 simulations de Monte Carlo réalisé sur la digue Norvège.....208

Figure 4.72 : Histogramme des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) généré aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Gamma pour la digue Norvège est les 10 simulations de Monte Carlo composées de 50 000 itérations 209

Figure 4.73 : Histogramme des temps de formation finale de la brèche de rupture (Tf) générés aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour la digue Norvège est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations 210

Figure 4.74 : Histogramme des pentes des berges de la brèche finale de rupture (Z) générée aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour la digue Norvège est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations 211

Figure 4.75 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour 10 simulations de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants de la digue Norvège.....212

Figure 4.76 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour la 10e simulation de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants de la digue Norvège.....213

Figure 4.77 : Hydrogrammes probabilistes de rupture par submersion générée pour la digue Norvège 214

Figure 4.78 : Superposition des hydrogrammes probabilistes standardisés et déterministes de la digue Norvège (Projet IMPACT).....216

Figure 4.79 : Superposition des hydrogrammes probabilistes, standardisé et déterministes ajustés de la digue Norvège (Projet IMPACT) 217

Figure 4.80 : Comparaison des débits de pointe empiriques adaptés de Froehlich (2016a) et Wahl (2004) et du débit de pointe normé obtenus pour la digue Norvège 220

Figure 4.81 : Courbes des fréquences d'apparition cumulée des débits de pointe adimensionnels 225

Figure 5.1 : GHP(N=50000,K=10,durée=48h) -Pour un pas de temps de 10 secondes 229

Figure 5.2 : GHP(N=50000,K=10,durée=48h) -Pour un pas de temps de 30 secondes 229

Figure 5.3 : GHP(N=50000,K=10,durée=48h) -Pour un pas de temps de 40 secondes 229

Figure 5.4 : GHP(N=50000,K=10,durée=48h) -Pour un pas de temps de 60 secondes 229

Figure 5.5 : GHP(N=50000,K=10,durée=48h) -Pour un pas de temps de 120 secondes 229

Figure 5.6 : GHP(N=50000,K=10,durée=48h) -Pour un pas de temps de 300 secondes 229

Figure 5.7 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=100 000).....231

Figure 5.8 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=200 000).....231

Figure 5.9 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=300 000).....231

Figure 5.10 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=400 000).....231

Figure 5.11 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=500 000).....231

Figure 5.12 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=600 000).....231

Figure 5.13 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=700 000).....232

Figure 5.14 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=800 000).....232

Figure 5.15 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=900 000).....232

Figure 5.16 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=1 000 000).....232

Figure 5.17 : Influence du nombre d'itérations (N) sur les fréquences d'apparition des hydrogrammes probabilistes 236

Figure 5.18 : Influence du nombre d'itérations (N) sur les débits de pointes des hydrogrammes probabilistes 236

Figure 5.19 : Fréquence moyenne par intervalle de fréquences d'apparition moyenne de 100 000 à 1 000 000 itérations de Monte-Carlo réalisés.....237

Figure 5.20 : Débit de pointe probabiliste moyen par intervalle de fréquences d'apparition moyenne des 100 000 à 1 000 000 itérations de Monte-Carlo réalisé.....237

Figure 5.21 : Influence du nombre d'itérations (N) sur l'erreur de convergence sur la moyenne des débits de pointe probabilistes.....239

Figure 5.22 : Influence du nombre d'itérations (N) sur l'erreur de convergence sur l'écart-type des débits de pointe probabilistes.....239

Figure 5.23 : Pour 10 simulations de Monte-Carlo composés de 500 000 itérations 242

Figure 5.24 : Pour 12 simulations de Monte-Carlo composées de 500 000 itérations.....242

Figure 5.25 : Pour 15 simulations de Monte-Carlo composés de 500 000 itérations 242

Figure 5.26 : Pour 17 simulations de Monte-Carlo composées de 500 000 itérations.....242

Figure 5.27: Pour 20 simulations de Monte-Carlo composés de 500 000 itérations 242

Figure 5.28 : Pour 22 simulations de Monte-Carlo composées de 500 000 itérations.....242

Figure 5.29 : Influence du nombre de simulations (K) composées de 500 000 itérations sur les fréquences d'apparition des hydrogrammes probabilistes.....245

Figure 5.30 : Influence du nombre de simulations (K) composées de 500 000 itérations sur les débits de pointes des hydrogrammes probabilistes 245

Figure 5.31: Influence du nombre de simulation de Monte-Carlo (K) sur l’erreur de convergence sur la moyenne des débits de pointe pour 500 000 itérations réalisés sur la digue Ouiqui..248

Figure 5.32 : Influence du nombre de simulation de Monte-Carlo (K) sur l’erreur de convergence sur l’écart-type sur les débits de pointe pour 500 000 itérations réalisés sur la digue Ouiqui 248

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Abb.	Abbreviation / Abréviation
ACB	Association Canadienne des Barrages
ARC (-)	Arch dam / Barrage arché
b (m)	Crest dam width / Largeur de la crête du barrage
B (m)	Base dam width / Largeur à la base du barrage
Baver (m)	Dam average width / Largeur Moyenne du barrage
BU (-)	Buttress dam / Barrage à contreforts
CF (-)	Composite-fill embankment dam / Barrage en remblai en composite
CON (-)	Concrete dam / Barrage en béton
DC (-)	Embankment dam with solid corewall / Barrage en remblai avec noyau étanche
E (mm^3/m^2-s)	Erosion rate of the soil / Taux d'érosion du sol
EFL (-)	Earthfill Dam / Barrage en remblai
FD (-)	Concrete-faced embankment dam / Barrage en remblai à parement de béton
GR (-)	Gravity dam / Barrage gravité
H_B (m)	Breach depth / Profondeur de la brèche de rupture
HD (-)	Homogeneous-fill embankment dam / Barrage en remblai homogène
H_D (m)	Dam Height / Hauteur du barrage
HF (-)	Hydraulic Fill Dam
HW (m)	Height of Water (above beach) / Hauteur d'eau (au-dessus du fond de la brèche)
IEE (-)	Internal erosion failure / Rupture par érosion interne
Kd (mm3/N−s)	Coefficient of erodibility / Coefficient d'érosion

Lc (m) Dam crest length / Longueur de la crête du barrage

LS-D (-) Landslide Dam/Data / Barrage Naturel

LT (-) Long term / Long terme

LT-D (-) Laboratory Test Data / Données de Test de Laboratoire ou de Rupture contrôlé

MAR (-) Multi-arch dam / Barrage à arc multique

MELCCFP Ministère de l'Environnement, de la Lutte contre les changements climatiques, de la Faune et des Parcs

MM-D (-) Man-Made Dam/Data / Barrage construit par l'Homme

NPDP (-) National Performance of Dams Program

OT (-) Overtopping failure / Rupture par submersion

QP (-) Peak Discharge / Débit de pointe

RCEM (-) Reclamation Consequence Estimating Methodology

RFL (-) Rockfill dam / Barrage en enrochement

SD (-) Several days / Plusieurs jours

ST (-) Short term / Court terme

T.C.D. (-) PivotTable Option / Tableau Crois Dynamique

t1 (hrs) Breach initiation end time / Temps d'initiation de formation de la brèche

t2 (hrs) Breach formation end time / Temps de formation final de la brèche

t3 (hrs) Emptying reservoir end time / Temps de vidange du réservoir

τ (Pa) Shear stress at the soil/water interface / Contrainte de cisaillement à l'interface eau-sol

τc (Pa) Critical shear stress at initiation of soil erosion / Contrainte de cisaillement critique au début de l'érosion du sol

UD;UNK (-) Year of construction and failure unknown / Année de construction et de rupture inconnues

UNK (-) : Unknown / Inconnu

USBR (-) U.S. Bureau of Reclamation

VW (x10^6 m3) Water volume stored above breach invert / Volume d'eau emmagasinné au-dessus du fond de la brèche de rupture

W_{BB} (m) Breach bottom width / Largeur à la base de la brèche finale de rupture

W_{TB} (m) Breach top width / Largeur au top de la brèche finale de rupture

Z : 1 (m/m) Breach average side slope / Pente Moyenne des berges de la brèche de rupture

ZD (-) Zoned-fill dam (Clay core wall) / Barrage à remblai zone (Noyau d'argile)

LISTE DES ANNEXES

Annexe A Références – base de données (Bernard-Garcia and Mahdi, 2020) 281

Annexe B Description du jeu de variables de la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) 303

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

Il ne fait aucun doute aujourd'hui que les ouvrages hydroélectriques ont contribué significativement, notamment au Québec, au développement de notre société actuelle. Néanmoins, en se remémorant le déluge du Saguenay de 1996, il est également possible de mettre en évidence que le risque de rupture par submersion de nos ouvrages existe et est bel et bien présent. Les ruptures historiques et les plus récentes témoignent ainsi des conséquences dévastatrices et de l'importance de prédire les zones affectées et de raffiner les plans d'urgence mis en place. C'est pourquoi au fil des catastrophes, des normes ont donc dû été instaurées, afin d'assurer un minimum de sécurité des enjeux situés en aval, ce qui a d'ailleurs mené à une diversification des méthodes employées. Dans le contexte des changements climatiques actuels et en regard aux ouvrages hydroélectriques vieillissants, la pertinence et la criticité d'approfondir davantage ce champ de recherches et d'application devient de plus en plus évidente.

Tout comme le titre de cette thèse l'indique, le cadre de cette recherche se limite à la rupture par submersion d'ouvrages en remblai. En regard à la difficulté de prédire sur une base physique la formation progressive de la brèche de rupture résultant d'une submersion, les normes actuelles ont de ce fait été établies sur une base empirique (ruptures historiques), ayant inspiré le cadre de cette thèse de doctorat. Sachant que l'hydrogramme normé de rupture par submersion est celui en pratique utilisé afin de simuler le passage de la crue (de l'« onde ») en aval de l'ouvrage étudié, à l'aide de modèle hydraulique, afin d'estimer les conséquences. Par conséquent, il est possible d'affirmer que l'incertitude y étant rattachée influe donc directement sur les diverses études de sécurité qui la succèdent, motivant d'autant plus l'élaboration d'une approche pragmatique aux pratiques des ingénieur.e.s.

Le projet de recherche proposé dans ce document s'imbrique donc dans ce vaste domaine de la sécurité des barrages en remblai. En regard au contexte de la problématique, l'objectif consiste à fournir les outils permettant de traduire un niveau d'incertitudes (manquant dans les normes actuelles) sur les paramètres de brèches spécifiées dans un cadre normatif défini. Pour ce faire, une approche probabiliste, fondée sur la méthode de Monte-Carlo, a été développée, programmée et compilée dans un programme afin de traduire les hydrogrammes probabilistes pour un barrage donné et de comparer l'hydrogramme normé à ceux-ci. Ce projet de rechercher permet ainsi de fournir une nouvelle stratégie adaptative aux cadres normatifs actuellement disponibles dans la littérature permettant aux gestionnaires de barrages de raffiner leurs études de ruptures actuelles et d'évaluer la criticité du scénario normé. Cette nouvelle stratégie ouvre ainsi la porte à l'évolution du cadre normatif actuellement en vigueur et initie la réflexion quant à

son évolution sur la scène internationale. Notez que dans le cadre de ce projet, la stratégie est présentée en se référant à une norme québécoise, en fournissant ainsi un cadre concret d'application, soit la norme HQ 60-00-00 d'Hydro-Québec actuellement en vigueur.

Tout d'abord, une mise en contexte du projet de recherche permettant d'introduire la revue de la littérature réalisée est présentée. Par la suite, la problématique ayant mené à la formulation de la question à laquelle vise à répondre ce projet de recherche est énoncée. Les objectifs spécifiques liés à ce projet de recherche mènent ensuite à la méthodologie et à la description détaillée de l'approche proposée. Les résultats d'application du programme développé dans le cadre de ce projet de recherches et une analyse de sensibilité permettront ensuite de discuter des résultats obtenus. Cette discussion permettra ensuite de porter un regard plus approprié sur l'envergure du projet, son potentiel ainsi que son originalité. Finalement, une conclusion vient résumer et clore cette thèse de doctorat.

1.1 Mise en contexte du sujet de recherche

Au Québec, c'est en 2000 que le gouvernement du Québec a adopté la loi sur la sécurité des barrages (Publication Québec, 2022), afin « d'accroitre la sécurité des barrages qui y sont soumis et, conséquemment, de protéger les personnes et les biens contre les risques associés à la présence de ces ouvrages. » (Loi sur la sécurité des barrages, Chapitre 1.01, 2000, c. 9, a.1)

Conformément à cette Loi, un « barrage » est défini comme tout ouvrage d'une hauteur d'au moins 1 m, construit en travers d'un cours d'eau ou à l'exutoire d'un lac et ayant pour effet de créer un réservoir et tout autre ouvrage destiné à retenir tout ou partie des eaux emmagasinées dans un tel réservoir. La responsabilité d'assurer la sécurité et l'intégrité de l'ouvrage incombe au propriétaire du barrage qui est par définition celui qui le détient ou l'exploite. (Loi sur la sécurité des barrages, Chapitre 1.02, 2000, c. 9, a. 2; 2021, c. 7, a. 93).

Conformément à cette loi, les barrages sont catégorisés en fonction de la hauteur de l'ouvrage et de la capacité d'emmagasinement du réservoir (Chapitre 2.02, 2022, c. 8, a. 141).

Les barrages à « forte contenance » inclus :

- les barrages d'une hauteur d'au moins 1 m dont la capacité de retenue est supérieure à 1 000 000 m^3;

- les barrages d'une hauteur d'au moins 2,5 m dont la capacité de retenue est supérieure à 30 000 m^3.

Les barrages à « faible contenance » inclus:

- les barrages d'une hauteur de 2 m et plus dont la capacité de retenue est inférieure à 30 000 m^3.

Les « petits barrages » inclus :

- les barrages d'une hauteur de 1 m et plus non visés aux deuxième et troisième alinéas de la Loi sur la sécurité des barrages.

Cette loi donne le pouvoir au Gouvernement du Québec d'établir des règlements permettant d'établir des normes de sécurité pour ces barrages et de standardiser la classification des barrages en vue d'établir un minimum de sécurité et une standardisation des pratiques Notez que le Règlement sur la sécurité des barrages du Québec est d'ailleurs actuellement en cours de révision.

C'est donc conformément à cette Loi que les propriétaires de barrages à forte contenance ont l'obligation de réaliser des études de sécurité et de réévaluation de la sécurité de leurs barrages. Bien que conformément au cadre actuel, la crue de sécurité, établie en fonction du niveau de conséquences du barrage, permettent aux ingénieur.e.s en pratique de réaliser les études de sécurité de barrages et de standardisés les études en incluant les incertitudes rattachées aux paramètres hydrologiques, hydrauliques et à ceux liés à la gestion de l'ouvrage. Le Règlement sur la sécurité des barrages laisse à la discrétion des gestionnaires de barrages et à l'expérience des ingénieurs en pratique l'évaluation du scénario et l'encadrement des incertitudes liées au scénario de rupture de l'ouvrage permettant notamment de réaliser les cartes d'inondation en cas de rupture et utiliser lors des mesures d'urgence. De plus, bien qu'il existe en pratique des guides et recommandations permettant de guider les pratiques des ingénieur.e.s dans le domaine de la sécurité des barrages, tel que celui de l'Association Canadienne des Barrages (ACB, 2007). Les bonnes pratiques entourant la définition du scénario de rupture demeurent celui élaboré en 1998 par Wahl (1998).

Sachant que l'évaluation des incertitudes quant aux scénarios de rupture était limitée par les connaissances disponibles et les modèles numériques disponibles dans la littérature, c'est afin de répondre à ce contexte qu'a été délimité le périmètre de ce projet de recherche. Cette thèse vise ainsi à outiller les instances gouvernementales et les ingénieurs en pratiques afin de leur permettre de non seulement rattachés une probabilité d'occurrence au scénario de rupture normé utilisé en pratique, mais également de faire évoluer les pratiques et d'ouvrir la discussion et les perspectives sur ce domaine.

Pour bien visualiser le cadre d'application dans lequel s'imbrique ce projet de recherche, une schématisation du portrait général du cadre d'évaluation et de la mitigation du risque de rupture d'un aménagement, adapté de Singh (1996), est schématisée à la Figure 1.1 ci-bas.

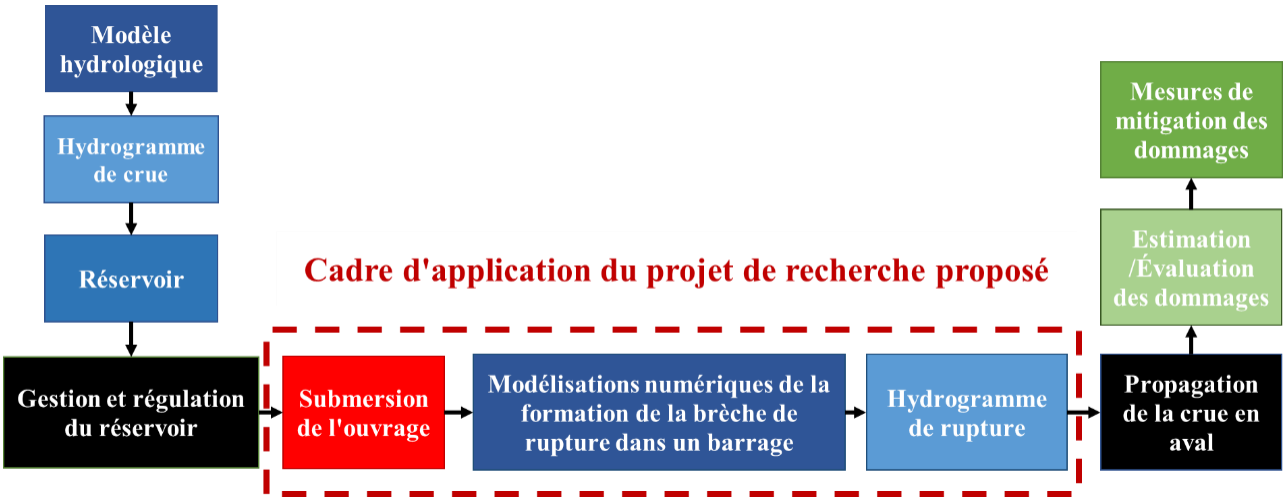


Figure 1.1 : Schématisation du risque de rupture des barrages (adapté de la Figure 3.1 (Ch3-p.42) de Singh (1996))

Dans le cadre d'application proposée et actuellement en vigueur, les études de sécurité actuelles approximent la probabilité de défaillance (la crue de sécurité) indépendamment de l'hydrogramme de rupture servant à estimer les dommages puisque celui-ci est jugé comme étant le « plus critique ». La stratégie proposée vise donc à s'imbriquer et complémenter le cadre règlementaire actuel (plus « facil » à mettre à jour que le cadre législatif), et a été élaborée dans le cadre législatif québécois en vigueur. Notez que bien que peu de provinces au Canada sont dotées d'un cadre de législatif entourant la sécurité des barrages, la nouvelle stratégie proposée s'imbrique bien dans le guide des bonnes pratiques dans le domaine de la sécurité des barrages de l'Association Canadienne des Barrages (ACB, 2007) couramment utilisée en pratique notamment à l'échelle du Canada.

Concrètement, bien que l'influence de la crue entrant dans le réservoir influe sur la prédiction de l'hydrogramme de rupture par submersion d'un barrage, les normes n'introduisent pas les incertitudes rattachées aux scénarios de rupture du barrage, encore aujourd'hui difficilement quantifiable. Les résultats obtenus par le modèle probabiliste développé permettent de ce fait de non seulement démontrer que le scénario standardisé et utilisé en pratique n'est pas le « plus critique », mais permettent également de quantifiés les incertitudes rattachées aux scénarios de ruptures afin de standardisés l'élaboration de scénarios de ruptures et le traçage de carte d'inondation en cas de rupture en vue de renforcer les plans

de mesures d'urgence en vigueur. La distinction entre ces deux études est brièvement fournie aux prochaines sous-sections afin d'éviter toutes ambigüités.

1.1.1 Étude de sécurité d'un barrage

Au Québec, le niveau de sécurité est déterminé en fonction du niveau de conséquences en aval, qui conformément à la Loi sur la sécurité des barrages du Québec, permet de traduire la crue de sécurité à laquelle doit résister en tout temps l'ouvrage. La crue de sécurité ainsi considérée dans le cadre d'une étude de sécurité permet aux gestionnaires d'inclure les incertitudes rattachées aux conditions hydrologiques, hydrauliques et à la gestion de l'ouvrage en période de crue et de fournir une étude de sécurité jugée conservative.

Afin de suivre sur une base journalière le risque de rupture par submersion d'un ouvrage, l'étude de la probabilité de rupture d'un aménagement est réalisée en simulant le laminage du réservoir pour divers évènements de pluie, permettant de déterminer la probabilité de rupture d'un ouvrage donné en fonction de son état d'exploitation (niveau dans le réservoir, capacité d'évacuation …), des conditions initiales du bassin versant (saturation du sol …) et du scénario de rupture considéré.

Cette probabilité de défaillance se traduit ainsi par le volume laminable et l'évènement le plus probable susceptible de mener à la défaillance de l'ouvrage (pour un état donné). Les incertitudes, associées dans cette étude, interviennent donc principalement lors de la définition des conditions initiales du système considéré lors du scénario de rupture normé. De plus, elles s'appuient sur un niveau de défaillance du réservoir (hauteur de submersion de la crête du barrage), afin de traduire la rupture (également entachée d'une incertitude).

1.1.2 Étude de la rupture d'un barrage

L'étude de la rupture d'un ouvrage vise quant à elle à permettre le traçage de l'hydrogramme de rupture permettant l'évaluation des conséquences et des zones affectées en aval de ce dernier. Contrairement à la précédente étude, celle-ci se réfère (conformément au contexte législatif québécois) à la norme du propriétaire de barrages qui spécifie les paramètres de rupture à considérer, tels que la forme de la brèche, les dimensions et le temps de formation de la brèche finale. En pratique, cette étude s'imbrique donc dans

le cadre d'une étude de sécurité d'un barrage et permet notamment de traduire la zone incrémentale, soit la zone inondable entre le scénario avec et sans bris et permet d'évaluer les enjeux à risque dans le cadre de l'évaluation des enjeux touchés en cas de rupture de barrage. C'est donc en pratique la norme considérée qui spécifie un hydrogramme normé traduisant la rupture par submersion d'un barrage et nécessaire pour l'étude de la propagation de l'onde en aval.

Bien que les propriétaires de barrages possédant une relation privilégiée avec leurs ouvrages, ayant la responsabilité d'élaborer leurs propres normes de sécurité, c'est ce qui explique la diversification des méthodes sur la scène internationale qui s'appuie généralement sur les spécifications proposées par Wahl (1998). Pour un même ouvrage, l'hydrogramme de rupture (obtenu en appliquant les normes de deux propriétaires différents) peut donc différer l'un de l'autre. Soulignons que, les moyens entrepris par le gestionnaire pour ces études varient également en fonction des moyens à leurs dispositions. En regard aux besoins des gestionnaires de barrages actuels, les perspectives de recherches dans ce domaine sont de fournir une stratégie permettant au gestionnaire de barrage de raffiner leur étude de sécurité actuelle et adaptée à leur ouvrage. Pour ce faire, les outils numériques doivent permettre de considérer les particularités de leurs ouvrages, et ce, répondre à leur capacité de calculs.

1.2 Description de la problématique

La mise en contexte du projet de recherche a permis de situer le projet de recherche dans le domaine de la sécurité des barrages et de dresser un portrait général permettant de mettre en évidence l'incertitude des normes actuellement en vigueur (basés que sur quelques des données historiques) et les limitations actuelles dans ce domaine spécifique. La revue de la littérature, présentée à la prochaine section, vise à exposer l'étendue du domaine et les axes de recherches existantes et à définir la description de la problématique à laquelle vise à répondre ce projet de recherche.

Bien que des modèles permettent de traduire l'incertitude sur les paramètres de brèches (basé sur la méthode de Monte-Carlo par exemple), les bases de données actuelles (provenant principalement des États-Unis et de la Chine et répertoriant les ruptures de barrages en remblai) contiennent encore aujourd'hui trop peu de données, influant directement sur la précision des modèles impliqués.

Les modèles déterministes disponibles dans la littérature se basent quant à eux sur des simplifications ne permettant pas d'inclure des variables déterminantes (telles que le type d'ouvrage) et/ou qui se basent sur

des simplifications de phénomène (tel que le régime d'écoulement et l'équation de transport des sédiments considérés) ne permettant de représenter le phénomène. La fiabilité de leur prédiction demeure donc discutable et limitée par les connaissances actuelles.

Dans un futur rapproché, le couplage des modèles de prédiction et intégrés permettra de potentiellement (si la tendance se maintient) raffiner la prédiction de l'hydrogramme de rupture par submersion des barrages en remblai, de quantifier les incertitudes (de natures variées) rattachées à la prédiction de l'hydrogramme de rupture et de fournir un caractère pour adapter à la définition de l'ouvrage étudié. Pour le moment, ceux-ci impliquent un temps de calcul non négligeable. Il s'avère donc pertinent d'évaluer le gain de précision entre les différents modèles, ne répondant pas aux besoins réels et actuels des gestionnaires de barrages (IMPACT, 2004).

Il ne fait aucun doute, aujourd'hui en 2022, que des technologies et des outils plus performants sont de plus en plus accessibles et qu'un changement majeur est malgré tout bientôt à notre portée. Entre temps, dans un contexte de changements climatiques et en regard aux ouvrages vieillissants, il s'avère pertinent de fournir minimalement des stratégies permettant de raffiner les études actuelles (surtout celle visant la définition du scénario de rupture et le traçage des zones inondables) et de structurer cette éventuelle évolution.

1.2.1 Question de recherche

En regard au contexte de la problématique à l'étude exposée précédemment, la principale question à laquelle vise à répondre ce projet de recherche est la suivante :

« Quelle est la validité des spécifications définies dans les normes actuelles et quel est le niveau d'incertitude associé aux hydrogrammes de rupture par submersion des barrages en remblai, obtenu en les considérant ? »

Pour répondre à cette question, une approche probabiliste a été développée, programmée et compilée dans un outil numérique répondant aux besoins spécifiques des ingénieur.e.s en pratique.

1.3 Objectifs du projet

L'objectif général à la base de ce projet de recherche est le suivant :

Définir, à l'aide de modèles numériques, l'incertitude sur l'hydrogramme de rupture par submersion d'un barrage en remblai, traduit par les normes de sécurité actuelle, tout en validant les spécifications y étant définies, et ce, au terme de ce doctorat.

Bien que dans le cadre de mon projet, la stratégie proposée pourra être adaptée à diverses normes internationales (en fonction de leurs spécifications), c'est la norme HQ 60-00-00 qui a servi à fournir des résultats concrets et qui a permis d'exposer une stratégie à ceux qui désireraient l'adapter à leur cadre législatif.

1.3.1 Objectifs spécifiques

Pour ce faire, les trois objectifs spécifiques visant à répondre à cet objectif général se traduisent comme suit.

1. Création d'une base de données au terme de ma première année de recherche
2. Développer une approche probabiliste, basée sur la nouvelle base de données, permettant de traduire l'incertitude sur l'hydrogramme de rupture par submersion probabiliste d'un barrage en remblai, à l'aide de la méthode de Monte-Carlo, au terme de ma deuxième année de recherche.
3. Valider les spécifications de la norme HQ 60-00-00 d'Hydro-Québec et traduire le niveau d'incertitude de l'hydrogramme de rupture par submersion normé, en comparant les résultats obtenus à celui de la norme, à l'aide de cas d'applications, et ce, au terme de ma dernière année de recherche.

Ceux-ci ont ainsi servi à réaliser l'esquisse de la méthodologie présentée au CHAPITRE 3. Avant de les présenter en détail la méthodologie développée dans cette perspective, une revue de la littérature (CHAPITRE 2) permettant de présenter les diverses méthodes numériques existantes et les données de ruptures de barrages historiques disponibles est d'abord présentée de manière à mieux appréhender et situer le champ d'application visé par ce projet ainsi que l'étendue des possibilités de la stratégie proposée.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

Dans cette section, une revue de la littérature est d'abord présentée. Celle-ci vise à :

- Présenter les notions générales nécessaires à la compréhension du modèle probabiliste développé.
- Exposer les approches existantes dans la littérature.
- Recenser les paramètres de brèches de normes de sécurité existantes
- Présenter un bref historique de l'évolution des données historiques de cas ruptures de barrages.

2.1 Définitions générales

Tout comme le titre de cette thèse l'indique, le cadre de cette recherche se limite à la rupture par submersion d'ouvrages en remblai. Une brève description, du type de barrage et du mode de rupture étudiée, est exposée.

2.1.1 Barrages en remblai

Par définition, un barrage en remblai est un ouvrage dont plus de la moitié du volume total est formé de matériaux meubles/granulaires (ICOLD, 2018). La composition d'un barrage varie majoritairement en fonction de la disponibilité des matières premières à proximité du site, d'où la grande variabilité d'ouvrages existants à travers le monde. Sachant que les barrages en remblai sont les premiers ouvrages de contrôle érigés par l'Homme, c'est ce qui explique que 78% des barrages sont des barrages en remblai.

La répartition des types de barrages recensés parmi les 59 071 barrages enregistrés dans la base de données de la Commission Internationale Des Grands Barrages (ICOLD, 2018) est illustrée à la Figure 2.1.

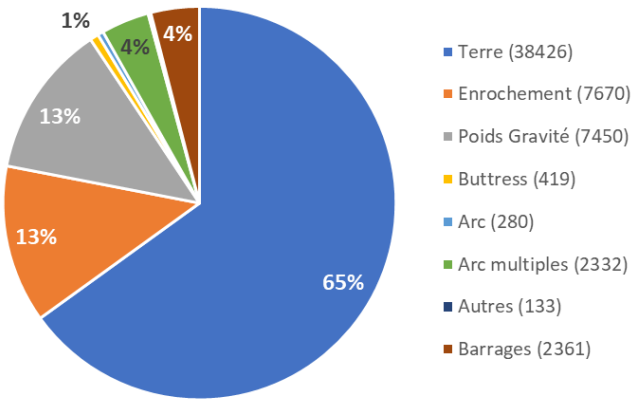


Figure 2.1: Répartition des types de barrages répertoriés dans la base de données du ICOLD (2018)

Au fil des siècles, les bâtisseurs ont su faire évoluer ce type d'ouvrage et raffiner leurs techniques de construction. Celles-ci combinée à la précision de nouvelles technologies ont permis d'ériger des ouvrages en remblai de plus en plus imposant en termes de taille.

À titre indicatif, quelques types de barrages, tirés de Fell et al. (2008), sont présentés à la Figure 2.2 ci-bas.

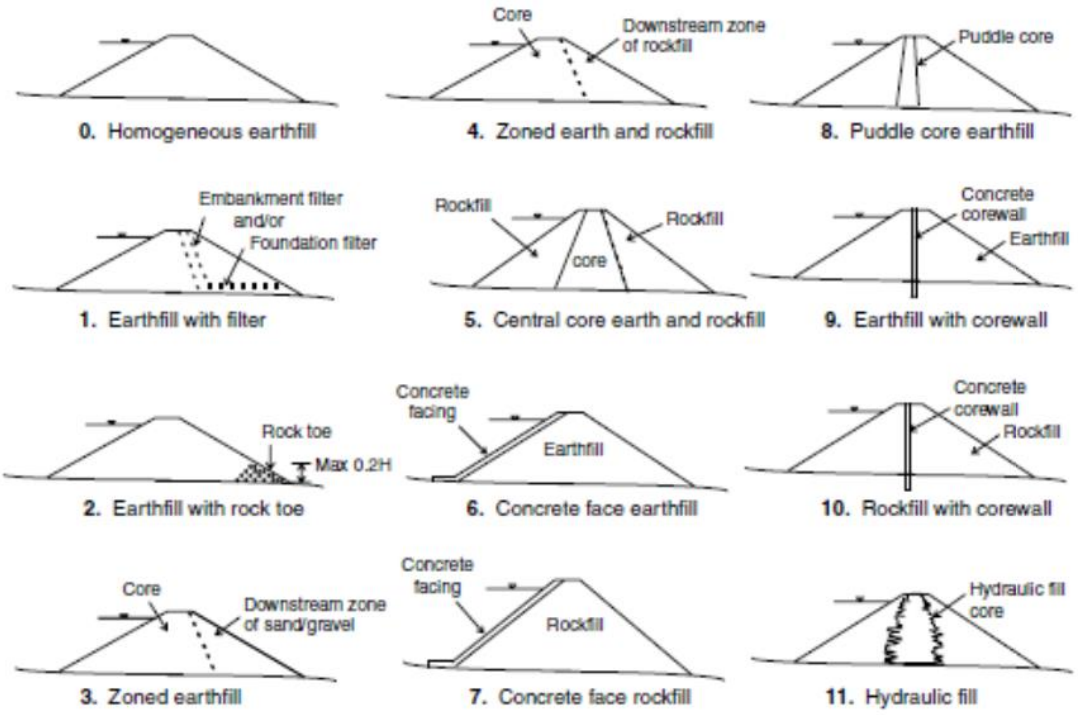


Figure 2.2 : Types de barrages en remblai existants (Fell et al., 2008)

Outre l'évolution de l'expertise en regard au choix des matériaux et aux techniques de mise en place, la variabilité des types d'ouvrages (peu ou pas répertoriée à l'époque) complexifie aujourd'hui l'étude de la sécurité et de rupture des barrages vieillissants, et ce, à travers le monde.

2.1.2 Rupture par submersion

Par définition, une « rupture » de barrage se traduit par le relâchement non contrôlé d'un débit au travers, au-dessus et/ou en-dessous d'un ouvrage de contrôle. Le terme « submersion » et/ou « surverse » employé dans ce document se réfère au cas où l'eau emmagasinée dans le réservoir augmente suffisamment pour que le niveau d'eau dans le réservoir dépasse le niveau de la crête de l'ouvrage. Ce scénario peut survenir dans différentes conditions, tel que suite au passage d'une crue résultant d'un

évènement de pluie, à une mauvaise gestion du réservoir ou à la défaillance d'un ouvrage d'évacuation par exemple. Il en résulte donc un écoulement au-dessus de l'ouvrage qui, dépendamment du scénario, endommage le remblai sur lequel il s'écoule, menant (ou non) à la rupture totale ou partielle de l'ouvrage.

Rappelons que ces ouvrages n'ont pas été conçus pour résister ou subir des submersions et encore moins des submersions répétées, tel que celle de plus en plus probable de survenir dans un contexte de changements climatiques. De ce fait, pour bien comprendre les limites et les défis de modélisation de la rupture de barrage en remblai, il importe de remettre en contexte la complexité du mode de rupture étudié et les limites des connaissances actuelles en fonction du type de barrage.

Tout d'abord, en guise de comparaison pour le cas des barrages en béton, puisque pour la majorité des ouvrages leur rupture complète se produit dans un temps relativement court, c'est pourquoi les normes actuelles qui supposent le temps de rupture comme étant quasi instantané impactent peu sur la fiabilité des résultats obtenus (en considérant les spécifications des normes) lors d'une étude de rupture de l'ouvrage et peuvent aisément être catégorisées en un scénario de rupture.

Dans le cas des barrages en remblai, la prédiction de la formation de la brèche peut difficilement se catégoriser en un seul scénario. La majorité des modèles suppose qu'une fois ce processus entamé il n'y a plus de retour en arrière et la brèche continue à se former jusqu'à atteindre sa forme finale. En réalité, son évolution dépend notamment des apports et des conditions du réservoir. Deux scénarios sont alors envisageables (Marche, 2008) :

1. La surverse n'endommage que le parement aval ne provoquant pas une onde de rupture dévastatrice
2. La surverse entraine une érosion rapide de la paroi aval, qui accélère le débit transitant au travers de la brèche évolutive ainsi formée. L'augmentation du débit de brèche en résultant se traduit par une augmentation du taux d'érosion et qui accélère à son tour le processus de formation de brèche.

Les comportements observés varient également en fonction de la taille du réservoir et de la composition de l'ouvrage (taille des granulats, état de l'ouvrage lors de la submersion, niveau de compaction du remblai, présence d'un noyau d'étanchéité …). La Figure 2.3 suivante, tirée de Degoutte (2012) permet d'illustrer les principes évolutions de la brèche possible en fonction de la composition de l'ouvrage.

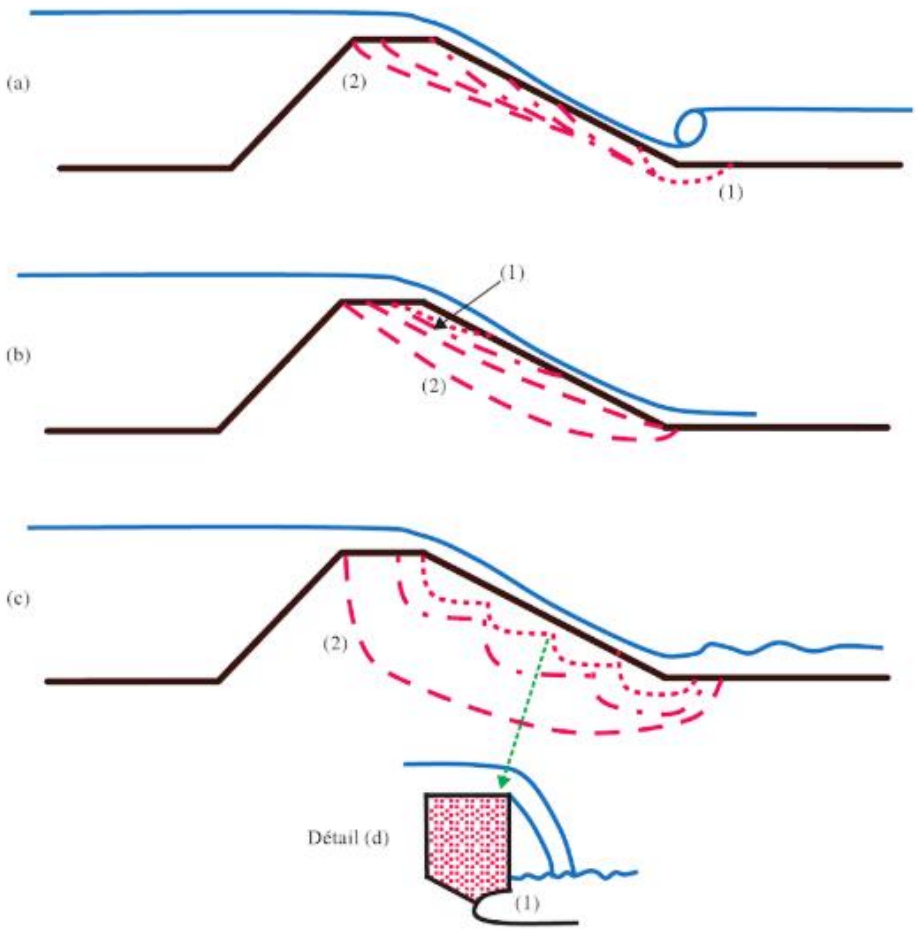


Figure 2.3 : Comparaison du principe de l'érosion par submersion d'un barrage en remblai variant en fonction de la composition de l'ouvrage (a) : Sol pulvérulent et compact ; (b) : Sol pulvérulent lâche ; (c) et (d) sol cohésif (tiré de Degoutte, 2012)

Comme de fait, la Figure 2.3 permet d'identifier les deux principaux processus d'érosion impliqués dans ce mode de rupture. Tout d'abord, l'initiation du processus érosif (identifié par l'indice (1), voir (a) et (b) à la Figure 2.3) évolue progressivement (en remontant ou en descendant, la paroi avale) creusant ainsi un chenal préférentiel d'écoulement et endommageant la paroi aval et la crête de l'ouvrage. En fonction du type de matériau composant l'ouvrage, ce phénomène s'initie donc au pied (ouvrages en terre) ou à la crête (ouvrages en enrochement). Ensuite, l'initiation de la brèche dans l'ouvrage (identifié par l'indice (2) à la Figure 2.3) creuse un chenal dans l'ouvrage, qui augmente ainsi le débit de brèche y transitant ayant pour effet d'augmenter le taux d'érosion, accélérant par le fait même la formation de la brèche au fil du processus.

Les phases d'évolution de la formation de la brèche, impliquées dans ce mode de rupture, sont schématisées à la Figure 2.4 suivante.

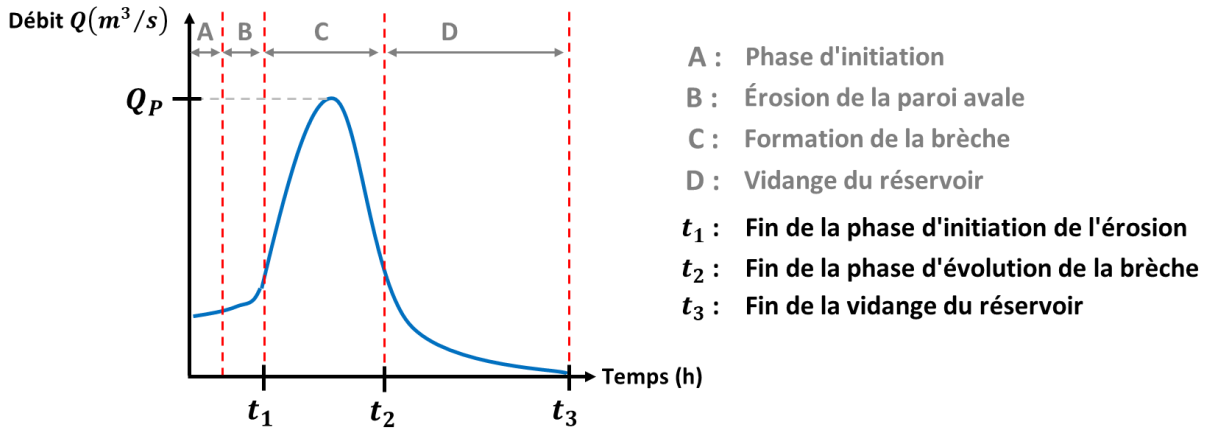


Figure 2.4 : Schématisation des phases de formation de la brèche sur l'hydrogramme de rupture par submersion (adapté de Wahl, 2014)

La phase d'initiation (identifiée par l'indice A et B à la Figure 2.4) se traduit comme la durée durant laquelle l'eau qui s'écoule sur la paroi aval endommage progressivement la crête de l'ouvrage et la paroi aval, mais dont le point de contrôle de l'écoulement se situe toujours dans le réservoir (en amont). Lorsque l'érosion régressive atteint la crête de l'ouvrage, la formation de la brèche s'initie et la seconde phase (identifiée par l'indice C à la Figure 2.4) s'amorce, soit la phase de développement de la brèche. Une fois la brèche « stabilisée », la dernière phase de vidange du réservoir (identifiée par l'indice D à la Figure 2.4) perdure jusqu'à la vidange complète du volume laminage au travers de la brèche finale.

La complexité liée à la prédiction de la formation de la brèche dans ce type d'ouvrage résulte donc de la variété des scénarios de ruptures, qui se traduit donc par un spectre très large influant sur la fiabilité des prédictions ainsi obtenues, et ce malgré les avancés dans ce domaine. Rappelons que c'est la difficulté de prédire avec une fiabilité suffisante la formation de la brèche dans un ouvrage en remblai sur une base physique, qui a favorisé l'utilisation de méthode empirique (basé sur les expériences passées) afin de fournir un cadre normatif aux pratiques (Marche, 2008). Par conséquent, malgré la facilité de leur application, elles ne permettant de pas d'adapter l'évaluation de la rupture aux particularités associées aux différents types de barrages en remblai (voir Figure 2.2). En d'autres mots, il demeure difficile de prédire le scénario de rupture (dimensions de la brèche finale et temps de formation) de ces ouvrages à rupture progressive et variable.

2.2 Modélisations numériques de la rupture par submersion d'un barrage en remblai

La section suivante présente un portrait général des modèles de formation des brèches dans les barrages en terre et en enrochement recensés dans la littérature. Ceux-ci sont classifiés dans ce document sous quatre grandes classes.

1. Les modèles analytiques (physique simplifié)
2. les modèles déterministes ou intégrés (physiques)
3. les modèles paramétriques
4. les modèles de prédiction

Une description de ceux-ci est décrite dans les sous-sections suivantes. Notez l'objectif de cette revue de la littérature est de présenté l'étendue des modèles recensés et à dresser l'historique détaillé de leur publication.

2.2.1 Modèles analytiques (ou physique simplifié)

Les modèles analytiques standardisés tentent d'approximer l'évolution de la formation de la brèche en utilisant des simplifications quant à la forme de la brèche, l'écoulement, le processus d'érosion et les caractéristiques du réservoir. Ils permettent à l'aide de modélisation simplifiée de l'évolution de la brèche de traduire un hydrogramme de rupture. Le débit est à chaque pas de temps calculer en utilisant une équation de déversoir en supposant la profondeur critique à l'entrée. Ces modèles simplifiés de formation de la brèche nécessitent le couplage d'un modèle simplifié d'évolution de la brèche à un modèle de laminage de réservoir et un modèle hydraulique simplifié. Ainsi, en fonction du modèle d'évolution de brèche choisi, une équation (empirique) de seuil, variant en fonction de la forme de brèche, permet ici de traduire la variation du débit de brèche dans le temps. Notez que certains de ces modèles s'appuient sur des équations analytiques visant à traduire les différentes phases d'érosion lors du phénomène de rupture, qui ont quant à elle été obtenues à l'aide d'équations de prédiction obtenues en laboratoire. Les modèles analytiques simplifiés fournissent donc un portrait simplifié des processus impliqués.

2.2.1.1 Modèle simplifié d'évolution de la brèche

Bien qu'il existe une variabilité de modèle d'évolution de brèche analytique, ceux-ci peuvent se résumer comme des équations de seuil épais qui inclue un taux d'érosion linéaire ou variable et qui nécessite de formuler des hypothèses quant aux dimensions de la brèche finale de rupture.

En effet, l'équation simple d'évacuation d'un seuil trapézoïdal épais permet aisément d'obtenir une première estimation du débit de brèche en fonction de la forme finale de brèche de rupture. Celle-ci est dans sa forme la plus générale exprimée comme suit (Marche, 2008).

$$Q_{Brèche}(m^3/s) = c_v \cdot k_s \cdot [1{,}7 \cdot b_1 \cdot (h - h_v)^{1,5} + 1{,}26 \cdot z \cdot (h - h_b)^{2,5}] \qquad \textbf{Équation 2.1}$$

où
- c_v : Correction de vitesse d'approche
- b_i : Largeur instantanée de la base de la brèche
- h : Hauteur d'eau en amont
- h_b : Hauteur du fond de brèche
- z : Pente des parois de brèche
- k_s : Correction de submergence possible

Dans le cas où l'écoulement en aval est négligé (tel que $h_t = 0$), la *correction de submergence possible* (k_s) est alors égale à 1. Dans le cas où la *profondeur d'eau instantanée* (h_t) est modélisé en **aval** de l'ouvrage alors le facteur de *correction de submergence possible* (k_s) est obtenu comme suit :

$$k_s \begin{cases} = 1{,}0 - 27{,}8 \cdot \left[\dfrac{h_t - h_b}{h - h_b} - 0{,}67\right]^3 & \text{Si } \dfrac{h_t - h_b}{h - h_b} > 0{,}67 \\ = 1{,}0 & \text{Si } \dfrac{h_t - h_b}{h - h_b} \leq 0{,}67 \end{cases} \qquad \textbf{Équation 2.2}$$

Le facteur de correction de la vitesse d'approche (c_v) vise à introduire les effets pouvant survenir au droit du seuil et pouvant se traduire par une augmentation des vitesses. Ce facteur varie notamment en fonction de l'épaisseur de la crête de l'ouvrage (représentant le seuil déversoir) et le ratio entre la profondeur d'eau en aval sur la hauteur d'eau en amont. En pratique, il vise en pratique à calibrer l'équation pour un ouvrage donné.

Il existe dans la littérature une variété de modèles de formation de brèche dans les barrages en remblai tentant de reproduire le processus de manière simplifiée, la phase de formation de la brèche de rupture dans le temps, tel que présenté par Froehlich (2008) à la Figure 2.5 et la Figure 2.6 suivantes.

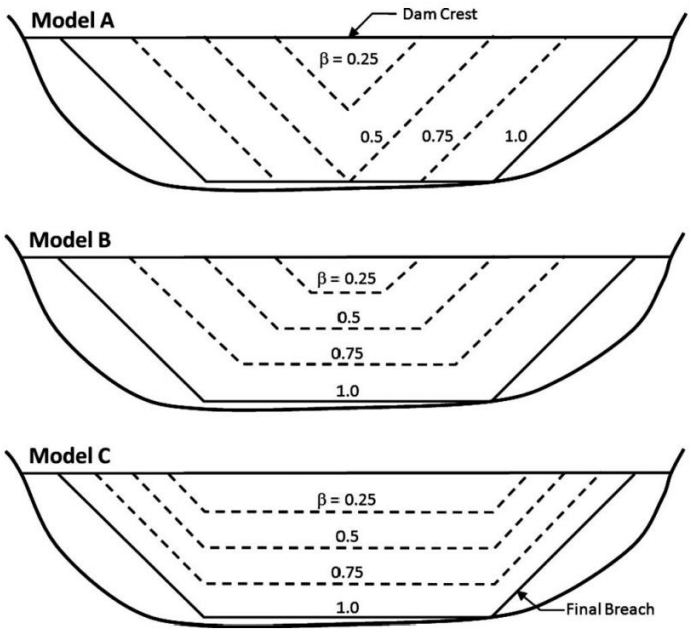


Figure 2.5 : Schématisation de trois modèles de formation de brèche simplifiés tiré de Froehlich(2008)

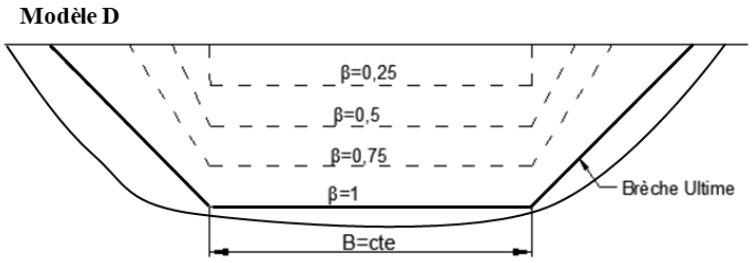


Figure 2.6 : Schématisation d'un modèle de formation de brèche simplifiée adapté de Bennani (2016)

Une description des modèles simplifiés de formation de la brèche de rupture dans les barrages en remblai est résumée ci-bas.

- **Modèle A :** Traduit un facteur de pente constant durant tout le processus d'érosion. La base de brèche (le fond) est supposée nulle jusqu'à ce qu'il atteigne le pied du barrage. Ce n'est que lorsque la hauteur de la brèche est égale à la hauteur du barrage que la largeur à la base de la brèche s'élargit, traduisant une forme de brèche trapézoïdale.
- **Modèle B :** Traduit une pente de la brèche constante et un élargissement du fond de la brèche qui augmente graduellement au fil de l'érosion de l'ouvrage.
- **Modèle C :** Traduit une pente constante de la brèche de rupture et une largeur du fond de la brèche constante au fil de l'érosion de la digue.

- **Modèle D :** Traduit une pente constante de la brèche de rupture et une largeur du fond de la brèche constante au fil de l'érosion de la digue.

Conformément aux observations terrain et expérimentale, le modèle A est jugé comme étant le plus représentatif de la formation de la brèche de rupture dans un barrage en remblai (Froehlich, 2008) puisqu'il tend à traduire le processus évolutif des phases de formation de la brèche dans un barrage en remblai et non uniquement la forme finale de cette dernière. Soulignons qu'il existe également dans la littérature des formulations faisant référence à une brèche parabolique tel que le modèle de Harris and Wagner (1967) via le modèle BRDAM de Brown and Rogers (1981) ainsi que le modèle de Taher-Shamsi et al. (2004) développé dans le même ordre d'idée, mais traduisant une meilleure corrélation du facteur de forme.

En ce qui concerne l'évolution de la brèche au fil de l'érosion de l'ouvrage en remblai, Froehlich(2008) introduit le paramètre β permettant de traduire deux types de progression par la formulation suivante.

$$\beta = \begin{cases} \dfrac{t}{t_f}\ progression\ linéaire \\ \dfrac{1}{2} \cdot \left\{1 + \sin\left[\pi \cdot \left(\dfrac{t}{t_f} - \dfrac{1}{2}\right)\right]\right\}\ progression\ de\ type\ onde\ sinusoîdale \end{cases} \qquad \textbf{Équation 2.3}$$

La progression linéaire est la plus simple et dépend du temps de la simulation sur la durée de la simulation. La seconde de type onde sinusoïdale permet de traduire la rupture en trois vitesses. En effet, la progression sinusoïdale traduit donc une progression lente au départ, puis elle accélère avec une tendance linéaire et puis ralentit lorsque la brèche se rapproche des dimensions finales. Wahl (2014) et Froehlich(2008) soulignent que le choix de la méthode de développement dépend du type d'ouvrage étudié. Conformément au processus de progression de la brèche choisi (β), la largeur instantanée du top de la brèche est estimée comme suit.

$$b_{ti} = \beta \cdot (B_t - B_{t0}) + B_{t0} \qquad \textbf{Équation 2.4}$$

La hauteur de la brèche instantanée h_i, mesuré verticalement vers le bas à partir de l'élévation de la crête initiale, est estimé comme suit.

$$h_i = \begin{cases} min\left\{\dfrac{b_{ti}}{2 \cdot z}, H_b\right\}\ pour\ le\ modèle\ A \\ \beta \cdot H_b\ pour\ le\ modèle\ B, C\ et\ D \end{cases} \qquad \textbf{Équation 2.5}$$

2.2.1.2 Résumé des modèles physiques simplifiés recensés dans la littérature

La section suivante résume les différents modèles physiques simplifiés recensés dans la littérature. Ce résumé inclut les modèles analytique et paramétrique d'évolution de brèche. Pour chaque modèle la morphologie d'évolution de la brèche de rupture, les fondements hydrauliques permettant l'obtention de l'hydrogramme de rupture, les équations de transport de sédiments, l'algorithme de résolution ainsi que les particularités des modèles sont résumés au Tableau 2.1 suivant.

Tableau 2.1 : Résumé des modèles physiques simplifiés disponibles dans la littérature adaptée de Altinakar et al. (2011) et Mahdi (2020)

Modèle	Morphologie de la brèche		Fondement hydraulique	Équation de transport de sédiments	Méthode de résolution / Solution Algorithme	Remarques
	Section transversale	Profil longitudinal				
Singh and Scarlatos (1988)	Triangulaire, trapézoïdale et rectangulaire avec angles des berges fixés	N/A	Déversoir à seuil mince Équation de conservation de la masse	Fonction du taux d'érosion en fonction de la vitesse d'écoulement / d'un coefficient d'érosion Fonction de la contrainte de cisaillement du lit	Analytique linéaire ou non linéaire	Courbe d'emmagasinement du réservoir Seul le débit de brèche est pris en compte
Rezov (2003)	Rectangulaire	Équation d'Exner	Déversoir à seuil épais	Fonction de la vitesse d'écoulement et de la profondeur d'eau	Analytique linéaire ou non linéaire	Courbe d'emmagasinement du réservoir
Franca and Almeida (2004)	Forme de la brèche pouvant être définie à l'aide d'expérimentation	N/A	Déversoir à seuil épais	Fonction de la vitesse d'écoulement	Analytique linéaire ou non linéaire	Courbe d'emmagasinement du réservoir Développé pour les barrages en enrochement (rockfill)

Tableau 2.1 : Résumé des modèles physiques simplifiés disponibles dans la littérature adaptée de Altinakar et al. (2011) et Mahdi (2020) (Suite)

Modèle	Morphologie de la brèche		Fondement hydraulique	Équation de transport de sédiments	Méthode de résolution / Solution Algorithme	Remarques
	Section transversale	Profil longitudinal				
Macchione (2008); Macchione and Rino (2008)	Triangulaire et trapézoïdale	N/A	Déversoir à seuil épais	Fonction de la contrainte de cisaillement du lit	Analytique linéaire ou non linéaire	Courbe d'emmagasinement du réservoir
Cristofano (1965)	Trapézoïdale avec une largeur constante à la base Pentes transversales du canal de brèche déterminées par un angle au repos	Pente longitudinale du canal de brèche égale à l'angle de frottement interne du matériau Constante de pente d/s	Déversoir à seuil mince	Équation de Christofano	Itérative	Pas d'effondrement latéral Sans submersion à l'aval
BRDAM Brown and Rodgers (1981) adapté de Harris and Wagner (1967)	Forme parabolique constante	N/A	Déversoir à seuil épais pour rupture par submersion Équation d'orifice pour rupture par érosion interne	Équation de charriage de Schoklitsch	Numérique	Pas de submersion en aval Pas d'effondrement latéral Paramètres : • Taille des grains • Déversement en crête • Dimensions de la crête
Ponce and Tsivoglou (1981)	Relation entre la largeur en crête et le débit	Équation d'Exner Coefficient de Manning	Équations de Saint-Venant 1D non permanent	Équation de Meyer-Peter and Mueller	Schéma de Preismann implicite	Pas d'effondrement latéral
Lou (1981)	Section optimale la plus stable	Équation d'Exner Coefficient de Manning	Équations de Saint-Venant 1D non permanent	Équation de DuBoys et Einstein	Schéma de Preismann implicite	Pas d'effondrement latéral

Tableau 2.1 : Résumé des modèles physiques simplifiés disponibles dans la littérature adaptée de Altinakar et al. (2011) et Mahdi (2020) (Suite)

Modèle	Morphologie de la brèche		Fondement hydraulique	Équation de transport de sédiments	Méthode de résolution / Solution Algorithme	Remarques
	Section transversale	Profil longitudinal				
Nogueira (1984)	Détermine par la contrainte effective	Équation d'Exner	Équations de Saint-Venant 1D non permanent	Équation de Meyer-Peter and Mueller	Schéma de Preismann implicite	Pas d'effondrement latéral
DAMBRK Fread (1984) similaire à celui utilisé par HEC-RAS	Trapézoïdale, triangulaire ou rectangulaire	Pente longitudinale du canal de brèche égale à l'angle de frottement interne du matériau Constante de pente d/s	Déversoir à seuil épais	Taux d'érosion linéaire	Numérique procédure itérative	Pas d'effondrement latéral Paramètres : • Temps de formation de la brèche • Taille de la brèche • Géométrie finale de la brèche
BEED Singh and Scarlatos (1985)	Trapézoïdale ou rectangulaire	Pente longitudinale du canal de brèche égale à l'angle de frottement interne du matériau Constante de pente d/s	Déversoir à paroi épaisse Équation de conservation de la masse Laminage par la méthode de Muskingum	Équation de charriage d'Einstein-Brown	Numérique procédure itérative	Effets avec ou sans submersion en aval Effondrement latéral limité à la théorie de Chugayev Paramètre : • Paramètre de Shields
Extension de BEED Singh and Scarlatos (1987)	Trapézoïdale ou rectangulaire	Canal de brèche et géométrie de la brèche	Déversoir à paroi épaisse Équation de conservation de la masse Laminage par la méthode de Muskingum	Équation de charriage d'Einstein-Brown et de Meyer-Peter and Muller	Numérique procédure itérative	Effets avec ou sans submersion en aval Effondrement latéral limité à la théorie de Chugayev Paramètres : • Coefficient de débit • Coefficient de Chézy

Tableau 2.1 : Résumé des modèles physiques simplifiés disponibles dans la littérature adaptée de Altinakar et al. (2011) et Mahdi (2020) (Suite)

Modèle	Morphologie de la brèche		Fondement hydraulique	Équation de transport de sédiments	Méthode de résolution / Solution Algorithme	Remarques
	Section transversale	Profil longitudinal				
EMBANK Chen and Anderson (1986)	Érosion en couches horizontales Largeur de la brèche indéterminée	N/A	Déversoir à paroi épaisse Profil des vitesses	Équation de DuBoys Formules de laboratoire Diagramme de Shields	Itérative nomogrammes	Effets avec ou sans submersion en aval Pas de conservation de la masse Développé pour les digues routières Paramètres : • Contrainte de cisaillement critique • Indice de plasticité • Épaisseur de couches
NWS BREACH Fread (1988)	Rectangulaire passant à trapézoïdale	Pente longitudinale du canal de brèche égale à l'angle de frottement interne du matériau Constante de pente d/s	Déversoir à paroi épaisse pour rupture par submersion Équation d'orifice pour rupture par érosion interne	Équations de charriage de Meyer-Peter and Muller modifié par Smart Équation de DuBoys	Numérique procédure itérative	Effets de submersion en aval Effondrement latéral Paramètres : • Contrainte de cisaillement critique • Taille des grains • Angle de frottement interne
FLDWAY Fread (1991)	Rectangulaire passant à trapézoïdale Parabolique	Pente longitudinale du canal de brèche égale à l'angle de frottement interne du matériau Constante de pente d/s	Déversoir à paroi épaisse pour rupture par submersion Équation d'orifice pour rupture par érosion interne	Équations de charriage de Meyer-Peter and Muller modifié par Smart Équation de DuBoys	Numérique procédure itérative	Remplacement du NWS BREACH

Tableau 2.1 : Résumé des modèles physiques simplifiés disponibles dans la littérature adaptée de Altinakar et al. (2011) et Mahdi (2020) (Suite)

Modèle	Morphologie de la brèche		Fondement hydraulique	Équation de transport de sédiments	Méthode de résolution / Solution Algorithme	Remarques
	Section transversale	Profil longitudinal				
DEICH_A Broich (1997) Broich (1998)	Trapézoïdale	Canal de brèche horizontal continu	Déversoir à paroi épaisse	Équations de charriage de Meyer-Peter and Muller Approche de Ponce	Canal analytique	
EROBAR Zerrouk et Marche (2004)	Aucune hypothèse	Profil longitudinal variable en fonction du taux d'érosion	Processus de formation en deux étapes, la première étape qui traite de l'hydraulique de l'écoulement, de l'érosion verticale et de l'évolution longitudinale du profil du barrage. La deuxième étape introduit l'élargissement de la brèche en se basant sur l'instabilité des jours de la brèche. Conditions de ressaut considérant l'effet de l'eau d'aval à l'aide des équations et figures développées par Bradley (1973) Mode d'écoulement déterminé à partir de l'abaque de Kindsvater (1964)	Contrainte de cisaillement de l'exercée Taux d'érosion en se basant sur le taux de de transport de sédiments pour les différents types de sols utilisés	Numérique procédure itérative Schéma de Newton-Raphson	Effets de submersion en aval Effondrement latéral Stabilité du profil longitudinal Développé pour sur plusieurs barrages en terre homogènes avec ou sans protection et sur des digues zonées

Tableau 2.1 : Résumé des modèles physiques simplifiés disponibles dans la littérature adaptée de Altinakar et al. (2011) et Mahdi (2020) (Suite)

Modèle	Morphologie de la brèche		Fondement hydraulique	Équation de transport de sédiments	Méthode de résolution / Solution Algorithme	Remarques
	Section transversale	Profil longitudinal				
BRES Visser (1998) Zhu et al. (2006)	Trapézoïdale	Pente longitudinale du canal variable égale à l'angle de frottement interne du matériau Constante de pente d/s	Déversoir à paroi épaisse	Plusieurs équations pour les sols non cohésifs et cohésifs	Numérique procédure itérative	Effondrement latéral Développé pour les digues en mer (Sea dike)
HR BREACH Mohamed et al. (2002) Morris et al. (2009a)	Forme trapézoïdale variable Stabilité latérale et longitudinale considérée (Simplifiée)	Soil erosion/wasting	Déversoir à paroi épaisse	Équations de transport solide ou expressions d'érosion	Numérique Différences finies pour l'équation d'Exner	Prends en compte l'effet du rip-rap et les ruptures par érosion interne Paramètres dans les équations de transport Caractéristiques des sols pour les analyses de stabilité Option pour des analyses incertitudes sur les matériaux à la ''analyse de Monte-Carlo
Kraus ans Hayashi (2005)	Rectangulaire	Canal de brèche horizontal continu	Équation de Keulegan 1D	Formule empirique pour des sédiments côtiers	Numérique procédure itérative	Développé pour des ruptures de barrage côtier
FIREBIRD Wang et Kahawita (2002) Wang et al. (2006)	Forme trapézoïdale variable Stabilité latérale est considérée (simplifiée)	Équation d'Exner	Équations de Saint-Venant	Équations de transport solide ou expressions d'érosion	Numérique Différences finies	Testé sur des données du projet IMPACT en Norvège et deux prototypes
D'Eliso (2007)	Rectangulaire ou trapézoïdale	Développement et migration du headcut	Équation de Bernouilli	Équations d'érosion et de l'avancement du headcut	Numérique procédure itérative	Développé pour des digues composites en mer

Tableau 2.1 : Résumé des modèles physiques simplifiés disponibles dans la littérature adaptée de Altinakar et al. (2011) et Mahdi (2020) (Suite)

Modèle	Morphologie de la brèche		Fondement hydraulique	Équation de transport de sédiments	Méthode de résolution / Solution Algorithme	Remarques
	Section transversale	Profil longitudinal				
WinDAM / SIMBA Hanson et al. (2005) Temple t al. (2005) Hanson et al. (2010)	Rectangulaire ou trapézoïdale	Développement et migration du headcut	Déversoir à paroi épaisse	Relations paramétriques pour l'avancement du headcut Érosion du fond et latérale	Numérique procédure itérative	Développé sur la base d'expériences sur des digues en laboratoire et sur le terrain Paramètres : • Coefficient d'érodabilité Kd • Coefficient de compaction du col C
Wu et al. (2009)	Rectangulaire ou trapézoïdale	Pente variable et érosion en crête	Déversoir à paroi épaisse pour rupture par submersion Équation d'orifice pour rupture par érosion interne	Équation de transport nonequilibrium, pour les sols non cohésif et cohésif, et d'avancement du headcut	Numérique procédure itérative	Effets de submersion en aval
Riha and Danecek (2000)	Rectangulaire ou triangulaire		Équation de déversoir	Équation paramétrique avec calcul analytique	Solution analytique pour le débit de brèche et le niveau du réservoir	Calibré avec des tests en laboratoire Paramètres : • Constantes et exposants dans les équations du déversoir et de transport solide
Paquier et al. (1998)	Rectangulaire, trapézoïdale ou circulaire (pour érosion interne)			Équations de charriage de Meyer-Peter and Muller	Numérique	Modèle numérique 1D Paramètres requis pour la formule traitant le transport des sédiments

Tableau 2.1 : Résumé des modèles physiques simplifiés disponibles dans la littérature adaptée de Altinakar et al. (2011) et Mahdi (2020) (Suite)

Modèle	Morphologie de la brèche		Fondement hydraulique	Équation de transport de sédiments	Méthode de résolution / Solution Algorithme	Remarques
	Section transversale	Profil longitudinal				
2DH Gonzalez (2017)	Aucune	Aucune	Équation de Saint-Venant	Équation de continuité	Semi-implicite	Utilise HEC-RAS 5.0
Zhong, Chen et Deng (2017)	Aucune hypothèse	Équation d'Exner 1D Développement et migration du headcut	Déversoir à paroi épaisse	Relations paramétriques pour l'avancement du headcut Érosion du fond et latérale	Numérique procédure itérative	Développé sur la base d'expériences sur des digues cohésive en laboratoire

Dans cette perspective de compréhension de l'évolution de la formation de la brèche de rupture dans un barrage en remblai soulignons qu'un large effort international a été réalisé par l'entremise d'une variété de programmes visant la réalisé des essais de Laboratoire a petite ou grande échelle. Altinakar et al. (2011) fournissent un historique de 37 différents programmes / organisations internationales localisées aux États-Unis, au Canada, en Chine, au Royaume-Uni, en Suisse, au Portugal, en Russie, en Thaïlande, en Afrique du Sud , au Japon, en Allemagne et en Italy. Au total plus de 726 essais expérimentaux en laboratoire ou à grande échelle ont été réalisés par les diverses organisations dans cette perspective entre 1961 et 2011. Ces programmes de recherches qui ont d'ailleurs permis l'élaboration et le développement de modèle numérique permettant de modéliser la formation progressive de l'évolution de la brèche de rupture dans des barrages en remblai non plus uniquement à l'aide de modèle simplifié, mais à aide de modèle hydrodynamique et hydrosédimentaire permettant d'inclure les propriétés de l'ouvrage, la non-uniformité de l'écoulement , la non-permanence et l'interaction entre le sol et l'eau des modèles déterministes. Cette compréhension s'ajoute ainsi aux données historiques de ruptures qui ne permettent généralement que de tenter de « reconstruire » la catastrophe et de fournir les dimensions finales et la géométrie de la brèche de rupture.

2.2.2 Modèles déterministes (ou intégrés)

Les modèles intégrés visent quant à eux à traduire l'hydrogramme de rupture par submersion des barrages en remblai, en approximant numériquement les divers processus physiques impliqués. Ils s'appuient donc sur les principes de l'hydraulique fluviale (équations hydrodynamiques), du transport des sédiments (équations de transports solides) et de la mécanique des sols (caractéristiques géotechniques et analyses de stabilité des berges) pour traduire l'hydrogramme de rupture. Les modèles recensés dans la littérature se distinguent par leur niveau de précision, tel que présenté ci-dessous.

- Une équation de seuil est utilisée afin de modéliser la brèche de rupture, l'évolution de la brèche s'appuie sur l'équilibre des forces d'écoulement à celle du frottement appliqué sur la surface de rupture (aux contraintes appliquées).
- Les modèles traduisent la formation de la brèche conformément aux équations hydro-sédimendaires (hydrodynamique et transport des sédiments) traduisant les trois principales phases d'évolution du phénomène. L'ouvrage est ainsi modélisé à l'aide d'un canal érodable, permettant de traduire

l'érosion de la paroi aval de l'ouvrage, en supposant un régime quasi permanent (hydrogramme en escaliers) et un régime non uniforme.

- La formation de la brèche, en termes de forme et d'évolution temporelle, est modélisée en représentant l'ouvrage à l'aide d'un canal érodable. Ces modèles résolvant les équations de Saint-Venant considèrent donc la non-permanence de l'écoulement et nécessitent l'utilisation de schéma numérique afin d'approximer les conditions d'écoulement.

Le phénomène physique impliqué, lors de la rupture par submersion, est l'érosion progressive du barrage en remblai menant ultimement à la formation de la brèche de rupture finale. En regard aux connaissances actuelles dans les divers domaines impliqués dans ce mode de rupture, notamment en transport des sédiments et à la puissance des outils de calculs, il est encore aujourd'hui impossible de modéliser tous les processus physiques impliqués, et par le fait même, de prédire avec précision cet hydrogramme de rupture. Soulignons néanmoins la contribution du projet IMPACT, datant de 2004, résultant d'une collaboration internationale (incluant Hydro-Québec), ayant contribué à enrichir et financer cette branche de la recherche déterministe dans le domaine de la sécurité hydraulique des barrages.

2.2.2.1 Modèles déterministes recensés

En ce qui a trait aux modèles déterministes recensés dans la littérature, il importe de souligner que plusieurs modèles listés dans cette sous-section sont les versions améliorées des précédentes. De manière générale, leur évolution traduit un niveau de détails plus précis et qui ont donc évolué en fonction des techniques de calcul qui ont vu le jour et de la puissance de calculs qui a également rapidement progressé au fil des années. Une fois de plus, la distinction entre les diverses familles de modèles disponibles dans la littérature réside principalement dans leur niveau de définition. Les modèles déterministes ont été recensés et sont listés au Tableau 2.2. Notez que les différents modèles déterministes développés ont également été comparés par différents auteurs, tels que Mohamed (2001), Zerrouk et Marche (2001) et Zhong et al. (2016).

Tableau 2.2 : Résumé des modèles physiques simplifiés disponibles dans la littérature adaptée de Mahdi (2020)

Modèle	Morphologie de la brèche	Fondement hydraulique	Équation de transport de sédiments	Méthode de résolution / Solution Algorithme	Remarques
Tingsanchali and Hoai (1993)	Solution de l'équation d'Exner	Solution de l'équation d'Exner Équation du déversoir	Équation de charriage de Mayer-Peter and Muller	Numérique, hybride	Paramètres de débit et de l'équation de transport solide
Tingsanchali and Chinnarasri (2001)	Équation de Exner	Équation de Saint-Venant 1D	Équation de charriage de Mayer-Peter and Muller et autres	Numérique 1D Schéma de Maccormack Différence finie	Calibré avec des expérimentations, validé avec des observations terrain Paramétrisation de la rugosité et de l'équation de transport solide Pas d'effondrement latéral Stabilité longitudinale de la pente
DEICH_N1 (1D) et DEICH_N2 (2D) Broich (1997) Broich (1998)	Évolution continue utilisant la forme 2D de l'équation d'Exner	Équations de Saint-Venant Schéma de Beam and Warming Schéma de Nujic	9 équations disponibles	Numérique	Modèle numérique 2D Paramétrisation de l'équation de transport solide

Tableau 2.2 : Résumé des modèles physiques simplifiés disponibles dans la littérature adaptée de Mahdi (2020) (Suite)

Modèle	Morphologie de la brèche	Fondement hydraulique	Équation de transport de sédiments	Méthode de résolution / Solution Algorithme	Remarques
ERODE1 ERODE2 Marche et Fuamba (2002)	Aucune hypothèse	Équation de l'énergie Débit constant par paliers Basé sur le modèle GSTAR de Yang et al. (2000)	Non cohésifs (choix de 14 équations) et cohésif Formulation basée sur les tubes de courant Différentes couches de sédiments	Écoulement quasi permanent Approche découplée Numérique, différences finies pour l'équation d'Exner	Tests limités aux données du projet IMPACT en Norvège et un en laboratoire Paramétrisation des équations de transport solide
ERODE3 ERODE4 Marche et Fuamba (2006)	Aucune hypothèse Analyse de stabilité des rives de la brèche, de son canal et longitudinale par la méthode de Bishop	Équation de l'énergie Débit constant par paliers Basé sur le modèle GSTAR de Yang et al. (2000)	Non cohésifs (choix de 14 équations) et cohésif Formulation basée sur les tubes de courant Différentes couches de sédiments	Écoulement quasi permanent Approche découplée Numérique, différences finies pour l'équation d'Exner	Tests limités aux données du projet IMPACT en Norvège et un en laboratoire Paramétrisation de l'équation de transport solide Caractéristiques des sols pour les analyses de stabilité
DAVE_F Froehlich (2004)	Aucune hypothèse	Équations de Saint-Venant et d'Exner	Équation d'érosion de WEPP (USDA)	Numérique 2D Solveurs Riemann	Validé sur les tests norvégiens in situ Paramétrisation de l'équation d'érosion
Wang and Bowles (2006)	Aucune hypothèse Clear-water scour	Équations de Saint-Venant 2D	Équations de transport de Smart et du taux d'érosion de Chen and Anderson	Numérique TVD 1D (Solveur de Riemann)	Non cohésif testé sur des données de laboratoire et de terrains Paramétrisation des équations de transport solide ou d'érosion Stabilité de la pente 3D
Wang and Bowles (2007)	Aucune hypothèse	Équations de Saint-Venant 1D	Équation du taux d'érosion	Numérique TVD 1D (Solveur de Riemann)	Testé sur des données de laboratoire et de terrains Paramétrisation de l'équation d'érosion
Faeh (2007)	Équation d'Exner 2D	Équations de Saint-Venant 2D	Formules pour le transport par charriage et par suspension	Volume finie (Roe and HLL) non-couplé	Pour les digues non cohésives Stabilité latérale et longitudinale

Tableau 2.2 : Résumé des modèles physiques simplifiés disponibles dans la littérature adaptée de Mahdi (2020) (Suite)

Modèle	Morphologie de la brèche	Fondement hydraulique	Équation de transport de sédiments	Méthode de résolution / Solution Algorithme	Remarques
Wang et al. (2008) (3D)	Équation 2D de transport des sédiments nonequilibrium	Équations de Saint-Venant 2D	Formules pour le transport par charriage	Volume fini (Roe and HLL) couplé	Sols non cohésifs Stabilité latérale et longitudinale
Roelvink et al. (2009)	Équation 2D de transport des sédiments nonequilibrium	Équations de Saint-Venant 2D avec action des vagues	Formule de Soulsby	Différence finie 2D non-couplé	Dune et barrière non cohésive Avalanche de lit
DLBreach Wu and Wang (2007) Wu (2010) Wu (2013)	1D/2D transport des sédiments nonequilibrium	Équations de Saint-Venant généralisé	Formule de charge totale de Wu et al.	1D/2D volume fini (HLL) schéma, couplé	Barrage et digue non cohésive Érosion latérale et stabilité des pentes (angle au repos)
Cao et al. (2011)	Équation 2D de transport des sédiments nonequilibrium	Équations de Saint-Venant généralisé	Formule de charriage de Mayer-Peter and Muller	Volume fini HLL schéma, couplé	Barrage naturel Stabilité des pentes (angle au repos)
Jantzen, Marche et Mahdi (2013)	Aucune hypothèse Analyse de stabilité des rives de la brèche, de son canal	Équation de l'énergie Débit constant par paliers Basé sur le modèle GSTAR de Yang et al. (2000)	Méthode du Multiple Wedge Analysis développé par l'U.S. Army Corps of Engineers (1995)	Écoulement quasi permanent Approche découplée	Permet d'inclure l'utilisation d'un noyau en béton comme élément d'étanchéité

2.2.3 Modèles paramétriques

Ensuite, il existe dans la littérature deux catégories de modèles paramétriques, servant à prédire le débit de pointe et/ou les paramètres de brèches, une description des modèles empiriques, tandis que la seconde les modèles semi-analytiques. Ceux-ci sont décrits dans les sous-sections suivantes.

2.2.3.1 Modèles empiriques

La section suivante présente une description et un portrait des modèles empiriques, servant à prédire le débit de pointe et/ou les paramètres de brèches, existant dans la littérature. Soulignons que ceux-ci ne permettent pas de traduire l'hydrogramme de rupture d'un ouvrage donné, mais permettent d'estimer les paramètres de brèche lors d'une analyse préliminaire par exemple.

Les modèles empiriques sont nombreux dans la littérature et s'appuient sur des ruptures historiques pour définir les paramètres de brèches ainsi que l'hydrogramme de rupture renvoyée par ceux-ci. Ceci s'explique notamment en regard aux limites des connaissances et à la complexité entourant la traduction de l'évolution de la formation de la brèche dans un barrage en remblai. Des équations empiriques de tout genre ont ainsi été proposées, allant des modèles de régressions simples (soit linéaire, curviligne) aux modèles à variables multiples et ont été discutés par de nombreux auteurs, tel que Wahl (2004), Ponce (2010), Froehlich (2016a) et Wang et al. (2018).

La mise en place de ces modèles empiriques a ainsi nécessité l'utilisation de modèle mathématique de régression servant à prédire une relation entre le débit de pointe et les propriétés de l'ouvrage, et ce, à l'aide des ruptures historiques recensées. La variété de modèles existants dans la littérature varie ainsi non seulement en fonction des variables sur lesquelles se fondent ces relations, mais également sur le nombre de cas de ruptures historiques recensés. C'est notamment ce qui explique que les modèles, proposés entre 1977 à 2018, suivent l'évolution que l'historique de publication des bases de données admises par la communauté et dont les plus récentes versions ont été publiées par Froehlich (2016a,b).

2.2.3.2 Modèle semi-empirique

Les modèles semi-empiriques ont quant à eux été développés en se basant sur la modélisation du laminage du réservoir, soit en appliquant l'équation de continuité au réservoir à l'étude. Il permet de traduire l'hydrogramme de rupture en se basant sur des relations empiriques des paramètres de brèches. Contrairement aux modèles analytiques standardisés, ce sont des relations empiriques qui dictent l'évolution de la formation de la brèche (déduite à partir de ruptures historiques et non d'un modèle conceptuel simplifié).

Dans l'ensemble ces deux types de modèles ont la principale lacune d'être dépendants de la base de données disponible pour établir les relations empiriques, soit le recensement des ruptures par surverse historique de barrages en remblai. Elles fournissent des équations simples d'application aux gestionnaires de barrages, qui sont généralement utilisées dans un cadre normatif/législatif ou en phase d'études préliminaires.

2.2.3.3 Modèles empiriques et semi-empiriques (ou paramétriques) recensés

Il existe dans la littérature différentes équations empiriques et semi-analytiques permettant de traduire les dimensions de la brèche de rupture finale, le temps de formation de la brèche et le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture. Leurs formulations varient en fonction des modèles proposés, qui ont été développés afin de traduire les propriétés de l'ouvrage à l'étude et/ou du réservoir et/ou des paramètres de la rupture, et qui sont tous (encore une fois) basés sur les ruptures historiques recensées lors de leur formulation.

Il existe dans la littérature plusieurs modèles empiriques servant à prédire le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture, mais également une variabilité de paramètres de rupture ou de paramètres hydrauliques. Les plus connus sont notamment celui de Kirkpatrick (1977), SCS (1981), Hagen (1982), USBR (1982), Ponce (1982), Singh et Snorrason (1984), MacDonald and Langridge-Monopolis (1984), SCS (1985), Costa (1985), Evans (1986), Froehlich (1995), Webby (1996), Walder et O'Connor (1997), Pierce (2008), Macchione (2008), Macchione et Rino (2008), Xu et Zhang (2009), Hooshyaripor et al. (2014), De Lorenzo et Macchione (2014), Azimi et al. (2015), Froehlich (2016a), Wang et al. (2016), Wang et al. (2018) et plus récemment celui de Zhong et al. (2020). À titre d'exemple de variabilité des modèles empiriques existant noté que

Ponce (1982) et plus récemment Taher-Shami et al. (2004) formulent des équations empiriques permettant d'estimer le nombre de Froude à l'aide du débit de pointe et d'un facteur de forme (S_F) reliant la largeur au sommet de la brèche (W_b), la largeur du barrage (W_d), la hauteur maximale du barrage (H_d) et la profondeur maximale de la brèche (D_b).

Un résumé permettant de suivre l'évolution des modèles empiriques formulées pour les débits de pointe de l'hydrogramme de rupture est présenté dans le Tableau 2.3. Concrètement l'évolution de la paramétrisation des équations évolue au fil des ans en fonction de la méthode de régression à une ou plusieurs variables, du mode de rupture considéré lors des analyses de régressions, du type de barrages considérés, du jeu de données historiques qui a évolué au fil des ans, des techniques mathématiques laissant place progressivement aux modèles de prédiction.

Tableau 2.3 : Résumé et revues des modèles empiriques recensés dans la littérature

Modèle empirique	**Description**	**Équation(s)**
Kirkpatrick (1977a, 1977b)	Formule empirique résulte d'une analyse de 38 données historiques de rupture de barrages. Utilise des graphiques logarithmiques du pic de l'hydrogramme de rupture Q en fonction de la hauteur de barrage (H) pour une rupture par submersion (ou la profondeur d'eau dans le réservoir pour une rupture sans submersion afin de traduire une équation empirique).	Recensé par Froehlich (2016a) et Wahl (2004).
Hagen (1982)	Formule une équation permettant de relier une variable représentant le produit en la capacité d'emmagasinement du réservoir et la hauteur du barrage ($S*h_d$) et le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture.	Adapté de la base de données de Kirkpatrick (1977). Recensé par Walh (2004).
Bureau of Reclamation (USBR, 1982)	Fondé sur une analyse de régression de 38 cas de rupture de barrage une équation empirique permettant de relier le débit de pointe de l'hydrogramme à la hauteur d'eau au-dessus du fond de la brèche (h_W) est formulée.	Adapté de la base de données de Kirkpatrick (1977). Recensé par Wahl (2004).
Singh and Snorrasou (1984)	Fondé sur une analyse de régression de 38 cas de rupture de barrage une équation empirique permettant de relier le débit de pointe de l'hydrogramme à la hauteur d'eau au-dessus du fond de la brèche (h_W) est formulée. Fondé sur une analyse de régression de 35 cas de rupture de barrage une équation empirique permettant de relier le débit de pointe de l'hydrogramme à la capacité du réservoir (S) est formulée.	Adapté de la base de données de Kirkpatrick (1977). Recensé par Wahl (2004).

Tableau 2.3 : Résumé et revues des modèles empiriques recensés dans la littérature (Suite)

Modèle empirique	Description	Équation(s)
MacDonald et Langridge-Monopolis (1984)	Sur la base d'un nouveau paramètre baptisé « Breach Formation Factor (BFF) », soit le produit entre volume d'eau de la crèche et la différence d'altitude entre la le haut du réservoir et le pied (V_w*h), jugé assez cohérent pour prédire le volume de rupture et traduisant un minimum de distorsion dans les données, ils ont développé des relations graphiques permettant de prédire en fonction du BFF : • Le volume de matière arrachée • Le temps de rupture en fonction de la quantité de matière arrachée • Le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture Soulignons que : • La majorité des cas étudiés traduisent des brèches de forme trapézoïdale possédant une pente latérale de 2V :1H. • Le BFF est semblable à la variable considérée par Hagen en 1982 et mène a une même conclusion quant à la corrélation de cette variable et la prédiction du débit de pointe de l'hydrogramme	Recensé par Froehlich (2016a) et Wahl (2004).
Evans (1986)	Formule empirique résultant de l'étude d'inondations causées par la libération soudaine d'eau emmagasinée dans une cinquantaine de réservoirs naturels ou artificiellement construits. Les données historiques considérées par l'auteur incluent des cas de rupture par submersion, par érosion interne (piping) et par glissement. Suite à une analyse de régression des graphiques logarithmiques donnant le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture en fonction du volume de stockage maximum dans le réservoir, une équation et un intervalle de confiance de 95% est formulée par l'auteur. Notez que cette relation est considérée « plus fiable » pour les ruptures de barrages artificiels que ceux formés naturellement.	Recensé par Wahl (2004).
Costa et Schuster (1988)	Formules empiriques obtenues à la suite d'une étude sur les barrages formés par glissement de terrain et des tremblements de terre et adaptés pour une variabilité de type de barrages (barrages en terre et en enrochement, barrages naturels, soit par glissement de terrain et en moraine) (Costa, 1985) et des glaciers (Costa et Schuster, 1988). L'équation empirique permet d'estimer le débit de pointe en fonction de l'énergie potentielle de l'eau accumulée derrière le barrage (Ep) définit comme étant le produit entre la hauteur du barrage (h_d), le volume stocké (S) et le poids volumique de l'eau, soit g*S*h_d. En fonction du type d'ouvrage étudié ce sont les coefficients K et n qui varient (Costa et Schuster, 1988). Froehlich (2016a) et Wahl (2004) proposent de nouveaux coefficients K et n en fonction de leurs nouvelles bases de données respectives et démontrant la flexibilité de l'ajustement des équations empiriques ainsi que la variabilité des équations existantes dans la littérature.	Les équations de Costa (1985) sont recensées dans Froehlich (2016a) et Wahl (2004).

Tableau 2.3 : Résumé et revues des modèles empiriques recensés dans la littérature (Suite)

Modèle empirique	Description	Équation(s)
Von Thun et Gilette (1990)	Les paramètres de brèche de barrages en enrochement, soit les pentes latérales de la brèche supposée trapézoïdale, la largeur de la brèche à mi-hauteur et le temps de formation, ont été estimés suite à une étude de leur base de données comprenant 57 cas de rupture de barrage. Les 57 cas de rupture sont ceux compilés dans les bases de données de MacDonald et Landgridge-Monopolis (1984) et celle de Froehlich (1987). Les recommandations finales sur les paramètres de brèche sont les suivantes : • Pente transversale (H :V) pour les noyaux non cohésifs de 1 :1 et pour les noyaux cohésifs de 1 :1 à 1 :3 • Largeur de la brèche (W) par une équation empirique reliant la hauteur d'eau au-dessus du fond de la brèche (h_W) et une constante B, ou Cd dans Wahl (2004), qui dépend de la forme du réservoir. • Le temps de formation de la brèche (t_f) reliant la hauteur d'eau au-dessus du fond de la brèche (h_W) et la largeur à mi-hauteur du barrage (B_{avg}) est formulé pour deux types d'érodabilité une première formulation pour les ouvrages « highly erodable » et une autre pour les ouvrages « erosion resistant ». Au total 4 équations ont été présentées celles basées sur deux jeux de données excluant les données « extrêmes » (Wahl, 2004).	Recensé par Wahl (2004). Parmi les 57 cas de ruptures de barrage, 37 possède une hauteur supérieure ou égale à 9 m.
SCS (1981,1985)	L'analyse de régression des données historiques de rupture de barrage en remblai a permis de formuler une équation traduisant le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture par submersion à la hauteur d'eau au-dessus du fond de la brèche (h_W). Une première formulation (SCS,1981) pour les hauteurs d'eau supérieure ou égale à 31,4 m est proposée et une seconde pour les hauteurs d'eau inférieure à 31,4 m (SCS, 1985) offrant une flexibilité à l'équation en fonction de la classe de l'ouvrage étudié.	Froehlich (2016a) présente la formulation finale du SCS (1985) alors que Wahl (2004) la formulation du SCS (1981) uniquement, soit celle pour les hauteurs d'eau supérieure ou égale à 31,4 m.
Molinaro et Maione (1991)	Fondé sur une analyse de régression de données historiques de rupture de barrages réels, une relation empirique reliant le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture au volume du réservoir (V) et à la hauteur du barrage (H) est proposée. $$Q_{max} = 0{,}116 \cdot \left(\frac{V}{H^3}\right)^{0{,}221} \cdot g^{0{,}5} \cdot H^{2{,}5}$$ Où $\begin{cases} V[m^3]: Volume\ du\ réservoir \\ H[m]: Hauteur\ du\ barrage \end{cases}$	Non répertorié par Froehlich (2016a) ni Wahl (2004).

Tableau 2.3 : Résumé et revues des modèles empiriques recensés dans la littérature (Suite)

Modèle empirique	**Description**	**Équation(s)**
Froehlich (1995a,b)	Fondé sur une analyse de régression de données historique de rupture de barrages, • Froehlich (1995a) formule une équation empirique reliant la largeur moyenne de la brèche de rupture (B_{avg}) au volume d'eau emmagasiné (V_w), à la hauteur de la brèche (h_b) et à un coefficient K_o à l'aide d'un échantillon de 77 cas de rupture. • Froehlich (1995a) formule une équation empirique reliant le temps de formation (t_f) au volume d'eau emmagasiné (V_w) et à la hauteur de la brèche (h_b) l'aide d'un échantillon de 34 cas de rupture. • Froehlich (1995b) formule une équation empirique reliant le temps de formation (t_f) au volume d'eau emmagasiné (V_w) et à la hauteur d'eau au-dessus du fonds de la brèche (h_w) l'aide d'un échantillon de 32 cas de rupture.	Recensé par Froehlich (2016a) et Wahl (2004).
Webby (1996)	Une formulation similaire à celle de Froehlich (1995), mais faisant intervenir la force gravitationnelle est formulée sur une analyse de régression du même jeu de données historiques.	Recensé par Froehlich (2016a).
Walder and O'Connor (1997)	Formulé à l'aide d'un jeu de 22 cas de rupture historique et estimé à l'aide d'analyse graphique reliant une variable traduisant l'érodabilité relative de l'ouvrage et le volume d'eau emmagasiné dans le réservoir une équation empirique est formulée.	Formulée dans Froehlich (2016a) et décrite dans Wahl (2004).
Pierce (2008)	Formulé à l'aide d'un jeu de 87 cas de rupture historique et estimé à l'aide d'analyse graphique reliant différente variable et différente relation Pierce (2008) présente 4 équations empiriques : Adapté de 72 cas de rupture et inspiré de celle du USBR (1982) : • Une équation linéaire reliant le débit de pointe à la hauteur d'eau au-dessus de la brèche de rupture (h_W) • Une équation curvilinéaire reliant le débit de pointe à la hauteur d'eau au-dessus de la brèche de rupture, soit en fonction de $\ln(h_W)$. Adapté de 87 cas de rupture et inspiré de celle de Evans (1986) : • Une équation reliant le débit de pointe au volume d'eau emmagasiné dans le réservoir (Vw) Adapté de 87 cas de rupture et inspiré de celle de MacDonald and Lagridge-Monopolis (1984) • Une équation reliant le débit de pointe au « Dam factor », soit le produit entre le volume d'eau emmagasiné (Vw) et la hauteur d'eau au-dessus du fond de la brèche (Hw) Adapté de 87 cas de rupture et inspiré de celle de Froehlich(1995b) : • Une équation à régression multiple reliant le débit de pointe au volume d'eau emmagasiné (Vw) et la hauteur d'eau au-dessus du fond de la brèche (Hw) Pierce (2010) présente une analyse de comparaison sur un cas d'application d'un barrage permettant de comparer la performance de ces équations et de structurer l'éventail d'équations empiriques existantes dans la littérature.	Résumé et analysé dans Pierce (2010) ainsi que Wang et al. (2018).

Tableau 2.3 : Résumé et revues des modèles empiriques recensés dans la littérature (Suite)

<table>
<tr><th>Modèle empirique</th><th>Description</th><th>Équation(s)</th></tr>
<tr><td>Pierce (2008) Suite</td><td>Concrètement, celle-ci s'inspire de formulation d'auteurs précédents et témoigne de la progression d'articles visant à mettre à jour la paramétrisation des équations empiriques existantes en fonction de la compilation de « nouveaux » cas de rupture de barrages.
Pierce (2010) a d'ailleurs mis la table pour les analyses de sensibilité qui ont ensuite servi à élaborer les équations adaptées de Artificial Neural Network qui ont émergé ensuite.</td><td></td></tr>
<tr><td>Xu and Zhang (2009)</td><td>Basé sur des analyses de régression de 66 données historiques de barrages, Xu and Zhang (2009) sont les premiers a développé des équations en fonction d'une variable/classe traduisant le degré d'érodabilité du barrage (Low erodability, Medium Erodability and High erodability).
C'est la difficulté à standardiser ces classes (outre que sur une approche subjective) qui limite l'expansion de cette formulation et la disponibilité des données disponibles dans la littérature.
Wahl (2014) discute et analyse les équations de manière détaillée et malgré les incertitudes et le manque d'information permettant de standardiser la classification proposée par Xu and Zhang (2009) les résultats obtenus témoignent de l'importance de considérer l'érodabilité de l'ouvrage lors de l'utilisation et/ou la formulation d'équations empiriques.
Il propose ainsi deux modèles de régressions :
Le premier « le modèle de prédiction exact » qui fait appel à 5 variables de contrôle.
$$Q_p = 0{,}175 \cdot \sqrt{g \cdot {V_w}^{5/3}} \cdot \left(\frac{H_d}{H_r}\right)^{0{,}199} \cdot \left(\frac{{V_w}^{1/3}}{H_w}\right)^{-1{,}274} \cdot e^{B_4}$$
Où $B_4 = b_3 + b_4 + b_5$, tel que
<table><tr><td rowspan="3">Type de barrage b_3</td><td>Corewall dam</td><td>-0,503</td></tr><tr><td>Facedam</td><td>-0,591</td></tr><tr><td>Homogenous dam</td><td>-0,649</td></tr><tr><td rowspan="2">Mode de rupture b_4</td><td>Overtopping</td><td>-0,705</td></tr><tr><td>Pipping</td><td>-1,039</td></tr><tr><td rowspan="3">Érodability b_5</td><td>High erodability</td><td>-0,007</td></tr><tr><td>Medium erodability</td><td>-0,375</td></tr><tr><td>Low erodability</td><td>-1,362</td></tr></table>
Le second « le meilleur modèle de prédiction simplifié » utilise un nombre plus restreint de facteur :
$$Q_p = 0{,}133 \cdot \sqrt{g \cdot {V_w}^{5/3}} \cdot \left(\frac{{V_w}^{1/3}}{H_w}\right)^{-1{,}276} \cdot e^{C_4}$$
Où $C_4 = b_4 + b_5$, tel que
<table><tr><td rowspan="2">Mode de rupture b_4</td><td>Overtopping</td><td>-0,788</td></tr><tr><td>Pipping</td><td>-1,232</td></tr><tr><td rowspan="3">Érodability b_5</td><td>High erodability</td><td>-0,089</td></tr><tr><td>Medium erodability</td><td>-0,498</td></tr><tr><td>Low erodability</td><td>-1,433</td></tr></table></td><td></td></tr>
</table>

Tableau 2.3 : Résumé et revues des modèles empiriques recensés dans la littérature (Suite)

<table>
<tr><th>Modèle empirique</th><th>Description</th><th>Équation(s)</th></tr>
<tr><td>Thornton et al. (2011)</td><td>Trois formulations empiriques calibrées en comparant les valeurs estimées aux débits de pointe mesurés ont été proposées par les auteurs. Centaines reliant la longueur de l'ouvrage dans une formulation empirique, témoignant du début de la variabilité de variable considéré dans la formulation des modèles empiriques qui seront ensuite développés dans la littérature.
L'équation 1 relie le débit de pointe à la longueur de l'ouvrage (L_a)
L'équation 2 relie le débit de pointe au volume d'eau emmagasiné (V_W), la hauteur de la brèche (H_b) et la largeur moyenne de la brèche (W_{avg})
L'équation 3 relie le débit de pointe au volume d'eau emmagasiné (V_W), la hauteur de la brèche (H_b) et à la longueur de l'ouvrage (L_a)</td><td>Recensé dans Froehlich (2016a).</td></tr>
<tr><td>Hooshyaripor et al. (2014)</td><td>Formulé sur 93 données historiques de rupture de barrages à l'aide d'un modèle de « neural network » servant à standardiser les entrées et sorties modélisées une équation reliant le volume d'eau (V_W) et la hauteur d'eau (HW) au-dessus du fond de la brèche sont proposées.
Il s'agit d'un exemple d'équation empirique résultant l'émergence de « nouveau » modèle « artificiels » dans la littérature depuis les années 2012.</td><td>Notez que la paramétrisation initialement a été révisée par Farhad Hoodshyaripor en 2015 et est celle présentée par Froehlich (2016a).</td></tr>
<tr><td>Azimi et al. (2015)</td><td>Formulées sur une analyse de régression, une équation empirique reliant le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture à une variable traduisant la racine du produit de la force gravitationnelle au volume d'eau emmagasiné et à la hauteur d'eau au-dessus de la brèche est proposée.</td><td>Recensée dans Froehlich (2016a) et Wang et al. (2018).</td></tr>
<tr><td>Danka and Zhang (2015)</td><td>En considérant les processus physiques de la rupture, ils formulent des équations empiriques en utilisant 90 cas de ruptures de barrage. Ils utilisent dans leurs analyses de régressions la hauteur du barrage (h), la largeur en crête (w), le type de barrage (t), le mécanisme de rupture (F) et le type de matériaux qui composent le remblai (m) et traduisent deux équations empiriques.
La première pour une rupture par submersion :
$$Q_p = 2{,}55 \cdot \frac{h^{1{,}14} \cdot w^{0{,}58} \cdot e^m}{e^t}$$
Où
<table><tr><td>Type de barrage t</td><td>Composite</td><td>0,93</td></tr><tr><td></td><td>En terre</td><td>0</td></tr><tr><td>Type de matériau m</td><td>Grossier</td><td>2,84</td></tr><tr><td></td><td>Fin</td><td>2,6</td></tr><tr><td></td><td>Organique</td><td>1,47</td></tr></table>
La première pour une rupture par érosion interne :
$$Q_p = 4{,}15 \cdot \frac{h^{1{,}67} \cdot e^m}{e^t}$$
Où
<table><tr><td>Type de barrage t</td><td>Composite</td><td>1</td></tr><tr><td></td><td>En terre</td><td>0</td></tr><tr><td>Type de matériau m</td><td>Grossier</td><td>3,47</td></tr><tr><td></td><td>Fin</td><td>2,6</td></tr><tr><td></td><td>Organique</td><td>2,01</td></tr></table></td><td></td></tr>
</table>

Tableau 2.3 : Résumé et revues des modèles empiriques recensés dans la littérature (Suite)

Modèle empirique	Description	Équation(s)
Soliman (2015)	Adapté de 166 cas de rupture de barrage en remblai, en utilisant l'Artificial Neural Network (ANN). Trois équations permettant de traduire la largeur moyenne de la brèche de rupture (B), la hauteur de la brèche de rupture (H_f) et le temps de formation de la brèche de rupture (Tf), en fonction de la capacité du réservoir (V) et de la largeur moyenne de la crête de l'ouvrage (W) sont proposées. Celles-ci ne considèrent aucune distinction entre la rupture par submersion ou par érosion interne n'est considérée.	Ces équations sont recensées et comparées dans Ashraf et al. (2018).
Froehlich (2016)	Formulé à l'aide de 41 cas de rupture de barrage historique Froehlich (2016) développe deux séries d'équations empiriques traduisant une stratégie permettant de limité le débit de pointe obtenu, basé sur une approche semi-empirique, et permettent de traduire les dimensions de la brèche de rupture.	Présenté par Froehlich (2016a) et résumé par Wang et al. (2018).
Wang et al. (2018)	Wang et al.(2018) présente un résumé de modèle purement empirique semblable à celui de Froehlich (2016a), mais incluant les équations de Froehlich (2016a) et les siennes, adapté de 40 cas de rupture de barrages. Au total 9 équations ont été développées par l'auteur dans la même stratégie d'analyse de sensibilité initialement élaborée par Pierce (2010). Wang et al. (2018) propose un modèle semi-analytique dont les coefficients ont été automatisés, permettant à cette dernière de s'adapter à une nouvelle base de données.	
Ashraf et al. (2018)	Formulé sur 126 données historiques de rupture par submersion de barrages, une analyse non-linéaire et `variable multiple a été réalisée afin de traduire trois équations empiriques reliant la hauteur du barrage (H) et la capacité du réservoir (V). Celles-ci sont les suivantes : • Trois équations permettant de traduire la largeur moyenne de la brèche de rupture (B) : $B = 13{,}197 \cdot H^{0{,}4757} \cdot V^{0{,}4135}$ • Le temps de formation de la brèche de rupture (Tf) : $T_f = 5{,}935 \cdot H^{-0{,}9499} \cdot V^{0{,}4135}$ • Le débit de pointe de l'hydrogramme : $Q_p = 127{,}3 \cdot H^{0{,}6313} \cdot V^{0{,}7637}$	Équation qui tend à fournir de bons résultats pour les ouvrages composés de sol cohésif.

Tableau 2.3 : Résumé et revues des modèles empiriques recensés dans la littérature (Suite)

Modèle empirique	Description	Équation(s)
Zhong et al. (2020) Bernard-Garcia and Mahdi (ACSE, 2020)	Adapté de 162 cas de rupture de barrage, Zhong et al. (2020) propose une série d'équations non linéaires combinant les ruptures par submersion et par érosion interne formulée pour les ouvrages en remblai homogène et ceux possédant un cœur en argile. Une revue des cas de rupture considérée ainsi que de la paramétrisation obtenue par les auteures a été révisé par Bernard-Garcia and Mahdi (2020) et est présenté ci-bas. **Adapted from Zhong et al. (2020) original paper** Homogeneous dams (HD) : $\frac{Q_p}{V_w \cdot g^{\frac{1}{2}} \cdot h_w^{-\frac{1}{2}}} = \left(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w}\right)^{-1.58} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{-0.76} \cdot h_d^{0.1} \cdot e^{-4.55}$ Corewall dams (CD) : $\frac{Q_p}{V_w \cdot g^{\frac{1}{2}} \cdot h_w^{-\frac{1}{2}}} = \left(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w}\right)^{-1.51} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{-1.09} \cdot h_d^{-0.12} \cdot e^{-3.61}$ **Recalculated from Zhong et al. (2020) database** Homogeneous dams (HD) : $\frac{Q_p}{V_w \cdot g^{\frac{1}{2}} \cdot h_w^{-\frac{1}{2}}} = \left(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w}\right)^{-1.64} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{-1.24} \cdot h_d^{-0.001} \cdot e^{-4.24}$ Corewall dams (CD) : $\frac{Q_p}{V_w \cdot g^{\frac{1}{2}} \cdot h_w^{-\frac{1}{2}}} = \left(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w}\right)^{-1.37} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{-5.68} \cdot h_d^{-0.68} \cdot e^{-2.46}$ **Adapted from Zhong et al. (2020) original paper** Homogeneous dams (HD) : $\frac{B_{ave}}{H_b} = \left(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w}\right)^{0.84} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{2.3} \cdot h_d^{0.06} \cdot e^{-0.9}$ Corewall dams (CD) : $\frac{B_{ave}}{H_b} = \left(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w}\right)^{0.55} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{1.97} \cdot h_d^{-0.07} \cdot e^{-0.09}$ **Recalculated from Zhong et al. (2020) database** Homogeneous dams (HD) : $\frac{B_{ave}}{H_b} = \left(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w}\right)^{0.77} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{2.01} \cdot h_d^{0.14} \cdot e^{-0.94}$ Corewall dams (CD) : $\frac{B_{ave}}{H_b} = \left(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w}\right)^{0.67} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{1.66} \cdot h_d^{-0.08} \cdot e^{-0.12}$ **Adapted from Zhong et al. (2020) original paper** Homogeneous dams (HD) : $T_f = \left(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w}\right)^{0.56} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{-0.85} \cdot h_d^{-0.32} \cdot e^{-0.2}$ Corewall dams (CD) : $T_f = \left(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w}\right)^{1.52} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{-11.36} \cdot h_d^{0.43} \cdot e^{-1.57}$ **Recalculated from Zhong et al. (2020) database** Homogeneous dams (HD) : $T_f = \left(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w}\right)^{0.56} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{-0.61} \cdot h_d^{-0.5} \cdot e^{0.31}$ Corewall dams (CD) : $T_f = \left(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w}\right)^{1.82} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{-7.05} \cdot h_d^{-0.1} \cdot e^{-3.53}$	

Au fil des années, elles ont d'ailleurs été testées, comparées et discutées par divers auteurs, tel que Wahl (1998), Wahl (2004), Froehlich (2008), Pierce (2010), Wahl (2014), Ahmadisharafa et al. (2016), Froehlich (2016), Wang et al. (2016), Sammen (2017) et Wang et al. (2018). Afin de mieux apprécier leur diversité, les équations empiriques (présenté et identifiées au Tableau 2.3) présentées par Wang et al. (2018), Froehlich (2016a) et par Wahl (2004) sont présentés dans le Tableau 2.4, Tableau 2.5 et Tableau 2.6 suivants.

Tableau 2.4 : Résumé des équations empiriques de prédiction du débit de pointe pour des ruptures de barrage par submersion (tiré de Wong et al, Table 2)

Table 2
R^2, *RRMSE* and uncertainty estimates of Formulas for Predicting Peak Discharge from breached embankment dams.

Source	Formula	R^2	*RRMSE*	*em*	$\pm 2S_e$
Kirkpatrick (1977)	$Q_p = 1.268(H_w + 0.3)^{2.5}$	0.6088	0.1752	−0.2677	± 0.8735
Bureau of Reclamation (1982)	$Q_p = 19.1H_w^{1.85}$	0.7053	0.1900	0.1375	± 0.8456
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	Eq. (1): $Q_p = 1.154(V_w H_w)^{0.412}$	0.8217	0.1393	0.0434	± 0.6862
	Eq. (2): $Q_p = 3.85(V_w H_w)^{0.411}$	0.3581	0.2797	0.5589	± 0.6879
Costa (1985)	$Q_p = 0.981(V_w H_w)^{0.42}$	0.8295	0.1347	0.0357	± 0.6727
SCS (1985)	$Q_p = \begin{cases} \max\left[0.000421\left(\frac{V_w H_w}{E_w H_b}\right)^{1.35}, 1.77H_w^{2.5}\right] & \text{for } H_w < 31.4m \\ 16.6H_w^{1.85} & \text{for } H_w \geqslant 31.4m \end{cases}$	0.0674	0.2711	0.4480	± 1.3037
Evans (1986)	$Q_p = 0.72V_w^{0.53}$	0.6970	0.1861	0.1606	± 0.8426
Froehlich (1995)	$Q_p = 0.607V_w^{0.295}H_w^{1.24}$	0.9238	0.0740	−0.0770	± 0.4250
Webby (1996)	$Q_p = 0.0443\sqrt{g}V_w^{0.365}H_w^{1.405}$	0.9537	0.0593	-0.0608	± 0.3309
Walder and O'Connor (1997)	$Q_p = \min\left[1.51\sqrt{gH_w^5}\eta^{0.94}, 1.94\sqrt{gH_w^5}\left(\frac{H_b}{H_w}\right)^{0.75}\right]$	0.9220	0.0832	0.0808	± 0.4279
	$\eta = \left(\frac{k}{\sqrt{gH_w}}\right)\left(\frac{V_w}{H_w^3}\right), k = \frac{H_w}{T_f}, T_f = 63.2\sqrt{\frac{V_w}{gH_b^2}}$				
Pierce et al. (2010)	Eq. (1): $Q_p = 0.784H_w^{2.668}$	0.5151	0.2033	−0.3176	± 0.9474
	Eq. (2): $Q_p = 2.325\ln H_w^{6.405}$	0.1189	0.3241	−0.3751	± 1.3421
	Eq. (3): $Q_p = 0.00919V_w^{0.745}$	0.6011	0.1793	−0.2918	± 0.8543
	Eq. (4): $Q_p = 0.0176(V_w H_w)^{0.606}$	0.7970	0.1283	−0.2514	± 0.5402
	Eq. (5): $Q_p = 0.038V_w^{0.475}H_w^{1.09}$	0.8662	0.1025	−0.2443	± 0.3468
Thornton et al. (2011)	Eq. (1): $Q_p = 0.12E_f^{1.785}$	0.0709	0.3119	0.2535	± 1.4953
	Eq. (2): $Q_p = 0.863V_w^{0.335}H_b^{1.833}E_w^{-0.663}$	0.8965	0.1085	0.0699	± 0.5081
	Eq. (3): $Q_p = 0.012V_w^{0.493}H_b^{1.205}E_f^{0.226}$	0.8811	0.1026	0.1329	± 0.4985
Gupta and Singh (2012)	Eq. (1): $Q_p = 0.02174V_w^{0.4738}H_w^{1.1775}(E_w + E_l)^{0.17094}$	0.9450	0.0699	0.0400	± 0.3758
	Eq. (2): $Q_p = 1.63423H_w^{2.4213}$	0.5948	0.1797	−0.2796	± 0.8801
	Eq. (3): $Q_p = 0.03514V_w^{0.6780}$	0.7118	0.1494	−0.1586	± 0.8203
	Eq. (4): $Q_p = 0.11769H_w^{0.7567}V_w^{0.4814}$	0.9137	0.0773	−0.0901	± 0.4463
	Eq. (5): $Q_p = 0.10911H_w^{0.7550}V_w^{0.4826}$	0.9053	0.0791	−0.1168	± 0.4468
	Eq. (6): $Q_p = 0.08652H_w^{0.7801}V_w^{0.4879}$	0.8943	0.0825	−0.1535	± 0.4354
	Eq. (7): $Q_p = 0.07754H_w^{0.7878}V_w^{0.4908}$	0.8859	0.0856	−0.1728	± 0.4320
Hooshyaripor et al. (2014)	$Q_p = 0.0068\sqrt{g}V_w^{0.543}H_w^{0.871}$	0.8080	0.1251	−0.2893	± 0.4249
De Lorenzo and Macchione (2014)	$Q_p = \begin{cases} 0.2293\alpha_0^{0.3658}g^{0.258}(v_e V_w)^{0.485}H_b^{0.802} & \text{for overtopping failure modes} \\ 0.2497\alpha_0^{0.3594}g^{0.263}(v_e V_w)^{0.474}H_w^{(1.764+0.491\alpha_0)}H_b^{-(0.923+0.491\alpha_0)} & \text{for piping failure modes} \end{cases}$	0.9471	0.0785	−0.0252	± 0.3602
	α_0 is the exponent of the level reservoir−volume curve If unknown, the value 2.5 is suggested For earth dams, $v_e = 0.07$ m/s and $\alpha_0 = 2.5$.				
Azimi and Vatankhah (2015)	$Q_p = 0.0166\sqrt{g}V_w^{0.5}H_w$	0.9455	0.0671	−0.0431	± 0.3724
Froehlich (2016)	Eq. (1): $Q_p = 0.0175K_m K_h\sqrt{\frac{gV_w H_w H_b^2}{E_w}}$	0.9465	0.0730	−0.0150	± 0.3777
	$K_m = \begin{cases} 1 & \text{for non−overtopping failure modes} \\ 1.85 & \text{for overtopping failure modes} \end{cases}$				
	$K_h = \begin{cases} 1 & \text{for } H_b < 6.1\text{m} \\ \left(\frac{H_b}{6.1}\right)^{1/8} & \text{for } H_b > 6.1m \end{cases}$				
	Eq. (2): $Q_p = Q_{pmax}\left(\frac{1}{1+\alpha f_f\sqrt{\frac{g}{H_b}}}\right)^{\beta}$	0.9559	0.0628	−0.0290	± 0.3391
	$Q_{pmax} = \begin{cases} \frac{8}{27}\left(\frac{E_l}{B_{avg}}\right)^{0.28}\left[B_{avg} - m\left(H_b - \frac{4}{5}H_w\right)\right]\sqrt{gH_w^3} & \text{for } H_w \leqslant H_b \\ \frac{8}{27}\left(\frac{E_l}{B_{avg}}\right)^{0.28}\left\{(B_{avg} - mH_b) - \frac{4}{5}mH_w\left[\left(1 - \frac{H_b}{H_w}\right)^{5/2} - 1\right]\right\}\sqrt{gH_w^3} & \text{for } H_w > H_b \end{cases}$				
	$B_{avg} = 0.27K_m V_w^{1/3}, K_m = \begin{cases} 1.3 & \text{for overtopping failure} \\ 1.0 & \text{for other failure modes} \end{cases}$,				
	$m = \begin{cases} 1.0 & \text{for overtopping failure} \\ 0.7 & \text{for other failure modes} \end{cases}, T_f = 63.2\sqrt{\frac{V_w}{gH_b^2}}$				
Proposed models	Eq. (4): $Q_p = 0.0370\left(\frac{V_w}{H_w^3}\right)^{-0.4262}\sqrt{gV_w^{5/3}}$	0.9620	0.0555	0.0000	± 0.3193

Tableau 2.4 : Résumé des équations empiriques de prédiction du débit de pointe pour des ruptures de barrage par submersion (tiré de Wong et al, Table 2) (Suite)

Table 2
R^2, *RRMSE* and uncertainty estimates of Formulas for Predicting Peak Discharge from breached embankment dams.

Source	Formula	R^2	*RRMSE*	*em*	$\pm 2S_e$
	Eq. (5): $Q_p = 3.9031E_l^{1.0727}$	0.2982	0.2680	0.0000	± 1.3723
	Eq. (6): $Q_p = 0.8041E_w^{2.1128}$	0.6911	0.1620	0.0000	± 0.9103
	Eq. (7): $Q_p = 0.1413E_l^{0.4675}E_w^{1.8579}$	0.7377	0.1491	0.0000	± 0.8389
	Eq. (14): $Q_p = 0.0350\left(\frac{V_w}{H_w^3}\right)^{-0.4554}\left(\frac{E_l}{H_w}\right)^{0.0899}\sqrt{gV_w^{5/3}}$	0.9633	0.0549	0.0000	± 0.3138
	Eq. (15): $Q_p = 0.0370\left(\frac{V_w}{H_w^3}\right)^{-0.4264}\left(\frac{E_w}{H_w}\right)^{-0.0028}\sqrt{gV_w^{5/3}}$	0.9620	0.0555	0.0000	± 0.3193
	Eq. (21): $Q_p = 0.0372\left(\frac{V_w}{H_w^3}\right)^{-0.4193}\left(\frac{E_l}{H_w}\right)^{-0.0266}\left(\frac{E_w}{H_w}\right)^{0.0256}\sqrt{gV_w^{5/3}}$	0.9611	0.0560	0.0000	± 0.3229
	Eq. (22): $Q_p = 0.0367\left(\frac{V_w}{H_w^3}\right)^{-0.4533}\left(\frac{E_l}{E_w}\right)^{0.1041}\sqrt{gV_w^{5/3}}$	0.9635	0.0551	0.0000	± 0.3130
	Eq. (23): $Q_p = \zeta 2\sqrt{2gq^5}(M_l + M_r)W^3\sqrt{\frac{(W^2+1)^3}{2W^2+1}}\xi = \begin{cases}0.82 & \text{for overtopping failures}\\ 0.78 & \text{for non-overtopping failures}\end{cases}$	0.9584	0.0621	0.0080	± 0.3338

Tableau 2.5 : Résumé des équations empiriques de prédiction du débit de pointe pour des ruptures de barrage par submersion (tiré de Froehlich, 2016a, Table 4)

Source	Formula[a]	RMSE[b]
Kirkpatrick (1977)	$Q_p = 0.4 \times \sqrt{g}(H_w + \eta)^{2.5}$, where $\eta = \begin{cases}0.3\text{ m}, & \text{for SI units}\\ 1.0\text{ ft}, & \text{for U.S. customary units}\end{cases}$	1.166
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	$Q_p = 1.175 \times (V_w H_w)^{0.41}$, where $V_w = \text{m}^3$, and $H_w = \text{m}$	0.730
Costa (1985)	$Q_p = 0.763 \times (V_w H_w)^{0.42}$, where $V_w = \text{m}^3$, and $H_w = \text{m}$	0.696
SCS (1985)	$Q_p = \begin{cases}\max\{0.000421 \times [(V_w H_w)/(W_{\text{avg}} H_b)]^{1.35}, 1.77 \times H_w^{2.5}\}, & \text{if } H_w < 31.4\text{ m}\\ 16.6 \times H_w^{1.85}, & \text{if } H_w \geq 31.4\text{ m}\end{cases}$ where $V_w = \text{m}^3$, $H_w = \text{m}$, $H_b = \text{m}$, and $W_{\text{avg}} = \text{m}$	1.612
Froehlich (1995)	$Q_p = 0.607 \times V_w^{0.295} H_w^{2.24}$, where $V_w = \text{m}^3$, and $H_w = \text{m}$	0.488
Webby (1996)	$Q_p = 0.0443 \times \sqrt{g} V_w^{0.365} H_w^{1.405}$	0.386
Walder and O'Connor (1997)	$Q_p = 0.031 \times \sqrt{g} V_w^{0.47} H_w^{0.15} H_b^{0.94}$	0.608
Thornton et al. (2011)	Eq. (1): $Q_p = 0.12 \times L_a^{1.785}$	1.688
	Eq. (2): $Q_p = 0.863 \times V_w^{0.335} H_b^{1.833} W_{avg}^{-0.663}$	0.591
	Eq. (3): $Q_p = 0.012 \times V_w^{0.493} H_b^{2.205} L_a^{0.226}$	0.628
Hooshyaripor et al. (2014)[c]	(1) $Q_p = 0.0068 \times \sqrt{g} V_w^{0.543} H_w^{0.871}$	0.756
	The following formulas represent the neural network. Unity-based normalization is used to bring all input and output values into the range $[-1,1]$	1.628
	(2) $Q_p = (Q_p' + 1)[(78100 - 2.12)/2] + 2.12$, where $Q_p' = -2.5417 \times \tanh(-9.0885 \times V_w' - 5.7519 \times H_w' + 3.357) - 2.8054 \times \tanh(2.4520 \times V_w' + 1.5365 \times H_w' - 1.0821) + 0.1740 \times \tanh(2.6086 \times V_w' + 1.967 \times H_w' + 3.0178) - 0.0062 \times \tanh(1.4053 \times V_w' - 7.6159 \times H_w' - 3.386) - 1.1008$ $V_w' = 2[(V_w - 0.0037)/(660 - 0.0037)] - 1$, $H_w' = 2[(H_w - 1.37)/(77.4 - 1.37)] - 1$, $V_w = \text{Mm}^3$, $H_w = \text{m}$, and $Q_p = \text{m}^3/\text{s}$	
De Lorenzo and Macchione (2014)	$Q_p = \begin{cases}0.321 \times g^{0.258}(v_e V_w)^{0.485} H_b^{0.802}, & \text{for over topping failures}\\ 0.347 \times g^{0.263}(v_e V_w)^{0.474} H_w^{2.992} H_b^{-2.151}, & \text{for piping failures}\end{cases}$ where $v_e = \begin{cases}0.07\text{ m/s} & \text{for SI units}\\ 1.46\text{ ft/s} & \text{for U.S. customary units}\end{cases}$	0.714
Azimi et al. (2015)	$Q_p = 0.0166 \times \sqrt{g V_w} \times H_w$	0.365

[a]Unless noted otherwise, any consistent set of units can be used. For example, for SI units, $Q_p = \text{m}^3/\text{s}$, $g = 9.807\text{ m/s/s}$, $V_w = \text{m}^3$, $H_w = \text{m}$, and $H_b = \text{m}$; and for U.S. customary units, $Q_p = \text{ft}^3/\text{s}$, $g = 32.174\text{ ft/s/s}$, $V_w = \text{ft}^3$, $H_w = \text{ft}$, and $H_b = \text{ft}$.
[b]Root-mean-square error between predicted values of $\ln Q_p$ and the values actually measured.
[c]Coefficients of the neural network model given in Hooshyaripor et al. (2014) are incorrect. The proper coefficients obtained from Farhad Hooshyaripor (written communication, September 2015) are used here.

Tableau 2.6 : Résumé des équations empiriques des paramètres de brèche et de leurs incertitudes (tiré de Wahl, 2004, Table 1)

Reference	Equation	Number of case studies: Before outlier exclusion	Number of case studies: After outlier exclusion	Mean prediction error (log cycles)	Width of uncertainty band, $\pm 2S_e$ (log cycles)	Prediction interval around hypothetical predicted value of 1.0
Breach width equations						
Bureau of Reclamation (1988)	$B_{avg} = 3h_w$	80	70	−0.09	±0.43	0.45–3.3
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	$V_{er} = 0.0261(V_w h_w)^{0.769}$ earthfill $V_{er} = 0.00348(V_w h_w)^{0.852}$ nonearthfills (e.g., rockfills)	60	58	−0.01	±0.82	0.15–6.8
Von Thun and Gillette (1990)	$B_{avg} = 2.5h_w + C_b$	78	70	+0.09	±0.35	0.37–1.8
Froehlich (1995a)	$B_{avg} = 0.1803K_o V_w^{0.32} h_b^{0.19}$	77	75	+0.01	±0.39	0.40–2.4
Failure time equations						
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	$t_f = 0.0179V_{er}^{0.364}$	37	35	−0.21	±0.83	0.24–11
Von Thun and Gillette (1990)	$t_f = 0.015h_w$ highly erodible $t_f = 0.020h_w + 0.25$ erosion resistant	36	34	−0.64	±0.95	0.49–40
Von Thun and Gillette (1990)	$t_f = B_{avg}/(4h_w)$ highly erodible $t_f = B_{avg}(4h_w + 61)$ erosion resistant	36	35	−0.38	±0.84	0.35–17
Froehlich (1995a)	$t_f = 0.00254(V_w)^{0.53} h_b^{-0.9}$	34	33	−0.22	±0.64	0.38–7.3
Bureau of Reclamation (1988)	$t_f = 0.011(B_{avg})$	40	39	−0.40	±1.02	0.24–27
Peak flow equations						
Kirkpatrick (1977)	$Q_p = 1.268(h_w + 0.3)^{2.5}$	38	34	−0.14	±0.69	0.28–6.8
SCS (1981)	$Q_p = 16.6(h_w)^{1.85}$	38	32	+0.13	±0.50	0.23–2.4
Hagen (1982)	$Q_p = 0.54(S \cdot h_d)^{0.5}$	31	30	+0.43	±0.75	0.07–2.1
Bureau of Reclamation (1982)	$Q_p = 19.1(h_w)^{1.85}$ envelope eq.	38	32	+0.19	±0.50	0.20–2.1
Singh and Snorrason (1984)	$Q_p = 13.4(h_d)^{1.89}$	38	28	+0.19	±0.46	0.23–1.9
Singh and Snorrason (1984)	$Q_p = 1.776(S)^{0.47}$	35	34	+0.17	±0.90	0.08–5.4
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	$Q_p = 1.154(V_w h_w)^{0.412}$	37	36	+0.13	±0.70	0.15–3.7
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	$Q_p = 3.85(V_w h_w)^{0.411}$ envelope eq.	37	36	+0.64	±0.70	0.05–1.1
Costa (1985)	$Q_p = 1.122(S)^{0.57}$	35	35	+0.69	±1.02	0.02–2.1
Costa (1985)	$Q_p = 0.981(S \cdot h_d)^{0.42}$	31	30	+0.05	±0.72	0.17–4.7
Costa (1985)	$Q_p = 2.634(S \cdot h_d)^{0.44}$	31	30	+0.64	±0.72	0.04–1.22
Evans (1986)	$Q_p = 0.72(V_w)^{0.53}$	39	39	+0.29	±0.93	0.06–4.4
Froehlich (1995b)	$Q_p = 0.607(V_w^{0.295} h_w^{1.24})$	32	31	−0.04	±0.32	0.53–2.3
Walder and O'Connor (1997)	Q_p estimated by computational and graphical method using relative erodibility of dam and volume of reservoir	22	21	+0.13	±0.68	0.16–3.6

Note: All equations use metric units (m, m^3, m^3/s). Failure times are computed in hours. Where multiple equations are shown for application to different types of dams (e.g., earthfill versus rockfill), a single prediction uncertainty was determined, with the *set* of equations considered as a single algorithm.

En regard aux incertitudes décrites pour les paramètres de rupture décrits par Wahl (2004), la prévision des largeurs de brèche est de ± 1/3 l'ordre de grandeur, l'incertitude sur le débit de pointe maximal est comprise entre ± 0,5 à ± 1 l'ordre de grandeur et celle du temps de formation de ± 1 l'ordre de grandeur (Mahdi, 2010).

À titre indicatif, certaines équations empiriques adaptées de Walh (2004) ne sont pas listées parmi celles résumées et fournies dans le résumé de Froehlich (2016a), soit l'équation de Hagen (1982), du Bureau of Reclamation (1982), de Singh and Snorrason (1984), de Singh and Snorrason (1984), de Costa (1985) et de Evans (1986). Les équations de prédictions du débit de pointe adaptée de Froehlich (2016a) et Wahl (2004) serviront à comparés les résultats obtenus dans cette thèse (au CHAPITRE 4) et permettront de conclure sur leur utilisation et leur généralisation à l'échelle internationale dans la pratique de l'ingénieur.

2.2.4 Modèles de prédiction

Finalement, les modèles de prédiction ont quant à eux été classifiés en deux catégories, soit les modèles stochastiques/probabilistes et les modèles artificiels. Les modèles dits « artificiels » visent à éventuellement permettre de traduire les relations entre les variables incertaines lors de leurs combinaisons et à réduire le nombre de tirages aléatoires. Soulignons que ces modèles de prédiction doivent être couplés à des modèles déterministes permettant de dégénérer les hydrogrammes de rupture pour chaque simulation aléatoire lancée. C'est dès lors le temps de calcul intrinsèque à ces modèles (nécessitant un grand nombre de tirages aléatoires) qui limite le choix du modèle déterministe à employer. De plus, la fiabilité de ces modèles de prédictions demeure encore aujourd'hui limitée aux données historiques de rupture de barrages disponibles dans la littérature.

2.2.4.1 Modèles stochastiques/probabilistes

Les modèles stochastiques se basent sur des méthodes permettant de traduire l'incertitude sur les variables d'entrée d'un modèle et de traduire l'hydrogramme de rupture par submersion le plus probable statistiquement. Initialement établis sur des méthodes stochastiques permettant de traduire le caractère aléatoire des variables incertaines (Monte-Carlo, Hyper cube latin et Point Estimate Method), ces modèles probabilistes sont principalement limités aux nombres de tirages de données aléatoires nécessaires pour fournir des résultats fiables. Les méthodes existantes et leurs mises en applications sont résumées ci-bas.

- **Méthode de Monte-Carlo**
  - Mohammed et al. (2002), Froehlich et Tufail (2004), Chiganne et al. (2014), Bennani (2016)
- **Échantillonnage par Hyper cube latin**
  - Hodak et Jandora (2004), Zio (2013)
- **Modèle de Rosenblueth généralisé (PEM : Point Estimate Method)**
  - Froehlich et Goodell (2012)

Tout d'abord, la méthode de Monte Carlo (Section 3.2.1) est une méthode prédiction efficace qui a l'avantage d'être simple à mettre en application et qui permet de traduire des probabilités d'occurrence sur un système avec une certaine précision en prenant un nombre de variable aléatoire (une ou plusieurs variables incertaines) en entrée. Néanmoins, puisqu'elle requiert un grand nombre de simulations pour assurer sa précision elle mène rapidement à un temps de calcul important, et ce, d'autant plus lorsque le modèle déterministe se complexifie.

Le programme HR BREACH (Mohamed et al., 2002) est l'un des premiers modèles déterministes simplifié à inclure la méthode de Monte Carlo pour générer les paramètres de brèche en considérant neuf (9) facteurs, soit le coefficient de débit, la rugosité, la cohésion, la porosité, la densité des grains, le diamètre des grains (d50), l'angle de friction, le facteur d'érosion hauteur/largeur et le facteur de correction des sédiments.

Froehlich (2008) développe quant à lui un modèle probabiliste en transformant l'ensemble de données disponibles en logarithme afin d'en traduire une régression linéaire à utiliser. Dans ce modèle, les valeurs incertaines sont la largeur moyenne de la brèche ($\bar{B}$), la pente des berges (z), le de temps de formation (t_f) et la profondeur critique de submersion (H_c). Les paramètres de brèche $\ln(\bar{B})$, $\ln(z)$ et $\ln(t_f)$ varie selon une loi de Student et la profondeur critique de submersion (H_c) selon une distribution lognormal.

Bennani (2016) développe un modèle déterministe simplifié prenant en considération les paramètres de brèche normé comme variables incertaines. Elle suppose que les trois paramètres de brèche suivent une loi log normal afin de procéder à l'échantillonnage probabiliste de la méthode de Monte Carlo.

D'autres couplages entre des modèles probabilistes et déterministes ont été proposés, permettant notamment de traduire l'incertitude sur l'hydrogramme d'entrée dans le réservoir, le niveau dans le réservoir et la distribution granulométrique (variable au sein d'un même ouvrage lors de sa mise en place) de l'ouvrage (Chiganne, Mahdi et Marche, 2014). Il existe en effet une variabilité de modèles paramétriques et/ou probabilistes et/ou déterministes permettant d'orienter l'étude des incertitudes sur l'hydrogramme de rupture vers divers champs d'études. Parmi ceux-ci, le programme McBreach (Kleinschmidt Associates, 2019) est un module complémentaire à HEC-RAS (U.S.Army Corps of Engineers, 2016a,b) qui permet de coupler un modèle hydraulique à une analyse de Monte Carlo. Il a l'avantage d'inclure les conditions amont et aval de l'ouvrage. Néanmoins, il nécessite de limiter le modèle hydraulique et requiert un temps de calcul plus important en raison de la sophistication du domaine de calculs. Soulignons que c'est à l'utilisateur de spécifier les lois statistiques de variables incertaines à considérer par le modèle.

Au fil des ans, des approches améliorées de la simulation de Monte Carlo faisant appel à des méthodes d'échantillonnage de plus en plus diversifiées ont vu le jour afin de limiter le nombre de tirages aléatoires. Parmi celles-ci Hodak et Jandora (2004) et Zio (2013) utilisent la méthode d'échantillonnage par hyper cube latin afin d'utiliser des distributions multidimensionnelles et ainsi traduire les paramètres de brèche. Froehlich and Goddell (2012) utilisent la méthode d'échantillonnage de Rosemblueth généralisé PEM (Point Estimate Method) afin de limiter le nombre de tirages aléatoires à réaliser. À chaque combinaison (parmi les 16 utilisées) est associée une fonction de probabilité qui sert à traduire des coefficients de pondération servant à traduire la valeur moyenne et l'écart-type du débit de pointe. Le modèle s'appuie sur les quatre variables incertaines soit la largeur moyenne de la brèche ($\bar{B}$), la pente des berges (z), le de temps de formation (t_f) et le coefficient de débit (C_d).et utilise les équations empiriques de Froehlich (2008).

2.2.4.2 Modèles « artificiels »

De nouvelles techniques basées sur l'intelligence artificielle sont aujourd'hui disponibles, soit les modèles artificiels. En se basant sur les données historiques, ces méthodes permettent globalement de laisser l'algorithme tirer ces propres relations (ou en quelque sorte « apprendre ») à partir des données fournies et ainsi de prédire l'hydrogramme de rupture.

- **Réseau de neurones artificiel (ANN : Artificial Neural Network)**
    - Nourani et al. (2012), Hooshyaripor et al. (2015), Sammen et Mohamed (2016) et Simmen (2017).

Globalement, ces modèles permettent d'assimiler des relations entre les paramètres d'entrées et de sorties à l'aide du réseau de neurones généré. Ces méthodes permettent de considérer des relations entre les variables (des forces) et de les pondérer. Il existe une variabilité de technique permettant d'évaluer le poids de ces liaisons. Les réseaux *feed-forward* sont utilisé par Nourani et al. (2012) pour simuler l'hydrogramme de rupture de barrage en remblai. La technique de *Levenberg-Marquardt* (LM) et celle de l'*Imperialist Competitive Algorithm* (ICA) sont employées et comparées par Hooshyaripo et al. (2015). La variabilité des publications dans cette branche des analyses probabilistes dépend des variables utilisées et de leur combinaison (hauteur du barrage, volume d'eau dans le réservoir) ainsi que du jeu de données utilisées. Ces techniques demeurent limitées au nombre de données historiques de barrages disponibles dans la littérature.

Les principales limitations soulevées sont celles liées, au temps de calcul, aux équations de transport des sédiments (formulés à basse vitesse), aux hypothèses intrinsèques des modèles déterministes employés (tel que la permanence de l'écoulement), aux types de barrages et au nombre de données historiques disponibles dans la littérature. Ainsi, afin de s'assurer de répondre aux besoins des gestionnaires, le gain en terme précision comparativement au gain en termes de temps de calcul (non négligeable pour les gestionnaires de barrages) doit être étudié et considéré, témoignant par le fait même le caractère adaptatif et le potentiel de la nouvelle stratégie proposée et développée dans cette perspective.

2.3 Cadre normatif

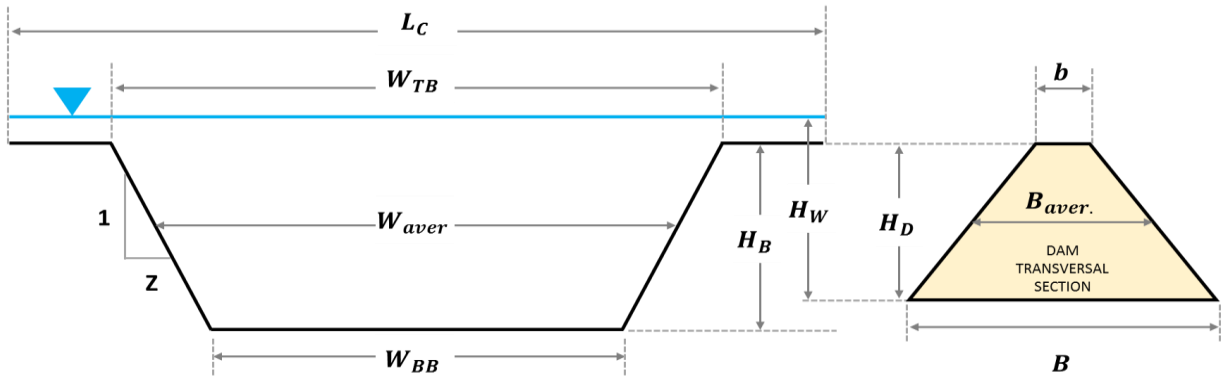
Le cadre normatif visé par ce projet de recherche est celui visant à traduire les propriétés de la brèche de rupture résultant d'une rupture par submersion et le temps de formation de la brèche finale permettant le traçage de l'hydrogramme normé de rupture. Celui-ci spécifie généralement les paramètres de ruptures suivants.

- Forme de la brèche
- Dimensions de la brèche finale
- Temps de formation de la brèche finale

Ainsi, conformément à la norme en vigueur, une relation entre les paramètres de brèches imposés et le débit de brèche y est également définie, permettant le traçage de l'hydrogramme de rupture dans un cadre normatif. Dans la littérature, les géométries les plus couramment employées sont :

- Brèche trapézoïdale,
- Brèche rectangulaire,
- Brèche triangulaire,

Notez que bien que la majorité des normes suppose que la hauteur de la brèche maximale est inférieure ou égale à la hauteur de l'ouvrage, de nombreux cas historiques témoignent que celles-ci dépendent du type de fondation sur lequel repose l'ouvrage. Par conséquent, tel qu'illustré à la Figure 2.7 la hauteur totale de la brèche peut être supérieure à la hauteur de l'ouvrage.



L_c : *Largeur de la submersion*
W_{TB} : *Largeur à la crête de la brèche finale*
W_{aver} : *Largeur moyenne de la brèche finale*
W_{BB} : *Largeur à la base de la brèche finale*
z : *Pente des berges de la brèche finale*
H_D : *Hauteur de l'ouvrage submergé*
H_B : *Hauteur totale de la brèche de rupture*
H_W : *Hauteur d'eau en amont de l'ouvrage avant la rupture*
B_{aver} : *Largeur moyenne de l'ouvrage*
b : *Largeur de la crête de l'ouvrage*
B : *Largeur au pied de l'ouvrage*

Figure 2.7 : Schématisation de la brèche de rupture résultant d'une submersion

À titre indicatif, le Tableau 2 6 ci-dessous résume les considérations de six normes recensées dans la littérature (Marche, 2008). Ces équations standardisées ont toutes été établies sur la base donnée de Wahl (1998) disponible à l'époque et recensant un total de 12 cas de rupture historiques de barrage en remblai enregistrant les trois paramètres de rupture. Un portrait complet des données historiques de rupture de barrages disponible dans la littérature et ayant à l'époque permis le développement du cadre normatif sont présenté à la section 3.4 : Données historiques : Ruptures de barrages.

Tableau 2.7 : Résumé des paramètres de ruptures considérés dans un cadre normatif (tiré de Marche, 2008)

Type de barrage	Norme Hydro-Québec (2015)	Norme NWS (USA)	Norme MEQ (préliminaire)	Norme Cadam	Norme France	Norme Suisse
Béton, Poids						
Largeur base	4H	adaptée	4H	0,5W	Totale	Totale
Largeur moyenne	4H	adaptée	4H	0,5W	Totale	Totale
Temps de formation	0,1 hr	0,1 à 0,5 hr	0,1 hr	0,2 hr	0,01 hr	0
Béton, Voûte						
Largeur base	4H	Totale		0,9W	Totale	Totale
Largeur moyenne	4H	Totale		0,9W	Totale	Totale
Temps de formation	0,1 hr	0,01 hr		0,01 hr	0,01 hr	0
Béton compacté						
Largeur base					Totale	Totale
Largeur moyenne					Totale	Totale
Temps de formation					0,01 hr	0
Enrochement						
Largeur base	4H	0,9 à 2,9 H	3H	Modèles	Renard	2H
Largeur moyenne	5H	1 à 3 H	3H		Totale	3H
Temps de formation	0,5 hr	0,1 à 0,5 hr	0,5 hr		Qq hr	0
Masque amont						
Largeur base	4H		3H		Totale	2H
Largeur moyenne	5H		3H		Totale	3H
Temps de formation	0,5 à 2 hr		0,5 hr		0,01 hr	0

Il importe de souligner que de manière générale, la paramétrisation de la rupture par submersion d'un barrage en remblai dans la pratique est couplée à un outil d'évolution de brèche de type

équation de seuil ou paramétré dans un modèle hydraulique 2D ou 3D afin d'inclure l'influence des conditions hydrauliques à l'aval de l'ouvrage.

2.4 Données historiques : Ruptures de barrages

Finalement, le but de cette dernière revue de la littérature consiste à élargir l'historique des ruptures de barrages en remblai actuellement disponible.

Suite à la revue de la littérature effectuée, il a été possible de retracer l'évolution de la base de données la plus détaillée précédemment disponible soit celle de Froehlich (2016a,b).

- Un total de 111 cas, dont les dimensions finales de la brèche de rupture sont connues, sont disponibles (Froehlich, 2016b).
- Un total de 41 cas de ruptures spécifie un temps de rupture (Froehlich, 2016b).
- Un total de 41 cas de rupture recense quant à elle le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture pour chacun d'eux (Froehlich, 2016a).

Le jeu de données de Froehlich (2016a,b) représentait le plus détaillé et c'est ce qui explique sa fréquente utilisation par divers auteurs. La fiabilité de celle-ci résulte des 85 ans de compilations, de validations et de vérifications par divers auteurs qui la précèdent (Wahl, 2014). Le nombre de ruptures de barrages en remblai y étant recensés demeure malgré tout encore trop faible pour assurer la précision des modèles paramétriques et probabilistes.

Bien que le partage des données ainsi que les méthodes acquisitions de données ont longtemps limité la construction et la fiabilité des bases de données (en termes de quantité et de qualité). Grâce à l'arrivée d'internet, plusieurs pays ont depuis partagé leurs données historiques à la communauté internationale, facilitant aujourd'hui leurs compilations. Zhang et al. (2016) en a d'ailleurs fait la preuve en publiant une base de données répertoriant 1 443 cas de ruptures historiques de barrages construits par l'Homme (incluant les ruptures par submersion). Notez cependant que celle-ci ne contienne aucune donnée sur les ruptures historiques de Chine (pays d'origine) et qu'aucune référence (quant à la provenance des nouvelles données) n'y est répertoriée, ne permettant de dresser des analyses statistiques sur son contenu.

Bien qu'il soit encore aujourd'hui difficile de définir le nombre exact de ruptures de barrages à travers le monde, un portrait préliminaire est ici dressé. Tout d'abord, selon la base de données en ligne de l'Université de Stanford (NPDP, 2016), 4% des ruptures de barrages aux États-Unis (soit les 63 cas de ruptures recensés sur leur site) auraient impliqué des pertes de vies, traduisant un total d'environ 1 575 ruptures de barrages sur leur territoire. Ensuite, tel que présenté par Zhong and al. (2017), conformément aux données statistiques du « Dam Safety Management Center of Ministry of Water Resources, P. R. China » (MWR, 2015), 3 530 ruptures de barrages ont été recensées en Chine (entre 1954 et 2014) et plus de 50% de ceux-ci résultent d'une rupture par submersion. Ces deux pays, à eux seuls, traduisent donc un total approximatif de 5 105 ruptures de barrages.

Suite à la revue de la littérature réalisée, une base de données recensant 3 861 cas de ruptures de barrages à travers le monde a été obtenue. L'ensemble des bases de données obtenues et des références répertoriées suite à ce processus de recherche de données ont fait l'objet des premières publications de l'auteure, soit Bernard-Garcia and Mahdi (2020), Bernard-Garcia and-Mahdi (HYDRO, 2020) et Bernard-Garcia and Mahdi (ICOLD, 2022). À titre indicatif, les travaux réalisés entre autres par Pierce (2008, 2010), Singh (1998), Wahl (1998, 2004, 2014), Zhang and al. (2016a,b), Froehlich (1995, 2008, 2016a, 2016b), l'Université de Stanford (NPDP,2016) et le USBR (RCEM, 2015) sont parmi 171 références compilées dans celle-ci.

Bernard-Garcia and Mahdi (HYDRO,2020) recense 75 bases de données compilant des cas de ruptures de barrages disponibles dans la littérature. La Figure 2.8 illustre la distribution temporelle de celles-ci au fil des ans et souligne le nombre grandissant au fil des ans notamment en raison de la venue d'internet et du partage de données.

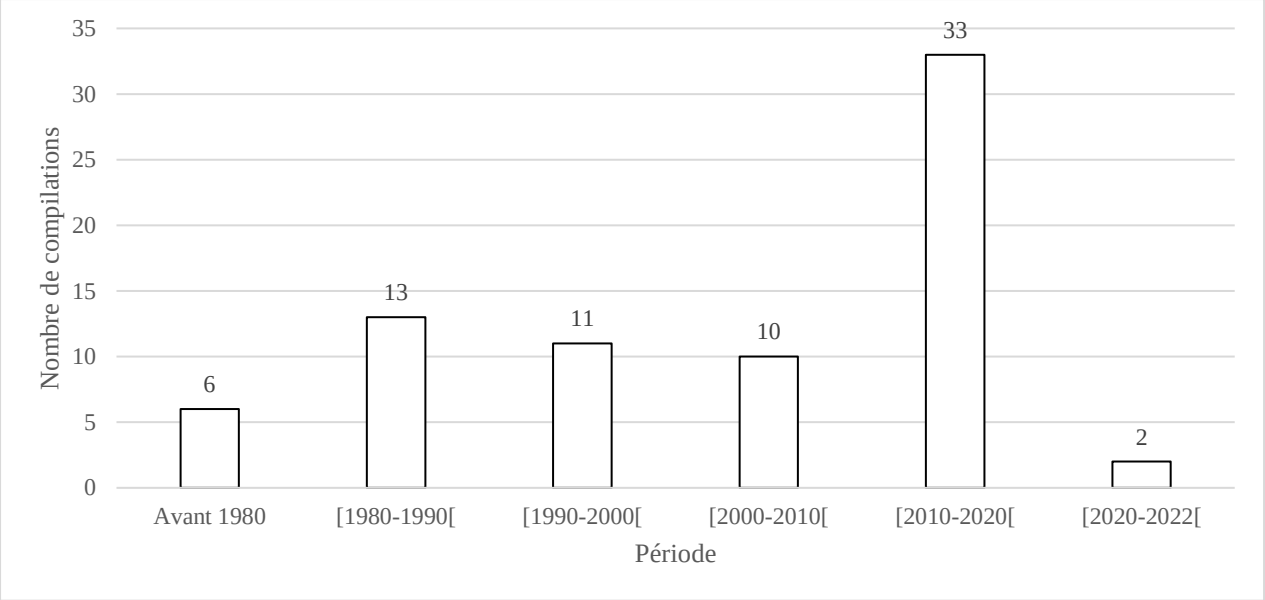


Figure 2.8 : Distribution des 75 compilations techniques de cas de rupture de barrages disponible dans la littérature adaptée de Bernard-Garcia et Mahdi (HYDRO, 2020)

Tel que résumé dans Bernard-Garcia and Mahdi (HYDRO, 2020), le résumé des bases de données décrites dans cet article souligne que :

- La première base de données, soit celle de Justin (1932), enregistre un total de 26 cas de rupture de barrages en comparaison avec celle de Bernard-Garcia and Madhi (2020) qui compile 3 861 cas de rupture de barrage. Cette comparaison témoigne du nombre important de cas de rupture de barrage compilés entre ces deux publications.
- Bernard-Garcia and Mahdi (HYDRO, 2020) présente une revue de la littérature des bases de données compilant des cas de rupture de barrage couvre des cas historiques de rupture de barrages indépendamment du mode de rupture, tel que par submersion ou par érosion interne, et indépendamment du type de barrage. Elle présente des compilations de cas de rupture de barrages construit par l'Homme de différent type (ex. en remblai, en béton, etc.), des barrages formés naturellement, soit des « landslide dams » et des barrages en glaces, des barrages miniers et des cas de rupture de laboratoire de petit et grande échelle.
- La majorité des bases de données compilées avant 1998 ne sont pas compilés dans les bases de données les plus récentes puisqu'elles ont servis à construit celle de Wahl (1998) enregistrant les cas de rupture survenus avant 1998, et est celle ayant servis à construit la

majorité des cadres normatifs actuellement en vigueur dans le domaine de la sécurité hydraulique des barrages.

- Les bases de données recensées témoignent de l'accessibilité des données de rupture de barrages aux États-Unis (en comparaison avec d'autres pays) qui témoigne de la facilité de leur enregistrement, mais surtout de leur validation dans la littérature, ce qui est tout à leur avantage.
- En regard aux types de compilations listés dans Bernard-Garcia and Mahdi (HYDRO, 2020), la revue témoigne de la variabilité de documentations disponibles dans la littérature enregistrant avec un niveau de détails variables des cas de rupture historiques, tel que des descriptions narratives des évènements, des descriptions techniques, des bases de données en ligne ou sous forme d'article, des livres d'ingénierie relatant des évènements, etc.
- Bien qu'après les années 2000 plusieurs compilations ont été publiées, peu de « nouveaux » cas de ruptures y sont enregistrés.
- Après les années 2010, une augmentation des bases de données « en ligne » est recensée, notamment celle du NPDP (2016) et du WISE (2019).
- La base de données de Bernard-Garcia and Mahdi (2020) résulte de cas de rupture historique de barrages dans le monde adapté de la majorité des bases de données listées dans Bernard-Garcia and Mahdi (HYDRO, 2020). C'est ce qui explique qu'elle soit la plus importante, détaillée et complète actuellement disponible dans la littérature.

CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE

Afin d'assurer une compréhension générale des différents volets de la stratégie permettant de mener à terme ce projet, une esquisse de la méthodologie proposée est présentée ci-bas et ensuite détaillée dans les prochaines sous-sections.

Les différentes étapes de la nouvelle stratégie proposée envisagées sont donc listées ci-dessous.

1. Approche normée :
    a. Appliquer la norme sur l'ouvrage choisi.
    b. Définir les dimensions, la forme de la brèche finale de la rupture par submersion et le temps de formation.
    c. Traduire l'hydrogramme normé de rupture par submersion de l'ouvrage.

2. Approche probabiliste:
    a. Construire une nouvelle base de données des ruptures historiques;
    b. Extraire l'échantillon des cas de ruptures de barrage par submersion de barrages en remblai dont les trois paramètres de rupture normés (soit le temps de formation, le rapport largeur/hauteur et la pente des berges) sont recensés.
    c. Rattacher des lois statistiques aux paramètres de rupture normé (temps de formation, rapport largeur/hauteur et la pente des berges de la brèche) des ruptures par submersion de barrages en remblai historiques à l'aide d'un l'outil de calcul statistique.
    d. Modéliser la digue dans le modèle probabiliste adapté
    e. Déterminer via la méthode de Monte-Carlo, les hydrogrammes et leurs fréquences relatives et cumulées d'apparition.
    f. Représenter graphiquement l'hydrogramme probabiliste obtenu.
    g. Extraire les dimensions de la brèche associées à l'hydrogramme probabiliste choisi.

3. Comparaison des deux approches de la stratégie
    a. Sur un même graphique, représenter :
        i. Hydrogramme normé de rupture par submersion
        ii. Hydrogramme de rupture probabiliste
        iii. Hydrogramme de rupture déterministe *
    b. Commenter les résultats obtenus

c. Énoncer des recommandations

*Pour un cas d'application adapté du Projet IMPACT

La schématisation de la méthodologie est illustré à la Figure 3.1 et est détaillé aux prochaines identifiées.

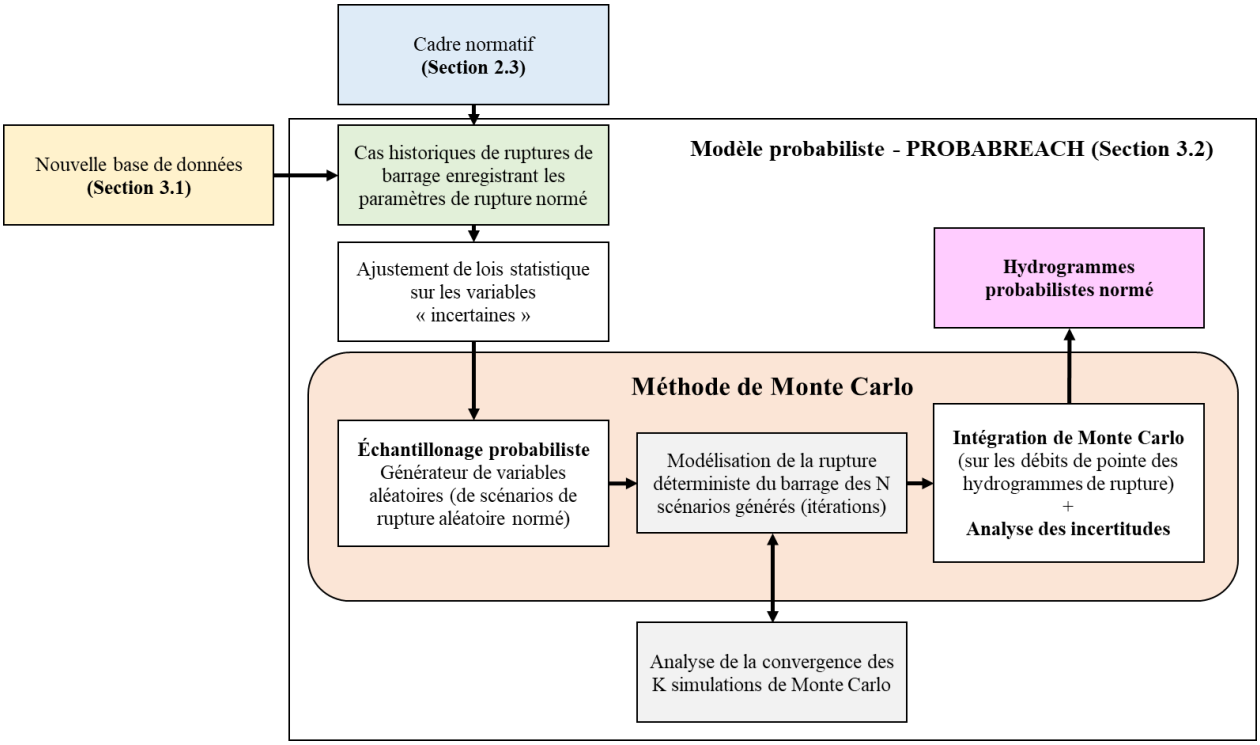


Figure 3.1 : Schématisation de la méthodologie et des sections associées

3.1 Nouvelle base de données de ruptures de barrage historiques

Sachant que l'étude du risque de rupture d'un barrage vise à développer des méthodes permettant d'anticiper les dommages potentiels et d'instaurer des stratégies sécuritaires de mitigation du risque de rupture. Ces études visent ainsi principalement à estimer l'hydrogramme de rupture, traduisant la rupture de l'ouvrage, afin d'établir des cartes d'inondation (par exemple) délimitant les zones affectées. C'est dans ce contexte que la nouvelle compilation (Bernard-Garcia and Mahdi, 2020) a tenté (lorsque possible) de recenser l'hydrogramme des ruptures historiques disponibles dans la littérature et d'enrichir le jeu de données précédemment disponible.

Sachant que le projet de recherche est lié à la rupture par submersion des barrages en remblai, c'est donc dans ce contexte que s'est initialement orienté ce processus de collecte de données, avant de finalement s'orienter vers un contexte plus général. Depuis plus de 85 ans, une compilation des cas de ruptures de barrages en remblai a mené à l'élaboration des divers modèles empiriques existants dans ce domaine. Suite à la revue de la littérature effectuée, il a été possible de retracer l'évolution de la base de données la plus détaillée actuellement disponible, composée de 111 cas dont les dimensions finales de la brèche de rupture sont connues (Froehlich, 2016b). Parmi celles-ci un total de 41 cas de ruptures spécifie un temps de rupture. De plus, une base de données, comprenant également 41 cas de rupture, recense quant à elle le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture pour chacun d'eux (Froehlich, 2016a). L'objectif initial consistait donc à élargir l'historique des ruptures actuellement disponible.

Pour ce faire, un minutieux travail de compilations de ruptures de barrages historiques a été entamé. Ce dernier a finalement mené à l'obtention d'une base de données générale composée de 3 861 cas de ruptures à travers le monde. Dans cette section, la stratégie, ayant permis de réaliser ce travail d'investigation et de recensements, est d'abord exposée. Ensuite, la structure générale, ainsi que les différentes abréviations et nomenclatures utilisées au sein de cette base de données, est décrite. Finalement, deux cas d'application permettant d'exposer le potentiel d'application de cette base de données (et de traduire son contenu), suivi d'une brève discussion, viennent clore le présent document.

3.1.1 Compilation des cas de ruptures historiques

La compilation des cas de ruptures historiques s'est d'abord initiée sur les deux bases de données publiées par Zhang and al. (2016a,b), compilant un total de 2 487 ruptures historiques de barrages, soit 1 443 barrages construits par l'Homme (MM-D) et 1 044 ruptures de barrages naturels (LS-D). Parmi ces données, un total de 370 cas de rupture par submersion de barrage en remblai (construits par l'Homme) y sont répertoriés et ont ainsi initialement motivé ce travail d'investigation. Bien qu'aucune donnée provenant de Chine (pays d'origine de la publication) n'y soit compilée et que la provenance (références) des données n'y soit pas clairement définie, ces données ont malgré tout servi de points de départ.

Ainsi, tel que réalisé auparavant par Wahl (2014) sur la base de données de Xu and Zhang (2009), qui présente d'ailleurs une excellente revue de la littérature de cas historiques de ruptures, un travail de vérifications a été réalisé sur la base de données des ruptures de barrages construits par l'Homme, publiées dans Zhang and al. (2016a).

Au fil du processus de validations et de recherches de nouvelles données, l'obtention de diverses sources de données a progressivement inspiré et modelé la structure générale, ainsi que le contenu, de la nouvelle base de données compilées (Bernard-Garcia and Mahdi, 2020). Les travaux réalisés entre autres par Pierce (2008, 2010), Singh (1998), Wahl (1998, 2004, 2014), Zhang and al. (2016a,b), Froehlich (1995, 2008, 2016a, 2016b), l'Université de Stanford (NPDP,2016b) et le USBR (RCEM, 2015) sont parmi ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail. Notez que l'historique détaillé (des références utilisées) n'est pas présenté dans cet article. La liste complète est cependant disponible à l'Annexe A – Références – Base de données. De plus, l'ordre chronologique des références listées dans cette liste (n'étant pas classé par ordre alphabétique) traduit généralement bien l'historique de leurs traitements.

La méthode de recherches utilisée pour procéder est une méthode « manuelle » de recherche de documents numériques à l'aide du moteur de recherche Google, la méthodologie est décrite plus en détails à la section 3.1.4 : Stratégie de compilation. Au total, 147 références diverses ont été nécessaires pour aboutir au résultat obtenu. Soulignons que celles-ci ont permis de vérifier environ 60% des données de Zhang and al. (2016a). Les différents types de documentations qui ont permis de réaliser ce travail sont listés ci-dessous.

- Base de données disponible dans la littérature/en ligne
- Des compilations de récit/résumé permettant de raconter le déroulement de(s) rupture(s) historiques.
- Des documentations plus spécifiques associées à des ouvrages précis tirés de journaux, de pages internet, de rapport technique et des documentaires vidéos (YouTube).
- La traduction de pages internet.
- Suivis de l'actualité

La compilation, de divers types de données de rupture, traduit la variété de données disponible dans la littérature. Les cinq types de données, composant les **3 861** cas de ruptures répertoriés, sont les suivants.

- **1 049** cas historiques de barrage naturel / Landslide Dam/Data (**LS-D**)
- **18** cas historiques de laboratoire / Laboratory Test Data (**LT-D**)
- **2 769** cas historiques de barrage construit par l'Homme / Man-Made Dam/Data (**MM-D**)
- **6** cas historiques de barrage temporaire / Cofferdam **(COF-D)**
- **19** cas de rupture de barrages miniers / Tailling dams **(TAI-D)**

Bien que l'obtention de ces données ait été facilitée grâce à Internet, l'accessibilité et le partage de données demeurent encore un enjeu important.

3.1.2 Limitations

Au fil des recherches, les documentations obtenues se sont raffinées et ont permis de mettre en évidence la complexité de fournir une structure représentative et adaptative aux divers cas de ruptures. Les principales limitations rencontrées sont listées ci-dessous.

- La présence de plusieurs barrages, possédant le même nom, mais localisée à des lieux différents dans un même pays.
- Une définition de l'année de construction non uniforme. En effet, certaines bases de données se réfèrent à l'année du début de la construction de l'ouvrage et d'autres à l'année de fin des travaux.
- Une classification du type de barrage difficile, en regard à l'hétérogénéité des descriptions disponibles dans la littérature.
- Un suivi de l'historique des ruptures difficile (pour un même ouvrage), en raison d'incohérence, du manque de données disponibles et/ou de la difficulté de localiser l'emplacement du barrage avant la rupture. Dans certains cas, lors de la reconstruction de l'ouvrage, un tout autre type de barrage est parfois construit (d'où l'importance de faire la distinction des évènements).
- Une compilation diversifiée des dimensions de brèche finale dans l'ouvrage ne permettant pas toujours de traduire une géométrie idéalisée (trapézoïdale, rectangulaire ou triangulaire).
- Dans certains cas, plus d'une brèche s'est formée lors de la rupture. Non seulement le nombre total de brèches n'est pas défini, mais la position de la brèche décrite n'y est également pas spécifiée.

- Une hétérogénéité des temps de rupture compilés dans les diverses sources de données (voir Wahl (1998, 2014) pour plus de détails).
- Une classification du type d'ouvrage impliqué dans la rupture difficile à catégoriser.
- L'historique de ruptures des barrages naturels, des barrages en glace, les digues de rétentions dans le secteur minier et les barrages temporaires, non répertoriés.
- Une diversification des valeurs obtenues par simulations numériques (tel que le débit de pointe) de plus en plus étendues.

Soulignons que pour la majorité des cas historiques, les données décrites dans les diverses sources sont consistantes les unes avec les autres. Pour les quelques cas où une incohérence était identifiée, celle-ci impliquait soit le type de barrage, la hauteur de l'ouvrage, le temps de formation et parfois le mode de rupture.

3.1.3 Outil utilisé

La compilation, des 3 861 cas historiques de ruptures de barrages, a été réalisée à l'aide de l'outil Excel. Quelques-uns des avantages, qui ont justifié ce choix, sont listés ci-dessous.

- Format de fichier (XLSX) accessible à tous gratuitement, à l'aide de plateforme en ligne (ex : Google Drive).
- Outil considéré comme multiculturel et intergénérationnel.
- Capacité de stockage.
- Interface personnalisable.
- Traçage de graphiques diversifiés.
- Options de traitement des données.
    - Conversions des données (à partir d'un fichier PDF par exemple).
    - Extraction des données (en fichier csv).
- Recherche individuelle (Clt+F) de cas spécifique.
- Filtre des données.
    - Trier les données par ordre croissant ou alphabétique.
    - Filtrer des champs spécifiques (colonne/variable)
    - Filtrer les données par couleurs de cellules.

- Tableau croisé dynamique (T.C.D.)

Dans l'ensemble, la base de données a pour but de faciliter le traitement, l'utilisation et la compilation de données historiques de ruptures de barrage, assurant le caractère évolutif de la base de données proposée. Sa structure globale a ainsi été développée de manière à faciliter la compréhension des différents cas historiques. Notez qu'il est suggéré d'activer le fractionnement de l'écran (disponible dans Excel 2016) ainsi que la fonction filtre (sur la ligne 10 de la base de données) pour faciliter l'utilisation de la base de données (de l'onglet « DATABASE » du fichier XLSX)

3.1.4 Stratégie de compilation

La stratégie, ayant permis de réaliser ce travail, consistait à comparer des bases de données (tirées de la littérature) à la base de données tirées de Zhang and al. (2016a). Les principaux objectifs spécifiques, qui ont guidé ce processus, sont les suivants.

i. Vérifier tous les cas de ruptures dont les paramètres de brèche et/ou le débit de pointe et/ou le temps de formation sont spécifiés.
ii. Raffiner les cas de ruptures par submersion possédant peu de données.
iii. Identifier les causes de ruptures des cas où un temps de formation de brèche (et/ou tout autre paramètre de rupture) est fourni, mais dont la cause de rupture est inconnue.
iv. Raffiner les cas de ruptures récents (des années 2000).

En regard à la variabilité des jeux de données disponibles pour chaque cas de rupture compilé, la stratégie d'investigation a donc été adaptée à chaque recherche et/ou comparaison.

Les principales variables qui ont été utilisées (si disponible), pour diriger les recherches bibliographiques, sont listées ci-bas.

- ✓ Le nom du barrage
- ✓ Le type de barrage
- ✓ L'année de rupture
- ✓ Le lieu de la rupture
- ✓ La hauteur du barrage
- ✓ L'année de construction

Globalement, les étapes réalisées sont les suivantes.

*** Notez que les colonnes/variables, auxquelles font référence certaines étapes, sont présentées en détail à la section 3.1.5 : Structure de la base de données.

1) Convertir les bases de données (Annexe A - Man-Made Dam et Annexe B – Landslide Dam) de Zhang and al. (2016a,b) dans deux feuilles Excel.
2) Uniformiser la structure des deux bases de données (en une seule feuille Excel).
3) Effectuer des recherches bibliographiques pour acquérir des bases de données permettant de valider les cas associés aux barrages construits par l'Homme (MM-D).
    a. Si de nouvelles données (cas historiques) étaient disponibles, ceux-ci étaient ajoutés.
4) Pour chaque cas de ruptures, comparer les données de la littérature à celles de Zhang and al (2016a).
    a. Inscrire l'indice de la référence dans la colonne*** « References » (par ordre croissant).
    b. Si une incohérence est identifiée (pour une ou plusieurs valeur(s)) et si l'écart entre les deux valeurs était jugé acceptable (et/ou justifié) les bornes des valeurs minimales et maximales (de toutes les valeurs obtenues) ont été conservées. Celles-ci ont été délimitées par un trait d'union (min-max). Exemple : 100-150. Notez que cette nomenclature est mise en contexte et présentée plus en détail à la prochaine section.
    c. Si l'incohérence était jugée importante et/ou était évidente (ex : type de barrage, mode de rupture), pouvant signifier qu'il ne s'agit pas de la même rupture, la variable a été identifiée en **gras** dans la base de données, et une recherche spécifique à ce cas de rupture était effectuée. De plus, les incohérences étaient brièvement décrites dans la colonne*** « Remarks » pour faciliter l'évaluation ou le suivi. De plus, la cote « to investigate » était attribuée à la colonne*** « cote ».

       Suite à ce travail d'investigation, la valeur corrigée identifiée (ou jugée la plus crédible) était inscrite et la cote « to investigate » (si possible) retirée.

Notez que les étapes 3 et 4 ont été itérées plusieurs fois, avant d'aboutir au résultat obtenu. Finalement, les dernières étapes, visant à assurer la validité, la qualité et la convivialité de la base de données, sont listées ci-bas.

5) Vérifier la validité des codes et abréviations utilisé(e)s et ceux inscrits dans la base de données
6) Pour les cas où le mode de rupture, la hauteur du barrage et la capacité maximale du réservoir sont disponibles, les conditions initiales du réservoir (tout juste avant la rupture soit hauteur

d'eau et volume dans le réservoir) ont été vérifiées afin d'identifier les incohérences potentielles et donc la validité des cas recensés.

Notez que pour faciliter l'interprétation, une nomenclature particulière a été utilisée pour identifier les hypothèses parfois considérées (exemple : >=XY et/ou encore <=XY, tel que XY Є R). Cette nomenclature est une fois de plus mise en contexte à la prochaine section.

7) Classer les noms des barrages par ordre alphabétique et vérifier/chercher les noms répétés (doublons potentiels). Soulignons que celle-ci a été itérée plusieurs fois afin d'assurer la qualité de cette base de données.

   Globalement, si le nom du barrage, le lieu, la hauteur, le type et/ou l'année de rupture du barrage étaient corroborés, les deux cas étaient jumelés. Pour les cas de rupture dont les noms de barrages correspondaient, mais que les années étaient successives, celles-ci ont été identifiées en rupture successive (I, II, III, IV, …). Cette nomenclature est présentée plus en détail à la prochaine section.

8) Pour faciliter l'extraction des cas de rupture exploitable (i.e. ceux permettant d'établir des relations empiriques sur les paramètres de brèches par exemple), un code a été adopté (dans la colonne « cote »), permettant d'identifier les cas où les dimensions de la brèche, le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture et/ou le temps de formation de la brèche sont disponibles.

Au fil des recherches, une quantité de plus en plus importante de données a été obtenue et a nécessité un regard de plus en plus critique afin d'éviter l'ajout de doublons (cas de rupture déjà recensé). En regard aux 2 769 cas historiques compilés pour les barrages construits par l'Homme (MM-D), il a malgré tout été impossible de vérifier et raffiner toutes les données. Sachant que la compilation de ces permet de combiner des doublons (et donc de raffiner leurs jeux de données), il a finalement été choisi de les inclure dans la compilation.

3.1.5 Structure de la base de données

Inspirée de la structure générale proposée par Wahl (1998) et par Zhang and al. (2016a,b), la structure élaborée pour construire cette nouvelle base de données est ici présentée. Notez que la disponibilité de d'autres types de variables, disponibles dans la littérature, a également été identifiée dans cette section de manière à ouvrir ces horizons de possibilités.

Globalement, la feuille de calculs Excel élaborée est structurée comme suit.

- Les lignes représentent les cas de ruptures répertoriés
- Les 39 colonnes représentent le jeu de données permettant de décrire les ruptures historiques de barrages.

La structure générale de la base de données élaborée est composée de 12 catégories de spécifications, telle que présentée ci-dessous.

1. Dam Identification
2. Dam Location
3. Dam Description
4. Failure Description
5. Dam Properties
6. Reservoir/Lake Description
7. Initial Conditions (Just Before Breach)
8. Breach Description
9. Peak Discharge (Q_P)
10. Failure Times Description
11. Dommages
12. Notes

Chacune des spécifications est composée d'une ou de plusieurs variables/colonnes constituant le jeu de données (pour chaque cas de rupture). Les 39 colonnes sont donc présentées dans cette section conformément à la structure proposée ci-haut. Les dix groupes d'abréviations (identifiés comme suit : $^{(i)}$, ou i Є [1 : 10]), utilisés pour compiler les données de dix variables/colonnes, sont également définis par ordre chronologique. Notez qu'une attention particulière a été accordée de manière à éviter l'utilisation de deux mêmes abréviations pour éviter toute ambigüité.

1. Dam Identification

L'identification du barrage s'appuie sur trois variables.

1.1. ID

Cet identifiant, soit le ID Є [1 : 3 861], sert à identifier les cas de ruptures dans cette nouvelle base de données. Notez qu'en triant cette colonne par ordre croissant, il est possible de classer par ordre alphabétique l'ensemble des cas de ruptures répertoriés (qui peut ne pas être optimal avec la fonction d'Excel).

1.2. Id2

Pour faciliter un suivi, entre cette nouvelle base de données et celles de Zhang and al. (2016a,b), les identifiants utilisés dans ces deux bases de données de références ont été inscrits dans cette colonne.

De plus, outre la numérotation initiale utilisée dans les deux bases de données de Zhang and al. (2016a,b), un code de couleur (remplissage des cellules) a été défini de manière à identifier divers cas de ruptures répertoriés. Notez que celle-ci peut également servir de filtre dans Excel 2016. Les quatre codes de couleurs utilisés sont présentés ci-dessous.

- Les cas de ruptures de barrages, construits par l'Homme (MM-D) (tiré de l'Annexe A de Zhang and al. (2016a) dont le Id2 ∈ [1 : 1 443]), sont identifié en gris pâle.

  À titre indicatif :

  - 1 436 des 1 443 cas ont été retenus de la base de données de Zhang and al. (2016a).
    - 7 des 1 443 cas ont été retirés puisqu'ils ont été identifiés comme étant des doublons.
  - 2 des 1 443 cas ont été transférés de la catégorie « Man-Made Dam » à « Landslide Dam ».
  - **Ainsi, 1 434 des 1 443 cas de Zhang and al. (2016a) composent les 2 767 "Man-Made Dams" compilés.**
  - 849 des 1 443 cas de la base de données de Zhang and al. (2016a) ont pu être vérifiée à l'aide de la littérature (donc, 594 des 1 443 des cas de ruptures demeurent à vérifier).
    - 526 des 849 cas a pu être vérifiés à partir de la base de données en ligne de l'Université de Stanford (NPDP, 2016b)
  - Au total, 1 354 des 2 767 cas de barrages, construits par l'Homme, ont été ajoutés à partir de la littérature.
    - 1 215 des 1 354 cas proviennent de la base de données en ligne de l'Université de Stanford (NPDP, 2016b).

- Les 1 044 cas de ruptures de barrages naturels (LS-D) (tiré de l'Annexe B de Zhang and al. (2016b), dont le Id2 ∈ [1 : 1 044]), sont identifiés en bleu pâle.

  À titre indicatif :

  - 51 des 1 044 cas ont été validés.

Notez que les recherches ayant principalement été concentré et orientées de manière à valider les cas de ruptures de barrages construits par l'Homme (MM-D), c'est ce qui explique qu'une faible quantité de ces cas historiques ait été vérifiée.

- **1 044 des 1 049 proviennent de Zhang and al. (2016b).**

- 2 des 1 049 cas de ruptures de barrages (transférer de la catégorie « Man-Made Dam » (MM-D) vers la catégorie « Landslide dam » (LS-D)) proviennent de Zhang and al (2016a).
- 3 des 1 049 nouveaux cas ont été ajoutés à partir de la littérature.

- Les 18 des 3 861 données provenant de test en laboratoire (LT-D) sont identifiées en jaune pâle (aucune numérotation).
  - **Les 18 données proviennent de Pierce (2008,2010).**

- Les 1 357 des 3 861 nouvelles données ajoutées (par rapport aux deux précédentes sources de données) sont identifiées en vert forêt (aucune numérotation).

1.3. Dam Name

Cette colonne contient le nom du barrage ainsi que tous les surnoms et/ou erreurs de frappe recensées, menant à des appellations différentes (dans d'autres bases de données).

Notez qu'afin d'assurer une uniformisation de l'indice servant à spécifier l'ouvrage et celui utilisé pour identifier la rupture de l'ouvrage recensé, une nomenclature a été mise en place afin d'éliminer toute éventuelle confusion. Celle-ci est présentée ci-dessous.

- DAM IDENTIFICATION: "Dam Name ***xy***" where ***xy*** Є [1, 2, 3, ...] refers to the ID of the DAM/DIKE (Rational Integer)
- FAILURE IDENTIFICATION: "Dam Name ***xy***" where ***xy*** Є [I, II, III, IV, V, ...] refers to the ID of the FAILURE (Roman numerals)

Notez que dans la présente version de la base de données, une seule brèche est compilée. Néanmoins, les quelques cas, ou plus d'une brèche se sont formés lors de la rupture, sont clairement identifiés dans la colonne « Remarks ». Pour éventuellement recenser les différentes brèches pouvant s'être formées, il sera possible d'adapter la base de données à l'aide de la nomenclature suivante.

Possibility/Data available

- *BREACH IDENTIFICATION: "Dam Name **(xy/XY)**" where **xy** : The ID of the dam breach compilation and **XY** : The number of breach observed (xy Є [1 : XY])*

2. Dam Location

La position géographique du cas historique est définie à l'aide de deux variables.

2.1. State/Province (County/Region/City)

Dans le but de faciliter les recherches de validations et de vérifications (dépendamment du pays), l'état ou la province ont été ajoutés ainsi que le conté, la région ou la ville où a eu lieu la rupture (ou la plus proche, si possible).

Notez que la spécification de cette variable s'avère un atout considérable pour faciliter l'identification des doublons (cas de rupture déjà répertorié).

2.2. Country Name

Au total, les données de 9 pays ont été obtenues suite au travail effectué. Les abréviations utilisées dans la base de données s'appuient sur la nomenclature internationale (ISO-3166) pour identifier dans quel pays a eu lieu la rupture. La liste complète n'est pas présentée dans cet article, mais est disponible dans la base de données (dans l'onglet « (1) » du fichier XLSX).

À titre indicatif :

- Les données de 43 pays ont été compilées pour les barrages naturels (LS-D).
- Les données de 3 pays ont été compilées pour les données obtenues par des tests en laboratoire (LT-D).
- Les données de 51 pays ont été compilées pour les barrages construits par l'Homme (MM-D).

Pour raffiner la présente section, il serait éventuellement possible d'ajouter les coordonnées traduisant la position de l'ouvrage. Celles-ci faciliteraient l'identification des ruptures historiques, en leur donnant un caractère unique et indissociable.

Possibility/Data available

- *Coordonnées (Latitude, Longitude)*

  Notez que la base de données de Stanford (NPDP, 2016b) contient (pour plusieurs cas répertoriés) ces coordonnées.

3. Dam Description

La description du barrage est quant à elle définie à l'aide de cinq variables.

3.1. Dam Trigger

Inspiré par la nomenclature utilisée dans Zhang and al. (2016b), cette catégorie a été fondamentalement modifiée afin de permettre l'uniformisation des deux bases de données. Les nouveaux codes/abréviations utilisées sont résumés au Tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Dam Trigger - Abbreviations

Abbreviation	Dam Trigger
COF-D	Cofferdam/data
LS-D	Landslide Dam/Data
LT-D	Laboratory Test Data
MM-D	Man-Made Dam/Data
TAI-D	Tailling dam/Data

Notez que pour les données obtenues à partir d'essai en laboratoire (LT-D), les données disponibles n'ont pas permis d'établir une structure de codes/abréviations permettant de traduire la diversité des cas. Une recherche plus approfondie s'avère nécessaire avant d'en dégager des abréviations plus pertinentes.

Des données sur des barrages en glace (naturel) ont été identifiées dans la littérature. Dans un contexte de changements climatiques, une compilation de ces derniers s'avère pertinente. (Adonis Production, 2011)

Possibility / Data available

- *Iced Dam (for more details see USGS, 2004)*

3.2. Dam Type

La variable « Dam Type » vise principalement à définir le type de barrage (matériaux). Notez que les abréviations utilisées varient en fonction du type de données (« Dam Trigger ») associé au cas d'étude.

Landslide Dam (LS-D)

Pour les barrages naturels (LS-D), la variable « Dam Type » identifie la composition du barrage formé naturellement, soit le type de formation. Les classes utilisées, tirées de Zhang and al. (2016b), sont résumées au Tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Dam Type - Landslide Dam (LS-D) - Abbreviation adapted from Zhang and al. (2016)

Trigger (2)	Abbreviation	Dam Type (3)
Landslide dam (LS-D)	**AV**	Avalanche
	DA	Debris avalanche
	DF	Debris flow
	DS	Debris slide
	EF	Earth flow
	ESL	Earth slide
	LSL	Lateral spread
	MF	Mud flow
	RA	Rock avalanche
	RF	Rock fall
	RS	Rock slide
	VO	Volcano

Laboratory Test Data (LT-D)

Les données obtenues en laboratoire, ayant été établies dans des contextes de rupture de barrage en remblai, ont toutes été associées au « Earthfill dam (EFL) » (voir Tableau 3-3 ci-bas).

Man-Made Dam (MM-D)

La variable « Dam Type » des « Man-Made Dam » traduit les différents types de barrages existants. Le Tableau 3-3 résume les abréviations utilisées.

Tableau 3.3 : Dam Type – Man-Made Dam (MM-D) – Abbreviations adapted from Zhang and al. (2016a)

Trigger (2)	Abbreviation	Dam Type (3)
Man-made dam (MM-D)	**CON**	Concrete dam
	EFL	Earthfill dam*
	MAS	Masonry dam
	RFL	Rockfill dam*
	STL	Steel dam
	TIM	Timber dam
	UNK	Unknown

Tel que présenté au Tableau 3-3, les données sont classifiées selon six types de barrages. La septième traduit les cas où le type de barrage est inconnu. Pour faciliter le tri des ruptures, il a été choisi d'identifier seulement un type de barrage, bien qu'il n'en soit généralement pas aussi simple

(dépendamment de la source de données). Soulignons que celle-ci est intimement liée à la variable « Dam Type Divided » présentée prochainement. De plus, les abréviations (identifiée par « * » au Tableau 3-3) ont été ajustées afin de tenter de raffiner leur classification.

3.3. Dam Type Divided

La variable « Dam Type Divided » sert à décrire plus précisément le type d'ouvrage recensé. Les codes utilisés varient une fois de plus en fonction du type de donnée traité (« Dam Trigger »).

Landslide Dam (LS-D)

En ce qui concerne les barrages de type naturel (LS-D), la variable « Dam Type Divided » est utilisée pour identifier le type de formation et leurs relations avec le sol de la vallée (Costa and Schuster, 1988). Les abréviations utilisées, adaptées de Zhang and al. (2016), sont présentés au Tableau 3-4.

Tableau 3.4 : Dam Type Divided - Landslide Dam – Abbreviations from Costa and Schuster (1988)

Trigger (2)	Abbreviation	Type divided
Landslide dam (LS-D)	TYPE I	Falls Slumps
	TYPE II	Avalanches Slumps/Slides
	TYPE III	Flows Avalanches
	TYPE IV	Falls Slumps/Slides Avalanches
	TYPE V	Falls Avalanches
	TYPE VI	Slumps/Slides

Pour plus de détails sur la définition des paramètres, se référer à Costa and Schuster (1988).

Laboratory Test Data (LT-D)

Pour les données obtenues suite à des tests de laboratoire (LT-D), deux codes ont été utilisés pour décrire le type de modèle utilisé et sont résumés au Tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Dam Type Divided - Laboratory Test Data

Trigger (2)	Abbreviation	Type divided
Laboratory Test Data (LT-D)	CE	Controlled environment
	RD	Reduced model

Man-Made Dam (MM-D)

Pour les barrages construits par l'Homme (MM-D), les abréviations définissant « Dam Type Divided » (présentés au Tableau 3.6) ont été établies de manière à offrir un portrait représentatif des diverses conceptions existantes.

Tableau 3.6 : Dam Type Divided - Man-Made Dam - Abbreviations adapted from Zhang and al. (2016a)

Trigger (2)	Abbreviation	Dam Type Divided (4)
Man-made dam (MM-D)	**ARC**	*Arch dam*
	BU	*Buttress dam*
	CF*	Composite-fill embankmen dam
	DC*	Embankmen dam with solid corewall
	FD*	Faced embankmen dam
	GR	*Gravity dam*
	HD	Homogeneous-fill embankment dam
	HF	Hydraulic Fill dam
	MAR	*Multi-arch dam*
	ZD	Zoned-fill dam (Clay core wall)

*DC(COREWALL TYPE = (3)), CF(COMPOSITE TYPE = (3)) or FC(FACED TYPE = (3))

Tel que mentionné précédemment, une nomenclature particulière a été adoptée de manière à fournir un portrait plus représentatif de l'éventail des types d'ouvrages décrits dans la littérature. Par exemple, pour un barrage doté d'un noyau central solide (noté DC, Tableau 3.6) en béton, le « Dam Type Divided » s'écrit alors : DC(CON). Cette nomenclature vise à spécifier les particularités de l'ouvrage parfois identifiées. Soulignons une fois de plus que les données disponibles dans la littérature permettent rarement de dresser un portrait aussi concret du type de barrage et porte parfois même à confusion, notamment pour le type « Masonry » (ex : Rockfill Masonry Earthfill Dam). Cette classification demeure préliminaire pour la majorité des cas, et se doit d'être raffinée et/ou améliorée dans le futur.

Notez qu'une schématisation des types de barrages en remblai est disponible dans la base de données (dans l'onglet « (4) » du fichier XLSX). Pour plus de détails sur les types de barrages en béton, se référer au Chapitre 1 du Dam Compenium (Léger, 2016) et, pour les barrages en remblai, au Chapitre 8 du Geotechnical Engineering of Dams (Fell and al., 2015).

3.4. Dam Erodibility

Le « Dam Erodibility » vise à traduire la résistance du remblai, composant le barrage, à l'érosion et à l'action de l'écoulement. Il ne s'applique donc qu'aux barrages de type « Earthfill dam (EFL) »

et « Rockfill dam (RFL) ». Les classes utilisées, adaptées de Briaud (2008), sont résumées au Tableau 3.7 ci-dessous.

Tableau 3.7 : Dam Erodability- Abbreviations adapted from Briaud (2008)

Abbreviation	Dam erodibility (5)
LE	Low Erodability
ME	Medium Erodability
HE	High Erodability
UNK	Unknown

Brièvement, les classes (présentées au Tableau 3.7) sont attribuées en fonction du taux d'érosion et de la vitesse de l'écoulement (ou de la contrainte de cisaillement appliquée). Selon Peng and Zhang (2011), plus le facteur d'érodabilité est élevé, plus la brèche se forme rapidement et donc plus la taille de la brèche et le débit de pointe sont élevés. Pour plus de détails sur la détermination de ses paramètres, se référés à Briaud (2008), qui a initialement défini ces classes. Si la classe « Unknown (UNK) » y est inscrite, c'est qu'aucune information disponible dans la littérature n'a permis d'identifier le « Dam Erodability » de ce barrage.

Notez que lorsque la cellule est vide cela signifie qu'aucune classe n'était disponible dans la littérature (ce qui est vrai pour toutes les cellules laissées vides dans la base de données).

3.5. Formation Time/Year of *re*-construction

La variable « Year of re-construction » vise principalement à traduire l'année de construction (ou de reconstruction suite à une antécédente rupture) des barrages construits par l'Homme (MM-D). Notez que la nomenclature (min-max), présentée à la section 3.1.4 :Méthodologie, a permis d'identifier (pour certains cas) l'année de début et de fin des travaux de construction.

Ensuite, de la même manière, pour les barrages naturels (LS-D), cette variable (appelé « Formation Data » dans la littérature) vise à traduire le moment ou le barrage naturel s'est formé. En regard à la difficulté de définir une date exacte (pour ce type de barrage en particulier), les abréviations tirées de Zhang and al (2016b) ont été utilisée pour certains cas de barrages naturels (LS-D). Celles-ci sont présentées au Tableau 3.8.

Tableau 3.8 : Date of Formation - Landslide Dam - Abbreviation adapted from Zhang and al. (2016)

Abbreviation	Date of formation*/Year of const.
BC	Before Christ
BP	Before present
Preh.	Prehistoric
Q3	Tertiary Period
Q4	Quaternary Period

*Used for the landslide dam only, it represents de Data of the formation

Pour raffiner la section « description du barrage », il serait éventuellement possible d'ajouter les variables traduisant la vocation principale de l'ouvrage (avant sa rupture) et le type d'évacuateur de crue.

Possibility / Data available

- *Dam Vocation*
- *Spillway Type (if possible)*

En regard à la quantité de ruptures d'évacuateur répertorié et/ou impliqué dans la rupture des barrages, la définition de cette variable s'avère pertinente, et ce, pour tous les types de barrages construits par l'Homme (MM-D) confondus.

4. Failure Description

La description de la rupture est décrite à l'aide de quatre variables.

4.1. Year of failure

Cette variable vise à définir l'année de rupture du barrage. Notez que pour les barrages naturels (LS-D), une hypothèse permettant d'estimer de manière préliminaire cette valeur (à l'aide de la variable « Time before Failure ») a été considérée pour certains cas.

4.2. Time before failure (Years)

La variable « Time before Failure » vise à définir la durée de vie de l'ouvrage des barrages ou le contexte dans lequel s'est produite la rupture.

Dans le cas des barrages naturels (LS-D), les différentes abréviations, tirées de Zhang and al. (2016b), utilisées sont résumées au Tableau 3.9 présenté ci-dessous.

Tableau 3.9 : Time before Failure – Landslide dam only - Abbreviations adapted from Zhang and al. (2016b)

Abbreviation	Time before failure
NF	Did not fail by the reported date
SD*	Several days (< 1 year)
LT*	Long term (> 1 year)
ST*	Short term (< 1 day)

*LT and ST refer to Chai et al. (1998)

Les trois dernières abréviations, présentées au Tableau 3.9 sont celles ayant permis d'estimer l'année de rupture de ces barrages lorsque l'année de formation était définie. Les hypothèses ainsi considérées sont les suivantes.

- Pour les cas identifiés « LT : Long term », une durée de 50 ans a été utilisée pour estimer l'année de rupture de ses barrages naturels.

  Dans le cas ou l'année de rupture dépassait 2016, l'année de rupture a été identifiée : 2000s.

- Pour les cas identifiés par « ST : Short Term » et par « SD : Several Days » l'année de formation a été utilisée.

Pour plus de détails sur ces paramètres se référé à Chai and al. (1998) et à Peng and Zhang (2011). De plus, il est toujours possible d'identifier ces cas aisément, puisque le codes « SD, LT ou ST » ont été conservés dans cette colonne. Soulignons qu'initialement, cette variable était exprimée en jours, dans la base de données de Zhang and al. (2016b). Un facteur de conversion de **365,25** jours/an a donc été considéré.

Pour les barrages construits par l'Homme (MM-D), deux abréviations ont été utilisées pour traduire certains contextes de rupture couramment recensée dans la littérature et sont résumées au Tableau 3-10.

Tableau 3.10 : Time before failure - Man-Made Dam only - Abbreviations

Abbreviation	Time before failure
UC	Under construction
DRF	During reservoir filling

Finalement, les deux abréviations (présentées au Tableau 3.11) ont quant à elles été appliquées indépendamment du type de ruptures (« Dam Trigger »).

Tableau 3.11 : Time before failure - Abbreviations

Abbreviation	Time before failure
UD	Undefined (Year of construction unknown)
UNK	Year of failure unknown

Notez que dans le cas où ni l'année de construction/formation et ni l'année de rupture étaient connues, les deux abréviations (leur étant associés) ont été inscrites dans cette colonne, soit « UD;UNK ». Le choix d'inscrire ces deux abréviations permet de rapidement identifier les cas où aucune année n'est définie et de tenter de les raffiner. De plus, pour les données obtenues en laboratoire (LT-D), bien qu'il soit éventuellement possible de spécifier l'année de début des essais et/ou de fin, ce code a été utilisé pour les 18 cas recensés.

4.3. Failure Type

La variable « Failure Cause » vise quant à elle à classifier le type de rupture selon les dix abréviations résumées au Tableau 3.12 ci-bas.

Tableau 3.12 : Failure Type – Abbreviations adapted from Zhang and al. (2016a,b)

Abbreviation	Failure Type
DT	Disasters
IEE	Internal Erosion
OS	Others
OT	Overtopping
PM	Poor management
QP	Quality problems
UNK	Unknown

Pour faciliter le tri des ruptures, il a également été choisi d'identifier seulement un type de rupture. En regard aux diverses causes (avec ou sans relation les unes avec les autres) influant sur la détermination de cette variable, une mise en contexte de la rupture se doit d'être réalisée si celle-ci n'est pas clairement identifier et/ou dans le cas d'incohérence. Soulignons que la classe « Others (OS) » a été ajoutée en regard aux données disponibles dans la base de données en ligne de l'Université de Stanford (NPDP,2017).

4.4. Failure cause divided

La variable « Failure cause divided », complémentaire à la variable « Failure Type », a pour but de décrire les différentes causes qui ont mené à la rupture du barrage.

Pour les barrages naturels (LS-D), trois abréviations, tirée de Zhang and al. (2016b), ont été conservées et s'applique donc uniquement à ce type de barrage spécifiquement. Celles-ci sont résumées au Tableau 3.13 suivant.

Tableau 3.13 : Failure Cause Divided - For Landslide Dam only (LS-D) - Abbreviations adapted from Zhang and al. (2016b)

Abbr.	Failure cause divided
HC	Human-caused
PW	Progressive weakening
VE	Undefined in Zhang and al. (2016) TO INVESTIGATE

Pour les données obtenues à partir d'essai de laboratoire (LT-D), l'abréviation, présenté au Tableau 3.14, a été utilisée et pourra éventuellement être raffinée si nécessaire.

Tableau 3.14 : Failure Cause Divided - Laboratory Test Data - Abbreviation

Abbr.	Failure cause divided
LT	Laboratory Test

Pour les barrages construits par l'Homme (MM-D) et les barrages naturels (LS-T), 41 autres abréviations ont été utilisées et sont résumées, par ordre alphabétique, au Tableau 3.15.

Tableau 3.15 : Failure Cause Divided - Abbreviations adapted from Zhang and al. (2016a,b)

Abbr.	Failure cause divided
ABA	Animal (Beaver activity) or biological attacks/growth
AS	Appurtenant Structures
BE	Bad Engineering
BM	Bad management
BOP	Blockage of pipes or tunnel / Penstock Rupture
BOS	Blockage of spillways / Spillway Pipe Failure/ Sinkhole
BUA	Breaching of upstream/upper dams
CD	Concrete deterioration / Deterioration
CDF	Chemical deterioration of the dam and/or foundation
DH	Drought heat
DI	Debris impacts
EE	Embankment Erosion
EQ	Earthquakes
ESF	Excessive Snowfall/Snowmelt
FC	Faulty Construction/ Bad Design/ Poor site preparation and/or Material selection
GF	Gate failure / Equipment failure
HCP	Hydrostatic Pressure (Uplift and/or internal pressure)
ICE	Ice
IF	Insufficient freeboards (due to settlement or poor design)
ISC	Insufficient Spillway Capacities
ISS	Inadequate Seismic Stability

Tableau 3.15 : Failure Cause Divided - Abbreviations adapted from Zhang and al. (2016a,b) (Suite)

Abbr.	Failure cause divided
LOM	Lack of Maintenance
NES	No Emergency Spillway
NR	Not Reported (NO DATA AVAILABLE)
OS	Other
QIC	Quality issues in culverts and other embedded structures
QIS	Quality issues in spillways/ Spillway Failure
RAR	Record amounts of rainfall / Hydrological Event
RLR	Reservoir landslides
SEP	Seepage erosion/ Piping
SET	Settlement
SF	Structural failures of dam body-foundation unit / Embankment Failure
SF-OV	Structural failures of dam body-foundation unit by overturning
SF-SL	Structural failures of dam body-foundation unit by sliding
SF-SO	Structural failures of dam body-foundation unit by sloughing
SNL	Sumpling and Liquefaction
UI	Under Investigation
UN	Undermining
UNK	Unknown
WA	Wave action / Wind Wave
WTA	Wars or terrorist attacks / Vandalism

Bien qu'au début le nombre important d'abréviations puisse rendre l'identification plus ardue, les codes utilisés deviennent rapidement intuitifs et répétitifs. Dans l'ensemble, c'est cette variété qui permet d'assurer une identification plus représentative des causes (directes et indirectes) impliquées lors de la rupture. Celles-ci ont été définies en fonction des causes les plus souvent recensées dans la littérature.

Notez que cette liste a ainsi permis, en milieu du processus, de classifier tous les cas (comparés et/ou ajoutés) sans nécessité d'ajout supplémentaire (le nombre a ainsi convergé vers les 41 causes identifiées). Soulignons que pour limiter le nombre de possibilités, toutes les causes ont été inscrites par ordre alphabétique et sont délimitées par un « ; ». Une structure plus optimale permettant d'identifier clairement la principale cause se doit d'être ajoutée et est fortement recommandée. De plus, l'ajout d'une variable « Hazard Type », permettant d'identifier si la rupture s'est produite par temps sec (durée de vie normale) ou lors d'un évènement extrême, s'avère intéressant pour certaines études de risque de rupture.

Possibility / Datas available

- *Hazard Type*

- *Failure Cause (Identify the principal cause of the failure)*

2. Dam Properties

Au total, sept variables servent à décrire les propriétés du barrage avant sa rupture.

4.5. Landslide volume (x10^6 m^3)

Le volume identifié par cette variable est applicable uniquement pour les barrages naturels (LS-D). Il représente la portion de terre déposée sur le sol naturel (et non la portion bloquant le cours d'eau). Pour plus de détails sur les variables, servant à définir les barrages naturels se référer à Peng and Zhang (2011).

4.6. Dam volume (x10^6 m^3)

4.7. Dam heigth ; H_D (m)

4.8. Crest dam width ; b (m)

4.9. Base dam width ; B (m)

4.10. Average width ; B_{aver} (m)

4.11. Dam crest length ; L_c (m)

Notez qu'à l'exception de la variable « Landslide volume », il est considéré qu'il n'est pas nécessaire de définir les six autres variables. Bien que des schémas explicatifs ne soient pas présentés dans le présent document, ils sont tous disponibles dans la base de données (dans l'onglet « ++ » du fichier Excel), pour assurer une même compréhension de tous les utilisateurs.

L'intérêt de décrire, avec autant de détail les propriétés du barrage, réside dans l'utilité de ces valeurs pour non seulement valider et/ou remettre en contexte les paramètres de ruptures, mais également pour raffiner certains cas de compilation. Par exemple, lorsqu'il est mentionné que la brèche s'étendait sur toute la hauteur et/ou sur toute la longueur du barrage.

Soulignons que pour raffiner cette section, il est également possible d'ajouter d'autres spécifications, notamment la pente aval de l'ouvrage (pour faciliter la modélisation numérique déterministe de l'ouvrage par exemple).

Possibility / Datas available

- *Upstream slope (m/m)*
- *Downstream slope (m/m)*

5. Reservoir/Lake Description

Pour la description du réservoir/lac, situé en amont de l'ouvrage à l'étude, deux variables ont été utilisées.

5.1. For Man-Made Data (MM-D): Reservoir Area (km^2)

VS

For Landslide Data (LS-D): Lake length (m)

Afin d'être en mesure de jumeler les deux bases de données de Zhang and al. (2016a,b), cette variable a été adaptée en fonction du type de barrage étudié (MM-D ou LS-D), et donc, en fonction des données pertinentes disponibles dans la littérature.

5.2. Reservoir/Lake maximum capacity (x10^6 m^3)

Notez que lorsque la capacité maximale du réservoir n'était pas disponible, mais que la capacité normale d'exploitation était fournie celle-ci était inscrite.

L'ajout d'une variable permettant d'identifier la capacité normale d'exploitation de l'ouvrage permettrait ainsi d'identifier explicitement les hypothèses considérées.

Possibility / Datas available

- *Reservoir/Lake normal capacity (x10^6 m^3)*

Les deux prochaines sections sont celles couramment utilisées pour décrire les données historiques de ruptures des barrages en remblai. Les différentes variables utilisées sont schématisées à l'aide de la Figure 3.2.

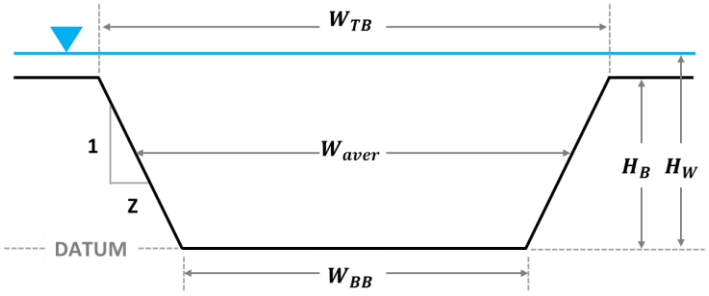


Figure 3.2 : Idealized trapezoid dam breach geometry

Notez que la profondeur de la brèche (H_B) peut être plus grande de la hauteur du barrage (H_D), ce qui est également possible pour les différentes largeurs. En effet, celles-ci dépendent du type de fondation sur le site à l'étude.

6. Initial Conditions (Just Before Breach)

Les conditions initiales dans le réservoir avant la rupture ont été définies à l'aide de deux variables.

6.1. Water volume stored above breach invert; V_W (x10^6 m^3)

Lorsque le volume emmagasiné tout juste avant la rupture n'est pas disponible, des hypothèses sont parfois considérées afin d'approximer cette valeur. Une nomenclature (présentée à la section 3.1.4 : Méthodologie) a été adoptée afin de clairement les identifier.

- Dans le cas d'une rupture par submersion (OT), le volume est posé supérieur ou égal (>=XY) que la capacité maximale du réservoir.
- Dans le cas des ruptures par érosion interne (IEE), le volume a été identifié comme étant plus petit ou égal (<=XY) que la capacité maximale.

Notez qu'à l'inverse si le volume stocké était spécifié, mais que la capacité maximale était inconnue, la nomenclature inverse a été inscrite dans la variable « Reservoir/Lake maximal capacity ».

6.2. Height of Water (Above breach); H_W (m)

Tout comme pour la quantité d'eau stockée dans le réservoir juste avant la rupture, la même nomenclature permet d'identifier explicitement si la hauteur d'eau « réelle » était connue ou si une hypothèse a été considérée dépendamment du type de rupture étudié (submersion ou érosion interne), par rapport à la hauteur du barrage (ou inversement).

7. Breach Description

La description de brèche finale de rupture a été réalisée à l'aide de six variables. Notez que celles-ci se réfèrent à la Figure 3.2, tel que mentionné précédemment.

7.1. Breach depth; H_B(m)

7.2. Breach Top Width; W_{TB} (m)

7.3. Breach Bottom Width; W_{BB} (m)

7.4. Breach Average Width; W_{aveg} (m)

7.5. Breach Average Side Slope; Z : 1 (h : v)

7.6. Breach Shape (Idealized Geometry)

Pour faciliter l'identification de la forme de la brèche finale idéalisée, une nomenclature uniformisée est également utilisée.

- Triangular (W_{BB} **=0**)
- Rectangular ($W_{BB} = W_{TB} = W_{aveg}$ **& Z = 0**)
- Trapezoid
- Hole(s) ($H_D = W_{aveg} = Diameter_{Idealized}$)
- UD : Undefined

L'abréviation « Undefined (UD) » est utilisée lorsque la géométrie idéalisée n'est pas clairement définie, mais que les dimensions de la brèche sont disponibles.

Les deux prochaines sections servent à traduire l'hydrogramme de rupture à l'aide de quatre variables, soit le débit de pointe et les temps traduisant l'évolution de la rupture.

8. Peak Discharge; Qp (m^3/s)

Le débit de pointe (Q_P) se traduit par le débit maximal observé sur l'hydrogramme de rupture du barrage. Dans plusieurs cas, celui-ci a été obtenu par reconstruction numérique de l'évènement. De ce fait, une nomenclature a été adoptée afin de clairement les identifier. Ainsi, si la valeur est inscrite en *italique*, cela signifie qu'elle a été obtenue par simulation numérique. Une note est également disponible dans la colonne « Remarks » afin de spécifier le type de simulation effectué (si possible). De plus, la nomenclature min-max a permis d'obtenir une plage des valeurs recensées.

9. Cumulative Failure Times

En regard à la revue de la littérature effectuée, trois variables ont été utilisées pour caractériser la rupture et décrire son évolution.

Suite à un travail d'investigation, il a été possible de mettre en évidence que les principales données tirées de la littérature et relatant des évènements spécifient (de manière générale) des heures dans la journée. Ainsi, ils représentent des temps cumulatifs, soit à partir du moment où un débit non contrôlé est observé, tels qu'illustrés à la Figure 3.3.

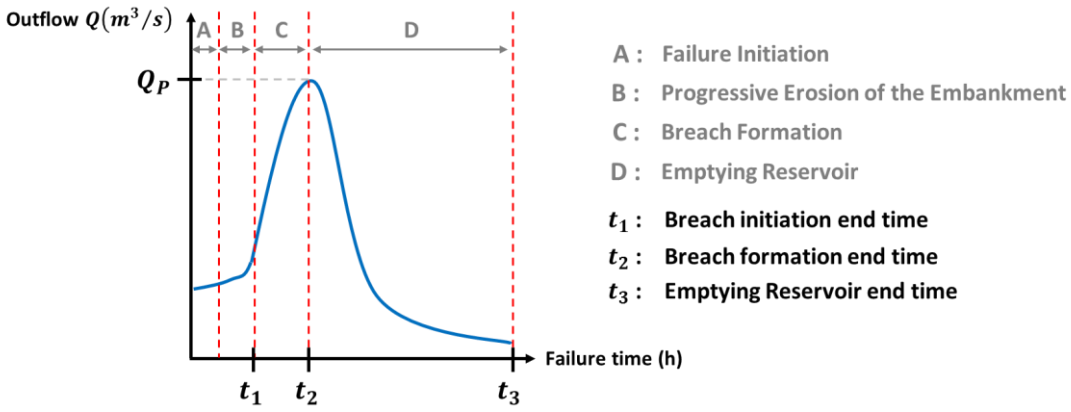


Figure 3.3 : Représentation des temps de rupture / Failure Time Representation

Bien que pour les barrages en béton, par exemple, où le temps de rupture est quasi instantané (ou pour d'autres modes ruptures que par submersion (OT) ou érosion interne (IEE)) la détermination de ses trois temps peut s'avérer superflue. Néanmoins, rappelons que ce travail s'imbrique dans le cadre d'une étude de rupture par submersion des barrages en remblai, d'où la structure proposée pour cette section. De plus, dans le cas des barrages en remblai, ces temps permettent de mieux comprendre les phénomènes impliqués et peu d'entre eux sont aujourd'hui recensés.

9.1. Breach initiation end time ; t1 (h)

La première phase s'amorce lorsqu'un débit non contrôlé s'écoule de l'ouvrage. L'évolution de la rupture varie ensuite en fonction du type de barrage impliqué et du type de rupture impliquée. De manière générale, le « Breach initiation end time (t1) » traduit la fin de la période de temps durant laquelle l'ouvrage « résiste » (soit lorsque la rupture est amorcée, mais que la crue de rupture n'est pas encore « critique »).

Dans le cas d'une rupture par submersion d'un barrage en remblai, cette phase inclut le début de la submersion de la paroi aval du barrage (A ; Figure 3.3), qui initie ensuite le phénomène d'érosion progressive de cette dernière remontant la paroi du barrage (B ; Figure 3.3). Ainsi, le « Breach initiation end time (t1) » traduit la fin de la phase d'érosion progressive d'un barrage remblai.

9.2. Breach formation end time ; t2 (h)

Dans tous les cas, le « Breach formation end time » traduit le moment où la forme de la brèche, et hypothétiquement le débit (en négligeant l'incertitude lié au laminage de l'hydrogramme de l'évènement de pluie par exemple), sont maximaux.

Dans le cas d'une rupture par submersion d'un barrage en remblai, la phase de formation de la brèche (C ; Figure 3.3) s'initie lorsque l'érosion progressive de la paroi aval du barrage a atteint la crête de l'ouvrage. La formation de brèche évolue ainsi (en creusant un canal dans le remblai) jusqu'à ce qu'elle atteigne sa forme finale.

9.3. Emptying Reservoir end time ; t3 (h)

La phase de vidange du réservoir (D ; Figure 3.3) est caractérisée par le fait que le débit devient fonction de la hauteur d'eau dans le réservoir et du volume d'eau pouvant transiter au travers de cette brèche. Le « Emptying reservoir end time (t3) » traduit donc l'instant ou plus aucun débit non contrôlé n'y transite, suite au laminage du volume d'eau de rupture.

En résumé, aligné sur une échelle temporelle, ces trois temps de rupture traduisent l'évolution de la rupture et sont les principaux relatés dans la littérature. Soulignons que le « Breach formation end time (t2) » est (pour tous les modes de ruptures et types de barrages confondus) la variable recherchée. Les récits historiques spécifient cependant généralement le « Breach initiation end time (t1) ». Pour plus détails sur ces phases de formation de brèche, des barrages en remblai, se référer à Degoutte (2012) et à Marche (2008).

10. Dommages

Les dommages impliqués, lors de la rupture du barrage, sont décrits dans cette base de données à l'aide d'une seule variable.

10.1. Loss of lifes

La variable « Loss of lifes » dénombre ainsi le nombre de pertes de vies recensé suite à la catastrophe. Pour certains cas historiques, le nombre de pertes de vies varie (incluant parfois les pertes de vie indirectes). La nomenclature (min-max), présentée à la section 3.1.4 : Méthodologie a une fois de plus permis d'identifier les bornes minimales et maximales de pertes de vies recensées dans la littérature. De plus, une nomenclature a été utilisée pour compiler les spécifications couramment recensées.

- La valeur « 0 » est inscrite dans la cellule, si les sources spécifient clairement qu'aucune perte de vie n'a été impliquée lors de la rupture.
- La notation « 0? » est inscrite dans la cellule, si des dommages monétaires et/ou environnementaux sont recensés dans la littérature, mais qu'il n'y est pas explicitement mentionné qu'aucune perte de vies n'ait été impliquée.

- La notation « >0 » est inscrite dans la cellule (ou « > xy », où xy : Loss of lifes estimated), si les sources mentionnent que des pertes de vies ont été impliquées lors de la rupture, mais que le nombre exact n'est pas défini.

Soulignons que les notes inscrites dans la colonne « Remarks » décrivent (dans plusieurs cas) les pertes économiques, et parfois même les pertes environnementales (lorsque disponibles dans la littérature). Ces dommages pourront éventuellement être ajoutés.

Possibility / Data available

- *Economics Losses*
- *Environnemental Losses*

11. Notes

La dernière section, intitulée « Notes », a pour but de faciliter le suivi et le processus de validation du contenu de la base de données, à l'aide des trois dernières variables.

11.1. References

Pour un cas de ruptures historiques donné, les valeurs inscrites dans cette colonne résument la ou les référence(s) traduisant la provenance de cette donnée ainsi que celle(s) ayant servi à vérifier, à valider, à enrichir et à modifier sa compilation (exemple : [50-A][67]). Notez que les cas qui n'ont pas encore été vérifiés, dans la base de données de Zhang and al. (2016a), peuvent aisément être identifiés en sélectionnant (à l'aide de la fonction « Filtre » dans Excel) uniquement la référence : [50-A] (voir Annexe A – Références – Base de données si nécessaire).

Au total, 147 références ont été nécessaires. La nomenclature utilisée dans la base de données est la suivante : [xy], où xy Є [50-A, 50-B, 51 : 163]. Pour les barrages naturels (LS-D), les références (noté [xy], où xy Є [1 : 49]) sont celles tirées de Zhang and al. (2016b). Notez qu'elles n'ont pas été présentes dans le présent article, mais sont disponibles dans la base de données (dans l'onglet « References » du fichierXLSX).

11.2. Cote

Les codes, notés dans la colonne « Cote », ont été ajoutés dans le but de faciliter l'analyse des cas de ruptures de la base de données et la convivialité de l'interface. Le Tableau 3.16 suivants les résument.

Tableau 3.16 : Cote – Abbreviations / Abréviations

Abbreviation	Cote
1	To investigate – Inconsistence/Inconherence
2	More data available
3	Breach dimensions available
4	Peak Discharge available
5	Time failure available

Notez que la cote « to investigate » a également été ajoutée aux 594 cas, de la base de données de Zhang and al. (2016a), qui n'ont pas été vérifiés.

Pour faciliter l'identification et l'extraction des dommages économiques et environnementaux, il est possible d'ajouter deux codes afin d'identifier les cas où elles sont disponibles dans la colonne « Remarks ».

Possibility / Data available

- *6 : Economic losses available in « Remarks ».*
- *7 : Environnemental losses available in « Remarks ».*

11.3. Remarks

La fameuse colonne « Remarks » a globalement été ajoutée afin d'inscrire une note (si possibles et si jugé nécessaire) en cas d'incohérence entre diverses sources de références ou pour appuyer les valeurs spécifiées. Elle contient généralement les spécifications suivantes.

- Le temps de formation de la brèche.
- La localisation de l'ouvrage.
- Le type d'ouvrage.
- Le type de simulation numérique utilisé.
- Un bref récit décrivant l'évolution et le contexte de la rupture.

Depuis toujours, les connaissances du monde se sont transmises de génération en génération par l'entremise de courts récits d'évènements historiques. Pour ne pas transformer au fil des années la version originale et fournir un caractère plus authentique à chaque cas de ruptures recensé, des extraits de références ont été ajoutés. La dernière colonne comprend donc des extraits de diverses sources répertoriés et ayant servi à enrichir la base de données. Notez que la provenance des informations est identifiée à l'aide de la même nomenclature que celle des références présentées précédemment (12.1. References).

En bref, bien qu'imposante (en termes de taille), rendant l'impression de cette dernière moins optimale, la structure générale de cette nouvelle base de données (i.e. ordonnancement, type de variables, abréviations, nomenclatures …) a été travaillée minutieusement de manière à faciliter l'utilisation, la validation, l'ajout et le suivi des cas de ruptures compilés. Globalement, sa structure permet de dresser un portrait des hydrogrammes de ruptures, et ce, pour différents modes de ruptures et des types de barrages.

3.1.6 Description des cas de ruptures compilés dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020)

Dans le but de dresser un portrait compréhensible et représentatif du contenu de la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020), les résultats de cette section sont présentés comme suit, de manière à raffiner le portrait fourni vers les barrages en remblai et enregistrant les paramètres de rupture standardisée visés par ce projet de recherche.

- Description des 3 861 cas de rupture historique de barrage à travers le monde enregistré.
- Description des 2 769 cas historiques de rupture de barrage construit par l'Homme (MM-D) enregistré.
- Description des 355 cas historiques de rupture de barrage en remblai (EFL+RFL) enregistrant au moins une dimension de la brèche de rupture ("Cote"=3).

Notez qu'une description plus complète et détaillée de cette base de données a été publiée lors du 27e congrès de la Commission Internationale des Grands Barrages de Marseille 2022 (Bernard-Garcia et Mahdi, ICOLD, 2022). Seul un portrait exhaustif est ici présenté de manière à malgré tout apprécier l'étendue de la contribution apportée à la littérature dans le cadre de ce projet de recherche. La description des variables composant la base de données (présentée à la section 3.1.5 : Structure de la base de données) est fournie en anglais à l'Annexe B – Description du jeu de variables de la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) de ce document.

3.2 Approche probabiliste

L'élaboration de l'approche probabiliste permet de répondre aux objectifs spécifiques fixés et s'appuie sur la nouvelle compilation réalisée dans le cadre de cette thèse (Bernard-Garcia and Mahdi, 2020) présentée à la section précédente.

Avant de présenter la méthodologie détaillée de modélisation probabiliste mise en place, une introduction et une mise en contexte de la méthode de Monte Carlo dans le cadre de cette thèse est d'abord présentée.

3.2.1 Méthode de Monte Carlo

L'intérêt de fonder l'approche probabiliste sur la méthode de Monte Carlo réside dans la possibilité de générer un grand nombre de variable(s) aléatoire(s) à intégrer dans un modèle déterministe de rupture de barrage afin de traduire l'influence des incertitudes des variables incertaines (les paramètres de rupture normé) sur l'hydrogramme de rupture (la variable de sortie). C'est donc en regard aux incertitudes des trois paramètres de rupture normé (utilisée en pratique pour traduire le scénario de rupture des barrage) qu'il a été choisit de couplé la méthode de Monte Carlo à un modèle de rupture de barrage afin d'en traduire une fréquence d'apparition des débits de pointes permettant de traduire une probabilité d'occurrence et un éventail d'hydrogrammes probabilistes.

Concrètement, cette méthode à l'avantage, grâce à un tirage aléatoire d'un grand nombre de variables, de pouvoir être utilisé dans le cas ou seul un petit échantillon de données historiques (ou description des variables incertaines) est disponible. Globalement, la méthode de Monte Carlo se traduit par un échantillonnage probabiliste, l'intégration de Monte Carlo et l'analyse des incertitudes. Il s'agit d'une méthode numérique qui utilise donc un échantillonnage aléatoire de variables répétés afin d'en déduire une probabilité d'occurrence d'une série de résultats.

En regard aux modèles probabilistes présentés à la section 2.2.4 : Modèles de prédiction, c'est la compilation d'un « plus grand » nombre de cas de rupture historiques de barrages (en comparaison aux 12 cas disponibles dans Wahl(1998)) qui a justifier le choix d'opter pour une approche probabiliste et l'intégration d'un générateur de variable aléatoire fondé sur l'ajustement de lois statistique de chaque variable « incertaines ». En contrepartie, c'est également le « faible » nombre

de données disponibles qui a limité le choix de la méthode retenue et motivé le choix de la Méthode de Monte Carlo plutôt qu'une approche dite « artificielle » pour développer le modèle dans le cadre de cette recherche. C'est donc la taille de l'échantillon, composé de 30 cas historiques de ruptures par submersion de barrages en remblai enregistrant les trois (3) paramètres de rupture de Bernard-Garcia and Mahdi(2020) qui a justifié l'utilisation de la Méthode de Monte Carlo plutôt qu'une méthode empirique ou « artificielle » et motivé le choix de développé un programme adapté au cadre normatif en vigueur. C'est également en regard à cette méthode qu'il a été choisie d'opter pour un modèle déterministe simplifié afin de limiter le temps de calculs.

3.2.2 Modélisation probabiliste

L'approche probabiliste développé dans le cadre de cette thèse a été programmé, développé et compilé dans un programme nommé PROBABREACH. L'organigramme illustrant son fonctionnement général est illustré à la Figure 3.4 ci-bas.

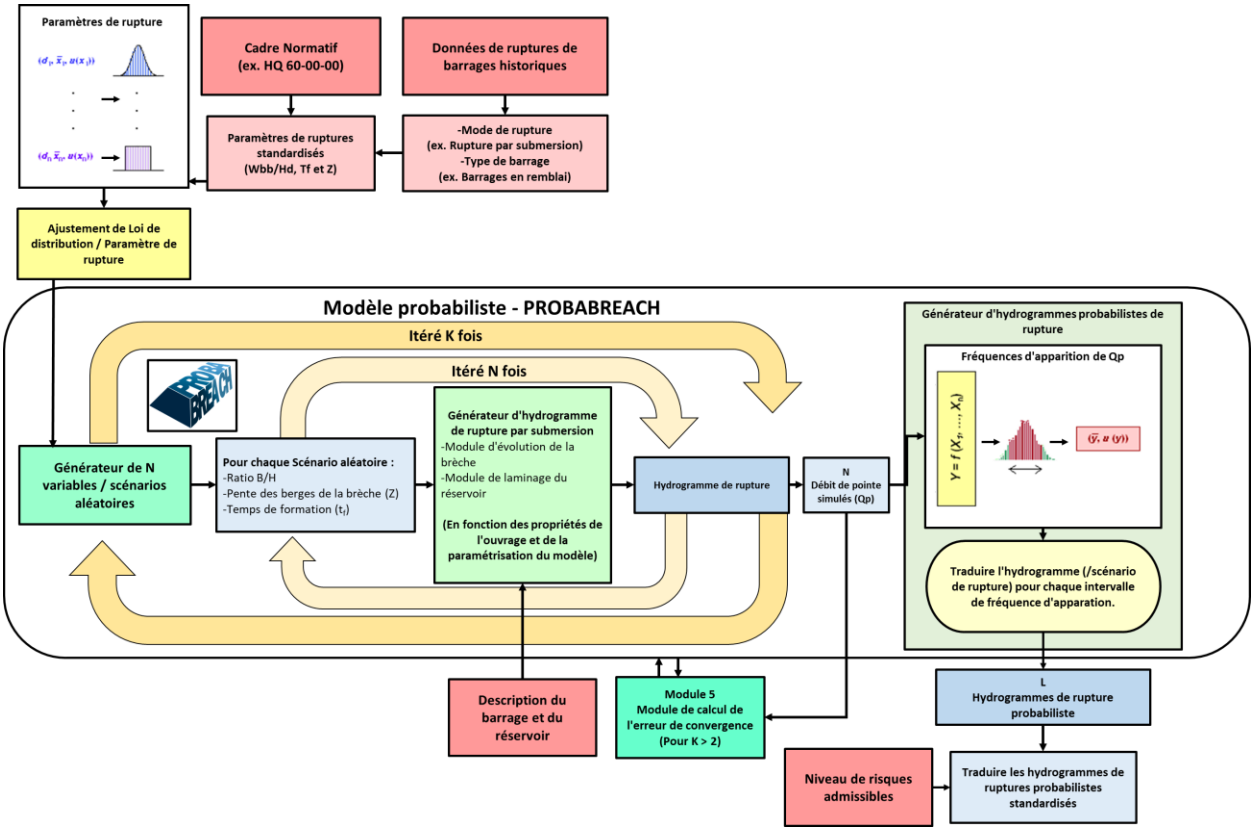


Figure 3.4 : Organigramme résumant le fonctionnement de l'approche probabiliste

Concrètement, pour un ouvrage donné, le résultat obtenu par cette approche est des hydrogrammes probabilistes de rupture, tel qu'illustré à la Figure 3.4. L'exécution de l'approche et de la stratégie proposée dans le cadre de cette thèse sont réalisées par l'entremise de l'interface utilisateur développé, programmé et compilée dans le cadre de cette recherche. Le guide utilisateur du programme PROBABREACH développé et est fourni avec le programme.

Globalement, la méthode probabiliste permettant de traduire la probabilité statistique d'apparition des paramètres de ruptures est la méthode de Monte Carlo. En procédant à plus d'une simulation de Monte-Carlo, il est ainsi possible d'assurer la convergence des résultats et de traduire l'incertitude des hydrogrammes de rupture les plus probables statistiquement.

Le modèle probabiliste PROBABREACH développé dans le cadre de cette thèse a été construit sur les différents modules de calculs suivants.

- Module d'importation et de description statistique de données historiques
- Module d'ajustement de loi statistique aux paramètres de brèche standardisés
- Module générateur de variables aléatoires
- Module générateur d'hydrogrammes de rupture par submersion
- Module de calcul de l'erreur de convergence
- Module générateur d'hydrogrammes de rupture probabiliste

Les modules du programme, traduisant la méthodologie appliquée, sont décrits dans les prochaines sous-sections suivantes.

3.2.2.1 Module d'importation et de description statistique des données historiques

La stratégie détaillée du module d'importation et de description statistique des données historiques de rupture par submersion de barrage est la suivante :

1. Enregistrer les cas historiques de rupture par submersion de barrage, enregistrant les trois paramètres de rupture normés (ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_{BB}/H_D), pente des berges de la brèche finale (Z) et temps de formation de la brèche finale (T_f)) dans un fichier Excel.
2. Importer les cas historiques de rupture par submersion de barrage dans le programme PROBABREACH à l'aide de l'interface utilisateur.

3. Pour chaque paramètre de rupture enregistrés dans l'échantillon importé dans PROBABREACH :

    a. Fournir une description statistique des paramètres de rupture normé, soit :

- Le nombre de données enregistrés
- La moyenne de l'échantillon
- La médiane de l'échantillon
- La variance de l'échantillon
- Le minimum de l'échantillon
- Le maximum de l'échantillon
- L'écart-type de l'échantillon

    b. Tracer le graphique moustache (soit le box plot, en anglais) de l'échantillon afin de fournir une description graphique de l'échantillon. Une schématisation et une description d'un graphique moustache est illustrée à la Figure 3.5.

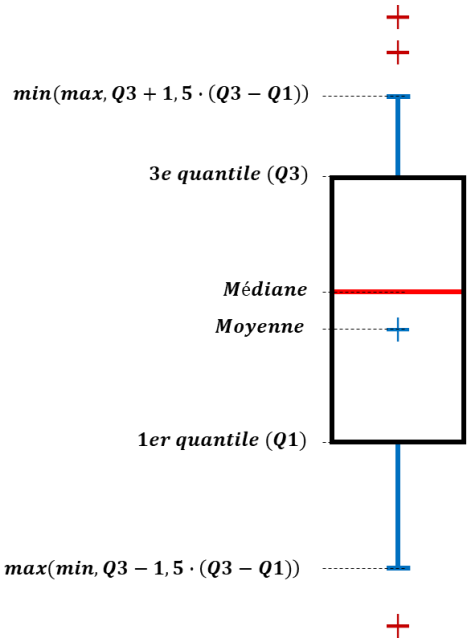


Figure 3.5 : Schématisation et description d'un graphique moustache

4. Vérifier l'indépendance des trois paramètres de rupture importé en étudiant la relation linéaire entre deux variables (A et B). Les trois relations suivantes sont étudiées :

- Le ratio W_{BB}/H_D et T_f
- Le ratio W_{BB}/H_D et Z
- Le Tf et Z

L'indépendance des variables est étudié à l'aide de :

a. La matrice des coefficients de corrélation de Pearson $\rho(A,B)$, tel que :

$$\rho(A,B) = \frac{1}{N-1} \cdot \sum_{i=1}^{N} \left(\frac{A_i - \mu_A}{\sigma_A}\right) \cdot \left(\frac{B_i - \mu_B}{\sigma_B}\right) = \frac{cov(A,B)}{\sigma_A \cdot \sigma_B} \qquad \textbf{Équation 3.1}$$

$$o\grave{u}\ \rho(A,B)\epsilon[-1,1]\ et\ tel\ que$$

$$\rho(A,B) = 1\ s'il\ existe\ une\ relation\ entre\ les\ deux\ variable$$

$$\rho(A,B) = 0\ s'il\ n'existe\ aucune\ relation\ entre\ les\ deux\ variable$$

Soit,

$$\begin{bmatrix} \rho(A,A) & \rho(A,B) & \rho(A,C) \\ \rho(B,A) & \rho(B,B) & \rho(B,C) \\ \rho(C,A) & \rho(C,B) & \rho(C,C) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \rho(A,B) & \rho(A,C) \\ \rho(B,A) & 1 & \rho(B,C) \\ \rho(C,A) & \rho(C,B) & 1 \end{bmatrix} \qquad \textbf{Équation 3.2}$$

a. Pour chaque couple de variable est réalisé le test statistique suivant en considérant un seuil de signification de 0,05.

H0 : Les variables A et B n'ont pas de corrélation significative

H1 : Les variables A et B ont une corrélation significative

La matrice des p-values est la suivante.

$$\begin{bmatrix} 1 & p-value_{A-B} & p-value_{A-C} \\ p-value_{B-A} & 1 & p-value_{B-c} \\ p-value_{C-A} & p-value_{C-B} & 1 \end{bmatrix} \qquad \textbf{Équation 3.3}$$

Les valeurs des p-values sont comprise entre 0 et 1, les valeurs proches de 1 signifie qu'il existe une corrélation significative entre les variables (notamment la diagonale) et les valeurs proches de 0 qu'il est peu probable qu'il existe une corrélation significative entre les variables.

b. Pour un intervalle de confiance de 95%, les bornes inférieure et supérieure des coefficients de corrélation de Person sont fournies sous la forme de matrice.

La description statistique obtenu par ce module du programme, notamment la description statistique des échantillons de paramètre de rupture normé (ratio, temps de formation et pente des berges) sont ceux utilisés pour sélectionné les lois pouvant être ajustées à chaque paramètre, estimer les paramètres des différentes lois statistiques (paramètre d'emplacement, d'échelle, de forme et de seuil), ajuster les lois statistiques et comparer les ajustements aux données historiques (voir Section 3.2.2.2).

La base de données de Bernard-Garcia and Mahdi (2020), enregistrant un total de 3 861 cas de ruptures historiques dans 69 pays à travers le monde, a été utilisé afin de sélectionner la base de données automatiser dans le programme PROBABREACH. Un total de 30 cas de rupture par submersion de barrages en remblai, dont les paramètres de ruptures sont enregistrés, ont été extraits. Ces 30 cas de rupture par submersion de barrage en remblai sont utilisés pour fournis une description statistique des paramètres de rupture (ratio de la largeur du fond de la brèche sur la hauteur du barrage, la pente des berge de la brèche finale et le temps de formation de la brèche) nécessaire à l'ajustement de lois statistiques (Section 3.2.2.2) utilisées pour la génération des variables aléatoires et la construction des scénarios de rupture normé généré aléatoirement (Section 0). Les trois paramètres de brèches employés dans le modèle probabiliste PROBABREACH sont le ratio (largeur à la base de brèche sur la hauteur de l'ouvrage (W_{BB}/H_D), la pente des berges de la brèche (z) et le temps de formation de la brèche (t_f). Ces trois paramètres de rupture incertains ont été choisis conformément au cadre normatif présenté à la section 2.3 : Cadre normatif afin de traduire l'incertitudes sur le scénario de rupture utilisé en pratique par les ingénieur.e.s.

Les 30 cas de rupture historiques enregistrant les trois paramètres de rupture sont disponibles dans le fichier Excel fournit avec le programme intitulé INPUT-PROBA-BREACH-VF.xlsx dans l'onglet « EFL+RFL(noFD);OT-All » fournit par avec le programme. Notez que cet onglet peut aisément être mis à jour en ajoutant des cas de rupture de barrage en remblai au fil des ans et que le programme s'adapte automatiquement au nombre d'enregistrements disponibles. Notez que d'autres onglets enregistrant les cas de rupture par submersion de barrage en béton sont fournis dans le chiffrier. Néanmoins, la principale limitation actuelle réside dans le nombre de cas de

rupture de barrage compilant tous les paramètres de rupture. En effet, seuls 11 cas de rupture de barrage en béton compilent les trois paramètres de brèches.

Pour un utilisateur donné, le programme importe et utilise les cas historiques de rupture par submersion de barrage (enregistré dans un onglet d'un chiffrier Excel), en fonction de l'onglet du chiffrier Excel sélectionné dans le programme et du fichier Excel sélectionné, afin de fournir une description statistique des trois paramètres de rupture enregistrés pour chacun des cas de rupture ensuite utilisé par le module d'ajustement de loi statistique de PROBABREACH (Section 3.2.2.2) afin de générer les variables aléatoires (/ itérations) composant les simulations de Monte-Carlo (Section 0).

3.2.2.2 Module d'ajustement de loi statistique aux paramètres de brèche standardisés

Pour chacun des 3 paramètres de rupture (soit le ratio Wbb/Hd, Tf et Z) et en fonction de la description statistique de chaque paramètre de rupture normé (Section 3.2.2.1), la **stratégie d'ajustement de la « meilleure » loi statistique » réalisé par le Module 2** se résume comme suit.

1. **Filtrer les lois « éligibles »** en fonction du type de données composant l'échantillon (Section 3.2.2.2.2) par celles disponibles (Section 0).
2. Pour chacune des lois retenues, en fonction du nombre de paramètres de la loi ajustée, **ajuster les paramètres de la loi statistique** (entre 1 et 4, tel que résumé au Tableau 3.18) à l'aide de la méthode de vraisemblance en minimisant le critère de maximum de vraisemblance, soit le *Négative log-likelihood* couramment utilisé en analyse statistique (D'Agostino and Stevens, 1986), pour chaque paramètre de la loi ajustée (Section 3.2.2.2.3).
3. Itérer jusqu'à avoir obtenir une paramétrisation de toutes les lois statistiques « éligibles » à ajuster (Section 0).
4. Identifier le « meilleur ajustement » de la loi statistique à l'aide du critère Log-likelihood (par défaut).
5. Représenter graphiquement la loi d'ajustement statistique retenue (la courbe PDF, CDF et ICDF) ainsi que l'histogramme de l'échantillon de données historique afin de permettre une inspection visuelle de l'ajustement.

Le programme permet également à un utilisateur d'ajuster plusieurs lois statistiques à un paramètre de rupture et de les classer les « meilleures ajustements » (nombre à définir par l'utilisateur, exemple 5) en fonction d'un des quatre critère de « meilleur ajustement » disponible dans le PROBABRECH (incluant le Negative Log-Likelihood utilisé par défault dans le programme). Les quatre (4) critères statistiques programmés dans PROBABREACH sont les suivants.

1. Log de vraisemblance négative de la distribution de probabilité (NLL) **(Par default)**
2. Critère d'information bayésien :

$$\mathrm{BIC} = 2 \cdot (-\mathrm{NLL}) + \mathrm{k_p} \cdot \log(\mathrm{n}) \qquad \textbf{Équation 3.4}$$

$$\text{où } \mathrm{k_p} : \text{ Nombre de degrés de liberté de la loi.}$$

3. Critère d'information d'Akaike (AIC):

$$\mathrm{AIC} = -2 \cdot (-\mathrm{NLL}) + 2 \cdot \mathrm{k_p} \qquad \textbf{Équation 3.5}$$

$$\text{où } \begin{cases} \mathrm{k_p} : \text{ Nombre de degrés de liberté de la loi.} \\ \mathrm{NLL} : \text{Negative loglikelihood} \end{cases}$$

4. Dérivée du AIC (pour échantillon de petite taille) :

$$\mathrm{AICc} = \mathrm{AIC} + 2 \cdot \mathrm{k_p} \cdot \frac{(\mathrm{k_p} + 1)}{(\mathrm{n} - \mathrm{k_p} - 1)} \qquad \textbf{Équation 3.6}$$

$$\text{où } \begin{cases} \mathrm{k_p} : \text{ Nombre de degrés de liberté de la loi} \\ \mathrm{AIC} : \text{ Critère d'information d'Akaike} \\ \mathrm{n}: \text{ Nombre de données de l'échantillon} \end{cases}$$

Un résumé des ajustements statistiques des lois est fournis ainsi qu'un résumé des critères d'ajustement pour chacune des lois testées. Une représentation graphique des lois ajustées à l'échantillon (à chacun des trois paramètres de rupture) est également fournie afin de permettre une inspection graphique des ajustements.

Il existe dans la littérature plus critère permettant le classement des « meilleurs ajustements » de loi statiques qui pourront éventuellement être ajoutée dans le programme (D'Agostino and Stevens, 1986). Le critère considérer par défaut demeure néanmoins couramment utilisé par les outils statistiques disponible dans la littérature et une variable intrinsèque aux autres critères qui ont été développé d'où sa crédibilité (exemple : voir la formulation du critère AIC ci-haut).

3.2.2.2.1 Lois statistiques disponibles

Au total, 27 lois statistiques sont disponibles dans Matlab pour réaliser l'ajustement statistique. Parmi celles-ci seules les 27 listées ci-bas permettent un ajustement automatiser par le modèle, soit à l'aide de la fonction *fitdist* disponible dans Matlab.

1- Beta
2- Binomial
3- Birn Baum Saunders
4- Burr *
5- Exponentielle
6- Valeurs extrêmes
7- Gamma
8- Valeurs extrêmes généralisées (GNA)
9- Pareto Généralisé
10- Half-Normal
11- Gaussian Inverse
12- Logistic
13- Log-Logistic
14- Log-Normal
15- Multinomial *
16- Nakagami
17- Binomial Négative
18- Normal
19- Piecewise Linear *
20- Poisson
21- Rayleigh
22- Rician
23- Stable *
24- T-Location Scale
25- Triangulaire *
26- Uniform *
27- Weibull

Notez que les lois identifiées par un astérix « * » ne peuvent pas être ajustées sur les échantillons de données historiques tel que résumé au Tableau 3.17 suivant. Elles peuvent néanmoins servir lorsque de la génération des variables aléatoirement via une paramétrisation « Manuelle » (indépendante des données historiques, telles qu'utilisées en pratique), tel que la loi uniforme pour le temps de formation des barrages en béton par exemple.

3.2.2.2.2 Critère de sélection des lois statistiques pouvant être ajustées à un échantillon de données historiques / paramètre de rupture standardisée

Les critères servant à sélectionner les lois éligibles à l'échantillon (pour un ajustement) sont résumés au Tableau 3.18 suivant et dépendent de chacune des lois statistiques.

Tableau 3.17 : Critère de validité des lois à tester pour chaque échantillon de données historique

Loi statistique	Data range	ID critère	Critère
Beta	unit interval values	1	X >=0 && X<=1
Birnbaum-Saunders	positive values	2	X>0
Burr Type XII	positive values	2	X>0
Gamma	positive values	2	X>0
Inverse gaussien	positive values	2	X>0
Log logistic	positive values	2	X>0
Log normal	positive values	2	X>0
Nakagami	positive values	2	X>0
Rayleigh	positive values	2	X>0
Rician	positive values	2	X>0
Weibull	positive values	2	X>0
Exponentiel	nonnegative values	3	X>=0
Binomial	Non-negative integer values	4	X>=0 && Is integer(X)
Négative binomial	nonnegative integer values	4	X>=0 && is integer(X)
Poisson	nonnegative integer values	4	X>=0 && is integer(X)
Extrême value	all values	5	NaN
Generalized extreme value	all values	5	NaN
Generalized Pareto	all values	5	NaN
Logistic	all values	5	NaN
Nonparametric	all values	5	NaN
Normal	all values	5	NaN
t location-scale	all values	5	NaN

3.2.2.2.3 Méthode d'ajustement statistique

Pour chaque paramètre de rupture normé (chaque échantillon de cas historiques de rupture observés), l'ajustement d'une loi de distribution à un échantillon de données historique consiste **à estimer les paramètres de la loi de telle sorte que l'échantillon soit le plus vraisemblable possible** (au sens du maximum de vraisemblance) ou qu'au moins certaines statistiques de l'échantillon (moyenne, variance par exemple) correspondent le mieux possible à celles de la loi. Les caractéristiques de l'échantillon des données historiques utilisés comme critère d'ajustement sont la moyenne, l'écart-type et le coefficient d'asymétrie. Cette description statistique est établie pour chaque paramètre de rupture normé et est tirée des données historiques importées (Section 3.2.2.1) et adaptées de Bernard-Garcia and Mahdi (2020).

Parmi les techniques statistiques utilisées pour **estimer les paramètres des différentes distributions ajustées**, soit les **paramètres d'une loi statistique** (Section 0)**,** il existe dans la littérature (Addinsoft (2020); D'Agostino and Stevens, (1986)) deux méthodes d'ajustements en modélisations paramétriques qui sont résumées ci-bas.

- **Moments :** cette méthode simple utilise la définition des moments de la loi en fonction des paramètres afin de déterminer ces derniers.
    - Pour la plupart des lois, l'utilisation de la moyenne et de la variance est suffisante.
    - Pour certaines lois la moyenne suffit (par exemple, la loi de Poisson).
    - Pour d'autres, coefficient d'asymétrie est aussi nécessaire (exemple : loi de Weibull).
- **Vraisemblance :** les paramètres de la loi sont estimés en maximisant la vraisemblance de l'échantillon, soit en minimise la vraisemblance négative du log.
    - Cette méthode, « plus complexe » en termes de programmation, présente l'avantage d'être rigoureuse pour toutes les lois, et de permettre d'obtenir des écarts-types approximatifs pour les estimateurs des paramètres.
    - La méthode du maximum de vraisemblance est proposée pour la loi binomiale négative de type II, la loi de Fisher-Tippett, la loi GEV et la loi de Weibull.

La méthode de vraisemblances est par définition la méthode la « plus appropriée » puisqu'elle a l'avantage d'être la « moins » contraignante et la plus versatile (c.-à-d. applicable à un plus grand nombre de lois). Puisque pour certaines lois la méthode des moments donne exactement le même résultat que celle du maximum de vraisemblance (exemple : pour la loi normale), c'est ce qui a motivé le choix d'utiliser la méthode de vraisemblance pour ajuster la paramétrisation des lois statistiques. C'est donc **la méthode de vraisemblance qui a été retenue pour les ajustements d'une loi de statistique dans PROBABREACH.**

3.2.2.2.4 Description de la paramétrisation des lois statistiques estimée par le programme ou à fournir par l'utilisateur

De manière générale, il existe quatre classes de paramètres permettant de traduire l'ajustement d'une distribution : *emplacement, échelle, forme et seuil* (ou, en anglais, *location, scale, shape et Threshold).* C'est donc en fonction de la loi ajustée que les paramètres sont identifiés, estimés et utilisés pour ajuster une loi statistique à un échantillon de donnée observée.

- Le **paramètre d'emplacement** d'une distribution indique où se situe la distribution le long de l'axe des x (l'axe horizontal).
- Le **paramètre d'échelle** d'une distribution détermine l'étendue de l'écart dans le Distribution.
- Le **paramètre de forme** d'une distribution permet à la distribution de prendre différentes formes.
- Les **paramètres de seuil** d'une distribution définissent la valeur minimale de la distribution le long de l'axe des x.

Le Tableau 3.18 résume les paramètres des lois statistiques à fournir pour chacune des lois disponibles et adaptées des données ouvertes de Matlab (lien : https://www.mathworks.com/help/stats/fitdist.html).

Tableau 3.18 : Résumé des lois statistiques disponibles dans Matlab, des paramètres des lois ajustés (ou à fournir) adaptés de Matlab (2022).

Distribution	a	b	c	d
Beta Distribution	a first shape parameter	b second shape parameter	—	—
Binomial Distribution	n number of trials	p probability of success for each trial	—	—
Birnbaum-Saunders Distribution	β scale parameter	γ shape parameter	—	—
Burr Type XII Distribution	α scale parameter	c first shape parameter	k second shape parameter	—
Chi-Square Distribution	ν degrees of freedom	—	—	—
Exponential Distribution	μ mean	—	—	—
Extreme Value Distribution	μ location parameter	σ scale parameter	—	—

Tableau 3.18 : Résumé des lois statistiques disponibles dans Matlab, des paramètres des lois ajustés (ou à fournir) adaptés de Matlab (2022). (Suite)

Distribution	**a**	**b**	**c**	**d**
F Distribution	ν1 numerator degrees of freedom	ν2 denominator degrees of freedom	—	—
Gamma Distribution	a shape parameter	b scale parameter	—	—
Generalized Extreme Value Distribution	k shape parameter	σ scale parameter	μ location parameter	—
Generalized Pareto Distribution	k tail index (shape) parameter	σ scale parameter	μ threshold (location) parameter	—
Geometric Distribution	p probability parameter	—	—	—
Half-Normal Distribution	μ location parameter	σ scale parameter	—	—
Hypergeometric Distribution	m size of the population	k number of items with the desired characteristic in the population	n number of samples drawn	—
Inverse Gaussian Distribution	μ scale parameter	λ shape parameter	—	—
Logistic Distribution	μ mean	σ scale parameter	—	—
Loglogistic Distribution	μ mean of logarithmic values	σ scale parameter of logarithmic values	—	—
Lognormal Distribution	μ mean of logarithmic values	σ standard deviation of logarithmic values	—	—
Nakagami Distribution	μ shape parameter	ω scale parameter	—	—
Negative Binomial Distribution	r number of successes	p probability of success in a single trial	—	—
Noncentral F Distribution	ν1 numerator degrees of freedom	ν2 denominator degrees of freedom	δ noncentrality parameters	—
Noncentral t Distribution	ν degrees of freedom	δ noncentrality parameter	—	—
Noncentral Chi-Square Distribution	ν degrees of freedom	δ noncentrality parameter	—	—
Normal Distribution	μ mean	σ standard deviation	—	—
Poisson Distribution	λ mean	—	—	—
Rayleigh Distribution	b scale parameter	—	—	—
Rician Distribution	s noncentrality parameter	σ scale parameter	—	—
Stable Distribution	α first shape parameter	β second shape parameter	γ scale parameter	δ location parameter
Student's t Distribution	ν degrees of freedom	—	—	—
t Location-Scale Distribution	μ location parameter	σ scale parameter	ν shape parameter	—

Tableau 3.18 : Résumé des lois statistiques disponibles dans Matlab, des paramètres des lois ajustés (ou à fournir) adaptés de Matlab (2022). (Suite)

Distribution	**a**	**b**	**c**	**d**
Uniform Distribution (Continuous)	a lower endpoint (minimum)	b upper endpoint (maximum)	—	—
Uniform Distribution (Discrete)	n maximum observable value	—	—	—
Weibull Distribution	a scale parameter	b shape parameter	—	—

3.2.2.3 Module générateur de scénarios de rupture aléatoire (GNA)

Le module de générateur de scénarios de rupture aléatoire est celui qui permet de générer les paramètres de rupture normé (listés ci-bas) composant chacun des scénarios de rupture, soit les N itérations d'une simulation de Monte Carlo.

- Ratio $\frac{B}{H} = \frac{W_{BB}}{H_D}$,
- Pente des berges de la brèche de rupture finale (z)
- Temps de formation (t_f)

La stratégie de génération des scénarios aléatoire est la suivante.

1. Pour chaque paramètre de rupture :
    a. Générer N nombres aléatoires selon la loi de distribution spécifiée dans le module d'ajustement de loi (Section 3.2.2.2).
    b. Vérifier le degré de représentativité de l'échantillon généré comparé à l'échantillon observés (soit des données historiques importées et descrits à la Section 3.2.2.1) en calculant l'erreur commise sur la moyenne et l'écart-type et en s'assurant qu'il respecte le critère d'erreur (par défaut 5% d'erreur admise).
    c. Tant que l'échantillon généré ne répond pas au critère d'erreur admissible regénérer un échantillon de N variable aléatoire jusqu'à un maximum de 100 000 tentatives (par défaut) afin de limiter le temps de calculs. Notez qu'au-dessus de ce nombre de tentative le pourcentage d'erreur admisse sur la moyenne est incrémenter de 5% (par défaut).

2. Combine aléatoirement les trois paramètres de rupture générés aléatoirement afin d'obtenir les N scénarios de rupture aléatoires (soit les N itérations d'une simulation de Monte Carlo).

Conformément à la mise en application de la méthode de Monte Carlo, présentée à la Section 3.2, ce module est donc celui qui procède à l'échantillonnage probabiliste. Cette étape d'échantillonnage probabiliste consiste à définir un ensemble de variable aléatoires appelé échantillon qui répond à la loi forte des grands nombres. Dans le cadre de cette recherche cet échantillon est un ensemble de N scénarios de rupture de barrage générés aléatoirement où chaque paramètre de rupture normé est généré aléatoirement (en fonction de la « meilleure loi statistique » décrivant l'échantillon de données historiques, voir Section 3.2.2.2) et est combinés aléatoirement et indépendamment afin de former les N itérations (50 000 itérations par défaut dans le programme) d'une simulation de Monte Carlo.

Notez que tel que présenté à la section 3.2.3, le programme itère ce module K fois et réalise K simulations de Monte Carlo (10 simulations par défaut dans le programme) afin d'assurer la convergence des débits de pointes utilisés pour l'intégration de Monte Carlo (Section 3.2.4.1) et le traçage des hydrogrammes probabilistes (Section 3.2.4). Le module générateur d'hydrogrammes probabilistes, qui fait appel à l'intégration de Monte Carlo, utilise (par défaut dans le programme) les N itérations composant la dernière simulation de Monte Carlo (k=K).

3.2.2.4 Module générateur d'hydrogrammes de rupture

Le module de générateur d'hydrogramme de rupture a été développé en considérant la paramétrisation adaptée de Wahl (1998) ayant servi à élaborer la norme HQ-60-00-00 d'Hydro-Québec. L'utilisateur a la possibilité de modifier les valeurs et d'ajuster les paramètres en fonction du cas d'étude et/ou du cadre normatif en vigueur. Ainsi, pour un barrage en enrochement, les spécifications considérées par défaut dans ce modèle sont résumées au Tableau 3.19.

Tableau 3.19 : Géométrie, dimensions et temps de formation (pour la brèche finale résultant d'une rupture par submersion) recommandés par la norme HQ 60-00-00 pour un barrage en enrochement

Pour un barrage en enrochement	Norme HQ 60-00-00
Largeur base (W_{BB})	$4H_W$
Largeur moyenne (W_{aver})	$5H_D$
Temps de formation (t_f)	0,5 heure
Pente des berges de la brèche finale (Z)	1 :1 (45°)

Une schématisation du problème est illustrée à la Figure 3.6 permettant de mieux appréhender le fonctionnement de ce module de calcul et la paramétrisation du modèle.

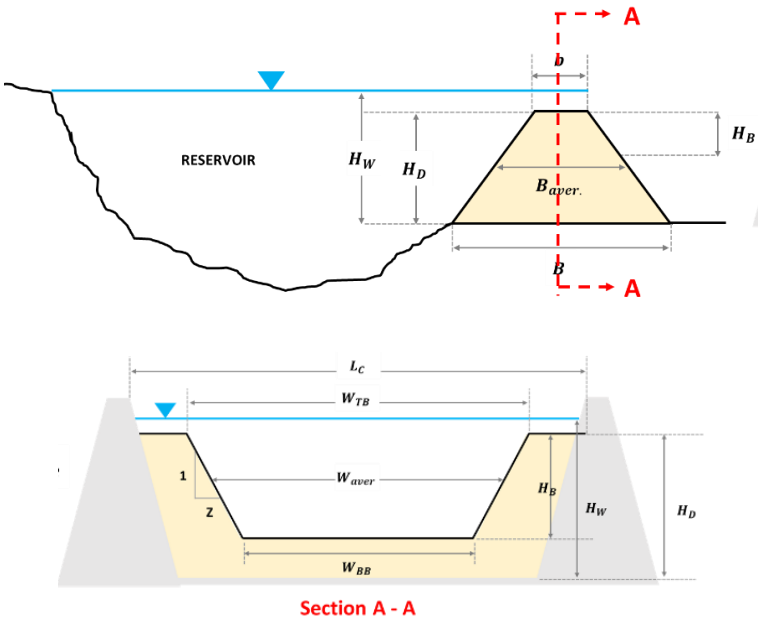


Figure 3.6 : Schématisation du cas d'étude général

3.2.2.4.1 Hypothèses du modèle déterministe simplifié

Le modèle déterministe simplifié de ce module utilise l'équation simple d'évacuation d'un **seuil trapézoïdal épais** suivante afin d'obtenir une estimation du **débit de brèche instantanée en fonction de la forme finale de brèche de rupture** (Marche, 2008).

$$Q_{Brèche\_i}(m^3/s) = c_v \cdot k_s \cdot [1{,}7 \cdot W_{BBi} \cdot (h_{Wi} - H_{BBi})^{1,5} + 1{,}26 \cdot z \cdot (H_{Wi} - H_{BBi})^{2,5}] \quad \textbf{Équation 3.7}$$

où
- c_v : Correction de vitesse d'approche
- k_s : Correction de submergence possible
- W_{BBi} : Largeur instantanée de la base de la brèche
- H_{Wi} : Hauteur d'eau instantanée dans le réservoir
- H_{BBi} : Hauteur instantanée de la brèche
- z : Pente des parois de brèche

Dans le cas où la *profondeur d'eau instantanée* (h_t) est modélisé en **aval** de l'ouvrage alors le facteur de *correction de submersion possible* (k_s) est obtenu comme suit :

$$k_s \begin{cases} = 1{,}0 - 27{,}8 \cdot \left[\frac{h_t - h_b}{h - h_b} - 0{,}67\right]^3 & \text{Si } \frac{h_t - h_b}{h - h_b} > 0{,}67 \\ = 1{,}0 & \text{Si } \frac{h_t - h_b}{h - h_b} \leq 0{,}67 \end{cases} \quad \textbf{Équation 3.8}$$

Notez que dans le cas où l'écoulement en aval est négligé $(\text{tel que } h_t = 0)$, la *correction de submersion possible* (k_s) est alors égale à 1.

Le facteur de correction de la vitesse d'approche (c_v) vise quant à lui à introduire les effets pouvant survenir au droit du seuil et pouvant se traduire par une augmentation des vitesses. Ce facteur varie notamment en fonction de l'épaisseur de la crête de l'ouvrage (représentant le seuil déversoir) et le ratio entre la profondeur d'eau en aval sur la hauteur d'eau en amont. En pratique, il vise en pratique à calibrer l'équation pour un ouvrage donné.

Les hypothèses du modèle déterministe simplifié sont listées ci-bas.

- La rupture se produit lorsque le niveau d'eau atteint la crête de l'ouvrage.
- Le modèle considère que :
    - Le coefficient de correction des vitesses égal à l'unité (c_v=1).
    - L'écoulement en aval de l'ouvrage est négligé, un coefficient de débit égal à l'unité est considéré (k_s=1).

- Pour un $c_v = 1$ et un $k_s = 1$, l'équation du **déversoir à seuil épais**, servant à simuler le débit transitant au travers d'une brèche trapézoïdale.

- La **progression de la brèche est supposée variée linéairement dans le temps**.
- **Lorsque la brèche finale est formée, la forme de la brèche demeure constante**. Il n'y a dès lors plus d'érosion et l'évolution de l'hydrogramme de crue dépend dès lors uniquement du niveau d'eau dans le réservoir (jusqu'à la vidange complète du volume laminable).
- L'ouvrage repose sur « du roc » (fondation non-érodable) et que **l'érosion « cesse » au pied de l'ouvrage atteint**.
- Le **niveau dans le réservoir demeure horizontal tout au long de la vidange du réservoir** permettant d'estimer le volume d'eau dans le réservoir (à un instant donné) à l'aide de la courbe d'emmagasinement du réservoir.
- Soulignons que c'est à l'utilisateur de spécifier l'équation de régression et de fournir les paramètres de la courbe de tendance traduisant cette courbe.
- Le temps de formation (t_f) est supposé égal au temps nécessaire pour atteindre le débit de pointe de l'hydrogramme.

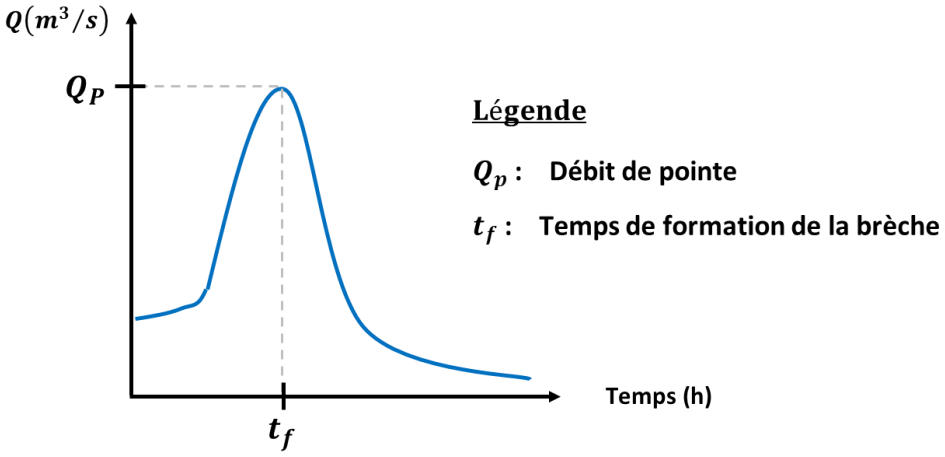


Figure 3.7 : Schématisation de l'hydrogramme de rupture

3.2.2.4.2 Fonctionnement du modèle déterministe simplifié

Ce module vise à générer l'hydrogramme de rupture (pour un jeu de trois paramètres de brèches aléatoires obtenu par l'entremise du module générateur de variables aléatoires) fait appel aux deux sous-modules de calculs suivants.

1. Module de laminage du réservoir
2. Module d'évolution / de formation progressive de la brèche

Le couplage de ceux-ci permet ainsi de traduire l'évolution de la brèche augmentant le débit pouvant transiter au travers de celle-ci et permettant de traduire son influence sur la vidange du réservoir. Ceux-ci sont décrits en détail dans les prochaines sous-sections.

3.2.2.4.3 Module de laminage du réservoir

Le module de laminage du réservoir s'appuie sur l'équation de continuité, permettant de traduire la vidange du réservoir à chaque pas de temps, et qui sous la forme de différences finies, s'exprime comme suit.

$$\frac{dV}{dt} \approx \frac{\Delta V}{\Delta t}(m^3/s) = Q_{Entrant} - Q_{Sortant} \qquad \textbf{Équation 3.9}$$

En négligeant le volume entrant, soit le volume apporté par la crue ($Q_{Entrant} = 0$), l'équation peut ainsi se réécrire comme suit.

$$\Delta V(m^3) = [Q_{Entrant} - Q_{Sortant}] \cdot \Delta t \text{ où } Q_{Entrant} = 0 \qquad \textbf{Équation 3.10}$$

Tel que,

$$\Delta V(m^3) = V_t - V_{t-1} = [Q_{Sortant}] \cdot \Delta t \qquad \textbf{Équation 3.11}$$

Le débit sortant ($Q_{Sortant}$) est, obtenu à chaque pas de temps, est approximé à l'aide du module d'évolution de brèche par le débit instantané $(Q_{Brèche\_i})$.

Notez que l'outil de calcul permet de fixer la durée maximale permettant de traçage de l'hydrogramme de rupture afin de limiter le temps de calcul. Ainsi, plutôt que de simuler la vidange

complète, il est possible de limiter le temps de calcul d'une simulation en fixant une durée maximale (initialement fixée à 24h dans la version originale).

3.2.2.4.4 Module d'évolution de la brèche de rupture

Les variables employées dans la présente section sont schématisées pour instant donné ($t_i = t_{i-1} + \Delta t$) à la Figure 3.8 suivante.

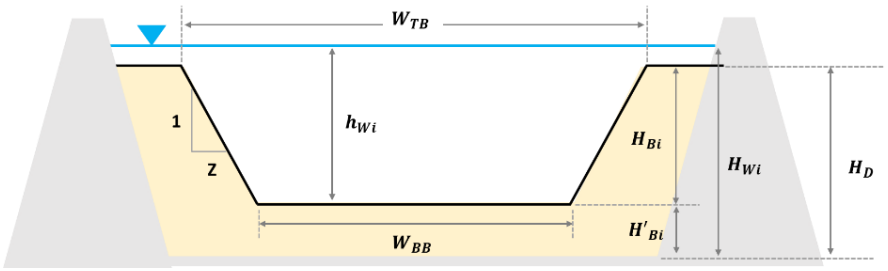


Figure 3.8 : Représentation des variables permettant de traduire l'évolution de la brèche à chaque pas de temps "ti"

Avant de décrire en détail le fonctionnement du module d'évolution de la brèche de rupture, le modèle de progression de la brèche, ayant servi à fonder les équations conceptuelles considérées, est d'abord présenté dans cette section.

- **Modèle simplifié du taux d'érosion**

Il existe dans la littérature différents modèles conceptuels permettant de traduire le taux d'érosion, et par le fait même, l'évolution de la brèche dans le temps (Froehlich, 2008). Dans le cas présent, une progression linéaire est supposée et est schématisée à la Figure 3.9.

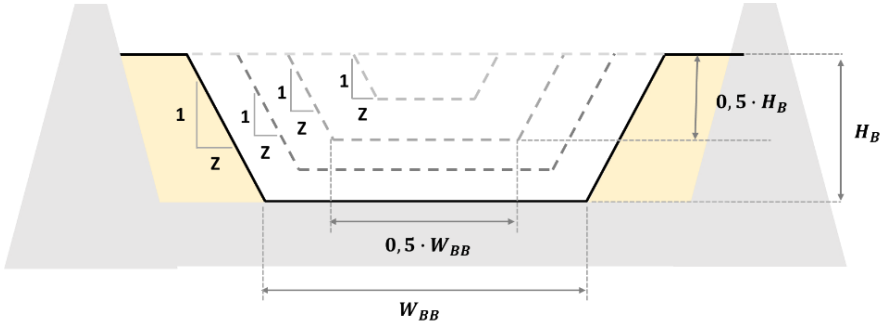


Figure 3.9 : Modèle d'évolution de la brèche de rupture par submersion dans un barrage en remblai considéré dans le module générateur d'hydrogrammes de rupture par surverse

En supposant une progression linéaire, le taux de progression (β) peut s'exprimer comme suit (Froehlich, 2008).

$$\beta = \frac{t_i}{t_f} \;\; ; \;\; \text{Pour } t_i \leq t_f \qquad \textbf{Équation 3.12}$$

Celui-ci permet ainsi d'estimer la hauteur instantanée de la brèche de rupture mesurée à partir du pied de l'ouvrage (H'_{Bi}) , à chaque pas de temps (t_i), par la relation suivante.

$$H'_{Bi}(m) = \begin{cases} H_D \cdot \left(1 - \frac{t_i}{t_f}\right) & ; \;\; \text{Si } t_i \leq t_f \\ 0 & ; \;\; \text{Si } t_i > t_f \end{cases} \qquad \textbf{Équation 3.13}$$

Notez que cette relation permet de limiter l'évolution de la brèche en fonction de la hauteur du barrage (H_D). Ainsi, en fixant un pas de temps de calcul (Δt), assurant la stabilité numérique de la solution, il est possible de progresser le long de la simulation, tant que le temps (t_i) est inférieur à la borne maximale imposée quant à la durée totale de la simulation (D), soit tant que $t_i \leq D$.

- **Calcul de la hauteur d'eau instantanée**

La hauteur instantanée de la brèche mesurée à partir de la crête de l'ouvrage (H_{Bi}) et qui varie pour toute valeur de $t_i < t_f$, s'exprime quant à elle comme suit.

$$H_{Bi}(m) = H_D - H'_{Bi} \qquad \textbf{Équation 3.14}$$

où H'_{Bi} est mesurée à partir de la crête de l'ouvrage

La hauteur d'eau instantanée au droit de la brèche (h_{Wi}), soit la hauteur d'eau mesurée à partir du fond de la brèche, s'exprime quant à elle comme suit.

$$h_{Wi}(m) = H_{wi} - H'_{Bi} \qquad \textbf{Équation 3.15}$$

Le niveau d'eau dans le réservoir peut quant à lui être approximé en sommant à la hauteur d'eau instantanée en amont de la brèche (h_{Wi}) à l'élévation du pied du barrage (Niv_{DB}).

$$Niv_{Wi}(m) = Niv_{DB} + h_{Wi} \qquad \textbf{Équation 3.16}$$

Soulignons qu'une hypothèse supposant que la surface d'eau dans le réservoir demeure horizontale tout au long de l'évolution de la rupture permettant d'estimer le volume dans la réserve lui étant associé (conformément à la courbe spécifiée par l'utilisateur).

- **Calcul de la largeur du fond de la brèche à chaque pas de temps**

La largeur instantanée du fond de la brèche de rupture (W_{BBi}) peut quant à elle obtenue à l'aide de la relation suivante.

$$W_{BBi}(m) = \frac{W_{BB}}{H_D} \cdot H_{Bi} \qquad \textbf{Équation 3.17}$$

Soulignons que $\frac{W_{BB}}{H_D}$ est une constante générée aléatoirement ou la valeur normée (en fonction du scénario modélisé).

- **Calcul du débit de brèche instantané**

L'équation du déversoir à seuil épais servant à simuler le débit instantané (à chaque pas de temps) transitant au travers de la brèche instantanée s'écrit finalement comme suit.

$$Q_{Brèche\_i}(m^3/s) = [1{,}7 \cdot W_{BBi} \cdot (h_{Wi} - H_{BBi})^{1,5} + 1{,}26 \cdot z \cdot (H_{Wi} - H_{BBi})^{2,5}] \qquad \textbf{Équation 3.18}$$

où $\begin{cases} W_{BBi}: \text{Largeur instantanée de la base de la brèche} \\ H_{Wi}: \text{Hauteur d'eau instantanée dans le réservoir} \\ H_{BBi}: \text{Hauteur instantanée de la brèche} \\ z: \text{Pente des parois de brèche} \end{cases}$

Rappelons que si $t_i \leq t_f$, alors largeur instantanée du fond de la brèche varie jusqu'à atteindre la forme finale de la brèche, et qu'une fois le temps de formation atteint les dimensions finales de la brèche sont gardée constante.

Le débit de transitant au travers de la brèche ainsi obtenue à chaque pas de temps est introduit dans le module de laminage du réservoir. Celui-ci permet à son tour de déterminer le niveau d'eau dans le réservoir au pas de temps suivant. En répétant le processus jusqu'à couvrir l'ensemble de la durée imposée ou jusqu'à ce que le volume laminage soit nul permet donc d'obtenir l'hydrogramme de rupture en fonction des paramètres de brèches introduits par le module générateur de variables aléatoires.

Bien que l'hydrogramme obtenu soit enregistré pour la phase finale, c'est le débit de pointe obtenu pour chaque hydrogramme simulé qui permet de traduire la probabilité statistique d'apparition des hydrogrammes probabilistes de rupture, par l'intégration de Monte Carlo (Section 3.2.4) et d'assurer la convergence des simulations de Monte Carlo (Section 3.2.3).

3.2.2.4.5 Organigramme du modèle déterministe simplifié

Adapté de Bennani (2016), la Figure 3.10 suivante schématise la structure fonctionnement du modèle déterministe simplifié programmé.

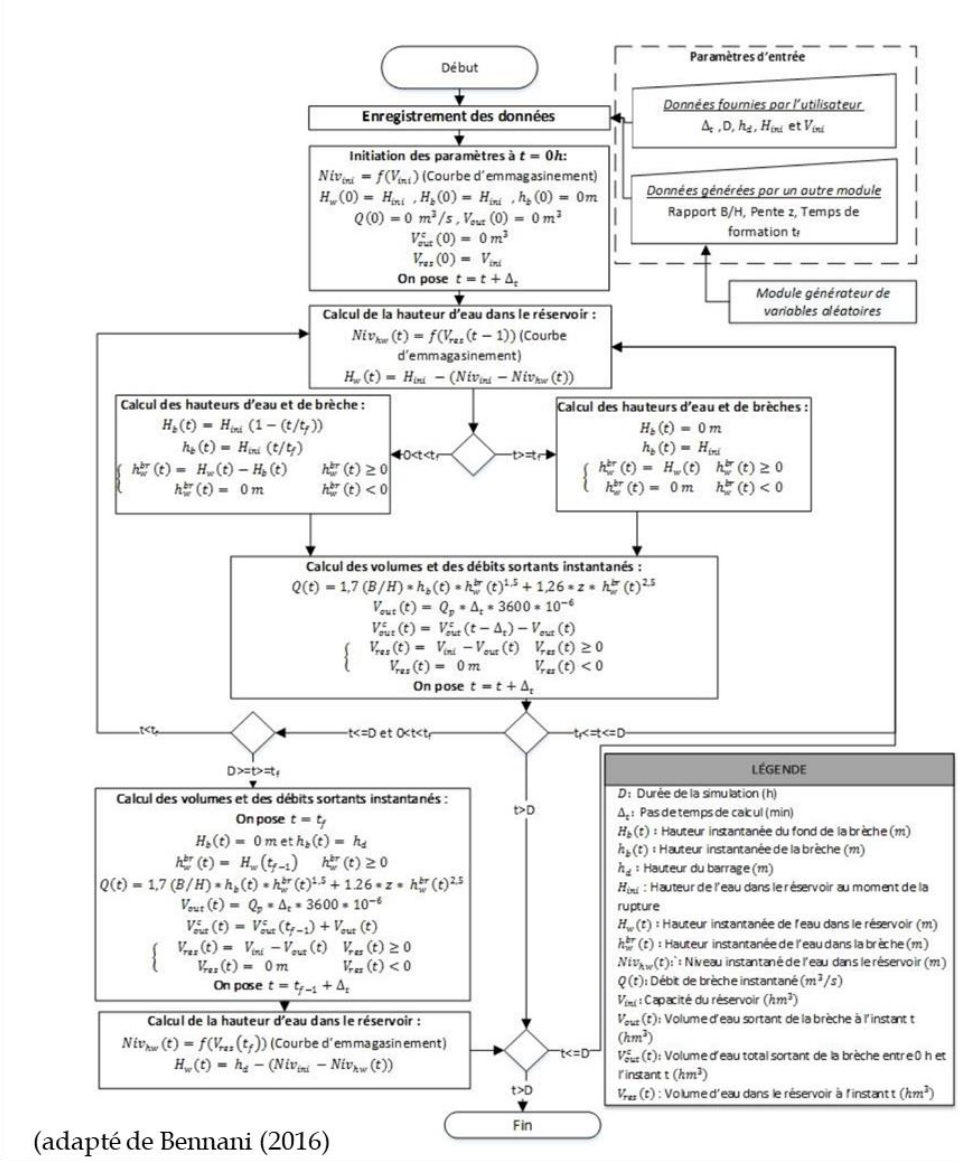


Figure 3.10 : Organigramme schématisant le fonctionnement du modèle déterministe simplifié de rupture de barrage (adapté de Bennani, 2016)

3.2.3 Module de calcul de l'erreur de convergence

En se référant à la méthode proposée par Cassettari, Mosca et Revetria (2012), il est possible d'approximer l'erreur de convergence et l'erreur de simulation permettant de vérifier la convergence des fréquences d'apparition obtenues pour chaque intervalle de probabilité. Pour ce faire, à chaque itération, la probabilité statistique d'apparition du temps de formation de la brèche est obtenue en dénombrant le nombre de temps de formation (t_f) compris entre les bornes fixées au préalable par exemple.

Afin d'être en mesure de réaliser ce calcul d'erreur de convergence, pour chacune des simulations lancées par l'outil de calcul, le programme enregistre la valeur du débit de pointe et la valeur du temps de formation obtenue suite à un scénario de rupture (en fonction de l'hydrogramme obtenu). Ainsi, au fil du processus une matrice compilant ces valeurs est ainsi obtenue, tel que présenté au Tableau 3-20 ci-bas.

Tableau 3.20 : Variables stochastiques générées par la méthode Monte-Carlo

$Q_{n,k}$		**j**			
		1	**2**	**…**	**K**
i	**1**	$Q_{1,1}$	$Q_{1,2}$	…	$Q_{1,K}$
	2	$Q_{2,1}$	$Q_{2,2}$	…	$Q_{2,K}$
	⋮	⋮	⋮	⋱	⋮
	N-1	$Q_{N-1,1}$	$Q_{N-1,2}$	…	$Q_{N-1,K}$
	N	$Q_{N,1}$	$Q_{N,2}$	…	$Q_{N,K}$

De la même manière, une matrice permettant de calculer la valeur moyenne des variables stochastiques obtenues est construite. Ainsi, pour une simulation de Monte-Carlo (k), représenter par la complétion d'une colonne j, la valeur moyenne est calculée à chaque itération $(n \in [1:N])$.

$$\text{Pour chaque } k \in [1:K]\ ,\ \overline{Q}_{moy\_i,j} = \frac{\sum_{i=1}^{n} Q_{i,j}}{n} \qquad \textbf{Équation 3.19}$$

En itération la procédure pour chacune des simulations de Monte-Carlo, une matrice des valeurs moyennes est ainsi obtenue tel que présentées au Tableau 3-21 suivant.

Tableau 3.21 : Matrice des valeurs moyennes obtenues à partir des variables stochastiques stockées à chaque simulation

$\overline{Q}_{n,k}$		j			
		1	**2**	**…**	**K**
i	**1**	$\overline{Q}_{1,1}$	$\overline{Q}_{1,2}$	…	$\overline{Q}_{1,K}$
	2	$\overline{Q}_{2,1}$	$\overline{Q}_{2,2}$	…	$\overline{Q}_{2,K}$
	⋮	⋮	⋮	⋱	⋮
	N-1	$\overline{Q}_{N-1,1}$	$\overline{Q}_{N-1,2}$	…	$\overline{Q}_{N-1,K}$
	N	$\overline{Q}_{N,1}$	$\overline{Q}_{N,2}$	…	$\overline{Q}_{N,K}$

3.2.3.1 Erreur quadratique moyenne de prédiction sur la moyenne (MSPEmoy)

Une fois les valeurs moyennes calculées pour chaque des simulations de Monte-Carlo ($k \in [1:K]$), donc une fois chacune des colonnes (j) remplies, il est possible de calculer la valeur moyenne globale (des différentes simulations) pour chaque itération.

$$\text{Pour chaque } n \in [1:N] \ , \quad \overline{Q_n} = \overline{Q}_{moy,moy} = \frac{\sum_{j=1}^{K} \overline{Q}_{moy\_i,j}}{K} \qquad \textbf{Équation 3.20}$$

Une schématisation de ce calcul est illustrée au Tableau 3.22.

Tableau 3.22 : Représentation de la valeur moyenne obtenue pour chaque itération

$\overline{Q}_{n,k}$		j				
		1	**2**	**…**	**K**	$\overline{Q}_n$
i	**1**	$\overline{Q}_{1,1}$	$\overline{Q}_{1,2}$	…	$\overline{Q}_{1,K}$	$\overline{Q}_1$
	2	$\overline{Q}_{2,1}$	$\overline{Q}_{2,2}$	…	$\overline{Q}_{2,K}$	$\overline{Q}_2$
	⋮	⋮	⋮	⋱	⋮	⋮
	N-1	$\overline{Q}_{N-1,1}$	$\overline{Q}_{N-1,2}$	…	$\overline{Q}_{N-1,K}$	$\overline{Q}_{N-1}$
	N	$\overline{Q}_{N,1}$	$\overline{Q}_{N,2}$	…	$\overline{Q}_{N,K}$	$\overline{Q}_N$

Une fois les valeurs moyennes globales obtenues $\overline{Q_n}$, il est possible de stocker pour chaque itération (i, j) l'erreur quadratique de prédiction.

$$\text{Erreur}^2{}_{\text{Moyenne\_(i,j)}} = \left[\overline{Q}_{i,j} - \overline{Q}_n\right]^2 \text{ où } n \in [1:N] \qquad \textbf{Équation 3.21}$$

En itérant le processus jusqu'à couvrir l'ensemble des itérations, une matrice de la même forme que celle présentée au Tableau 3-21, est obtenue, sauf que celle-ci contient l'erreur quadratique de prédiction.

Pour chaque itération (n), l'erreur quadratique moyenne de prédiction est finalement estimée à l'aide de l'équation suivante.

$$\mathrm{MSPE}_{\mathrm{moy\_i}}(m^3/s)^2 = \frac{\sum_{\mathrm{j=1}}^{\mathrm{K}} \mathrm{Erreur}^2{}_{\mathrm{Moyenne\_(i,j)}}}{\mathrm{K}} \qquad \textbf{Équation 3.22}$$

Notez que la structure générale permettant la compilation de ces valeurs possède la même forme que celle illustrée au Tableau 3.22, soit telle qu'une erreur quadratique moyenne est obtenue pour chaque ligne (i) de la matrice.

3.2.3.2 Erreur quadratique moyenne de prédiction sur l'écart-type ($\mathbf{MSPE_{STDEV}}$)

Dans le même ordre d'idées, l'écart type des valeurs stochastiques est estimé pour chacune des valeurs à partir des valeurs moyennes compilées au Tableau 3-21 comme suit.

$$\text{Pour chaque } \mathrm{k} \in [1\colon \mathrm{K}]\ , \qquad \mathrm{STDEV}_{\mathrm{i,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{\mathrm{i=1}}^{\mathrm{n}} \left[\mathrm{Q}_{\mathrm{i,j}} - \overline{\mathrm{Q}}_{\mathrm{moy_{i,j}}}\right]^2}{\mathrm{N}}} \qquad \textbf{Équation 3.23}$$

Colonne par colonne, il est une fois de plus possible d'obtenir une matrice stockant l'écart-type entre la valeur stochastique obtenue par simulation et la valeur moyenne calculée précédemment. En calculant la valeur moyenne des écarts-types ainsi obtenus pour chaque itération (n), la moyenne globale pour chaque itération $(\mathrm{i,j})$ est ainsi obtenue.

$$\overline{\mathrm{STDEV}}_{\mathrm{n}} = \frac{\sum_{\mathrm{j=1}}^{\mathrm{K}} \mathrm{STDEV}_{\mathrm{i,j}}}{\mathrm{K}} \qquad \textbf{Équation 3.24}$$

Tout comme pour le calcul de l'erreur quadratique des moyennes, l'erreur quadratique de prédiction sur les écarts-types est calculée pour toutes les valeurs stochastiques enregistrées.

$$\mathrm{Erreur}^2{}_{\mathrm{STDEV\_(i,j)}} = \left[\mathrm{STDEV}_{\mathrm{i,j}} - \overline{\mathrm{STDEV}}_{\mathrm{n}}\right]^2 \text{ où } \mathrm{n} \in [1\colon \mathrm{N}] \qquad \textbf{Équation 3.25}$$

Finalement, l'erreur quadratique moyenne de prédiction obtenue à partir de l'écart-type de l'échantillon est obtenue comme suit.

$$\mathrm{MSPE}_{\mathrm{STDEV\_i}}(m^3/s)^2 = \frac{\sum_{\mathrm{j=1}}^{\mathrm{K}} \mathrm{Erreur}^2{}_{\mathrm{STDEV\_(i,j)}}}{\mathrm{K}} \qquad \textbf{Équation 3.26}$$

3.2.3.3 Représentations graphiques des erreurs de convergence

Le traçage des courbes illustrant la variation de $\mathrm{MSPE}_{\mathrm{moy\_i}}$ et de $\mathrm{MSPE}_{\mathrm{STDEV\_i}}$ en fonction du nombre d'itérations permet de vérifier visuellement de la convergence de la solution. Aucun paramètre d'entrée n'est donc requis pour son fonctionnement ou sa paramétrisation, il s'appuie directement sur le nombre de simulations de Monte-Carlo et le nombre d'itérations spécifiées.

3.2.4 Module générateur d'hydrogrammes probabilistes (GHP)

Le module générateur d'hydrogrammes probabilistes, basé sur les résultats de simulation de la dernière simulation de Monte-Carlo, est celui qui permet de construire l'histogramme des N débits de pointe simulés afin de traduire la fréquence d'apparition relative de chacune des classes et de traduire les L hydrogrammes probabilistes de rupture. Tel que décrit dans la stratégie ci-bas, le module générateur d'hydrogramme probabiliste supposent donc que le nombre d'itérations est assez grand pour que la série stochastique contienne un débit égal à celui approximé par l'intégration de Monte-Carlo, soit un hydrogramme dont le débit de pointe est le plus prêt d'une des valeurs composant l'intervalle de probabilité considéré. Ce module utilise la dernière simulation de Monte-Carlo (k=K) et les N itérations (ou scénarios de rupture aléatoires) générés aléatoirement et utilisés pour traduire N hydrogrammes de rupture déterministe.

La stratégie du Générateur d'hydrogrammes probabilistes est la suivante.

1. Construire les intervalles de l'histogramme des débits de pointes en fonction du nombre d'hydrogrammes probabilistes définis (L).
    - En fonction de la valeur minimale et maximale des débits de pointes simulés construire L classes de débits de même taille afin de couvrir tous les débits de pointes simulés.

- Chaque intervalle est identifié par un ID (colonne : « ID intervalle », tel que $l \epsilon [1: L]$), et est caractérisé par une borne inférieure (colonne : « Borne inf. ») et une borne supérieure (colonne : « Borne sup. ») des débits de pointe.

2. Dénombrer le nombre de débits de pointe simulés (n_i parmi les N) compris dans chacune des L classes de l'histogramme des débits de pointes (colonne : « Count ») et distribuer les scénarios dans chacun des intervalles.
3. Calculer la fréquence d'apparition des débits de pointe simulés (colonne : « Freq. App. ») de chaque intervalle l, tel que $\epsilon [1: L]$ comme suit.

$$Fréquence\ d'apparition\ relative_i = \frac{n_i}{N} \qquad \textbf{Équation 3.26}$$

1. Calculer le débit de pointe moyen ($\bar{X}_l$) des n_i hydrogrammes de rupture simulés pour chacun des L intervalles à l'aide de l'intégration de Monte-Carlo (colonne : « Qp Moy. Int »), voir Section 3.2.4.1 pour plus de détails.
2. Calculer la courbe des fréquences d'apparition cumulées des débits de pointes.
3. Calculer les incertitudes du débit de pointe de l'intervalle (colonne : « Borne intervalle de confiance inf. » et « Borne intervalle de confiance sup. ») par le théorème central limite (Tuffin, 2010) suivant. Le détail de l'analyse des incertitudes est présenté à la Section 3.2.4.2.

$$\left[\bar{X} - z_{\alpha/2} \cdot \frac{S}{\sqrt{n}}, \bar{X} + z_{\alpha/2} \cdot \frac{S}{\sqrt{n}}\right] \qquad \textbf{Équation 3.27}$$

où $\begin{cases} n : Le\ nombre\ de\ débits\ de\ pointe\ composant\ l'intervalle \\ z_{\alpha/2} : Le\ quantile\ associé\ au\ niveau\ de\ risque\ 1-\alpha\ déterminé\ par\ la\ Table\ de\ la\ loi\ normale \\ \bar{X}: La\ moyenne\ des\ débits\ de\ pointe\ de\ l'intervalle \\ S : L'écart-type\ des\ débits\ de\ pointe\ composant\ l'intervalle \end{cases}$

4. Déterminer le scénario aléatoire (colonne : « ID_Q(t)_i », « WBB\HD_i », « Tf_i », « Z_i », « Qp_i ») qui traduit un débit de pointe le plus près du débit de pointe obtenu par l'intégration de Monte Carlo pour chaque intervalle l. En d'autres mots, identifier l'hydrogramme dont le débit de pointe minimise l'erreur entre le débit de brèche simulé (parmi les n_i) et celui de l'intervalle obtenu à l'étape 4 (colonne : « Rel. Err. Abs.).
5. Traçage des hydrogrammes probabilistes en leur associant la fréquence d'apparition relative de l'intervalle (GHP) obtenue à l'étape 3.

En résumé, le module générateur d'hydrogrammes probabilistes considère la dernière simulation de Monte-Carlo (soit k=K) et les N hydrogrammes de ruptures générées aléatoirement afin de traduire la probabilité d'occurrence des hydrogrammes de rupture, conformément à la méthode de Monte-Carlo. Les bornes des intervalles de fréquences sont déterminées en fonction du nombre d'intervalles (L) spécifiés par l'utilisateur. Pour chacun des intervalles, le module dénombre le nombre valeurs du débit de pointe (Qp), soit de scénario traduisant un débit de pointe, compris entre les bornes de fréquences d'un intervalle donné afin de traduire la fréquence statistique d'apparition des débits de pointe, soit la fréquence relative de chacune des classes.

En s'appuyant sur l'intégration de Monte Carlo, pour chacun des L intervalles, la moyenne des débits de pointes inclus dans l'intervalle est calculée afin d'associer une fréquence d'apparition à une valeur de débit de pointe donnée. Pour chaque intervalle l, le scénario aléatoire traduisant la plus petite erreur entre cette valeur moyenne calculée de l'intervalle et la valeur du débit de pointe du scénario le plus « précis » afin d'identifier le scénario de rupture aléatoire à associer (le scénario de rupture généré aléatoirement lui étant associé), soit l'hydrogramme de rupture pour une fréquence d'apparition donnée. Une fois la procédure itérée pour chacun l intervalle de probabilité, le module trace les hydrogrammes de ruptures probabilistes (GHP) obtenues en leur associant la probabilité d'occurrence obtenue.

3.2.4.1 Intégration de Monte Carlo

L'intégration de la Monte Carlo est une technique d'approximation qui vise à calculer des valeurs numériques, dans ce contexte les débits de pointe des hydrogrammes simulés, à l'aide d'un échantillon aléatoire obtenu par échantillonnage probabiliste (Section 0). Cette technique, conformément à la loi forte des grand nombre (Tuffin, 2010), suppose que la grandeur d'une variable aléatoire est égale à son espérance mathématique $E[X] = \mu$.

Considérons un échantillon composé de x_n variables aléatoires indépendantes et uniformément distribuées, tel que $E[x_i] = \mu < \infty$. Conformément à la loi forte des grands nombres, il est supposé que l'espérance mathématique de ces variables aléatoires converge vers la moyenne des réalisations lorsque n tend vers l'infini.

$$E[X] = \lim_{n\to\infty} \bar{x}_n = \lim_{n\to\infty} \frac{x_1 + x_2 + \cdots + x_n}{n} \qquad \textbf{Équation 3.28}$$

3.2.4.2 Analyse des incertitudes

Afin de traduire le degré de précision de la méthode de Monte Carlo utilisée, il est ici supposé que l'erreur d'approximation peut être estimée par le théorème central limite qui suppose que les x_i variables aléatoires sont indépendantes et identiquement distribuées. Ce théorème suppose que le nombre d'itérations est suffisamment grand pour que la variable aléatoire $\sqrt{n}\frac{\bar{X}-\mu}{S}$ converge vers une loi normale centrée réduite. Il permet ainsi de définir une marge d'erreur, pour un niveau de risque donné (de 0,05 par défaut dans le programme), sur le débit de pointe de chaque intervalle. Cette approche probabiliste permet de traduire un intervalle de confiance autour de la valeur du débit de pointe de chaque intervalle qui peut être exprimé comme suit (Tuffin, 2010).

$$\left[\bar{X} - z_{\alpha/2} \cdot \frac{S}{\sqrt{n}}, \bar{X} + z_{\alpha/2} \cdot \frac{S}{\sqrt{n}}\right] \qquad \textbf{Équation 3.29}$$

où $\begin{cases} n : \textit{Le nombre de débits de pointe composant l'intervalle} \\ z_{\alpha/2} : \textit{Le quantile associé au niveau de risque } 1-\alpha \textit{ déterminé par la Table de la loi normale} \\ \bar{X} : \textit{La moyenne des débits de pointe de l'intervalle} \\ S : \textit{L'écart} - \textit{type des débits de pointe composant l'intervalle} \end{cases}$

3.2.5 Générateur des hydrogrammes probabiliste standardisé (GHPS)

En fonction du niveau de risques acceptables spécifiés par l'utilisateur, de la borne maximale et minimale et du nombre d'hydrogrammes probabilistes, l'utilisateur peut aisément identifier les hydrogrammes pour des fréquences d'apparition du débit de pointe « standardisés » (exemple : 95% de probabilité d'occurrence et celui associé à 5% de probabilité d'occurrence) à partir des L hydrogrammes probabilistes générés précédemment (Section 3.2.4). Néanmoins, afin de fournir un

éventail d'hydrogrammes probabiliste « standardisés » plus « raffinés » et d'éviter que deux mêmes hydrogrammes soit associés pour une même probabilité (généralement le cas si seulement les L hydrogrammes sont utilisés), l'idée générale dernière la génération des hydrogrammes de rupture standardisés réside dans la courbe des fréquences cumulées des débits de pointes. Pour ce faire différente avenue ont été analysées et programmées, mais **seule une version préliminaire de ce module du programme est disponible**. Les différentes avenues possibles sont les suivantes.

1. En utilisant la courbe des fréquences d'apparition cumulés des débits de pointe décrivant les GHP :
    - Interpoler linéairement entre les valeurs des hydrogrammes probabilistes (GHP) les valeurs de débit de pointe à associer pour une probabilité d'occurrence donnée.
    - Ajuster une courbe de régression à la courbe de fréquence cumulée des débits de pointes des GHP pour traduire le débit de pointe associé à une fréquence cumulée d'apparition donnée.
2. Ajuster une loi statistique aux débits de pointes interpolées afin d'en déduire une fréquence d'apparition cumulée (courbe CDF)

Ainsi, pour chaque probabilité d'occurrence spécifiée par l'utilisateur, en fonction des fréquences cumulées des débits de pointes obtenues précédemment, le module détermine le débit de pointe associé à cette probabilité d'occurrence et identifie le scénario (parmi les N) traduisant le débit de pointe le plus près de cette valeur estimée et lui associe un hydrogramme de rupture.

Le module générateur d'hydrogramme probabiliste standardisés supposent donc que le nombre d'itérations est assez grand pour que la série stochastique contienne un débit égal à celui approximé par l'intégration de Monte-Carlo, soit le scénario dont le débit de pointe est le plus prêt d'une des valeurs composant l'intervalle de probabilité considéré. Les étapes de l'approche permettant le traçage des hydrogrammes de rupture standardisés (GHPS) sont les suivantes.

1 Calcul des fréquences d'apparition relatives des débits de pointes simulés des L intervalles
2 Calcul des fréquences d'apparition cumulées des débits de pointes simulés des L intervalles.

Pour chaque probabilité d'occurrence standardisée (x) spécifiée par l'utilisateur, le sous-module réalise les étapes suivantes :

3 Identification de l'intervalle traduisant la probabilité d'occurrence spécifié par l'utilisateur.

4 Identification du scénario de rupture aléatoire, soit de l'hydrogramme de rupture probabiliste, traduisant la probabilité d'occurrence spécifiée.

5 Traçage des hydrogrammes probabilistes standardisés (GHPS).

3.2.6 Structure du programme : PROBABREACH – Version 1.0

La Figure 3.11 schématise l'organigramme traduisant le fonctionnement des modules composant le programme.

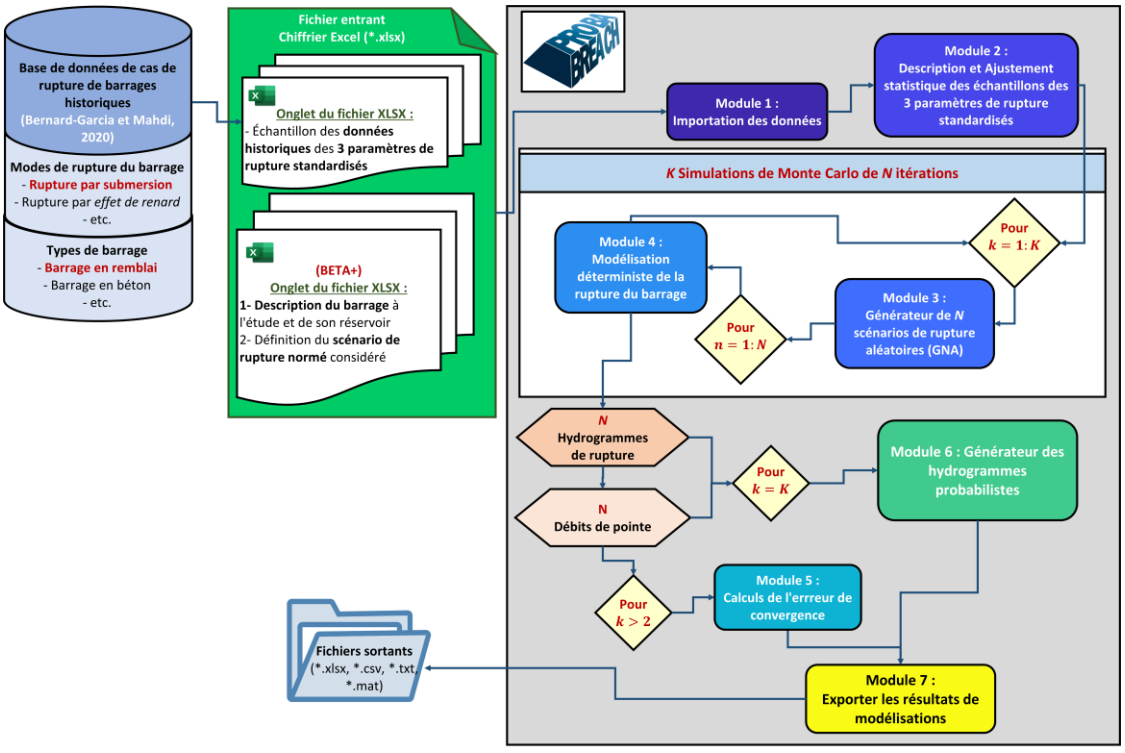


Figure 3.11 : Organigramme résumant la structure du modèle probabiliste PROBABREACH (modules de calculs)

Afin de faciliter l'utilisation du programme, une interface utilisateur a été imaginer et coder par l'entremise de Matlab et compiler en Standalone application. Soulignons que la licence gratuite de

Matlab Compiler a été fournie par l'équipe Matlab sans qui cette étape n'aurait pu être réalisée, imaginer et mise à l'essai. La version finale a également été compilée grâce à la générosité de l'équipe Matlab qui a bien voulu fournir gratuitement en fin de doctorat une version du Compiler Matlab pour la finalisation de ce projet. Un guide utilisateur a été développé avec le programme.

3.2.6.1 Affichage des résultats et interface utilisateur du programme

Tout au long de son utilisation, les graphiques/résultats sont affichés graphiquement dans des fenêtres d'affichage indépendantes au programme. Elles permettent ainsi à l'utilisateur de sauvegarder et valider la qualité de valeurs intermédiaires et des résultats tout au long de la modélisation. Pour optimiser la sauvegarder, l'utilisateur peut néanmoins utiliser la fonction « exporter » afin de sauvegarder les figures, les variables de calculs obtenues (i.e. Workspace) et une copie de l'interface utilisateur.

Les Figure 3.12, Figure 3.13, Figure 3.14, Figure 3.15 et Figure 3.16 illustrent l'affichage graphiques du programme PROBABREACH permettant d'apprécier les résultats obtenus lors de son exécution pour un barrage donné et une paramétrisation donnée. Pour les besoins d'illustration notez que seul 5 000 itérations de 10 simulations de Monte-Carlo ont été réalisées.

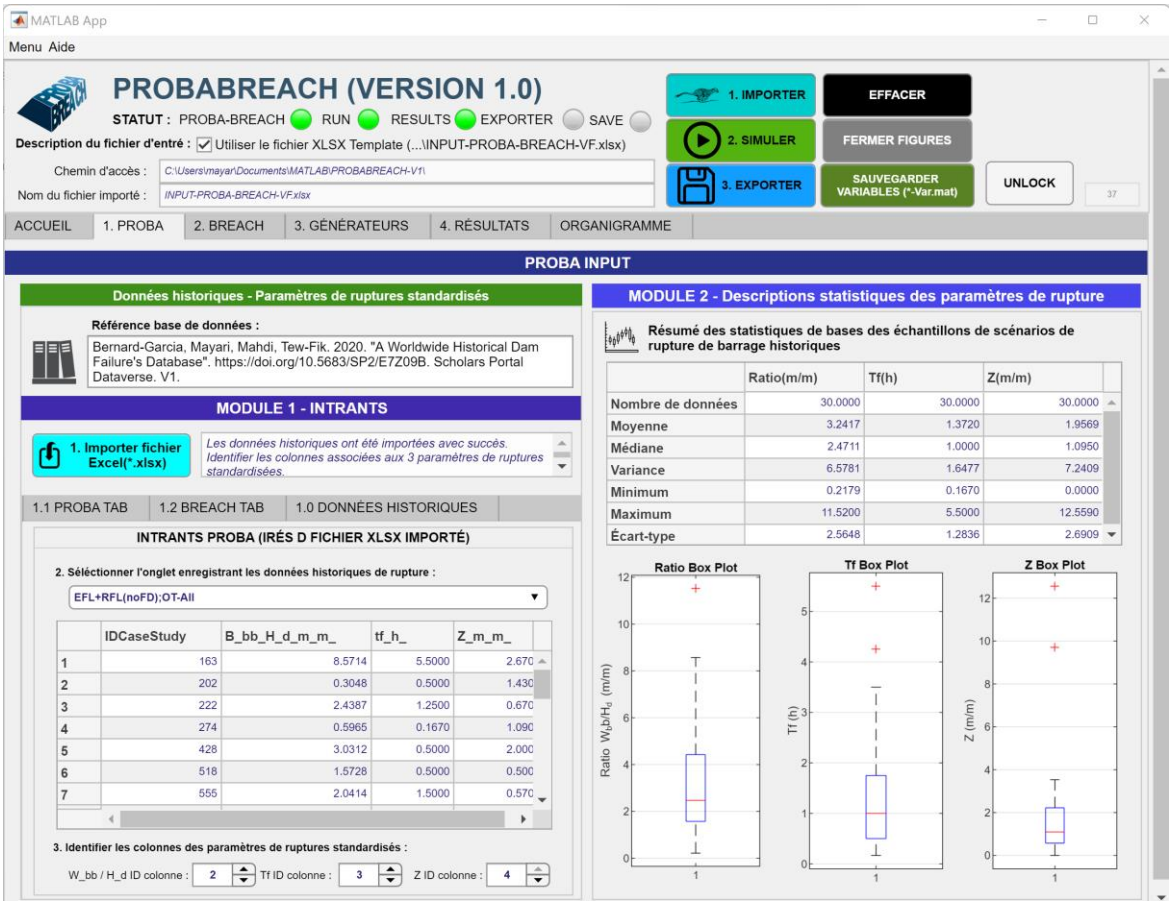


Figure 3.12 : Capture d'écran – Onglet "1. PROBA" – Affichage résultats via l'interface client de PROBABREACH (VERSION 1.0, 2022)

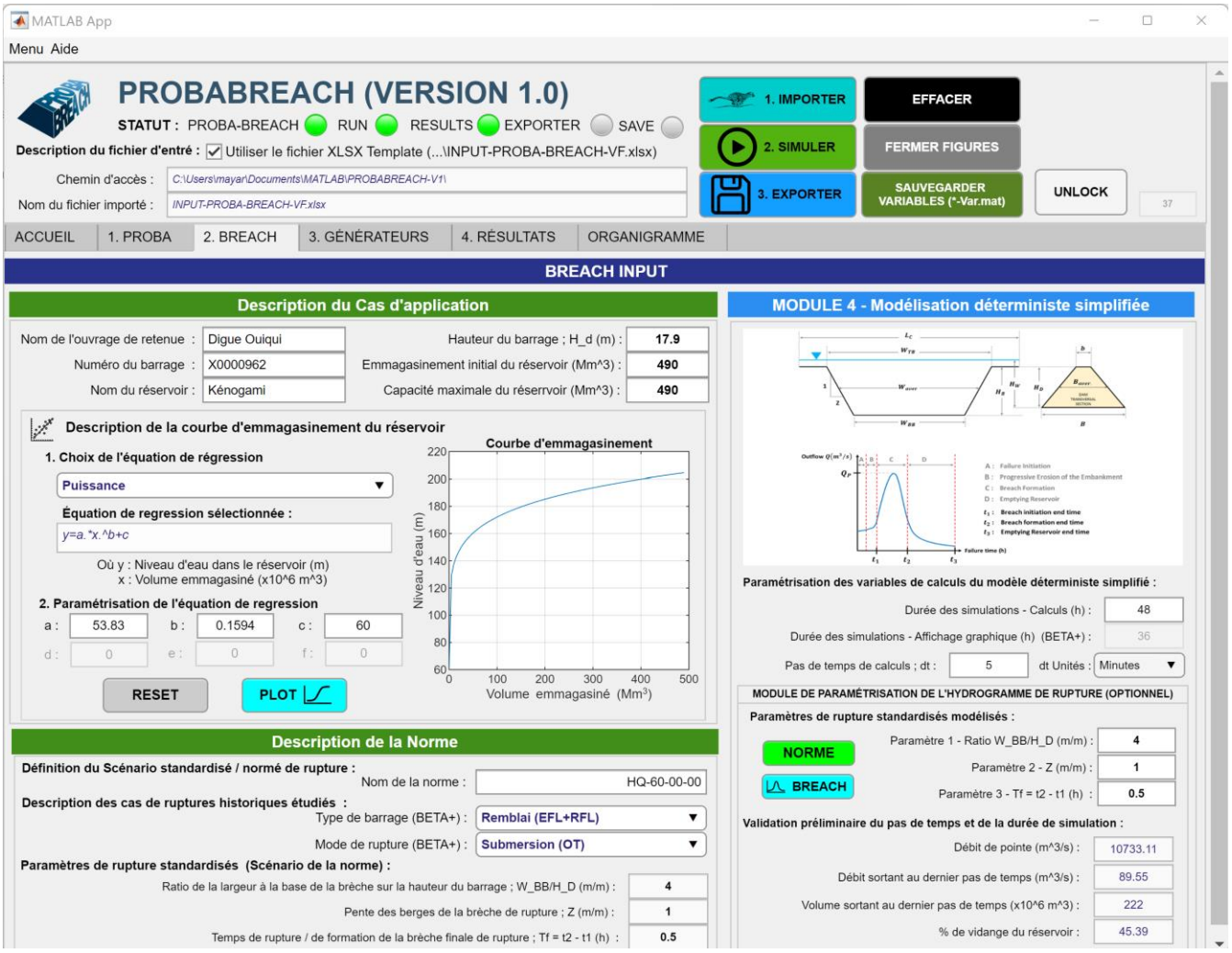


Figure 3.13 : Capture d'écran – Onglet "2.BREACH" – Affichage résultats via l'interface client de PROBABREACH (VERSION 1.0, 2022)

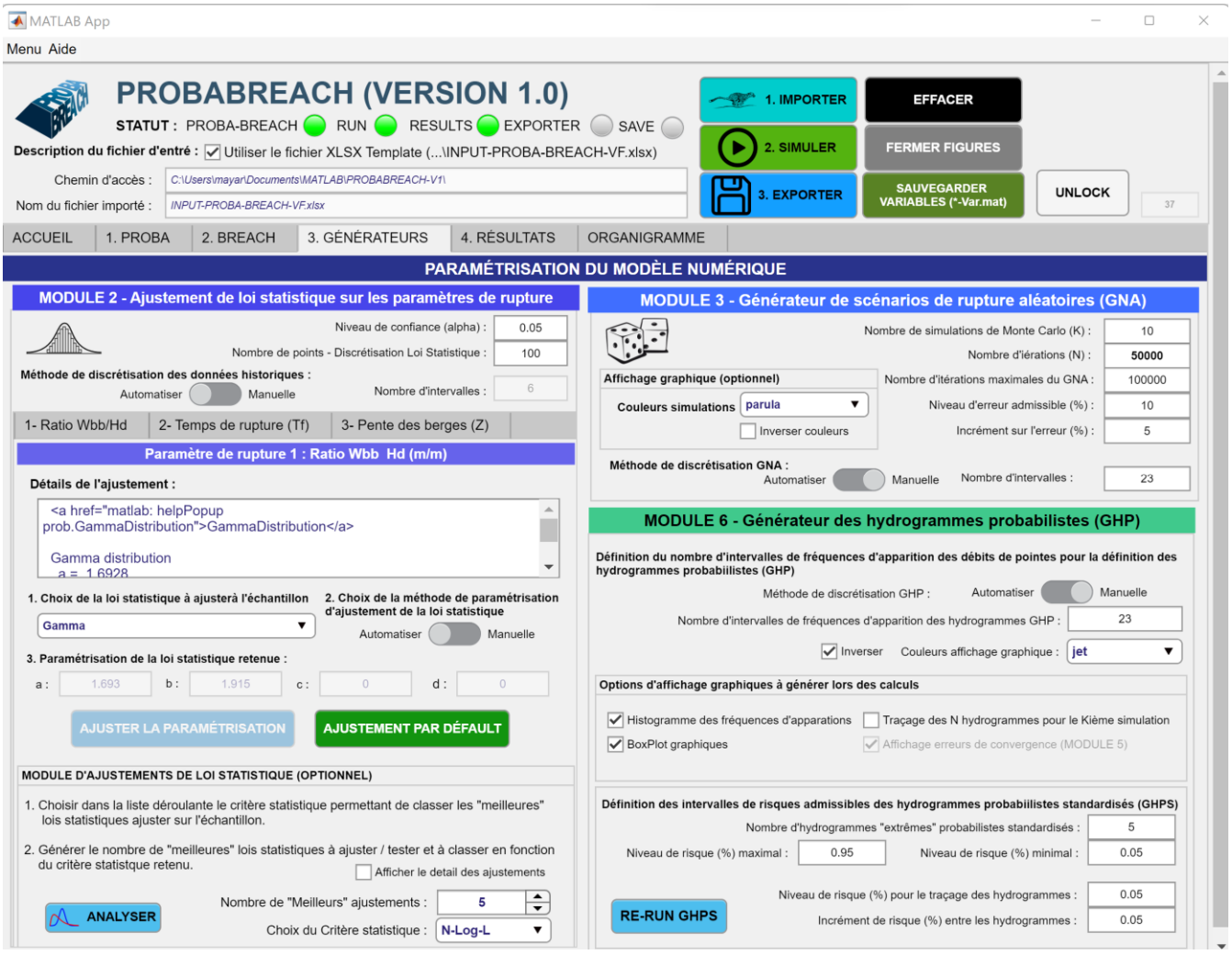


Figure 3.14 : Capture d'écran – Onglet "3. GÉNÉRATEURS" – Affichage résultats via l'interface client de PROBABREACH (VERSION 1.0, 2022)

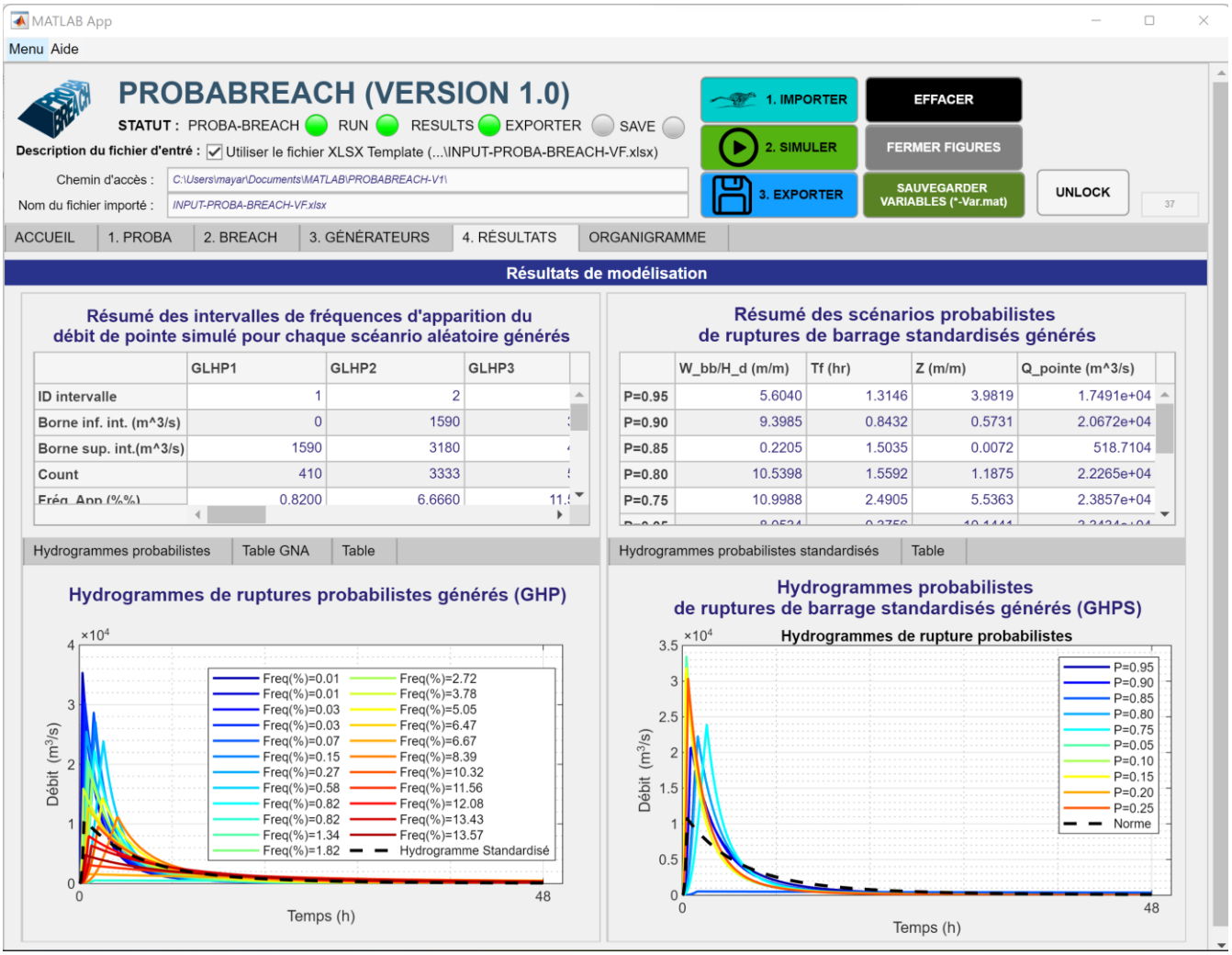


Figure 3.15 : Capture d'écran – Onglet "4.RÉSULTATS" – Affichage résultats via l'interface client de PROBABREACH (VERSION 1.0, 2022)

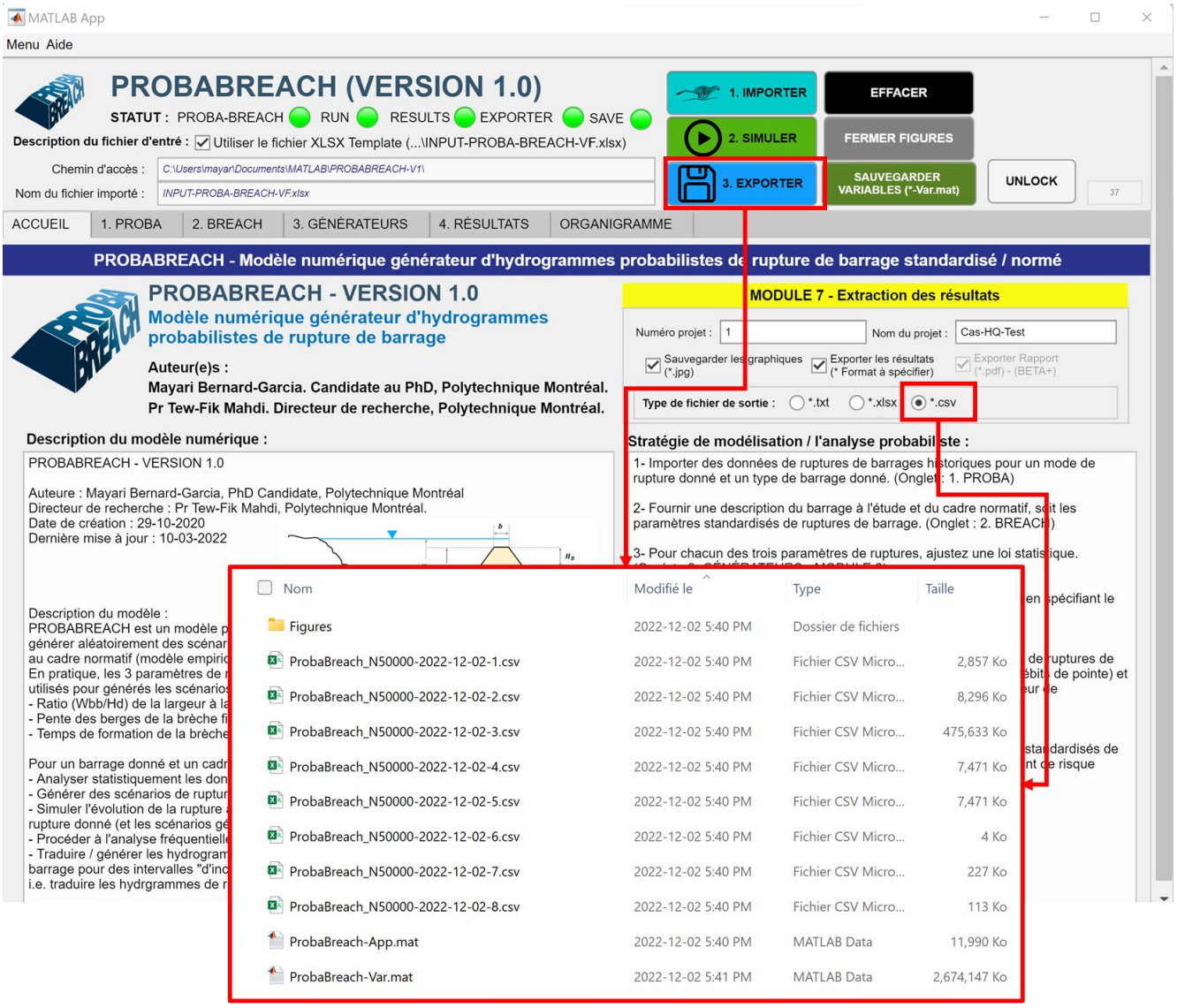


Figure 3.16 : Capture d'écran – Bouton Exporter – Onglet « ACCUEIL » – Affichage résultats via l'interface client de PROBABREACH (VERSION 1.0, 2022)

CHAPITRE 4 RÉSULTATS ET CAS D'APPLICATION

La section suivante présente les résultats obtenus sur quatre cas d'application de barrage obtenus par l'entremise du modèle probabiliste PROBABREACH développé dans le cadre de ce projet doctoral. Les sections 4.2 et 4.3 présentent les résultats d'ajustement statistique sur les paramètres de rupture adaptés de la base de données de Bernard-Garcia and Mahdi (2020). Les sections 4.4, 4.5 et 4.6 suivantes présentent les trois cas d'application sur des barrages québécois, soit celui de la digue Ouiqui (classé comme forte contenance), du barrage Clair (à Faible contenance) et du barrage Caribou (classé comme Petit barrage) respectivement. La section 4.7 présente le cas de la digue Norvège – Test Site #1 du projet IMPACT. La section 4.8 présente une comparaison et une discussion des résultats obtenus pour les quatre (4) cas d'application étudiés.

4.1 Nouvelle base de données de Bernard-Garcia and Mahdi (2020)

La sous-section-suivante présente une description de la nouvelle base de données obtenue dans le cadre de ces travaux de recherches et ayant permis d'élaborer la stratégie probabiliste développée dans le cadre de cette recherche doctorale. C'est en effet grâce au jeu de données enrichis qu'il a été possible d'opter pour des analyses d'ajustement de loi statistique (plutôt qu'une approche empirique) afin de procéder à l'échantillonnage probabiliste de scénarios de rupture de barrage en remblai normé. Avant de fournir une description statistique des 30 cas historiques utilisés pour alimenter la méthode de Monte Carlo, une description de la nouvelle base de données obtenues est ici présentée.

4.1.1 Description des 3 861 cas de rupture historique de barrage à travers le monde enregistré dans Bernard-Garcia et Mahdi (2020).

Premièrement, en regard à la distribution géographique des 3 861 cas de rupture de barrage historique compilés dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020), décrit pour chacun des types de barrage (c.-à-d. « Dam Trigger) et illustrés à la Figure 4.1, il est possible de mettre en évidence la prédominance des 2 769 cas de rupture de barrage construit par l'Homme (MM-D) composant 72% de la compilation. Les 1 049 cas de rupture de barrage naturel (LS-D) composent quant à eux 27% de la

compilation, tandis que les cas de rupture de barrages miniers (TAI-D), de rupture de batardeaux (COF-D) et de cas de laboratoire (LT-D) composent 1% de la compilation.

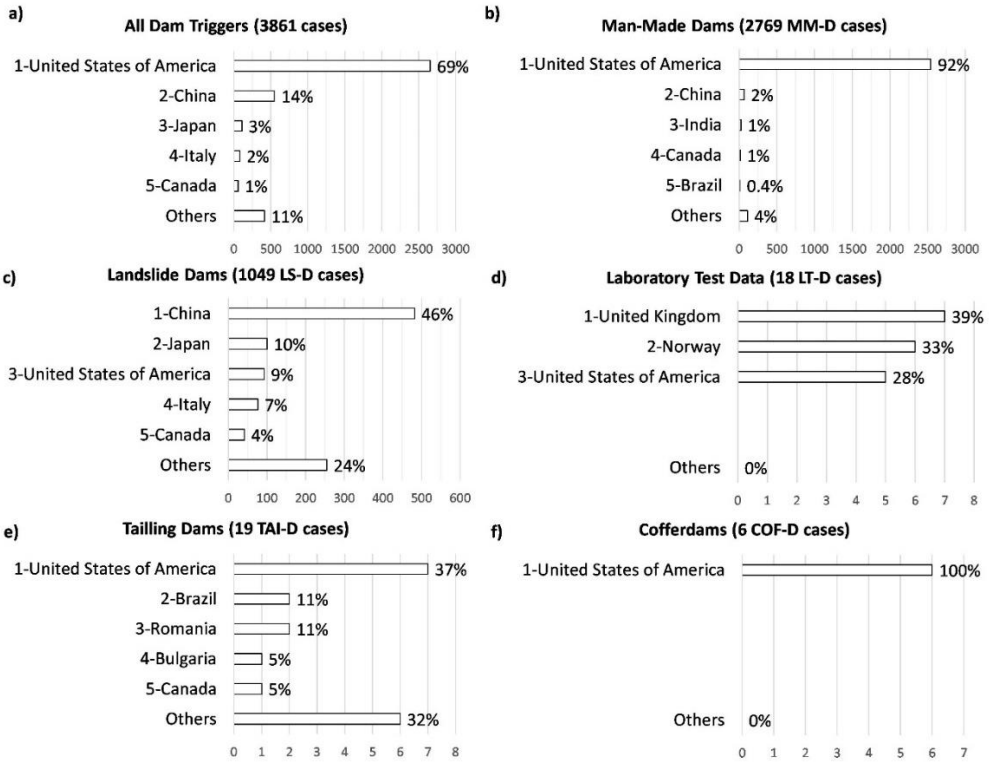


Figure 4.1 : Distribution géographique des cas de rupture de barrages enregistrés dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) adapté de Bernard-Garcia et Mahdi (ICOLD, 2022)

Tel qu'illustré à la Figure 4.1,

- Au total, des cas de rupture de barrages de 69 pays sont enregistrés et composent les données illustrées à la Figure 4.1-a.
- Les cas de rupture de barrage construit par l'Homme (MM-D) recensés dans 50 pays composent l'échantillon illustré à la Figure 4.1-b.
    - Parmi ceux-ci 2 542 cas de rupture de barrage construit par l'Homme (MM-D) localisé aux États-Unis sont enregistrés comparés aux 65 cas de rupture localisés en Chine et des 14 cas de rupture localisés au Canada.
- Les cas de rupture de barrage naturel (LS-D) recensés dans 42 pays composent l'échantillon illustré à la Figure 4.1-c.
- Les cas de rupture « contrôlé » / de laboratoire (LT-D) recensé dans 3 pays composent l'échantillon illustré à la Figure 4.1-d.

- Les cas de rupture de barrage minier (TAI-D) recensés dans 11 pays composent l'échantillon illustré à la Figure 4.1-e.
- Les cas de rupture de barrage temporaire / batardeau (COF-D) recensés dans 1 pays composent l'échantillon illustré à la Figure 4.1-f.

Deuxièmement, en regard à la distribution des « modes de rupture » obtenus pour les différents types de barrage (« Dam Trigger ») enregistrés et illustrés à la Figure 4.2, il est possible de mettre en évidence que le mode de rupture le plus recensé est la rupture par submersion (OT), et ce, pour tout type de barrage à l'exception des barrages naturels (LS-D).

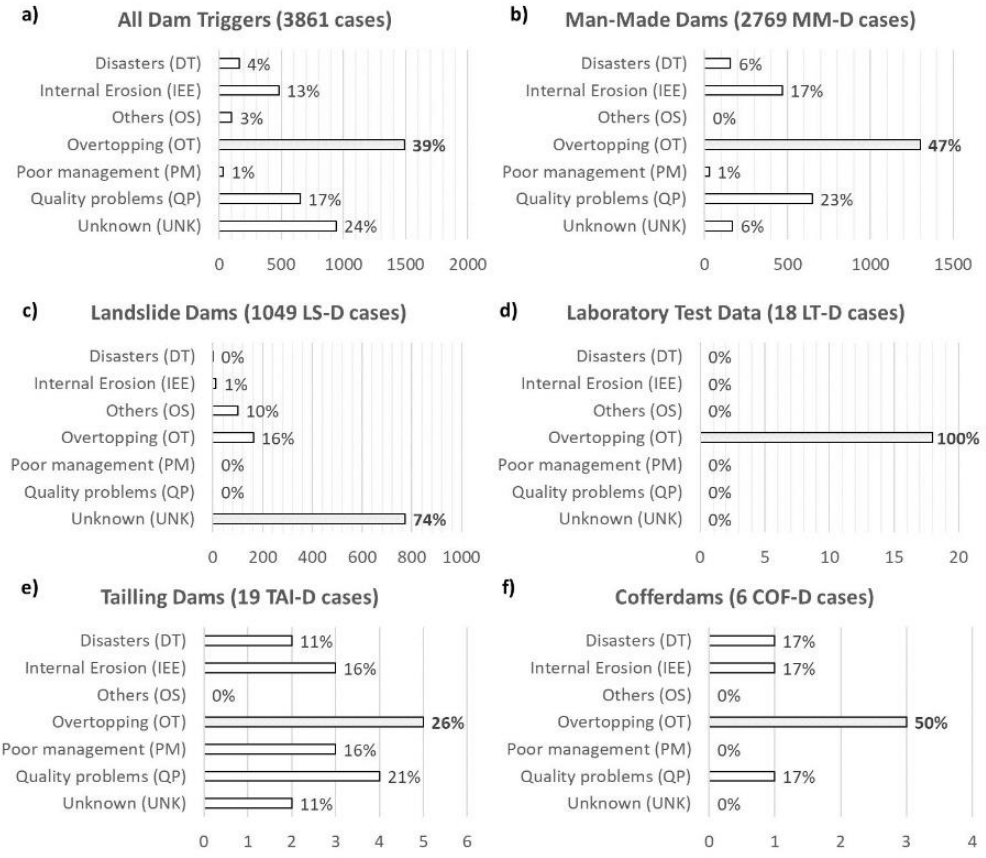


Figure 4.2 : Distribution du mode de rupture en fonction du type de barrage enregistré dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) adapté de Bernard-Garcia et Mahdi (ICOLD, 2022)

Notez que :

- Au total, parmi les cas de rupture de barrage construit par l'Homme (MM-D), illustré à la Figure 4.2-b,
    - 1 300 cas, soit 47% de l'échantillon, sont des ruptures historiques par submersion (OT).

- 471 cas, soit 17% de l'échantillon, sont des ruptures historiques par érosion interne (IEE).

- Au total, parmi les cas de rupture de barrage miniers (TAI-D), illustrés à la Figure 4.2-e,
  - 5 cas, soit 26% de l'échantillon, sont des ruptures historiques par submersion (OT).
  - 3 cas, soit 16% de l'échantillon, sont des ruptures historiques par érosion interne (IEE).

4.1.2 Description des 2 769 cas historiques de rupture de barrage construit par l'Homme (MM-D) enregistrés dans Bernard-Garcia et Mahdi (2020).

En regard aux distributions des modes de rupture obtenue pour les types de barrage construit par l'Homme (c.-à-d. « Dam Type ») illustré à la Figure 4.3, il est possible de mettre en évidence la dominance des 2 058 cas de rupture de barrage en remblai (EFL+RFL) composant 74% des cas de rupture construits par l'Homme (MM-D) composant l'échantillon.

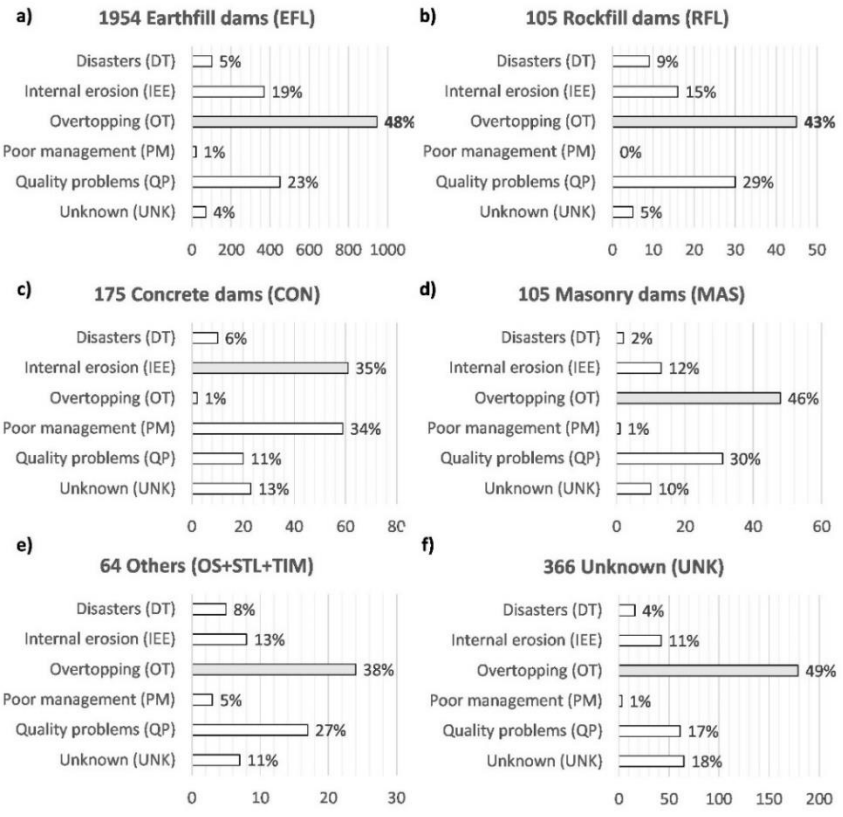


Figure 4.3 : Distribution du nombre de ruptures de barrage pour chaque mode de rupture des barrages construit par l'Homme dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2002) adapté de Bernard-Garcia et Mahdi (ICOLD, 2022)

Tel qu'illustré à la Figure 4.3 :

- Un total de 990 cas historiques de rupture par submersion (OT) de barrage en remblai (EFL+RFL) sont enregistrés, soit 946 barrages en remblai (EFL), parmi les 1 954 cas « Earthfill dam » illustrés à la Figure 4.3-a, et 45 barrages en enrochements (RFL), parmi les 105 cas « Rockfill dam » illustrés à la Figure 4.3-b.
- Un total de 280 cas historiques de rupture de barrage en béton (CON) et en maçonnerie (MAS), illustrés à la Figure 4.3-c et Figure 4.3-d, résulte de rupture par érosion interne (IEE).
- Un total de 64 cas de ruptures historiques de barrage regroupant les barrages en acier (STL), en bois (TIM) et autres (OS), soit 2% des cas historiques de barrages construits par l'Homme (MM-D), tel qu'illustré à la Figure 4.3-e.
- Un total de 366 cas de rupture de barrage dont le type est inconnu (UNK) composent les cas de rupture de barrage historique construit par l'Homme (MM-D), soit 13% de l'échantillon, tel qu'illustré à la Figure 4.3-f.

Sachant que le degré de détails des cas de rupture compilés dans cette base de données varie d'un cas à l'autre, la Figure 4.4 illustre la distribution des cas de rupture historique enregistrant au moins une dimension de la brèche finale de rupture (« Cote »=3), le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture (« Cote »=4) et/ou le temps de formation de la brèche finale de rupture (« Cote »=5) adaptée de la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) et des 111 cas de ruptures historiques décrits dans Froehlich (2016a,b).

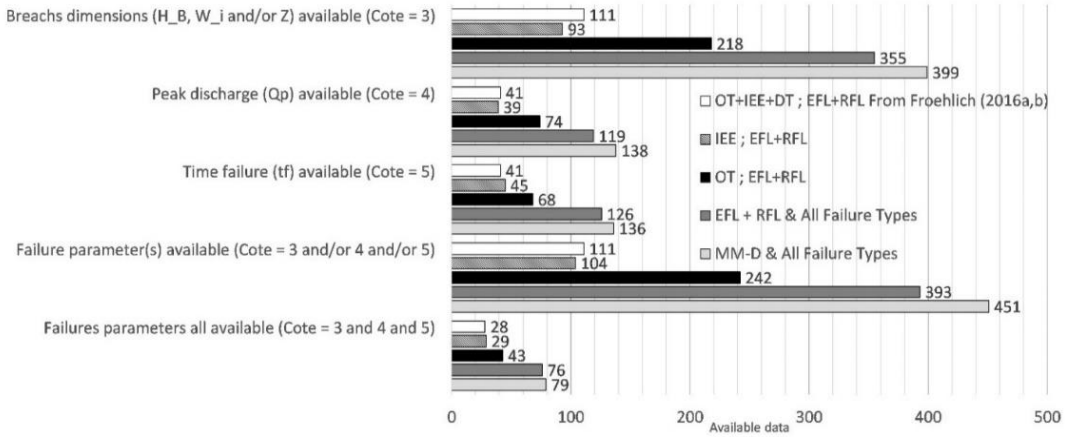


Figure 4.4 : Distribution du nombre détaillé de cas de rupture de barrage, en regard à la colonne "Cote", enregistrés dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi et comparés à la base de données de Froehlich (2016a,b) adapté de Bernard-Garcia et Mahdi (2022)

Tel qu'illustré à la Figure 4.4,

- Un total de 451 cas de rupture de barrage construit par l'Homme (MM-D), où au moins un des paramètres de rupture est enregistré (« Cote » = 3 and/or 4 and/or 5), est compilé dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020).
- Un total de 355 cas de rupture de barrage en remblai (EFL+RFL), où au moins une dimension de la brèche de rupture finale est enregistrée (« Cote »=3), est enregistré dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020).
- En comparant le nombre de cas « détaillé » disponible dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) et celle de Froehlich (2016a,b) il est possible de mettre en évidence l'ajout considérable de données de rupture entre celles-ci et la contribution considérable de cette nouvelle compilation.

4.1.3 Description des 355 cas historiques de rupture de barrage en remblai (EFL+RFL) enregistrant au moins une dimension de la brèche de rupture ("Cote"=3) enregistrés dans Bernard-Garcia et Mahdi (2020).

Le détail des modes de ruptures composant les 355 cas de rupture enregistrant au moins une dimension de la brèche finale de rupture, aux 108 cas composant la base de données de Wahl (1998) et aux 111 cas composant la base de données de Froehlich (2016a,b) est résumée au Tableau 4-1.

Tableau 4.1 : Description des modes de rupture des 355 cas "détaillés" de rupture de barrage en remblai enregistré dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020), des 108 cas de rupture enregistrés dans celle de Wahl (1998) et des 111 cas enregistrés dans celles de Froehlich (2016b), adapté de Bernard-Garcia et Mahdi (ICOLD, 2022)

Mode de rupture	**355 "cas "détaillé" de rupture de barrage en remblai adapté de Bernard-Garcia et Mahdi (2020)**		**108 cas de rupture de barrage en remblai adapté de Wahl (1998)**		**111 cas de rupture de barrage en remblai adapté de Froehlich (2016b)**	
Désastre (DT)	4	1%	0	0%	1 [(5)]	1%
Érosion Interne (IEE)	**93**	**26%**	**54 [(1)]**	**50%**	**57 [(6)]**	**50%**
Submersion (OT)	**218**	**61%**	**41 [(2)]**	**38%**	**54 [(7)]**	**49%**
Problèmes de Qualité (QP)	39	11%	2 [(3)]	2%	0	0%
Inconnu (UNK)	1	0.3%	11 [(4)]	10%	0	0%
Total	**355**	**100%**	**108**	**100%**	**111**	**100%**

[(1)] Inclus les cas de "Pipping" et de "Seepage"
[(2)] Inclus les cas de "Overtopping"
[(3)] Inclus les cas de "Foundation Defect" et de "Sliding"
[(4)] Inclus aussi les cas de "Piping or Sliding" et de "Piping or foundation defect"
[(5)] Inclus les cas de "intentional breaching by excavation (OX)"
[(6)] Inclus les cas de "overtopping by floodwaters (OF)", de "overtopping caused by embankments sliding (OS)", de "overtopping caused by wave action (OW)" et de "overtopping caused by outlet works failure (OG)".
[(7)] Inclus les cas de "internal erosion (IE)"

Tel que résumé au Tableau 4-1, les cas de rupture de barrage en remblai les plus enregistrés dans ces trois bases de données sont ceux résultant d'une rupture par submersion (OT) et par érosion interne (IEE). En effet, ces deux modes ruptures (OT+IEE) représentent 87% de la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020), 88% des cas compilés dans celle de Wahl (1998) et 99% de ceux compilés dans Froehlich (2016b). Cependant, contrairement aux bases de données de Wahl (1998) et de Froehlich (2016b), le nombre de cas de rupture par submersion est supérieur à ceux par érosion interne. À titre indicatif, notez que parmi les 41 cas de rupture par submersion compilée dans Wahl (1998) notez que seulement 31 cas

de rupture historique enregistrent la profondeur de la brèche finale de rupture (H_B) et que 19 cas enregistrent la hauteur de barrage (H_D). La compilation de Froehlich (2016b) ne compile quant à elle pas explicitement la hauteur du barrage. La base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) enregistre la hauteur de brèche (H_B) et la hauteur du barrage (H_D) pour les 355 cas recensés, sauf 30 cas de rupture historique où la hauteur du barrage est inconnue.

La distribution des hauteurs de barrage des 355 cas de rupture de barrage en remblai (EFL+RFL) enregistrés adaptés de Bernard-Garcia et Mahdi (2020), des 108 cas adaptés de Wahl (1998) et des 593 cas de rupture présentés dans Zhang et al. (2007) est illustrée à la Figure 4.5.

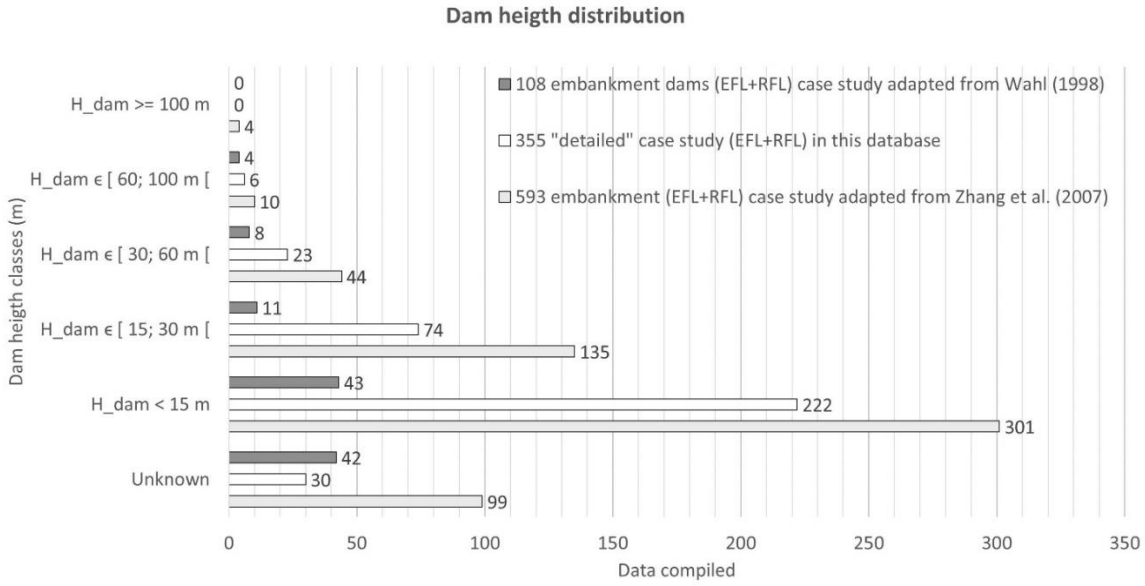


Figure 4.5 : Distribution des 355 cas de rupture de barrages en remblai enregistrant la hauteur du barrage dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020), des 108 cas enregistrés dans celle de Wahl (1998) et comparés à la distribution adaptée de Zhang et al. (2007), adapté de Bernard-Garcia et Mahdi (2022)

Tel qu'illustré à la Figure 4.5 :

- Au total 222 cas de rupture de « petit » barrage, soit possédant une hauteur inférieure à 15 m, sont enregistrés dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020), soit 63% de l'échantillon.
- Au total 301 cas de rupture de « petit » barrage, soit possédant une hauteur inférieure à 15 m, sont recensé dans Zhang et al. (2007), soit 51% de l'échantillon.
- Au total 43 cas de rupture de « petit » barrage, soit possédant une hauteur inférieure à 15 m, sont enregistrés dans la base de données de Wahl (1998), soit 40% de l'échantillon.

4.1.4 Discussion de la nouvelle base de données

Tout d'abord, en ce qui concerne les résultats présentés à la section précédente, bien que ceux-ci ne fournissent qu'un portrait préliminaire du contenu de la base de données, ils permettent de mettre en évidence que l'objectif principal a bel et bien été atteint. En effet, la Figure 4.4 permet de mettre en évidence la quantité de nouvelles données compilées (notamment pour les barrages en remblai) dans Bernard-Garcia and Mahdi (2020). Soulignons que si nécessaire un portrait plus précis peut aisément être dressé à l'aide d'Excel.

Ensuite, en regard à la quantité de données obtenue, il ne fait aucun doute qu'il s'agit de la plus importante base de données recensant les cas historiques de barrages à travers le monde. Néanmoins, malgré la minutie accordée lors du processus de validation, il est fort probable que des doublons soient encore présents. La combinaison des cas identifiés comme des doublons permettra malgré tout de jumeler les données obtenues pour ceux-ci. Il est donc recommandé de procéder à une validation/vérification de la présence de doublons (particulièrement pour les 2 555 cas recensés aux États-Unis). Soulignons que cette nouvelle base de données compile les ruptures de barrages indépendamment de sa hauteur et/ou de la capacité de stockage, et quelques cas de barrages de rétention, dans le secteur minier, ont également été ajoutés.

En regard au niveau de détails de chaque cas de rupture répertoriés, bien que pour les 2 769 cas de ruptures de barrages construits par l'Homme (MM-D), seuls 2% à 14% des ruptures historiques sont suffisamment détaillés (et donc exploitable), une rigueur a été apportée afin d'identifier minimalement la cause de rupture, l'année de rupture, l'emplacement géographique et le type de barrage. Ces cas (ne possédant que très peu de données) ont donc peu d'incidence sur les études plus raffinées (ex : analyse d'incertitudes du débit de pointe) et ils proviennent principalement de la base de données en ligne de l'Université de Stanford (NPDP, 2016b). En effet, c'est la structure peu optimale de cette référence qui a limité son utilisation. Néanmoins, ces cas pourront être approfondis dans le futur à partir de cette même source. À titre indicatif, la base de données en ligne de l'Université de Stanford (NPDP, 2016b) nécessite d'entrer le nom du barrage et de cliquer sur différents liens pour en extraire les données, donc un temps considérable. L'obtention d'une seule base de données (sous la forme d'une feuille Excel par exemple) et compilant toutes les données disponibles pour chaque cas de rupture disponible, permettrait d'optimiser son exploitation (et d'éviter l'ajout de doublons).

En regard à la structure générale de la base de données, suite au travail de validation et de compilation réalisée, la nécessité d'élaborer une base de données permettant de rapidement vérifier la crédibilité (ou simplement de remettre en contexte) les paramètres de ruptures s'est avérée primordiale. C'est donc ce qui a mené à l'obtention d'une diversification des paramètres servant notamment à traduire les propriétés de l'ouvrage répertorié (Dam Description). La structure proposée permet ainsi d'assurer la cohérence des cas historiques répertoriés, d'optimiser les futures recherches et d'améliorer l'efficacité de la validation/compilation des données. De plus, bien que conçue de manière à assurer l'indépendance des cas répertoriés aux extraits littéraires, la colonne « Remarks » permet aisément à un utilisateur de s'y référer pour plus de détails. Dans l'ensemble, les principales lacunes soulevées à la section 3.1.2 : Limitations ont été palliées, à l'aide de la nouvelle structure proposée. Néanmoins, puisque les idées ayant permis de structurer la base de données ne sont pas arrivées en même temps, il est possible que des cas historiques n'aient pas été adaptés à certaines nomenclatures adoptées et présentées dans ce document.

Finalement, en regard à la quantité importante de données recensées disponibles dans la littérature et encore non-traitées dans cette base de données (donc à l'ampleur de la tâche), il fallut mettre un frein au travail inachevé. Bien qu'une mise à jour et un suivi sont envisagés dans le futur, c'est ce potentiel qui a motivé la rédaction de cet article et le partage de ces données. Les principales pistes à éventuellement améliorer, pour une version future mise à jour de cette base de données, sont listées ci-dessous.

- Raffiner/Valider les données spécifiant le « Dam Type Divided », pour les barrages en remblai compilés dans la base de données.
- Raffiner les cas historiques compilés dont seul le pays permet de géolocaliser le cas historique, à l'aide de la variable « State/Province (City/County/Region) ».
- Pour tous les cas dont l'année de rupture est inconnue, effectuer des recherches afin de l'identifier ou de les classer comme étant « Not Reported (NR) ».
- Ajouter une colonne/variable « Failure Cause » et y identifier la cause principale du type de rupture « Failure Mode » spécifier (à partir des causes recensées dans la variable « Failure Cause Divided »).
- Vérifier les 594 cas de ruptures, tirés de Zhang and al. (2016a), qui n'ont pas encore été corroborés à l'aide de la littérature.
- Adapter les quelques cas historiques compilés, où plusieurs brèches se sont formées au sein d'un même ouvrage et lors d'une même rupture, à l'aide de la nomenclature proposée à la section 3.1.4: Stratégie de compilation.

- Identifier les cas où les dommages monétaires et/ou environnementaux sont disponibles dans la colonne « Remarks ».

Globalement, indépendamment du champ d'études (étude du risque par submersion d'un barrage en remblai et/ou d'un barrage en béton, par exemple), un utilisateur peut aisément filtrer la base de données afin d'extraire uniquement les données nécessaires à sa recherche. Ainsi, sans nécessairement valider tous les cas, les différentes études pourront valider les données (utiles à leurs études) et par le fait même fournir une liste « corrigée » de ces cas spécifiques. En citant cette base de données, il sera éventuellement possible de retracer les diverses modifications et/ou validations apportées à son contenu par divers auteurs.

4.1.5 Conclusion et Perspectives de la nouvelle base de données

Pour conclure cette sous-section, grâce à la méthodologie il a été possible d'obtenir de la plus importante base de données de rupture de barrages jusqu'à aujourd'hui recensée et d'en extraire 30 cas historiques « vérifiés » de rupture par submersion de barrage en remblai enregistrant les trois paramètres de rupture normés (ratio WBB\HD, le temps de formation et la pente des berges de la brèche) parmi les 43 identifiés à la Figure 4.4. Une description statistique de cet échantillon est fournie à la Section 4.2.

Un souci a été accordé à la présentation de la structure générale de la base de données dans le but de faciliter et encourager son utilisation. Au final, celle-ci a bel et bien permis de recenser de nouveaux cas de ruptures en remblai comparativement à ceux publiés par Froehlich (2016a,b). De plus, le portrait exhaustif de la variabilité et de la quantité de données répertoriées dans cette base de données témoigne de son potentiel, et ce, dans divers champs d'études du domaine de la sécurité des barrages. Bien qu'un travail considérable ait déjà été réalisé, la base de données comporte quelques faiblesses qui pourront malgré tout éventuellement être solidifiées.

Bien que pour certains types d'ouvrages (tel que les ouvrages en béton), les normes institutionnelles, mises en place pour assurer la sécurité des enjeux situés en aval, s'avèrent conservatrices. Dans le cas des ouvrages en remblai, la limite des données historiques disponibles, des connaissances (principalement en transport des sédiments) ainsi que de la puissance de calculs contraint la fiabilité des modèles numériques actuels (et donc des paramètres spécifiés). Depuis l'arrivée d'Internet, le partage des connaissances, à travers le monde, et de nouvelles techniques de calcul, tel que l'intelligence artificielle, sont de plus en

plus accessibles à tous. Il est donc enfin possible d'entrevoir (dans un futur rapproché) le raffinement des techniques actuelles vers des méthodes non seulement plus représentatif des phénomènes physiques impliqués, mais également plus adapter à la variabilité des ouvrages existants.

La publication de cette compilation de données visait initialement à agrandir l'historique des ruptures de barrage en remblai. Néanmoins, en regard aux données pertinentes recensés dans la littérature au fil du processus, elle offre finalement la possibilité de faire converger les méthodes vers une seule base de données des ruptures de barrages (de tout genre), qui comme les plus récentes atteindra un consensus général, et une fiabilité des données compilées. L'accessibilité des données de ruptures de barrages historiques permettra éventuellement d'éviter d'avoir à observer des ruptures (ou plus de ruptures) sur son territoire (ou ailleurs) et de réaliser des études de sécurité plus appropriée accessible à tous (méthodes empiriques, modélisations probabilistes et autres).

4.2 Description statistique de l'échantillon de données historiques

La sous-section suivante présente la description statistique des 30 paramètres de brèche de rupture standardisés, soit le ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) en m/m, le temps de formation final de la brèche de rupture du barrage (Tf) en heures et la pente des berges de la brèche finale (Z) en m/m, enregistrés dans l'échantillon de données historiques tirées de la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020).

Le Tableau 4.2 résume la description statistique des trois paramètres de brèche et la Figure 4.6 les graphiques moustaches adaptés des résultats générés par le modèle PROBABREACH est utilisé pour l'ajustement de loi statistique.

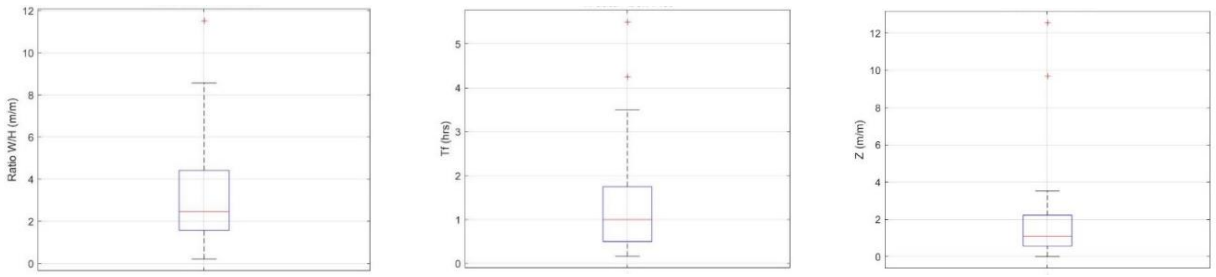


Figure 4.6 : Graphiques moustache des trois paramètres de brèche de rupture standardisés, soit ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) en m/m, le temps de formation final de la brèche de rupture du barrage (Tf) en heures et la pente des berges de la brèche finale (Z) en m/m,

enregistrés dans l'échantillon de données historiques tiré de la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) enregistrant les trois paramètres de ruptures historiques de barrage en remblai

Tableau 4.2 : Description statistique des paramètres de rupture standardisés de barrages en remblai enregistrant les trois paramètres dans la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020)

Description statistique	Ratio W_bb/H_d (m/m)	Temps de formation Tf (h)	Pente des berges finales de la brèche (m/m)
Moyenne	3,2417	1,372	1,9569
Médiane	2,4711	1	1,095
Variance	6,5701	1,6477	7,2409
Minimum	0,21786	0,167	0
Maximum	11,52	5,5	12,559
Écart-type	2,5648	1,2836	2,6909

4.3 Ajustements statistiques des paramètres de brèches de l'échantillon de données historiques

La sous-section suivante présente un résumé des analyses d'ajustement de lois statistiques réalisées sur les échantillons de paramètres de rupture de barrage en remblai obtenu par l'entremise de PROBABREACH ainsi la loi recommandée et considérée pour chacun des paramètres de rupture considérés. Notez que par défaut, le tri des « meilleures lois est réalisé en fonction du critère « Negative Log-Likelihood », les mêmes ajustements ont été considérés pour tous les cas d'application présentés.

4.3.1 Ajustement de loi statistique sur l'échantillon des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d)

Les résultats de l'ajustement des 14 « meilleurs » lois statistiques ajustées sur l'échantillon du ratio de la largeur à la base de la brèche sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d), obtenues par l'entremise de PROBABREACH, sont illustrés à la Figure 4.7 et résumés au Tableau 4.3.

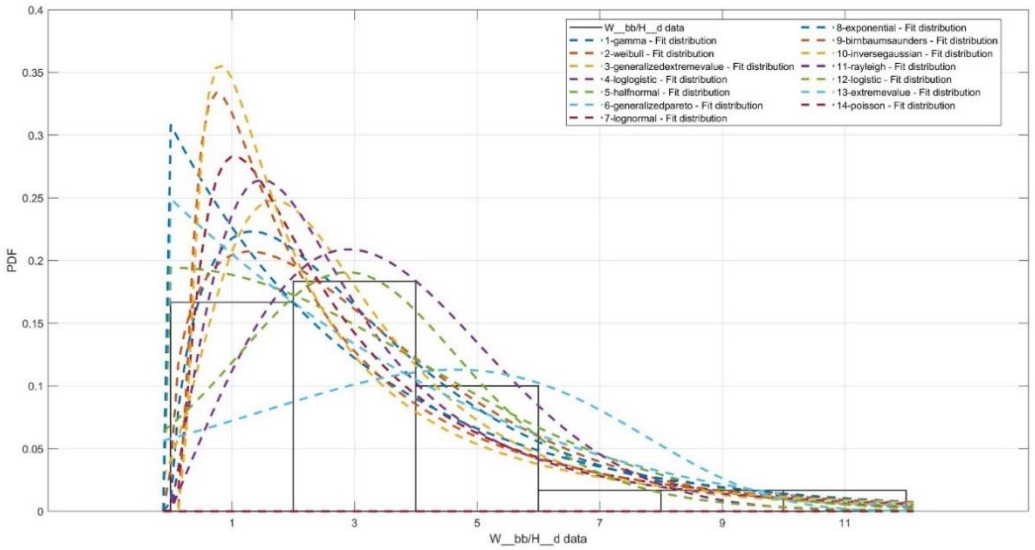


Figure 4.7 : Ajustement de 14 lois statistiques sur l'échantillon des ratios de la largeur à la base sur la hauteur de barrage en remblai(W_bb/H_d) adapté de Bernard-Garcia and Mahdi (2020)

Tableau 4.3 : Résumé des critères d'ajustement de 14 lois statistiques obtenues pour l'échantillon des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d)

Rang "Meilleur Ajustement	**Loi statistique**	**Critère statistique / d'ajustement**			
		Negative Log-Likelihood	**BIC Value**	**AIC value**	**AICC value**
1	**Gamma**	**65,301**	**137,4**	**134,6**	**135,05**
2	Weibull	65,283	133,97	132,57	132,71
3	Generalized Extreme Value	78,454	163,71	160,91	161,35
4	Log-Logistic	63,142	133,09	130,28	130,73
5	Half Normal	63,664	137,53	133,33	134,25
6	Generalized Pareto	64,404	139,01	134,81	135,73
7	Log-Normal	64,155	135,11	132,31	132,75
8	Exponential	66,477	139,76	136,95	137,4
9	Birnbaum Saunders	68,815	144,43	141,63	141,07
10	Inverse Gaussian	64,042	134,89	132,08	132,53
11	Rayleigh	64,524	135,85	133,05	133,49
12	Logistic	Inf	Inf	Inf	Inf
13	Extreme Value	68,391	140,18	138,78	138,93
14	Poisson	63,327	133,46	130,65	131,1

Le Tableau 4.4 ci-bas résume la paramétrisation obtenue pour les 5 « meilleures » ajustements de loi statistique obtenue par l'entremise de PROBABREACH pour le ratio traduisant la largeur à la base de la brèche finale (W_bb) sur la hauteur du barrage (H_d).

Tableau 4.4 : Résumé des ajustements des 5 "meilleures » lois statistiques retenues pour l'échantillon des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d)

Loi statistique	**Paramétrisation**	**Interval de confiance (95%)**
Gamma	a = 1,6928 b = 1,91502	[1,06355; 2,69433] [1,11592; 3,28634]
Weibull	A = 3,54384 B = 1,34588	[2,67657; 4,69213] [1,02512; 1,76701]
Generalized Extreme Value	k = 0,220501 sigma = 1,51707 mu = 1,98182	[-0,115491; 0,556494] [1,08467; 2,12184] [1,3524; 2,61123]
Logistic	mu = 2,88093 sigma = 1,31118	[2,07551; 3,68635] [0,967053; 1,77777]
Half Normal	mu = 0 sigma = 4,10702	 [3,28197; 5,48975]

Le détail de l'ajustement de la loi statistique Gamma recommandée pour l'échantillon adapté de Bernard-Garcia and Mahdi (2020) des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (Wbb/Hd) est illustré à la Figure 4.8.

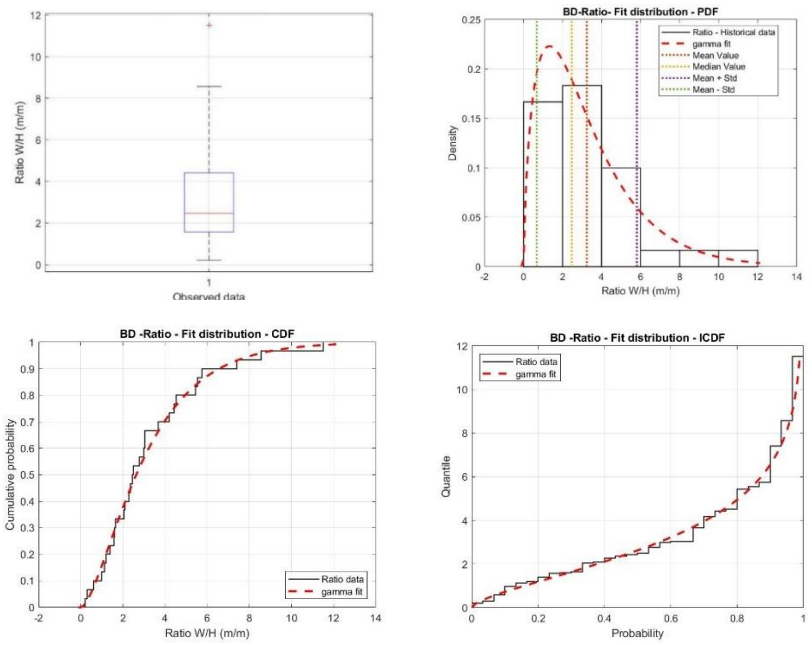


Figure 4.8 : "Meilleure" ajustement de la loi statistique Gamma recommandée pour l'échantillon du ratio de la largeur à la base de la brèche sur la hauteur du barrage

4.3.2 Ajustement de loi statistique sur l'échantillon du temps de formation de la brèche (Tf)

Les résultats de l'ajustement des 14 « meilleures » lois statistiques ajustées sur l'échantillon du temps de formation de la brèche finale de rupture (Tf), obtenues par l'entremise de PROBABREACH, sont illustrés à la Figure 4.9 et résumés au Tableau 4-5.

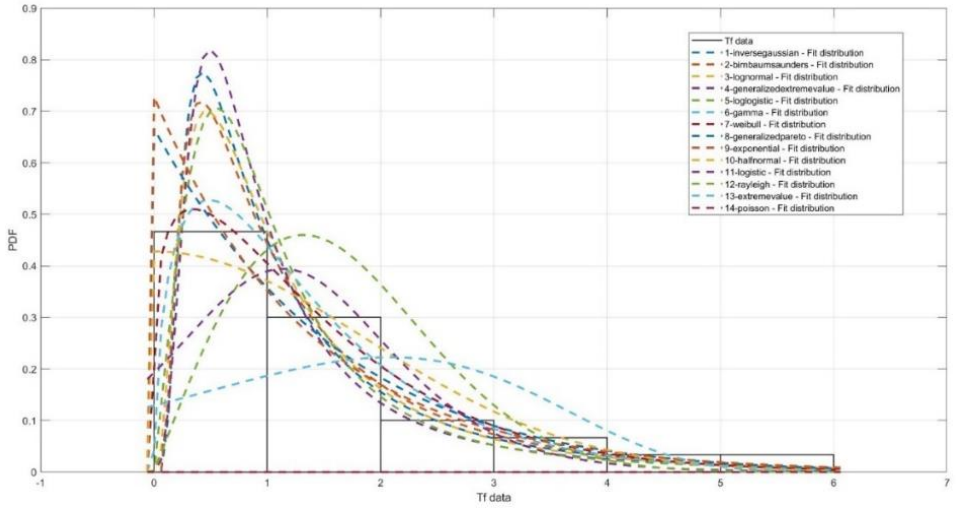


Figure 4.9 : Ajustement de 14 lois statistiques sur l'échantillon du temps de formation de la brèche finale de rupture par submersion de barrage en remblai (Tf) sur l'échantillon adapté de Bernard-Garcia and Mahdi (2020)

Tableau 4.5 : Résumé des critères d'ajustement de 14 lois statistiques obtenues pour l'échantillon du temps de formation de la brèche finale de rupture par submersion de barrage en remblai (Tf)

Rang - "Meilleur" Ajustement	Loi statistique	Critère statistique / d'ajustement			
		Negative Log-Likelihood	BIC Value	AIC value	AICC value
1	Inverse Gaussian	35,758	78,318	75,516	75,96
2	Birnbaum Saunders	39,488	82,378	80,977	81,12
3	Log-Normal	58,078	122,96	120,16	120,6
4	Generalized Extreme Value	37,956	82,557	78,353	79,276
5	Log-Logistic	36,177	82,557	78,353	79,276
6	Gamma	39,373	88,95	84,747	85,67
7	**Weibull**	**40,459**	**87,72**	**84,917**	**85,362**
8	Generelized Pareto	35,652	78,106	75,304	75,748
9	Exponential	47,584	101,97	99,169	99,613
10	Halnormal	36,704	80,21	77,408	77,852
11	Logistic	36,069	78,941	76,139	76,583
12	Rayleigh	Inf	Inf	Inf	Inf
13	Extreme Value	47,78	98,961	97,56	97,703
14	Poisson	38,596	83,993	81,191	81,636

La paramétrisation obtenue pour les 7 « meilleures » ajustements de loi statistiques obtenue par l'entremise de PROBABREACH pour le temps de formation de la brèche (Tf) est résumée au Tableau 4.6 suivant.

Tableau 4.6 : Résumé des ajustements des 7 "meilleures » lois statistiques retenues pour l'échantillon du temps de formation de la brèche finale de rupture par submersion de barrage en remblai (Tf)

Loi statistique	**Paramétrisation**	**Interval de confiance de 95%**
Inverse Gaussian	mu = 1,37201 lambda = 1,40581	[0,88699; 1,85703] [0,694385; 2,11723]
Birnbaum-Saunders	beta = 0,979567 gamma = 0,900774	[0,694951; 1,26418] [0,672845; 1,1287]
Lognormal	mu = -0,0401565 sigma = 0,852312	[-0,358415; 0,278102] [0,678787; 1,14578]
Generalized Extreme Value	k = 0,538177 sigma = 0,508301 mu = 0,689233	[0,154566; 0,921789] [0,338052; 0,764292] [0,478971; 0,899494]
Log-Logistic	mu = -0,0719714 sigma = 0,487729	[2,22507e-308; 0,234855] [0,362988; 0,655338]
Gamma	a = 1,54839 b = 0,886087	[0,975727; 2,45717] [0,514298; 1,52664]
Weibull	**A = 1,47229** **B = 1,20837**	**[1,07508; 2,01626]** **[0,928181; 1,57314]**

L'ajustement de la loi statistique Weibull recommandée pour l'échantillon des temps de formation de la brèche finale de rupture par submersion de barrages en remblai est résumé à la Figure 4.10.

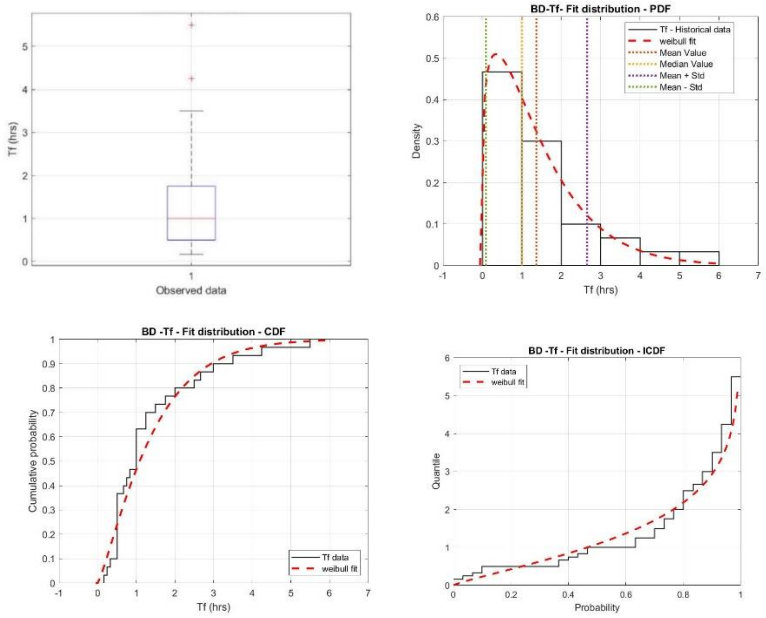


Figure 4.10 : "Meilleure" ajustement de la loi statistique Weibull recommandée pour l'échantillon du temps de formation (Tf) de la brèche de rupture par submersion de barrage en remblai

4.3.3 Ajustement de loi statistique sur l'échantillon de la pente des berges de la brèche finale (Z) de rupture par submersion de barrage en remblai

Les résultats de l'ajustement des 14 « meilleures » lois statistiques ajustées sur l'échantillon de la pente des berges de la brèche finale (Z) de rupture par submersion de barrage en remblai, obtenues par l'entremise de PROBABREACH, sont illustrés à la Figure 4.7 et résumés au Tableau 4.3.

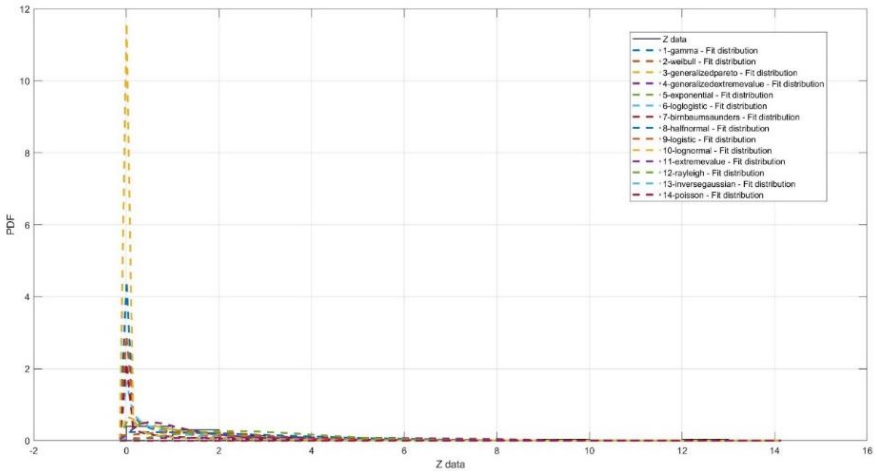


Figure 4.11 : Ajustement de 14 lois statistiques sur l'échantillon de la pente des berges de la brèche finale (Z) de rupture par submersion de barrage en remblai sur l'échantillon adapté de Bernard-Garcia and Mahdi (2020)

Tableau 4.7 : Résumé des critères d'ajustement de 14 lois statistiques obtenues pour l'échantillon de la pente des berges de la brèche finale (Z) de rupture par submersion de barrage en remblai

Rang - "Meilleur" Ajustement	Loi statistique	Negative Log-Likelihood	BIC Value	AIC value	AICC value
1	Gamma	52,934	112,76	109,87	110,31
2	Weibull	50,141	103,68	102,28	102,43
3	Generelized Pareto	84,123	175,05	172,25	172,69
4	**Generalized Extreme Value**	**43,497**	**93,796**	**90,994**	**91,438**
5	Exponential	49,036	108,28	104,07	104,99
6	Loglogistic	48,962	108,13	103,92	104,85
7	Birnbaum Saunders	57,507	121,82	119,01	119,46
8	Half Normal	309,51	625,83	623,03	623,47
9	Logistic	64,228	135,26	132,46	132,9
10	Log-Normal	51,588	109,98	107,18	107,62
11	Extreme Value	67,953	142,71	139,91	140,35
12	Rayleigh	Inf	Inf	Inf	Inf
13	Inverse Gaussian	98,955	201,31	199,91	200,05
14	Poisson	45,512	97,826	95,024	95,468

La paramétrisation obtenue pour les 5 « meilleures » ajustements de loi statistique obtenue par l'entremise de PROBABREACH pour l'échantillon de la pente des berges de la brèche finale (Z) de rupture par submersion est résumée au Tableau 4.6 suivant.

Tableau 4.8 : Résumé des ajustements des 7 "meilleures » lois statistiques retenues pour l'échantillon de la pente des berges finales (Z) de rupture par submersion de barrage en remblai

Loi statistique	**Paramétrisation**	**Interval de confiance de 95%**
Gamma	a = 0,496476 b = 3,94162	[0,327029; 0,753721] [2,04248; 7,60662]
Weibull	A = 1,60462 B = 0,667918	[0,926379; 2,77944] [0,498336; 0,895207]
Generalized Pareto	k = 0,238635 sigma = 1,48206 theta = 0	[-0,14751; 0,624779] [0,881572; 2,49159]
Generalized Extreme Value	**k = 0,495612** **sigma = 0,796526** **mu = 0,814003**	**[0,123088; 0,868137]** **[0,5376; 1,18016]** **[0,484438; 1,14357]**
Exponential	mu = 1,95692	[1,40959; 2,90045]

L'ajustement de la loi statistique des Valeurs Extrêmes Généralisées recommandée pour l'échantillon des pentes des berges de la brèche finale de rupture par submersion de barrages en remblai est résumé à la Figure 4.12.

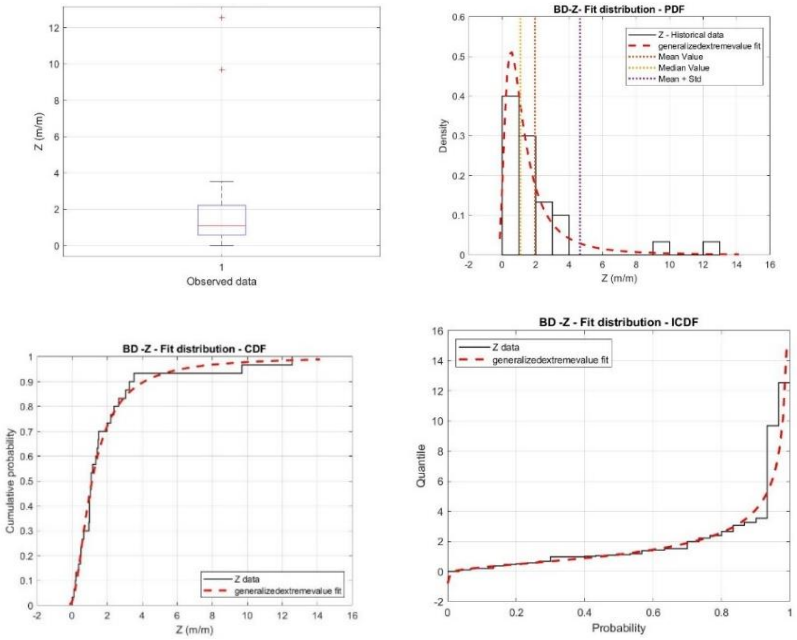


Figure 4.12 : "Meilleure" ajustement de la loi statistique des Valeurs Extrêmes Généralisées recommandée pour l'échantillon des pentes des berges de la brèche finale (Z) de rupture par submersion de barrage en remblai

4.3.4 Résumés des ajustements de lois statistiques sur les paramètres de rupture

La sous-section suivante résume les « meilleurs » ajustements de loi statistique retenue pour chacun des trois paramètres de rupture normé ainsi que leurs paramétrisations. Les trois lois statistiques résumées au Figure 4.9 sont celles utilisées pour la génération des cas d'application présentés aux sections 4.4, 4.5, 0 et 4.7.

Tableau 4.9 : Résumé des "meilleurs" ajustements de loi statistique retenu pour les paramètres de rupture normé

Paramètre de rupture normé	**Loi statistique**	**Paramétrisation**
Ratio de la largeur du fond dur la hauteur du barrage (W_{BB}/H_D)	Gamma	a = 1,6928 b = 1,91502
Temps de formation (Tf)	Weibull	A = 1,47229 B = 1,20837
Pente des berges de la brèche (Z)	Generalized Extreme Value	k = 0,495612 sigma = 0,796526 mu = 0,814003

4.4 Cas d'application 1 : Digue Ouiqui – Forte Contenance

Situé dans la région hydrographique et administrative du Saguenay et lac Saint-Jean, le premier cas d'application modélisé et présenté est celui de la digue Ouiqui illustré à la Figure 4.13. La digue Ouiqui est classée dans le répertoire des barrages du Québec au numéro X000962 comme un ouvrage à « Forte contenance » en regard à sa hauteur de 17,92 m (supérieur à 2,5 m) et à la capacité du réservoir Kénogami de 489 824 128 m^3 (supérieur à 30 000 m^3). Cette digue en remblai est l'un des ouvrages de contrôle du réservoir Kénogami, d'une superficie de 5 180 ha, et est alimentée par un bassin versant de 3 392 km^2.

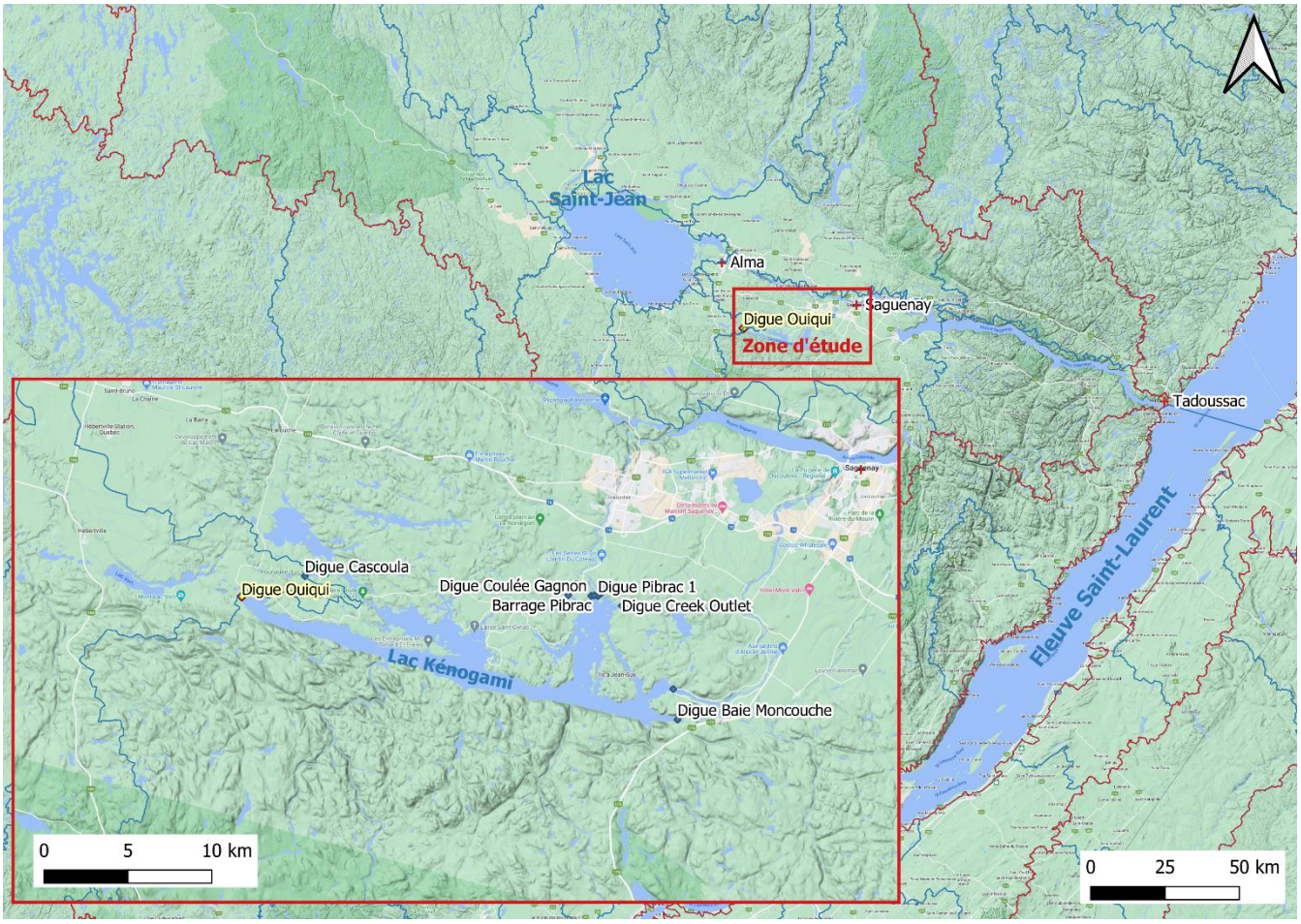


Figure 4.13 : Localisation de la digue Ouiqui (X000962)

Les caractéristiques de la digue Ouiqui à l'étude, tiré du registre des barrages du Ministère de l'Environnement et des Changements Climatiques de la Faune et des Parcs (MELCCFP) du Québec sont résumé au Tableau 4.10 suivant.

Tableau 4.10 : Caractéristique de la digue Ouiqui (adapté du répertoire des barrages du MELCCFP,2022)

Numéro barrage	X0000962
Nom du barrage	Ouiqui, Digue
Région administrative	Saguenay--Lac-Saint-Jean
Catégorie administrative	Forte contenance
Utilisation	Hydroélectricité
Hauteur du barrage (m)	17,92
Hauteur de retenue (m)	13,7
Type de barrage	Terre
Classe	A
Zone sismique	3
Superficie Bassin (km^2)	3492
Année construction	1924
Année modification	2010
Capacité de retenue (m^3)	489 824 128
Longueur (m)	420
Largeur de la crête (m) *	8,15
Hypothèse : Pente amont et aval de l'ouvrage (V : H)	1 : 2
Largeur à la base de l'ouvrage (m) ; W_{ave} (m)	80
Terrain de fondation	Alluvion
Niveau des conséquences	Très important
Superficie Réservoir (ha)	5 180
Longueur refoulement (m)	
Barrage en amont	Autres barrages en amont
Barrage en aval	

*Mesuré via QGIS

L'équation de la courbe d'emmagasinement du réservoir Kénogami, adapté de Bennani (2016) et modélisé dans le modèle probabiliste PROBABREACH, est la suivante.

$$H_W\,(\mathrm{m}) = 8{,}637 \cdot {V_w}^{0{,}3618} + 60 \qquad \textbf{Équation 4.1}$$

$$\text{où } \begin{cases} H_w : \text{Niveau d'eau dans le réservoir (m)} \\ V_w : \text{Volume d'eau emmagasiné dans le réservoir } (\mathrm{Mm}^3) \end{cases}$$

La Figure 4.14 illustre la courbe d'emmagasinement de la digue Ouiqui modélisé dans PROBABREACH. L'emmagasinement initial considéré s'élève à 490 Mm^3 et est égal à la capacité maximale du réservoir Kénogami.

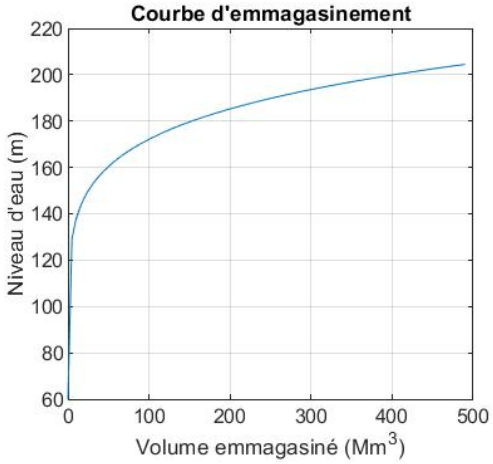


Figure 4.14 : Courbe d'emmagasinement du réservoir Kénogami - Digue Ouiqui

4.4.1 Résultats du programme PROBABREACH (Version 1.0)

Les résultats du module générateur de variables aléatoires de la digue Ouiqui obtenue par le modèle probabiliste PROBABREACH pour un total de 10 itérations de Monte-Carlo composées chacune de 1 000 000 simulations sont présentés aux Figure 4.15, Figure 4.16 et Figure 4.17.

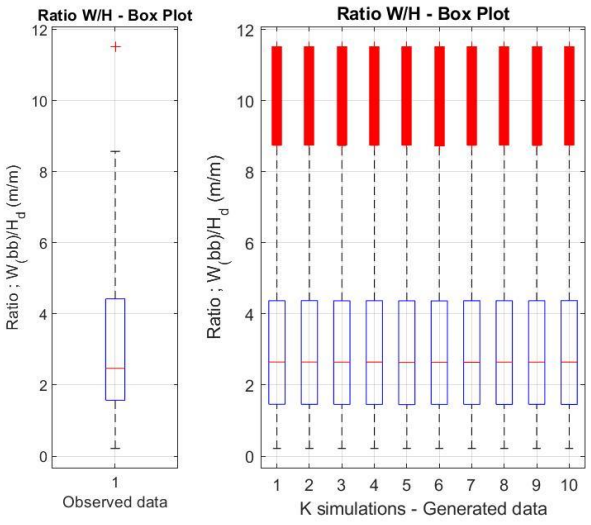


Figure 4.15 : Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 1 000 000 itérations du ratio de la largeur à la base du la hauteur du barrage (W_bb/H_d) de la digue Ouiqui

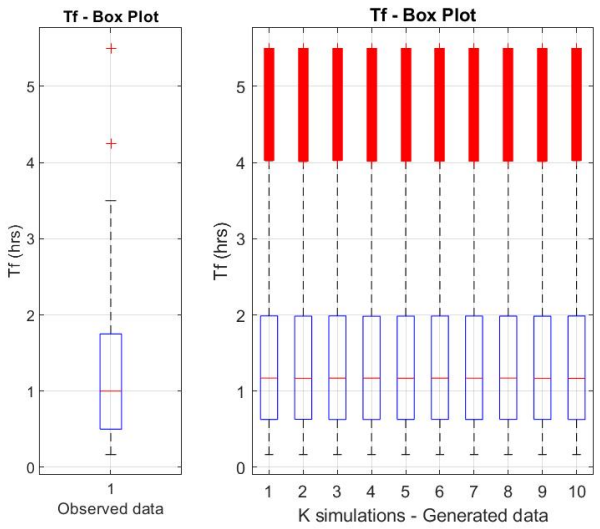


Figure 4.16: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 1 000 000 itérations du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) de la digue Ouiqui

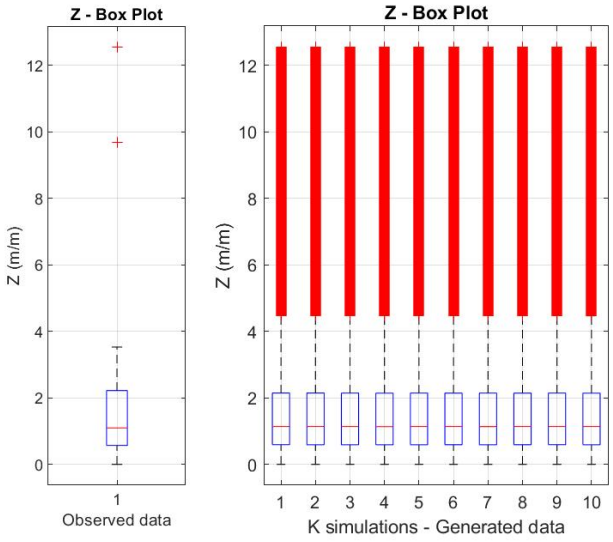


Figure 4.17: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 1 000 000 itérations de la pente des berges de la brèche de rupture finale (Z) de la digue Ouiqui

Pour chacune des itérations d'une simulation de Monte-Carlo, les paramètres de rupture standardisés générés aléatoirement sont jumelés indépendamment de manière à construire les 1 000 000 scénarios de rupture aléatoire permettant de traduire les hydrogrammes de ruptures probabilistes analysés pour l'ouvrage à l'étude. Les analyses fréquentielles permettant de traduire une fréquence d'apparition sur les hydrogrammes de rupture sont réalisées sur le débit de pointe. La Figure 4.18 suivante illustre les

graphiques moustaches des 1 000 000 débits de pointe obtenus pour les 10 simulations de Monte-Carlo de la digue Ouiqui.

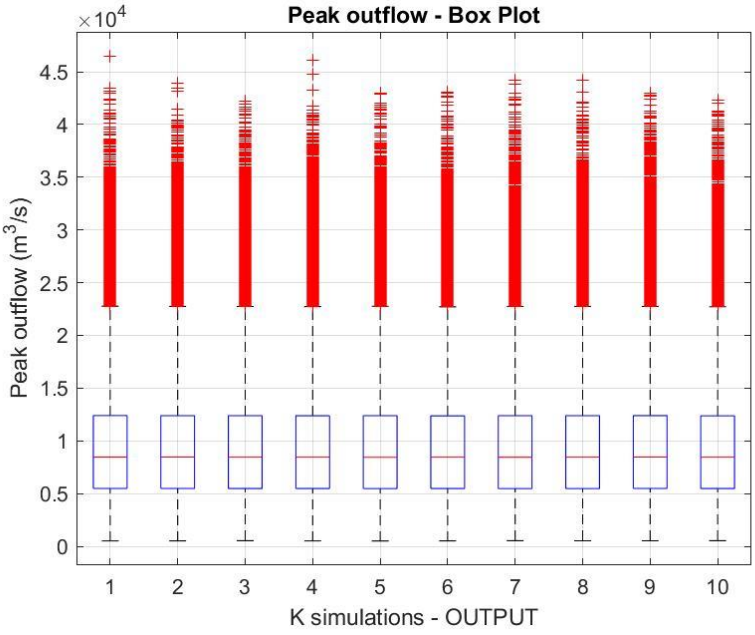


Figure 4.18 : Graphiques Moustaches des 1 000 000 débits de pointes générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo de la digue Ouiqui

Tel qu'illustrés à la Figure 4.19 et Figure 4.20 l'erreur de convergence du modèle tend à se stabiliser au fil des simulations de Monte-Carlo et c'est pourquoi la dernière simulation de Monte-Carlo, soit la 10e dans cet exemple, afin de réaliser les analyses fréquentielles sur les débits et de générer les hydrogrammes probabilistes de la digue Ouiqui. L'erreur de convergence commise sur la moyenne pour la 10e simulation de Monte-Carlo tend vers une valeur de 21,44 $(m^3/s)^2$, soit de 4,63 m^3/s, alors que celle commise sur l'écart-type vers une valeur de 7,40 $(m^3/s)^2$, soit de 2,72 m^3/s. Une analyse de sensibilité sur le nombre d'itérations, présentée au CHAPITRE 5 : Analyses de sensibilité, démontrent que pour 1 000 000 le modèle atteint ça converge, il s'agit donc un bon compris entre temps et calculs et niveau de précision et qu'il a peu d'influence sur les débits de pointe des hydrogrammes standardisés obtenus.

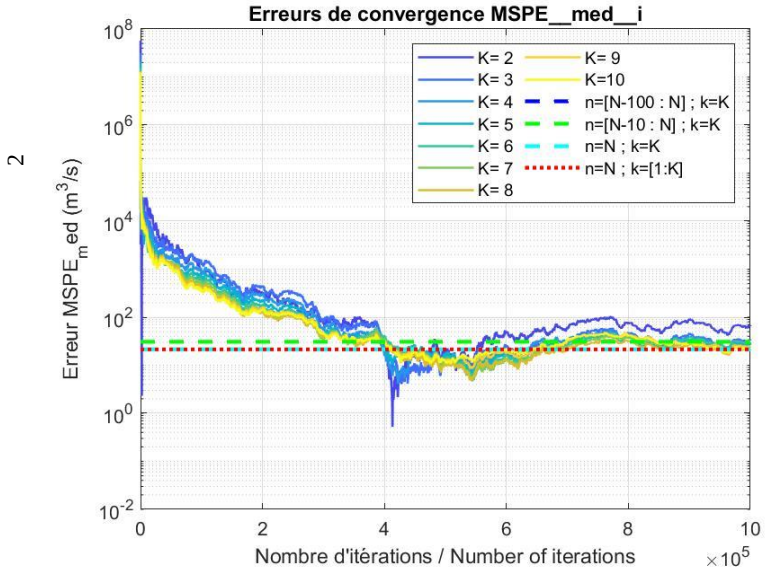


Figure 4.19 : Erreurs de converge sur la moyenne au fil de 1 000 000 itérations pour les 10 simulations de Monte-Carlo réalisé sur la digue Ouiqui

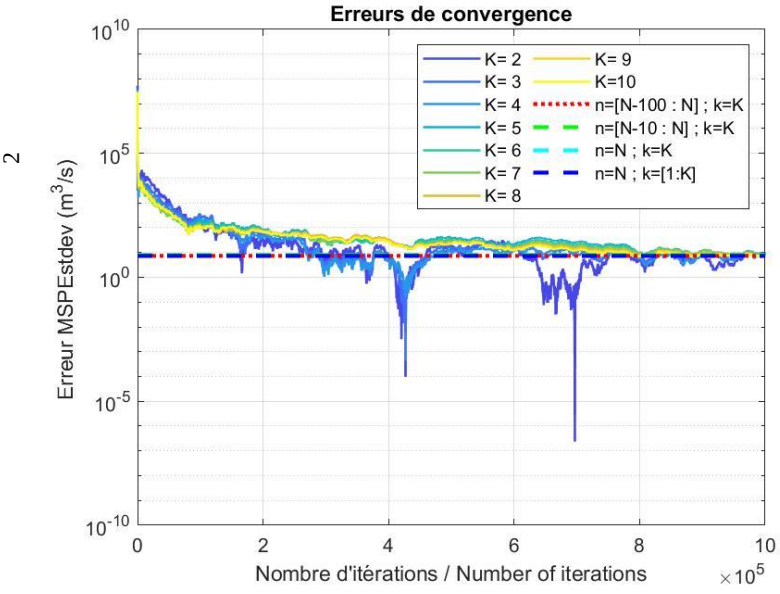


Figure 4.20 : Erreurs de converge sur l'écart-type au fil de 1 000 000 itérations pour les 10 simulations de Monte-Carlo réalisé sur la digue Ouiqui

Les résultats statistiques des échantillons de paramètres de rupture obtenue par le générateur de scénarios de rupture aléatoire pour la 10e itération de Monte-Carlo, extrait du programme et renvoyé à l'utilisateur dans la boite de commande, sont résumés au Tableau 4.11, Tableau 4.12 et Tableau 4.13 pour chacun des paramètres de ruptures standardisés.

- **Résumé du générateur de variables aléatoires du ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W/bb/H_d) de rupture de la digue Ouiqui pour la 10e simulation de Monte-Carlo**
    - Erreur admise par le GNA sur la moyenne des échantillons : 15,00 %
    - Erreur Relative (%) commise sur la valeur moyenne: 2,02 %
    - Nombre d'itérations du GNA : 1

Tableau 4.11 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d)

Description statistique des échantillons	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Observés	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Générés
Moyenne	3,2417	3,1763
Médiane	2,4711	2,629
Variance	6,5781	5,0761
Minimum	0,21786	0,21789
Maximum	11,52	11,519
Écart-type	2,5648	2,253

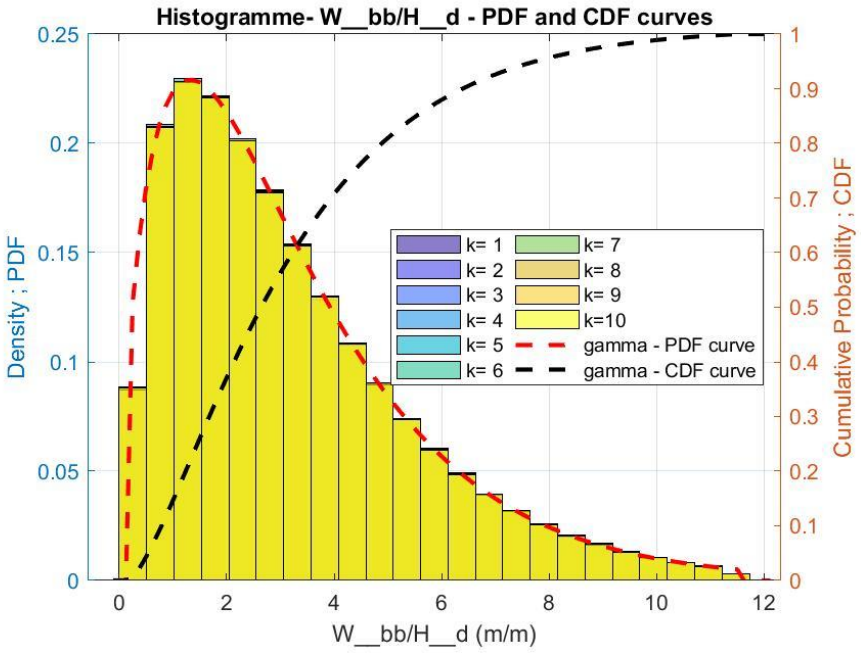


Figure 4.21 : Histogramme des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) généré aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Gamma pour la digue Ouiqui est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 1 000 000 itérations

- **Résumé du générateur de variables aléatoires du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) pour la 10e simulation de Monte-Carlo**
    - Erreur admise par le GNA sur la moyenne des échantillons : 15,00 %
    - Erreur relative (%) commise sur la valeur moyenne: 4,57 %
    - Nombre d'itérations du GNA : 1

Tableau 4.12 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du temps de formation de la brèche de rupture (Tf)

Description statistique des échantillons	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Observés	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Générés
Moyenne	1,372	1,4347
Médiane	1	1,1709
Variance	1,6577	1,0864
Minimum	0,167	0,16707
Maximum	5,5	5,5
Écart-type	1,2836	1,0423

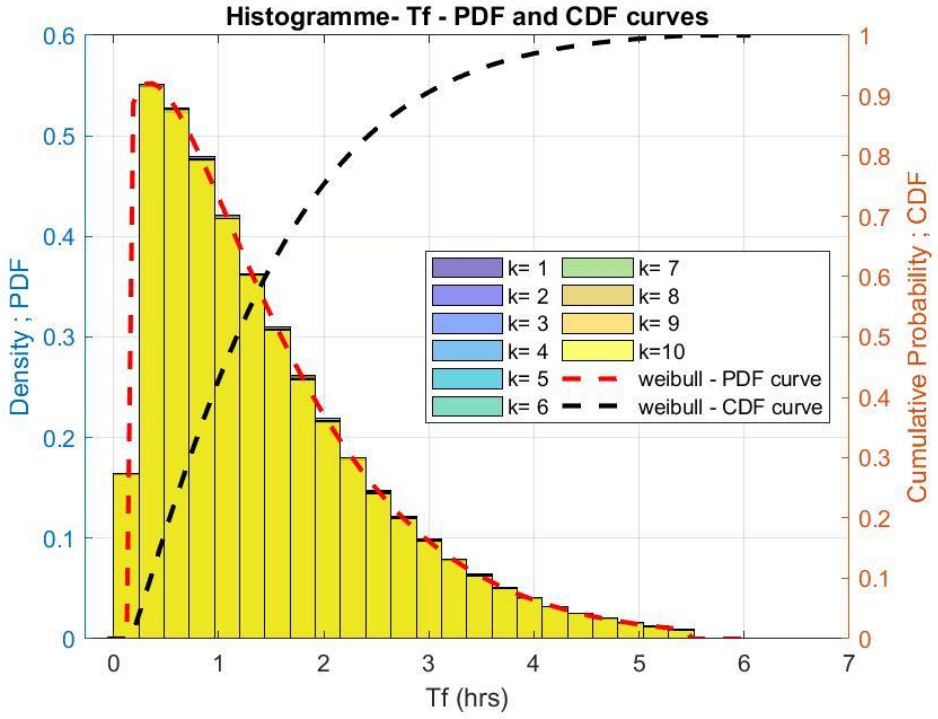


Figure 4.22 : Histogramme des temps de formation finale de la brèche de rupture (Tf) générée aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour la digue Ouiqui est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 1 000 000 itérations

- **Résumé du générateur de variables aléatoires de la pente des berges de la brèche finale (Z) de rupture de la digue Ouiqui pour la 10e simulation de Monte-Carlo**
    - Erreur admise par le GNA sur la moyenne des échantillons : 15,00 %
    - Erreur relative (%) commise sur la Valeur moyenne: 11,76 %
    - Nombre d'itérations du GNA : 1

Tableau 4.13 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement de la pente des berges finale de la brèche de rupture (Z)

Description statistique des échantillons	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Observés	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Générés
Moyenne	1,9569	1,7269
Médiane	1,095	1,1369
Variance	7,2409	3,335
Minimum	0	0,00033566
Maximum	12,559	12,543
Écart-type	2,6909	1,8262

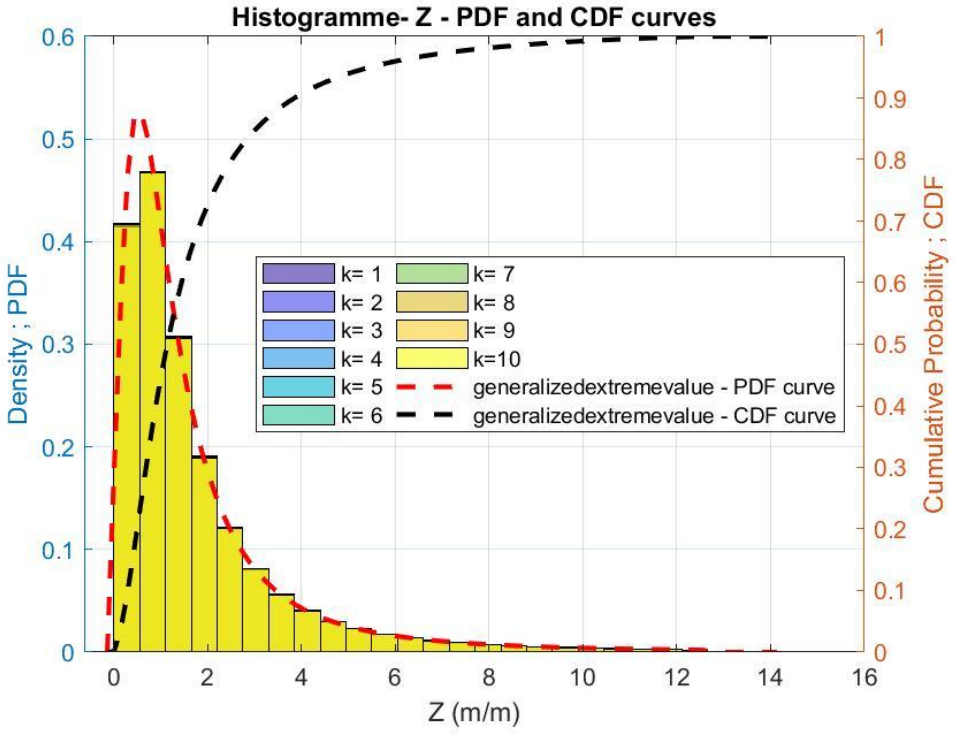


Figure 4.23 : Histogramme des pentes des berges de la brèche finale de rupture (Z) générée aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour la digue Ouiqui est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 1 000 000 itérations

L'histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour 10 simulations de Monte-Carlo composée de 1 000 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants de la digue Ouiqui est illustré à la Figure 4.24.

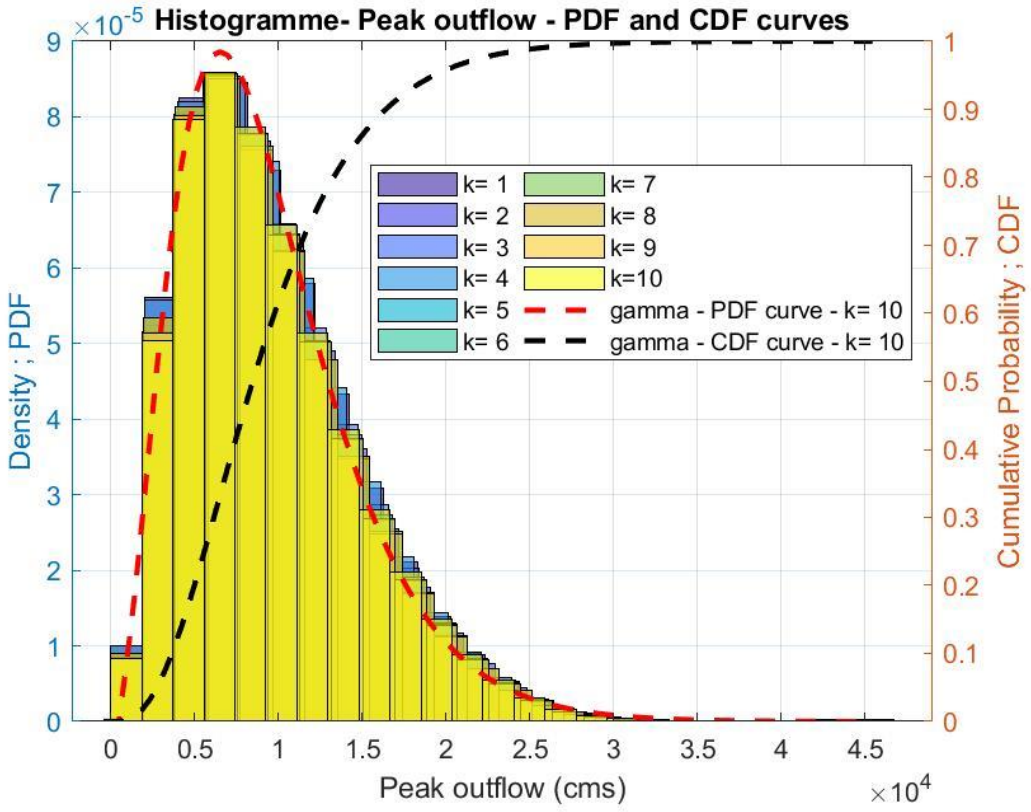


Figure 4.24 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour 10 simulations de Monte-Carlo composés de 1 000 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants de la digue Ouiqui

L’histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifié pour la 10e simulation de Monte-Carlo composée de 1 000 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants de la digue Ouiqui utilisé pour le traçage des hydrogrammes de ruptures probabilistes est illustré à la Figure 4.25.

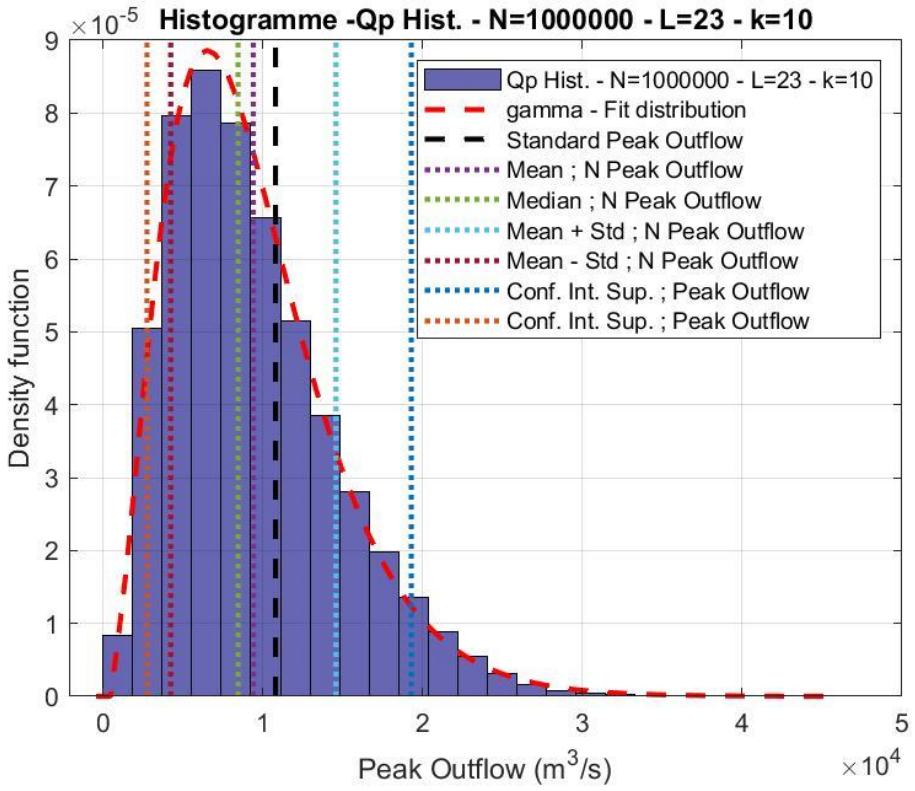


Figure 4.25 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour la 10e simulation de Monte-Carlo composée de 1 000 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants de la digue Ouiqui

L'hydrogramme de rupture de la norme HQ-60-00-00 ainsi que les 23 hydrogrammes de ruptures probabilistes simulés pour une durée de 48 heures et un pas de temps de 10 minutes pour la 10e simulation de Monte-Carlo composé de 1 000 000 scénarios de rupture générés aléatoirement sont illustrés à la Figure 4.26.

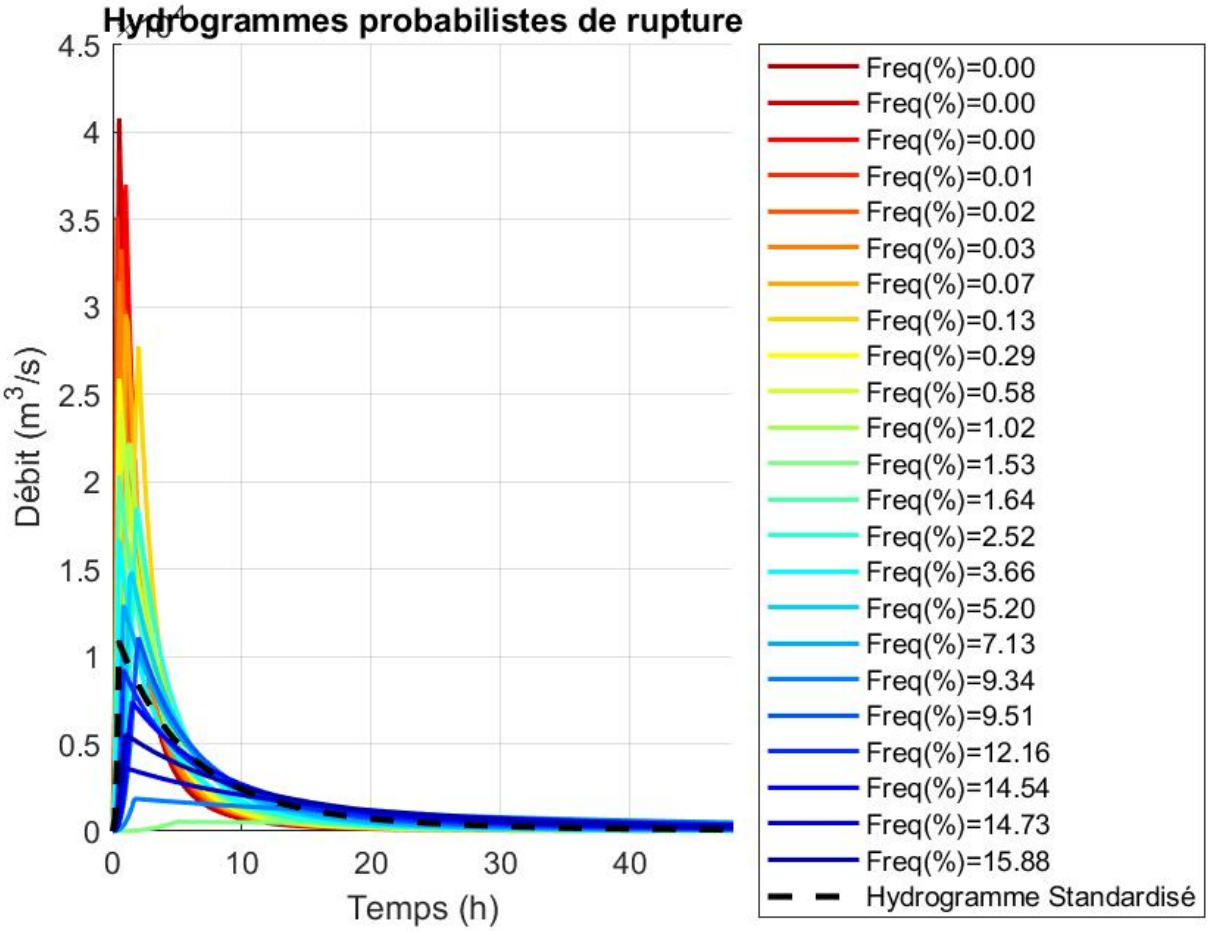


Figure 4.26 : Hydrogrammes probabilistes de rupture par submersion générés pour la digue Ouiqui

Le Tableau 4.14 résume les résultats ayant servi aux traçages des hydrogrammes probabilistes de la digue Ouiqui.

Tableau 4.14 : Résumé des résultats du générateur d'hydrogrammes probabilistes de la digue Ouiqui (K=10 simulations de Monte-Carlo composé de 1 000 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement)

ID intervalle	Borne inf. (m^3/s)	Borne sup. (m^3/s)	Count	Freq. App. (%)	Qp Moy int (m^3/s)	Borne Intervalle de confiance Inf. (m^3/s)	Borne Intervalle de confiance Sup. (m^3/s)	Ratio (m/m)	Tf (hrs)	Z (m/m)	Qp_i (m^3/s)	Err. Rel. Abs. Sur la Moy. (%)
1	0	1850	15327	**1,5327**	**1464,3**	1461,5	1467,1	0,2266	4,9591	0,007	**528,6003**	63,9011
2	1850	3700	93362	**9,3362**	**2904,9**	2902,9	2907	0,5433	1,6879	0,3695	**1850**	36,3155
3	3700	5550	147290	**14,729**	**4656,5**	4654,8	4658,2	1,0305	0,5686	0,8008	**3700**	20,5413
4	5550	7400	158797	**15,8797**	**6470,6**	6469	6472,3	1,9718	0,9112	0,668	**5550**	14,2276
5	7400	9250	145439	**14,5439**	**8304**	8302,3	8305,7	2,4823	1,4319	1,2095	**7400**	10,8862
6	9250	11100	121550	**12,155**	**10143**	10141	10145	1,9682	0,8261	2,9258	**9250**	8,8028
7	11100	12950	95117	**9,5117**	**11986**	11984	11988	3,3607	1,9285	2,7803	**11100**	7,3917
8	12950	14800	71325	**7,1325**	**13829**	13827	13832	5,4838	0,8078	0,4506	**12950**	6,3589
9	14800	16650	51959	**5,1959**	**15673**	15670	15676	6,4007	1,3608	1,067	**14800**	5,5717
10	16650	18500	36645	**3,6645**	**17517**	17514	17521	0,966	0,484	8,7396	**16650**	4,9515
11	18500	20350	25169	**2,5169**	**19364**	19360	19369	8,5119	1,859	1,5059	**18500**	4,4639
12	20350	22200	16388	**1,6388**	**21201**	21196	21206	7,3829	0,3718	2,5954	**20350**	4,0146
13	22200	24050	10249	**1,0249**	**23047**	23040	23053	9,3082	1,2024	2,7503	**22200**	3,674
14	24050	25900	5795	**0,5795**	**24870**	24861	24878	9,7701	0,6306	1,6487	**24050**	3,2962
15	25900	27750	2863	**0,2863**	**26715**	26703	26727	10,4334	0,4196	1,8062	**25900**	3,0493
16	27750	29600	1341	**0,1341**	**28558**	28541	28576	10,5916	1,9772	8,4446	**27751**	2,8275
17	29600	31450	708	**0,0708**	**30407**	30383	30430	10,664	1,0305	6,7533	**29603**	2,6423
18	31450	33300	331	**0,0331**	**32267**	32233	32302	6,5252	0,4182	11,0335	**31453**	2,5227
19	33300	35150	181	**0,0181**	**34070**	34022	34117	9,3612	0,5698	9,3365	**33309**	2,2329
20	35150	37000	103	**0,0103**	**35875**	35819	35930	9,0758	0,3188	8,7963	**35171**	1,9627
21	37000	38850	40	**0,004**	**37794**	37692	37896	10,1539	0,9953	12,0129	**37001**	2,0972
22	38850	40700	12	**0,0012**	**39661**	39505	39817	10,0705	0,4939	10,5509	**38982**	1,7118
23	40700	42550	9	**0,0009**	**41292**	41070	41514	11,4424	0,4377	10,4513	**40802**	1,1857
Norme								4	0.5	1	**10793**	

L'hydrogramme de rupture de la norme HQ-60-00-00 ainsi que les hydrogrammes de ruptures probabilistes standardisés générés par PROBABREACH de la digue Ouiqui pour une durée de 48 heures et un pas de temps de 10 minutes pour la 10e simulation de Monte-Carlo composé de 1 000 000 scénarios de rupture générés aléatoirement sont illustrés à la Figure 4.27.

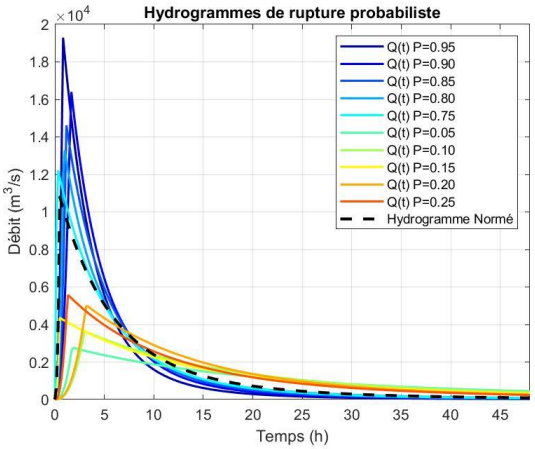


Figure 4.27 : Hydrogrammes de rupture probabilistes standardisés générés par PROBABREACH pour le barrage Ouiqui

Le Tableau 4.15 résume les scénarios de rupture probabiliste standardisés et celui de la norme HQ-60-00-00 obtenu par le modèle PROBABREACH pour la digue Ouiqui.

Tableau 4.15 : Résumé des scénarios de rupture probabilistes standardisés générés par PROBABREACH pour le barrage Ouiqui

N=1 000 000	W_bb/H_d (m/m)	Tf (hrs)	Z (m/m)	Q_pointe (m^3/s)
P = 0.95	8.6028	0.7983	0.3059	19291
P= 0.90	6.7959	1.6346	1.6592	16400
P = 0.85	5.8438	1.1629	1.2182	14615
P= 0.80	3.6789	0.8811	3.4129	13288
P = 0.75	4.7683	0.1851	0.8981	12214
P= 0.05	0.8221	1.7223	0.5432	2751.8
P = 0.100	1.2313	2.995	0.5796	3643.3
P= 0.15	1.4301	0.4949	0.6329	4353.8
P = 0.20	2.1221	3.1792	0.2858	4985.4
P= 0.25	1.916	1.2825	0.7839	5576.7
Norme	**4**	**0.5**	**1**	**10793**

4.4.2 Estimation du débit de pointe à l'aide des équations empiriques adaptées de Froehlich(2016a) et Wahl(2004)

La section suivante présente les débits de pointe obtenus à l'aide des équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a, Table 4) et Wahl (2004, Table 1) pour la digue Ouiqui. Les intrants des équations ayant servi aux estimations sont listés ci-bas et les débits estimés sont résumés au Tableau 4.16 et Tableau 4.17.

- Hauteur de la retenue ; Hw :13,7 m
- Volume d'eau emmagasiné ; Vw : 489 824 128 m^3
- Largeur de la digue au pied de l'ouvrage ; Wavg : 80 m
- Hauteur du barrage ; Hb (m) : 17,92 m
- Longueur du barrage ; La : 420 m

Tableau 4.16 : Débits de pointe de la digue Ouiqui estimée à l'aide des équations empiriques adaptés de Froehlich (2016a, Table 4)

Équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a, Table 4)	Débit de pointe (m^3/s)	Remarque
Kirkpatrick (1977)	918,8	Pour des valeurs dans le système impérial (SI), η = 0,3 m
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	12 560,6	
Costa (1985)	10 227,4	
SCS (1985)	425 825,1	Équation pour une hauteur d'eau Hw inférieure à 31,4m
Froehlich (1995)	78 163,6	
Webby (1996)	8 150,7	
Walder and O'Connor (1997)	26 312,4	
Thonton et al. (2011, Eq.1)	5 776,7	
Thonton et al. (2011, Eq.2)	7 634,7	
Thonton et al. (2011, Eq.3)	524 608,9	
Hooshyaripor et al. (2014)	10 892,3	
De Lorenzo and Machione (2014)	26 428,6	Pour une rupture par submersion où υe=0.07 m/s dans le SI
Azimi et al. (2015)	15 764,6	
Froehlich (2016a, Eq. 2)	19 042,3	Pour une rupture par submersion : • k_M = 1,85 • Hs=6,1m en SI units • k_H = (Hb/6,1)^(1/8), pour $H_b > H_s$=6,1m

Tableau 4.16 : Débits de pointe de la digue Ouiqui estimée à l'aide des équations empiriques adaptés de Froehlich (2016a, Table 4) (Suite)

Équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a, Table 4)	**Débit de pointe (m^3/s)**	**Remarque**
Froehlich (2016a, Eq. 5)	2 530,1	Tel que : • Qpmax=3 863,3 m^3/s est estimé à l'aide de l'Éq.6 (Froehlich, 2016a) pour Hw ≤ Hb • Où une valeur de Bavg=276,7m est estimée à l'aide de Eq.6 (Froehlich, 2016a), tel que pour une rupture par submersion k_M=1,3 et m=1. • Où une valeur de tf=24 921 sec est estimé à l'aide de l'équation 6 (Froehlich, 2016a) et considérant une valeur de α=0,000045 et de β=0,700573792 estimé à l'aide de l'équation 7 (Froehlich, 2016a).

Tableau 4.17 : Débits de pointe de la digue Ouiqui estimée à l'aide des équations empiriques adaptés de Wahl(2004, Table 1)

Équation empirique adaptée de Froelich (2016a, Table 1)	**Débit de pointe (m^3/s)**	**Remarque**
SCS (1981)	2 104,0	
Hagen (1982)	50 592,1	où S= Reservoir storage in m^3
Bureau of Reclamation (1982)	2 420,8	
Singh and Snorrason (1984)	3 132,7	
Singh and Snorrason (1984)	21 565,6	
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	42 097,8	
Costa (1985)	100 766,4	
Costa (1985)	13 149,5	
Costa (1985)	55 512,5	
Evans (1986)	29 043,8	

Les équations traduisant un débit de pointe supérieur à 100 000 m^3/s ont été éliminées, soit celle du SCS (1985), de Thonton et al. (2011, Eq.3) et de Costa (1985), afin de fournir une comparaison raisonnable entre les équations et le débit de pointe standardisé illustré à la Figure 4.28.

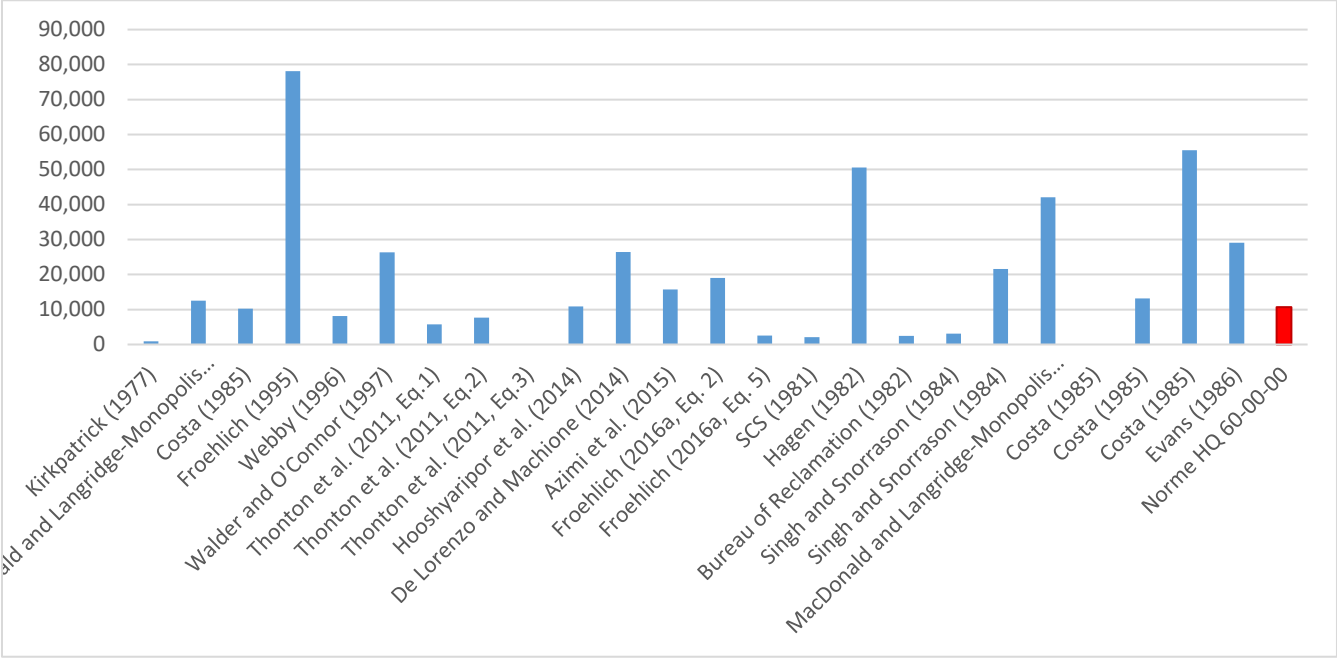


Figure 4.28 : Comparaison des débits de pointe empiriques, adapté de Froehlich (2016a) et Wahl (2004), et du débit de pointe standardisés obtenus pour la digue Ouiqui

4.4.3 Comparaison des débits de pointes probabilistes, empiriques et normé

Le Tableau 4.18 résume la description statistique des débits de pointe obtenus pour les hydrogrammes probabilistes standardisés obtenus via PROBABREACH (Tableau 4.14), l'hydrogramme normé (Tableau 4.14) et les débits de pointes empiriques adaptés de Froehlich (2016a) et Wahl (2004) de la digue Ouiqui.

Tableau 4.18 : Statistiques descriptives des débits de pointe probabilistes standardisés, empiriques et normé obtenus pour la digue Ouiqui

Débit de point (m^3/s)	Probabiliste standardisés	Équations Empiriques Froehlich (2016a) et Wahl (2004)
Minimum	529	919
Maximum	40 802	524 609
Maximum corrigé *	N\A	78 164
Moyen	20 385	59 809
Normé (HQ 60-00-00)	10 793	

* Excluant les débits de pointe empirique dont la valeur est supérieure ou égale à 100 000 m^3/s

Les résultats obtenus pour la digue Ouiqui, à forte contenance, témoignent de la variabilité des résultats obtenus par l'entremise d'équations empiriques en comparaison avec celle obtenue par l'entremise des

hydrogrammes probabilistes obtenus par l'entremise de PROBABREACH autour de la valeur normée de 10 793 m^3/s. En effet, au maximum le débit de pointe empirique obtenu traduit une valeur au moins 48 fois supérieure à la valeur normée obtenue par la norme HQ-60-00-00 et au minimum 12 fois inférieur. Dans le cas des débits de pointe probabilistes, le débit de pointe maximal obtenu est environ 4 fois supérieur à la valeur normée et le débit de pointe minimal 20 fois inférieur à la valeur normée de la norme HQ 60-00-00. Au total, 7 équations empiriques traduisent des valeurs supérieures au débit de pointe « le plus critique » et probable statistiquement.

Outre la fourchette moins étendue des débits de pointe probabilistes (Figure 4.26), soulignons que c'est la probabilité d'occurrence rattachée aux différents scénarios probabilistes qui est le principal gain par rapport aux valeurs empiriques. Tel que surligné au Tableau 4.12, les résultats obtenus par l'entremise de PROBABREACH permettent également de rattacher une fréquence d'apparition relative au scénario de rupture normée de la norme HQ 60-00-00 comprise entre 9,5 et 12,2%.

En regard aux scénarios de rupture probabilistes bornant le débit de pointe normé, les paramètres de ruptures obtenus par le modèle probabiliste de la digue Ouiqui sont les suivants :

- Ratio $W_{BB}\backslash H_D$ (m/m) $\in [2{,}0 - 3{,}4]$
- Temps de formation (h) $\in [0{,}83 - 1{,}93]$
- Pente des berges de la brèche Z (m/m) $\in [2{,}8 - 2{,}9]$

En regard aux paramètres de rupture probabiliste bornant le débit de pointe normé de la digue Ouiqui, outre le ratio $W_{BB}\backslash H_D$, les deux autres paramètres de rupture traduisent des valeurs supérieures à celle de la norme HQ 60-00-00.

En regard aux 23 hydrogrammes probabilistes de rupture générés pour la digue Ouiqui, il est possible de mettre en évidence que les plus grandes valeurs de débits de pointe traduisent généralement des ratios et des pentes de berges les plus grandes et des temps de formation les plus petits. À l'opposé, les plus petites valeurs de débits de pointes probabilistes traduisent des ratios et des pentes de berges plus faibles et des temps de formation plus grands. Bien qu'il s'agit d'un portrait général et global, cette tendance permet de valider les résultats du modèle sachant qu'un débit de pointe plus élevé résulte nécessairement d'une brèche plus importante et vice versa.

4.5 Cas d'application 2 : Barrage Clair – Faible contenance

Situé dans la région hydrographique de la baie des Chaleurs et de Percé (01) et la région administrative de Chaudière-Appalaches, le barrage Clair (illustré à la Figure 4.29) est classé dans le répertoire des barrages du Québec au numéro X0003626 comme un ouvrage à « Faible contenance » en regard à sa hauteur de 2,0 m (inférieur à 2,5 m) et à la capacité du lac Clair de 273 360 m^3 (supérieur à 30 000 m^3). Ce barrage en remblai est le seul ouvrage de contrôle du lac Clair d'une superficie de 16,08 ha, et est alimenté par un bassin versant de 1,8 km^2.

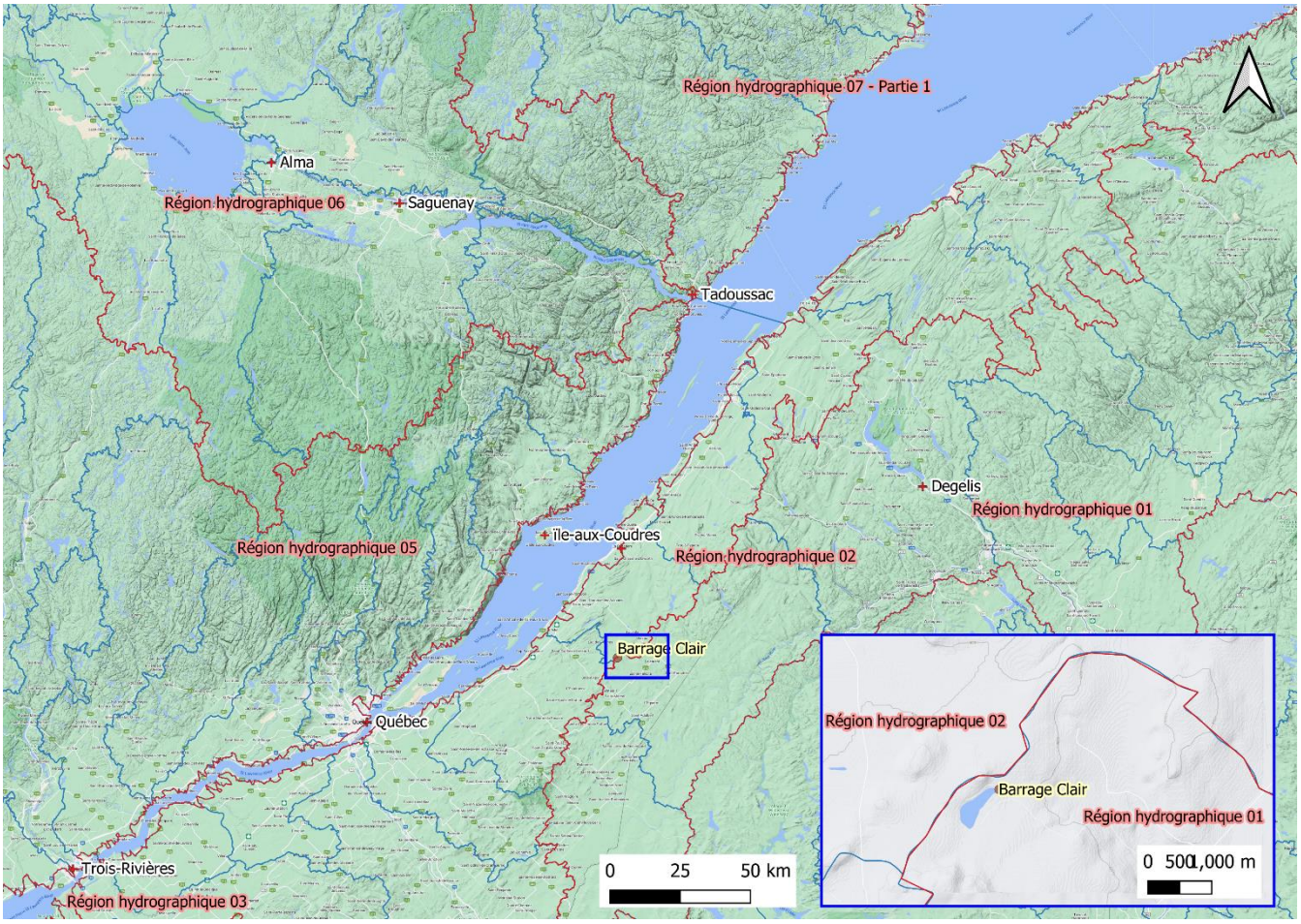


Figure 4.29 : Localisation du barrage Clair (X003626)

Les caractéristiques du barrage Clair à l'étude, tiré du registre des barrages du Ministère de l'Environnement et des Changements Climatiques de la Faune et des Parcs (MELCCFP) du Québec sont résumées au Tableau 4.19 suivant.

Tableau 4.19 : Caractéristique du barrage Clair (adapté du répertoire des barrages du MELCCFP, 2022)

Numéro barrage	X0003626
Nom du barrage	Clair, Barrage
Région administrative	Chaudière-Appalaches
Catégorie administrative	Faible contenance
Utilisation	Récréatif et villégiature
Hauteur du barrage (m)	2,0
Hauteur de retenue (m)	1,7
Type de barrage	Terre
Classe	N/A
Zone sismique	5
Sup. Bassin (km^2)	1,8
Année construction	1972
Année modification	
Capacité de retenue (m^3)	273 360
Longueur (m)	110
Hypothèse :Largeur en crête (m) *	3,0
Hypothèse : Pente amont et aval de l'ouvrage (V : H)	1 : 2
Largeur à la base de l'ouvrage (m) ; W_{ave} (m)	11
Terrain de fondation	Alluvion ou nature inconnue
Niveau des conséquences	
Sup. Réservoir (ha)	16,08
Longueur refoulement (m)	
Barrage en amont	
Barrage en aval	

L'équation de la courbe d'emmagasinement du lac Clair, adapté de Bennani (2016) et modélisé dans le modèle probabiliste PROBABREACH, est la suivante.

$$H_W\,(\mathrm{m}) = 2{,}718 \cdot {V_w}^{0{,}3618} \qquad \textbf{Équation 4.2}$$

$$\text{où } \begin{cases} H_w : \text{Niveau d'eau dans le réservoir (m)} \\ V_w : \text{Volume d'eauemmagasiné dans le réservoir } (\mathrm{Mm}^3) \end{cases}$$

La Figure 4.30 illustre la courbe d'emmagasinement du barrage Clair modélisé dans PROBABREACH. L'emmagasinement initial considéré s'élève à 0,27336 Mm^3 et est égal à la capacité maximale du lac Clair.

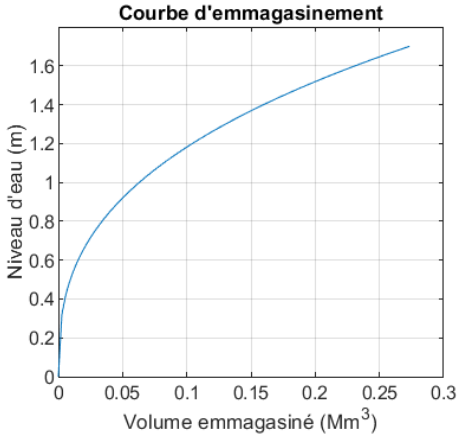


Figure 4.30 : Courbe d'emmagasinement du lac Clair – Barrage Clair

4.5.1 Résultats du programme PROBABREACH (Version 1.0)

Les résultats du module générateur de variables aléatoires du barrage Clair obtenu par le modèle probabiliste PROBABREACH pour un total de 10 itérations de Monte-Carlo composées chacune de 50 000 simulations sont présentés aux Figure 4.31, Figure 4.32 et Figure 4.33.

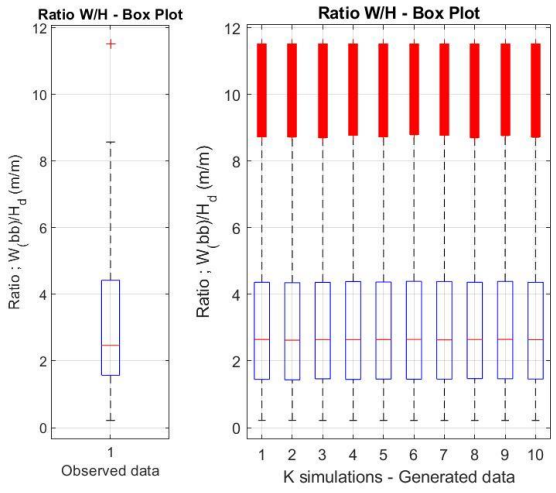


Figure 4.31 : Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations du ratio de la largeur à la base du la hauteur du barrage (W_bb/H_d) du barrage Clair

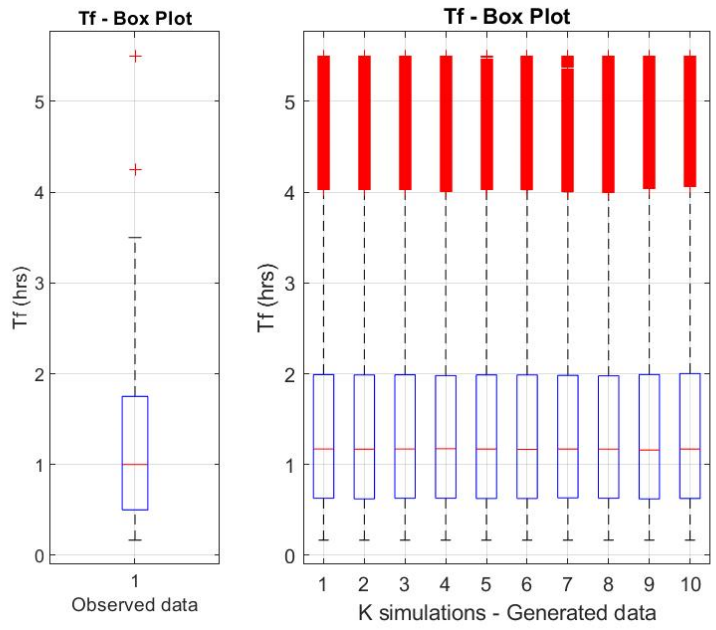


Figure 4.32: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) du barrage Clair

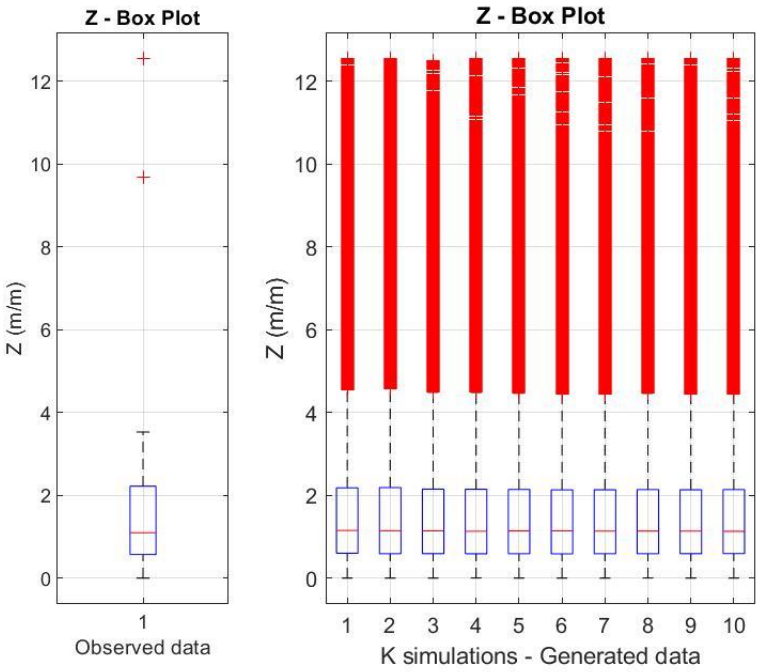


Figure 4.33: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations de la pente des berges de la brèche de rupture finale (Z) du barrage Clair

Pour chacune des itérations d'une simulation de Monte-Carlo, les paramètres de rupture standardisés générés aléatoirement sont jumelés indépendamment de manière à construire les 50 000 scénarios de rupture aléatoire permettant de traduire les hydrogrammes de ruptures probabilistes analysés pour l'ouvrage à l'étude. Les analyses fréquentielles permettant de traduire une fréquence d'apparition sur les hydrogrammes de rupture sont réalisées sur le débit de pointe. La Figure 4.34 suivante illustre les graphiques moustaches des 50 000 débits de pointe obtenus pour les 10 simulations de Monte-Carlo du barrage Clair.

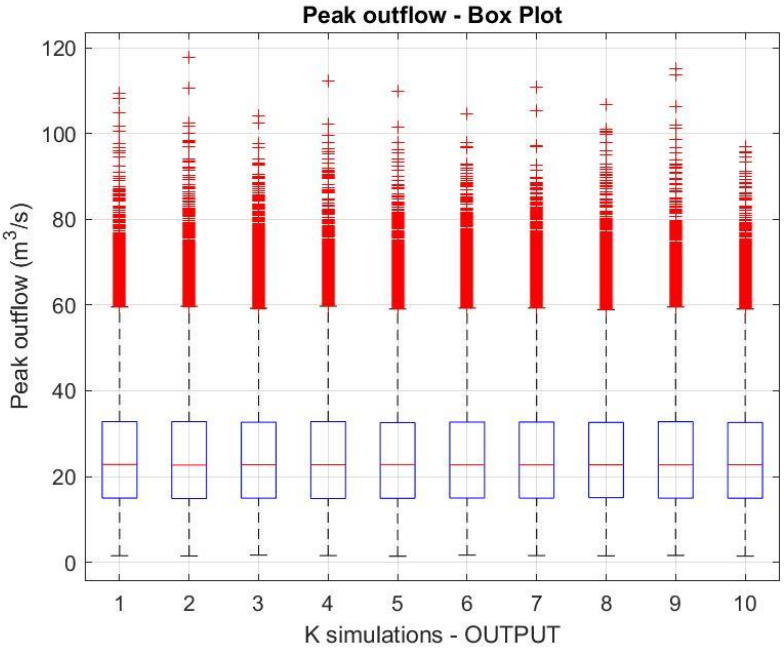


Figure 4.34 : Graphiques Moustaches des 50 000 débits de pointes générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo du barrage Clair

Tel qu'illustrés à la Figure 4.35 et Figure 4.36 l'erreur de convergence du modèle tend à se stabiliser au fil des simulations de Monte-Carlo et c'est pourquoi la dernière simulation de Monte-Carlo, soit la 10e dans cet exemple, afin de réaliser les analyses fréquentielles sur les débits et de générer les hydrogrammes probabilistes du barrage Clair. L'erreur de convergence commise sur la moyenne pour la 10e simulation de Monte-Carlo tend vers une valeur de 0,0026 $(m^3/s)^2$, soit de 0,05 m^3/s, alors que celle commise sur l'écart-type vers une valeur de 0,0081 $(m^3/s)^2$, soit de 0,09 m^3/s.

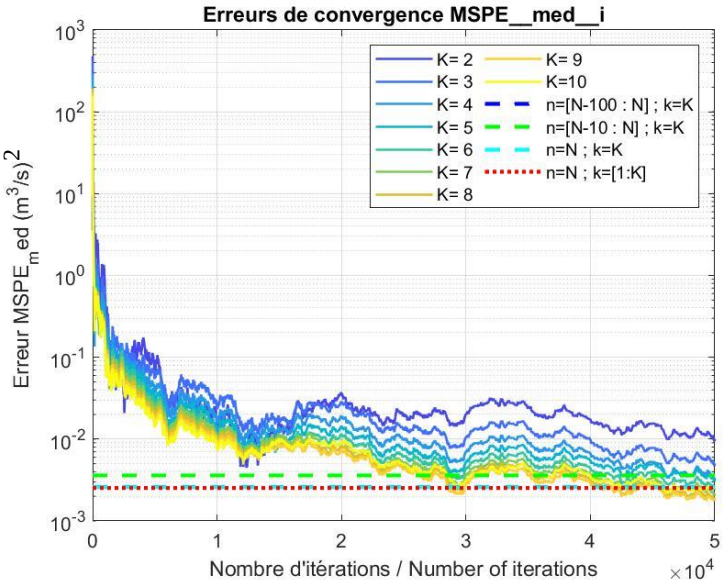


Figure 4.35 : Erreurs de converge sur la moyenne au fil de 50000 itérations pour les 10 simulations de Monte-Carlo réalisé sur le barrage Clair

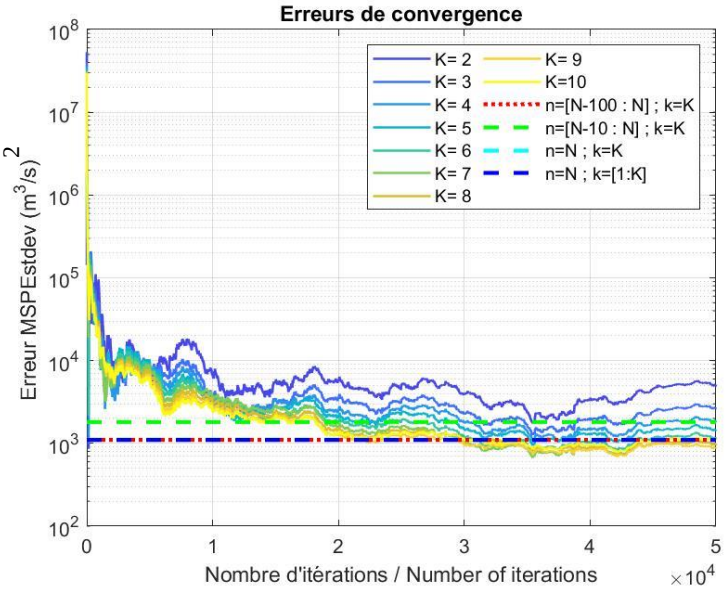


Figure 4.36 : Erreurs de converge sur l'écart-type au fil de 50000 itérations pour les 10 simulations de Monte-Carlo réalisé sur le barrage Clair

Les résultats statistiques des échantillons de paramètres de rupture obtenue par le générateur de scénarios de rupture aléatoire pour la 10e itération de Monte-Carlo, extrait du programme et renvoyé à l'utilisateur dans la boite de commande, sont résumés aux Figure 4.37, Figure 4.38 et Figure 4.39 pour chacun des paramètres de ruptures standardisés.

- **Résumé du générateur de variables aléatoires du ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W/bb/H_d) de rupture du barrage Clair pour la 10ᵉ simulation de Monte-Carlo**
    - Erreur admise par le GNA sur la moyenne des échantillons : 15,00 %
    - Erreur Relative (%) commise sur la valeur moyenne: 2,12 %
    - Nombre d'itérations du GNA : 1

Tableau 4.20 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) du barrage Clair

Description statistique des échantillons	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Observés	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Générés
Moyenne	3,2417	3,1731
Médiane	2,4711	2,6385
Variance	6,5781	4,9771
Minimum	0,21786	0,21795
Maximum	11,52	11,518
Écart-type	2,5648	2,231

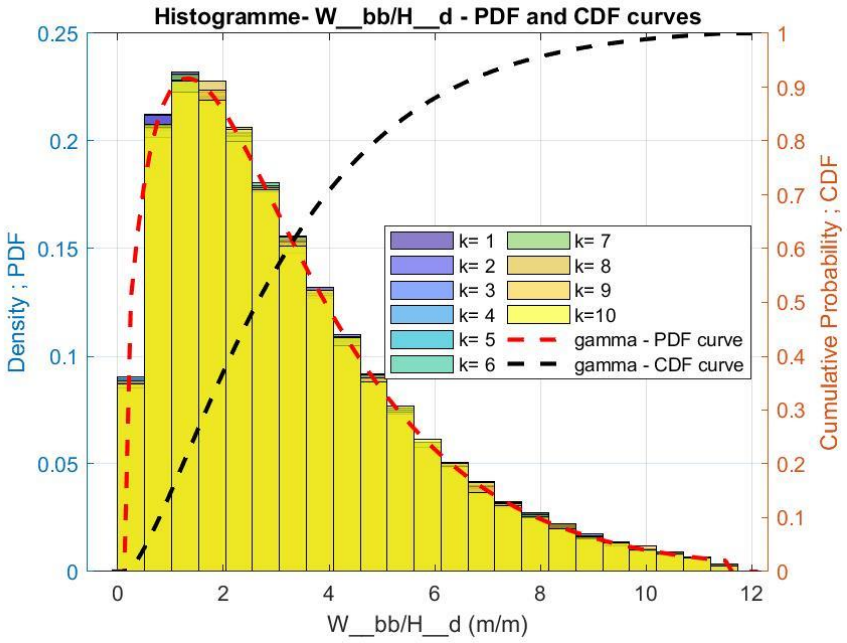


Figure 4.37 : Histogramme des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) généré aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Gamma pour le barrage Clair est les 10 simulations de Monte-Carlo composée de 50 000 itérations

- **Résumé du générateur de variables aléatoires du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) pour la 10e simulation de Monte-Carlo**
    - Erreur admise par le GNA sur la moyenne des échantillons : 15,00 %
    - Erreur relative (%) commise sur la valeur moyenne: 5,37 %
    - Nombre d'itérations du GNA : 1

Tableau 4.21 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) du barrage Clair

Description statistique des échantillons	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Observés	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Générés
Moyenne	1,372	1,4456
Médiane	1	1,1702
Variance	1,6577	1,1096
Minimum	0,167	0,16705
Maximum	5,5	5,4992
Écart-type	1,2836	1,0534

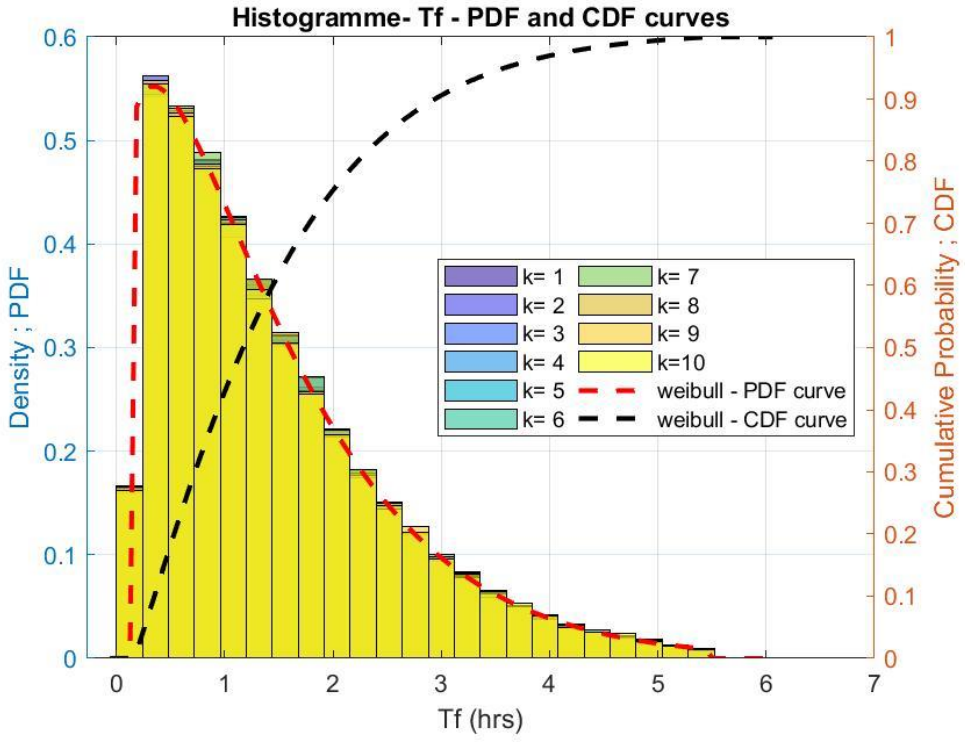


Figure 4.38 : Histogramme des temps de formation finale de la brèche de rupture (Tf) générés aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour le barrage Clair est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations

- **Résumé du générateur de variables aléatoires de la pente des berges de la brèche finale (Z) de rupture du barrage Clair pour la 10e simulation de Monte-Carlo**
    - Erreur admise par le GNA sur la moyenne des échantillons : 15,00 %
    - Erreur relative (%) commise sur la valeur moyenne: 12,07 %
    - Nombre d'itérations du GNA : 1

Tableau 4.22 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement de la pente des berges finale de la brèche de rupture (Z) du barrage Clair

Description statistique des échantillons	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Observés	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Générés
Moyenne	1,9569	1,7208
Médiane	1,095	1,1295
Variance	7,2409	3,3077
Minimum	0	1,1108e-06
Maximum	12,559	12,551
Écart-type	2,6909	1,8187

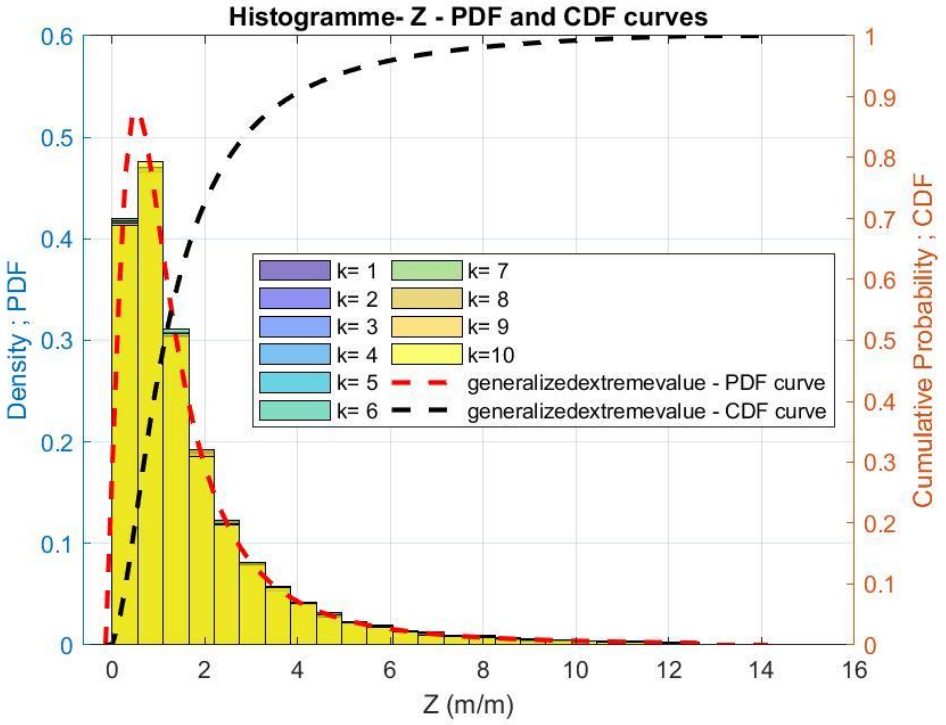


Figure 4.39 : Histogramme des pentes des berges de la brèche finale de rupture (Z) générés aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour le barrage Clair est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations

L’histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour 10 simulations de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants du barrage Clair est illustré à la Figure 4.40.

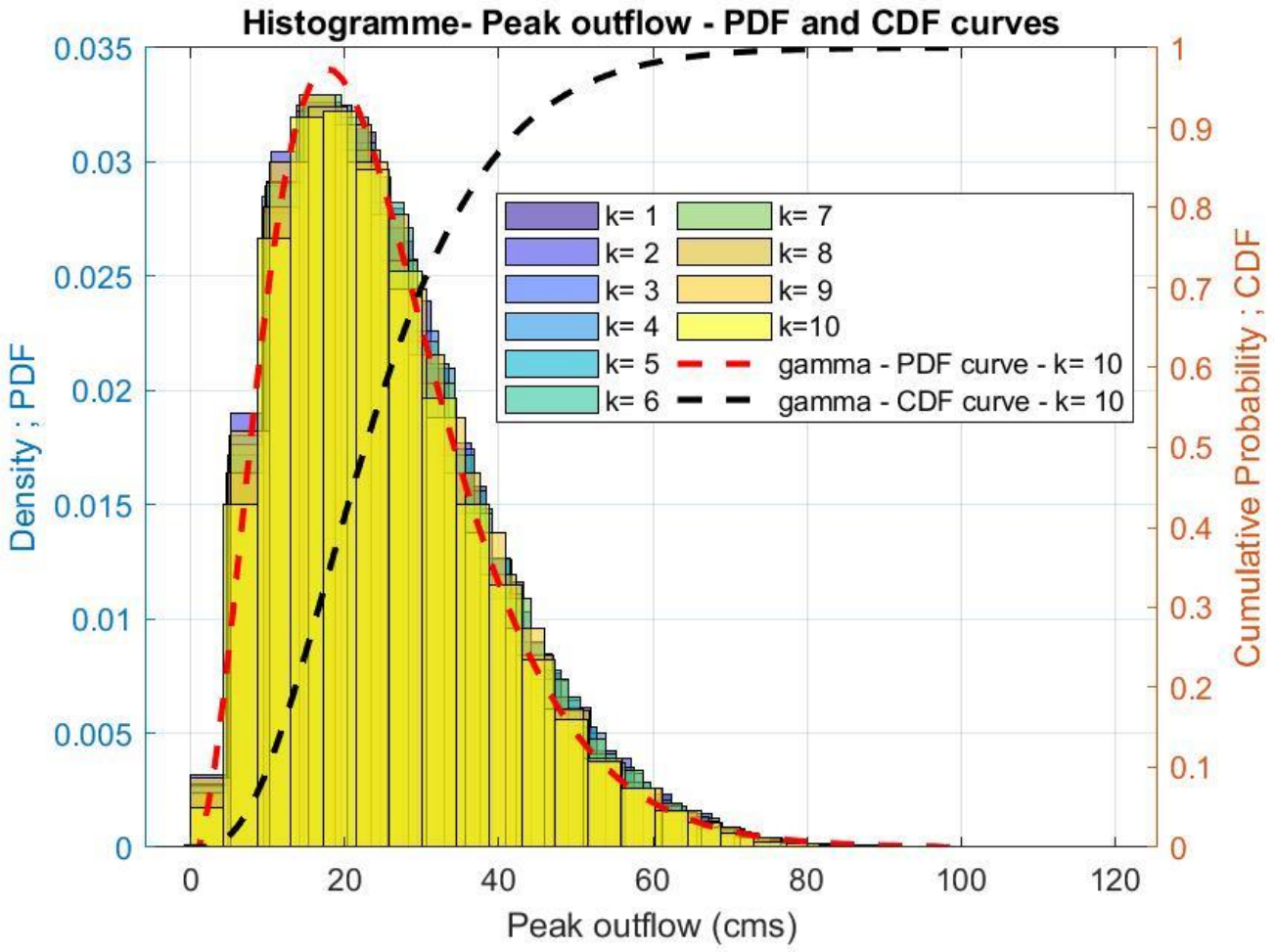


Figure 4.40 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour 10 simulations de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants du barrage Clair

L'histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour la 10e simulation de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants du barrage Clair pour le traçage des hydrogrammes de ruptures probabilistes est illustré à la Figure 4.41.

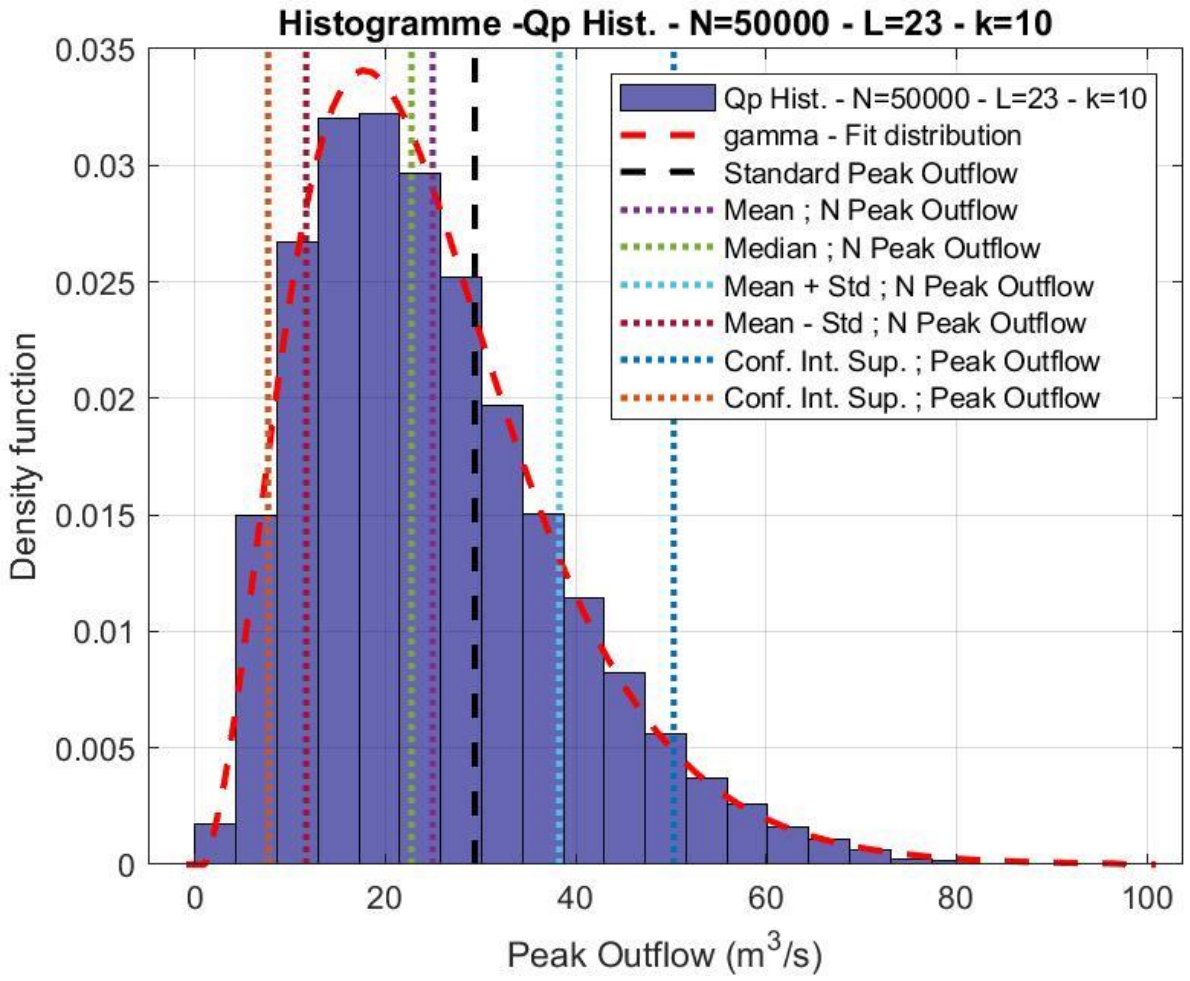


Figure 4.41 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour la 10e simulation de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants du barrage Clair

L'hydrogramme de rupture de la norme HQ-60-00-00 ainsi que les 23 hydrogrammes de ruptures probabilistes simulés pour une durée de 48 heures et un pas de temps de 1 minute pour la 10e simulation de Monte-Carlo composé de 50 000 scénarios de rupture générés aléatoirement sont illustrés à la Figure 4.42.

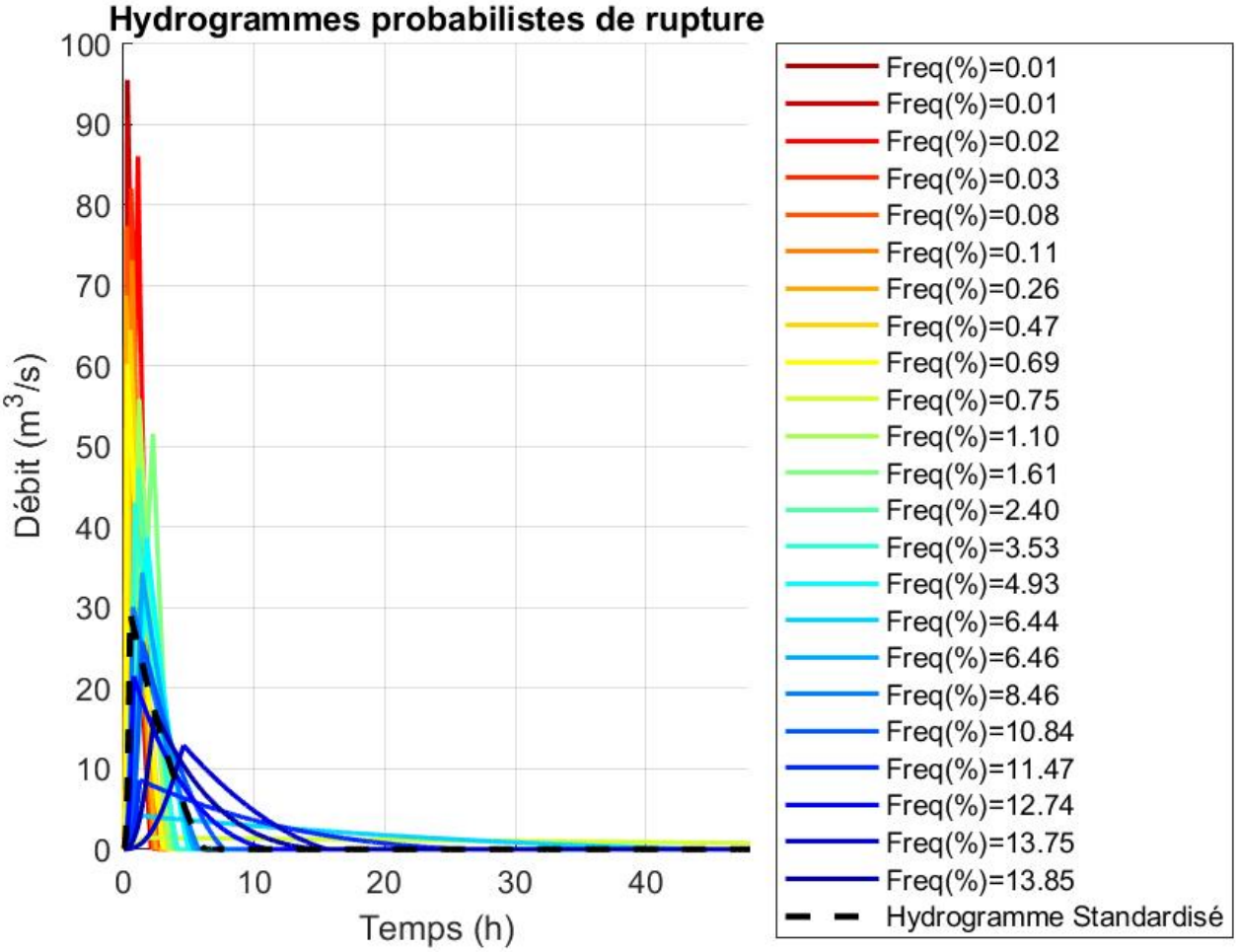


Figure 4.42 : Hydrogrammes probabilistes de rupture par submersion générée pour le barrage Clair

Le Tableau 4.23 résume les résultats ayant servi aux traçages des hydrogrammes probabilistes du barrage Clair.

Tableau 4.23 : Résumé des résultats du générateur d'hydrogrammes probabilistes du barrage Clair (K=10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement)

ID intervalle	Borne inf. (m^3/s)	Borne sup. (m^3/s)	Count	Freq. App. (%)	Qp Moy int (m^3/s)	Borne Intervalle de confiance Inf. (m^3/s)	Borne Intervalle de confiance Sup. (m^3/s)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	Q_{P}_i (m^3/s)	Err. Rel. Abs. (%)
1	0	4,3	375	0,75	3,46	3,42	3,50	0,221	1,50	0,01	1,44	58,38
2	4,3	8,6	3222	6,444	6,84	6,81	6,86	0,469	0,46	0,28	4,30	37,09
3	8,6	12,9	5736	11,472	10,88	10,86	10,90	0,641	1,25	1,00	8,60	20,94
4	12,9	17,2	6877	13,754	15,08	15,07	15,10	1,737	4,59	0,90	12,90	14,47
5	17,2	21,5	6925	13,85	19,34	19,32	19,36	0,931	2,37	2,91	17,20	11,07
6	21,5	25,8	6372	12,744	23,65	23,63	23,66	1,322	0,76	2,97	21,50	9,07
7	**25,8**	**30,1**	**5422**	**10,844**	**27,88**	**27,86**	**27,90**	**3,138**	**1,44**	**1,79**	**25,80**	**7,46**
8	**30,1**	**34,4**	**4229**	**8,458**	**32,16**	**32,14**	**32,18**	**4,848**	**0,70**	**0,11**	**30,10**	**6,40**
9	34,4	38,7	3230	6,46	36,44	36,41	36,46	5,598	1,41	0,63	34,40	5,59
10	38,7	43	2463	4,926	40,70	40,67	40,73	6,318	1,77	1,40	38,70	4,92
11	43	47,3	1765	3,53	45,04	45,00	45,08	7,157	0,86	0,21	43,00	4,53
12	47,3	51,6	1198	2,396	49,29	49,25	49,33	7,574	1,15	1,32	47,30	4,04
13	51,6	55,9	803	1,606	53,65	53,59	53,70	11,109	2,25	1,83	51,62	3,78
14	55,9	60,2	551	1,102	57,86	57,80	57,93	8,827	1,19	2,35	55,90	3,39
15	60,2	64,5	344	0,688	62,29	62,20	62,37	7,839	0,28	2,63	60,24	3,28
16	64,5	68,8	236	0,472	66,52	66,42	66,61	6,090	0,51	6,72	64,51	3,02
17	68,8	73,1	128	0,256	70,72	70,59	70,86	10,610	0,18	0,54	68,81	2,70
18	73,1	77,4	54	0,108	74,79	74,60	74,98	4,565	0,66	12,10	73,14	2,21
19	77,4	81,7	38	0,076	78,86	78,64	79,08	11,390	0,22	1,49	77,42	1,83
20	81,7	86	14	0,028	84,04	83,59	84,50	7,627	0,58	9,71	82,08	2,34
21	86	90,3	11	0,022	88,27	87,77	88,78	11,352	1,10	11,04	86,08	2,49
22	90,3	94,6	4	0,008	92,45	91,34	93,55	11,205	0,28	5,18	90,76	1,83
23	94,6	98,9	3	0,006	96,06	95,53	96,59	8,654	0,29	10,28	95,57	0,51
Norme								**4**	**0,5**	**1**	**29,4**	

L'hydrogramme de rupture de la norme HQ-60-00-00 ainsi que les hydrogrammes de ruptures probabilistes standardisés générés par PROBABREACH du barrage Clair pour une durée de 48 heures et un pas de temps de 1 minute pour la 10e simulation de Monte-Carlo composé de 50 000 scénarios de rupture générés aléatoirement sont illustrés à la Figure 4.43.

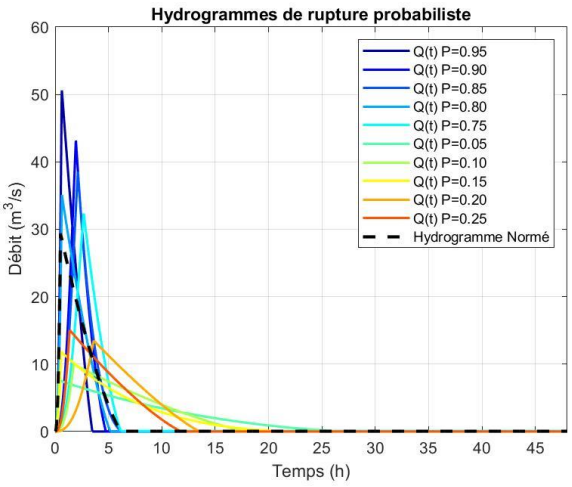


Figure 4.43 : Hydrogrammes de rupture probabilistes standardisés générés par PROBABREACH pour le barrage Clair

Le Tableau 4.24 résume les scénarios de rupture probabiliste standardisés et celui de la norme HQ-60-00-00 obtenu par le modèle PROBABREACH pour le barrage Clair.

Tableau 4.24 : Résumé des scénarios de rupture probabilistes standardisés générés par PROBABREACH pour le barrage Clair

N=50 000	W_bb/H_d (m/m)	Tf (hrs)	Z (m/m)	Q_pointe (m^3/s)
P = 0.95	8,21	0,62	0,40	50,61
P= 0.90	6,03	1,95	4,02	43,16
P = 0.85	2,64	2,14	7,95	38,55
P= 0.80	4,99	0,63	1,05	35,12
P = 0.75	5,21	2,67	2,05	32,34
P= 0.05	0,70	0,32	0,67	7,60
P = 0.100	1,44	1,74	0,25	9,97
P= 0.15	0,57	0,55	1,78	11,84
P = 0.20	2,31	3,62	0,08	13,51
P= 0.25	2,25	1,36	0,29	15,06
Norme	**4**	**0,5**	**1**	**29,40**

4.5.2 Estimation du débit de pointe à l'aide des équations empiriques adaptées de Froehlich(2016a) et Wahl(2004)

La section suivante présente les débits de pointe obtenus à l'aide des équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a, Table 4) et Wahl (2004, Table 1) pour le barrage Clair. Les intrants des équations ayant servi aux estimations sont listés ci-bas et les débits estimés sont résumés au Tableau 4.25 et Tableau 4.26.

- Hauteur de la retenue ; Hw :1,7 m
- Volume d'eau emmagasiné ; Vw : 273 360 m^3
- Largeur de la digue au bas de la brèche ; Wavg : 11,0 m
- Hauteur du barrage ; H_D (m) : 2 m
- Longueur du barrage ; La : 110 m

Tableau 4.25 : Débits de pointe du barrage Clair estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Froehlich (2016a, Table 4)

Équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a, Table 4)	Débit de pointe (m^3/s)	Remarque
Kirkpatrick (1977)	7,1	Pour des valeurs dans le système impérial (SI), η = 0,3 m
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	247,5	
Costa (1985)	183,1	
SCS (1985)	290,2	Équation pour une hauteur d'eau Hw < 31,4m
Froehlich (1995)	80,0	
Webby (1996)	28,2	
Walder and O'Connor (1997)	72,4	
Thonton et al. (2011, Eq.1)	528,5	
Thonton et al. (2011, Eq.2)	41,6	
Thonton et al. (2011, Eq.3)	76,7	
Hooshyaripor et al. (2014)	30,3	
De Lorenzo and Machione (2014)	120,4	Pour une rupture par submersion où υe=0.07 m/s dans le SI
Azimi et al. (2015)	46,2	
Froehlich (2016a, Eq. 2)	36,3	Pour une rupture par submersion : • k_M = 1,85 • Hs=6,1m en SI units • k_H = (Hb/6,1)^(1/8), pour H_b>H_s=6,1m

Tableau 4.25 : Débits de pointe du barrage Clair estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Froehlich (2016a, Table 4) (Suite)

Équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a, Table 4)	**Débit de pointe (m^3/s)**	**Remarque**
Froehlich (2016a, Eq. 5)	1,8	Tel que : • Qpmax=3,4 m^3/s est estimé à l'aide de l'Éq.6 (Froehlich, 2016a) pour Hw ≤ Hb • Où une valeur de Bavg=22,8m est estimée à l'aide de Eq.6 (Froehlich, 2016a), tel que pour une rupture par submersion k_M=1,3 et m=1. Où une valeur de tf=5 275 sec est estimé à l'aide de l'équation 6 (Froehlich, 2016a) et considérant une valeur de α=0,000045 et de β=1,4795006 estimé à l'aide de l'équation 7 (Froehlich, 2016a).

Tableau 4.26 : Débits de pointe du barrage Clair estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Wahl(2004, Table 1)

Équation empirique adaptée de Froelich (2016a, Table 1)	**Débit de pointe (m^3/s)**	**Remarque**
SCS (1981)	44,3	
Hagen (1982)	399,3	où S= Emmagasinement est en m^3
Bureau of Reclamation (1982)	51,0	
Singh and Snorrason (1984)	49,7	
Singh and Snorrason (1984)	637,8	
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	821,6	
Costa (1985)	1 409,1	
Costa (1985)	235,4	
Costa (1985)	820,7	
Evans (1986)	548,0	

Les équations traduisant un débit de pointe supérieur à 1 000 m^3/s ont été éliminées, soit celle de Costa (1985), afin de fournir une comparaison raisonnable entre les équations et le débit de pointe normé de 29,4 m^3/s illustrés à la Figure 4.44.

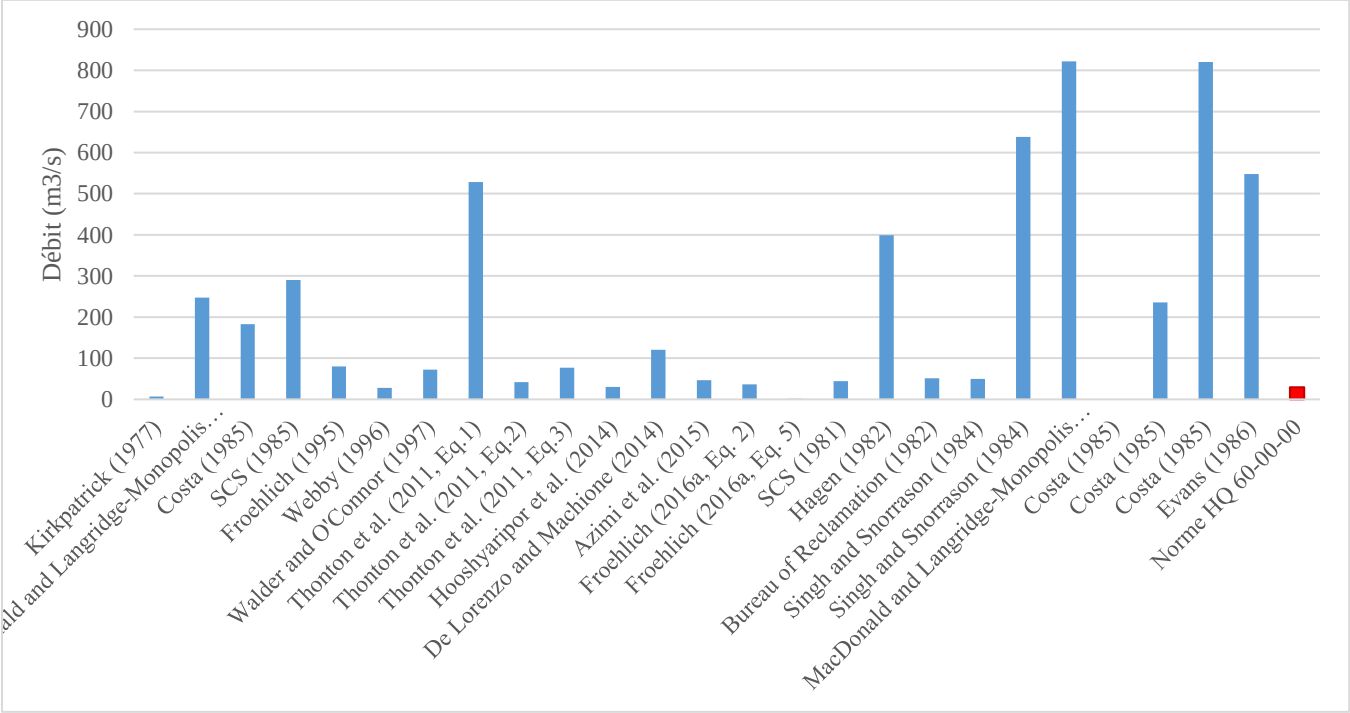


Figure 4.44 : Comparaison des débits de pointe empiriques adaptés de Froehlich (2016a) et Wahl (2004) et du débit de pointe normé obtenus pour le barrage Clair

4.5.3 Comparaison des débits de pointes probabilistes, empiriques et normé

Le Tableau 4.27 résume la description statistique des débits de pointe obtenus pour les hydrogrammes probabilistes standardisés obtenus via PROBABREACH (Tableau 4.23), l'hydrogramme normé (Tableau 4.23) et les débits de pointes empiriques adaptés de Froehlich (2016a) et Wahl (2004) du barrage Clair (Tableau 4.25 et Tableau 4.26).

Tableau 4.27 : Statistiques descriptives des débits de pointe probabilistes standardisés, empiriques et normé obtenus pour le barrage Clair

Débit de point (m^3/s)	Probabiliste standardisé	Équations Empiriques Froehlich (2016a) et Wahl (2004)
Minimum	1,44	1,8
Maximum	95,57	1 409
Maximum corrigé *	N/A	822
Moyen	66,51	272
Normé (HQ 60-00-00)	29,4	

*Excluant les débits de pointe supérieurs à 1 000 m^3/s.

Les résultats obtenus pour le barrage Clair témoignent de la variabilité des résultats obtenus par l'entremise d'équations empiriques en comparaison avec celle obtenue par l'entremise des hydrogrammes probabilistes obtenus par l'entremise de PROBABREACH autour de la valeur normée. En effet, au maximum le débit de pointe empirique obtenu traduit une valeur au moins 45 fois supérieure à la valeur normée obtenue par la norme HQ-60-00-00 et au minimum 16 fois inférieur. Dans le cas des débits de pointe probabilistes le débit de pointe maximal obtenu est 3 fois supérieur à la valeur normée et le débit de pointe minimal 20 fois inférieur à la valeur normée de la norme HQ 60-00-00. Au total, 12 équations empiriques traduisent des valeurs supérieures au débit de pointe « le plus critique » et probable statistiquement.

Tel que surligné au Tableau 4.21, les résultats obtenus par l'entremise de PROBABREACH permettent également de rattacher une fréquence d'apparition relative au scénario de rupture normée de la norme HQ 60-00-00 comprise entre 8,5 et 10,8%. En regard aux scénarios de rupture probabilistes bornant le débit de pointe normé, les paramètres de ruptures obtenus par le modèle probabilistes du barrage Clair sont les suivants :

- Ratio $W_{BB}\backslash H_D$ (m/m) $\in [3{,}14 - 4{,}85]$
- Temps de formation (h) $\in [0{,}70 - 1{,}44]$
- Pente des berges de la brèche Z (m/m) $\in [0{,}11 - 1{,}79]$

En regard aux paramètres de rupture probabiliste bornant le débit de pointe normé du barrage Clair, le ratio normé est compris et représentatif des ratios $W_{BB}\backslash H_D$ probabilistes obtenus, le temps de formation normé est inférieur aux valeurs probabilistes obtenues tandis que la pente des berges normé est comprise

entre les deux valeurs probabilistes obtenues. La variabilité de la valeur de la pente des berges demeure plus importante en comparaison à la valeur normé de 1.

En regard aux 23 hydrogrammes probabilistes de rupture générés pour le barrage Clair, il est possible de mettre en évidence que les plus grandes valeurs de débits de pointe traduisent généralement des ratios et des pentes de berges les plus grandes et des temps de formation les plus petits. À l'opposé, les plus petites valeurs de débits de pointes probabilistes traduisent des ratios et des pentes de berges plus faibles et des temps de formation plus grands. Bien qu'il s'agisse d'un portrait général et global, cette tendance permet de validés les résultats du modèle sachant qu'un débit de pointe plus élevé résulte nécessairement d'une brèche plus importe et vice versa. Soulignons néanmoins que les grandes valeurs de pente de berge (supérieure à 9) sont seulement obtenues pour les 6 hydrogrammes probabilistes les plus critiques et que sinon les autres valeurs sont toutes généralement inférieures à 3.

4.6 Cas d'application 3 : Barrage Caribou – Petit barrage

Situé dans la région hydrographique de la baie des Chaleurs et de Percé (01) et la région administrative du Bas-Saint-Laurent, le barrage Caribou (illustré à la Figure 4.13) est classé dans le répertoire des barrages du Québec au numéro X000665 comme un « Petit barrage » en regard à sa hauteur de 1,0 m (inférieure à 2,5 m) et à la capacité de son réservoir de 35 200 m^3 (supérieur à 30 000 m^3). Ce barrage en remblai est le seul ouvrage de contrôle du lac Caribou, d'une superficie de 3,52 ha.

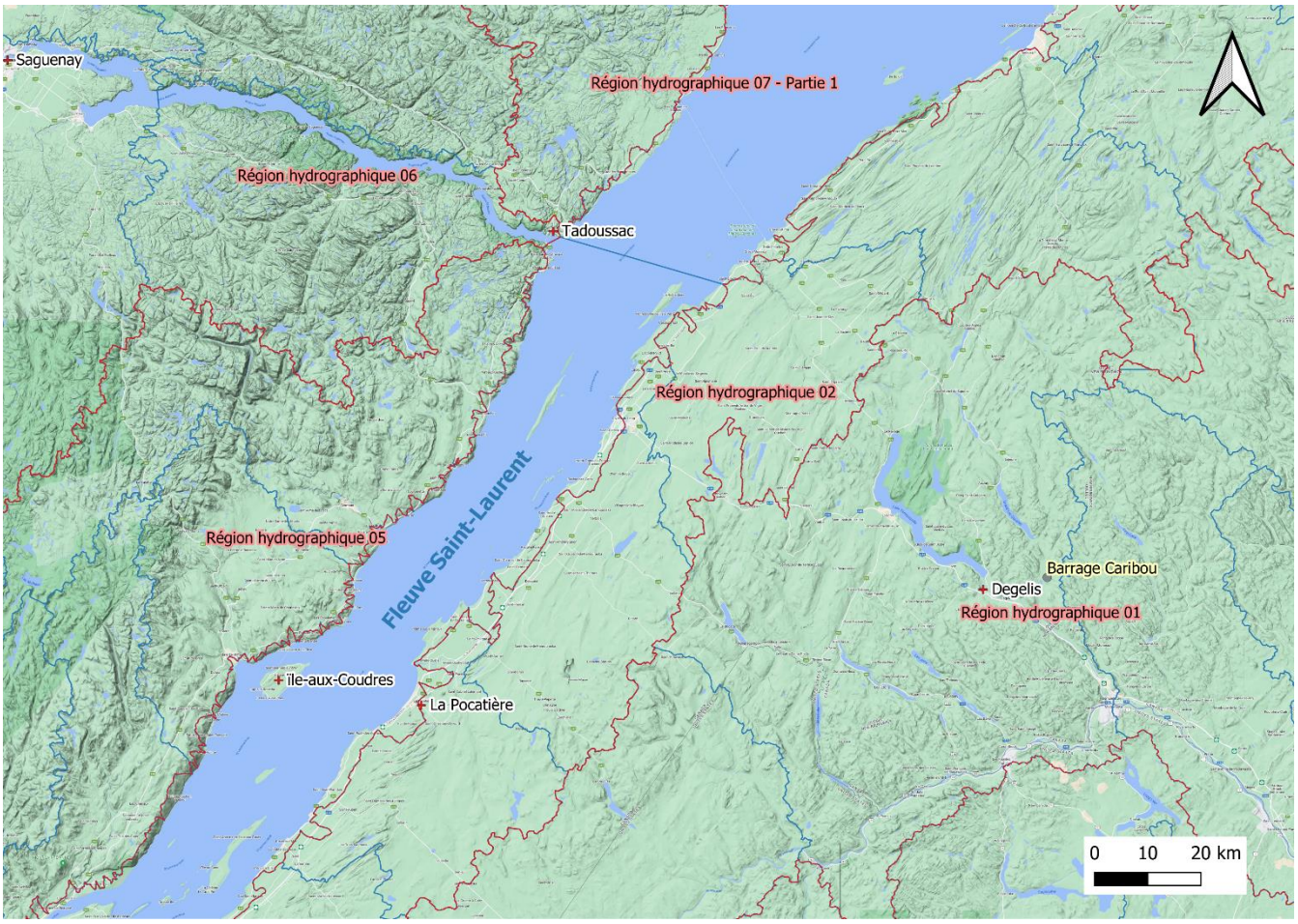


Figure 4.45 : Localisation du barrage Caribou (X000665)

Les caractéristiques du barrage Caribou à l'étude, tiré du registre des barrages du Ministère de l'Environnement et des Changements Climatiques de la Faune et des Parcs (MELCCFP) du Québec sont résumé au Tableau 4.28 suivant.

Tableau 4.28 : Caractéristique du barrage Caribou (adapté du répertoire des barrages du MELCCFP, 2022)

Numéro barrage	X0000665
Nom du barrage	Caribou, Barrage
Région administrative	Bas-Saint-Laurent
Catégorie administrative	Petit barrage
Utilisation	Récréatif et villégiature
Hauteur du barrage (m)	1
Hauteur de retenue (m)	
Type de barrage	Terre
Classe	N/A
Zone sismique	3
Superficie du bassin (km^2)	
Année construction	
Année modification	
Capacité de retenue (m^3)	35 200
Longueur (m)	10
Hypothèse : Largeur en crête (m) *	3,0
Hypothèse : Pente amont et aval de l'ouvrage (V : H)	1 : 2
Largeur au pied de l'ouvrage ; Wave (m)	7,0
Terrain de fondation	Alluvion ou nature inconnue
Niveau des conséquences	
Sup. Réservoir (ha)	3,52
Longueur refoulement (m)	
Barrage en amont	
Barrage en aval	

L'équation de la courbe d'emmagasinement du lac Caribou, adapté de Bennani (2016) et modélisé dans le modèle probabiliste PROBABREACH, est la suivante.

$$H_W\,(\mathrm{m}) = 3{,}63 \cdot {V_w}^{0{,}3618} \qquad \textbf{Équation 4.3}$$

$$\text{où} \begin{cases} H_w : \text{Niveau d'eau dans le réservoir (m)} \\ V_w : \text{Volume d'eau emmagasiné dans le réservoir } (\mathrm{Mm}^3) \end{cases}$$

La Figure 4.46 illustre la courbe d'emmagasinement du barrage Caribou modélisé dans PROBABREACH. L'emmagasinement initial considéré s'élève à 0,0352 Mm^3 et est égal à la capacité maximale du réservoir.

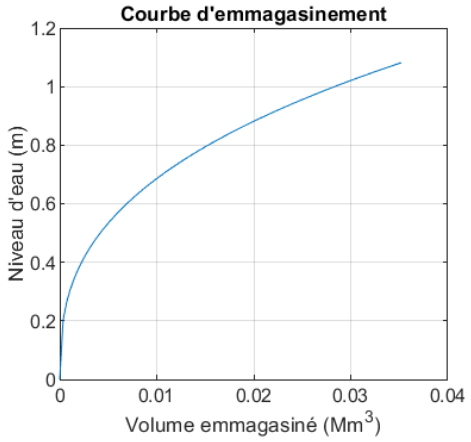


Figure 4.46 : Courbe d'emmagasinement du lac Caribou

4.6.1 Résultats du programme PROBABREACH (Version 1.0)

Les résultats du module générateur de variables aléatoires du barrage Caribou obtenu par le modèle probabiliste PROBABREACH pour un total de 10 itérations de Monte-Carlo composées chacune de 50 000 simulations sont présentés au Figure 4.47, Figure 4.48 et Figure 4.49.

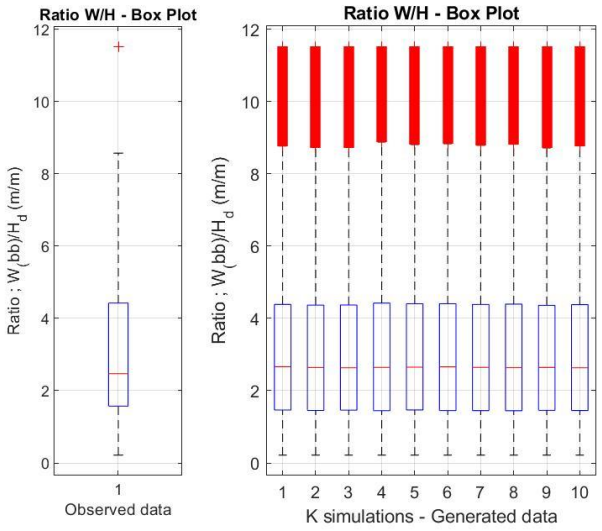


Figure 4.47 : Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations du ratio de la largeur à la base du la hauteur du barrage (W_bb/H_d) du barrage Caribou

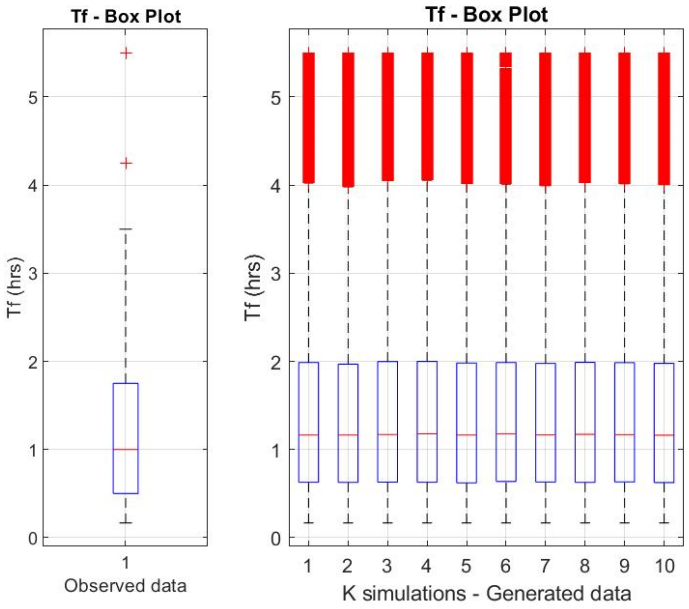


Figure 4.48: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) du barrage Caribou

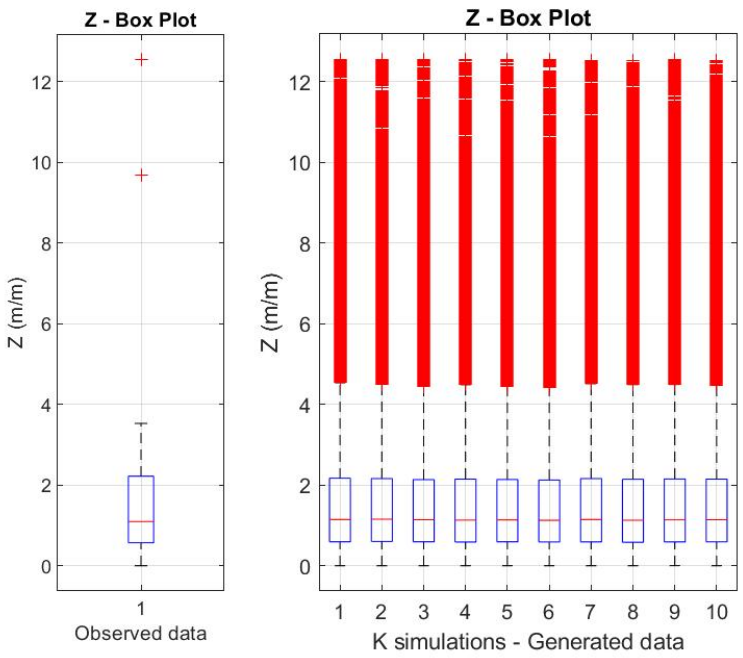


Figure 4.49: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations de la pente des berges de la brèche de rupture finale (Z) du barrage Caribou

Pour chacune des itérations d'une simulation de Monte-Carlo, les paramètres de rupture standardisés générés aléatoirement sont jumelés indépendamment de manière à construire les 50 000 scénarios de rupture aléatoire permettant de traduire les hydrogrammes de ruptures probabilistes analysés pour l'ouvrage à l'étude. Les analyses fréquentielles permettant de traduire une fréquence d'apparition sur les hydrogrammes de rupture sont réalisées sur le débit de pointe. La Figure 4.50 suivante illustre les graphiques moustaches des 50 000 débits de pointe obtenus pour les 10 simulations de Monte-Carlo du barrage Caribou.

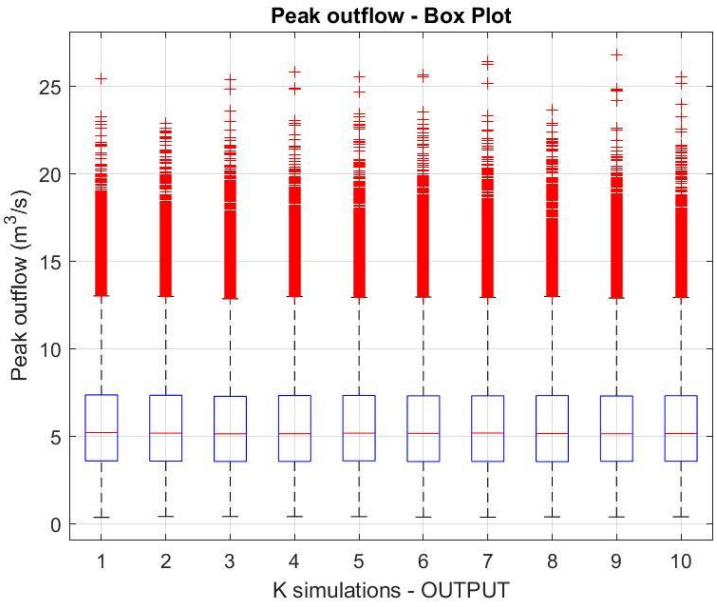


Figure 4.50 : Graphiques Moustaches des 50 000 débits de pointes générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo du barrage Caribou.

Tel qu'illustrés à la Figure 4.51 et Figure 4.52 l'erreur de convergence du modèle tend à se stabiliser au fil des simulations de Monte-Carlo et c'est pourquoi la dernière simulation de Monte-Carlo, soit la 10e dans cet exemple, afin de réaliser les analyses fréquentielles sur les débits et de générer les hydrogrammes probabilistes du barrage Caribou. L'erreur de convergence commise sur la moyenne pour la 10e simulation de Monte-Carlo tend vers une valeur de 0,00013 $(m^3/s)^2$, soit de 0,011 m^3/s, alors que celle commise sur l'écart-type vers une valeur de 0,0005 $(m^3/s)^2$, soit de 0,022 m^3/s.

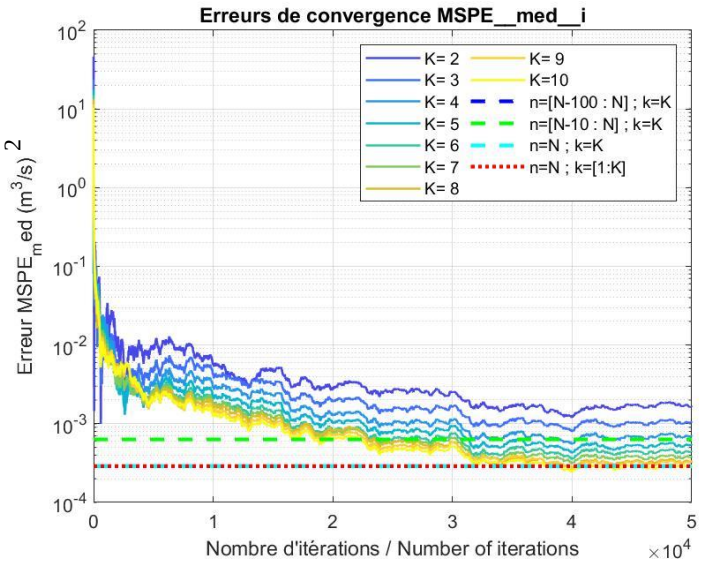


Figure 4.51 : Erreurs de converge sur la moyenne au fil de 50 000 itérations pour les 10 simulations de Monte-Carlo réalisé sur le barrage Caribou

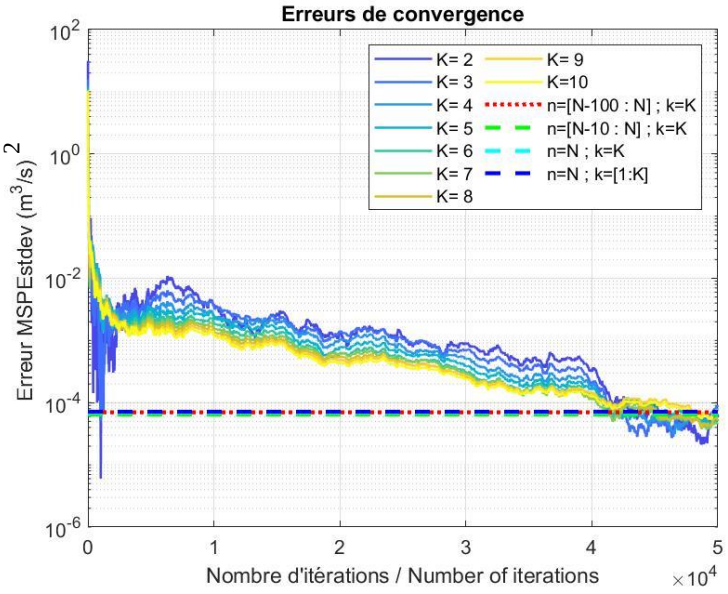


Figure 4.52 : Erreurs de converge sur l'écart-type au fil de 50 000 itérations pour les 10 simulations de Monte-Carlo réalisé sur le barrage Caribou

Les résultats statistiques des échantillons de paramètres de rupture obtenue par le générateur de scénarios de rupture aléatoire pour la 10e itération de Monte-Carlo, extrait du programme et renvoyé à l'utilisateur dans la boite de commande, sont résumés au Tableau 4.29, Tableau 4.30 et Tableau 4.31 pour chacun des paramètres de ruptures standardisés.

- **Résumé du générateur de variables aléatoires du ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W/bb/H_d) de rupture du barrage Caribou pour la 10e simulation de Monte-Carlo**
    - Erreur admise par le GNA sur la moyenne des échantillons : 15,00 %
    - Erreur Relative (%) commise sur la valeur moyenne: 2,02 %
    - Nombre d'itérations du GNA : 1

Tableau 4.29 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du ratio de la largeur à la base dur la hauteur du barrage (W_bb/H_d)

Description statistique des échantillons	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Observés	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Générés
Moyenne	3,2417	3,1763
Médiane	2,4711	2,629
Variance	6,5781	5,0761
Minimum	0,21786	0,21789
Maximum	11,52	11,519
Écart-type	2,5648	2,253

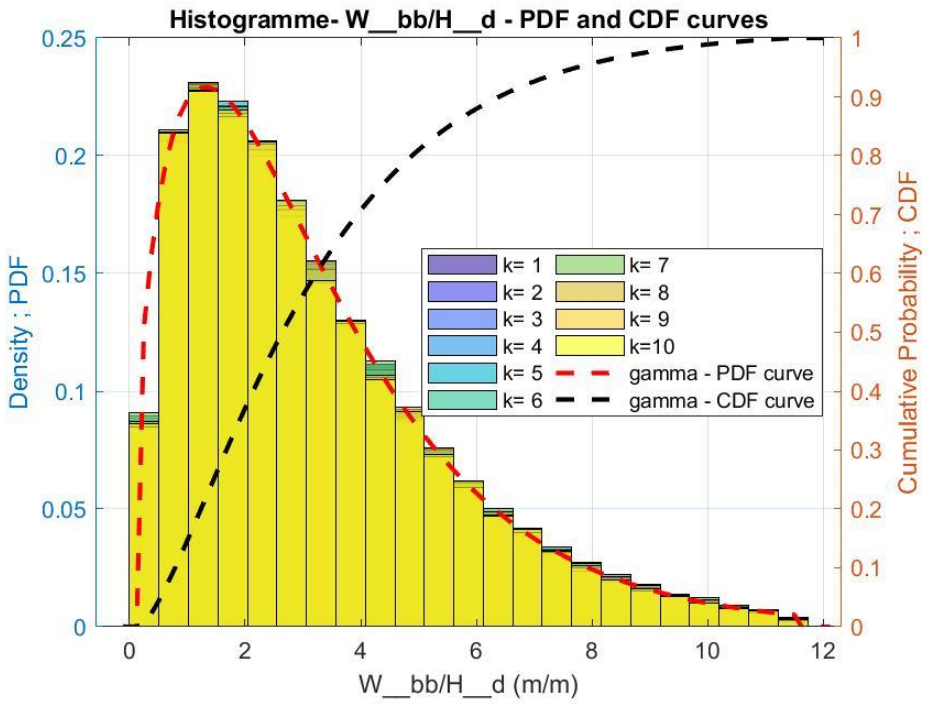


Figure 4.53 : Histogramme des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) généré aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Gamma pour le barrage Caribou est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations

- **Résumé du générateur de variables aléatoires du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) pour la 10e simulation de Monte-Carlo**
    - Erreur admise par le GNA sur la moyenne des échantillons : 15,00 %
    - Erreur relative (%) commise sur la valeur moyenne: 4,57 %
    - Nombre d'itérations du GNA : 1

Tableau 4.30 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) du barrage Caribou

Description statistique des échantillons	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Observés	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Générés
Moyenne	1,372	1,4347
Médiane	1	1,1709
Variance	1,6577	1,0864
Minimum	0,167	0,16707
Maximum	5,5	5,5
Écart-type	1,2836	1,0423

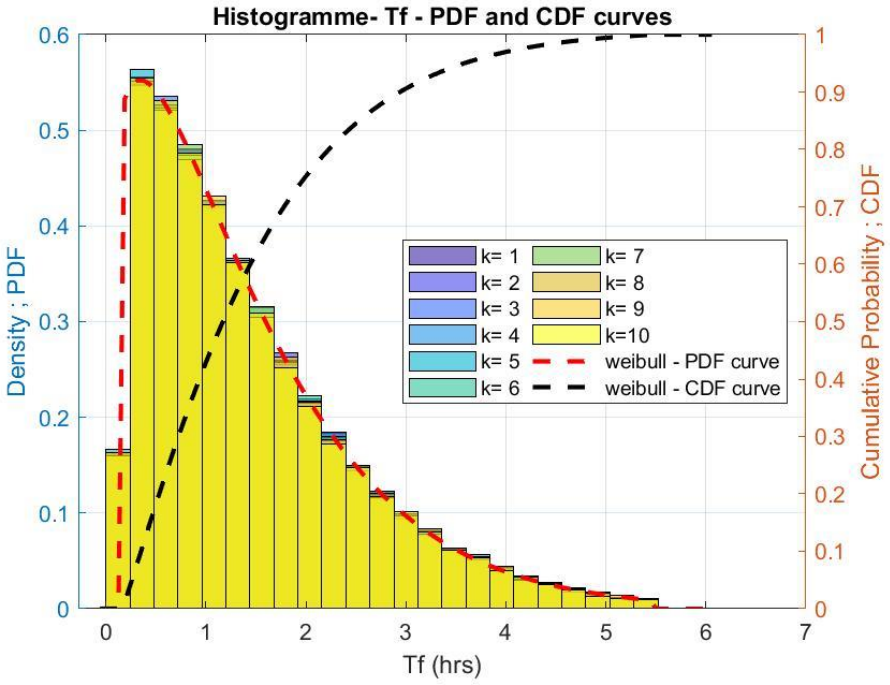


Figure 4.54 : Histogramme des temps de formation finale de la brèche de rupture (Tf) générés aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour le barrage Caribou est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations

- **Résumé du générateur de variables aléatoires de la pente des berges de la brèche finale (Z) de rupture du barrage Caribou pour la 10e simulation de Monte-Carlo**
    - Erreur admise par le GNA sur la moyenne des échantillons : 15,00 %
    - Erreur relative (%) commise sur la Valeur moyenne: 11,76 %
    - Nombre d'itérations du GNA : 1

Tableau 4.31 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement de la pente des berges finale de la brèche de rupture (Z) du barrage Caribou

Description statistique des échantillons	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Observés	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Générés
Moyenne	1,9569	1,7269
Médiane	1,095	1,1369
Variance	7,2409	3,335
Minimum	0	0,00033566
Maximum	12,559	12,543
Écart-type	2,6909	1,8262

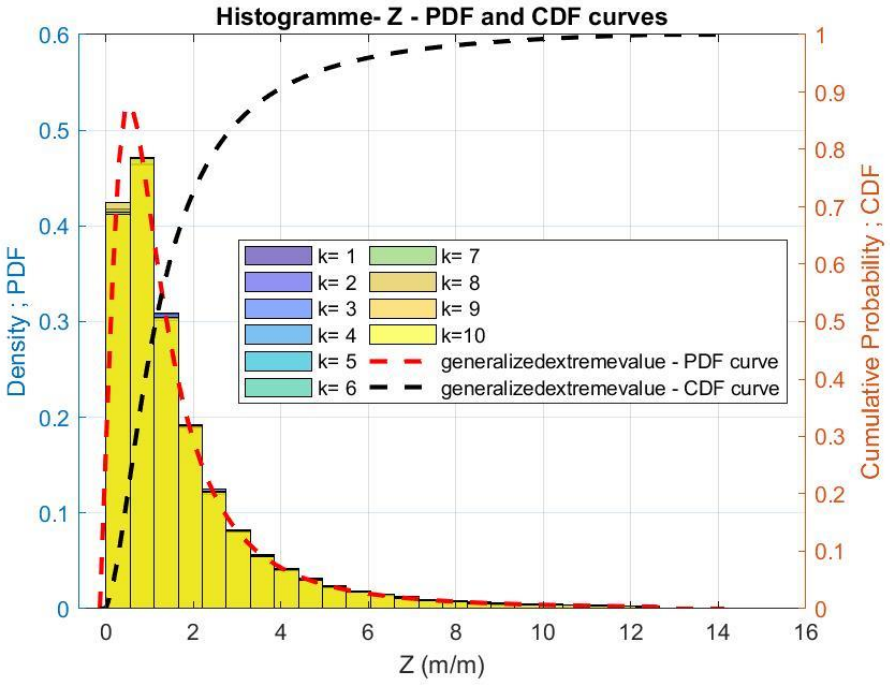


Figure 4.55 : Histogramme des pentes des berges de la brèche finale de rupture (Z) généré aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour le barrage Caribou est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations

L’histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour 10 simulations de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants du barrage Caribou est illustré à la Figure 4.56.

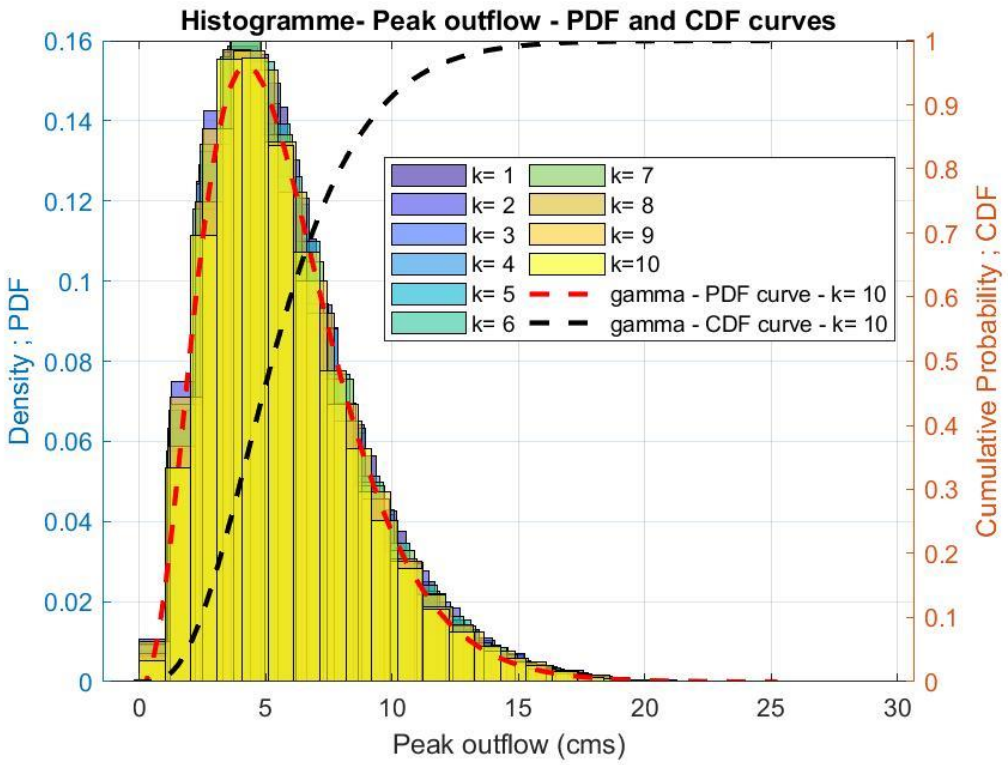


Figure 4.56 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour 10 simulations de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants du barrage Caribou

L’histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour la 10e simulation de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants du barrage Caribou utilisé pour le traçage des hydrogrammes de ruptures probabilistes est illustré à la Figure 4.57.

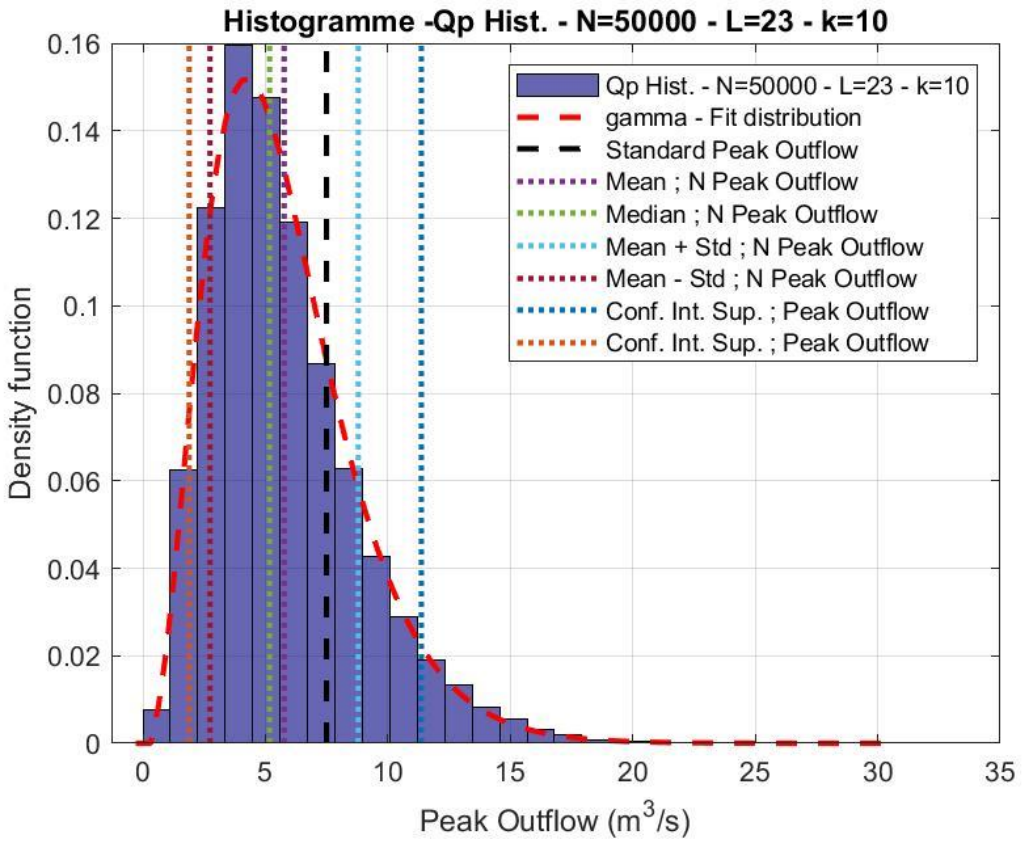


Figure 4.57 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour la 10e simulation de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants du barrage Caribou

L'hydrogramme de rupture de la norme HQ-60-00-00 ainsi que les 23 hydrogrammes de ruptures probabilistes simulés pour une durée de 48 heures et un pas de temps de 1 minute pour la 10e simulation de Monte-Carlo composé de 50 000 scénarios de rupture générés aléatoirement sont illustrés à la Figure 4.58.

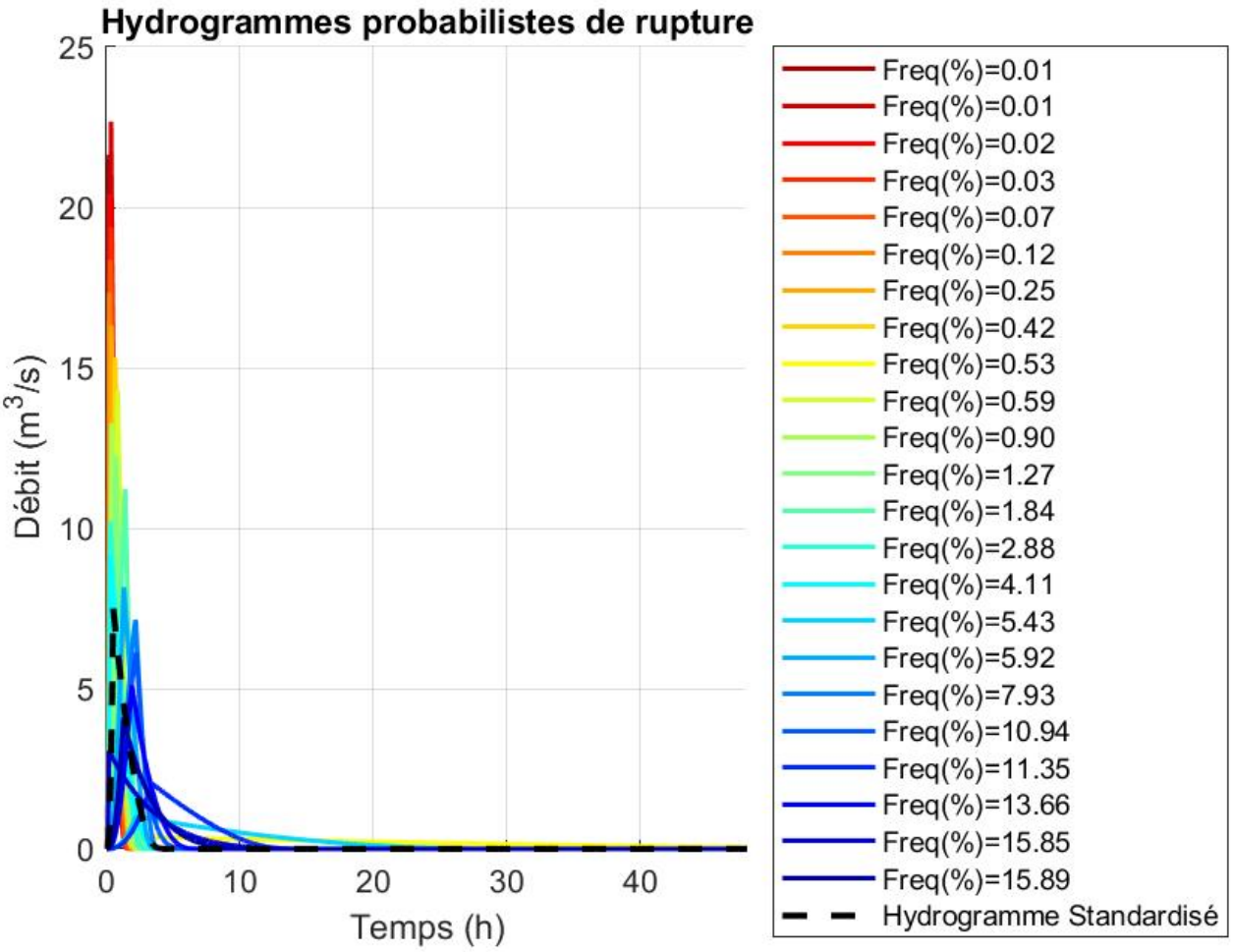


Figure 4.58 : Hydrogrammes probabilistes de rupture par submersion générés pour le barrage Caribou

Le Tableau 4.32 résume les résultats du traçage des hydrogrammes probabilistes et de l'hydrogramme de rupture normé du barrage Caribou.

Tableau 4.32 : Résumé des résultats du générateur d'hydrogrammes probabilistes du barrage Caribou (K=10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement)

ID intervalle	Borne inf. (m^3/s)	Borne sup. (m^3/s)	Count	Freq. App. (%)	Qp Moy int (m^3/s)	Borne Intervalle de confiance Inf. (m^3/s)	Borne Intervalle de confiance Sup. (m^3/s)	Ratio (m/m)	Tf (hrs)	Z (m/m)	QP (m^3/s)	Err. Rel. Abs. (%)
1	0	1,02	264	0,528	0,83	0,82	0,84	0,22	1,5	0,0	0,38	54,26
2	1,02	2,04	2717	5,434	1,64	1,63	1,64	0,48	2,2	0,2	1,02	37,68
3	2,04	3,06	5675	11,35	2,59	2,59	2,60	1,36	3,4	0,0	2,04	21,29
4	3,06	4,08	7923	15,846	3,59	3,58	3,59	0,53	0,2	1,7	3,06	14,67
5	4,08	5,1	7943	15,886	4,59	4,58	4,59	0,65	1,3	2,9	4,08	11,04
6	5,1	6,12	6831	13,662	5,59	5,59	5,59	2,49	1,9	2,0	5,10	8,76
7	6,12	7,14	5472	10,944	6,61	6,60	6,61	1,80	2,2	7,3	6,12	7,36
8	**7,14**	**8,16**	**3964**	**7,928**	**7,63**	**7,62**	**7,63**	**6,55**	**2,2**	**1,2**	**7,14**	**6,36**
9	**8,16**	**9,18**	**2960**	**5,92**	**8,64**	**8,64**	**8,65**	**5,79**	**1,3**	**0,6**	**8,16**	**5,58**
10	9,18	10,2	2053	4,106	9,66	9,65	9,67	3,27	0,2	3,3	9,18	4,97
11	10,2	11,22	1438	2,876	10,68	10,67	10,69	5,92	0,3	0,5	10,20	4,52
12	11,22	12,24	919	1,838	11,70	11,69	11,72	10,58	1,4	1,0	11,22	4,11
13	12,24	13,26	637	1,274	12,72	12,70	12,73	2,87	0,7	8,9	12,24	3,74
14	13,26	14,28	448	0,896	13,72	13,70	13,74	8,48	0,4	0,2	13,26	3,31
15	14,28	15,3	294	0,588	14,76	14,74	14,78	9,86	0,8	2,3	14,28	3,22
16	15,3	16,32	208	0,416	15,72	15,69	15,74	10,72	0,6	0,8	15,30	2,64
17	16,32	17,34	125	0,25	16,79	16,75	16,82	7,86	0,3	4,1	16,32	2,77
18	17,34	18,36	58	0,116	17,79	17,74	17,83	4,04	0,2	9,7	17,35	2,47
19	18,36	19,38	33	0,066	18,89	18,82	18,95	11,01	0,3	1,3	18,36	2,77
20	19,38	20,4	17	0,034	19,73	19,65	19,80	10,16	0,3	4,1	19,38	1,75
21	20,4	21,42	12	0,024	20,88	20,76	21,00	11,13	0,2	2,9	20,42	2,20
22	21,42	22,44	4	0,008	21,97	21,77	22,18	7,02	0,2	9,4	21,64	1,51
23	22,44	23,46	5	0,01	22,98	22,85	23,12	8,20	0,3	11,0	22,68	1,34
Norme								**4**	**0,5**	**1**	**7,49**	

L'hydrogramme de rupture de la norme HQ-60-00-00 ainsi que les hydrogrammes de ruptures probabilistes standardisés générés par PROBABREACH du barrage Caribou pour une durée de 48 heures et un pas de temps de 1 minute pour la 10e simulation de Monte-Carlo composé de 50 000 scénarios de rupture générés aléatoirement sont illustrés à la Figure 4.59.

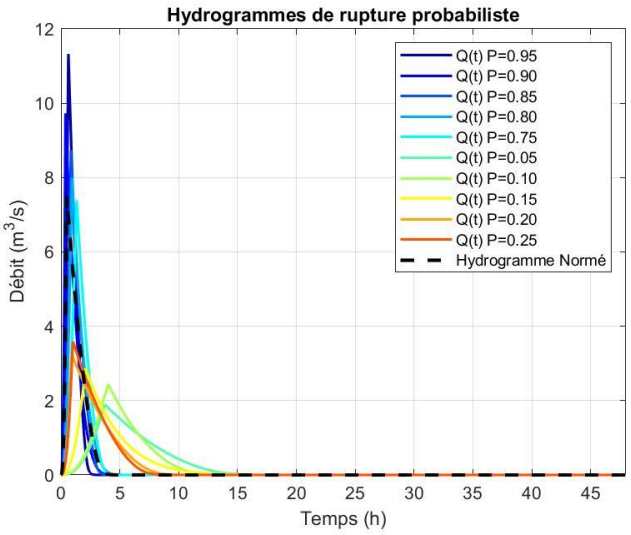


Figure 4.59 : Hydrogrammes de rupture par submersion probabiliste standardisés générés par PROBABREACH pour le barrage Caribou

Le Tableau 4.33 résume les scénarios de rupture probabiliste standardisés et celui de la norme HQ-60-00-00 obtenu par le modèle PROBABREACH pour le barrage Caribou.

Tableau 4.33 : Résumé des scénarios de rupture probabilistes standardisés générés par PROBABREACH pour le barrage Caribou

N = 50 000	W_bb/H_d (m/m)	Tf (hrs)	Z (m/m)	Q_pointe (m^3/s)
P = 0.95	6,98	0,63	1,10	11,33
P= 0.90	2,97	0,38	4,46	9,73
P = 0.85	4,61	0,85	2,07	8,74
P= 0.80	2,83	0,94	4,09	78,00
P = 0.75	4,40	1,33	1,64	7,39
P= 0.05	1,00	3,73	0,44	1,90
P = 0.100	1,19	4,02	0,98	2,44
P= 0.15	0,44	2,10	2,15	2,87
P = 0.20	1,56	0,91	0,65	3,25
P= 0.25	1,85	1,01	0,59	3,59
Norme	**4,00**	**0,50**	**1,00**	**7,49**

4.6.2 Estimation du débit de pointe à l'aide des équations empiriques adaptées de Froehlich(2016a) et Wahl(2004)

La section suivante présente les débits de pointe obtenus à l'aide des équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a, Table 4) et Wahl (2004, Table 1) pour le barrage Caribou. Les intrants des équations ayant servi aux estimations sont listés ci-bas et les débits estimés sont résumés au Tableau 4.34 et Tableau 4.35.

- Hauteur de la retenue ; Hw :1,0 m
- Volume d'eau emmagasiné ; Vw : 35 200 m^3
- Largeur de la digue au bas de la brèche ; Wavg : 3,0 m
- Hauteur du barrage ; Hb : 1 m
- Longueur du barrage ; La : 10 m

Tableau 4.34 : Débits de pointe du barrage Caribou estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Froehlich (2016a, Table 4)

Équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a, Table 4)	**Débit de pointe (m^3/s)**	**Remarque**
Kirkpatrick (1977)	2,4	Pour des valeurs dans le système impérial (SI), η = 0,3 m
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	85,9	
Costa (1985)	62,0	
SCS (1985)	41,8	Équation pour une hauteur d'eau Hw < 31,4m
Froehlich (1995)	13,3	
Webby (1996)	6,3	
Walder and O'Connor (1997)	13,3	
Thonton et al. (2011, Eq.1)	7,3	
Thonton et al. (2011, Eq.2)	7,9	
Thonton et al. (2011, Eq.3)	3,5	
Hooshyaripor et al. (2014)	6,3	
De Lorenzo and Machione (2014)	25,5	Pour une rupture par submersion où υe=0.07 m/s dans le SI
Azimi et al. (2015)	9,8	
Froehlich (2016a, Eq. 2)	5,7	Pour une rupture par submersion : • k_M = 1,85 • Hs=6,1m en SI units •

Tableau 4.34 : Débits de pointe du barrage Caribou estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Froehlich (2016a, Table 4) (Suite)

Équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a, Table 4)	**Débit de pointe (m^3/s)**	**Remarque**
Froehlich (2016a, Eq. 2) (Suite)		• k_H = (Hb/6,1)^(1/8), pour $H_b > H_s = 6,1m$
Froehlich (2016a, Eq. 5)	0,3	Tel que : • Qpmax=0,7 m^3/s est estimé à l'aide de l'Éq.6 (Froehlich, 2016a) pour Hw ≤ Hb • Où une valeur de Bavg=11,5 m est estimée à l'aide de Eq.6 (Froehlich, 2016a), tel que pour une rupture par submersion k_M=1,3 et m=1. • Où une valeur de tf=3 786 sec est estimé à l'aide de l'équation 6 (Froehlich, 2016a) et considérant une valeur de α=0,000045 et de β=1,70349262 estimé à l'aide de l'équation 7 (Froehlich, 2016a).

Tableau 4.35 : Débits de pointe du barrage Caribou estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Wahl(2004, Table 1)

Équation empirique adaptée de Froelich (2016a, Table 1)	**Débit de pointe (m^3/s)**	**Remarque**
SCS (1981)	16,6	
Hagen (1982)	101,3	où S= Emmagasinement est en m^3
Bureau of Reclamation (1982)	19,1	
Singh and Snorrason (1984)	13,4	
Singh and Snorrason (1984)	243,4	
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	284,5	
Costa (1985)	438,0	
Costa (1985)	79,7	
Costa (1985)	263,7	
Evans (1986)	184,9	

Les équations traduisant un débit de pointe supérieur à 100 m^3/s ont été éliminées, soit celle du Hagen (1982), Singh et Snorrason (1984), MacDonald and Langridge-Monopolis (1984), de

Costa (1985) et de Evans (1986) afin de fournir une comparaison entre les équations et le débit de pointe normé de 7,5 m^3/s illustrés à la Figure 4.28.

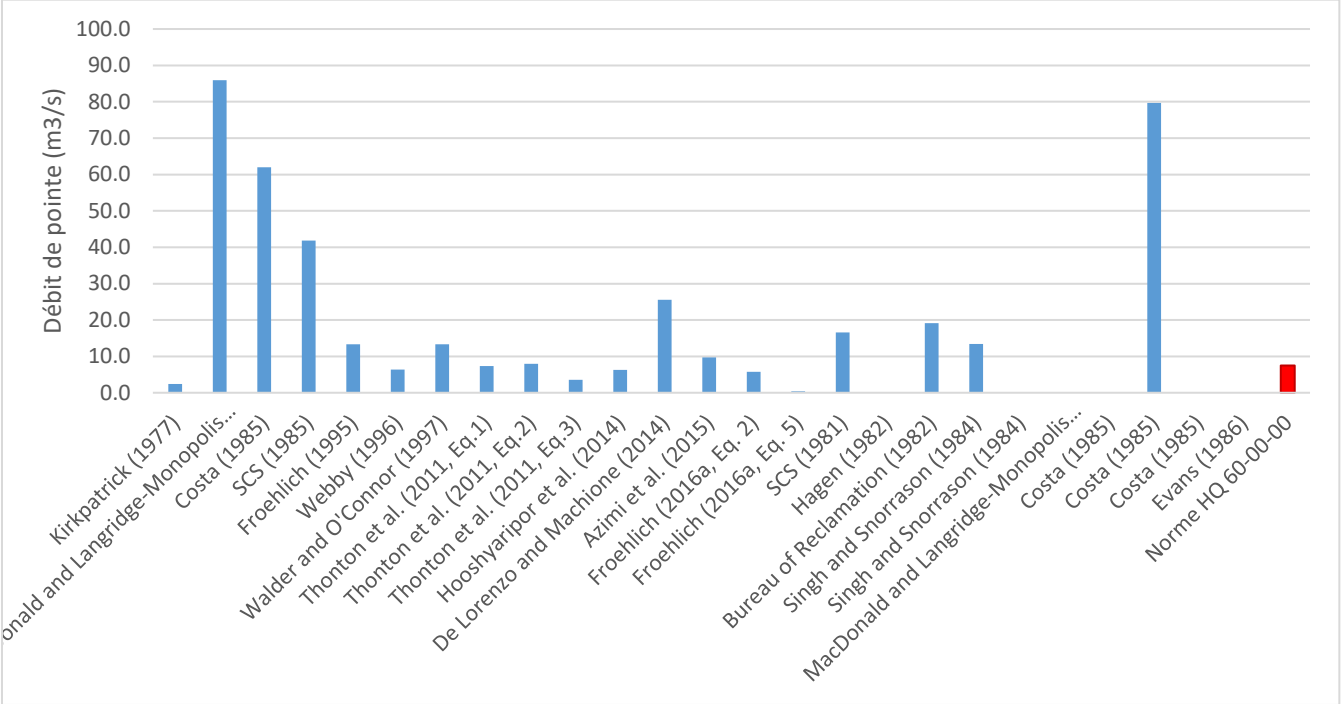


Figure 4.60 : Comparaison des débits de pointe empiriques adaptés de Froehlich (2016a) et Wahl (2004) et du débit de pointe normé obtenus pour le barrage Caribou

4.6.3 Comparaison des débits de pointes probabilistes, empiriques et normé

Le Tableau 4.36 résume la description statistique des débits de pointe obtenus pour les hydrogrammes probabilistes standardisés obtenus via PROBABREACH (Tableau 4.33), l'hydrogramme normé (Tableau 4.33) et les débits de pointes empiriques adaptés de Froehlich (2016a) et Wahl (2004) du barrage Caribou.

Tableau 4.36 : Statistiques descriptives des débits de pointe probabilistes standardisés, empiriques et normé obtenus pour le barrage Caribou

Débit de point (m^3/s)	Probabiliste standardisé	Équations Empiriques Froehlich (2016a) et Wahl (2004)
Minimum	0,4	0,3
Maximum	22,7	438,0
Maximum ajusté	N/A	85,9
Moyen	16,0	77,4
Normé (HQ 60-00-00)	7,5	

*Excluant les débits de pointe supérieurs à 100 m^3/s.

Les résultats obtenus pour le barrage Caribou témoignent de la variabilité des résultats obtenus par l'entremise d'équations empiriques en comparaison avec celle obtenue par l'entremise des hydrogrammes probabilistes obtenus par l'entremise de PROBABREACH autour de la valeur normée de 7,5 m^3/s. En effet, au maximum le débit de pointe empirique obtenu traduit une valeur au moins 58 fois supérieure à la valeur normée obtenue par la norme HQ-60-00-00 et au minimum 25 fois inférieur. Dans le cas des débits de pointe probabiliste au maximum le débit de pointe maximal obtenu est 3 fois supérieur à la valeur normée et au minimum environ 19 fois inférieur à la valeur normée de la norme HQ 60-00-00. Au total,11 équations empiriques traduisent des valeurs supérieures au débit de pointe « le plus critique » et probable statistiquement de 22,68 m^3/s.

Tel que surlignée au Tableau 4.30, les résultats obtenus par l'entremise de PROBABREACH permettent également de rattacher une fréquence d'apparition relative au scénario de rupture normée de la norme HQ 60-00-00 comprise entre 5,9 et 7,9%. En regard aux scénarios de rupture probabilistes bornant le débit de pointe normé, les paramètres de ruptures obtenus par le modèle probabiliste du barrage Caribou sont les suivants :

- Ratio $W_{BB}\backslash H_D$ (m/m) $\in [5{,}79 - 6{,}55]$
- Temps de formation (h) $\in [1{,}3 - 2{,}2]$
- Pente des berges de la brèche Z (m/m) $\in [0{,}6 - 1{,}2]$

En regard aux paramètres de rupture probabiliste bornant le débit de pointe normé du barrage Caribou, outre pour la pente des berges normé qui est comprise entre les valeurs probabilistes bornant le scénario de rupture obtenu par le programme, le ratio et le temps de formation normés sont tous deux considérablement inférieur aux valeurs décrites par les scénarios de rupture probabilistes obtenus par le programme.

En regard aux 23 hydrogrammes probabilistes de rupture générés pour le barrage Caribou, il est possible de mettre en évidence que les plus grandes valeurs de débits de pointe traduisent généralement des ratios et des pentes de berges les plus grandes et des temps de formation les plus petits. Bien qu'il s'agit d'un portrait général et global, cette tendance permet de validés les résultats du modèle sachant qu'un débit de pointe plus élevé résulte nécessairement d'une brèche plus importe et vice versa. Soulignons néanmoins que les grandes valeurs de pente de berge (supérieure à 9) sont seulement obtenues pour les 4 hydrogrammes probabilistes (dont deux parmi les plus critiques) et que les temps de formation sont pour plus de la moitié des scénarios de rupture probabilistes inférieurs à la valeur normée.

4.7 Cas d'application 4 : Digue Norvège Test Site #1 (IMPACT PROJECT)

La sous-section suivante vise à présenter les résultats en vue d'une perspective de recherche future et d'offrir une comparaison intéressante entre l'approche normée, l'approche probabiliste et l'approche déterministe. C'est pourquoi le cas d'application sur la digue Norvège a été considéré de manière à permettre l'ajout de l'hydrogramme déterministe (disponible dans la littérature) et afin d'enrichir la comparaison et par le fait même la discussion prévue.

Dans cette optique c'est le rapport final du FEMA 602 (2007), qui résume les conclusions des essais réalisés dans le cadre du projet IMPACT et rassemble dix (10) articles de recherches obtenus dans la perspective du projet IMPACT, qui a servi à dresser le portrait le portrait présenté dans la présente section. Ce projet de grande envergure est une collaboration entre divers représentants et experts du domaine tel que le Research Council de la Norvège, des propriétaires de barrages norvégiens, la Commission Européenne et plusieurs autres « sponsors » et dont les essais à grande échelle ont été réalisés entre 2002 et 2004. Au total, le projet IMPACT représente près de 3 millions de dollars US (FEMA 602, 2007) et a servi à fournir des mesures permettant d'améliorer la modélisation de la rupture des barrages en remblai de plusieurs groupes de recherches sur la scène internationale.

Dans cette perspective de recherche et de développement, un total de sept (7) digues en remblai a été construire en aval des évacuateurs du barrage Rossvatn, possédant une capacité maximale d'évacuation de 450 m^3/s. Parmi les 7 ouvrages en remblai construit dans cette perspective de recherche cinq (5) ont été rupturé par submersion et deux (2) par effet de renard (/ érosion interne) afin de fournir de premiers résultats « mesurés » aux équipes de recherches œuvrant en modélisation déterministe de rupture de barrage en remblai. En effet, tel que discuté notamment dans le rapport final du FEMA 602 (2007), tous les ouvrages en remblai construit ont été dotés d'appareils de mesure ayant permis de suivre la progression de la brèche de rupture et de reconstituer l'hydrogramme de rupture durant les essais.

Les équipes de recherches ayant contribué aux modélisations déterministes de l'évolution de la rupture des différents essais présentés dans le rapport final du FEMA 602 (2007) sont résumées au Tableau 4.37.

Tableau 4.37 : Résumé des recherches ayant participé aux modélisations déterministes du projet IMPACT (adapté du rapport final du FEMA 602, 2007)

No.	Organisation	Pays	Modèle
1	HR Wallingford	Royaume-Uni	HR Breach, NWS BREACH
2	Cemagref	France	Simple model
3	UniBW	Allemagne	Deich_P
4	ARS-USDA	États-Unis	SIMBA model
5	Delft Hydraulics	Pays-Bas	SOBEK Rural, Overland Flow
6	École Polytechnique de Montréal	Canada	Firebird model

4.7.1 Description générale de la digue Norvège – Test site #1

Dans le cadre de ce projet, c'est la digue cohésive homogène Norvège « Test #1 », située 600 m en aval des évacuateurs du barrage Rossvatn, illustrée à la Figure 4.61, qui a été retenue.



Figure 4.61 : Cas d'application de la digue Norvège adapté du rapport final du Projet IMPACT adapté du Rapport final du FEMA 602, (2007) et de Vaskinn et al., (2004)

La section transversale de la digue homogène du Test Site #1 est quant à elle illustrée à la Figure 4.62.

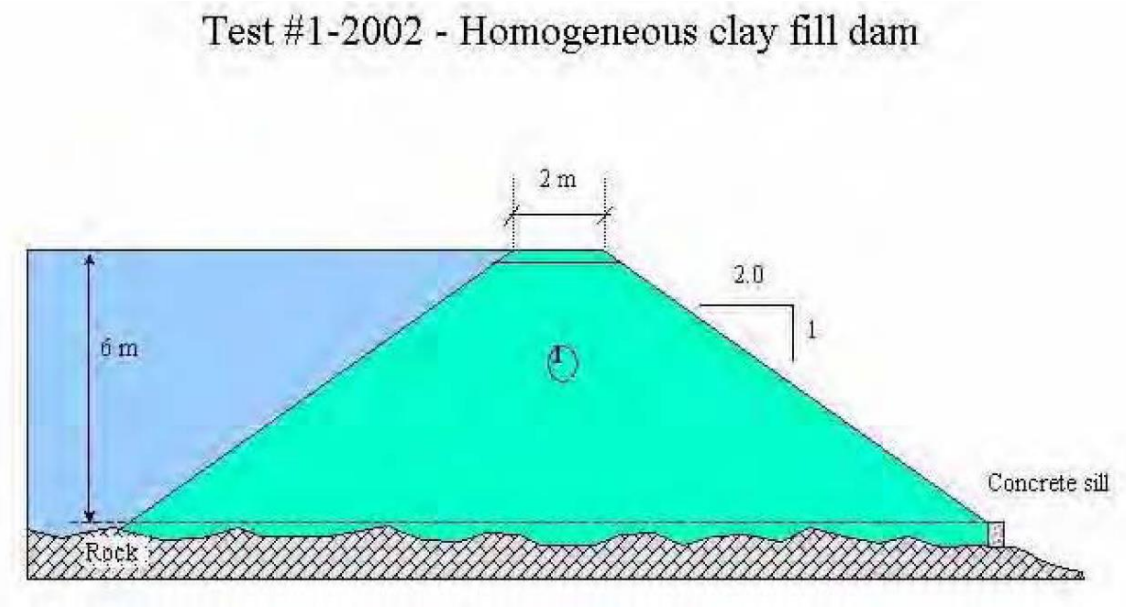


Figure 4.62 : Section transversale de la digue Norvège - Test Site #1 (Homogeneous clay fill dam) tiré de Höeg et al. 2004

Les hydrogrammes déterministes et mesurés pour la rupture par submersion de la digue Norvège du Site Test #1 ainsi que l'évolution de la largeur de la brèche de rupture, adapté de Hassan et al. (2004), sont illustrés à la Figure 4.63.

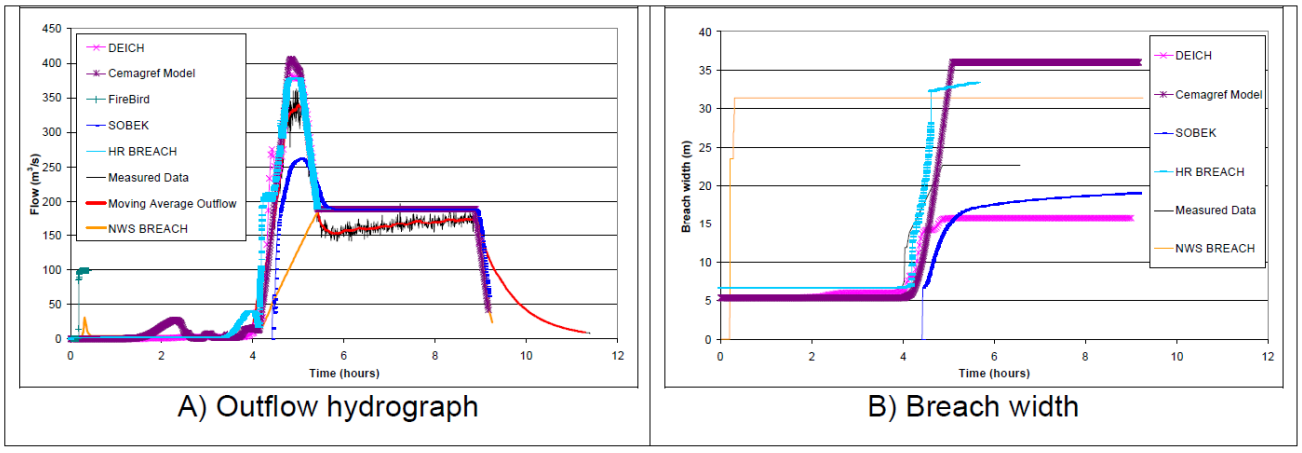


Figure 4.63 : Résultats de modélisation déterministe de la digue "Test #1" adaptée de Hassan et al. (2004)

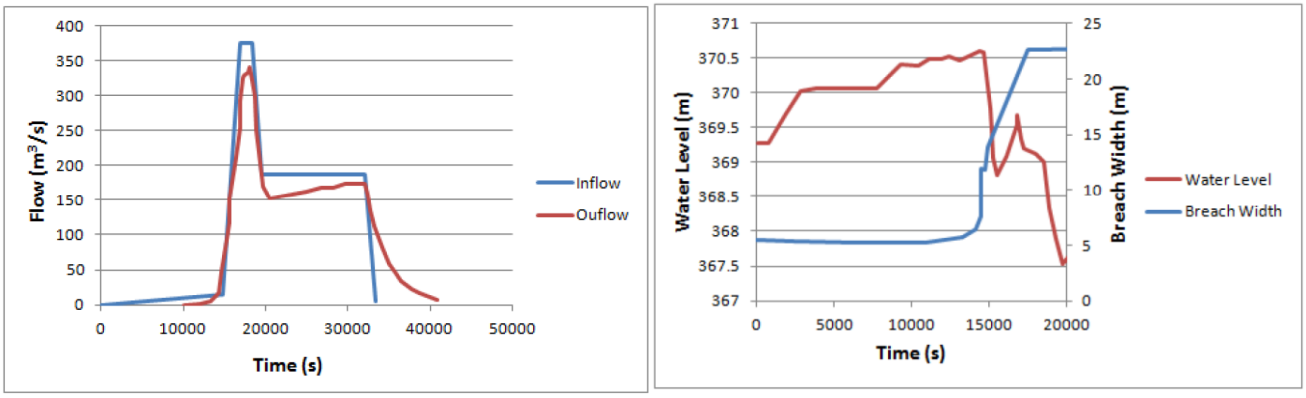


Figure 4.64 : Résultats de modélisation déterministe de la digue "Test #1" obtenus à l'aide du modèle MIKE11 adapté de Lismanis (2013)

Le Tableau 4.38 résume les paramètres de rupture de six (6) modèles déterministes et ceux mesurés décrits dans le rapport final du FEMA 602 (2007) ainsi que ceux modélisés par le modèle MIKE 11 adapté de Lisbanis (2012).

Tableau 4.38 : Résumé des paramètres de ruptures déterministes estimés et mesurés de la digue "Test #1"adapté du rapport final du FEMA 602 (2007)

Modèle	Débit de pointe (m^3/s)	Temps de formation (hrs)	Largeur de la brèche finale (m)
DEICH	390	4,7	15
Cemagref Model	410	5,0	36
FireBird	100	0,5	N/A
SOBEK	270	5,0	18
HR BREACH	375	5,0	33
Measured Data	340	5,2	22
NWS BREACH	190	5,5	32
MIKE11	340	5,1	22

4.7.2 Description de la digue Norvège - Test site 1

Les caractéristiques de la digue Norvège (Test Site #1), tirée du rapport final du FEMA 602 (2007) et adapté de Vaskinn et al., (2004), sont résumées au Tableau 4.39.

Tableau 4.39 : Caractéristique de la digue Norvège (Test site #1) adaptée du rapport final du FEMA 602 (2007)

Numéro barrage	Test Site #1
Nom du barrage	Digue Norvège
Pays	Norvège
Comté / County	Nordland
Municipalité	Hemmes (near of the town of Mo I Rana)
Utilisation	Recherches et développement
Hauteur du barrage (m)	6,0
Hauteur de retenue (m)	6,0
Type de barrage	Remblai, Digue homogène
Année construction	2001
Capacité de retenue (m^3)	112 000
Longueur (m)	36
Largeur en crête (m) *	2
Largeur au pied de l'ouvrage (m)	26
Composition de l'ouvrage	Argile cohésive (D50 = 0,01mm, composé de 25% d'argile, plus de 65% de silt et moins de 10% de sable)
Superficie du réservoir (ha)	
Longueur refoulement (m)	600
Barrage en amont	Barrage Rossvatn
Barrage en aval	Test site 2, 3, 4, 5 et 6 et 7.

L'équation de la courbe d'emmagasinement de la digue Norvège, adapté de Lismanis (2012), est la suivante.

$$H_W\,(\mathrm{m}) = -91{,}851 \cdot {V_w}^2 + 47{,}499 \cdot V_w + 368{,}1 \qquad \textbf{Équation 4.4}$$

$$\text{où} \begin{cases} H_w : \text{Niveau d'eau dans le réservoir (m)} \\ V_w : \text{Volume d'eau emmagasinée dans le réservoir } (\mathrm{Mm^3}) \end{cases}$$

La Figure 4.46 illustre la courbe d'emmagasinement de la digue Norvège modélisé dans PROBABREACH. L'emmagasinement initial considéré s'élève à 0,112 Mm^3 et est égal à la capacité maximale du réservoir.

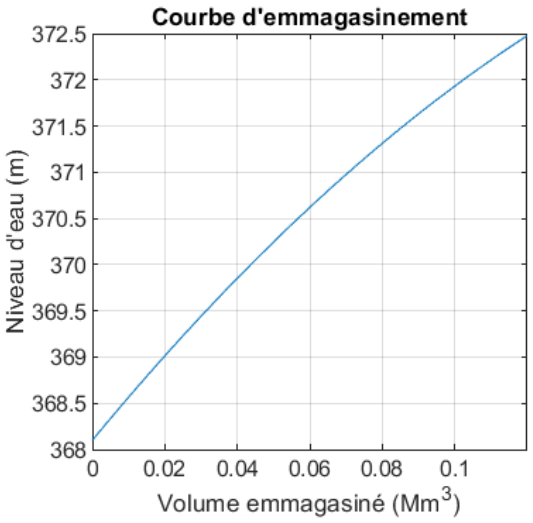


Figure 4.65 : Courbe d'emmagasinement de la digue Norvège Test site #1 (Lismanis, 2012)

4.7.3 Résultats du programme PROBABREACH (Version 1.0)

Les résultats du module générateur de variables aléatoires de la digue Norvège obtenue par le modèle probabiliste PROBABREACH pour un total de 10 itérations de Monte-Carlo composées chacune de 50 000 itérations sont présentés au Figure 4.66, Figure 4.67 et Figure 4.68.

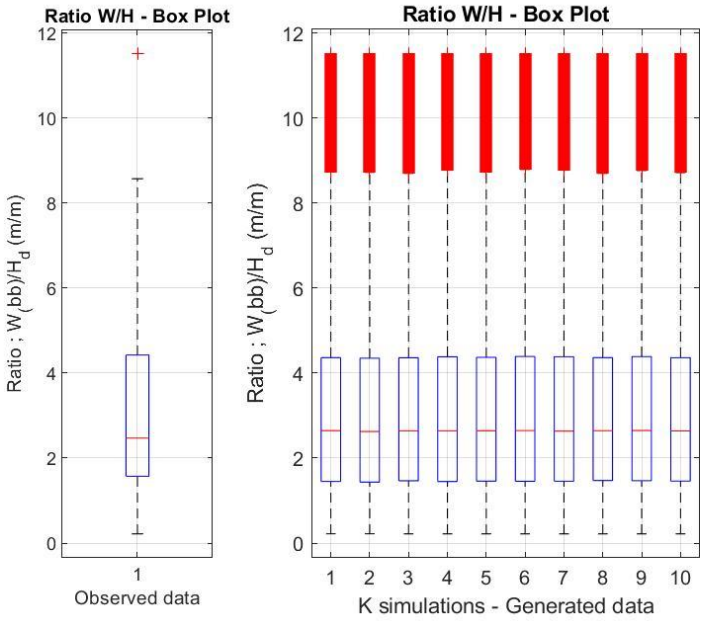


Figure 4.66 : Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations du ratio de la largeur à la base du la hauteur du barrage (W_bb/H_d) de la digue Norvège

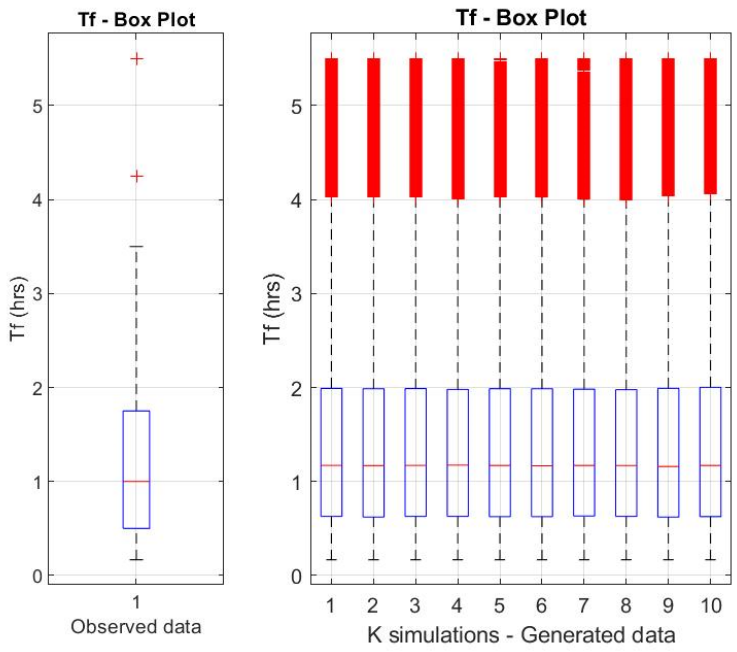


Figure 4.67: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) de la digue Norvège

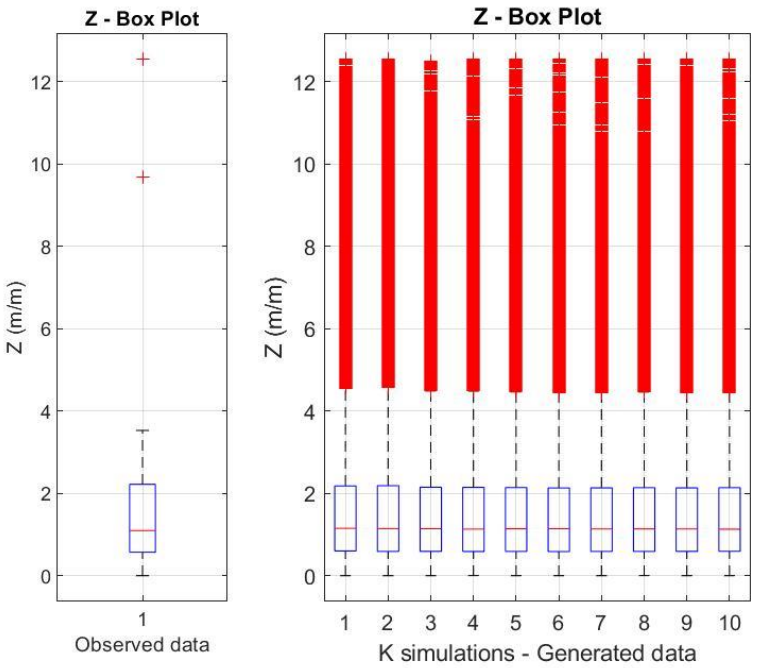


Figure 4.68: Résumé des échantillons générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 itérations de la pente des berges de la brèche de rupture finale (Z) de la digue Norvège

Pour chacune des itérations d'une simulation de Monte-Carlo, les paramètres de rupture standardisés générés aléatoirement sont jumelés indépendamment de manière à construire les 50 000 scénarios de rupture aléatoire permettant de traduire les hydrogrammes de ruptures probabilistes analysés pour l'ouvrage à l'étude. Les analyses fréquentielles permettant de traduire une fréquence d'apparition sur les hydrogrammes de rupture sont réalisées sur le débit de pointe. La Figure 4.69 suivante illustre les graphiques moustaches des 50 000 débits de pointe obtenus pour les 10 simulations de Monte-Carlo de la digue Norvège.

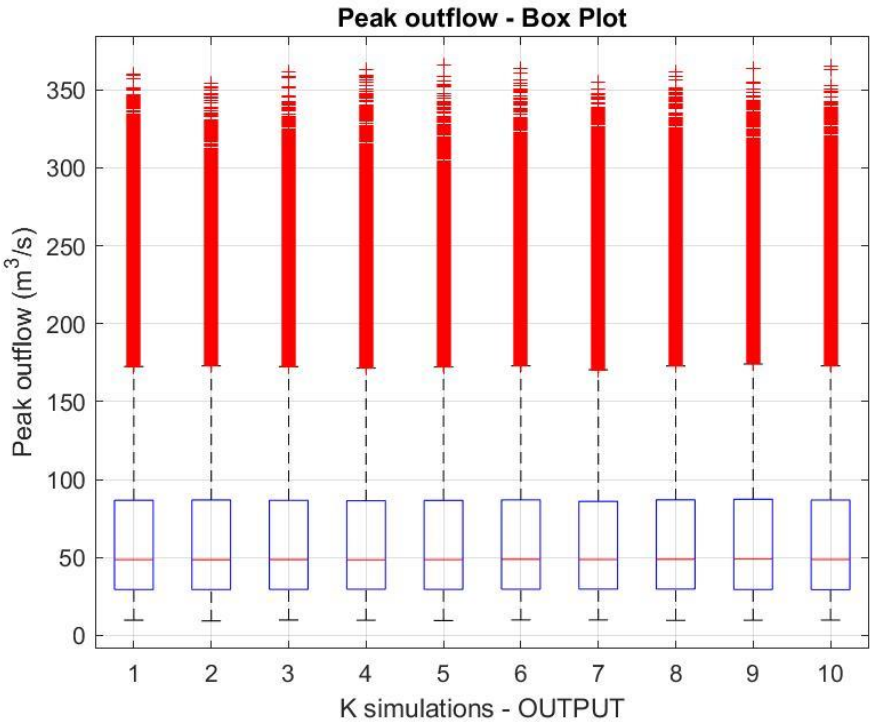


Figure 4.69 : Graphiques Moustaches des 50 000 débits de pointes générés aléatoirement pour les 10 simulations de Monte-Carlo de la digue Norvège

Tel qu'illustrés à la Figure 4.70 et Figure 4.71 l'erreur de convergence du modèle tend à se stabiliser au fil des simulations de Monte-Carlo et c'est pourquoi la dernière simulation de Monte-Carlo, soit la 10e dans cet exemple, afin de réaliser les analyses fréquentielles sur les débits et de générer les hydrogrammes probabilistes de la digue Norvège. L'erreur de convergence commise sur la moyenne pour la 10e simulation de Monte-Carlo tend vers une valeur de 0,04 $(m^3/s)^2$, soit de 0,2 m^3/s, alors que celle commise sur l'écart-type vers une valeur de 0,09 $(m^3/s)^2$, soit de 0,3 m^3/s.

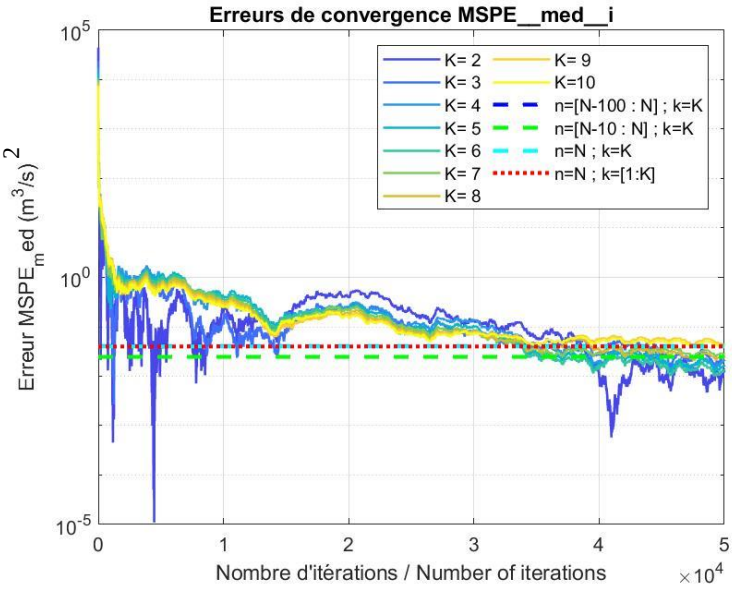


Figure 4.70 : Erreurs de converge sur la moyenne au fil de 50 000 itérations pour les 10 simulations de Monte Carlo réalisé sur la digue Norvège

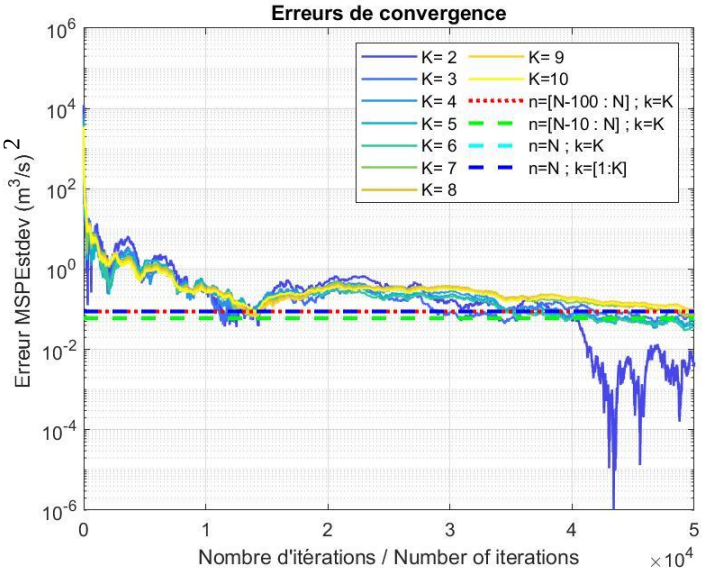


Figure 4.71 : Erreurs de converge sur l'écart-type au fil de 50 000 itérations pour les 10 simulations de Monte Carlo réalisé sur la digue Norvège

Les résultats statistiques des échantillons de paramètres de rupture obtenue par le générateur de scénarios de rupture aléatoire pour la 10e itération de Monte-Carlo, extrait du programme et renvoyé à l'utilisateur dans la boite de commande, sont résumés au Tableau 4.40, Tableau 4.41 et Tableau 4.42 pour chacun des paramètres de ruptures standardisés.

- **Résumé du générateur de variables aléatoires du ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W/bb/H_d) de rupture de la digue Norvège pour la 10e simulation de Monte-Carlo**
    - Erreur admise par le GNA sur la moyenne des échantillons : 15,00 %
    - Erreur Relative (%) commise sur la valeur moyenne: 2,12 %
    - Nombre d'itérations du GNA : 1

Tableau 4.40 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du ratio de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) de la digue Norvège (Test site #1)

Description statistique des échantillons	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Observés	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Générés
Moyenne	3,2417	3,1731
Médiane	2,4711	2,6385
Variance	6,5781	4,9771
Minimum	0,21786	0,21795
Maximum	11,52	11,518
Écart-type	2,5648	2,231

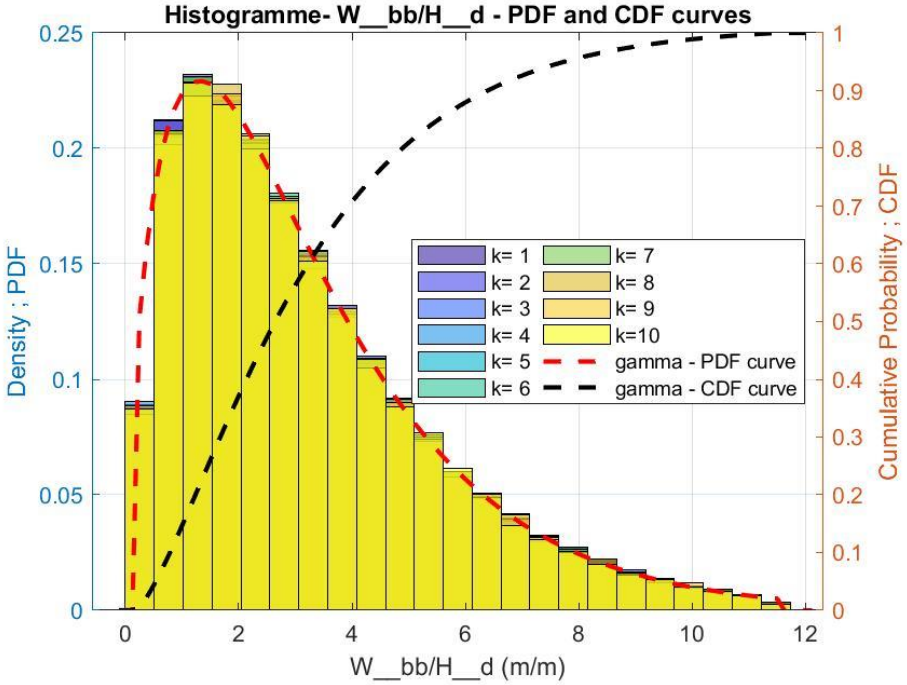


Figure 4.72 : Histogramme des ratios de la largeur à la base sur la hauteur du barrage (W_bb/H_d) généré aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Gamma pour la digue Norvège est les 10 simulations de Monte Carlo composées de 50 000 itérations

- **Résumé du générateur de variables aléatoires du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) pour la 10e simulation de Monte-Carlo**
    - Erreur admise par le GNA sur la moyenne des échantillons : 15,00 %
    - Erreur relative (%) commise sur la valeur moyenne: 5,37 %
    - Nombre d'itérations du GNA : 1

Tableau 4.41 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement du temps de formation de la brèche de rupture (Tf) de la digue Norvège (Test site #1)

Description statistique des échantillons	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Observés	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Générés
Moyenne	1,372	1,4456
Médiane	1	1,1702
Variance	1,6577	1,1096
Minimum	0,167	0,16705
Maximum	5,5	5,4992
Écart-type	1,2836	1,0534

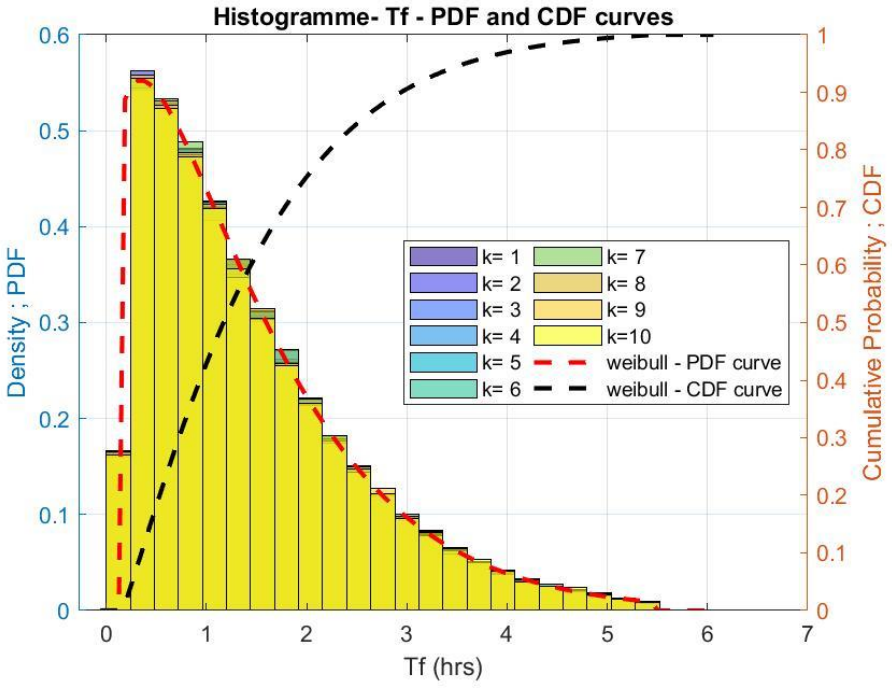


Figure 4.73 : Histogramme des temps de formation finale de la brèche de rupture (Tf) générés aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour la digue Norvège est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations

- **Résumé du générateur de variables aléatoires de la pente des berges de la brèche finale (Z) de rupture de la digue Norvège pour la 10e simulation de Monte-Carlo**
    - Erreur admise par le GNA sur la moyenne des échantillons : 15,00 %
    - Erreur relative (%) commise sur la Valeur moyenne: 12,07 %
    - Nombre d'itérations du GNA : 1

Tableau 4.42 : Résumé de la description statistique de l'échantillon de données historiques et de l'échantillon généré aléatoirement de la pente des berges finale de la brèche de rupture (Z) de la digue Norvège (Test site #1)

Description statistique des échantillons	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Observés	Ratio W_bb/H_d (m/m) - Générés
Moyenne	1,9569	1,7208
Médiane	1,095	1,1295
Variance	7,2409	3,3077
Minimum	0	0
Maximum	12,559	12,551
Écart-type	2,6909	1,8187

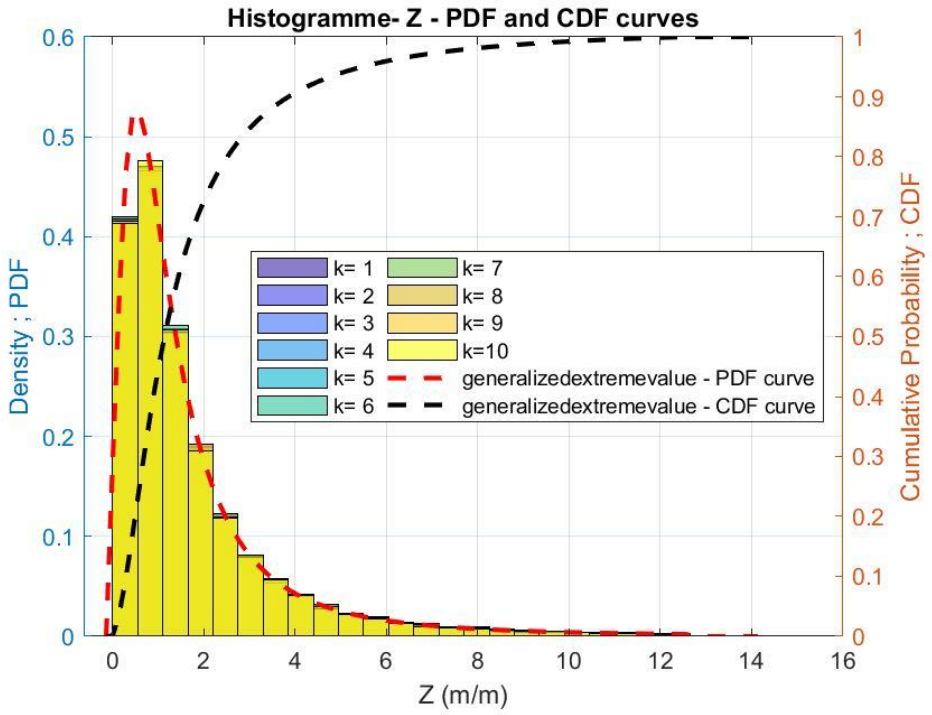


Figure 4.74 : Histogramme des pentes des berges de la brèche finale de rupture (Z) générée aléatoirement par le module générateur de variables aléatoires suivant la loi Weibull pour la digue Norvège est les 10 simulations de Monte-Carlo composées de 50 000 itérations

L'histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour 10 simulations de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants de la digue Norvège est illustré à la Figure 4.75.

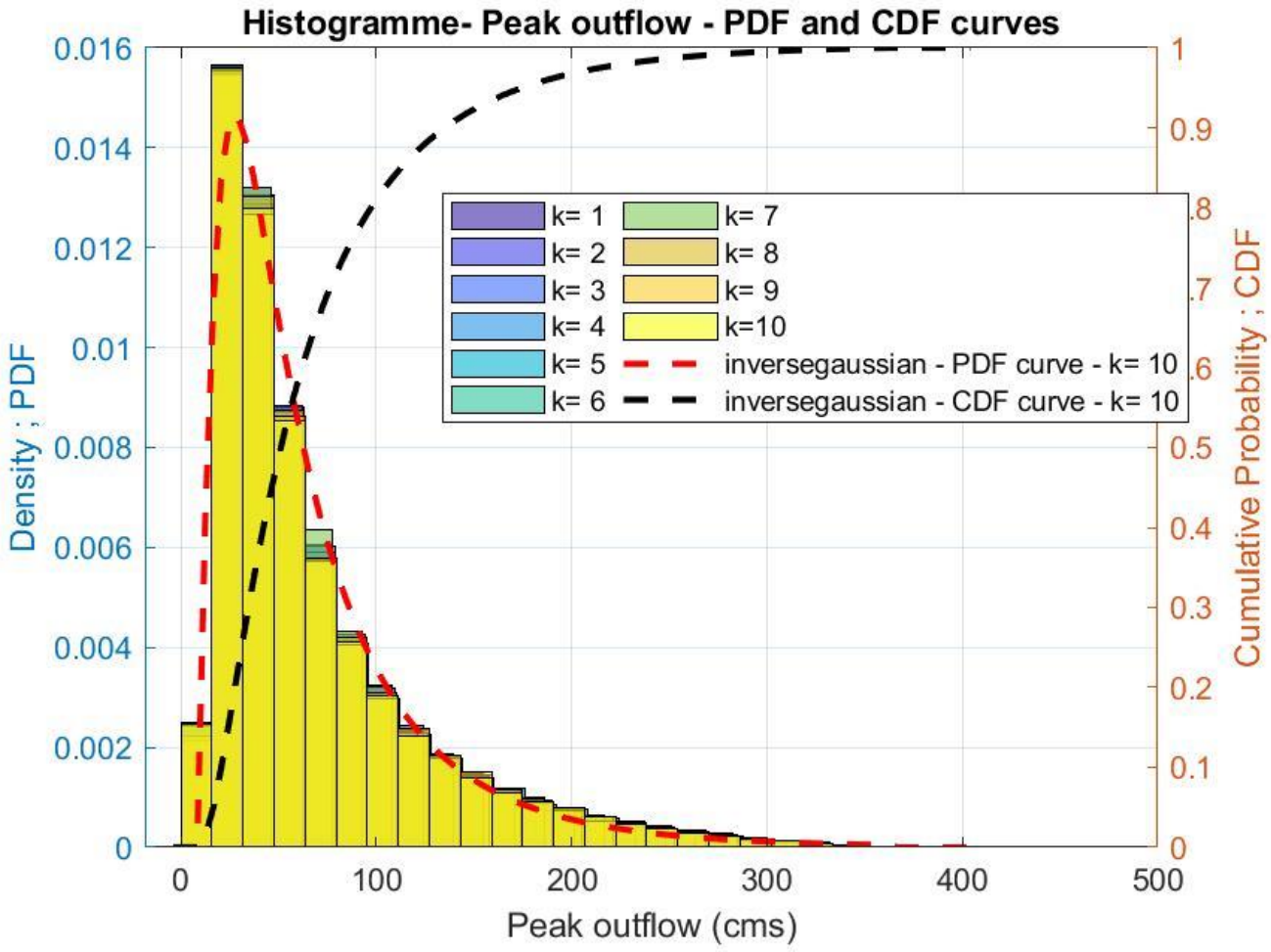


Figure 4.75 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour 10 simulations de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants de la digue Norvège.

L'histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifié pour la 10e simulation de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants de la digue Norvège utilisée pour le traçage des hydrogrammes de ruptures probabilistes est illustré à la Figure 4.76.

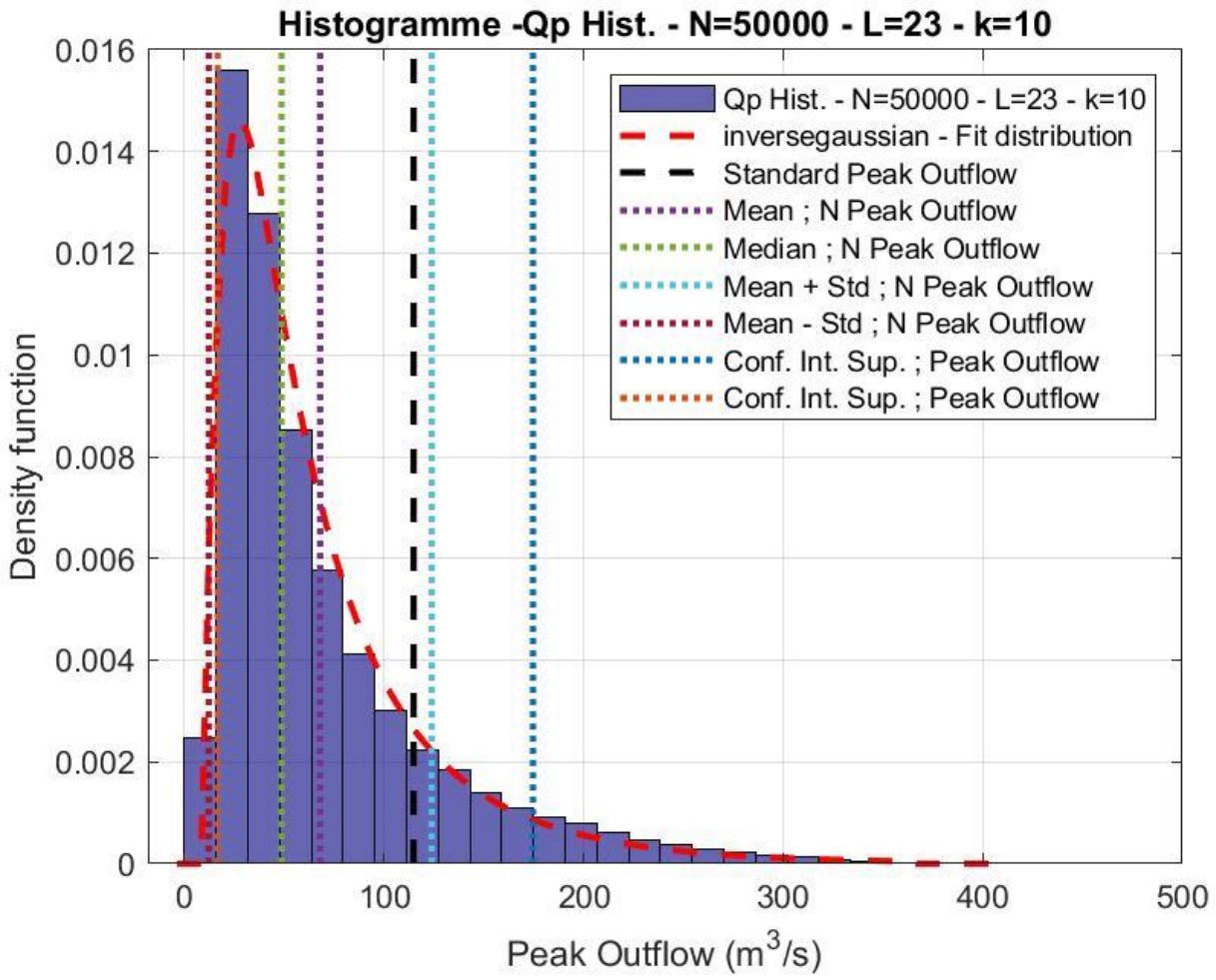


Figure 4.76 : Histogramme des débits de pointes simulés par le modèle déterministe simplifiés pour la 10e simulation de Monte-Carlo composée de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement et indépendants de la digue Norvège.

L'hydrogramme de rupture de la norme HQ-60-00-00 ainsi que les 23 hydrogrammes de ruptures probabilistes simulés pour une durée de 48 heures et un pas de temps de 1 minute pour la 10e simulation de Monte-Carlo composé de 50 000 scénarios de rupture générés aléatoirement sont illustrés à la Figure 4.77.

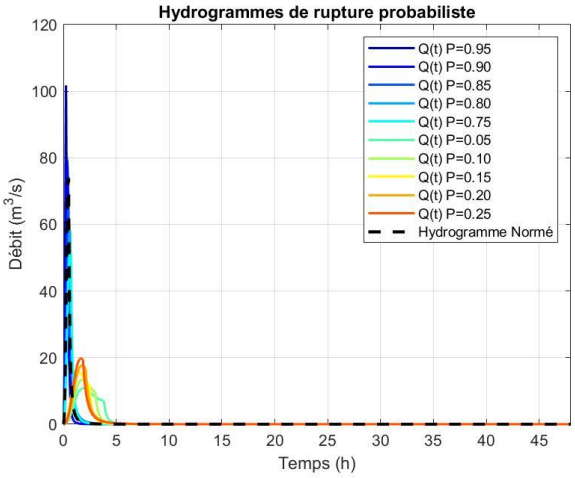


Figure 4.77 : Hydrogrammes probabilistes de rupture par submersion générée pour la digue Norvège

Le Tableau 4.43 résume les scénarios de rupture probabiliste standardisée et celui de la norme HQ-60-00-00 obtenue par le modèle PROBABREACH pour la digue Norvège – Test site #1.

Tableau 4.43 : Résumé des scénarios de rupture probabilistes standardisés générés par PROBABREACH pour la digue Norvège

	W_bb/H_d (m/m)	**Tf (hrs)**	**Z (m/m)**	**Q_pointe (m^3/s)**
P = 0.95	2,55	0,26	0,91	101,75
P= 0.90	10,64	0,50	2,55	79,54
P = 0.85	2,29	0,49	0,45	66,96
P= 0.80	3,02	0,64	0,16	58,26
P = 0.75	3,55	0,72	0,89	51,64
P= 0.05	4,33	3,85	0,41	10,79
P = 0.100	3,19	3,03	0,28	13,36
P= 0.15	3,02	2,46	2,35	15,58
P = 0.20	1,46	2,11	0,44	17,69
P= 0.25	1,34	1,86	0,47	19,77
Norme	**4**	**0,5**	**1**	114,9

Le Tableau 4.44 résume les résultats du traçage des hydrogrammes de rupture probabilistes, des hydrogrammes déterministes et de l'hydrogramme de rupture normé (HQ 60-00-00) de la digue Norvège.

Tableau 4.44 : Résumé des résultats du générateur d'hydrogrammes probabilistes de la digue Norvège (K=10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement)

ID intervalle	Borne inf. (m^3/s)	Borne sup. (m^3/s)	Count	Freq. App. (%)	Qp Moy int (m^3/s)	Borne Intervalle de confiance Inf. (m^3/s)	Borne Intervalle de confiance Sup. (m^3/s)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	QP_i (m^3/s)	Err. Rel. Abs. (%)
1	0	15,9	1965	3,93	13,865	13,83	13,90	0,337	5,3553	1,6427	9,8	29,32
2	15,9	31,8	12395	24,79	24,0571	24,01	24,11	1,688	3,7077	1,4476	15,9	33,91
3	31,8	47,7	10157	20,314	39,2343	39,18	39,29	1,394	1,7503	1,1365	31,8	18,94
4	47,7	63,6	6786	13,572	55,1226	55,05	55,19	2,151	1,1554	3,1599	47,7	13,47
5	63,6	79,5	4592	9,184	71,126	71,04	71,21	0,779	0,7744	1,8771	63,6	10,58
6	79,5	95,4	3272	6,544	87,1625	87,06	87,26	5,319	0,7174	9,3252	79,5	8,79
7	95,4	111,3	2404	4,808	102,8776	102,76	102,99	2,002	0,572	0,497	95,4	7,26
8	**111,3**	**127,2**	**1767**	**3,534**	**118,9308**	**118,80**	**119,07**	**2,819**	**0,498**	**0,9549**	**111,3**	**6,41**
9	**127,2**	**143,1**	**1465**	**2,93**	**134,716**	**134,57**	**134,86**	**5,700**	**0,4659**	**0,9545**	**127,2**	**5,56**
10	143,1	159	1099	2,198	150,649	150,82	150,82	2,073	0,3606	2,3468	143,1	5,01
11	**159**	**174,9**	**875**	**1,75**	**166,55**	**166,74**	**166,74**	**7,510**	**0,3789**	**1,0685**	**159,0**	**4,53**
12	**174,9**	**190,8**	**727**	**1,454**	**182,56**	**182,77**	**182,77**	**4,692**	**0,3307**	**0,1303**	**174,9**	**4,19**
13	190,8	206,7	622	1,244	198,29	198,51	198,51	3,272	0,2901	0,318	190,8	3,77
14	206,7	222,6	481	0,962	214,52	214,77	214,77	1,146	0,2286	4,3267	206,7	3,63
15	222,6	238,5	377	0,754	230,09	230,38	230,38	2,774	0,2356	0,616	222,6	3,24
16	238,5	254,4	308	0,616	246,16	246,47	246,47	1,712	0,1687	1,0889	238,5	3,10
17	254,4	270,3	219	0,438	262,28	262,67	262,67	3,917	0,2176	0,6052	254,4	2,99
18	270,3	286,2	173	0,346	277,72	278,13	278,13	4,767	0,2078	0,8643	270,3	2,66
19	286,2	302,1	132	0,264	293,80	294,33	294,33	7,128	0,197	7,1234	286,3	2,57
20	302,1	318	100	0,2	309,71	310,24	310,24	4,135	0,1788	2,3372	302,5	2,33
21	318	333,9	53	0,106	323,90	324,67	324,67	4,458	0,1729	0,4723	318,0	1,81
22	**333,9**	**349,8**	**26**	**0,052**	**340,05**	**341,02**	**341,02**	**5,571**	**0,1698**	**0,8779**	**334,3**	**1,68**
23	**349,8**	**365,7**	**5**	**0,01**	**356,86**	**360,47**	**360,47**	**11,416**	**0,1763**	**0,77**	**350,8**	**1,71**
Norme								**4**	**0,5**	**1**	**114,9**	
Lismanis (MIKE11, 2012)								**3,5**	**5,11**	**N\A**	**340,0**	
NRSC-SITES (FEMA 602, 2007)								**3,67**	**1,00**	**N\A**	**340,0**	
Lismanis (MIKE11, 2012) - Ajusté								**3,5**	**0,67**	**N\A**	**165,0**	
NRSC-SITES (FEMA 602, 2007) - Ajusté								**3,67**	**1,25**	**N\A**	**160,0**	

4.7.4 Superposition des hydrogrammes de rupture probabilistes, standardisé, mesuré et déterministe de la digue Norvège

En regard aux travaux de recherches disponibles dans la littérature et aux différentes études du projet IMPACT, il a été possible d'obtenir deux hydrogrammes de ruptures par submersion, le premier obtenu par l'entremise du modèle MIKE11 (Lismanis, 2012) et celui mesuré lors de l'essai contrôlé (FEMA 602, 2007) qui ont donc été superposés aux hydrogrammes probabilistes et à l'hydrogramme de rupture normé de la norme HQ 60-00-00, tel qu'illustrés à la Figure 4.78 suivante. Notez que l'hydrogramme déterministe modélisé par le modèle MIKE11 (Lismanis,2012) a été retenu puisque cette publication a également servi à fournir la courbe d'emmagasinement du réservoir modélisé dans PROBABREACH pour les simulations.

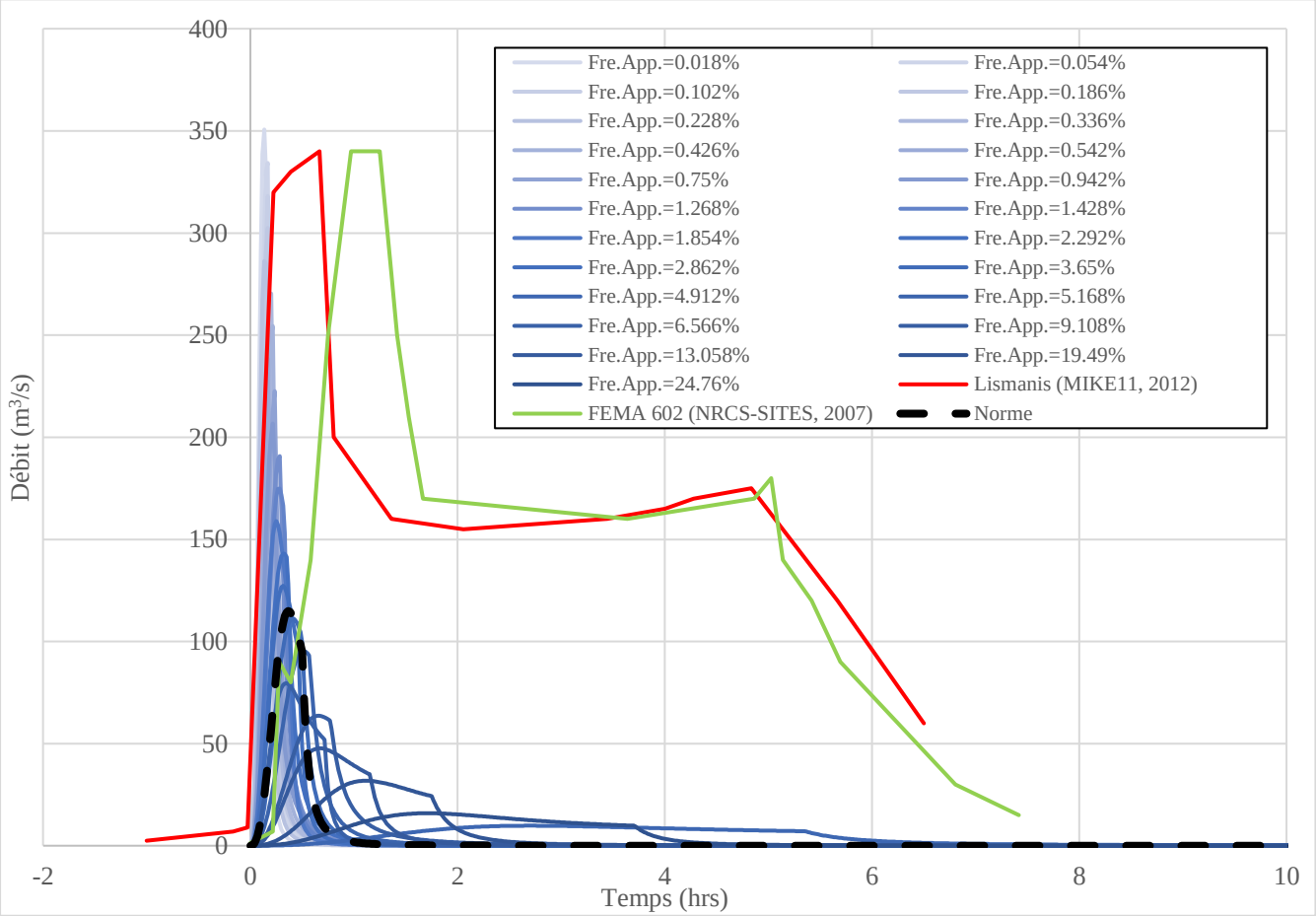


Figure 4.78 : Superposition des hydrogrammes probabilistes standardisés et déterministes de la digue Norvège (Projet IMPACT)

Sachant que les apports contrôlés du barrage Rossvatn situé en amont de la digue ont servi à l'expérience terrain réalisée c'est pourquoi il a été choisi d'ajuster les hydrogrammes déterministes de manière à capture uniquement le pic de l'hydrogramme de rupture et de fournir une comparaison plus « représentative » entre les hydrogrammes probabilistes, normés et déterministes adaptés de Lismanis (MIKE11, 2012) et l'hydrogramme mesuré adapté du rapport final du FEMA 602 (2007).

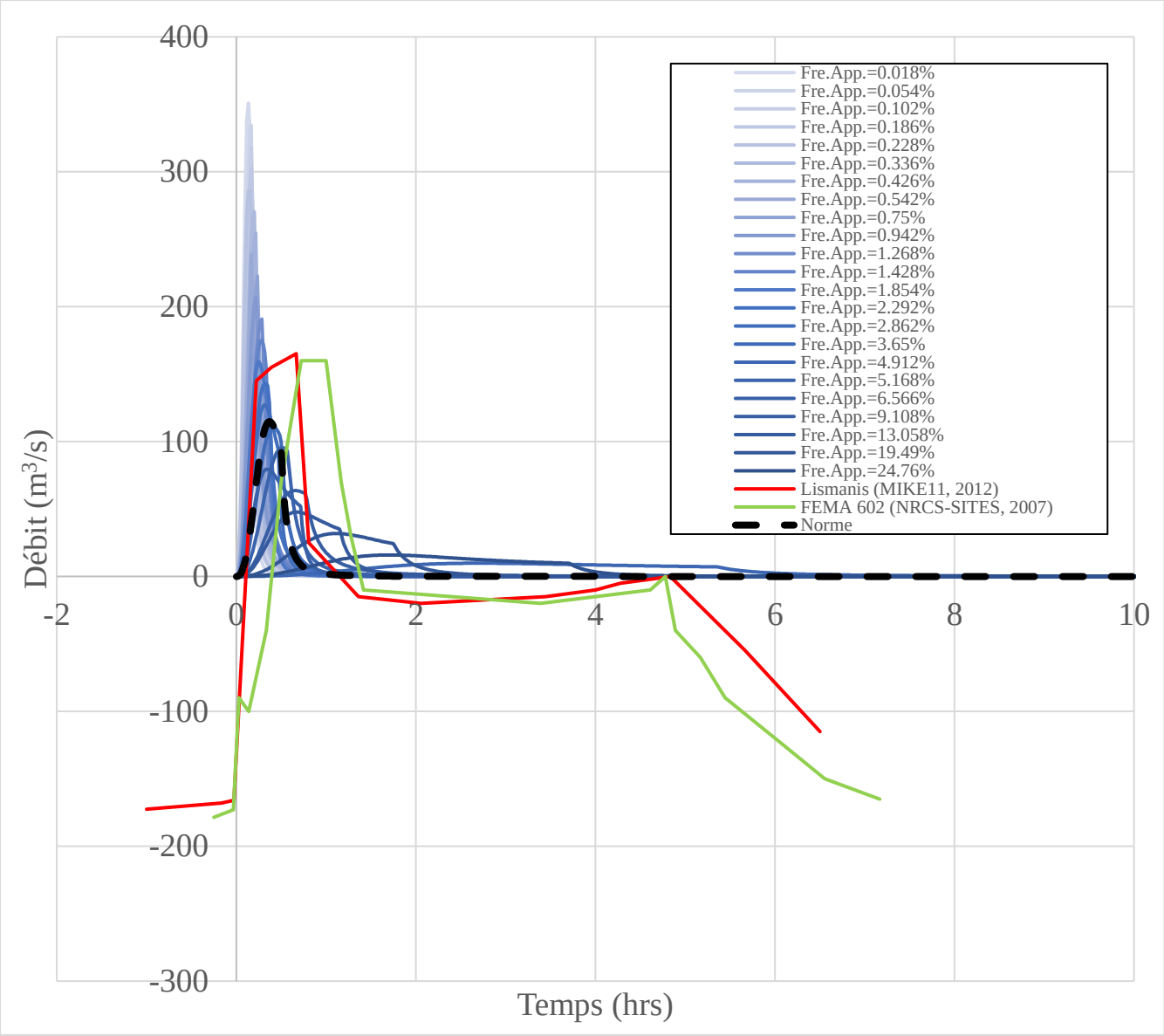


Figure 4.79 : Superposition des hydrogrammes probabilistes, standardisé et déterministes ajustés de la digue Norvège (Projet IMPACT)

4.7.5 Estimation du débit de pointe à l'aide des équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a) et Wahl (2004)

La section suivante présente les débits de pointe obtenus à l'aide des équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a, Table 4) et Wahl (2004, Table 1) pour la digue Norvège. Les intrants des équations ayant servi aux estimations sont listés ci-bas et les débits estimés sont résumés au Tableau 4.45 et Tableau 4.46.

- Hauteur de la retenue ; Hw : 6,0 m
- Volume d'eau emmagasiné ; Vw : 112 000 m^3
- Largeur de la crête ; Wavg : 2,0 m
- Hauteur du barrage ; Hb (m) : 6,0 m
- Longueur du barrage ; La : 36 m

Tableau 4.45 : Débits de pointe de la digue Norvège (Test site #1) estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Froehlich (2016a, Table 4)

Équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a, Table 4)	**Débit de pointe (m^3/s)**	**Remarque**
Kirkpatrick (1977)	124,8	Pour des valeurs dans le système impérial (SI), η = 0,3 m
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	287,9	
Costa (1985)	213,8	
SCS (1985)	156,1	Équation pour une hauteur d'eau Hw < 31,4m
Froehlich (1995)	1 037,0	
Webby (1996)	119,8	
Walder and O'Connor (1997)	161,6	
Thonton et al. (2011, Eq.1)	72,0	
Thonton et al. (2011, Eq.2)	130,5	
Thonton et al. (2011, Eq.3)	432,5	
Hooshyaripor et al. (2014)	56,0	
De Lorenzo and Machione (2014)	188,4	Pour une rupture par submersion où υe=0.07 m/s dans le SI
Azimi et al. (2015)	104,4	
Froehlich (2016a, Eq. 2)	97,6	Pour une rupture par submersion : • k_M = 1,85 • Hs=6,1m en SI units •

Tableau 4.45 : Débits de pointe de la digue Norvège (Test site #1) estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Froehlich (2016a, Table 4) (Suite)

Équations empiriques adaptées de Froehlich (2016a, Table 4)	**Débit de pointe (m^3/s)**	**Remarque**
Froehlich (2016a, Eq. 2) (Suite)		• k_H = (Hb/6,1)^(1/8), pour $H_b > H_s$=6,1m
Froehlich (2016a, Eq. 5)	22,2	Tel que : • Qpmax=80,9 m^3/s est estimé à l'aide de l'Éq.6 (Froehlich, 2016a) pour Hw ≤ Hb • Où une valeur de Bavg=16,9 m est estimée à l'aide de Eq.6 (Froehlich, 2016a), tel que pour une rupture par submersion k_M=1,3 et m=1. • Où une valeur de tf=1 126 sec est estimé à l'aide de l'équation 6 (Froehlich, 2016a) et considérant une valeur de α=0,000045 et de β=20,59089489 estimé à l'aide de l'équation 7 (Froehlich, 2016a).

Tableau 4.46 : Débits de pointe de la digue Norvège (Test site #1) estimé à l'aide des équations empiriques adaptés de Wahl(2004, Table 1)

Équation empirique adaptée de Froelich (2016a, Table 1)	**Débit de pointe (m^3/s)**	**Remarque**
SCS (1981)	456,8	
Hagen (1982)	442,7	où S= Emmagasinement est en m^3
Bureau of Reclamation (1982)	525,5	
Singh and Snorrason (1984)	396,1	
Singh and Snorrason (1984)	419,3	
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	956,1	
Costa (1985)	847,3	
Costa (1985)	274,9	
Costa (1985)	965,3	
Evans (1986)	341,5	

Les équations traduisant un débit de pointe supérieur à 1 000 m^3/s ont été éliminées (plus de 10 fois le débit de pointe normé, de 114,9 m^3/s, obtenus pour un pas de temps de 1 minute), soit celle

de Froehlich (1995) afin de fournir une comparaison entre les équations et le débit de pointe normé illustré à la Figure 4.80.

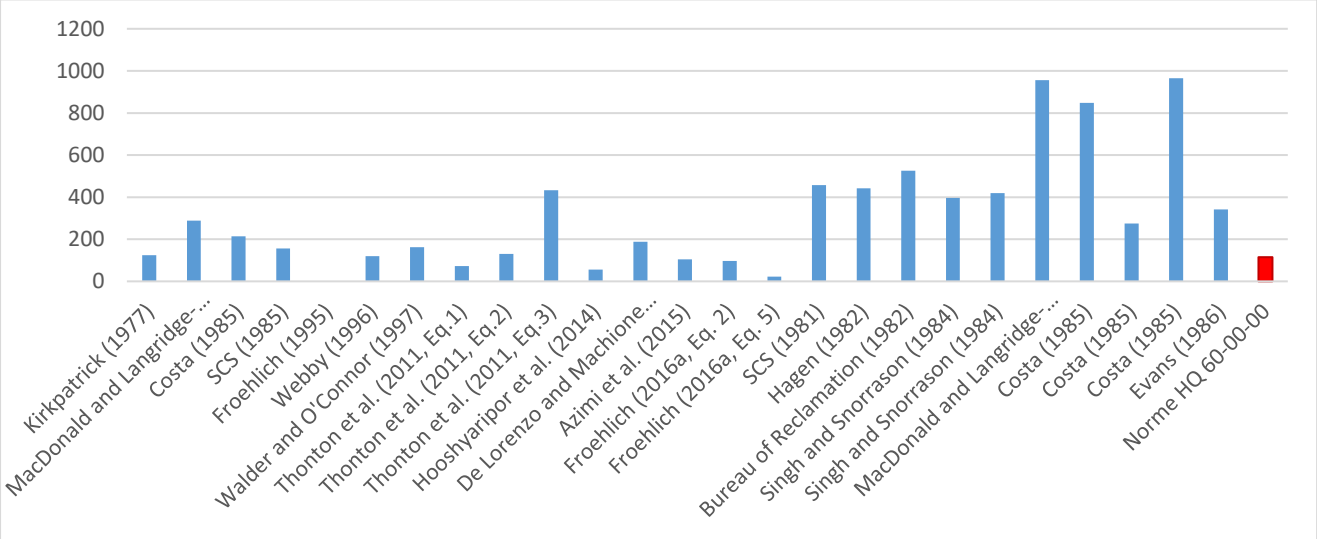


Figure 4.80 : Comparaison des débits de pointe empiriques adaptés de Froehlich (2016a) et Wahl (2004) et du débit de pointe normé obtenus pour la digue Norvège

4.7.6 Comparaison des débits de pointes probabilistes, empiriques et normé

Le Tableau 4.47 résume la description statistique des débits de pointe obtenus pour les hydrogrammes probabilistes standardisés obtenus via PROBABREACH (Tableau 4.44), l'hydrogramme normé (Tableau 4.44) et les débits de pointes empiriques adaptés de Froehlich (2016a) et Wahl (2004) du barrage Caribou.

Tableau 4.47 : Statistiques descriptives des débits de pointe probabilistes standardisés, empiriques et normé obtenus pour la digue Norvège (Test site #1)

Débit de point (m^3/s)	**Probabiliste standardisé**	**Équations Empiriques Froehlich (2016a) et Wahl (2004)**
Minimum	9,80	22,2
Maximum	350,75	1 037,0
Maximum ajusté	N/A	965,3
Moyen	175,42	353,2
Normé (HQ 60-00-00)	114,9	

*Excluant les débits de pointe supérieurs à 100 m^3/s.

Les résultats obtenus pour la digue Norvège (Test site #1) témoignent une fois de plus de la variabilité des résultats obtenus par l'entremise d'équations empiriques en comparaison avec celle obtenue par l'entremise des hydrogrammes probabilistes obtenus par l'entremise de PROBABREACH autour de la valeur normée de 114,9 m^3/s. En effet, au maximum le débit de pointe empirique obtenu traduit une valeur au moins 9 fois supérieure à la valeur normée obtenue par la norme HQ-60-00-00 et au minimum 5 fois inférieur. Dans le cas des débits de pointe probabiliste au maximum le débit de pointe maximal obtenu est 3 fois supérieur à la valeur normée et au minimum environ 12 fois inférieur à la valeur normée de la norme HQ 60-00-00. Au total, 10 équations empiriques traduisent des valeurs supérieures au débit de pointe « le plus critique » et probable statistiquement de 350,8 m^3/s.

Tel que surligné au Tableau 4.42, les résultats obtenus par l'entremise de PROBABREACH permettent également de rattacher une probabilité d'occurrence, une fréquence d'apparition relative, au scénario de rupture normée de la norme HQ 60-00-00 comprise entre 2,9 et 3,5%. En ce qui concerne le débit de pointe déterministe modélisé (Lismanis, 2012) et mesuré (FEMA 602, 2007) de 340 m^3/s, une fréquence d'apparition relative comprise entre 0,01 et 0,5% est obtenue par le modèle PROBABREACH. Le débit de pointe de pointe ajustée, soit corrigé de manière à considérer uniquement le pic de l'hydrogramme, d'environ 165 m^3/s, une fréquence d'apparition relative comprise entre 1,45 et 1,75% est obtenu par le modèle probabiliste.

Avant de pousser avantage la discussion sur les résultats de la digue Norvège, soulignons que les résultats et la modélisation du cas de digue Norvège permettent de mettre en lumière les principales limitations actuelles du programme qui devront être améliorées éventuellement soit :

- La prise en compte d'un hydrogramme entrant dans le réservoir et le module de laminage;
- La possibilité de définir une courbe d'emmagasinement par des points (via un chiffrier Excel par exemple) plutôt qu'une courbe de régression.

En effet, en considérant le volume « manquant » non pris en compte dans les résultats de probabiliste il est possible d'anticiper une meilleure capture des hydrogrammes mesuré et déterministe auxquels sont comparés les hydrogrammes probabilistes et normé obtenus par PROBABREACH.

4.8 Comparaison des résultats obtenus pour les cas d'applications

Tel que résumé pour chacun des cas d'application modélisés la principale nouveauté du modèle probabiliste PROBABREACH consiste au traçage d'un éventail d'hydrogramme probabiliste standardisé permettant de non seulement rattacher une probabilité d'apparition à l'hydrogramme de rupture normée de la norme considérée, mais également de fournir un éventail de scénario de rupture aléatoire standardisé. Les résultats obtenus ouvrent ainsi la voie à une potentielle réforme et/ou discussion quant à la formulation et/ou l'analyse de l'hydrogramme de rupture dans le cadre d'étude de sécurité de barrage en pratique permettant l'obtention de carte d'inondation fournissant non plus un seul scénario de rupture considérée comme le « plus critique », mais au traçage de zone d'inondation traduisant différentes probabilités d'occurrence.

Bien que conformément à la Loi sur la sécurité des barrages du Québec les ouvrages à faible contenance et les petits barrages des études de sécurité de barrages ne soient pas requis (Publications Québec, 2022), le cas d'application du barrage Caribou et du barrage Clair démontre que pour ces « petits » ouvrages il est aisément possible de traduire avec 50 000 itérations (et donc un faible temps de calcul) un éventail de scénario de rupture répondant au critère de convergence sur la moyenne et l'écart type. Les résultats permettent également de démontrer l'éventail plus étroit des hydrogrammes probabilistes de rupture obtenus (pour de « petits » ouvrages) entourant l'hydrogramme de rupture normé considéré, dans ce cas-ci celui de la norme HQ 60-00-00 d'Hydro-Québec.

Conformément à la Loi sur la sécurité des barrages du Québec, en regard à la hauteur de la digue Norvège de 6 m (supérieure à 2,5 m), et à la capacité du réservoir créé en amont de cet ouvrage, évalué à 112 Mm^3(supérieure à 30 Mm^3), il est possible de classifier cet ouvrage comme un barrage à Forte Contenance. Dans cet ordre d'idée, en comparant le cas de la digue Norvège à celui de la digue Ouiqui, tous deux à « Forte Contenance », il est possible de souligner que contrairement à la digue Ouiqui avec un nombre d'itérations de 50 000 itérations et 10 simulations de Monte-Carlo, le modèle probabiliste PROBABREACH fournit un éventail d'hydrogramme de rupture probabiliste répondant aux critères de convergence sur la moyenne et l'écart-type et un éventail réaliste d'hydrogrammes probabilistes. Le cas de la digue Norvège permet de mettre en évidence que bien que le scénario normé s'avère parmi les plus probables statistiquement, les hydrogrammes

déterministes soulignent la possibilité d'observer des hydrogrammes plus critiques en réalité, et ce, indépendamment des incertitudes de modélisations (apport négligé).

Pour le cas de la digue Ouiqui, des analyses de sensibilités sur différents paramètres du modèle ont été réalisées afin notamment d'ouvrir la discussion, mais surtout d'évaluer le gain en termes de précision sur les fréquences d'apparition rattachée à l'hydrogramme de rupture normée et l'augmentation du nombre d'itérations (N) en vue de faire respecter les critères de convergence sur la moyenne et l'écart-type. Soulignons qu'au-dessus de 400 000 itérations le temps de calcul du modèle probabiliste afin de traduire les hydrogrammes de rupture probabiliste s'élèvent à plus d'une journée de calculs et requièrent un mémoire considérable dans l'ordinateur qui exécute les calculs. À titre indicatif, notez également que le nombre de lignes maximales dans un fichier « csv » s'élève à 1 048 576 lignes limitant par le fait même le nombre d'itérations par simulation de Monte-Carlo pouvant être ensuite analysé.

Une analyse de sensibilité sur les paramètres de rupture permettant de mettre en évidence l'influence de considérer un seul paramètre de rupture comme aléatoire et les autres fixes serait intéressante afin de mettre en évidence l'influence des incertitudes de chaque paramètre de rupture sur les hydrogrammes probabilistes obtenus. Bien qu'elle n'ait pas été réalisée dans le cadre de cette thèse est demeure envisagée par l'auteure et pertinente pour la mise en pratique. En regard aux résultats obtenus et décrits aux précédentes sections, soulignons que le ratio W_{BB}/H_D semble être pour tous les cas confondus la variable de contrôle. Pour les ouvrages à Forte contenance la pente des berges traduisant une variabilité plus importante entre les scénarios probabilistes tend à être la seconde variable de contrôle. Cette analyse préliminaire semble cohérente avec le fait que plus les dimensions de la brèche sont importantes plus le débit de pointe sera grand. Le temps de formation n'aura comme influence que de retarder l'apparition du débit de pointe et influera davantage lors de la modélisation de l'onde de crue en avale.

Dans tous les cas d'application, c'est l'éventail plus représentatif et moins variables des scénarios de ruptures, notamment du débit de pointe et surtout la fréquence d'apparition relative, qui témoigne de la portée et de la pertinence de cette approche probabiliste en comparaison aux approches empiriques. Les résultats illustrent ainsi l'intérêt d'orienter une stratégie normalisée vers une combinant l'approche normée actuelle (empirique) et l'ajout d'au moins deux (2) scénarios probabilistes en vue du traçage des cartes d'inondation notamment.

4.8.1 Analyse des débits de pointe adimensionnels

Afin de fournir une analyse permettant une transposition des résultats obtenus pour les trois ouvrages d'Hydro-Québec étudiés dans le cadre de cette thèse, l'analyse des fréquences d'apparition cumulée des débits de pointes adimensionnels de chaque cas (des ratios débits de pointe probabilistes sur le débit de pointe normé) est présentée dans cette section. Le résumé des fréquences d'apparition cumulée des hydrogrammes probabilistes et des débits de pointes adimensionnels des trois cas d'ouvrages du Québec dérivés des Tableau 4.12, Tableau 4.21 et Tableau 4.30 sont présentés au Tableau 4.48 suivant.

Tableau 4.48 : Résumé des fréquences d'apparition cumulée des hydrogrammes probabilistes des débits de pointes adimensionnels

ID intervalle	Digue Ouiqui - Forte Contenance		Barrage Clair - Faible Contenance		Barrage Caribou - Petit Barrage	
	Qp_i / Qp_normé	Fréq. App. Cumm. %	Qp_i / Qp_normé	Fréq. App. Cumm. %	Qp_i / Qp_normé	Fréq. App. Cumm. %
1	0,049	1,5327	0,049	0,750	0,051	0,528
2	0,171	10.8689	0,146	7,194	0,136	5,962
3	0,343	25.5979	0,293	18,666	0,272	17,312
4	0,514	41.4776	0,439	32,420	0,409	33,158
5	0,686	56.0215	0,585	46,270	0,545	49,044
6	0,857	68.1765	0,731	59,014	0,681	62,706
7	**1,028**	**77.6882**	0,878	69,858	0,817	73,650
8	1,200	84.8207	**1,024**	**78,316**	0,953	81,578
9	1,371	90.0166	1,170	84,776	**1,089**	**87,498**
10	1,543	93.6811	1,316	89,702	1,225	91,604
11	1,714	96,198	1,463	93,232	1,361	94,480
12	1,885	97,8368	1,609	95,628	1,498	96,318
13	2,057	98,8617	1,756	97,234	1,634	97,592
14	2,228	99,4412	1,902	98,336	1,771	98,488
15	2,400	99,7275	2,049	99,024	1,906	99,076
16	2,571	99,8616	2,194	99,496	2,042	99,492
17	2,743	99,9324	2,341	99,752	2,178	99,742
18	2,914	99,9655	2,488	99,860	2,315	99,858
19	3,086	99,9836	2,633	99,936	2,451	99,924
20	3,259	99,9939	2,792	99,964	2,587	99,958
21	3,428	99,9979	2,928	99,986	2,725	99,982
22	3,612	99,9991	3,087	99,994	2,889	99,990
23	**3,780**	**100**	**3,251**	**100**	**3,027**	**100**

Les courbes des fréquences d'apparition cumulée des débits de pointe adimensionnels décrits au Tableau 4.48 sont illustrés à la Figure 4.81.

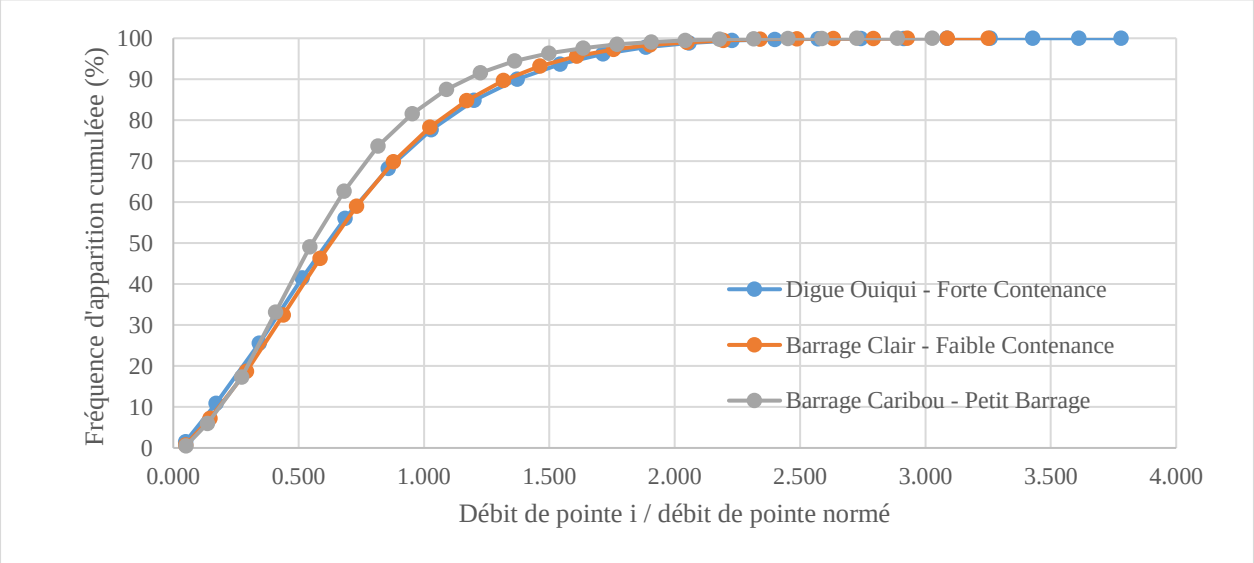


Figure 4.81 : Courbes des fréquences d'apparition cumulée des débits de pointe adimensionnels

En regard aux résultats résumés au Tableau 4.48, il possible de mettre en évidence que la fréquence d'apparition cumulée (probabilité d'apparition) du débit de pointe normé (débit de pointe adimensionnel égale à 1) augmente plus l'ouvrage est « petit ». Il est dès lors possible de renforcer le niveau de confiance envers le scénario normé pour les petits ouvrages et souligne la nécessité d'élargir l'éventail de scénario normé pour les ouvrages à forte de contenance. Les résultats résumés au Tableau 4.48 permettent également de mettre en évidence l'augmentation du débit de pointe adimensionnel pour les ouvrages à forte contenance. Il est donc possible de déduire que l'éventail des scénarios de rupture plus critique qu'à celui de la norme est plus nombreux et plus critique pour les ouvrages à forte contenance. Ces résultats soulignent une fois de plus la criticité et l'intérêt d'évaluer des scénarios « plus critique » pour les ouvrages à forte contenance assujettis à la Loi sur la sécurité des barrages du Québec. En regard à la Figure 4.81, outre le débit de pointe adimensionnel maximal obtenu entre l'ouvrage à Forte Contenance et celui à Faible Contenance, il est intéressant de souligner que la courbe des fréquences d'apparition cumulée entre ces deux ouvrages est consistante l'une avec l'autre. Un décalage traduisant une probabilité d'occurrence plus grande des valeurs de débits de pointe adimensionnels est obtenu pour les petits barrages en comparaison avec à l'ouvrage de Forte Contenance (donc un niveau de confiance plus grand pour les « petits ouvrages ».

CHAPITRE 5 ANALYSES DE SENSIBILITÉ

La section suivante présente les analyses de sensibilités réalisées sur le pas de temps (dt) de l'hydrogramme probabilistes considérés, le nombre d'itérations (N) ainsi que le nombre de simulations (K) de Monte-Carlo sur les hydrogrammes probabilistes générés par le modèle PROBABREACH. La digue Ouiqui, classée comme ouvrage à forte contenance, a été choisie en regard à sa sensibilité au paramètre testé. Notez que pour les autres cas testés avec un nombre de 50 000 itérations une erreur de convergence de zéro est aisément obtenue contrairement au cas de la digue Ouiqui, ce qui s'explique en regard à la taille du réservoir.

Cette section a été orientée afin de tester les limites et la paramétrisation du programme. Une analyse de sensibilité sur chaque paramètre de brèche permettant d'analyse sur influence respective demeure envisagée et pertinente.

5.1 Influence du pas de temps sur les hydrogrammes probabilistes générés

La section suivante présente les résultats de l'influence du pas de temps considérés sur les hydrogrammes probabilistes générés par le modèle PROBABREACH pour une simulation de 48 heures, 10 simulations de Monte-Carlo composé de 50 000 scénarios de ruptures générés aléatoirement. Le Tableau 5.1 et le

Tableau 5.2 résument les fréquences d'apparition relative obtenues et les débits de pointe obtenus pour ceux-ci des 6 pas de temps étudiés ainsi que le débit de pointe standardisée des Figure 5.1 à Figure 5.6.

Tableau 5.1 : Résumé des fréquences d'apparition relative et des débits de pointe des 23 intervalles ayant servi au traçage des hydrogrammes probabiliste de la digue Ouiqui pour un pas de temps de 10 secondes, 30 secondes et 40 secondes.

ID intervalle	N=50000-dt=10sec		ID intervalle	N=50000-dt=30sec		ID intervalle	N=50000-dt=40sec	
	Freq. App. (%)	QP_i (m^3/s)		Freq. App. (%)	QP_i (m^3/s)		Freq. App. (%)	QP_i (m^3/s)
1	1,254	568	**1**	1,422	604	**1**	1,362	599
2	8,234	1 751	**2**	8,916	1 810	**2**	9,002	1 820
3	13,382	3 500	**3**	13,88	3 620	**3**	14,41	3 640
4	14,9	5 250	**4**	15,768	5 430	**4**	15,424	5 460
5	13,992	7 000	**5**	14,208	7 240	**5**	14,314	7 280
6	12,364	8 750	**6**	12,246	9 050	**6**	12,256	9 100
7	9,91	10 500	**7**	9,582	10 860	**7**	9,454	10 921
8	7,708	12 251	**8**	7,32	12 670	**8**	7,338	12 741
9	5,832	14 001	**9**	5,53	14 482	**9**	5,334	14 560
10	4,268	15 750	**10**	3,87	16 290	**10**	3,882	16 381
11	2,924	17 500	**11**	2,706	18 103	**11**	2,598	18 200
12	1,95	19 250	**12**	1,826	19 911	**12**	1,758	20 020
13	1,374	21 002	**13**	1,208	21 723	**13**	1,206	21 842
14	0,928	22 752	**14**	0,7	23 532	**14**	0,742	23 661
15	0,484	24 504	**15**	0,392	25 348	**15**	0,434	25 486
16	0,224	26 273	**16**	0,224	27 158	**16**	0,24	27 303
17	0,114	28 050	**17**	0,074	28 996	**17**	0,122	29 139
18	0,072	29 780	**18**	0,052	30 794	**18**	0,062	30 946
19	0,042	31 644	**19**	0,04	32 647	**19**	0,022	32 769
20	0,016	33 355	**20**	0,018	34 467	**20**	0,012	34 721
21	0,018	35 100	**21**	0,002	36 722	**21**	0,016	36 532
22	0,004	36 926	**22**	0,012	38 069	**22**	0,004	38 267
23	0,006	38 699	**23**	0,004	40 988	**23**	0,008	40 121
Norme		**10 793**	**Norme**		**10 926**	**Norme**		**10 926**

Tableau 5.2 : Résumé des fréquences d'apparition relative et des débits de pointe des 23 intervalles ayant servi au traçage des hydrogrammes probabiliste de la digue Ouiqui pour un pas de temps de 60 secondes, 120 secondes et 300 secondes.

ID interv alle	N=50000-dt=60sec		ID interv alle	N=50000-dt=120sec		ID interv alle	N=50000-dt=300sec	
	Freq. App. (%)	Débit de pointe (m^3/s)		Freq. App. (%)	Débit de pointe (m^3/s)		Freq. App. (%)	Débit de pointe (m^3/s)
1	2,036	550	**1**	0,784	519	**1**	0,82	519
2	11,192	2 020	**2**	6,476	1 574	**2**	6,666	1 591
3	16,208	4 041	**3**	11,294	3 140	**3**	11,562	3 181
4	16,87	6 060	**4**	13,416	4 710	**4**	13,574	4 770
5	14,802	8 080	**5**	13,264	6 280	**5**	13,434	6 360
6	11,794	10 100	**6**	12,004	7 850	**6**	12,078	7 950
7	8,564	12 120	**7**	10,36	9 420	**7**	10,316	9 540
8	6,428	14 141	**8**	8,542	10 990	**8**	8,39	11 130
9	4,302	16 160	**9**	6,57	12 560	**9**	6,47	12 721
10	3,028	18 180	**10**	5,11	14 131	**10**	5,052	14 311
11	2,04	20 201	**11**	3,866	15 701	**11**	3,782	15 900
12	1,222	22 223	**12**	2,872	17 270	**12**	2,724	17 491
13	0,682	24 244	**13**	1,87	18 841	**13**	1,822	19 080
14	0,416	26 274	**14**	1,444	20 414	**14**	1,344	20 672
15	0,188	28 284	**15**	0,858	21 987	**15**	0,818	22 265
16	0,12	30 341	**16**	0,616	23 563	**16**	0,584	23 857
17	0,046	32 401	**17**	0,308	25 120	**17**	0,268	25 473
18	0,028	34 351	**18**	0,166	26 698	**18**	0,146	27 036
19	0,018	36 505	**19**	0,09	28 265	**19**	0,072	28 637
20	0,006	38 857	**20**	0,04	29 988	**20**	0,032	30 321
21	0,004	41 186	**21**	0,03	31 484	**21**	0,03	31 821
22	0,004	43 832	**22**	0,008	33 088	**22**	0,01	33 434
23	0,002	46 390	**23**	0,012	34 972	**23**	0,006	35 323
Norme		**10 678**	**Norme**		**10 692**	**Norme**		**10 733**

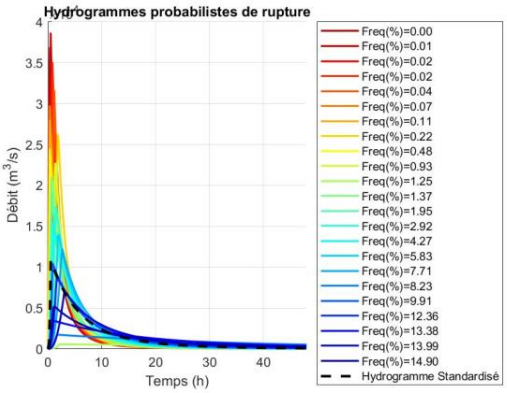


Figure 5.1 : GHP(N=50000,K=10,durée=48h) -Pour un pas de temps de 10 secondes

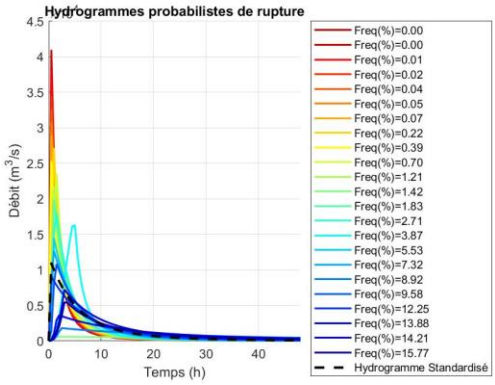


Figure 5.2 : GHP(N=50000,K=10,durée=48h) -Pour un pas de temps de 30 secondes

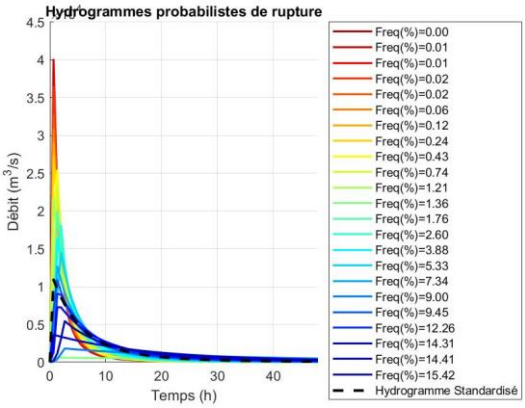


Figure 5.3 : GHP(N=50000,K=10,durée=48h) -Pour un pas de temps de 40 secondes

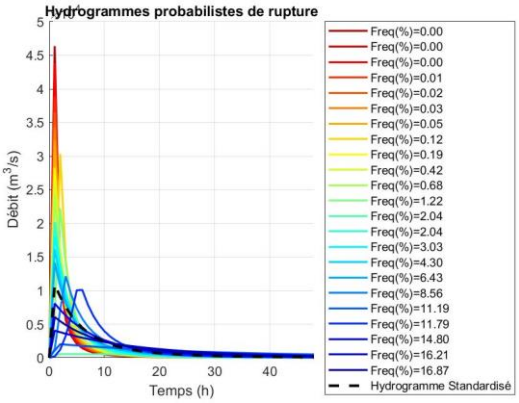


Figure 5.4 : GHP(N=50000,K=10,durée=48h) -Pour un pas de temps de 60 secondes

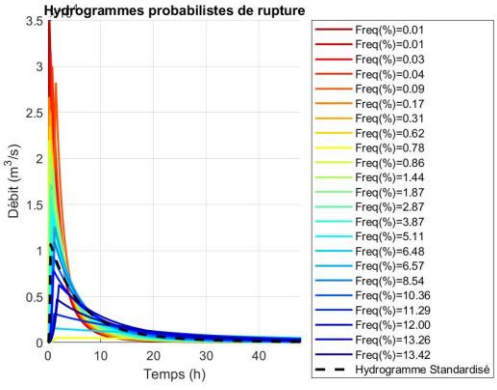


Figure 5.5 : GHP(N=50000,K=10,durée=48h) -Pour un pas de temps de 120 secondes

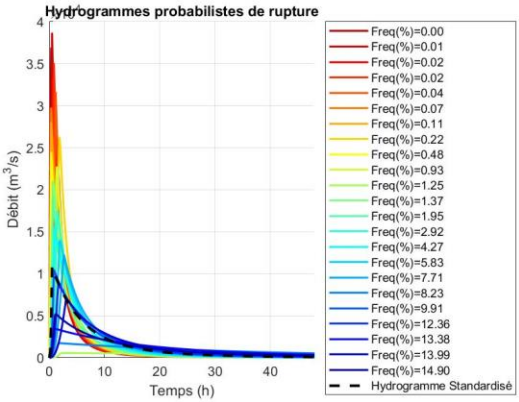


Figure 5.6 : GHP(N=50000,K=10,durée=48h) -Pour un pas de temps de 300 secondes

Le Tableau 5.3 résume l'influence du pas de temps sur l'erreur de convergence de la moyenne et de l'écart-type obtenu pour les six pas de temps testés sur la digue Ouiqui des 50 0000 itérations de 10 simulations de Monte-Carlo d'une durée de 48 heures.

Tableau 5.3 : Résumé de l'influence du pas de temps sur l'erreur de convergence sur la moyenne et l'écart-type pour 50000 itérations et 10 simulations de Monte-Carlo réalisés sur la digue Ouiqui.

Pas de temps (sec)	**Erreur de convergence sur la moyenne (m^3/s)**	**Erreur de convergence sur l'écart-type (m^3/s)**
10	36,36	18,35
30	25,23	22,80
40	28,69	23,27
60	24,33	**17,20**
120 (2 min)	19,08	33,15
300 (5 min)	19,14	33,28
600 (10 min)	**19,03**	32,77
900 (15 min)	19,33	33,85

5.2 Influence du nombre d'itérations (N) sur les hydrogrammes probabilistes de rupture

La section suivante présente les résultats de l'analyse d'influence du nombre d'itérations composant les simulations de Monte-Carlo sur les 23 hydrogrammes de rupture probabiliste générés. Les hydrogrammes de ruptures par submersion de la digue Ouiqui obtenus pour 100 000, 200 000, 300 000, 400 000, 500 000, 600 000, 700 000, 800 000, 900 000 et 1 000 000 itérations de 10 simulations de Monte-Carlo, d'une durée de 48 heures et un pas de temps de 10 minutes, sont illustrés aux Figure 5.7 et Figure 5.16.

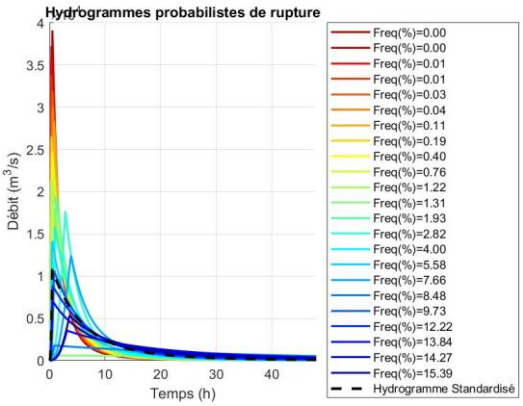


Figure 5.7 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=100 000)

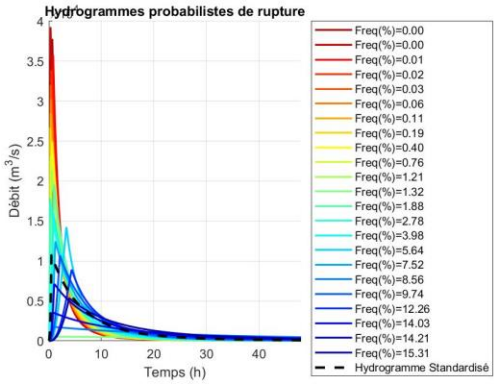


Figure 5.8 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=200 000)

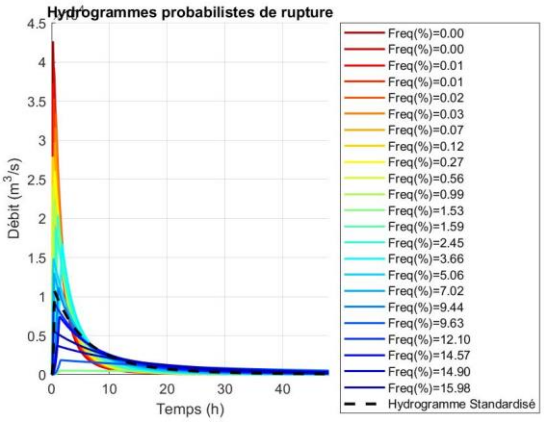


Figure 5.9 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=300 000)

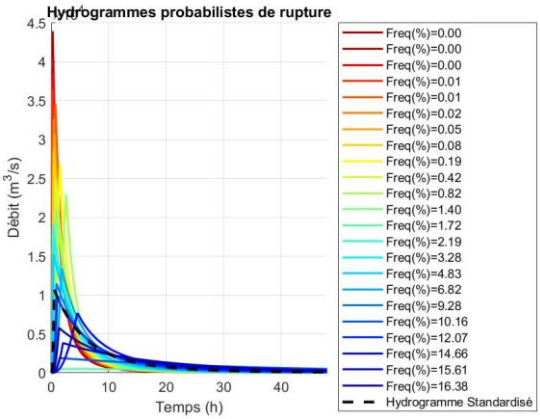


Figure 5.10 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=400 000)

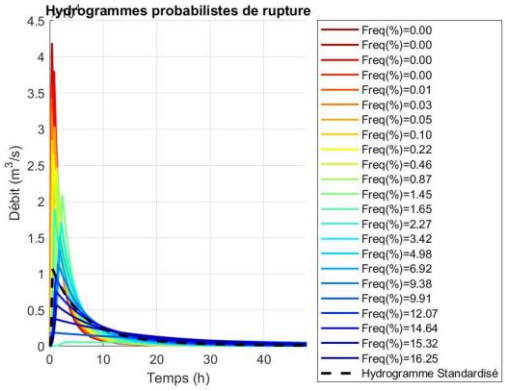


Figure 5.11 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=500 000)

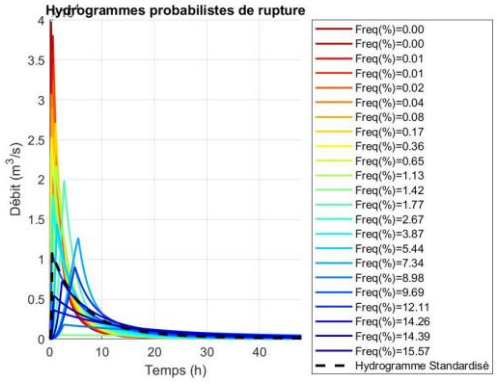


Figure 5.12 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=600 000)

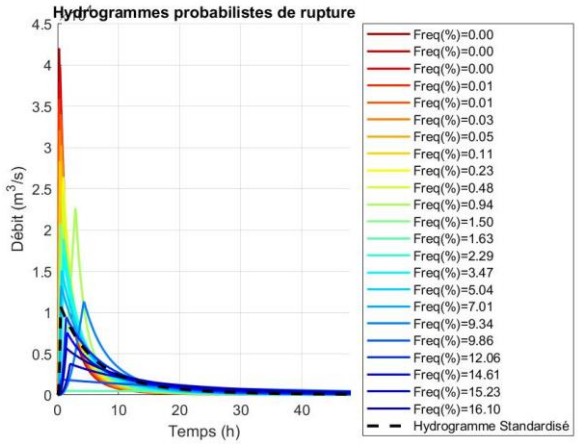


Figure 5.13 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=700 000)

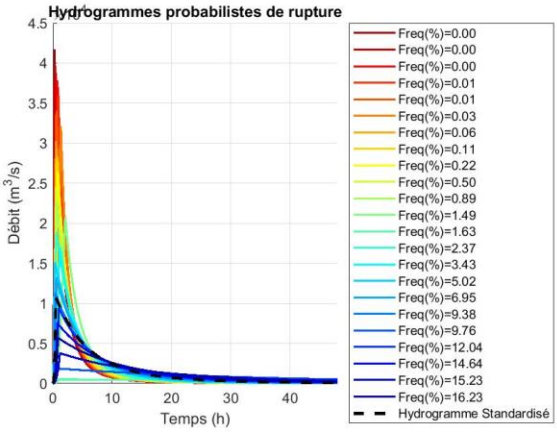


Figure 5.14 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=800 000)

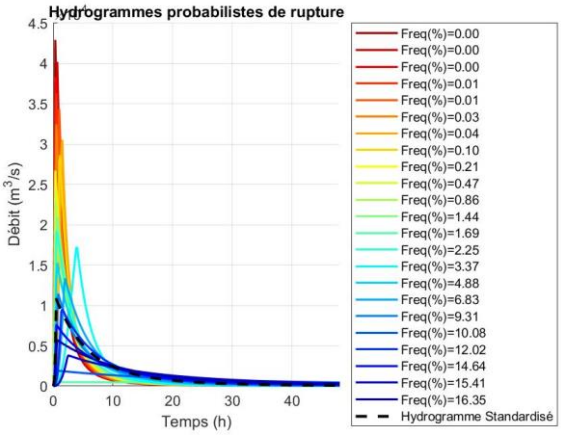


Figure 5.15 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=900 000)

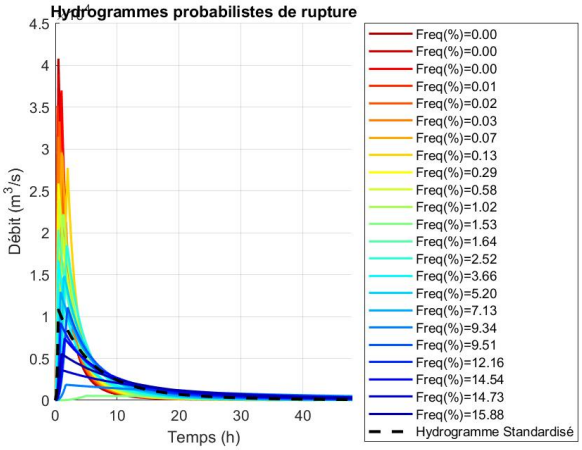


Figure 5.16 : GHP(K=10,durée=48h,dt=10min, N=1 000 000)

Le Tableau 5.4, Tableau 5.5 et Tableau 5.6 résument les fréquences d'apparition, les scénarios de ruptures standardisés et les débits de pointes des hydrogrammes probabilistes générés pour 100 000, 200 000, 300 000, 400 000, 500 000, 600 000, 700 000, 800 000, 900 000 et 1 000 000 itérations de 10 simulations de Monte-Carlo, d'une durée de 48 heures, sont illustrés aux Figure 5.7 et Figure 5.16.

Tableau 5.4 : Résumé des hydrogrammes probabilistes pour 100 000, 200 000, 300 000 et 400 000 itérations de la digue Ouiqui.

ID	N=100000 it. ; dt=10min.					ID	N=200000 it. ; dt=10 min.				
intervalle	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	)P_i (m^3/s)	intervalle	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	)P_i (m^3/s)
1	1,26	0,2226	0,4858	0,0585	612	1	1,321	0,2298	1,4697	0,0109	547
2	8,268	0,3631	3,4768	0,5684	1750	2	8,5085	0,2785	2,5418	0,6964	1780
3	13,602	1,0114	2,9757	0,7921	3500	3	13,8785	1,4157	1,9527	0,2357	3560
4	15,193	1,2095	0,7272	1,5131	5250	4	15,316	2,2328	1,791	0,2378	5340
5	14,202	2,198	0,2628	1,1588	7000	5	14,0875	1,8434	0,5636	1,7799	7120
6	12,205	2,8206	1,2504	1,6109	8750	6	12,3495	3,5534	2,1781	0,9362	8900
7	9,816	3,6876	3,5516	2,829	10500	7	9,828	3,997	0,218	0,9513	10680
8	7,69	5,1292	0,9726	0,5646	12250	8	7,6105	4,6927	0,8515	1,466	12460
9	5,688	2,052	0,2328	5,6049	14000	9	5,5675	6,2078	0,5453	0,317	14240
10	4,117	6,2737	0,7732	1,2295	15750	10	4,0365	6,3103	1,1761	1,7485	16020
11	2,939	7,0848	0,7062	1,4499	17500	11	2,762	7,57	0,2751	0,339	17800
12	1,962	4,5858	1,2693	6,8309	19252	12	1,895	8,4542	0,8469	1,1591	19580
13	1,336	6,0614	0,2699	4,35	21000	13	1,257	9,2414	0,1713	0,7166	21360
14	0,817	5,5094	0,2981	6,111	22751	14	0,765	8,6239	0,4517	2,3958	23140
15	0,443	3,2082	0,5366	11,8023	24503	15	0,4125	10,4324	2,4197	9,0789	24922
16	0,223	10,5461	0,3384	1,9304	26253	16	0,1995	7,3693	0,7551	7,5756	26702
17	0,129	4,7041	0,4875	10,8073	28009	17	0,1	9,3498	0,2021	4,9782	28490
18	0,048	9,9633	0,3264	4,2588	29768	18	0,051	7,8744	0,5873	8,9521	30267
19	0,036	6,3618	0,2886	10,3652	31512	19	0,0265	10,3796	0,98	7,6164	32048
20	0,013	9,9801	1,103	10,8935	33274	20	0,0125	7,631	0,2288	10,5637	33824
21	0,005	9,877	0,4115	8,9557	35103	21	0,01	10,9786	0,1942	7,7612	35630
22	0,004	9,5158	0,3182	9,2259	36838	22	0,0025	10,8195	0,5362	11,312	37492
23	0,004	8,7167	0,5019	12,3179	38517	23	0,003	10,152	0,2465	10,625	39575
Norme		4	0,5	1	10793	Norme		4	0,5	1	10793
ID	N=300000 it. ; dt=10 min.					ID	N=400000 it. ; dt= 10 min.				
intervalle	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	)P_i (m^3/s)	intervalle	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	)P_i (m^3/s)
1	1,5577	0,2239	2,1684	0,0137	536	1	1,538	0,2356	2,7995	0,0022	544
2	9,9947	0,3665	0,5935	0,6244	1900	2	9,5275	0,5186	1,0482	0,4075	1870
3	15,2477	1,516	4,4382	0,3638	3800	3	14,961	0,7904	0,3353	1,1542	3740
4	16,126	2,077	0,2512	0,553	5700	4	15,9172	0,8402	0,5588	2,2211	5610
5	14,7203	3,3291	3,1225	0,468	7600	5	14,582	1,6993	1,0476	2,3093	7480
6	12,0307	2,0444	1,749	3,3927	9500	6	12,0495	3,1314	0,2836	1,2866	9350
7	9,3413	3,3244	0,4087	2,352	11400	7	9,485	5,5875	3,638	0,4628	11220
8	6,9883	3,9152	0,436	2,6923	13300	8	7,1675	5,9911	2,597	1,0147	13090
9	5,004	4,5136	0,7766	3,3069	15200	9	5,163	7,7832	3,8612	1,7653	14960
10	3,4483	5,439	1,3359	3,7671	17100	10	3,565	1,0375	0,4429	8,8337	16830
11	2,2827	8,1262	1,1506	1,1161	19000	11	2,43	7,3119	1,6331	2,8082	18700
12	1,4717	8,9188	0,6734	1,0023	20900	12	1,59	9,1991	0,82	0,2877	20570
13	0,883	2,6005	0,8261	11,0646	22800	13	0,9822	5,0361	1,4776	9,0743	22441
14	0,475	8,5906	0,5836	3,9526	24700	14	0,536	10,8126	0,8252	0,5702	24311
15	0,222	9,1827	1,5971	8,0115	26600	15	0,262	4,629	0,779	10,9267	26182
16	0,1077	5,7278	0,9074	12,2648	28500	16	0,1242	7,2802	1,2867	10,5657	28055
17	0,045	8,8943	0,615	7,3704	30400	17	0,0605	10,688	1,4102	8,869	29926
18	0,026	11,0063	1,2857	9,1724	32300	18	0,0287	9,9085	0,4171	6,5377	31799
19	0,0153	7,2131	0,3421	12,0929	34200	19	0,0138	7,9997	0,4934	9,9229	33687
20	0,0073	10,3377	0,8625	12,3236	36200	20	0,0097	10,1704	1,0205	12,1336	35581
21	0,0037	9,6079	0,1943	11,5526	38200	21	0,0043	7,9127	0,3051	11,9465	37592
22	0,0013	9,9185	0,2941	10,7442	40000	22	0,0023	11,2677	0,3213	8,5148	39581
23	0,000333	11,5027	0,2835	10,8963	43500	23	0,0005	11,0228	0,4555	11,2641	41441
Norme		4	0,5	1	10793	Norme		4	0,5	1	10793

Tableau 5.5 : Résumé des hydrogrammes probabilistes obtenus pour 500 000, 600 000, 700 000 et 800 000 itérations de la digue Ouiqui

ID	N=500000 it. ; dt=10 min.					ID	N=600000 it. ; dt=10 min.				
intervalle	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	QP_i (m^3/s)	intervalle	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	QP_i (m^3/s)
1	1,7056	0,2211	0,5585	0,0153	535	1	1,5895	0,222	0,8538	4,6329E-06	510
2	10,206	0,3448	1,304	0,6727	1920	2	9,6262	0,5843	0,3438	0,3128	1870
3	15,512	1,12	0,2381	0,7474	3840	3	15,0127	0,6764	1,0053	1,3395	3740
4	16,374	1,8456	2,6308	1,1427	5760	4	15,98	2,2653	1,7053	0,3888	5610
5	14,6866	3,1946	1,1087	0,3433	7680	5	14,6002	2,3499	0,5716	1,3067	7480
6	12,076	1,9772	4,653	5,0558	9600	6	12,0322	3,4763	1,1913	1,1468	9350
7	9,2426	1,9601	2,1722	5,1902	11520	7	9,4435	3,9072	0,5427	1,5455	11220
8	6,815	7,2196	3,6661	0,2209	13440	8	7,0743	6,904	4,6447	1,6712	13090
9	4,8398	6,1285	0,8075	1,1211	15360	9	5,1115	5,4437	0,4893	1,575	14960
10	3,2884	6,2936	0,8069	2,1612	17280	10	3,5982	8,3484	2,8788	1,8021	16830
11	2,2428	8,5341	1,3575	1,4766	19200	11	2,3898	6,7052	0,9924	2,6925	18700
12	1,389	10,0746	1,4158	0,716	21120	12	1,5645	8,419	0,2649	0,8831	20570
13	0,816	9,5548	1,5724	3,7977	23040	13	0,9538	9,3272	0,3203	0,6976	22440
14	0,4266	5,6138	0,6335	8,0572	24960	14	0,5265	8,2553	1,5424	7,2279	24311
15	0,1996	11,4489	0,3522	1,545	26881	15	0,267	11,0597	0,3183	0,6037	26180
16	0,0916	10,0525	0,8632	6,6211	28800	16	0,1133	11,0367	0,1911	2,4776	28050
17	0,0456	7,1805	0,2194	9,2583	30722	17	0,0598	5,7181	0,4536	10,8383	29925
18	0,022	11,1591	0,9976	6,7963	32642	18	0,0283	5,8264	0,4905	11,7091	31799
19	0,0122	8,5029	0,2231	9,9443	34596	19	0,0133	8,5507	0,4	9,9746	33696
20	0,0048	8,6811	0,3299	10,1088	36494	20	0,008	10,0446	0,2492	8,1142	35533
21	0,0024	10,8407	0,8162	11,2133	38444	21	0,0047	8,2899	0,3347	11,4226	37403
22	0,0008	11,4128	0,33	8,8192	40456	22	0,0018	10,392	0,6591	11,3427	39362
23	0,0006	10,3495	0,295	11,8304	42626	23	0,00083333	11,0919	0,2947	9,9143	41200
Norme		4	0,5	1	10793	Norme		4	0,5	1	10793
ID	N=700000 it. ; dt= 10min.					ID	N=800000 it. ; dt=10 min.				
intervalle	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	QP_i (m^3/s)	intervalle	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	QP_i (m^3/s)
1	1,5191	0,2209	1,3078	0,0024	512	1	1,7736	0,221	1,0092	0,0015	511
2	9,4039	0,3265	2,5064	0,6756	1850	2	10,3301	0,7257	0,3758	0,1617	1940
3	14,7517	1,2802	1,4744	0,488	3700	3	15,8098	1,502	0,7127	0,2782	3880
4	15,8206	2,1371	0,3804	0,4058	5550	4	16,5825	2,4971	0,5729	0,088	5820
5	14,4937	2,6719	1,8711	1,0672	7400	5	14,7237	2,227	3,5319	2,3952	7760
6	12,1041	3,6568	1,7167	0,9477	9250	6	11,9395	1,0204	1,6206	4,8787	9700
7	9,4947	3,6317	1,2729	2,0585	11100	7	9,1804	3,6567	0,4144	2,0405	11640
8	7,2137	5,2617	0,6329	0,6861	13000	8	6,6946	3,9876	1,0363	3,3265	13580
9	5,23	5,3875	0,7388	1,8908	14800	9	4,7566	0,5288	1,2104	9,9369	15520
10	3,6701	6,6168	0,477	1,025	16700	10	3,2398	7,208	3,2126	5,2129	17460
11	2,4536	8,1425	1,4749	1,157	18500	11	2,1505	7,2149	0,6785	2,6018	19400
12	1,6453	6,1861	1,5727	6,2982	20400	12	1,3235	8,3094	0,8168	2,0654	21340
13	1,0523	5,1691	2,293	11,9609	22200	13	0,7649	10,182	0,6524	0,4991	23280
14	0,5873	2,9562	0,6282	11,1724	24100	14	0,3871	10,3906	0,4524	1,291	25220
15	0,2854	11,4793	0,411	0,3931	25900	15	0,1776	6,8041	0,4406	7,573	27161
16	0,1357	10,1623	2,073	11,69	27800	16	0,0845	7,4384	0,69	9,8982	29101
17	0,0726	8,5442	0,6932	8,9402	29600	17	0,0455	8,7253	0,7207	9,4933	31041
18	0,0317	11,1934	0,489	4,0704	31500	18	0,0195	6,3403	0,4579	11,9976	32992
19	0,0176	9,0565	0,2275	8,2599	33300	19	0,0077	9,2225	0,467	9,2223	34935
20	0,009	9,2276	0,7554	11,7387	35200	20	0,0055	9,3914	0,2485	9,9193	36917
21	0,0053	7,311	0,2847	12,5251	37000	21	0,0021	10,4542	0,3238	9,1328	38801
22	0,0019	11,3703	0,4271	9,5282	39200	22	0,000625	10,7912	0,2554	10,3918	40741
23	0,000714	11,1168	0,2604	9,8633	40700	23	0,00025	11,1678	0,3097	11,2469	43648
Norme		4	0,5	1	10793	Norme		4	0,5	1	10793

Tableau 5.6 : Résumé des hydrogrammes probabilistes obtenus pour 900 000 et 1 000 000 itérations de la digue Ouiqui

ID intervalle	N=900000 it. ; dt=10 min.					ID intervalle	N=1000000 it. ; dt=10 min.				
	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	QP_i (m^3/s)		Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	QP_i (m^3/s)
1	1,6857	0,2198	0,7601	0,0008429	**507**	**1**	1,4713	0,2237	0,4191	0,0042	**522**
2	10,0834	0,2989	0,8151	0,7224	**1910**	**2**	9,2002	0,3896	4,3324	0,5982	**1840**
3	15,4071	1,2234	2,4282	0,6913	**3820**	**3**	14,6826	1,3136	4,3265	0,55	**3680**
4	16,3544	2,2312	0,582	0,3933	**5730**	**4**	15,8342	1,9331	1,546	0,7728	**5520**
5	14,6426	1,7583	0,4392	2,165	**7640**	**5**	14,4811	2,7044	1,6307	0,8902	**7360**
6	12,019	3,9732	1,3664	0,6281	**9550**	**6**	12,0905	3,424	0,8505	1,0325	**9200**
7	9,3107	1,9564	0,7325	4,4451	**11460**	**7**	9,5215	1,4829	0,4664	4,5924	**11040**
8	6,834	6,3297	1,9024	0,3103	**13370**	**8**	7,254	8,2392	5,4783	0,3585	**12880**
9	4,877	4,5945	0,5398	3,2609	**15280**	**9**	5,2771	7,6652	3,2513	0,87	**14720**
10	3,3749	11,0817	3,9192	0,3061	**17190**	**10**	3,7244	2,2012	3,2084	12,28	**16560**
11	2,25	8,3286	0,5097	0,7461	**19100**	**11**	2,541	5,1935	1,8329	5,8476	**18400**
12	1,4391	9,1683	0,6007	0,5478	**21010**	**12**	1,6834	9,3653	2,0346	2,3218	**20240**
13	0,859	4,0517	0,2576	8,3129	**22920**	**13**	1,0568	8,8456	0,2765	1,2008	**22080**
14	0,4658	10,466	0,2392	0,7937	**24831**	**14**	0,6184	10,1571	0,6778	1,5647	**23920**
15	0,208	4,8346	0,2449	9,6978	**26741**	**15**	0,2869	8,9114	0,6242	4,0327	**25760**
16	0,0986	8,7834	1,0501	8,9455	**28650**	**16**	0,1393	7,9903	1,6149	10,8518	**27601**
17	0,0446	8,8781	1,4163	12,4876	**30561**	**17**	0,0672	9,1854	1,3607	9,7664	**29441**
18	0,0262	8,8997	0,426	8,3387	**32477**	**18**	0,0352	10,8193	0,4515	4,6696	**31290**
19	0,0101	11,4346	0,9523	8,3869	**34382**	**19**	0,0196	6,2041	0,2732	11,672	**33121**
20	0,0066	9,2651	0,3902	11,0265	**36312**	**20**	0,0087	11,3678	0,2506	5,9086	**34962**
21	0,0021	10,7293	0,3088	8,5309	**38325**	**21**	0,0035	10,8096	0,3507	10,134	**36834**
22	0,001	11,4158	0,6021	11,2964	**40213**	**22**	0,0018	8,3563	0,2815	12,1567	**38654**
23	0,00022222	10,4529	0,2406	12,528	**42939**	**23**	0,0012	9,596	0,3084	11,4325	**40491**
Norme		**4**	**0,5**	**1**	**10793**	**Norme**		**4**	**0,5**	**1**	**10793**

Les Figure 5.17 et Figure 5.18 illustrent l'influence du nombre d'itérations sur la distribution des fréquences d'apparition relative et des débits de pointe des hydrogrammes probabilistes générés pour 100 000, 200 000, 300 000, 400 000, 500 000, 600 000, 700 000, 800 000, 900 000 et 1 000 000 itérations de 10 simulations de Monte-Carlo, d'une durée de 48 heures pour la digue Ouiqui.

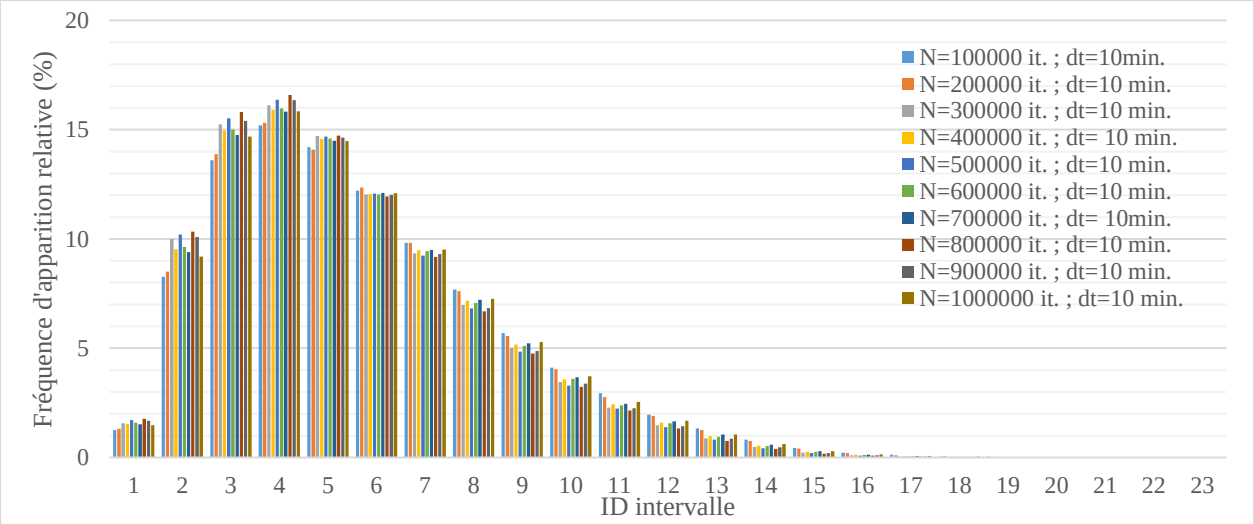


Figure 5.17 : Influence du nombre d'itérations (N) sur les fréquences d'apparition des hydrogrammes probabilistes

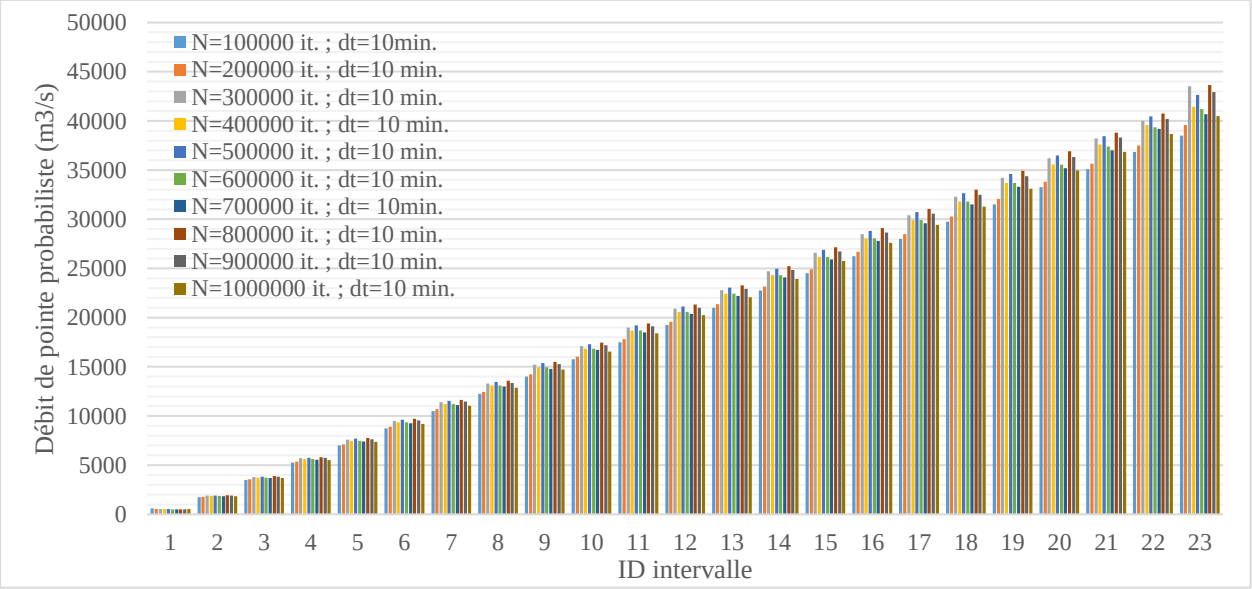


Figure 5.18 : Influence du nombre d'itérations (N) sur les débits de pointes des hydrogrammes probabilistes

La Figure 5.19 et Figure 5.20 illustre la distribution moyenne des fréquences d'apparition relative et des débits de pointe des hydrogrammes probabilistes générés pour 100 000, 200 000, 300 000, 400 000, 500 000, 600 000, 700 000, 800 000, 900 000 et 1 000 000 itérations de 10 simulations de Monte-Carlo, d'une durée de 48 heures pour la digue Ouiqui.

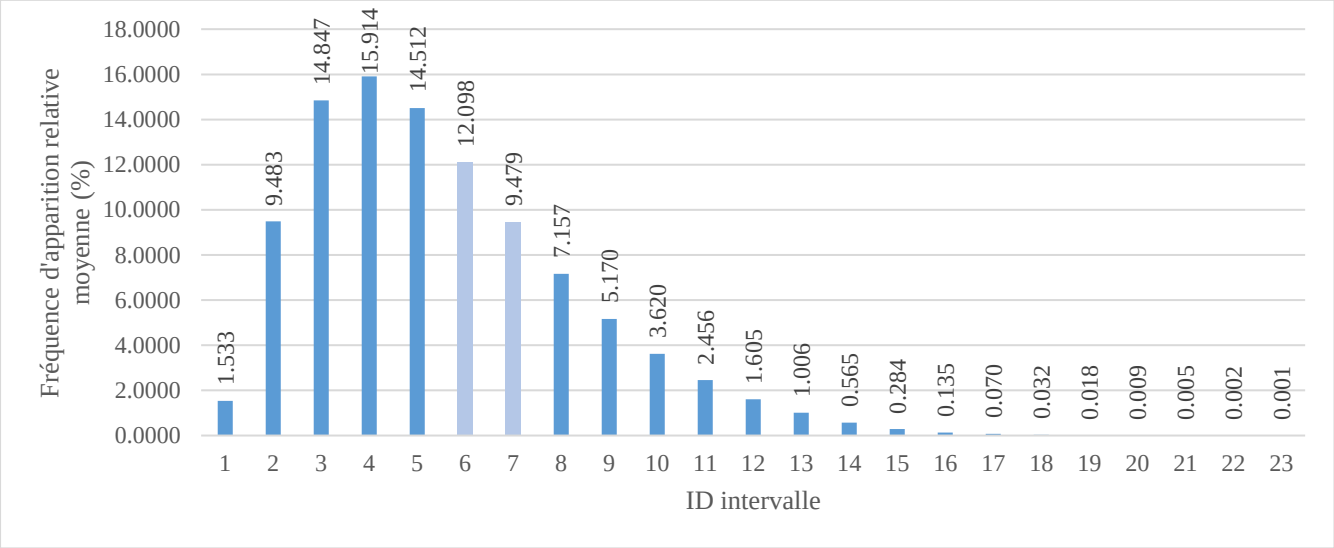


Figure 5.19 : Fréquence moyenne par intervalle de fréquences d'apparition moyenne de 100 000 à 1 000 000 itérations de Monte-Carlo réalisés

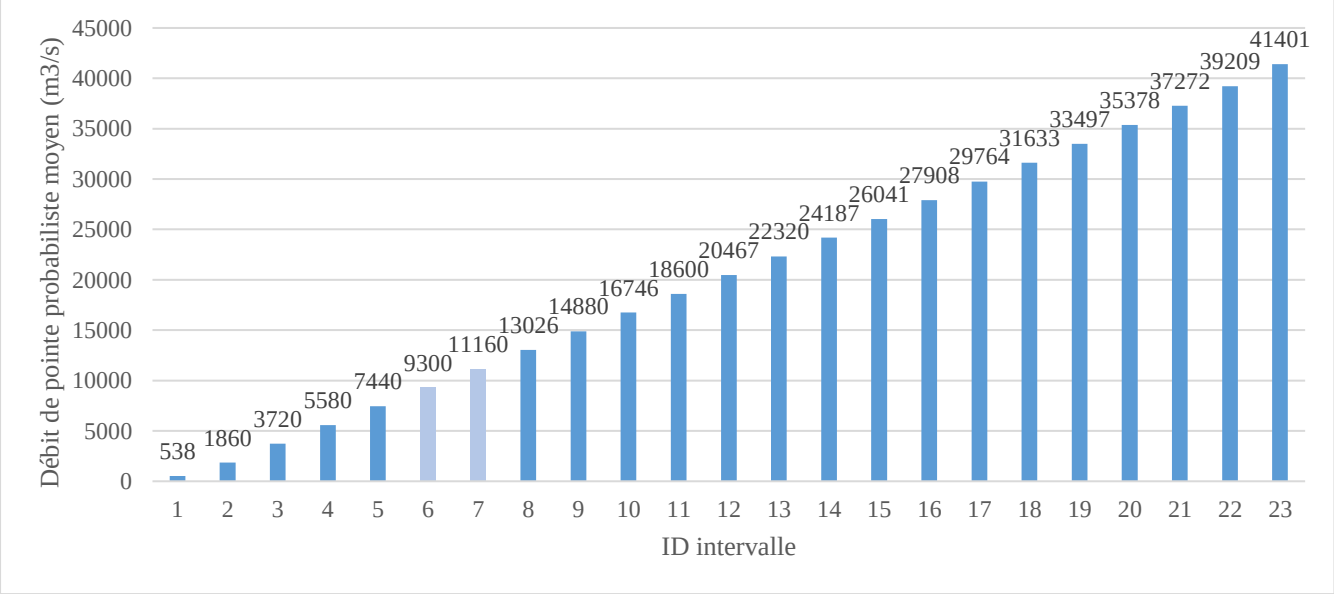


Figure 5.20 : Débit de pointe probabiliste moyen par intervalle de fréquences d'apparition moyenne des 100 000 à 1 000 000 itérations de Monte-Carlo réalisé

Le Tableau 5.7 résume les fréquences d'apparition relative des intervalles bornant le débit de pointe normé, de 10 793 m^3/s, ainsi que le débit minimal et maximal pour les 100 000, 200 000, 300 000, 400 000, 500 000, 600 000, 700 000, 800 000, 900 000 et 1 000 000 d'itérations de la 10e simulation de Monte-Carlo, d'une durée de 48 heures générées la digue Ouiqui.

Tableau 5.7 : Résumé des intervalles traduisant les hydrogrammes probabilistes bornant l'hydrogramme de rupture normé pour différents nombres d'itérations (N) pour 10 simulations de Monte-Carlo

Nombre d'itérations	Intervalle bornant le débit de pointe (Qp) normé			Intervalle minimal et maximal	
100 000	**ID intervalle**	**6**	**7**	**1**	**23**
	Fréquence d'apparition relative (%)	12,21	9,82	1,32	0,003
	Débit de pointe probabiliste (m^3/s)	9 591	11 344	612	38 517
200 000	**ID intervalle**	**6**	**7**	**1**	**23**
	Fréquence d'apparition relative (%)	12,35	9,83	1,32	0,003
	Débit de pointe probabiliste (m^3/s)	9 759	11 535	547	39 575
300 000	**ID intervalle**	**6**	**7**	**1**	**23**
	Fréquence d'apparition relative (%)	12,03	9,34	1,56	0,0003
	Débit de pointe probabiliste (m^3/s)	10 400	12 300	536	43 500
400 000	**ID intervalle**	**6**	**7**	**1**	**23**
	Fréquence d'apparition relative (%)	12,05	9,49	1,54	0,0005
	Débit de pointe probabiliste (m^3/s)	10 250	12 114	544	41 441
500 000	**ID intervalle**	**6**	**7**	**1**	**23**
	Fréquence d'apparition relative (%)	12,08	9,24	1,71	0,001
	Débit de pointe probabiliste (m^3/s)	10 519	12 437	535	42 626
600 000	**ID intervalle**	**6**	**7**	**1**	**23**
	Fréquence d'apparition relative (%)	12,03	9,44	1,59	0,001
	Débit de pointe probabiliste (m^3/s)	10 252	12 110	510	41 200
700 000	**ID intervalle**	**6**	**7**	**1**	**23**
	Fréquence d'apparition relative (%)	12,10	9,49	1,52	0,0007
	Débit de pointe probabiliste (m^3/s)	10 100	12 000	512	40 700
800 000	**ID intervalle**	**6**	**7**	**1**	**23**
	Fréquence d'apparition relative (%)	11,94	9,18	1,77	0,000
	Débit de pointe probabiliste (m^3/s)	10 632	12 560	511	43 648
900 000	**ID intervalle**	**6**	**7**	**1**	**23**
	Fréquence d'apparition relative (%)	12,02	9,31	1,69	0,0002
	Débit de pointe probabiliste (m^3/s)	10 467	12 369	507	42 939
1 000 000	**ID intervalle**	**6**	**7**	**1**	**23**
	Fréquence d'apparition relative (%)	12,16	9,51	1,47	0,001
	Débit de pointe probabiliste (m^3/s)	10 143	11 986	529	40 802
Moyenne	**ID intervalle**	**6**	**7**	**1**	**23**
	Fréquence d'apparition relative (%)	12,10	9,47	1,55	0,001
	Débit de pointe probabiliste (m^3/s)	10 211	12 076	534	41 495

La Figure 5.21 et Figure 5.22 illustre l'influence du nombre d'itérations, soit de 100 000 à 1 000 000, pour la 10e simulation de Monte-Carlo généré sur l'erreur de convergence sur la moyenne et l'écart-typer du débit de pointe probabiliste généré.

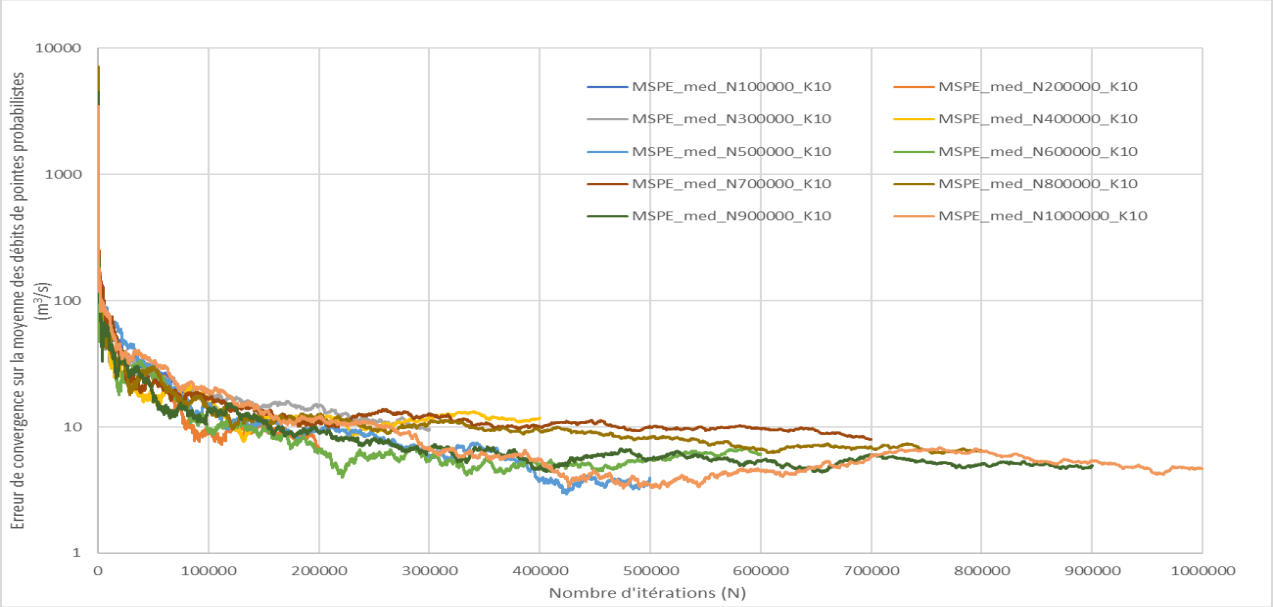


Figure 5.21 : Influence du nombre d'itérations (N) sur l'erreur de convergence sur la moyenne des débits de pointe probabilistes

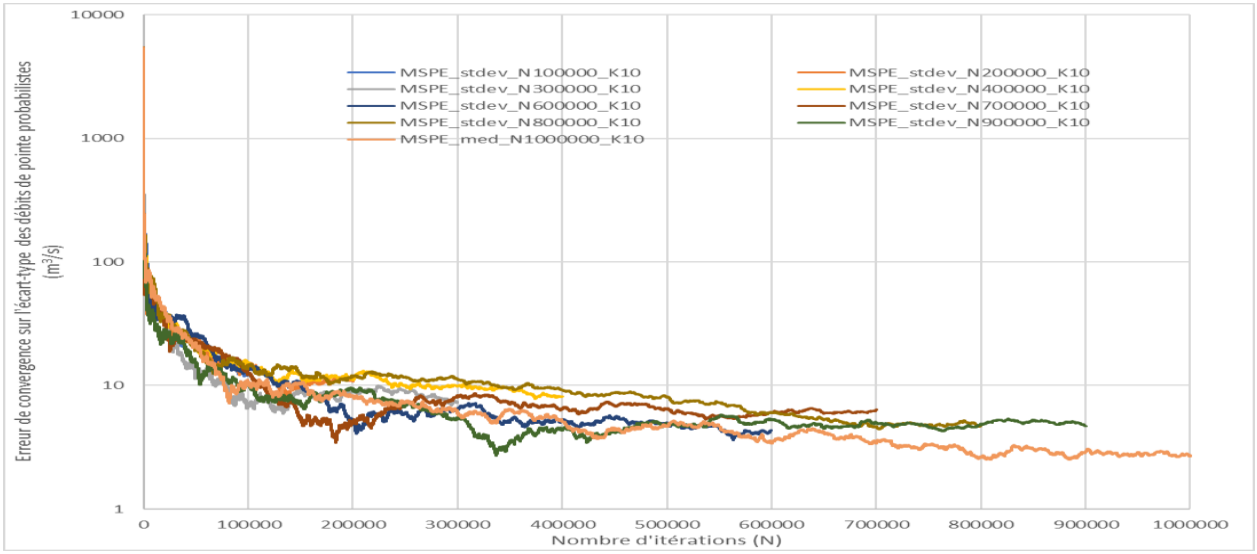


Figure 5.22 : Influence du nombre d'itérations (N) sur l'erreur de convergence sur l'écart-type des débits de pointe probabilistes

Le Tableau 5.3 résume l'influence du nombre d'itérations de Monte-Carlo sur l'erreur de convergence de la moyenne et de l'écart-type obtenu pour la digue Ouiqui pour 100 000, 200 000, 300 000, 400 000, 500 000, 600 000, 700 000, 800 000, 900 000 et 1 000 000 itérations de 10 simulations de Monte-Carlo d'une durée de 48 heures et un pas de temps de 10 minutes.

Tableau 5.8 : Résumé de l'influence du nombre d'itérations (N) sur l'erreur de convergence commise sur la moyenne et de l'écart-type

Nombre d'itérations (N)	**Erreur de convergence sur la moyenne (m^3/s)**	**Erreur de convergence sur l'écart-type (m^3/s)**
100 000	16,47	12,76
200 000	6,77	10,85
300 000	9,50	7,19
400 000	11,86	8,17
500 000	***3,98***	***3,63***
600 000	6,04	4,30
700 000	8,01	6,39
800 000	6,39	4,69
900 000	4,94	4,68
1 000 000	**4,63**	**2,72**
2 000 000	**2,99**	**2,42**

Suite à l'analyse de sensibilité réalisée sur le nombre d'itérations (N) sur les hydrogrammes probabilistes obtenus par PROBABREACH sur la digue Ouiqui et les résultats obtenus et présentés dans la présente section, il est possible de mettre en évidence la faible variabilité des résultats de débits et de fréquence obtenus entre 100 000, 200 000, 300 000, 400 000, 500 000, 600 000, 700 000, 800 000, 900 000 et 1 000 000 itérations.

En effet, en regard aux hydrogrammes de rupture probabiliste obtenus pour des itérations de 100°000 à 1°000°000 itération bornant l'hydrogramme de rupture normé, traduisant un débit de pointe de 10 793 m^3/s, ceux-ci sont tous en moyenne comprise entre une fréquence d'apparition relative de 9,5 et 12,1% et un débit de pointe probabiliste de 9 263 et 11 115 m^3/s. Tel que résumé au Tableau 5.8, bien que pour un nombre d'itérations inférieur à 500 000 l'erreur de convergence sur la moyenne soit supérieure à 7 m^3/s et celle sur l'écart-type supérieur à 8,5 m^3/s, même pour un nombre de 100 000 itérations l'erreur de convergence ne représente seulement 0,15% du débit de pointe de l'hydrogramme normé et ne contrôle pas la variabilité des résultats obtenus. Tel qu'illustré à la Figure 5.21 et Figure 5.22, pour plus de 500 000 itérations les erreurs de convergence sur la moyenne et l'écart-type tendent vers les valeurs inférieures à 10 m^3/s

négligeables en regard au débit de pointe de l'hydrogramme de rupture normé obtenu. Néanmoins, soulignons que le temps de calcul et la mémoire nécessaire pour générés ces scénarios de rupture est non-négligeable et représente environ 1 journée de calculs. En regard au nombre de lignes maximales permises dans un chiffrier Excel et à l'influence du nombre d'itérations sur la variabilité des hydrogrammes de rupture probabiliste obtenus, les résultats soulignent l'intérêt de se fixé un seul en termes d'erreur de convergence admissible afin de traduire les hydrogrammes de rupture probabiliste et la génération des scénarios de rupture aléatoire probabilistes dans un cadre normatif afin notamment de gagner en termes de temps de calcul et d'éviter d'avoir à tronquer les analyses afin de pousser le nombre d'itérations à un nombre supérieur et ainsi facilité la génération des hydrogrammes de rupture probabiliste. Finalement, rappelons que ceci n'est nécessaire que pour des ouvrages à forte contenance possédant une hauteur et une capacité d'emmagasinement importante, en comparaison avec le cas de digue Norvège, pouvant être classée comme un ouvrage à forte contenance, ou seulement 50 000 itérations permet de converger vers une erreur de convergence égale à zéro.

5.3 Influence du nombre de simulations (K) sur les hydrogrammes probabilistes de rupture

La section suivante présente les résultats de l'analyse d'influence du nombre de simulations de Monte-Carlo (K) composée de 500 000 itérations sur les 23 hydrogrammes de rupture probabiliste générés. Les hydrogrammes de ruptures par submersion de la digue Ouiqui pour 10, 12, 15, 17, 20 et 22 simulations de Monte-Carlo sont illustrés à la Figure 5.23, Figure 5.24, Figure 5.25, Figure 5.26, Figure 5.27 et Figure 5.28 respectivement. Les scénarios de rupture générés aléatoirement et traduisant ces hydrogrammes sont détaillés au Tableau 5.9, Tableau 5.10 et Tableau 5.11. Une durée de 48 heures et un pas de temps de 10 minutes ont été considérés.

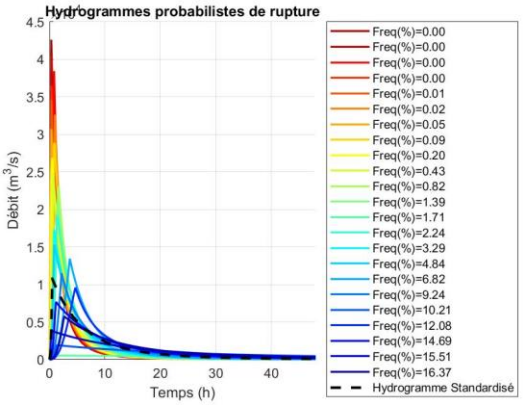


Figure 5.23 : Pour 10 simulations de Monte-Carlo composés de 500 000 itérations

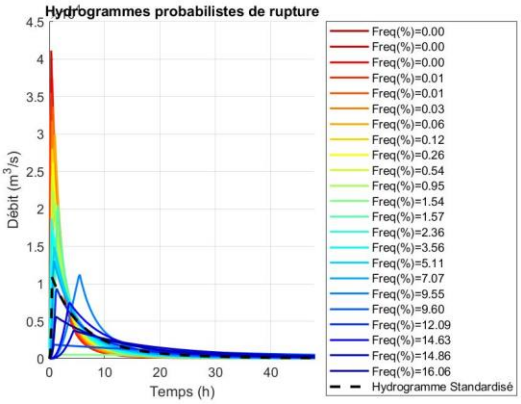


Figure 5.24 : Pour 12 simulations de Monte-Carlo composées de 500 000 itérations

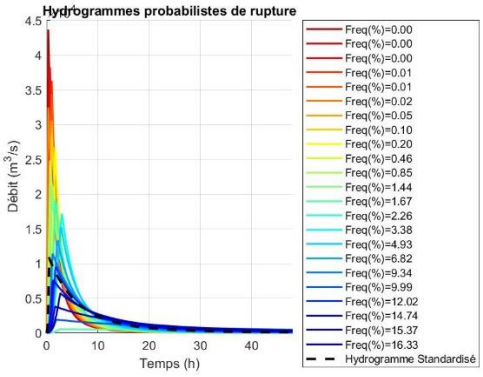


Figure 5.25 : Pour 15 simulations de Monte-Carlo composés de 500 000 itérations

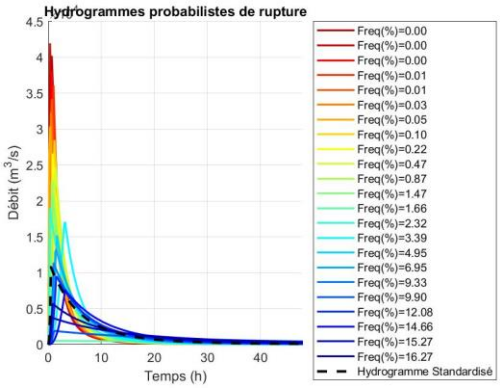


Figure 5.26 : Pour 17 simulations de Monte-Carlo composées de 500 000 itérations

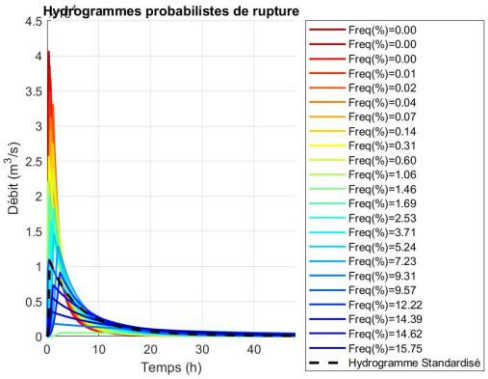


Figure 5.27: Pour 20 simulations de Monte-Carlo composés de 500 000 itérations

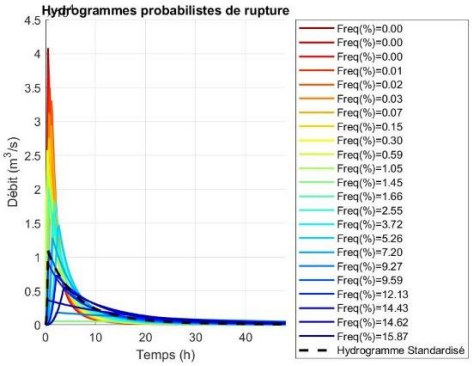


Figure 5.28 : Pour 22 simulations de Monte-Carlo composées de 500 000 itérations

Tableau 5.9 : Résumé des hydrogrammes probabilistes obtenus pour 500 000 itérations pour 10 et 12 simulations de Monte-Carlo

ID	N=500000 (dt=10min) - K=10					ID	N=500000 (dt=10min) - K=12				
intervalle	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	P_i (m^3/s)	intervalle	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	P_i (m^3/s)
1	1,7056	0,2211	0,5585	0,0153	535	1	1,538	0,2285	1,987	0,0036	531
2	10,206	0,3448	1,304	0,6727	1920	2	9,6	0,7325	0,7728	0,1126	1870
3	15,512	1,12	0,2381	0,7474	3840	3	14,8644	1,5201	4,3713	0,3231	3740
4	16,374	1,8456	2,6308	1,1427	5760	4	16,064	2,2351	1,0852	0,358	5610
5	14,6866	3,1946	1,1087	0,3433	7680	5	14,6338	2,6439	3,5683	1,5236	7480
6	12,076	1,9772	4,653	5,0558	9600	6	12,092	2,2548	1,205	2,8476	9350
7	9,2426	1,9601	2,1722	5,1902	11520	7	9,5476	4,2973	5,4544	4,5786	11220
8	6,815	7,2196	3,6661	0,2209	13440	8	7,0718	4,3729	0,7288	2,1767	13090
9	4,8398	6,1285	0,8075	1,1211	15360	9	5,108	5,6762	0,7278	1,6172	14960
10	3,2884	6,2936	0,8069	2,1612	17280	10	3,5568	5,3254	0,2753	2,8046	16830
11	2,2428	8,5341	1,3575	1,4766	19200	11	2,3626	8,1842	0,2115	0,1902	18700
12	1,389	10,0746	1,4158	0,716	21120	12	1,5712	3,4898	1,4396	9,9324	20570
13	0,816	9,5548	1,5724	3,7977	23040	13	0,9518	8,8945	0,6626	1,7098	22440
14	0,4266	5,6138	0,6335	8,0572	24960	14	0,5398	5,9173	0,4638	6,8396	24311
15	0,1996	11,4489	0,3522	1,545	26881	15	0,2606	5,2205	0,6583	9,3255	26181
16	0,0916	10,0525	0,8632	6,6211	28800	16	0,1212	6,0855	0,4988	8,8866	28052
17	0,0456	7,1805	0,2194	9,2583	30722	17	0,0586	10,3948	0,9104	6,5371	29925
18	0,022	11,1591	0,9976	6,7963	32642	18	0,0288	8,9481	0,4143	7,905	31790
19	0,0122	8,5029	0,2231	9,9443	34596	19	0,0142	10,4538	0,591	7,7771	33678
20	0,0048	8,6811	0,3299	10,1088	36494	20	0,009	10,4301	0,1825	8,831	35532
21	0,0024	10,8407	0,8162	11,2133	38444	21	0,0034	10,441	0,4328	9,5921	37498
22	0,0008	11,4128	0,33	8,8192	40456	22	0,001	10,6436	0,2793	9,4364	39293
23	0,0006	10,3495	0,295	11,8304	42626	23	0,0014	10,8912	0,2886	10,2101	41164
Norme		4	0,5	1	10793	Norme		4	0,5	1	10793

Tableau 5.10 : Résumé des hydrogrammes probabilistes obtenus pour 500 000 itérations pour 15 et 17 simulations de Monte-Carlo

ID	N=500000 (dt=10min) - K=15					ID	N=500000 (dt=10min) - K=17				
intervalle	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	P_i (m^3/s)	intervalle	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	P_i (m^3/s)
1	1,6682	0,2202	2,4982	0,0146	530	1	1,6572	0,2217	1,1181	0,0065	521
2	9,9868	0,302	1,849	0,7375	1910	2	9,9048	0,2256	1,0641	0,8225	1900
3	15,3716	0,9886	1,6035	0,9734	3820	3	15,2662	0,9566	0,4716	0,9469	3800
4	16,3282	1,6323	2,6371	1,4201	5730	4	16,2728	1,1621	0,7666	1,845	5700
5	14,7446	2,2689	1,1979	1,6686	7640	5	14,6572	3,4415	3,1697	0,2961	7600
6	12,0212	2,4103	1,728	2,9305	9550	6	12,0834	4,0096	1,5076	0,5282	9500
7	9,3354	5,0889	1,0835	0,216	11460	7	9,3302	4,9456	0,9848	0,2557	11400
8	6,824	3,8543	2,0647	4,1205	13370	8	6,9486	5,4316	1,3684	1,2878	13300
9	4,9342	7,269	2,7525	1,4536	15280	9	4,9498	2,9862	1,5963	6,3495	15200
10	3,3822	8,7849	2,954	1,382	17190	10	3,392	9,6336	3,0831	0,4054	17100
11	2,2592	5,0708	1,6997	7,0879	19100	11	2,3184	8,0043	0,3071	0,4378	19000
12	1,4382	5,3812	0,9691	6,2889	21010	12	1,4718	8,8128	0,6685	0,9027	20900
13	0,8514	9,994	0,624	0,6024	22921	13	0,8684	10,6839	0,6818	0,2923	22800
14	0,4552	10,6574	0,6018	1,0457	24830	14	0,4656	11,4103	1,3525	1,6885	24700
15	0,2024	6,3789	1,6631	11,7768	26740	15	0,2154	11,5028	0,756	1,5525	26600
16	0,101	8,7119	0,9369	7,6532	28650	16	0,102	9,8935	1,1728	6,1875	28502
17	0,0484	6,9971	0,9338	11,8623	30561	17	0,0472	6,6777	0,1828	10,4132	30402
18	0,0244	8,3164	0,1951	9,2765	32489	18	0,0264	8,7221	0,393	8,8312	32313
19	0,0114	10,9354	0,9032	9,9994	34425	19	0,012	8,6327	0,5389	11,6678	34222
20	0,0076	10,9758	0,9802	10,3901	36306	20	0,0064	11,1003	0,9524	10,4484	36102
21	0,0032	10,2832	0,5922	11,5395	38238	21	0,0032	9,7824	0,5772	12,3585	38016
22	0,001	9,5948	0,2514	11,6984	40131	22	0,0004	10,9194	0,6799	12,5541	40237
23	0,0002	10,9898	0,3046	11,5691	43717	23	0,0006	10,9408	0,224	11,5214	41974
Norme		4	0,5	1	10793	Norme		4	0,5	1	10793

Tableau 5.11 : Résumé des hydrogrammes probabilistes obtenus pour 500 000 itérations pour 20 et 22 simulations de Monte-Carlo

ID intervalle	N=500000 (dt=10min) - K=20					ID intervalle	N=500000 (dt=10min) - K=22				
	Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	P_i (m^3/s)		Freq. App. (%)	Ratio (m/m)	Tf_i (hrs)	Z (m/m)	P_i (m^3/s)
1	1,4594	0,2276	2,5391	0,0078	535	1	1,4502	0,2324	0,5563	0,0159	562
2	9,3146	0,2704	0,9274	0,7227	1840	2	9,2652	0,5642	2,1657	0,3347	1840
3	14,6232	0,3596	0,2837	1,6769	3680	3	14,6226	1,3496	0,2755	0,3395	3680
4	15,7496	0,9272	0,8506	2,099	5520	4	15,8666	2,2488	3,6886	0,5602	5520
5	14,3942	2,8972	1,0844	0,558	7360	5	14,4318	3,3722	2,1595	0,0283	7360
6	12,2234	2,4853	2,4673	2,7422	9200	6	12,1334	1,9923	0,4738	2,7767	9200
7	9,5708	4,4674	0,1775	0,5964	11040	7	9,5852	2,7516	0,5761	2,9829	11040
8	7,2264	5,605	2,0482	1,1265	12880	8	7,1998	5,7321	1,3383	0,3548	12880
9	5,2418	5,7229	1,2556	1,7091	14720	9	5,2614	4,6988	2,5734	4,7097	14720
10	3,7136	6,4779	0,7634	1,5065	16560	10	3,7234	5,7137	1,4576	3,2008	16560
11	2,5298	3,7311	1,2676	7,3891	18400	11	2,5504	8,5645	1,7923	0,9623	18400
12	1,6948	6,4496	0,4196	3,6296	20240	12	1,66	6,7758	0,6671	3,2208	20240
13	1,0568	5,3114	0,1683	6,0801	22081	13	1,0546	3,7539	0,2624	8,1828	22080
14	0,5986	10,2149	1,1162	1,9908	23921	14	0,5938	3,6281	0,464	9,743	23920
15	0,3128	11,0913	0,2701	0,4076	25760	15	0,3048	10,3551	0,1937	1,8598	25761
16	0,1436	10,3971	1,0287	5,3537	27602	16	0,1524	10,3399	0,5382	3,909	27600
17	0,075	11,1515	0,59	3,6638	29446	17	0,0698	9,8344	1,1488	6,94	29445
18	0,0356	9,434	0,568	7,6881	31280	18	0,0338	9,259	0,6894	8,9517	31288
19	0,0186	8,7928	1,1606	11,6851	33131	19	0,0238	10,0003	1,1965	11,5538	33124
20	0,0094	7,9908	0,4041	11,6359	34981	20	0,0108	10,5031	0,7175	10,4278	35017
21	0,0044	10,0756	0,5706	11,0722	36809	21	0,0036	9,8696	0,6188	10,7088	36888
22	0,0026	10,7856	0,367	11,2295	38734	22	0,0016	10,9194	0,4118	10,0344	38662
23	0,001	10,0949	0,2746	11,1542	40743	23	0,001	10,1365	0,4857	11,7903	40860
Norme		4	0,5	1	10793	Norme		4	0,5	1	10793

La Figure 5.17 et Figure 5.18 illustre respectivement l'influence du nombre de simulation de Monte-Carlo sur la distribution des débits de pointes et des fréquences d'apparition des hydrogrammes probabilistes obtenus pour la digue Ouiqui.

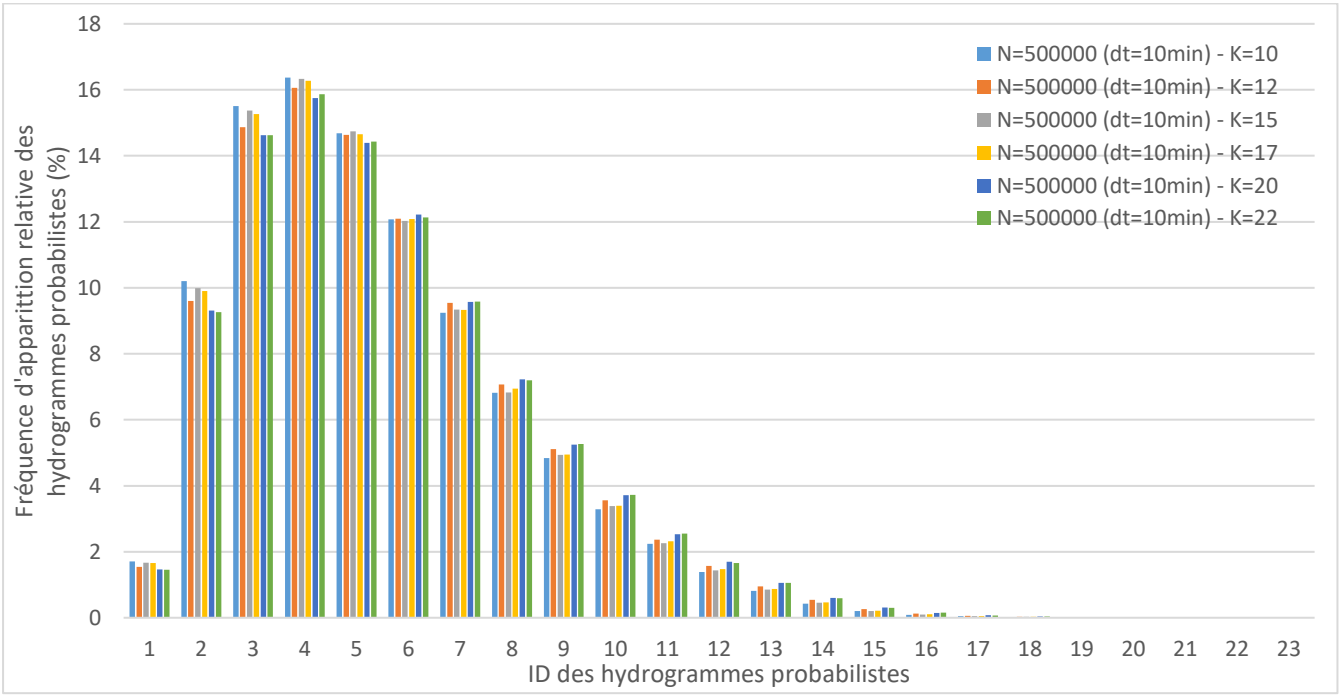


Figure 5.29 : Influence du nombre de simulations (K) composées de 500 000 itérations sur les fréquences d'apparition des hydrogrammes probabilistes

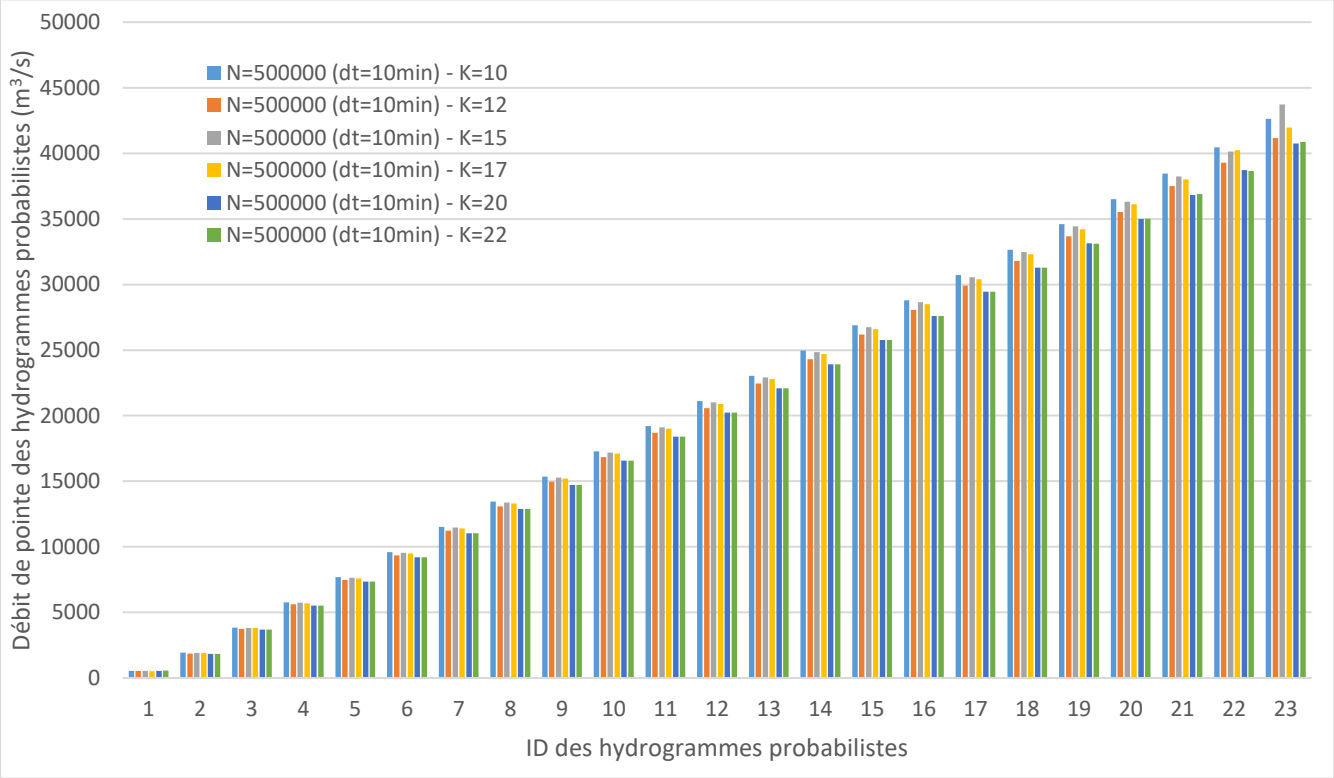


Figure 5.30 : Influence du nombre de simulations (K) composées de 500 000 itérations sur les débits de pointes des hydrogrammes probabilistes

Tel que résumé au Tableau 5.12 ci-bas, en regard aux résultats présentés dans la présente section et sachant qu'un débit de pointe normé pour une simulation de 48 heures d'un pas de temps de 10 minutes est de 10 793 m^3/s, il est possible de mettre en évidence que l'augmentation du nombre de simulations de Monte-Carlo influe peu sur les fréquences d'apparition relative bornant le débit de pointe normé, toutes comprise entre 9,25% et 12,15% et entre des débits de pointes de 9 200 m^3/s et 11 520 m^3/s.

Tableau 5.12 : Résumé des intervalles traduisant les hydrogrammes probabilistes bornant l'hydrogramme de rupture normé pour différents nombres de simulations de Monte-Carlo testé

Nombre de simulations	**Fréquence d'apparition du débit de pointe (Qp) normé**		
10	ID intervalle	6	7
	Fréquence d'apparition relative (%)	**12,08**	**9,24**
	Débit de pointe moyen de l'intervalle (m^3/s)	9 600	11 520
12	ID intervalle	6	7
	Fréquence d'apparition relative (%)	**12,09**	**9,55**
	Débit de pointe moyen de l'intervalle (m^3/s)	9 350	11 220
15	ID intervalle	7	8
	Fréquence d'apparition relative (%)	**12,02**	**9,34**
	Débit de pointe moyen de l'intervalle (m^3/s)	9 550	11 460
17	ID intervalle	6	7
	Fréquence d'apparition relative (%)	**12,08**	**9,33**
	Débit de pointe moyen de l'intervalle (m^3/s)	9 500	11 400
20	ID intervalle	7	8
	Fréquence d'apparition relative (%)	**12,13**	**9,59**
	Débit de pointe moyen de l'intervalle (m^3/s)	9 200	11 040
22	ID intervalle	6	7
	Fréquence d'apparition relative (%)	**12,13**	**9,59**
	Débit de pointe moyen de l'intervalle (m^3/s)	9 200	11 040

Le Tableau 5.3 résume l'influence du nombre de simulations de Monte-Carlo (K) sur l'erreur de convergence de la moyenne et de l'écart-type obtenu sur la digue Ouiqui pour 500 000 itérations de 10, 12, 15, 17, 20 et 22 simulations de Monte-Carlo d'une durée de 48 heures. En excluant les erreurs de convergences obtenues sur la moyenne et l'écart-type pour 10 simulations de Monte-Carlo et les 500 000 itérations, en moyenne l'erreur de convergence sur la moyenne tend vers 6,47 m^3/s alors que celle sur l'écart-type vers 7,55 m^3/s.

Tableau 5.13 : Résumé de l'erreur de convergence sur la moyenne et l'écart-type en fonction du nombre de la simulation de Monte-Carlo

Nombre de simulations (K)	Erreur de convergence sur la moyenne (m^3/s)	Erreur de convergence sur l'écart-type (m^3/s)
10	3,98	3,63
12	6,36	8,00
15	6,96	7,57
17	6,51	7,61
20	6,36	7,39
22	6,15	7,15

Les résultats résumés au Tableau 5-13 permettent de mettre en évidence que l'augmentation du nombre de simulations de Monte-Carlo (K) ne se traduit pas directement pas une « meilleure » des erreurs de convergence obtenues à la dernière simulation de Monte-Carlo. Néanmoins, tel qu'illustré à la Figure 5.32, l'augmentation du nombre de simulations de Monte-Carlo tend bel et bien à stabiliser les erreurs de convergence sur la moyenne et l'écart-type des débits de pointe obtenus au fil des itérations. Notez que la mémoire de la machine utilisée pour plus de 25 simulations de Monte-Carlo était insuffisante pour pousser davantage les analyses. C'est également en regard à la limite de mémoire de Matlab et de l'ordinateur que les analyses ont été réalisées pour 500 000 itérations de Monte-Carlo.

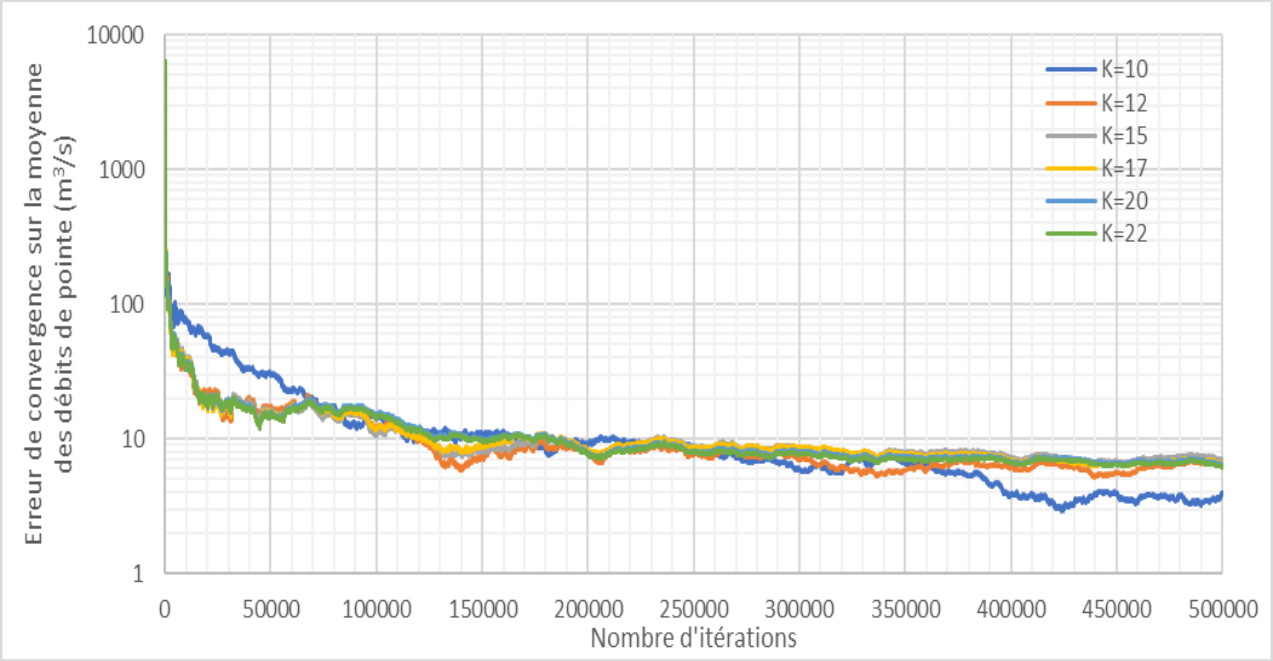


Figure 5.31: Influence du nombre de simulation de Monte-Carlo (K) sur l'erreur de convergence sur la moyenne des débits de pointe pour 500 000 itérations réalisés sur la digue Ouiqui

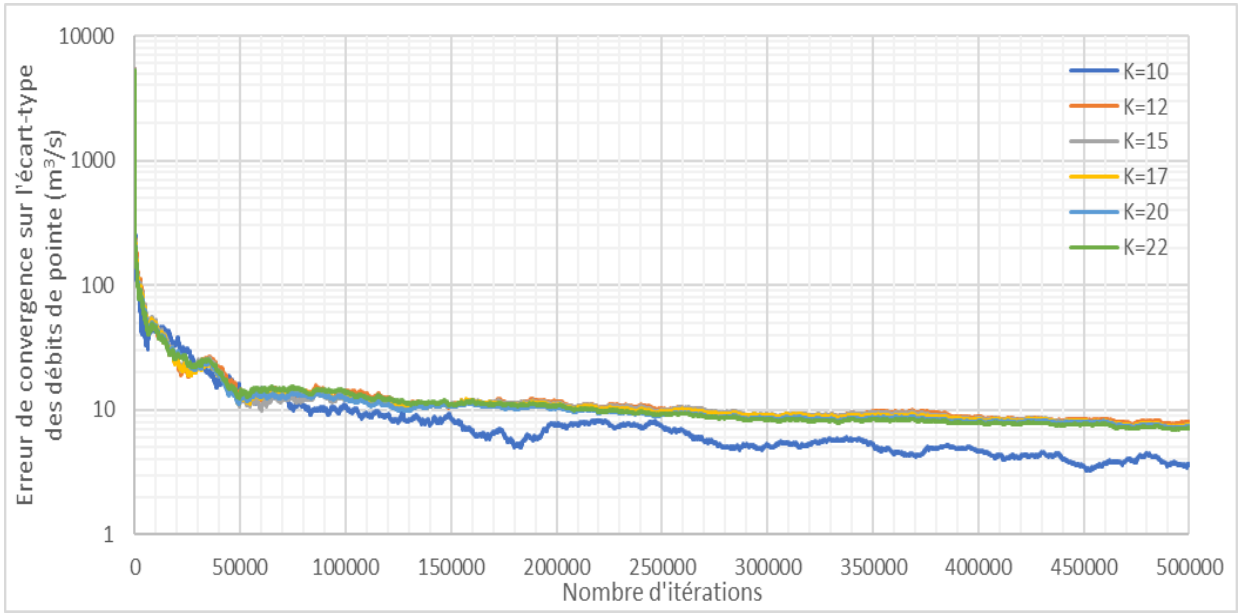


Figure 5.32 : Influence du nombre de simulation de Monte-Carlo (K) sur l'erreur de convergence sur l'écart-type sur les débits de pointe pour 500 000 itérations réalisés sur la digue Ouiqui

CHAPITRE 6 DISCUSSIONS ET CONCLUSION

La section suivante présente d'abord la discussion générale des résultats obtenus. Ensuite, l'originalité, les impacts et les contributions de cette thèse sont exposés. Enfin, les limitations, perspectives et recommandations en lien avec les résultats de cette thèse sont explicitement identifiées avant de finalement conclure.

6.1 Discussions

Sachant qu'une discussion spécifique à chaque cas et une comparaison des résultats des cas applications a été formulées à la section précédente, la présente discussion vise à élargir la discussion et à clôturer cette thèse de doctorat. Les discussions présentées dans cette sous-section traite donc des perspectives et limitations des hydrogrammes probabilistes générés, ouvre la discussion sur l'envergure potentielle de la formulation d'un nouveau cadre normatif et viens enraciner les résultats en regard aux autres méthodes actuellement disponibles.

6.1.1.1 Hydrogramme normé et hydrogrammes probabilistes de rupture de barrage

Tout d'abord, en regard à la contribution de cette thèse de doctorat, c'est la génération d'hydrogrammes probabilistes et de scénarios de rupture aléatoires permettant de traduire les incertitudes sur les paramètres de rupture normés qui sont certainement la nouveauté et l'innovation de ce projet de recherche. Les résultats obtenus par l'entremise du programme PROBABREACH ouvrent la discussion ainsi que le développement de perspective de recherches et d'application à une échelle qui dépasse le cadre de cette thèse. La pertinence et le pragmatisme des résultats résidents dans l'éventail d'hydrogrammes probabilistes obtenus qui permettent d'évaluer la criticité de l'hydrogramme de rupture normé et de traduire l'influence des incertitudes des paramètres normés de rupture. Ils fournissent également un éventail de scénarios de rupture « possibles » à utiliser en pratique. Les résultats ouvrent ainsi la voie vers une analyse probabiliste normé de scénario de rupture afin d'évaluer et traduire l'influence sur les zones inondables.

En effet, sachant que le cadre normatif actuel, tel que celui de la norme HQ 60-00-00 d'Hydro-Québec, ne permet pas de rattacher une probabilité d'occurrence au scénario de rupture normalisé et qu'il est considéré par les ingénieur.e.s en pratique comme le « plus critique ». Les résultats obtenus démontrent de prime à bord que cette considération est désormais infondée puisque des hydrogrammes plus critiques sont obtenus pour tous les cas d'application testés. De plus, la possibilité de traduire une probabilité d'occurrence aux hydrogrammes de rupture générés permet également désormais d'envisager la possibilité de raffiner les études de sécurité en traduisant non plus une seule zone inondable, mais un éventail de zones inondables « probables ». Cette possibilité s'inscrit d'ailleurs dans la vision du domaine de la sécurité des barrages (Wahl, 2004) et le cadre de la pratique des ingénieur.e.s actuelle. De ce fait, les résultats obtenus démontrent non seulement la pertinence de ce projet de recherche dans l'évolution du domaine de la sécurité des barrages, mais permettent surtout de mettre la table pour les éventuelles discussions permettant de tenter de définir les bases de la formulation d'un nouveau cadre normatif. En effet, les analyses suivantes sont anticipées afin de guider la discussion pour sa mise en application sur des études de sécurité.

- Le nombre de scénarios probabilistes à considérer pour l'étude de la rupture du barrage.
- Le choix du niveau de risque acceptable permettant d'encadrer le choix des hydrogrammes de ruptures probabilistes à laminer et permettant de traduire les zones inondables.
- Le niveau d'erreur acceptable lors la génération des scénarios aléatoires en regard à la capacité actuelle des ordinateurs à la disposition des ingénieur.e.s en pratique.
- La nécessité / l'influence d'inclure l'influence des conditions d'écoulement en avale et/ou d'utiliser un modèle de vidange dynamique du réservoir dans le programme.
- La nécessité / l'influence d'inclure l'hydrogramme de crue entrant dans le réservoir lors de la formulation de l'éventail de scénarios de rupture normé.
- La nécessité d'inclure les incertitudes des trois paramètres de brèche lors de la génération des hydrogrammes probabilistes de rupture par submersion.

Des études intermédiaires permettant d'évaluer l'influence de considérer ces scénarios probabilistes sur la zone inondable permettront certainement de raffiner et consolider l'élaboration d'un nouveau cadre normatif dans les prochaines années. Néanmoins, bien qu'une validation et comparaison des résultats du modèle s'avère nécessaire afin de valider et corroborer les résultats

obtenus par le modèle PROBABREACH, les hydrogrammes probabilistes de rupture répondent aux objectifs de cette thèse visant à traduire les incertitudes des paramètres de rupture normé sur l'hydrogramme de rupture normé et de valider les spécifications de la norme considérée.

Ensuite en ce qui concerne le développement et l'élaboration du programme PROBABREACH, rappelons que l'auteure de cette thèse possède de prime à bord une formation en génie civil et non en génie logiciel ou informatique ce qui a limité le développement du programme, son efficacité et le développement de l'interface utilisateur proposé. C'est pourquoi la version du programme rendu disponible est considérée comme une version 1.0 et que c'est ce qui a guidé les analyses de sensibilités réalisées (ayant permis d'identifier des pistes de développement et les principales limitations actuelles du programme). Soulignons malgré tout qu'un programme « facile d'utilisation » et adapté aux études de sécurité des ingénieur.e.s en pratique a été obtenu dans le cadre de cette thèse. De plus, ce programme répond aux objectifs de cette thèse visant à intégrer une approche probabiliste dans la production d'hydrogramme de rupture permettant de traduire les incertitudes des paramètres de rupture normé couramment utilisée en pratique.

D'un point de vue hydraulique, bien que les hydrogrammes de ruptures générés ne prennent pas en considération les conditions aval du barrage lors du traçage des hydrogrammes de ruptures probabilistes, contrairement au programme McBreach par exemple (Kleinschmidt Associates, 2019; WEST Consultants Inc, 2015) soulignons que le programme PROBABREACH développé se concentre sur les incertitudes rattachées aux paramètres de brèche standardisés utilisés dans la littérature dans les cadres normatifs. De plus, PROBABREACH a l'avantage de s'appuyer sur la plus grande base de données actuellement disponible dans la littérature (Bernard-Garcia and Mahdi, 2020). De plus, notez que la non-considération des conditions amont et avale du barrage permettent de générer dans un temps de calcul « raisonnable » plus de 10 000 scénarios de ruptures aléatoires en quelques minutes et non plus de 1 jour de calculs. De plus, la stratégie de considération des hydrogrammes probabilistes lors du traçage des zones inondables demeure la même. En ce qui concerne le modèle de vidange du réservoir, soulignons que PROBABREACH considère un modèle statique de vidange du réservoir qui tend à surestimer les débits de pointe des hydrogrammes probabilistes et normé. Soulignons également que les résultats obtenus par l'entremise de PROBABREACH, notamment les lois statistiques ajustées aux paramètres de brèche composant l'échantillon de données historiques compilées dans le cadre de cette thèse, pourront être aisément étudiés dans d'autres programmes et permettront notamment de raffiner et

renforcer la véracité des résultats obtenus par ceux-ci. De ce fait, les résultats obtenus dans le cadre de cette thèse ouvrent la voie à d'éventuelles collaborations, comparaison et/ou perspective de recherches dans le domaine. Enfin, sachant que la considération d'un modèle dynamique de vidange du réservoir peut considérable influer sur les hydrogrammes de ruptures obtenus (Tchamen and Gaucher, 2010), une analyse permettant d'étudier son influence s'avère pertinente et nécessaire. Concrètement, que ce soit lors de la considération des conditions avale du barrage ou d'un modèle de vidange dynamique du réservoir, les résultats obtenus par l'entremise de PROBABREACH s'avèrent conservateurs et tendent à surestimer le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture. La courbe des débits adimensionnels pourra d'ailleurs servir de comparaison entre les programmes.

Ensuite, en regard au mode de rupture et au type de barrage considéré, bien que le modèle ait été développé pour les cas de rupture par submersion uniquement, soulignons que le modèle simplifié de rupture permettant le traçage des hydrogrammes de ruptures peut aisément être mis à jour afin d'inclure les cas de rupture par érosion interne puisque des modèles simplifiés existent dans la littérature (Marche, 2008, Froehlich, 2008, Wahl, 2014) et que les données historiques sont disponibles et compilées en nombre suffisant pour les barrages en remblai. Rappelons que le choix d'avoir limité le programme aux ruptures par submersion est en regard au fait qu'il s'agit du cas de rupture le plus historiquement enregistré dans la littérature et potentiellement le plus à risque de rupture dans un contexte de changement climatique. Les barrages en remblai dominant largement le parc de barrages à travers le monde et étant les plus compilés dans la littérature, c'est également ce qui a motivé le développement et la formulation des cas d'application présentés dans cette thèse. Soulignons néanmoins qu'il est aisément possible d'utiliser le programme pour des barrages en béton et que la principale limitation quant à l'analyse probabiliste de ces ouvrages réside dans le nombre de cas de rupture par submersion de barrage en béton enregistré, soit un total de 11 cas de rupture dont seulement un a enregistré le temps de formation de la brèche. En supposant une rupture instantanée pour tous les autres cas enregistrant les dimensions de la brèche, il est néanmoins possible de contourner le problème (bien que le nombre de données historiques demeure inférieur à 25 (Anctil et al., 2012) limitant la crédibilité des analyses statiques pouvant être réalisées sur l'échantillon).

En regard aux résultats obtenus pour les différents cas d'application réalisés soulignons que seul le cas de la digue Ouiqui, ouvrage à forte contenance d'une hauteur supérieure à 15 m et d'une

capacité d'emmagasinement de plus de 30 Mm^3, a nécessité de pousser les capacités du programme à son « maximum » en regard à l'intérêt d'obtenir une erreur de convergence sur la moyenne et l'écart-type égal à zéro. C'est d'ailleurs ce cas qui a permis de mettre en évidence que la principale limitation des analyses probabilistes pouvant être réalisées par l'entremise de PROBABREACH réside dans la capacité de calculs de la machine utilisée, la mémoire disponible et la limite de lignes d'un chiffrier Excel dans une perspective de traitement et d'analyse pratique et représentative de celles des ingénieur.e.s dans la pratique. Néanmoins, en stockant les résultats dans des fichiers texte, et en limitant le potentiel de traitement éventuel (via Excel par exemple) en optimisant l'interface client, il est possible de non seulement pousser les capacités de programme, mais même d'imaginer une structure plus optimale en termes de temps de calcul du programme. C'est d'ailleurs dans ce contexte qu'un total de 10 simulations de Monte-Carlo a été considéré pour tous les cas d'application testés et qu'un total de 50 000 itérations, représentant un temps de calcul de moins de 1 heure, a été choisi lorsque possible. Seul le cas d'application de la digue Ouiqui a nécessité d'augmenter le nombre d'itérations à un nombre de 1 000 000 afin de faire tendre les erreurs de convergence vers 0 dans la mesure du possible. Pour les analyses de sensibilités réalisées sur la digue Ouiqui les limites du nombre d'itérations N, du nombre de simulations K et du pas de temps de l'hydrogramme ont tous été limités par la capacité de stockage de Matlab, d'Excel et/ou de l'ordinateur, sans regard au temps de calcul nécessaire. Bien qu'il serait possible de raffiner et d'élargir les analyses réalisées notamment pour l'influence du nombre de simulations de Monte-Carlo réalisé sur les résultats (en diminuant le pas de temps et augmentant le nombre d'itérations par exemple), les conclusions obtenues demeurent celles attendues et justifient le choix de la paramétrisation choisie et présentée dans cette thèse, soit une stabilisation de l'erreur de convergence plus le nombre de simulations augmente.

En comparant le cadre normatif actuel et couramment utilisé en pratique et celui possible par l'entremise du programme PROBABREACH, la vision et la perspective de la nouvelle stratégie est de fournir non plus un seul jeu de paramétrisation, mais un spectre / éventail de scénarios de rupture. Pour chacun d'entre eux est associé une probabilité d'occurrence. Cette probabilité d'occurrence peut être traduite lors du traçage des zones inondables. En fonction du niveau de risque acceptable et du nombre de scénarios probabilistes utilisés (Exemple, 3 ou 5 scénarios de rupture probabilistes, le(s) plus « probable(s) », le cadre normé initial et le(s) plus « critique(s) »), une standardisation de la stratégie probabiliste normé peut être envisagée. Pour se faire, une

standardisation de la paramétrisation du GNA, du GHP (et/ou GHPS) et des conditions de modélisation (exemple par temps sec ou par temps de crue) est requise.

Enfin en ce qui concerne les courbes des fréquences d'apparition cumulées des débits adimensionnels (Section 4.8.1), soulignons que celles-ci tendent à démontrer un niveau de confiance plus important envers le scénario normé pour les « petits » ouvrages. De plus, elles soulignent que l'éventail de scénarios « plus critiques » augmente pour les ouvrages à Forte Contenance. En traçant cette courbe pour plus ouvrages à forte contenance un gestionnaire aura l'occasion de comparer la criticité des scénarios pour chacun de ces ouvrages et le niveau de confiance de sa norme pour ces ouvrages.

6.1.1.2 Hydrogramme déterministe et hydrogrammes probabilistes de rupture de barrage

Le principal intérêt d'inclure un hydrogramme déterministe dans la comparaison réside dans le désire de valider les hydrogrammes probabilistes et normé obtenus par l'entremise de PROBABREACH à l'aide d'une approche physique. En effet, bien que les approches déterministes également leurs lots d'incertitudes, en couplant l'approche probabiliste à une approche déterministe il serait possible de venir valider le scénario de rupture normé à l'aide d'une approche physique et de vérifier si l'hydrogramme déterministe est compris dans les hydrogrammes probabilistes générés. C'est donc ce qui a motivé la considération du cas de digue Norvège. Néanmoins, il a rapidement été possible de mettre en évidence l'une des limitations du modèle PROBABREACH, qui ne permet pas d'inclure un hydrogramme entrant dans le réservoir, venant biaiser les résultats de comparaison. Il a également été possible de venir souligner les incertitudes introduites lors de l'ajustement d'une courbe de régression à la courbe d'emmagasinement. C'est pourquoi la modélisation de la rupture de la digue Norvège (ou d'un autre ouvrage) en négligeant les apports en provenance de du barrage Rossvtan demeure intéressante puisqu'elle permettrait de valider les résultats sans inclure les incertitudes liées à l'hydrogramme entrant. Cette perspective demeure donc intéressante et pertinente pour une autre recherche.

Néanmoins, sachant que les apports contrôlent évidemment la pointe des hydrogrammes de rupture déterministe et mesuré et sachant qu'en réalité des apports dans le réservoir sont généralement attendus dans un cas de rupture par submersion, c'est pourquoi l'ajout d'un hydrogramme entrant dans le modèle de laminage du réservoir s'avère une perspective importante et incontournable

(dans un futur rapproché) pour le programme PROBABREACH. Cette perspective permettrait de valider et positionner l'hydrogramme déterministe et mesuré par rapport aux hydrogrammes probabilistes. Néanmoins, en ne considérant que le pic de l'hydrogramme déterministe et mesuré de la digue Norvège (Figure 4.79), il est possible de constater que les hydrogrammes les plus « critiques » (en termes de débits de pointe) obtenus par l'entremise de PROBABREACH tendent à fournir un portrait représentatif d'un éventuel scénario de rupture « réel » et souligne l'intérêt de les considérer dans le traçage des zones inondables formulé dans un cadre normatif par exemple. Soulignons que c'est notamment la non-considération des apports dans le réservoir les résultats obtenus par PROBABREEACH qui ne permettent pas de conclure sur les incertitudes du temps de formation (pas capturé par le modèle probabiliste pour le cas de la digue Norvège). En ajoutant le volume de l'hydrogramme entrant, il est néanmoins possible d'entrevoir l'intérêt et le potentiel des résultats obtenus par PROBABREACH de mieux capturer la pointe de l'hydrogramme mesuré et déterministe. D'autres analyses doivent être réalisées afin de conclure et corroborer cette conclusion.

6.1.1.3 Équations empiriques et hydrogrammes probabilistes de rupture de barrage

En regard aux débits de pointes obtenus par l'entremise des équations empiriques décrites dans Froehlich (2016a) et Wahl(2004), il est possible de mettre en évidence que plusieurs d'entre elles traduisent des valeurs comprises dans l'éventail des débits de pointes probabilistes obtenus par l'entremise de PROBABRECH. Néanmoins, une standardisation ou validation du cadre normatif par les équations empiriques demeure non seulement limitée en regard au cadre d'application et de formulation de chacune d'entre elles. De plus, les résultats obtenus pour les quatre (4) cas d'application proposés soulignent qu'il est non seulement encore aujourd'hui difficile de se prononcer sur le choix ou la recommandation d'une ou de plusieurs équations empiriques en vue de standardiser la pratique et le traçage de carte d'inondation avec ce type d'équations. Néanmoins, les résultats probabilistes témoignent que la majorité d'entre elles tendent à traduire des résultats « probables » d'un point de vue statistique, en regard aux données historiques considérées, et que d'autres tendent à surestimer la valeur maximale probable obtenue par l'entremise de PROBABREACH.

C’est pourquoi, en regard au fait que le programme PROBABREACH a l’avantage de traduire un éventail d’hydrogrammes probabilistes de rupture de barrage traduisant les incertitudes des paramètres de rupture normé, il est possible d’affirmer que l’utilisation de méthode empirique pour standardisé et/ou valider l’hydrogramme de rupture normé peuvent aujourd’hui être considérés comme « désuète ». Ainsi, en regard à la méthode probabiliste développée, il est possible de rejeter ces méthodes empiriques et de favoriser l’utilisation d’un jeu d’hydrogrammes de rupture probabiliste en vue d’une mise à jour du cadre normatif entourant le domaine de la sécurité hydraulique des barrages. En effet, les résultats obtenus à l’aide de cette nouvelle stratégie ont l’avantage de traduire l’influence des incertitudes des paramètres normé sur les hydrogrammes de rupture d’un barrage et de permettre de traduire un éventail d’hydrogrammes probabilistes pour une norme donnée et un ouvrage donné. De ce fait, les résultats obtenus par l’entremise de PROBABREACH ont l’avantage d’être formulés conformément au cadre normatif couramment utilisé en pratique au Québec et ailleurs dans le monde. De plus, les résultats probabilistes sont alimentés sur par un échantillonnage probabiliste qui s’appuie sur des données historiques de rupture de barrage adapté aux incertitudes du cadre normatif en vigueur.

6.2 Originalité et impacts

Cette sous-section vise à présenter l’originalité des travaux de recherches de cette thèse et à dresser un portrait concret des impacts anticipés dans le domaine de la sécurité hydraulique des barrages lors de la mise en application dans la modélisation de la rupture des barrages.

Tout d’abord, sachant que dans un contexte de changement climatique, l’augmentation des précipitations prévues pour la province du Québec et des évènements extrêmes (INRS-ETE, 2014) se traduit nécessairement par un risque de rupture par submersion plus important. C’est donc afin de fournir une nouvelle stratégie permettant de traduire les incertitudes sur le scénario de rupture normé utilisé dans la pratique des ingénieur.e.s qu’a été élaborée et orienté le projet doctorat présenté dans cette thèse. C’est ce qui a permis à l’auteure d’élaborer une nouvelle stratégie offrant aux gestionnaires de barrage des résultats pouvant aisément être couplés en fonction des modèles numériques à leurs dispositions et de la norme considérée. Concrètement, l’originalité de cette thèse réside dans la production d’hydrogrammes de rupture dans un contexte probabiliste. En

regard aux modèles probabilistes existant dans la littérature, c'est le nombre de cas historiques de barrage enregistrant les trois paramètres de rupture normé (ratio de la largeur du fond de la brèche sur la hauteur du barrage, le temps de formation et la pente moyenne des berges) qui a justifié le choix d'utilisé la méthode de Monte Carlo plutôt qu'une méthode « artificielle » (« seulement » 30 cas historiques), mais qui a permis d'opter pour cette branche plutôt qu'une analyse empirique. La prise en compte des incertitudes sur les paramètres de rupture normé utilisés en pratique pour modéliser la rupture de barrage a été réalisée par l'intégration de Monte Carlo couplée à une méthode d'échantillonnage probabiliste qui s'appuie sur la plus grande base de données de ruptures historiques de barrage (Bernard-Garcia and Mahdi, 2020). C'est ce qui a permis de générer un grand nombre de scénarios de rupture « possibles » statistiquement, conformément au cadre normatif en vigueur, et de traduire leurs influences sur l'hydrogramme de rupture normé.

L'impact principal de l'utilisation de cette approche probabiliste dans la pratique de l'ingénieur.e.s lors de l'élaboration et la réalisation d'étude de sécurité de barrages réside avant tout dans les retombés prévus sur les cartes d'inondation élaborée et la compréhension de son influence sur la propagation de l'onde de rupture en aval du barrage. À plus long terme, l'application de cette nouvelle stratégie permettra d'associer une probabilité d'occurrence aux zones inondables en cas de rupture de barrage, d'optimiser les plans d'urgences instaurés et d'améliorer les stratégies de mitigation du risque de rupture de barrage. C'est le pragmatisme et la simplicité d'utilisation de la nouvelle stratégie probabiliste développée qui s'avère particulièrement prometteurs et pertinents pour la pratique des ingénieur.e.s œuvrant dans le domaine de la sécurité hydraulique des barrages. Soulignons également que cette nouvelle stratégie a l'avantage de s'appuyer sur le cadre normatif couramment utilisé en pratique, autant au Québec que sur la scène internationale, et ne nécessite pas de réformer complètement le cadre actuel de la modélisation de la rupture d'un barrage, mais plutôt de l'enrichir. Pour les régions du monde où des cadres normatifs sont inexistants, l'outil offre également la possibilité aux ingénieur.e.s de se doter d'une nouvelle stratégie adaptative.

Les principales contributions de l'auteure dans le cadre de ces travaux de recherche sont les suivantes.

- La compilation d'une nouvelle base de données de rupture historique de barrages (Bernard-Garcia and Mahdi, 2020) pouvant être utilisée par les ingénieurs et les scientifiques œuvrant dans le domaine de la sécurité des barrages. Celle-ci a fait l'objet de diverses publications

tel que Bernard-Garcia and Mahdi (ICOLD, 2022), Bernard-Garcia and Mahdi (HYDRO, 2020), Bernard-Garcia and Mahdi (CSCE, 2021) et Bernard-Garcia and Mahdi (ASCE, 2020).

- La formulation d'une nouvelle stratégie de modélisation numérique permettant de produire des hydrogrammes probabilistes de rupture de barrage en remblai permettant de traduire l'influence des incertitudes sur des trois paramètres de rupture normé utilisés en pratique sur l'hydrogramme de rupture normé. Celle-ci a également l'avantage de pouvoir être éventuellement être adaptée à d'autres types de barrage (ex. barrage en béton) et mode de rupture (ex. rupture par érosion interne).
- Le développement d'un nouveau modèle probabiliste de rupture par submersion de barrage en remblai qui a été compilé dans un programme intitulé PROBABREACH. Celui-ci a l'avantage d'être doté d'une interface client permettant à un utilisateur de fournir la description du barrage étudié (hauteur, capacité du réservoir et courbe d'emmagasinement) et le cadre normatif utilisé (ratio de la largeur du fond de la brèche sur la hauteur du barrage, le temps de formation et la pente moyenne des berges), tout en modifiant les intrants et la paramétrisation de la méthode Monte Carlo (échantillonnage probabiliste, intégration de Monte Carlo et analyse des incertitudes), le nombre d'hydrogrammes probabilistes de rupture et le niveau de risque. De plus, l'intégration des données historiques de barrages utilisées, via un chiffrier Excel, dans l'échantillonnage probabiliste et la génération des scénarios de rupture probabilistes a l'avantage d'être adaptative et évolutive.

6.3 Limitations et perspectives

La sous-section suivante résume les principales limitations de la nouvelle stratégie ainsi que les perspectives de validation et d'amélioration des résultats obtenus.

Tout d'abord, les limitations du modèle numérique PROBABREACH et des résultats présentés dans le cadre de cette thèse sont les suivants.

- Bien que la possibilité de traduire l'incertitude sur différents types de barrages et modes de ruptures, les résultats présentés dans cette thèse se limite aux barrages en remblai et à la rupture par submersion. La structure du programme a été développée afin de faciliter la

mise à jour des données à fournir (ex. données historiques de rupture de barrage en béton) et des modules du programme.

- Bien que de nombreuses incertitudes, de natures diverses, sont impliquées dans la modélisation de la rupture progressive des barrages en remblai, seules les incertitudes liées aux paramètres de rupture normé sont considérées dans le cadre de ce projet (ratio de la largeur du fond de la brèche sur la hauteur du barrage, le temps de formation et la pente moyenne des berges de la brèche).
    - Une analyse de sensibilité sur chaque paramètre devrait être réalisée afin de mieux appréhender l'influence de l'échantillonnage probabiliste de ceux-ci sur les hydrogrammes probabilistes de rupture est à envisager (étudier l'échantillonnage probabiliste de chaque paramètre indépendamment d'autres, soit en gardant les deux autres « constants » pour une norme donnée).
- Bien que les hypothèses et méthodes utilisées lors de l'élaboration de l'approche probabiliste sont des approches « simplifiées », principalement celle liée au laminage du réservoir et l'évolution de la brèche de rupture, celles-ci s'avèrent « conservatrices » et les ordres de grandeur des débits de pointe peuvent être vérifiés en considérant les scénarios de rupture dans des modèles hydrauliques plus « sophistiqué ».
    - Une analyse comparative des hydrogrammes normés obtenus permettant d'évaluer l'influence des conditions d'écoulement en aval du barrage (négliger dans la stratégie proposée) et du modèle de vidange du réservoir (utilisation d'un modèle de vidange dynamique plutôt que statique comme celui considérer dans PROBABREACH) permettrait de vérifier la qualité et l'influence des hypothèses du programme et de guider la stratégie de développement du programme.
- Bien qu'un nombre d'hydrogrammes probabilistes de rupture à inclure lors de la réalisation de futures études de sécurité ne soit pas fourni « explicitement » (puisque le jugement de l'ingénieur.e demeure nécessaire dans la sélection des hydrogrammes probabilistes à tester pour une étude de sécurité donnée), les résultats fournissent un éventail de scénario de rupture ouvrant la discussion sur une éventuelle standardisation, leurs analyses d'influence sur les zones inondables et leurs intégrations dans la pratique des ingénieur.e.s.

Ensuite, malgré les limitations variées de la nouvelle stratégie, des hypothèses de l'approche probabiliste développée et des limites d'analyse de résultats présentée dans cette thèse, c'est

l'éventail de recherches, de développements et d'analyses des résultats possibles qui témoigne des perspectives riches, variées, intéressantes et pertinentes de la nouvelle stratégie proposée dans un cadre normatif. De plus, rappelons que le périmètre de la recherche visait initialement le cadre normatif et tentait de fournir une première et nouvelle stratégie conservatrice et « simplifiée » pouvant être mise en application dans la pratique des ingénieur.e.s.

Les perspectives de recherches et d'analyse permettront ainsi progressivement de mieux comprendre la sensibilité de cette approche sur les hydrogrammes probabilistes, de définir le cadre de formulation de futures études de rupture de barrages « standardisés » (ex. analyse des incertitudes sur les paramètres de rupture à réaliser en condition de rupture par temps sec ou par temps de crue) et d'évaluer la « nécessité » d'inclure des modèles plus sophistiqués lors de la génération des hydrogrammes de rupture (ex. influence du modèle de laminage du réservoir et des conditions en avales du barrage sur les hydrogrammes probabilistes).

Globalement, il est possible d'affirmer que les résultats obtenus ouvrent la porte à une discussion plus large quant à la méthode future permettant de combiner les autres incertitudes existantes (ex. rugosité du fond, des conditions avales, etc.)., mais surtout à sa mise en application dans le cadre d'étude de sécurité de barrage dans la pratique de l'ingénieur.e.

6.4 Recommandations

La section suivante résume les principales recommandations en vue d'une amélioration future du programme PROBABREACH développé dans le cadre de cette recherche. Soulignons que la programmation de l'interface client et la construction du programme informatique dépassent le cadre des connaissances de l'auteure et à principalement limité le développement d'un programme le plus « efficace » et « efficient » possible. Une collaboration avec des développeurs, des ingénieurs informatiques et ingénieurs logiciels permettraient de pousser les capacités du programme à un niveau supérieur. Il est malgré tout évident que les résultats obtenus et le programme développé dépassent grandement le cadre de la recherche et auront une portée intéressante, pertinente et concrète dans la pratique des ingénieur.e.s sur le marché, soit ceux pour qui il a été développé et imaginé.

En regard au modèle probabiliste développé et aux méthodes considérées (échantillonnage probabiliste, ajustement des lois statistiques, générateur de scénarios de rupture, modèle de

laminage du réservoir, module d'évolution de la brèche de rupture, intégration de Monte Carlo) bien qu'il soit éventuellement pertinent de comparer et varier les méthodes considérées, celles-ci ont été choisies afin de fournir une stratégie « simplifiée » et conservatrice (traduisant des débits de pointes plus élevés). Elle permet également de non seulement fournir un éventail d'hydrogrammes probabilistes de rupture et normé, mais surtout un éventail de scénarios de rupture normé permettant d'encadrer et évaluer l'influence du choix du modèle sur les hydrogrammes et la nécessité de raffiner PROBABREACH dans sa forme actuelle.

La liste des principales améliorations futures du programme, identifiées lors de son développement et sa mise en application, est les suivantes.

- Optimiser la méthode d'écriture des hydrogrammes dans un fichier texte par exemple et la lecture dans le même fichier (temporaire) pour permettre d'augmenter la capacité du modèle.
    - Ajuster le code pour permettre l'écriture dans un fichier de sortie des résultats intermédiaire dans un fichier texte (.txt) et permettre au programme d'aller lire dans le fichier si requis. Il serait ainsi possible d'augmenter le nombre d'itérations N par simulation de Monte Carlo possible à réaliser par le programme sans renvoyer une erreur liée à la mémoire de Matlab ou de l'ordinateur.
    - Lors de l'écriture des hydrogrammes ne pas enregistrer ou écrire tous les pas de temps de calculs afin d'économiser de la mémoire dans le programme, d'optimiser le temps de calcul et d'augmenter le nombre d'itérations par simulation de Monte Carlo possible par le programme pour de petit pas de temps.
- Permettre l'ajout d'un hydrogramme d'entrant dans le réservoir dans le module de laminage du réservoir afin de notamment fournir un portrait plus représentatif pour les ruptures en temps de crue. Ceci permettrait d'évaluer l'influence d'une analyse par temps sec (en condition normale) et par temps de crue sur les résultats probabilistes.
- Permettre l'écriture de la courbe d'emmagasinement à l'aide de pointe également (et non une courbe de régression) afin de permettre l'extraction d'une courbe d'emmagasinement à l'aide de données LiDAR par exemple.
- Permettre la réutilisation des N*K scénarios de rupture aléatoire préalablement générés afin de permettre de générer un jeu de données traduisant une erreur de convergence minimale et de standardiser le jeu de scénario de rupture aléatoire utilisé au fil des études. Cette option

permettrait également de gagner en termes de temps de calcul du programme puisque seul le laminage des scénarios en fonction de l'ouvrage serait dès lors nécessaire.

- Poursuivre le développement du modèle d'ajustement d'une loi probabiliste sur le débit de pointe probabiliste développé (version BETA disponible dans la version 1.0 du programme) en incluant son affichage et son exploitation via l'interface client et le renvoi de l'ajustement de la loi obtenu par le programme pour la génération des hydrogrammes probabilistes de rupture standardisés (GHPS).
- Inclure graphiquement les intervalles de confiance des ajustements de loi statistique sur les paramètres de rupture.

6.5 Conclusion

En conclusion, grâce au portrait de la problématique présentée il a été possible de définir et de situer le contexte d'application de ce projet doctoral dans le domaine de la sécurité hydraulique des barrages et le cadre d'une étude de sécurité de barrage en pratique. La revue de la revue de la littérature réaliser a quant à elle offerte un portrait global du contexte général dans lequel s'imbrique ce projet, de dresser l'éventail des données et méthodes disponibles dans la littérature ainsi que de situer le contexte dans lequel s'inscrit cette thèse de doctorat. C'est donc concrètement en regard aux incertitudes du scénario de rupture normé et aux besoins des ingénieur.e.s en pratique qu'a été délimité le périmètre de ce projet doctoral ainsi que les objectifs de cette thèse. C'est également ce qui a guidé l'élaboration de l'approche probabiliste développée et qui a motivé le choix des méthodes considérées dans le programme (maximisant le nombre de scénarios aléatoires générés tout en minimisant le temps de calcul).

Dans un contexte probabiliste, la nouvelle stratégie élaborée permet la production d'hydrogrammes probabilistes de rupture de barrages en remblai à l'aide de la méthode de Monte Carlo. La nouvelle stratégie élaborée prend en compte les trois paramètres de rupture incertains influant sur la modélisation de l'hydrogramme de rupture normé qui sont utilisés pour définir le scénario de bris du barrage (par temps sec et par temps de crue) dans la pratique courante de l'ingénieur.e. Les résultats de la mise en application de la nouvelle stratégie élaborée permettent à un gestionnaire de définir un niveau d'incertitudes sur l'hydrogramme de rupture par submersion normé (sa criticité)

et de vérifier la validité des paramètres normés spécifiés en fournissant un éventail d'hydrogrammes probabilistes normés répondant aux objectifs de cette thèse. L'élaboration de l'approche probabiliste a permis de développer un nouveau modèle probabiliste, intitulé PROBABREACH, qui peut être employé comme une étape d'analyse complémentaire / supplémentaire aux études de sécurité de barrages réalisées en pratique (sans avoir à modifier la norme utilisée). Il a l'avantage de permettre d'évaluer la criticité du scénario de rupture normé (pour un ouvrage donné et une norme donnée) et de s'appuyer sur la nouvelle base de données de rupture de barrage (Bernard-Garcia and Mahdi, 2020) également compilée dans le cadre de cette thèse.

L'échantillonnage probabiliste du modèle probabiliste s'appuie sur la plus importante base de données actuellement disponible dans la littérature (Bernard-Garcia and Mahdi, 2020). Celle-ci est le fruit d'un minutieux travail de compilation a été réalisé ayant permis l'obtention de 3 861 cas de ruptures historiques de barrage dans 69 pays. Cette base de données a l'avantage d'avoir été construite de manière à ouvrir son champ d'application à diverses études (types de barrages, modes de ruptures) et domaines d'application. Elle a permis de combler les principales lacunes soulevées et d'enrichir considérablement la revue de la littérature. Les données compilées dans cette dernière peuvent être utilisées et intéresser non seulement des chercheurs dans le domaine de la sécurité des barrages, mais également des ingénieur.e.s en pratique.

L'intégration de Monte Carlo est réalisée à l'aide du modèle probabiliste PROBABREACH (Version 1.0) élaboré, programmé, développé et compilé dans le cadre de cette thèse. Il permet de traduire l'influence des incertitudes des paramètres de rupture normés (ratio de la largeur du fond sur la hauteur du barrage, temps de formation et pente des berges), pour un barrage en remblai donné et une norme donnée, sur l'hydrogramme de rupture par submersion obtenu dans un cadre normatif. C'est l'intégration de Monte Carlo permet également de traduire une probabilité d'occurrence sur les hydrogrammes probabilistes générés. Les résultats obtenus permettent d'évaluer la criticité du scénario normé, répondant ainsi aux objectifs de cette recherche doctorale. Il fournit un éventail d'hydrogrammes probabilistes et de scénarios de rupture probabilistes pouvant être modélisé lors des simulations « avec bris » des études de sécurité courantes en pratique. En intégrant cette nouvelle stratégie, il est possible en pratique de non plus traduire une seule zone inondable, mais plusieurs (en fonction des scénarios « probables » retenus) et d'inclure une probabilité d'occurrence. Ce projet fournit donc une nouvelle stratégie adaptative et évolutive

prenant en compte les incertitudes inhérentes au domaine de la modélisation des ruptures de barrages et permettant d'outiller les gestionnaires de barrages afin de raffiner les études de ruptures par submersion des barrages en remblai actuels. Enfin, soulignons que les possibilités sont nombreuses malgré les limitations actuelles du programme. En regard au pragmatisme et la mise en application concrète de cette nouvelle stratégie dans la pratique des ingénieur.e.s, il est possible d'entrevoir une multitude de perspectives de recherches, d'analyses, d'intégration, d'adaptation et de développement de cette nouvelle stratégie au courant des prochaines années.

Dans un contexte de changements climatiques, de transition énergétique et en regard au vieillissement des ouvrages en remblai, les incertitudes liées à la rupture par submersion des barrages en remblai représentent un enjeu majeur et de plus en plus prioritaire. Dans l'ensemble, les retombées de ce projet touchent autant la sécurité des barrages, du public, de l'environnement que la sphère de l'économie témoignant de sa pertinence. Ainsi, autant dans le contexte actuel que dans le futur numérique bientôt à notre portée, ce projet permet d'ouvrir la voie vers des études de risque hydrique plus raffinées, sécuritaires et optimales.

RÉFÉRENCES

1. ACB (2007, révisé 2013). Directives de Sécurité des Barrages. Association canadienne des Barrages.

2. Addinsoft (2020). XLSTAT statistical and data analysis solution. Paris, France. https://www.xlstat.com

3. Ahmadisharafa, E et al. (2016). A probabilistic framework for comparison of dam breach parameters and outflow hydrograph generated by different empirical prediction methods. Environmental Modelling & Software (2016). Draft Version.

4. Azimi, R., Vatankhah, A.R., Kouchakzadeh S., (2015). Predicting peak discharge from breached embankment dams. In: E-Proceedings, 36th IAHR World Congress, Hague, Netherlands.

5. Bennani, S. (2016). Analyse des incertitudes de la méthode normée lors de la rupture des barrages en remblai en cas de surverse (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal). Tiré de https://publications.polymtl.ca/2412/

6. Bernard-Garcia, M. Mahdi, T.-F. (2020). A Worldwide Historical Dam Failure's Database, https://doi.org/10.5683/SP2/E7Z09B, Borealis, V1.

7. Bernard-Garcia, M. Mahdi, T.-F. (2020). “Overview and access to worldwide historical dam failure compilations”. Hydropower potential and development opportunities. HYDRO2020 Conference Proceedings. 26-28 October 2020.

8. Bernard-Garcia, M. Mahdi, T.-F. (2021) A WORLDWIDE DATABASE OF DAM FAILURE CASE STUDIES / UNE BASE DE DONNÉES MONDIALE DE CAS DE RUPTURES DE BARRAGE. 27th CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES À MARSEILLE 2021 (Due to CODIV-19 this event has been reported in May 2022). DOI : 10.1201/9781003211808-92

9. Bernard-Garcia, M. Mahdi, T.-F. (2020). “REVIEW AND UPDATED GUIDANCE FOR EMBANKMENT DAM BREACH PARAMETERS”. S. Walbridge et al. (eds.), Proceedings of the Canadian Society of Civil Engineering Annual Conference 2021, Lecture Notes in Civil Engineering 250. https://doi.org.10.1007/978-981-19-106504_52

10. Bernard-Garcia, M. Mahdi, T.-F. (ASCE, 2020). Discussion of "New Empirical Model for Breaching of Earth-Rock Dams" by Qiming Zhong, Shengshui Chen, Zhongzhi Fu, and Yibo Shan. Natural Hazards Review / Volume 21 Issue 2 - May 2020. https://doi.org/10.1061/(ASCE)NH.1527-6996.0000374

11. Broich, K. (1997) Computergestützte Analyse des Dammerosionsbruchs, Dissertation am Lhrstuhl Hydromechanik und Hydrologie, Prof. W. Bechteler, Institut für Wasserwesen, UniBw München, Mitteilungen Heft 61.

12. Broich, K. (1998). "Mathematical modeling of dam-break erosion caused by overtopping." M. Morris, ed., CADAM-Concerted Action on Dambreak Modeling: 2nd Project Workshop, Munich, Germany.

13. Brown, R. J., and Rogers, D. C. (1981). "BRDAM users' manual." U.S. Department of the Interior, Denver.

14. Brown, R. J., & Rogers, D. C. (1977). A simulation of the hydraulic events during and following the Teton Dam failure. Communication présentée à Proceedings of Dam-Break Flood Routing Model Workshop (p. 131-163).

15. Brown, R.J., et David C.R. (1981). Users Manual for Program BRDAM, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, April 1981, 73 p.

16. Cao, Z., Pender, G., Wallis, S., and Carling, P. (2004). "Computational dam-break hydraulics over erodible sediment bed." J. Hydraul. Eng., 130(7), 689–703.

17. Chen, Y. H., and Anderson, B. A. (1986). "Development of a methodology for estimating embankment damage due to flood overtopping." FHWA/ RD-86/126, FHWA, McLean, VA.

18. Chiganne, F., Marche, C., & Mahdi, T.-F. (2014). Modelisation probabiliste du debit de rupture par submersion d'un barrage en remblai. Canadian Journal of Civil Engineering, 41(8), 677. doi: 10.1139/cjce-2011-0570

19. Costa, J.E. (1985). Floods from Dam Failures. U.S. Geolofical Survey Open-File Report #85-560, Colorado, USA.

20. Costa, J. E. (1985). Floods from dam failures (Rapport no 85-560). Denver, Colorado: US Geological Survey. Tiré de http://pubs.usgs.gov/of/1985/0560/report.pdf

21. Costa et Schuster. (1988). J.E. Costa and R.L. Schuster, The formation and failure of natural dams, Geol. Soc. Am. Bull. 100 (1988), pp. 1054-1068.

22. Cristofano, E. A. (1965). Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earthfill Dams. Bureau of Reclamation. Denver, Colorado: U.S.

23. D'Agostino, R.B., and Stephens, M. A. (1986) Goodness-of-fit techniques. Series: Statistics, textbooks and monographs, v. 68. ISBN: 0-8247-8705-6

24. D'Eliso, C. (2007). Breaching of sea dikes initiated by wave overtopping: A tiered and modular modeling approach. Ph.D Dissertation, University of Braunschweig, Braunschweig, Germany and University of Florence, Italy.

25. De Lorenzo, G., & Macchione, F. (2014). Formulas for the Peak Discharge from Breached Earthfill Dams. Journal of Hydraulic Engineering, 140(1), 56-67. doi: 10.1061/(Asce)Hy.1943-7900.0000796

26. Degoutte, G. (2012). Zones protégées et zones d'expansion des crues. Dans Les déversoirs sur les digues fluviales (p. 19-21). Paris, France: Quae.

27. Engelund, F. et Hansen, E. (1967). A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams. Technisk Vorlag, Copenhagen, Denmark.

28. Evans, S.G., (1986). The maximum discharge of outburst floods caused by the breaching of man-made and natural dams. Can. Geotech. J. 23 (3), 385–387. Tiré de : http://dx.doi.org/10.1139/t86-053.

29. Faeh, R. (2007). “Numerical modeling of breach erosion of river embankments.” J. Hydraul. Eng., 133(9), 1000–1009.

30. Fell, R., Macgregor, P., Stapledon, D., Bell, G., Foster, M., (2015). Geotechnical Engineering of Dams. 2nd edition. Sydney, Australie.

31. FEMA 602 (2007). Final Report on Coordination and Cooperation with the European Union on Embankment Failure Analysis. The National Dam Safety Program.

https://damsafety.org/sites/default/files/files/fema602-EU%20Coordination%20Embankment%20Dam%20Failure%20Analysis.pdf

32. Franca, M. J., and Almeida, A. B. (2004). “A computational model of rockfill dam breaching caused by overtopping (RoDaB).” J. Hydr. Res., 42(2), 197–206.

33. Fread, D. L. (1971). Transient hydraulic simulation: Breached earth dams. (UNIVERSITY OF MISSOURI-ROLLLA, Rolla, Missouri).

34. Fread, D. L. (1977). The development and testing of a dam-break flood forecasting model. Communication présentée à Proc. of Dam-Break Flood Modeling Workshop, US Water Resources Council, Washington, DC (p. 164-197).

35. Fread, D. L. (1984a). DAMBRK: The NWS dam-break flood forecasting model (vol. 4). Silver Springs, Maryland: Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, NOAA. Silver Spring, MD.

36. Fread, D. L. (1984b). A Breach Erosion Model for Earthen Dams. Proceedings of the Specialty Conference on Delineation of Landslide, Flash Flood and Debris Flow Hazards in Utah, Utah State University, Logan, Utah.

37. Fread, D. L. (1988 et 1991). BREACH, an erosion model for earthen dam failures. Silver Spring, Maryland Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, NOAA. Silver Spring, MD.

38. Fread, D. L., and Lewis, J. M. (1988). “FLDWAV: A generalized flood routing model.” Proc., National Conf. on Hydraulic Eng., ASCE, New York, 668–673.

39. Fread, D. L. (1993). NWS FLDWAV model: The replacement of DAMBRK for dam-break flood prediction. ASDSO Conference, Kansas City, Missouri, Sept. 26-29, p. 177-184. Dam Safety 93. 26-29. Tiré de http://www.nws.noaa.gov/ohd/hrl/hsmb/docs/hydraulics/papers_before_2009/hl_326.pdf

40. Froehlich, D. C. (1987). Embankment-Dam Breach Parameters. In Hydraulic Engineering, Proceedings of the 1987 ASCE National Conference on Hydraulic Engineering, Williamsburg, Virginia, August 3-7, 1987, p. 570-575.

41. Froehlich, D. C. (1995a). Peak outflow from breached embankment dam. Journal of Water Resources Planning and Management, 121(1), 90-97.

42. Froehlich, D. C. (1995b). “Embankment dam breach parameters revisited.” Proc., 1995 Conf. on Water Resources Engineering, ASCE, New York, 887–891.

43. Froehlich, D. C. (2002). IMPACT Project Field Tests 1 and 2: .Blind. Simulation by Dave F. Presented at the 2nd IMPACT Workshop in Mo-I-Rana Norway September 12/13.

44. Froehlich, D. C. (2004). Two dimensional model for embankment dam breach formation and flood wave generation. Association of State Dam Safety Officials Dam Safety 2004 Conf., ASDSO, Lexington, KY.

45. Froehlich, D.C. et Tufail, M. (2004). Evaluation and use of Embankment Dam Breach Parameters and their Uncertainties. Annual Conference of Association of State Dam Safety Officials, September, Phoenix, Arizona, USA.

46. Froehlich, D. C. (2008). Embankment dam breach parameters and their uncertainties. Journal of Hydraulic Engineering.DOI :10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134 :12(1708).

47. Froehlich D. C. (2016a), Predicting Peak Discharge from Gradually Breached Embankment Dam, American Society of Civil Engineers, DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001424. (Table 1-p.3-6) Tire de : http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001424.

48. Froehlich D. C. (2016b), Empirical model of embankment dam breaching, Conference Paper, June 2016, DOI: 10.1201/9781315644479-285. (Table 1 ; p.7-9)

49. Fuamba, M., Marche, C., Pelletier, C. (2002). DESCRIPTION DU PROCESSUS DE FORMATION DE LA BRÈCHE LORS DE LA RUPTURE D'UNE DIGUE SUBMERGÉE. Congrès annuel de la Société canadienne de génie civil. 5-8 juin 2002. Montréal, Québec, Canada.

50. González, D. (2017). TWO-DIMENSIONAL DEPTH-AVERAGED (2DH) DAM BREACH FLOOD MODELING USING HEC-RAS. Dam Rehabilitation and Improvement Project, Egis Eau, New Delhi, India. Third National Dam Safety Conference 16-17 February 2017, Roorkee

51. Hagen, V.K., (1982). Re-evaluation of design floods and dam safety. Proceedings 14th Congress of International Commission on Large Dams. International Commission on Large Dams, Paris.

52. Hanson, G. J., Cook, K. R., and Hunt, S. L. (2005). “Physical modeling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments.” Trans. ASABE, 48(5), 1783–1794.

53. Hanson ,G. J. , Tejral, R. D., Hunt, S. L., Temple, D. M., (2010). Internal erosion and impact of erosion resistance. In: Proceedings of 30th U.S. Society on Dams annual meeting and conference (CD-ROM), USSD, Sacramento, pp 773–784.

54. Hassan MAA, Morris MW, Hanson G and Lakhal K (2004). Breach formation: Laboratory and numerical modelling of breach formation. Association of State Dam Safety Officials: Dam Safety 2004. Phoenix, Arizona Sept 2004.

55. Harris, G. W., & Wagner, D. A. (1967). Outflow from Breached Earth Dams. B.Sci. thesis, Dept. of Civil Engineering. Salt Lake City, Utah: University of Utah. UT.

56. Hodak, J., & Jandora, J. (2004). Statistical approach for modeling of dam breach due to overtopping (vol. 27, p. 135-144). Dresden, Germany: Institut fur Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden

57. Höeg, K., Løvoll, A. and Vaskinn, K. A (2004) Stability and breaching of embankment dams: field tests on 6 meter high dams. The International Journal of Hydropower and Dams, Issue 5, 2004.

58. Hooshyaripor, F., Tahershamsi, A., Behzadian, K. (2015). Estimation of peak outflow in dam failure using neural network approach under uncertainty analysis. Water Resources, 42(5), 721-734. doi: 10.1134/S0097807815050085

59. Hooshyaripor, F., Tahershamsi, A., Golian, S., (2014). Application of copula method and neural networks for predicting peak outflow from breached embankments. J. Hydroenviron. Res. 8 (3), 292–303. Tiré de: http://dx.doi.org/10.1016/j.jher.2013.11.004.

60. Hydro-Québec (2015). Innovation et veille technologique : Revue des concepts du développement des brèches pour les études de rupture de barrage. Direction barrages et infrastructures. Unité Expertise en barrages. 14 décembre 2015

61. IMPACT. (2004). Risk and Uncertainty (WP5)-Technical Report, Investigation of Extreme Flood Processes & Uncertainty (IMPACT). Tiré de http://www.impact-project.net/AnnexII_DetailedTechnicalReports/AnnexII_PartD_WP5/WP5_technical_Report_V1_2.pdf

62. ICOLD (2018), Synthèse générale, tiré de : https://www.icold-cigb.org/FR/registre_des_barrages/synthese_generale.asp

63. INRS-Eau (1997). Simulation hydrodynamique et bilan sédimentaire des rivières Chicoutimi et des Ha ! Ha ! lors des crues exceptionnelles de juillet 1996. Rapport INRS-Eau No. R487. Travaux réalisés pour le compte de la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages. 207 pages, janvier. (Cut-Away dike)

64. INRS-ETE (2014) Institut National de la Recherche Scientifique, Centre Eau, Terre et Environnement, A. Mailhot, G. Panthou, G. Talbot, Recommandation sur les majorations à considérer pour les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) aux horizons 2040-2070 et 2070-2100 pour l'ensemble du Québec, PHASE II.

65. Jantzen, J., Marche, C., Mahdi, T.-F. (2013). Détermination de l'hydrogramme de rupture par déversement en crête pour barrages en terre et en enrochement disposant d'un rideau en béton. Canadian Journal of Civil Engineering. 40: 537–546 (2013) dx.doi.org/10.1139/cjce-2011-0406

66. Justin, J. D. 1932. Earth dam projects. John Wiley and Sons, 2nd Ed., New York.

67. Kirkpatrick, G.W. (1977a). Guidelines for Evaluating Spillway Capacity. Water Power and Dam Construction. Vol. 29. #8 pp. 29-33.

68. Kirkpatrick, G. W. (1977b). Evaluation Guidelines for Spillway Adequacy. Communication présentée à The evaluation of dam safety : Engineering Foundation Conference proceedings, Pacific Grove, California (p. 395-414).

69. Kleinschmidt Associates (2019). Probabilistic Dam Breach Modeling. McBreach User's Manual. June 2019.

70. Kraus, N. C., and Hayashi, K. (2005). "Numerical morphologic model of barrier island breaching." Proc., 29th Coastal Eng. Conf., World Scientific Press, Hackensack, NJ, 2120–2132.

71. Lismanis, B. (2013). Numerical Modelling of Dam Breaching (2013). Thesis submitted to the Faculty of Graduate and Postdoctoral Studies in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Applied Science in Civil Engineering. Department of Civil Engineering University of Ottawa September, 2012. Lien : https://ruor.uottawa.ca/bitstream/10393/24004/4/Lismanis_Brandon_2013_thesis.pdf

72. Lou, W. C. (1981). “Mathematical modeling of earth dam breaches.” Ph.D., dissertation, Colorado State Univ., Fort Collins, CO.

73. Macchione, F. et Sirangelo, B. (1988). Study of Earth Dam Erosion due to Overtopping. Proceedings of the Technical Conference on Hydrology of Disasters, held in Geneva, Switzerland, November (1988).

74. Macchione, F. (2008). Model for predicting floods due to earthen dam breaching. I: Formulation and evaluation. Journal of Hydraulic Engineering, 134(12), 1688-1696. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:12(1688)

75. Macchione, F., Rino, A., (2008). Model for predicting floods due to earthen dam breaching. II: Comparison with other methods and predictive use. ASCE J. Hydraul. Eng. 134 (12), 1697–1707. Tiré de: http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:12(1697).

76. Macchione, F., & Lou, W. C. (1981). MATHEMATICAL MODELING OF EARTH DAM BREACHES. (Ph.D., Colorado State University, Ann Arbor). Accessible par ProQuest Dissertations & Theses A&I; ProQuest Dissertations & Theses Global.

77. MacDonald, T. C., & Langridge-Monopolis, J. (1984). Breaching charateristics of dam failures. Journal of Hydraulic Engineering, 110(5), 567-586.

78. Mahdi, T.-F., (2009). Semi-two-dimensional numerical model for river morphological change prediction: theory and concepts. Springer Science+Business Media B.V. 2009. Nat Hazards (2009) 49:565–603. DOI 10.1007/s11069-008-9304-9

79. Mahdi, T.-F., (2010) Modèles de formation des brèches dans les barrages en terre et en enrochement : Revue de l’état de l’art et besoins en recherche. Polytechnique Montréal. Préparé pour l’Institut de Recherche d’Hydro-Québec. Projet C.D.T. P3775. Juillet 2010.

80. Marche, C. et Fuamba, M. (2002). Observation et prédiction d’une brèche de rupture dans une digue submergée. Canadian Journal pf Civil Engineering. Vol. 29, No. 6 pp. 875-884.

81. Marche, C., Mahdi, T. et Quatch, T. (2006). ERODE : Une méthode fiable pour établir l'hydrogramme de rupture potentielle par surverse de chaque digue en terre. 22ème congrès de la Commission Internationale des Grands Barrages, Barcelone, Espagne.

82. Marche, C. (2008). Barrages: crues de rupture et protection civile (2e édition éd.). Montréal: Presses internationales Polytechnique.

83. Masson, L. (2009). Évaluation du gain de sécurité relié au rehaussement d'une digue munie d'un élément d'étanchéité rigide (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal). Tiré de https://publications.polymtl.ca/163/

84. Matlab (2021b) Natick, Massachusetts: The MathWorks Inc.

85. Meyer-Peter, E. et Muller, R. (1948). Formulas for Bed Load Transport. Proceedings 2nd Congress IAHR, Stockholm, Sweden.

86. Ministry of Water Resources, P. R. China, (MWR, 2015) Dam Breach Register Book of the National Reservoirs. Dam Safety Management Center of the Ministry of Water Resources, Nanjing, China. (IN CHINESE)

87. Mohamed, M., Samuels, P. G., & Morris, M. W. (2001). Uncertainties in dam failure modelling with the US NWS BREACH model. Communication présentée à First International Conference on River Basin Management, September 11, 2001 - September 13, 2001, Cardiff, United kingdom (p. 129-138).

88. Mohamed, M. A. A. (2002). Embankment breach formation and modelling methods. PhD. Thesis, The Open University, United Kingdom. UK.

89. Mohamed, A. A. A., Samuels, P. G., Morris, M. W., and Ghataora, G. S. (2002). Improving the accuracy of prediction of breach formation through embankment dams and flood embankments. Proc., Int. Conf. on Fluvial Hydraulics (River Flow 2002), Louvain-la-Neuve, Belgium.

90. Molinaro, P. and Mairone, D. (1991). The Experience developed by ENEL in Dam-Break Wave Computation and Flood Risk Analysis. Colloque Internationale pour la simulation des Ondes de Submersion, Montréal, Canada.

91. Morris, M. W. (2000). “CADAM: A European concerted action project on dam break modeling.” Biennial Conf. Proc., British Dam Safety, Thomas Telford, London.

92. Nogueira, V. D. Q. (1984). “A mathematical model of progressive earth dam failure.” Ph.D. dissertation, Colorado State Univ., Fort Collins, CO.

93. Nourani, V., Hakimzadeh, H., & Amini, A. B. (2012). Implementation of artificial neural network technique in the simulation of dam breach hydrograph. Journal of Hydroinformatics, 14(2), 478-496. Tiré de http://jh.iwaponline.com/content/ppiwajhydro/14/2/478.full.pdf

94. Paquier, A. Nogues, P. et Herledan, R. (1998). Model of Piping in order to Cumpute Dambreak Wave. CADAM Munich meeting 8/9/October.

95. Paquier, A. (1988) Test Cases of Dam Breach Simulation with comments on the results of CEMAGREF. CADAM Munich meeting 8/9/October.

96. Pierce, M. W. (2008). Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Dams. M.S Thesis, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.

97. Pierce, M. W., Thornton, C. I., & Abt, S. R. (2010). Predicting peak outflow from breached embankment dams. Journal of Hydrologic Engineering, 15(5), 338-349. doi: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000197

98. Ponce, V. M., and Tsivoglou, A. J. (1981). Modeling gradual dam breaches. Journal of the Hydraulics Division, Proceeding of the ASCE, 107(7), 829-838.

99. Ponce, V. M. (1982). “Documented cases of earth dam breaches.” Res. Rep. SDSU Civil Eng. Series, No. 82149, San Diego State Univ., CA, 43.

100. Publication Québec (2022). Règlement sur la sécurité des barrages. Loi sur la sécurité des barrages. 2022. Lien : https://www.legisquebec.gouv.qc.ca/fr/document/lc/s-3.1.01#:~:text=Tout%20barrage%20doit%20%C3%AAtre%20maintenu,82022%2C%20c

101. Riha, J. et Danacek, J. (2000). Mathematical Modelling of Earth Dam Breach due to Overtopping. Journal of Hydrology and Hydromechanics, (Slovakia), Vol. 48, pp.165-179. (en tchèque).

102. Roelvink, D., Reniers, A., van Dongeren, A., de Vries, J. v. T., McCall, R., and Lescinski, J. (2009). “Modeling storm impacts on beaches, dunes, and barrier islands.” J. Coastal Eng., 56(11–12), 1133–1152.

103. Rozov, A. L. (2003). “Modeling of washout of dams.” J. Hydr. Res., 41(6), 565–577.

104. Sammen, S. S., Mohamed, T. A., Ghazali, A. H. Sidek, L. M. El-Shafie, A. (2016). Generalized Regression Neural Network for Prediction of Peak Outflow from Dam Breach. Springer Science+Business Media Dordrecht 2016. Water Resour Manage (2017) 31:549–562. DOI 10.1007/s11269-016-1547-8

105. Sammen, S. S., Mohamed, T. A., Ghazali, A. H. Sidek, L. M. El-Shafie, A. (2017). An evaluation of existent methods for estimation of embankment dam breach parameters. Springer Science+Business Media Dordrecht 2017. Nat Hazards (2017) 87:545–566. DOI 10.1007/s11069-017-2764-z

106. Schoklitsch, A. (1962) Handbuch des Wasserbaues. 3rd Edition Springer-Verlag, Vienna, Austria.

107. Singh, K. P., & Snorrason, A. (1984). Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models. Journal of hydrology, 68(1), 295-310. Tiré de http://www.mde.state.md.us/assets/document/damsafety/NRCS/Earth%20Dams%20and%20Reservoirs.pdf

108. Singh, K. P., & Scarlatos, P. (1985). Breach Erosion of Earthfill Dams and Flood Routing (BEED) Model, Report 14. Vicksburg, Mississipi: US Army Engineer Waterways Experiment Station, Environmental Laboratory.

109. Singh, V. P. and Quiroga, C. A. (1987). A Dam-Breach Erosion Model : I Formulation. Water Ressources Management Vol.1 pp. 177-197.

110. Singh, V.P. Scarlatos, P. D. Collins, J. G. et Jourdans, M. R. (1988). Breach Erosion of EArthfill Dams and Flood Routing : BEED Model. Natural Hazards, Vol.1 pp. 161-180.

111. Singh, V. P., and Scarlatos, C. A. (1988). Analysis of gradual earth-dam failure J. Hydraulic Eng., 114(1), 21–42.

112. Singh, V. P. (1996). Dam breach modeling technology, Kluwer Academic, Dordrecht, Netherlands.

113. Smart, G.M. (1984). Sediment Transport Formula for Steep Channels. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 3, pp. 267-276.

114. Soil Conservation Service. (1981). Simplified Dam-Breach Routing Procedure, Technical release No.66 (Rev.1). Washington, D.C.: United States Departement of Agriculture. Tiré de ftp://ftp.wcc.nrcs.usda.gov/wntsc/H&H/other/TR66documentation.pdf

115. Soil Conservation Service. (1985). Earth dams and reservoirs, Technical release No.60. Washington, D.C.: United States Departement of Agriculture

116. Stanford University (NPDP, 2016), National Performance of Dams Program, Dam Failure Loss-of-Life Consequences, From : http://npdp.stanford.edu/consequences_fatalities

117. Taher-Shamsi, A. Shetty, A.V. et Ponce, V.M. (2004). Embankment dam breaching : geometry and peak outflow characterictics. Dam Engineering Vol. 14 Issue #2.

118. Takahashi, T. et Nakagawa, H. (1994) Flood/Debris Flow Hydrograph due to Collapse of a Natural Dam by Overtopping. Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering, Vol. 12, No.2, November pp. 41-49.

119. Tchamen, G.W. and Gaucher, J. (2010) Évaluation de l'incertitude due au modèle de représentation du réservoir dans les analyses de rupture de barrage. Canadian Journal of Civil Engineering. 37(7): 980-990. https://doi.org/10.1139/L10-034

120. Temple, D. M., and Hanson, G. J. (2005). Earth dam overtopping and breach outflow. Communication présentée à 2005 World Water and Environmental Resources Congress, May 15, 2005 - May 19, 2005, Anchorage, AK, United states (p. 407). doi: 10.1061/40792(173)407

121. Temple, D., Hanson, G., & Neilsen, M. (2006). WinDAM--Analysis of overtopped earth embankment dams. Communication présentée à Proc. of the ASABE Annual International Meeting, Portland, Oregon.

122. Temple, D.M., Hanson, G.J., Neilsen, M.L. et Cook, K.R. (2005). Simplified Breach Analysis Model for Homogeneous Embankments: Part I. USSD Proceedings: Technologies

to Enhance Dam Safety and the Environment, 25th Annua USSD Conference, Salk Lake City, Utah, June 6-10.

123. Tingsanchali, T., and Chinnarasri, C. (2001). “Numerical modeling of dam failure due to flow overtopping.” Hydrol. Sci. J., 46(1), 113–130.

124. Tuffin, B. (2010). La simulation de Monte Carlo. Paris: Hermès Science : Lavoisier.

125. U.S.Army Corps of Engineers (2016a). HEC-RAS Hydraulic Reference Manual Version 5.0. Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.

126. U.S.Army Corps of Engineers (2016). HEC-RAS Hydraulic Reference Manual Version 5.0. Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.

127. U.S. Bureau of Reclamation. (1982). Guidelines for Defining Inundated Areas Downstream from Bureau of Reclamation Dams. Denver, Colorado: Reclamation Planning Instruction Rep. No. 82-11, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

128. Vaskinn KA, Løvell A, Höeg K, Morris M, Hanson G and Hassan MAA (2004). Physical modelling of breach formation: Large scale field tests. Association of State Dam Safety Officials: Dam Safety 2004. Phoenix, Arizona Sept 2004.

129. Visser, P. J. (1998). “Breach growth in sand-dikes.” Communications on Hydraulic and Geotechnical Eng., Report No. 98-1, Delft Univ. of Technology, Netherlands.

130. Von Thun, J., Lawrence et David R. G. (1990). Guidance on Breach Parameters unpublished internal document. U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado. March 13, 1990. 17p.

131. Wahl, T. L. (1998). Prediction of embankment dam breach parameters: a literature review and needs assessment (Dam Safety Research Report DSO-98-004). US Bureau of Reclamation.

132. Wahl, T. L. (2004). Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters. Journal of hydraulic engineering, 130(5), 389-397.

133. Wahl, T. L. (2007). Laboratory investigations of embankment dam erosion and breach processes. Rep. T032700-0207A, CEA Technologies, Inc. (CEATI), Montréal.

134. Wahl, T. L., et al. (2008). Development of next-generation embankment dam breach models. Proc., 2008 U.S. Society on Dams Annual Meeting and Conf., Portland, OR, 767–779.

135. Wahl, T. L. (2014). Evaluation of Erodibility-Based Embankment Dam Breach Equations (Hydraulic Laboratory Report HL-2014-02). Denver, Colorado: US Bureau of Reclamation.

136. Walder, J.S., O'Connor, J.E., (1997). Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earth dams. Water Resour. Res, 33 (10), 2337–2348. Tiré de : http://dx.doi.org/10.1029/97WR01616.

137. Wang, P., & Kahawita, R. (2002). Modeling the Hydraulics and Erosion process in Breach Formation due to Overtopping. Communication présentée à Sedimentation and Sediment Transport, Monte Verita, Switzerland. Sedimentation and Sediment Transport Edited by A. Gyr and W. Kindzelbach. September.

138. Wang, B., Chen, Y., Wu, C., Peng, Y., Song, J., Liu, W., Liu, X., (2018). Empirical and semi-analytical models for predicting peak outflows caused by embankment dam failures. Journal of Hydrology 562 (2018) 692–702/0022-1694/. Tiré de : https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.05.049

139. Wang, G. Q., Zhong, D. Y., Zhang, H. W., Sun, Q. C., and Hu, D. C. (2008). "Numerical modeling of breach process of Tangjiashan landslide dam generated by Wenchuan earthquake." Sci. Commun., 53(24), 3127–3133 (in Chinese).

140. Wang, P., Kahawita, R., Mokhtari, A., Phat, T. M., and Quach, T. T. (2006). Modeling breach formation in embankments due to overtopping. ICOLD Conf., Barcelona, Spain.

141. Wang, Z., and Bowles, D. S. (2006a). Three-dimensional non-cohesive earthen dam breach model. Part 1: Theory and methodology. Adv. Water Resour., 29(10), 1528–1545.

142. Wang, Z., and Bowles, D. S. (2006b). Three-dimensional non-cohesive earthen dam breach model. Part 2: Validation and application. Adv. Water Resour., Vol.29. pp. 1490-1503.

143. Wang. Z. et Bowles, D. S. (2006c). Dam breach simulations with multiple breach locations under wind and wave actions. Advances in Water Resources, Vol. 29, pp. 1222-1237.

144. Wang, Z. et Bowles, D. S. (2006d). Overtopping breaches for long dam estimated using a three dimensional model. Proceedings of 26th Annual United States Society on Dams Conference, San Antonio, Texas, USA May 1-5.

145. Webby, M.G., 1996. Discussion of “Peak outflow from breached embankment dam” by David C. Froehlich. ASCE J. Water Resour. Plann. Manag. 122 (4), 316–317 DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9496(1996)122:4(316).

146. WEST Consultants Inc. (2015). A Probabilistic approach to dam breach modelling. Online presentation. Portland (OR), USA.

147. World Information Service on Energy. (WISE, 2019). Chronology of major tailings dam failures. WISE Uranium Project. Last updated: 23 February. 2020. Tiré de : www.wise-uranium.org/mdaf.html

148. Wu, W., and Wang, S. S. Y. (2007). “One-dimensional modeling of dambreak flow over movable beds.” J. Hydraul. Eng., 133(1), 48–58.

149. Wu, W., Kang, Y., and Wang, S. S. Y. (2009). “An earthen embankment breach model.” Proc., 33rd Congr. of IAHR (CD-ROM), Vancouver, Canada.

150. Wu, W. (2010). “A depth-averaged 2D model of coastal levee and barrier island breach processes.” Proc., 2010 World Environmental and Water Resources Congr. (CD-ROM), Providence, RI

151. Wu, WM. (2013). Simplified physically based model of earthen embankment breaching. Journal of Hydraulic Engineering, 139(8): 837-851. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000 741.

152. Wurbs, R. A. (1987). Dam-Breach Flood Wave Models. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113, No.1, p. 29-46.

153. Xu, Y., & Zhang, L. M. (2009). Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(12), 1957-1970. doi: 10.1061/(ASCE)Gt.1943-5606.0000162

154. Yang C. T. et Simões F. J. M. (2002), User’s Manuel for GSTAR3.0 (Generalized Sediment Transport model for Alluvial River Simulation version 3.0), U.S. Bureau of Reclamation.

155. Zerrouk, N.E., et Marche, C. (2001). Les prévisions des brèches de rupture de barrages en terre restent difficiles. Revue Canadienne de Génie Civil, 28 : 120–132.

156. Zerrouk, N. E. (2004). Etude hydraulique et geotechnique de la formation de breches dans un barrage en terre. (Ph.D., Ecole Polytechnique de Montreal Montreal, Québec).

157. Zhang, L., Peng, M., Chang, D., & Xu, Y. (2016). Dam failure mechanisms and risk assessment. 2016 John Wiley & Sons Singapore Pte. Ltd. Published 2016 by John Wiley & Sons Singapore Pte. Ltd. Nat Hazards (2016) 84:1385–1418. DOI 10.1007/s11069-016-2492-9

158. Zhong, Q., Wu, W., Chen, S., Wang, M. (2016). Comparison of simplified physically based dam breach models. Springer Science+Business Media Dordrecht 2016. Nat Hazards (2016) 84:1385–1418. DOI 10.1007/s11069-016-2492-9

159. Zhong, Q.-M., Chen, S.-S, Dend, Z. (2017). Numerical model for homogeneous cohesive dam breaching due to overtopping failure. Science Press and Institute of Mountain Hazards and Environment, CAS and Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2017. DOI: 10.1007/s11629-016-3907-5.

160. Zhu, Y.-H., Visser, P. J., and Vrijling, J. K. (2006). A model for breach erosion in clay-dikes. Coastal Dynamics 2005: Proc., 5th Int. Conf., A. Sanchez-Arcilla, ed., ASCE, Reston, VA.

161. Zio, E. (2013). Advanced Monte Carlo Simulation Techniques for System Failure Probability Estimation Dans The Monte Carlo Simulation Method for System Reliability and Risk Analysis (p. 121-124). London, [Angleterre]: Springer.

ANNEXE A RÉFÉRENCES – BASE DE DONNÉES (BERNARD-GARCIA AND MAHDI, 2020)

[1] Costa, J. E., and Schuster, R. L. (1991). Documented historical landslide dams from around the world. US Geological Survey Open-File Report, 91–239, 486 pp.

[2] Ermini, L., and Casagli, N. (2003). “Prediction of the behaviour of landslide dams using a geomorphological dimensionless index.” Earth Surface Processes and Landforms, 28(1), 31–47.

[3] Miller, B. G. N., and Cruden, D. M. (2002). “The Eureka River landslide and dam, Peace River Lowlands, Alberta.” Canadian Geotechnical Journal, 39(4), 863–878.

[4] Geertsema, M., and Clague, J. J. (2006). “1000-year record of landslide dams at Halden Creek, north-eastern British Columbia.” Landslides, 3(3), 217–227.

[5] Yan, R. (2006). Secondary disaster and environmental effect of landslides and collapsed dams in the upper reaches of Minjiang River. Master Thesis, Sichuan University, Chengdu, China, 143 pp.

[6] Chai, H. J., Liu, H. C., and Zhang, Z. Y. (1998). “Study on the categories of landslide-damming of rivers and their characteristics.” Journal of the Chengdu Institute of Technology, 25(3), 411–416. (IN CHINESE)

[7] Xu, Q., Fan, X. M., Huang, R. Q., and Westen, C. V. (2009). “Landslide dams triggered by the Wenchuan Earthquake, Sichuan Province, south-west China.” Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 68(3), 373–386.

[8] Cui, P., Han, Y. S., Chao, D., and Chen X. Q. (2011). Formation and treatment of landslide dams emplaced during the 2008 Wenchuan earthquake, Sichuan, China. Natural And Artificial Rockslide Dams, Edited by Evans, S. G., Hermanns, R. L., Storm, A., and Scarascia-Mugnozza, G., Lecture Notes in Earth Sciences, 133, 295–321.

[9] Nie, G. Z., Gao, J. G., and Deng, Y. (2004). Preliminary study on earthquake-induced dammed lake. Quaternary Sciences, 24(3), 293–301.

[10] "Tung, Y. X. (2008). Quantitative Analysis for Stability of Landslide Dams. Master thesis, National Central University, Taiwan.

"

[11] Dunning, S. A., Rosser, N. J., Petley, D. N., and Massey, C. R. (2006). “Formation and failure of the Tsatichhu landslide dam, Bhutan.” Landslides, 3(2),107–113.

[12] Evans, S. G. (1986). Landslide damming in the Cordillera of western Canada, in R. L. Schuster (ed.), Landslide Dams: Processes, Risk and Mitigation. Geotechnical Special Publication No. 3, ASCE, New York, 111–130.

[13] Clague, J. J., and Evans, S. G. (1994). “Formation and failure of natural dams in the Canadian Cordillera.” Geological Survey of Canada, Bulletin 464.

[14] Bovis, M. J., and Jakob, M. (2000). “The July 29, 1998, debris flow and landslide dam at Capricorn Creek, Mount Meager Volcanic Complex, southern Coast Mountains, British Columbia.” Canadian Journal of Earth Sciences, 37(10), 1321–1334.

[15] Cruden, D. M., Lu, Z. Y., and Thomson, S. (1997). “The 1939 Montagneuse River landslide, Alberta.” Canadian Geotechnical Journal, 34(5), 799–810.

[16] Miller, B. G. N., Cruden, D. M. (2002). “The Eureka River landslide and dam, Peace River Lowlands, Alberta.” Canadian Geotechnical Journal, 39 (4): 863–878.

[17] Mora, S., Madrigal, C., Estrada, J. and Schuster, R. L. (1993). “The 1992 Rio Toro landslide dam, Costa Rica.” Landslide News, 7, 19–22.

[18] Plaza-Nieto, G., and Zevallos, O. (1994). “The 1993 La Josefina rockslide and Rio Paute landslide dam, Ecuador.” Landslide News, 8: 4–6.

[19] Plaza-Nieto, G., Yepes, H., and Schuster, R. L. (1990). “Landslide dam on the Pisque river, northern Ecuador.” Landslide News, 4: 2–4.

[20] Gupta, V., and Sah, M. P. (2008). “Impact of the Trans-Himalayan Landslide Lake Outburst Flood (LLOF) in the Satluj catchment, Himachal Pradesh, India.” Natural Hazards, 45(3), 379–390.

[21] Casagli, N. and Ermini., L. (1999). “Geomorphic analysis of landslide dams in the northern Apennines.” Transaction Japanese Geomorphological Union, 20, 219–249.

[22] Nicoletti, P. G., and Parise, M. (2001). “Seven landslide dams of old seismic origin in south-eastern Sicily (Italy).” Geomorphology, 46(3–4), 203–222.

[23] Sassa, K., Fukuoka, H., Wang, F., Wang, G. H., Okada, K., and Marui, H. (2006). "Landslide Disasters Triggered by the 2004 Mid-Niigata Prefecture Earthquake in Japan." Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 49C, 119–136.

[24] Hermanns, R. (2005). "All Clear for Allpacoma Landslide Dam." MAP:GAC Newsletter, 5(1).

[25] Sabo Dept., MLIT (2007). Landslide dam formed in Kawaradariver in Ishikawa Pref. online: http://www.sabo-int.org/ case/2007japan_wajima.pdf.

[26] Adhikari, D. P., and Koshimizu, S. (2005). "Debris flow disaster at Larcha, upper Bhotekoshi Valley, central Nepal." Island Arc, 14(4), 410–423.

[27] Hancox, G. T., McSaveney, M. J., Manville, V. R., and Davies, T. R. (2005). "The October 1999 Mt Adams rock avalanche and subsequent landslide dam-break flood and effects in Poerua River, Westland, New Zealand." New Zealand Journal of Geology and Geophysics, 48(4), 683–705.

[28] Becker, J. S., Johnston, D. M., Paton, D., Hancox, G. T., Davies, T. R., McSaceney, M. J., and Manville, V. R. (2007). "Response to landslide dam failure emergencies: issues resulting from the October 1999 Mount Adams Landslide and dam-break flood in the Poerua River, Westland, New Zealand." Natural Hazards Review, 8(2), 35–42.

[29] Massey, C. I., Manville, V., Hancox, G. H., Keys, H. J., Lawrence, C., and McSaveney, M. (2010). "Out-burst flood (lahar) triggered by retrogressive landsliding, 18 March 2007 at Mt Ruapehu, New Zealand-a successful early warning." Landslides, 7(3): 303–315.

[30] Adams, J. (1981). "Earthquake triggered landslides from lakes in New Zealand." Earthquake Information Bulletin (USGS), 13(6), 204–215.

[31] Jennings, D. N., Webby, M. G., and Parkin, D. T. (1993). "Tunawaea landslide dam, King Country, New Zealand." Landslide News, 7, 25–27.

[32] Lee, K. L., and Duncan, J. M. (1975). Landslide of April 25, 1974, on the Mantaro River, Peru. Washington, D. C., Committee on Natural Disasters, Commission on Sociotechnical Systems, National Research Council, 71 pp.

[33] Nash, T., Bell, D., Davies, T., and Nathan, S. (2008). “Analysis of the formation and failure of Ram Creek landslide dam, South Island, New Zealand.” New Zealand Journal of Geology & Geophysics, 51(3), 187–193.

[34] King, J., Loveday, I., and Schuster, R. L. (1989). “The 1985 Bairaman landslide dam and resulting debris flow, Papua New Guinea.” Quarterly Journal of Engineering Geology, 22(4), 257–270.

[35] Schuster, R. L., and Costa, J. E. (1986). “A perspective on landslide dams.” In: Landslide Dams: Processes, Risk, and Mitigation, Geotechnical Special Publication No. 3, ASCE, New York, 1–20.

[36] Schuster, R. L. (1985). “Landslide dam in the Western United States.” US Geological Survey, pp. 411–418.

[37] O’Connor, J. E., and Costa, J. E. (2004). “The world’s largest floods, past and present: Their causes and magnitudes.” US Geological Survey Circular, 1254, 1–13.

[38] Edwin, L. H., and Anthony, J. C. (2006). Landslides Triggered by the October 8, 2005, Pakistan Earthquake and Associated Landslide Dammed Reservoirs. US Geological Survey, Reston, Virginia, pp. 1–10.

[39] Dong, J. J., Li, Y. S., Kuo, C. Y., Sung, R. T., Li, M. H., Lee, C. T., Chen, C. C., and Lee, W. R. (2011). “The formation and breach of a short-lived landslide dam at Hsiaolin village, Taiwan – Part I: Post-event reconstruction of dam geometry.” Engineering Geology, 123(1–2), 40–59.

[40] Li, M. H., Sung, R. T., Dong, J. J., Lee, C. T., and Chen, C. C. (2011). “The formation and breaching of a short-lived landslide dam at Hsiaolin Village, Taiwan – Part II: Simulation of debris flow with landslide dam breach.” Engineering Geology, 123(1–2), 60–71.

[41] Chen, K. T., Tsang, Y. C., Kuo, Y. S, Lu, M. H., and Shieh, C. L. (2010). “Case Analysis of Landslide Dam Formation by Typhoon Morakot.” Journal of the Taiwan Disaster Prevention Society, 2(1), 43–50.

[42] Liao, Z. Z., Dong, J. J., Shi, T. Y., Ye, K. J., Pan, Y. W., Wang, C. D., and Qian, X. Z. (2002). Study on the disaster mitigation strategies for landslide dams (1/3). Report for the Water Resource Planning Institute, Water Resources Agency, Ministry of Economic Affairs, Taiwan, China.

[43] Meyer, W., Schuster, R. L., and Sabol, M. A. (1994). “Potential for seepage erosion of landslide dam.” Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(7), 1211–1229.

[44] Walder, J. S., O’Connor, J. E. (1997). “Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams.” Water Resources Research, 33(10), 2337–2348.

[45] Schuster, R. L., Wieczorek, G. F., Hope D. G., II. (1998). “Landslide dams in Santa Cruz County, California, resulting from the earthquake.” US Geological Survey Professional Paper, 1551-C, 51–70.

[46] Duman, T. Y. (2009). “The largest landslide dam in Turkey: Tortum landslide.” Engineering Geology, 104(1–2), 66–79.

[47] Konagai, K., and Sattar, A. (2012). “Partial breaching of Hattian Bala Landslide Dam formed in the 8th October 2005 Kashmir Earthquake, Pakistan.” Landslides, 9(1), 1–11.

[48] Petley, D. (2010). The landslide at Attabad in Hunza, Gilgit/Baltistan: current situation and hazard management needs. Report prepared for Focus Humanitarian Assistance, Pakistan, based upon a rapid field assessment on 26th February – 4th March. Online: http://blog.travel-culture.com/wp-content/uploads/2010/03/10_02_Hunza_landslide_ short_report_final.pdf.short_report_final.pdf.

[49] Petley, D. (2010). The Attabad landslide crisis in Hunza, Pakistan – lessons for the management of valley blocking landslides. Report prepared for Focus Humanitarian Assistance, Pakistan. Online: http://blogs.agu.org/landslideblog/ files/2011/05/11_01-Geohazards-5-Attabad-final.pdf.

[50-A] Zhang, L., Peng, M., Chang, D., Xu, Y. (2016). "Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment", John Wiley & Sons, 2016. APPENDIX A

[50-B] Zhang, L., Peng, M., Chang, D., Xu, Y. (2016). "Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment", John Wiley & Sons, 2016. APPENDIX B

[51] Bennani, S. (2016). "Analyse des incertitudes de la méthode normée lors de la rupture des barrages en remblai en cas de surverse", Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Annexe B. <https://publications.polymtl.ca/2412/>

[52] Rogers J. D., Hasselmann K. F.(2012). "DAMS AND DISASTERS : A brief overview of dam building triumphs and tragedies in California's past", Department of Geological Engineering, Missouri University of Science & Technology for the California Colloquium on Water Lectures, University of California Water Resources Center Archives, the Center for California Studies at U.C. Berkeley, and the Department of Civil & Environmental Engineering at U.C. Berkeley, 2002 and updated with current information in 2012. <https://web.mst.edu/~rogersda/dams_of_ca/Dams-of-California-Presentation-2012.pdf>

[53] Global Energie Observatory (2012), "Euclides da Cunha Hydroelectric Power Plant Brazil." (Data obtained from http://GlobalEnergyObservatory.org/). <http://globalenergyobservatory.org/geoid/43443> (Jan. 7, 2018)

[54] Goubet, A. (1979). "Risques associés aux barrages", Risks associated with storage dams, LA HOUILLE BLANCHE/N° 8-1979, Euclides de Cunha Dam, p.483, p.490 and Annexe 3.

[55] U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation (USBR, 1988). "Concrete Dams Case Histories of Failures and Nonfailures with Back Calculations", (DSO-98-05), Structural Analysis, USBR - Dam Safety Office, Lower Two Medicine, p. 93 or 96/100. <https://www.usbr.gov/ssle/damsafety/TechDev/DSOTechDev/DSO-98-05.pdf>

[56] Constantinescu, G., Garcia, M., Hanes, D. (2016). "River Flow 2016: Iowa City", CRC Press, USA. ITS Froehlich (2016) - available online via this link : <https://www.taylorfrancis.com/books/9781315644479>

[57] ESA Consultants (1991). "WHEATLAND RESERVOIR NO.1 : Level II - Phase II - Rehabilitation Study (Final Report)". WYOMING WATER DEVELOPMENT COMMISSION, States West Water Resources Corp.

[58] Singh, V.P. (1996). "Dam Breach Modeling Technology", Water Science and Technologie Library, Volume 17, Springer Science+Business Media Dordrecht. DOI 10.1007/978-94-015-8747-1.

[59] Johnson, M. (2012). "Part 2 : Dam Failures", BIA Summer Water Resources Training Dam Safety Inspections. <http://web.sahra.arizona.edu/education2/wrtt/lecs/Johnson_P2_DamFailures_ho.pdf>

[60] Hoetzer S. M., Sprynczynatyk D. A. (1975). "SHEEP CREEK DAM", Hydraulics study project #1358, North Dakota State Water Commission State Office Building Bismarck North Dakota 58505.

[61] FERC Independent Panel of Consultants (IPOC,2006). "Technical Reasons for the Breach of December 14, 2005",Taum Sauk Upper Dam Breach, FERC No. P-2277.

[62] U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation (USBR, 2014). "Dam Failure and Flood Event Case History Compilation (Interium-Draft)", RCEM – Reclamation Consequence Estimating Methodology, RECLAMATION Managing Water in the West.

[63] Elmazoghi, H. G. , Karakale, V. l., Mowrtage, W., Bentaher, L. S. (2016). "Comparison of neural networks and neuro-fuzzy computing techniques for prediction of peak breach outflow", Journal of Hydroinformatics, Volume 18, Issue 4. Published July 2016, 18 (4) 724-740, DOI: 10.2166/hydro.2016.078. (Table 1 : Database from historical embankment failures. <http://jh.iwaponline.com/highwire/markup/3082/expansion?width=1000&height=500&iframe=true&postprocessors=highwire_figures%2Chighwire_math%2Chighwire_inline_linked_media%2Chighwire_embed>

[64] Wahl, T. (1998). "Prediction of Embankment Dam, Breach Parameters : A Literature Review and Needs Assessment (DSO-98-004)". Dam Safety Research Report, Water Resources Research Laboratory U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation Dam Safety Office.

[65] O'Connor, J. E., and Costa, J. E. (USGS, 2004). "The world's largest floods, past and present: Their causes and magnitudes". U.S. Department of the Interior & US Geological Survey Circular, 1254, 1–13.

[66] Tabrizi, A. A., LaRocque, L. A., Chaudry, M.H., Viparelli, E., Imran, J.,(2017). "Embankment Failures Durign the Historic October 2015 Flood in South Carolina : Case Study", American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001315.

[67] Stanford University (2018). "NPDP Dam Incident Database, (Online DATABASE)", National Performance of Dams Program, Last Updated 2016-04-07. <npdp.stanford.edu`dam_incidents>

[68] Regional Hazard Mitigation Plan (2015). "Mitigation Plan for Four New Jersey Counties (DRAFT)", Section 3 : Hazard Classification and Risk Assessment (Table RP.3-19), NJDEP-Bureau of Dam Safety and Flood Control, p. RP.3-40 to 43.

[69] NBC Connecticut, (2016). "Devastating 1955 Flood Happened 61 Year Ago Today by Ryan Hanrahan", CT News, Published at 10:33 AM EDT on Aug 19, 2016, Last Update at 11:24 AM EDT on Aug 19, 2016. <https://www.nbcconnecticut.com/weather/stories/Devastating-1955-Flood-Happened-60-Year-Ago-Today-322319172.html>

+ Ryan Hanrahan (2011), "1955 Flood Story WKNB Channel 30 Part 1", Added on Youtube in Sept. 13, 2011, <https://youtu.be/oCYZLHQGjYE>

+ Ryan Hanrahan (2011), "1955 Flood Story WKNB Channel 30 Part 2", Added on Youtube in Sept. 13, 2011, <https://youtu.be/oCYZLHQGjYE>

+ Ryan Hanrahan (2011), "1955 Flood Story WKNB Channel 30 Part 3", Added on Youtube in Sept. 13, 2011, <https://youtu.be/oCYZLHQGjYE>

[70] The Alpena News (2017). "2 Au Sable River dams reach Condition C", Alcona Dam and Mio Dam on Au Sable River, News, Sports, Jobs, The Alpena News USA. <http://www.thealpenanews.com/news/local-news/2017/10/2-au-sable-river-dams-reach-condition-c/>

[71] NEMOHA, (1912). "Building the Five Channels Dam on the AuSable River", Alpena County George N. Fletcher Public Library, USA. <http://www.nemoha.org/3282213/data> (July 1, 2018)

[72] Stanley, J. P, (1983). "A HISTORY OF THE JUNE 1982 FLOODS IN CONNECTICUT", Commissioner of the Department of Environmental Protection, Published by the Natural Resources Center, Water Planning Report No. 7. <https://www.gpo.gov/fdsys/pkg/CZIC-gb1399-4-c8-r43-1983/html/CZIC-gb1399-4-c8-r43-1983.htm>

[73] Raška P., Emmer A., (2014). "The 1916 catastrophic flood following the Bílá Desná dam failure: The role of historical data sources in the reconstruction of its geomorphologic and landscape effects", Geomorphology 226 (2014) 135–147. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geomorph.2014.08.002>

[74] U.S . Army Engineer District (1979). "DTIC ADA069907: National Dam Safety Program. Breakneck Dam (NJ-00425). Delaware River Basin, Tributary to Haynes Creek, Burlington County", Phase 1 Inspection Report, NATIONAL DAM SAFETY PROGRAM, New Jersey. <https://archive.org/details/DTIC_ADA069907>

[75] Stanford University (2018). "South Carolina Dam failures", National Performance of Dams Program, October 2015. <http://npdp.stanford.edu/2015_SC_Flood_Failures>

[76] U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation (USBR, 2015). "Dam Failure and Flood Event Case History Compilation", RCEM – Reclamation Consequence Estimating Methodology (Interium), RECLAMATION Managing Water in the West, June 2015.

[77] NJDEP (2017). "Tomahawk Lake", Bureau of Dam Safety - Historical Events, Last Updated on November 21, 2017. <http://www.nj.gov/dep/damsafety/historical.htm>

[78] Agency of Natural Ressources (2014). "Dam Failure in Vermont : A partial Listing", Department of Environmental Conservation files, ANR_4-21-2015, April 2008 (Updated April, 2014).

[79] Shuey C. and al. (2007). "REPORT OF THE CHURCH ROCK URANIUM MONITORING PROJECT 2003-2007", CHURCH ROCK CHAPTER, NAVAJO NATION, Church Rock, New Mexico.

[80] Sorg, J. (2011). "State of Ohio Enhanced Hazard Mitigation Plan", Section 2 : HIRA, Part 4, 2.6 DAM/LEVEE FAILURE, Rev. January 2011. (Table 2.6d-p. 157-160 (or 10-12/59) ; Table 2.6.e p, 163-169 (or p. 15-21/59)-USED ONLY FOR KENDALL LAKE).

[81] Vasarhelyi, J. (2017). Akron Ohio News. "Virginia Kendall’s lake across time", West Side Leader, Publised : 11/23/2017.

[82] Wild Rice Watershed District (2003). "Green Meadow Subwatershed Problem Statement", DRAFT 1-27-14a. <http://www.wildricewatershed.org/files/4713/9109/9361/GM_Problem_DRAFT_1-27-14b.pdf>

[83] The Water Encyclopedia (2006). "Hydrologic Data and Internet Resources", Edited by Fierro P. Jr., Nyer E. K., Taylor & Francis Group London, Third Edition. (Tables)

[84] Association of State Dam Safety Official (2015). "Lessons Learned from Dam Incidents and Failures, Case Studies Identified". (List of 638 dam failures) <http://damfailures.org/wp-content/uploads/2015/07/Case-Study-Complete-List.pdf>

[85] National Board of Waters and the Environment (1993). Part I : Investigation Report on Dam Safety Reseach in China, CHINESE-FINNISH COOPERATIVE RESEARCH WORK ON DAM BREAK HYDRODYNAMICS. From : https://helda.helsinki.fi/bitstream/handle/10138/29795/VYHA%20julkaisuja%20A%20167.pdf?sequence=1

[86] Zhang, L., Peng, M., Chang, D., Xu, Y. (2016). "Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment", Chapter 2.2, Table 2.1, John Wiley & Sons, 2016.

[87] Sattar, A. M. A. (2014). "Gene expression models for prediction of dam breach parameters", Journal of Hydroinformatics (16,3-2014), DOI: 10.2166/hydro.2013.084. (Table 1) <http://scholar.cu.edu.eg/?q=ahmed_m_a_sattar/files/gep_dam_breach.pdf>

[88] Wrigth, O. (2014). "The Forgotten Flood: Sheffield's tragic past remembered", BBC News in Yorkshire, Published on 11 March 2014. <http://www.bbc.com/news/uk-england-south-yorkshire-26478728>

[89] Walker R. W., Walker W. R. (2004). "The DMAD Dam Spillway Failure-The Engineering Issues", Water History Web Site, visit on 28 May 2018. <http://www.waterhistory.org/histories/delta1/delta1.pdf>

[90] Palmer W. J. (1992). "1983 Flood Failures and Repairs of DMAD and Gunnison Bend Dams", Utah Geological Association. <http://archives.datapages.com/data/uga/data/063/063001/1_ugs630001.htm>

[91] Wikipédia. "Holyoke Canal System", last edited on 2 April 2018, at 14:38, visit on May 3, 2018. <https://en.wikipedia.org/wiki/Holyoke_Canal_System>

[92] Elmazoghi (2012). "Fuzzy algorithm for estimating average breach widths of embankment dams", Nat Hazards (2013) 68:229–248, published with open access at Springerlink.com, DOI 10.1007/s11069-012-0350-y. <https://link.springer.com/content/pdf/10.1007%2Fs11069-012-0350-y.pdf>

[93] Froehlich, D. C. (2008). "Embankment dam breach parameters and their uncertainties", Journal of Hydraulic Engineering, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:12(1708). <https://www.researchgate.net/publication/245297448_Embankment_Dam_Breach_Parameters_and_Their_Uncertainties>

[94] Johnson, M. (2005). "ADWR removes Granite Creek Dam from unsafe list", Arizona Department of Water Resources. <http://www.azwater.gov/AzDWR/PublicInformationOfficer/documents/News_Releases/2005-06/050802_Granite_Creek_Dam_NR.pdf>

[95] Wikipedia, the free encyclopedia (2018). "List of structural failures and collapses", WIKIWAND ONLINE DATA, List of 59 dam failures were obtained from Wikiwand, Last Edited on February 2018, Visit on July 2, 2018. <http://www.wikiwand.com/en/List_of_structural_failures_and_collapses>

[96] "California Department of Water Resources (2010). ""60 dams removed to restore rivers in 2010"", American Rivers : Triving by Nature, River Restoration

Program. <https://www.water.ca.gov/LegacyFiles/fishpassage/docs/dams/dams10.pdf>"

[97] Ashraf M., Soliman A. H., El-Ghorab E., El Zawahry A. (2018). Assessment of embankment dams breaching using large scale physical modeling and statistical methods, p. 362-379, https://doi.org/10.1016/j.wsj.2018.05.002

[98] Wikipedia, the free encyclopedia, (2018). "List of major dam failures", List of 96 dam failures were obtained from WikiOmni ONLINE DATA, Visit on July 2, 2018. External Link : http://www.wikiomni.com/pages/dam%20failure

[99] dtinoews (2012). "Dam break at Dakrong Hydropower Plant 3", LD-dtinews.vn, Vietnam, Published on : October 15, 2012, Visit on May 05, 2018. <http://dtinews.vn/en/news/017002/25477/dam-break-at-dakrong-hydropower-plant-3.html>

[100] Clean River Trust (2016). "Summary of the official report about the Sgurigad (Bulgaria) failure 1st May 1966", Bulgarian Tailings Dam Failure, Published on January 17th, 2016, Visit on May 1th, 2018. <http://www.cleanriverstrust.co.uk/bulgarian-tailings-dam-failure/>

[101] Document of The Worls Bank (1981). "REPORT AND RECOMMENDATION OF THE PRESIDENT OF THE INTERNATIONAL BANK FOR RECONSTRUCTION AND

DEVELOPMENT TO THE EXECUTIVE DIRECTORS ON A PROPOSED LOAN TO EMPRESA DE ENERGIA ELECTRICA DE BOGOTA WITH THE GUARANTEE OF THE REPUBLIC OF COLOMBIA FOR THE GUAVIO HYDRO POWER PROJECT", Report No. P-3060-CO. <http://documents.worldbank.org/curated/en/503781468261905060/pdf/multi-page.pdf>

[102] Sakdeo, B. M. (2016). "Fundamentals of Environmental Geosciences", Guavio Hydroelectric project dam, p.121, Lulu.com Edition, ISBN:1365478912, 9781365478918.

[103] Geoengineer.org (2007). "Camara Dam Failure Photos, Concrete - Rollercrete Dams", Photo Gallery, Last Updated : 03/23/07. <http://www.geoengineer.org/gallery/Concrete+-+Rollercrete+Dams/Camara+Dam/>

[104] US Army Corps of Engineers (USBR, 2015). "Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis", IV-5 : Foundation Risks for Concrete Dams, Reclamation Managing Water in the West. (Camara Dam) <https://www.usbr.gov/ssle/damsafety/risk/BestPractices/Presentations/IV-5-20150511-PP.pdf>

[105] Wahl, T. L. (2014). "Evaluation of Erodibility-Based Embankment Dam Breach Equations", Hydraulic Laboratory Report HL-2014-02, US Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.

[106] Watson, A. T., (1975). "Report on dam failure on Rito Manzanares", New Mexico Office of the State Engineer. <http://www.ose.state.nm.us/Pub/HydrologyReports/Rito%20Manzanares%20DamFailure%20Rpt.PDF>

[107] Martorell, P. (2012)."Holyoke's Dam Disaster of 1848", Disasters in the Valley, Last Udpated : 21-02-2012, (Holyoke I & II). <https://pvhn3.wordpress.com/1800s/holyokes-dam-disaster-of-1848/>

[108] The Holyoke Hazard Mitigation Planning Committee (2016). "CITY OF HOLYOKE NATURAL HAZARDS MITIGATION PLAN", Department of Environmental Management, Update 2016. <http://www.pvpc.org/sites/default/files/Holyoke_HMP_Update_2016.pdf>

[109] WaterNSW. "Our Dam Histories", Australian Dam Failures, NSW State Heritage Register, Visit on May 5th, 2018. <https://www.waternsw.com.au/supply/Greater-Sydney/heritage/dam-histories>

[110] Graham, W. J. (USBR, 1999). "A Procedure for Estimating Loss of Life Caused by Dam Failure", Dam Safety Office, Sedimentation & River Hydraulics, US Departement of Interior Bureau of Reclamation, DSO-99-06. (Table 1)

[111] Johns, S. (2010). "1921 Flood - When the Schaeffer Dam Broke", Penrose History, Published on September 18th, 2010, Visit on May 5th, 2018, Schaeffer Dam. <http://penrosehistory.blogspot.ca/2010/09/1921-flood-when-schaeffer-dam-broke.html>

[112] Hyghes, A., Rudolph, R. (2013). "Ames Hydro: Making History Since 1891", HydroWorlf.com, Hydro Review, Trout Lake Dam. <https://www.hydroworld.com/articles/hr/print/volume-32/issue-7/articles/ames-hydro-making-history-since-1891.html>

[113] Racicot, J., Lord, D. (2015). "WILL YOU BE ABLE TO ACCESS YOUR DAM DURING EMERGENCIES?", Collaborative Management of Integrated Watersheds, Dam Failures.org, NOPPIKOSKI p.914-924. <http://damfailures.org/wp-content/uploads/2015/07/078_Will-You-Be-Able-to-Access-Your-Dam-During-Emergencies.pdf>

[114] Dhar, O. N., Rakhecha, P. R., Mandal, B. N., Sangam, R. B. (1981). "The rainstorm which caused the Morvi dam disaster in August 1979 / L'orage qui a provoqué la catastrophe du barrage Morvi août 1979", Hydrological Sciences Journal, 26:1, 71-81, DOI:10.1080/02626668109490862. (Machhu-II)

[115] Jauhari, V. P. (2005). "Sustaining River Linking", Mittal Publications. (Machhu-II)

[116] De La Hyde, D. (2007). "RUAHIHI CANAL FAILURE (PART A)", Last modified : 20/08/2007, Visit on May 5th, 2018. <http://www.delahyde.com/tauranga/pagest/ruahihi_canal_collapse.html>

[117] TV Canal 13, (2009). "Fatalities as Northeast Brazilian Dam Bursts", International Rivers, Publisehd on 05/28/2009, Visit on May 5th, 2018. <https://www.internationalrivers.org/blogs/232/fatalities-as-northeast-brazilian-dam-bursts.>

[118] Toledo, M. A., Moran, R., Onate, E. (2015). "Dam Protections against Overtopping and Accidental Leakage", Taylor & Francis Group, London, UK, ISBN: 978-1-138-02808-1, p.59-71.

[119] Crookston, T. (2012). "Thousands evacuated after dam burst in Rio de Janeiro, a dramatic increase in the number of firms using slave labour, and Brazil-China trade takes on a new dimension", Pulsamérica, Posted on 09/01/2012. <http://www.pulsamerica.co.uk/2012/01/dam-burst-rio-de-janeiro-slave-labour-firms-brazil-china-relations-football/>

[120] Shahan, Z. (2012). "13,000 Homeless, 9 Dead from Dam Break in Brazil", PlanetSave, Visit on May 5th, 2018. <http://planetsave.com/2012/01/06/13000-homeless-9-dead-from-dam-break-in-brazil/>

[121] Huu, T. (2012). "Design change causes Dakrong 3 dam burst: report", Nhan Dan Online, Published : 10/31/2012, Visit on May 5th, 2018. <http://en.nhandan.com.vn/society/item/773502-.html>

[122] Vienam Breaking News (2012). "Dam break at Dakrong Hydropower Plant 3", Vietnam Breaking News, Published on : October 15, 2012. <https://www.vietnambreakingnews.com/2012/10/dam-break-at-dakrong-hydropower-plant-3/>

[123] Wise Uranium Project (2015). "The Los Frailes tailings dam failure", Aznalcóllar, Spain, Last updated : 27 Feb 2015. <http://www.wise-uranium.org/mdaflf.html>

[124] Lopes, M. (2017). "The Bento Rodrigues Dam Collapsed a Year Ago and It's Nowhere Near Fixed : Local residents are still adjusting to their new lives more than a year after the Bento Rodrigues dam collapsed in southeastern Brazil", MOTHERBOARD, Published : January 4, 2017. <https://motherboard.vice.com/en_us/article/53dabd/the-bento-rodrigues-dam-collapsed-a-year-ago-and-its-nowhere-near-fixed>

[125] Mount Polley Review Panel Delivers Final Report (2015). "Mount Polley Independent Expert Investigation and Review Report", Victoria, B.C. <https://www.mountpolleyreviewpanel.ca/mount-polley-review-panel-delivers-final-report>

[126] Golder Associates (2015). "Tailings Storage Facility Detailed Design to Elevation 970 m", Mount Polley Mining Corporation (MCMC), Reference Number: 1413803-074-R-Rev0-3000. <https://www.imperialmetals.com/assets/docs/tsf-detailed-design-970m.pdf>

[127] The Dam Busters.org. "Nant-y-Gro Dam", THE DAMBUSTERS (617 Squadron), The Dam Busters.org, Visit on June 5th, 2018. <http://www.thedambusters.org.uk/nantygro.html>

[128] Anagnostopoulos, A. et al. (Eds.). 2013. Discussion Session 4.1: Embankments and dams. Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Geotechnics of Hard Soils – Weak Rocks (Part 4). IOS Press, Athens, Greece, 21 mars 2013. Part 4: 385-391 (Table 1 - p.386). DOI : 10.3233/978-1-61499-199-1-385.

[129] Wikipedia, the free encyclopedia (2018). "Quaybreak Wilnis", Last update on February 18th, 2018, Visit on June 05, 2018. < https://nl.wikipedia.org/wiki/Kadebreuk_Wilnis>

[130] Marche, C. (2008). "Barrages: crues de rupture et protection civile", 2e édition, Presses internationale Polytechnique, 2008. (Cut-Away dike)

[131] Wikipedia, the free encyclopedia (2016). "Eastern Ruapehu Lahar Alarm and Warning System", Last update on December 24, 2016, Visit on June 5th, 2018. <https://en.wikipedia.org/wiki/Eastern_Ruapehu_Lahar_Alarm_and_Warning_System>

[132] Global Volcanism Program (2007). "Report on Ruapehu (New Zealand)", In: Wunderman, R (ed.). Bulletin of the Global Volcanism Network, 32:6. Smithsonian Institution. https://doi.org/10.5479/si.GVP.BGVN200706-241100. <https://volcano.si.edu/showreport.cfm?doi=10.5479/si.GVP.BGVN200706-241100.>

[133] Atlas Ceska (2018). "Réservoir d'eau de Soběnov", Atlas Ceska, Visited on June 5th, 2018. <http://www.atlasceska.cz/jihocesky-kraj/vodni-nadrz-sobenov/>

[134] Yamaguchi, Y., Wakizaka, W., Yonezaki, F., Tanis, S., Ohney, Y., Itoh, M.(2002). "Investigation on Failure of Zeyzoun Dam and Safety of Other Embankment Dams in Syria", Journal of Japan Society of Dam Engineers, 2002 Volume 12 Issue 4 Pages 291-313, Online ISSN : 1880-8220. <https://www.jstage.jst.go.jp/article/jsde1991/12/4/12_4_291/_article.>

[135] Wikipedia, the free encyclopedia (2018). "Granadillar", Last updated on April 12, 2018, Visited on June 06, 2018. <https://de.wikipedia.org/wiki/Granadillar.>

[136] BBC News (2006). "Burst dam destroys Nigeria homes", BBC News, Last Updated: Sunday, 1 October 2006. (Gusau Dam) <http://news.bbc.co.uk/2/hi/africa/5396176.stm>

[137] Allen, J. (2010). "Dam Failure near Kyzylagash", Kazakhstan : Natural Hazards, NASA Earth Observatory image, using EO-1 ALI data provided courtesy of the NASA EO-1 team. Caption by Michon Scott. <https://earthobservatory.nasa.gov/NaturalHazards/view.php?id=43218.>

[138] Wikipedia, the free encyclopedia (2018). "Fort Peck Dam", Last updated on May 28th, 2018, Visit on June 21th, 2018. <https://en.wikipedia.org/wiki/Fort_Peck_Dam>

[139] Sammen, S. S., Mohamed, T. A., Ghazali, A. H., Sidek, L. M., El-Shafie, A., (2017). "An evaluation of existent methods for estimation of embankment dam breach parameters", Springer Science+Business Media Dordrecht 2017, Nat Hazards (2017) 87:545–566, DOI 10.1007/s11069-017-2764-z (Table 1-p.547-548).

[140] Holyoke Hazard Mitigation Planning Committee (2015). "THE CITY OF HOLYOKE HAZARD MITIGATION PLAN", Update 2015 DRAFT. <http://www.pvpc.org/sites/default/files/Shared-Holyoke_HMP_Update_2015_DRAFT.pdf>

[141] Xu, Y., Zhang, M., (2009). "Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams", J. Geotech. Geoenviron. Eng. 2009.135:1957-1970., DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000162 (Table 1-p.1959-1960).

[142] Froehlich (2016). "Predicting Peak Discharge from Gradually Breached Embankment Dam", American Society of Civil Engineers, DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001424. (Table 1-p.3-6).

[143] Froehlich D. C. (2016). "Empirical model of embankment dam breaching", Conference Paper, June 2016, DOI: 10.1201/9781315644479-285. (Table 1 ; p.7-9).

[144] Kline, R. A. (2010). "The Bayless Dam Failure: Separating Fact From Folklore", Gannett Fleming, Inc.

[145] Bartholomew, C. L. (1989). "FAILURE OF CONCRETE DAMS", Dept. of Civil Engineering, Widener University, Chester, Pennsylvania 19013 (Table 1 -p.2-3).

[146] Smith, N. A. F. (1994). "The Failure of the Bouzey Dam in 1895", Construction Histoy Vol. 10, 1994. <https://www.arct.cam.ac.uk/Downloads/chs/vol10/article4.pdf>

[147] Pierce, M. W., Thornton, C. I., Abt, S. R. (2010). "Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Dams", Journal of hydrologic engineering, J. Hydrol. Eng., 2010, 15(5): 338-349. DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000197. (Table 2 - p.340 & Table 3 - p. 343).

[148] Pierce, M. W., Thornton, C. I., Abt, S. R. (2010). "PREDICTING PEAK OUTFLOW FROM BREACHED EMBANKMENT DAMS - Final Report", National Dam Safety Review Board Steering Committee on Dam Breach Equations, Colorado State University. (Table 2 - p.6-7 & Table 3 p.15-16). <https://damsafety.org/sites/default/files/files/PredictPeakOutflwBrchEmbkDms2010.pdf>

[149] Lebreton A. (2009). "Les ruptures et accidents graves de barrages de 1964 à 1983", LA HOUILLE BLANCHE/N"6/7-1985. (Tableau I, II, III et IV - p.534-535). <http://dx.doi.org/10.1051/lhb/1985036>

[150] FRCOLD (1998). "Recommandations pratiques pour ameliorer la securité des barrages en crue", Barrages & Reservoirs (N.8). ISNN 1256-5202. (p.7-17)

[151] Jansen, R. B. (1989). "Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation", Van Nostrand Reinhold, DOI:10. 1 007/978-1-4613-0857-7 (Picacho Dam, p.125).

[152] Peng, M., Zhang, L.M. (2011). "Breaching parameters of landslide dams", Springer-Verlag 2011, Landslides (2012) 9:13–31, DOI 10.1007/s10346-011-0271-y. (Table 2 - p.15-18).

[153] New England District, U.S. Army Corps of Engineers (1980). "LOWER ANSONIA RESERVOIR DAM - PHASE I INSPECTION REPORT NATIONAL DAM INSPECTION PROGRAM", CT 00027, DEPARTMENT OF THE ARMY NEW ENGLAND DIVISION CORPS OF ENGINEERS WALTHAM, MASS. 02154, AD-A142 586. <http://www.dtic.mil/dtic/tr/fulltext/u2/a142594.pdf>

[154] ISO-3166 (2018). "Table des codes de pays", Created on May 29th, 2000, Last updated on February 2th, 2016, Visited on July 2th, 2018. <http://documentation.abes.fr/sudoc/formats/CodesPays.htm>

[155] INRS-Eau (1997). "Simulation hydrodynamique et bilan sédimentaire des rivières Chicoutimi et des Ha ! Ha ! lors des crues exceptionnelles de juillet 1996", Rapport INRS-Eau No.

R487. Travaux réalisés pour le compte de la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages. 207 pages, janvier. (Cut-Away dike)

[156] Capart, H., Spinewine, B., Young, D. L., Zech, Y., Brooks, G. R., Leclerc, M., Secretan, Y. (2007). "The 1996 Lake Ha! Ha! breakout flood, Québec: Test data for geomorphic flood routing methods", International Association of Hydraulic Engineering and Research, Journal of Hydraulic Research Vol. 45 Extra Issue (2007). pp. 97–109. (Cut-Away dike) <https://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/00221686.2007.9521836>

[157] Mahdi, T., Marche, C. (2003). "Prévision par modélisation numérique de la zone de risque bordant un tronçon de rivière subissant une crue exceptionnelle (Forecasting by Numerical Modeling of the Risk Zone Bordering a River Leg Exposed to Flash Flood)". Canadian Journal of Civil Engineering 30(3). 568–579. (Cut-Away dike).

[158] Hassan, M., Morris, M., Hanson, G., and Lakhal, K. (2004). “Breach formation: Laboratory and numerical modeling of breach formation”, Dam safety, Association of State Dam Safety Officials, Phoenix, Ariz. (LT-data ; P.34-49).

[159] Vaskinn, K. A., Løvoll, A., Höeg, K., Morris, M., Hanson, G., and Hassan, M. A. A. M. (2004). “Physical modeling of breach formation— Large scale field tests.” Dam safety 2004, Association of State Dam Safety Officials, Phoenix, Ariz. (LT-data).

[160] Hanson G. J., Cook K. R., Hunt S. L., (2005). “Physical modeling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments.” Trans. ASAE, 48, 1783–1794. (LT-data). <https://elibrary.asabe.org/abstract.asp?aid=20012>

[161] University of Colorado (2018). "Table 3 dam failures and causes dam country type", CVEN 3698, Course Hero, Visited on July 1st, 2018. <https://www.coursehero.com/file/p186rli/Table-3-Dam-failures-and-causes-Dam-Country-Type-Built-Failed-Fatalities/>

[162] AGENCE FRANCE-PRESSE (2018). "Des centaines de disparus au Laos à la suite de la rupture d’un barrage", ICI-Radio Canada.ca, Published : 24/07/2018 at 6 h 08, Last Update : 24/07/2018 at 8 h 09. <https://ici.radio-canada.ca/nouvelle/1114388/rupture-barrage-construction-laos-attapeu-mort-disparus>

[163] LaPresse (2018). "Un barrage s'effondre au Laos: des centaines de disparus", Published : 24/07/2018 at 07h37, Last Update : 24/07/2018 at 11h39.

<http://www.lapresse.ca/international/asie-oceanie/201807/24/01-5190589-un-barrage-seffondre-au-laos-des-centaines-de-disparus.php>

[164] Saberi, O., Zenz, G., (2015). "Empirical Relationship for Calculate Outflow Hydrograph of Embankment Dam Failure due to Overtopping Flow", International Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 4 No. 3, 2015, pp. 45-53. doi: 10.5923/j.ijhe.20150403.01.

[165] TCEQ (2014). "Texas Dam Failures", Texas Governor, Presentation, Session 2 : Dam Failures. <https://www.tceq.texas.gov/assets/public/compliance/field_ops/damsafety/2014-Session2-Dam-Failures.pdf>

[166] Tannant, D., Skermer, N. (2013). "Mud and debris flows and associated earth dam failures in the Okanagan region of British Columbia", Canadian Geotechnical Journal, 50(8): 820-833, https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0206.

[167] Evans, J. E., Mackey, S. D., Gottgens, J. F., Gill, W. M. (2000). "Lessons from Dam Failure", The Ohio Journal of Science. v100, n5 (December, 2000). IVEX dam failure in 1994 p.121-131, http://hdl.handle.net/1811/23867.

[168] Pilotti, M., Maranzoni, A., Tomirotti, M., Valeriio, G. (2011). "1923 Gleno Dam Break: Case Study and Numerical Modeling", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 137, No. 4, April 1, 2011, ASCE, ISSN 0733-9429/ 2011/4-480–492/$25.00.

[169] Watershed Improvement District (2018). "Lake Barcroft - LBWID Facts about the Lake and Dam", Visited on August 9, 2018. <http://www.lakebarcroftwid.com/lake_facts_v2.html>

[170] Prieto, J.L., Marínez-Alegría-López, R., Taboa, J., Montequi, I., Sanz, G. (2017). "Rotura de la presa de Vega de Tera, simulación hidráulica de la propagación de la avenida", Zamora, España, DYNA, 84(203). p. 45-54, December, 2017. <file:///F:/H2O/DATABASE%20FILE/DATABASE%20REFERENCES/170-0012-7353-dyna-84-203-00045.pdf>

[171] Guthrie, R., (2018). "Dam Geohazards", Geotechnical News, Volume 36, Number 2, June 2018, p.30-34. Personal communications with Pr Thomas Pabst from Polytechnique Montreal.

[172] Wikipedia, the free encyclopedia (2018). "Patel Dam Failure", Last update on January 1st, 2019. <https://en.wikipedia.org/wiki/Patel_Dam_failure>

[173] Association of State Dam Safety Officials, Lessons Learned From Dam Incidents and Failures. , "Case Study : Canyon Lake Dam (South Dakota, 1972)". From : http://damfailures.org/case-study/canyon-lake-dam-south-dakota-1972/

[174] CH2M HILL Engineering Ltd. (1994). "Final Report : Cougard Creek Flood Risk Mapping Study", Alberta Environnmental Protection River Engineering Branch.

[175] Zhong Q., (2018), "A simplified physically-based model for cored am overtopping breach", Engineering Failure Analysis 90. p. 141–155.

[176] Regan, P. (2013), "Combined Events A Systems Perspective", Presentation, Federal Energy Regulatory Commission, Division of Dam Safety and Inspections (Noppikoski Dam Breach Pictures), from : https://www.nrc.gov/docs/ML1305/ML13059A397.pdf

[177] Bartsch, M. (2011), "Dam safety and co-ordinated EPP for dam failure in Sweden", Presentation, Swedish National Grid. (Noppikoski Dam Breach Pictures), from : https://www.msb.se/Upload/Utbildning_och_ovning/Ovning/Barents_rescue/2011/Documentation/Dam%20safety%20and%20co-ordinated%20EPP%20for%20dam%20failure%20in%20Sweden.pdf

[178] USGS and NOAA (1975). Geological Survey Professional Paper 877. The Black Hills – Rapid City Flood of June 9-10, 1972: A Description of the Storm and Flood. Prepared jointly by the U.S. Geological Survey and the National Oceanic and Atmospheric Administration. (http://pubs.usgs.gov/pp/0877/report.pdf)

[179] Association of State Dam Safety Officials, Lessons Learned From Dam Incidents and Failures. "Case Study: Mammoth Dam (Utah, 1917)", Visited : May 2019. From : https://damfailures.org/case-study/mammoth-dam-utah-1917/

[180] McGonagle, G.F. (1917). Report on the Failure of Mammoth Dam. From : https://damfailures.org/wp-content/uploads/2018/09/Mammoth-Dam-Failure-Report-1917.pdf

[181] MDDEP (2019). "Rapport d'analyse environnementale pour le projet de réparation de la digue du parc de la Frayère sur le territoire de la ville de Sainte-Marthe-sur-le-Lac", Dossier 3216-02-024, Direction des évaluations environnementales, Gouvernement du Québec, <http://www.environnement.gouv.qc.ca/evaluations/decret/2009/953-2009.pdf>

[182] ICI-RADIOCANADA. "Une nouvelle digue plus haute verra le jour à Sainte-Marthe-sur-le-Lac", Publish on vendredi 10 mai 2019 à 10 h 26, Updated : 10 mai 2019 à 17 h 0. <https://ici.radio-canada.ca/nouvelle/1169058/inondations-digue-sainte-marthe-sur-le-lac-reconstruction>

[183] Youtube Video (added on 28 april. 2019). "La digue de Sainte Marthe sur le Lac cède des images d'Alain Pilon". <https://www.youtube.com/watch?v=YvWcwS10NGI>

[184] Cruz, E., Cesàrio, R. (2009). "Accident at Russia's Biggest Hydroelectric - Rev 00". Presentation in Brazil. Personal communication (2019) with Jacques Beaulien ing. at SNC-Lavalin

[185] HydroWorld, 2012. "Dam Safety: Adding a Spillway Protects Integrity of Jackson Bluff Dam", By McGarrah R., Xiong Y. and Hansen K., web site. <https://www.hydroworld.com/articles/hr/print/volume-31/issue-05/article/dam-safety-adding-a-spillway-protects-integrity-of-jackson-bluff-dam.html>

[186] Xu Y., Zhang L., Jia J. (2008). "Lessons from Catastrophic Dam Failures in August 1975 in Zhumadian, China", GeoCongress 2008 : Geosustainability and Geohazard Mitigation . GSP 178 . <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/40971%28310%2920>

[187] Mayfield, S. (2012). "Dam Failures, Dam Incidents (Near Failures)", Association of State Dam Safety Officials (ASDSO), www.damsafety.org, Databasw online. <http://fmdam.org/wp-content/uploads/2013/09/US_FailuresIncidents.pdf>

[188] Perlea, V., "Lessons from Embankment Dam Accidents. An Introduction" (1984). International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 21. <https://scholarsmine.mst.edu/icchge/1icchge/1icchge-theme3/21>

[189] Bree's Lake Blackshear Blog (2011), Posted in Lake Blackshear. <https://bree1976.wordpress.com/2011/04/14/a-flood-of-memories-4132011/>

[190] Albany Herald (2016), Local News, Steve Rentfrow says Blackshear Dam a speed bump during major rain event , by Teery Lewis. <https://www.albanyherald.com/news/local/steve-rentfrow-says-blackshear-dam-a-speed-bump-during-major/article_dd61bebe-af53-5dda-be97-b991ce3db00c.html>

[191] WALB NOEWS (2014), Southwest Georgia dam failures drill planned, By Jim Wallace on July 30, 2014 at 9:11 PM EDT - Updated July 2 at 12:05 AM <https://www.walb.com/story/26154957/southwest-georgia-dam-failures-drill-planned/>

[192] GeoEngineer (2019). "Texas Lake Dunlap dam collapse". From News On Natural Disasters / Failures Dam Engineering. Published on May 31th 2019. Visited on August 19th 2019. <https://www.geoengineer.org/news/texas-lake-dunlap-dam-collapse>

[193] CBS Austin (2019), "Collapse of Lake Dunlap dam raises concerns about aging dams in Texas". by Bettie Cross, Pushished on Tuesday, May 21st 2019. Visited on 19th August 2019. <https://cbsaustin.com/news/local/dunlap-dam-collapse-raises-concerns-about-dam-safety-in-texas>

[194] Wikipedia, the free encyclopedia (2019). "Lake Dunlap", This page was last edited on 12 August 2019, at 11:58 (UTC), Visit on August 19th, 2019. <https://en.wikipedia.org/wiki/Lake_Dunlap>

[195] Janhova, J. et Říha J. (2008), "The Failure of Embankment Dams due to Overtopping", Translation & Review by Aujeský, F. and Turland, R., ISBN 978-80-214-3527-8

ANNEXE B DESCRIPTION DU JEU DE VARIABLES DE LA BASE DE DONNÉES DE BERNARD-GARCIA ET MAHDI (2020)

La présente annexe vise à fournir (en anglais) la description du jeu de variables de la base de données de Bernard-Garcia et Mahdi (2020) mentionné dans la publication Bernard-Garcia et Mahdi (ICOLD, 2022) présenté lors du 27e congrès de la Commission International des Grands Barrages de Marseille en 2022.

DATASET DESCRIPTION

In Bernard-Garcia and Mahdi (2020) XLSX file, the dataset developed to record this new database is described. Overall, the elaborate Excel spreadsheet, available in the "DATABASE" tab of the XLSX file, is structured as follows.

- The lines represent the listed cases of ruptures.
- The 48 columns represent the *dataset* describing each historical dam break.

The 48 columns/variables proposed new dataset is classified into 12 categories of specifications. The general structure of this database is listed below.

1. Dam Identification
2. Dam Location
3. Dam Description
4. Failure Description
5. Dam Properties
6. Reservoir/Lake Description
7. Initial Conditions (Before Breach)
8. Breach Parameters
9. Peak Discharge (Q_P)
10. Failure Times
11. Damage
12. Notes

Each category/section comprises one or more variables/columns constituting the dataset, as presented in Table 1. Therefore, the 48 columns are therefore presented in this section according to the structure proposed in the new proposed dataset.

- Dam Identification

The identification of the dam is based on three variables.

- ID

This identifier, ID Є [1: 3,861], is used to identify case studies in this new database. Note that by sorting this column in ascending order, all the listed cases of breaks can be alphabetically sorted.

- Id2

To facilitate the verification process between this new database and the two of Zhang et al. (2016a,b) the identifiers used in each of these two databases are stored in this column. In addition to the initial numbering used in those two databases, a color code (cell filling) has been defined to identify various data recorded. Note that it can also be used as a filter in Excel 2016. The four colors' codes used are listed below.

- Man-made dam (MM-D) failures (including "Cofferdam (COF-D)" also as "Tailing dam (TAI-D)" failures) from Zhang et al. (2016a) (Appendix A, where Id2 Є [1: 1,443]) are identified in light gray.
- The 1,044 landslide dams (LS-D) from Zhang et al. (2016b) (Appendix B, where Id2 Є [1: 1,044]) are identified in light blue.
- 18 cases of laboratory test data (LT-D) are identified in light yellow (no numbering).
- 1,360 of the 3,861 cases of new data added (compared to the two previous data sources) are identified in forest green (no numbering).

- Dam Name

This column contains all the names of the dams, nicknames and/or typing errors leading to different names (in other databases). To ensure standardization of the index used to identify different dams during the same event and that used to identify the different failures for the same dam, a specific nomenclature has been defined to eliminate any possible confusion. This is presented below.

- DAM IDENTIFICATION: "Dam Name No.***xy***" or "Dam Name ***xy***"
  where ***xy*** Є [1, 2, 3,...] refers to the ID of the DAM/DIKE (Rational Integer)
- FAILURE IDENTIFICATION: "Dam Name ***xy***"
  where ***xy*** Є [I, II, III, IV, V,...] refers to the ID of the FAILURE (Roman numerals)

Note that in this version of the database, only one breach is compiled. Nevertheless, the few cases (where more than one breach was formed during the break-up) are clearly identified in the "Remarks" column.

- Dam Location

The geographical position of the historical event is defined using two variables.

- State/Province (County/Region/City)

To facilitate searches for validations and verifications (depending on the country), the state or province is stored as well as the county, region or city where the break occurred (or the nearest, if possible). Note that the specification of this variable is a considerable asset that facilitates the identification of duplicates (cases of ruptures already listed).

- Country Name

In total, data from 69 countries were obtained. The abbreviations used in the database are based on the international nomenclature (ISO-3166) to identify in which country the break occurred. The complete list is not presented in this article but is available in the database (in the "(1)" tab of the XLSX file).

- Dam Description

The description of the dam is defined using five variables.

- Dam Trigger

Inspired by the nomenclature used in Zhang et al. (2016b), this category has been fundamentally modified to allow the standardization of the two databases. Remark that the "Landslide Trigger" initially specified in Zhang et al. (2016b) is stored in the variable/column "Dam Type Divided" in this new database. The new codes/abbreviations used to identify the type of recorded data are summarized in Table 1.

- Dam Type

The "Dam Type" variable is mainly aimed at defining the main "material". Note that the abbreviations used vary depending on the type of data ("Dam Trigger") associated with each case study.

For the landslide dam (LS-D) cases, the "Dam Type" variable identifies the composition of the naturally formed dam (type of formation). The classes used, adapted from Zhang et al. (2016b), are summarized in Table 2.

For the laboratory Test Data (LT-D) cases, which have been established for embankment dam studies, have all been associated with "Earthfill dam (EFL)" (see Table 3).

For all the other "Dam Trigger" (MM-D, COF-D, TAI-D) cases, the "Dam Type" variable of "Man-Made Dam" reflects the different types of existing dams. Table 4 summarizes the abbreviations used. To facilitate the sorting of breaks, it has been decided to identify only one type of dam ("Dam type"), although it is generally not so simple depending on the data source. Sometimes it is even confusing, particularly for the "Masonry" type (for example, Rockfill Masonry Earthfill Dam). In addition, the abbreviations (identified by "*" in Table 4) have been adjusted to refine their classification. This is closely related to the "Dam Type Divided" variable presented next.

- Dam Type Divided

The variable "Dam Type Divided" is used to more precisely describe the type of dam identified (in "Dam Type"). The codes used vary once again depending on the type of data processed ("Dam Trigger").

For landslide dam (LS-D) cases, "Dam Type Divided" is used to classify the relation between the type of formation and the valley floor (Costa and Schuster, 1988). The abbreviations used and adapted from Zhang et al. (2016b) are presented in Table 5. For further details on the definition of these classes, refer to Costa and Schuster (1988) and tab "(4)" (in the XLSX file).

For laboratory Test Data (LT-D) cases, two codes were used to describe the type of model used, and they are summarized in Table 6.

For the Man-made dam (MM-D) cases, the abbreviations defining "Dam Type Divided" (presented in Table 7) were established to provide a representative portrait of the various existing dam designs.

For all the other "Dam Trigger" (COF-D, TAI-D) cases, the abbreviations defining "Dam Type Divided" (presented in Table 7) were "undefined" (UD).

Note that the schemes of the six embankment dam types (CF, DC, FD, HD, HF, ZD), described in Table 7, are available in the database (in the "(4)" tab of the XLSX file). For more details on the types of concrete dams (ARC, BU, GR, and MAR), refer to Chapter 1 of Dam Compendium (Léger, 2016) and, for embankment dams, to chapters 1 and 8 of Geotechnical Engineering of Dams (Fell et al., 2015).

As previously mentioned, a specific nomenclature has been adopted to provide a more representative portrait of the range of dams described in the literature. For example, for a dam with a solid central core (denoted "DC" in Table 8) in concrete (denoted "CON" in Table 4), "Dam Type Divided" is then written: DC(CON). This nomenclature aims at specifying the particularities of dams that are sometimes identified. It should be noted that the data available in the literature rarely makes it possible to draw an accurate portrait of the type of dam.

- Dam Erodibility

The variable "Dam Erodibility" aims to translate the strength of the embankment dam component to the erosion and the action of the flow. It therefore only applies to "Earthfill dam (EFL)" and "Rockfill dam (RFL)" dams. For the three classes adapted from Briaud et al. (2008) and summarized in Table 8, notice that the higher the erodibility factor, is the greater the breach is rapidly formed, the higher is the size of the breach failure also as the peak outflow (Peng et al., 2011). Note that the class "Unknown (UNK)" is defined when no information was available in the literature to identify the classes of "Dam Erodibility" for the case study. Therefore, if the cell is empty, it means that no classification was attributed/found in the literature (which is true for all the cells left empty in the database).

To put back in context this parameter, notice that the classes presented in Table 8 are adapted by Peng et al. (2011) who treated them as discrete variable and are assigned according to the erosion rate and the flow velocity (or applied shear stress). In fact, these three classes (high, medium and low) were initially based on the six classes (very high, high, medium, low, very low erodibility, and non-erosive) described in the charts (one defined on a velocity chart and the other on a shear stress chart) available in Briaud et al. (2008). Notice that these are the result of 15 years of erosion testing experience that aimed to classify soil and rock through an erosion function.

Therefore, a shear stress equation is often used to describe soil erosion rates (Peng et al., 2011) using the shear stress, as presented below and as discussed by Briaud et al. (2008), compared to the water velocity considered less representative.

$$E = K_d \cdot (\tau - \tau_c)$$

Where:

- E is the erosion rate of the soil (mm^3/m^2-s),
- τ is the shear stress at the soil/water interface (Pa);
- K_d is the coefficient of erodibility ($mm^3/N-s$), it represents how fast the soil can be eroded.
- τ_c is the critical shear stress at initiation of soil erosion (Pa), it reflects the initiation of erosion in the soil.

Briefly, in this equation, the erosion resistance of soil is represented by the coefficient of erodibility (K_d) and by the critical shear stress at initiation of soil erosion (τ_c). However, notice that the criterion of movement initiation of grain remains tainted with uncertainties and varies accordingly to "school of thoughts" (but this is another story not discuss in this paper). Moreover, note that the coefficient of erodibility (K_d) and the critical shear stress at initiation of soil erosion (τ_c) are influenced by soil properties such as bulk density, grain-size distribution, void ratio, soil plasticity, compaction effort and soil dispersion ratio (Peng et al., 2011). Indeed, by plotting the erosion function on the category chart (based on the velocity or the shear stress), the erodibility category (depending on the amount of the material tested) is determined in function of the number of the zone in which the erosion function fits (Briaud et al., 2008). For more details about the methods, the data and/or the classifications allowing the determination of those parameters, refer to Briaud et al. (2008).

However, facing the general lack of data allowing to establish this parameter, as mentioned by Peng et al. (2011) and Wahl (2014), the "Dam erodibility" applied to earth and rock-fill dams is more a matter of qualitative judgment and is generally based on a subjective judgment (e.g. soil composition of the dam estimated through the dam type, the compaction of the soil estimated through the age of the dam …). For more details refer to Wahl (2014) who have studied this parameter trough Zhang et al. (2009) compilation.

- Year of construction (or reconstruction)/ Formation Time

The variable “Year of construction/reconstruction” is mainly intended to reflect the year of construction (or reconstruction after a previous break) of the man-made dams (MM-D). Note that the nomenclature (min-max), which is presented in the METHODOLOGY section, identified (in some cases) the beginning and the end of the dam construction.

For landslide dams (LS-D), this variable (called “Formation Data” in the literature) translates the moment when the natural dam was formed. Regarding the difficulty of defining an exact date (for this type of dam in particular), the abbreviations from Zhang et al. (2016b) were used in some cases and are presented in Table 9.

- Failure Description

The description of the break is described using four variables in this category/section.

- Year of failure

This variable specifies the year of the dam failure. Notice that for landslide dams (LS-D), a hypothesis allowing preliminary estimation of this value (using the “Time before Failure” variable) has been considered in some cases (as presented in the next column/variable).

- Time before failure (Years)

The variable “Time before Failure” defines the lifetime of the dam structure or the context in which the failure occurred.

For landslide dams (LS-D) cases, the various abbreviations used, which were adapted from Zhang et al. (2016b) are summarized in Table 10.

When the “Date of Formation” is defined, the estimation of the year of failure is based on the last three abbreviations presented in Table 11. The following assumptions were thus considered.

- For cases identified as “LT: Long term”, a 50-year period was used to estimate the year of failure.

  In the cases where the year of rupture exceeded 2016, the year of failure was identified: 2000s.
- For cases identified by “ST: Short Term” and “SD: Several Days”, the year of failure was used.

For more details on these parameters, refer to Chai et al. (1998) and Peng and Zhang (2011). Moreover, it is always possible to identify those cases easily since the codes “SD, LT and ST” were kept in this column. Note that this variable was initially expressed in days in the database of Zhang et al. (2016b), therefore a conversion factor of 365.25 days/year has been considered.

For the other “Dam Trigger” (COF-D, MM-D, TAI-D) cases, two abbreviations have been used to translate some breaking contexts commonly identified in the literature. These are summarized in Table 11.

The two abbreviations (presented in Table 12) were applied independently of “Dam Trigger”. Note that in the case where neither the year of construction/formation nor the year of rupture were known, the two abbreviations were entered in this column (i.e. “UD;UNK”). The choice to include these two abbreviations makes it possible to quickly identify the cases where no year is defined and to try to refine them. Notice that for the data obtained in laboratory (LT-D), even if it is possible to specify the year of the beginning of the tests and/or the end, these parameters have not been investigated for the 18 cases (explaining why “UD;UNK” is specified for those cases).

- Failure Type

The “Failure Type” variable aims to classify the type of rupture according to the abbreviations summarized in Table 13. To facilitate the sorting of breaks, it was chosen to identify only one type of break in this database.

However, with regard to the various causes (with or without relation to each other) affecting the determination of this variable, a contextualization of the rupture must be carried out if it is not clearly identified and/or in case of inconsistencies. Note that in case of inconsistencies, the verified “Failure Type” has been identified in bold in this cell. Also, a “brief” description of the failure is available (when possible) in the “Remarks” column/variable.

- Failure cause divided

The variable “Failure cause divided” is used to describe the different causes depending on the type of data (“Dam Trigger”).

For natural dams (LS-D) cases, the abbreviations described the natural dam trigger (the cause of its formation) and are summarized in Table 14.

For the laboratory test data (LT-D) cases, the preliminary abbreviation presented in Table 15 has been used and may be refined if necessary.

For the other "Dam Trigger" (COF-D, MM-D, TAI-D) cases, the "Failure Cause Divided" described the cause leading to dam failure. The column "Failure cause divided" is complementary to the variable "Failure Type", and 41 abbreviations have been used. These are summarized in alphabetical order in Table 16. Note that the "Failure cause divided" listed in Table 16 have been defined according to the causes most often identified in the literature.

It should be noted that to limit the number of possibilities, all the causes were listed alphabetically for each case order and are delimited by a ";" (in a same cell). However, it is this variety that makes it possible to ensure a more representative identification of the causes (direct and indirect) involved during the break.

- Dam Properties

In total, nine variables are used to describe the properties of dams before failure. The interest in describing the properties of the dams with as much detail as possible lies in the usefulness of those values to not only validate and/or contextualize the breach parameters but to also refine certain compilation cases (e.g. when it is mentioned that the breach extends over the entire height and/or the entire length of a dam).

- Landslide volume (x10^6 m^3)

The "Landslide volume" identified by this variable is only applicable for landslide dams (LS-D). It represents the portion of land deposited on the natural soil (and not the portion blocking the stream). For more details on the variables used to define natural dams, see Peng and Zhang (2011) and/or the "++" tab in the XLSX file).

- Dam volume (x10^6 m^3)

As the method estimating the peak outflow (for example), various methods to estimate the dam volume (and/or volume eroded) are available in the literature (e.g. Accordingly to Peng et al. (2011), the dam volume can be estimated as one half of the product of the dam width, dam length, and dam height).

Knowing that the dam volume is a derived quantity depending on the soil type and the compaction level, on the method of calculation and on the dam body dimensions, it is recommended to explicitly specified (in further version) in the "Remarks" column the method employed.

- Dam height; H_D (m)

For landslide dams (LS_D) cases, the dam height is the vertical altitude difference from the valley floor to the lowest point in the landslide dam.

For all the other "Dam trigger" cases, the dam height is defined as the height (vertical altitude) between the dam crest and dam base at the downstream toe.

- Dam crest length; L_c (m)

The dam crest length (Lc) is defined in the longitudinal direction.

Three dam's widths dimensions are defined (in the lateral direction of the dam) and are illustrated in Figure 1. Note that the nomenclature (min-max), which is presented in the METHODOLOGY section, identified (in some cases) the range of measurable values of each parameter.

- Crest dam width; b (m)

The crest dam width (b) of the dam is measured in the lateral direction on the top of the dam.

- Base dam width; B (m)

The base width (B) of the dam is measured in the lateral direction at the base of the dam.

- Average width; B_{aver} (m)

The crest dam width (B_{aver}) of the dam is the mean value between the crest dam width (b) and the base dam width (B). This variable was added according to the relevance of the data available in the literature.

In order to include measurable parameters rather than derived ones, the upstream and downstream dam slopes (see Figure 1 if necessary) have also been included as additional properties (notably for embankment dams). Notice that it is acknowledged that this can introduce complications (e.g. where an embankment dam is separated by a large berm), but when applicable can be described in the "Remarks" column and/or identified with the dam type (e.g. buttress dam). Notice that those two parameters have been adapted from Wahl (1998).

- Upstream dam slopes S_U : 1 (h : v)

- Downstream dam slopes S_D : 1 (h : v)

- Reservoir/Lake Description

To describe reservoir/lake located upstream of structures, four variables are used. Notice that for most of them, the value depends on the height of water in the reservoir. Therefore, when possible, the maximal value is recorded in this database.

- Reservoir Area (km^2)

This variable was adapted based according to the relevance of the data available in the literature, notably for the man-made dams.

- Lake/Reservoir length (m)

Adapted from Zhang et al. (2016b), this variable was added notably for the landslide dams (LS-D) but also according to the relevance of the data available in the literature.

- Reservoir/Lake *maximum* capacity (x10^6 m^3)

This variable specifies the maximum capacity of the reservoir. Note that when the maximum capacity of the reservoir was not available, but the normal operating capacity was provided, the latter was then recorded (if so, it is generally specified in the "Remarks" column).

- Catchment area (km^2)

The catchment area is defined as the area from which rainfall flows into the lake or the reservoir.

The next two specifications are those commonly used to describe the breach parameters for embankment dams. The different variables used are shown using Figure 2.

- Initial Conditions (Just Before Breach)

Initial conditions in the reservoir before failure was defined using two variables.

- Water volume stored above breach invert; V_W (x10^6 m^3)

When the volume stored just before the break is not available, assumptions are sometimes considered to approximate the value. A nomenclature has been adopted to clearly identify them.

- In the case of an overtopping failure (OT), the volume is set greater than or equal to (>=XY) the maximum capacity of the reservoir.

- In the case of internal erosion failure (IEE), the volume has been identified as being smaller or equal to (<=XY) the maximum capacity.

Take note that conversely if the stored volume was specified, but the maximum capacity was unknown, the reverse nomenclature was included in the variable "Reservoir/Lake maximum capacity".

- Height of Water (Above breach); H_W (m)

In this database, the height of water (H_W) is given from the base dam (and not from the bottom of the breach). This *datum* has been changed to facilitate the record of new historical breaks and in regard to the specifications available in the literature. Hence, special care was taken to adapt this value depending on the *datum* used in reference.

As with the amount of water stored in the reservoir just prior to failure (presented previously), the same nomenclature explicitly identifies whether the "actual" water depth was known or whether a hypothesis was considered, again depending on the type of failure studied (overtopping or internal erosion) but relative to the height of the dam.

- Height of submersion H_{subm} (m)

This variable is the difference between the height of water (H_W) and the dam height (H_D), traducing the water slice over the dam crest. Notice that this column/variable has been added in order to facilitates comparison with the other compilations.

- Breach Description

The description of the final breach was made using six variables, illustrated in Figure 2. The last three columns/variables presented in this category/section were added (as presented with more details in the "RESULTS" section) in order to study the breach dimensions observed in this database.

Consider that the depth of the breach (H_B) may be greater than the height of the dam (H_D), which is also possible for these various widths (shown in Figure 2). Indeed, these depend on the type of foundation on the study site. Oppositely, the breach height (H_B) can also be smaller than the dam height (H_D).

- Breach depth; H_B(m)

- Breach Top Width; W_{TB} (m)

- Breach Bottom Width; W_{BB} (m)

- Breach Average Width; W_{aveg} (m)

- Breach Average Side Slope; Z : 1 (h : v)

- Breach Shape (Idealized Geometry)

To facilitate the identification of the idealized breach geometry, a classification is also used and presented in Table 17. Notice that the abbreviation “Undefined (UD)” is used when the idealized geometry is not clearly defined, but the breach dimensions (or some of them) are available. Also, when the failure has been identified as "complete" failure, the breach depth (H_B) has been assumed equal to the dam height (H_D) and/or the breach top width (W_{TB}) equal to the dam crest length (L_C). For the failure identified as "limited", it depends on the failure conditions (notice that if applicable, it has been identified in the “Remarks” column/variable).

To identify the influence of the availability of recorded/available dimensions ("Bottom breach width (W_{BB})", "Top breach width (W_{TB})" or "Average width (W_{aver})" also as “Dam Height (H_D)” or the “Breach Depth (H_B)”) on the ratio W_i/H_i, in the RESULTS and DISCUSSION sections, three columns/variables were added.

- The column/variable "ID Ratio", describing the variables considered for the calculation of the "Ratio B/H" using the abbreviations presented in Table 18.
- The column/variable "Ratio W_i/H_i" compiling the numerical value of the observed data
- The column/variable "H_Breach VS H_Dam", comparing the breach height to the dam height by using abbreviations presented in Table 19.

Notice that those columns/variables facilitate the identification and extraction of the data considered in this subsection, by excluding the empty cells in the XLSX file of one of those columns/variables.

- ID Ratio

The column/variable "ID Ratio" describes the variables considered for the calculation of the "Ratio W_i/H_i" using the abbreviations presented in Table 20. Notice that when two (or three) widths were available for one case study, the order in which the width has been considered (to calculate

the numerical value of the ratio) is: (1) the breach bottom width (W_BB), (2) the breach top width (W_TB) and (3) the breach average width (W_aver).

- Ratio W_i / H_i

The column/variable "Ratio W_i/H_i" compiling the numerical value estimated (of the ratio obtained accordingly to the “ID Radio” specified).

- H_Breach VS H_Dam

The column/variable "H_Breach VS H_Dam", comparing the breach height to the dam height by using abbreviations presented in Table 19.

The next two sections are used to translate the failure hydrograph using five variables, the peak flow and the times reflecting the evolution of the break.

- Peak Discharge; Qp (m^3/s)

Peak flow (Q_P) represents the maximum flow observed on the dam failure hydrograph. In several cases, it has been obtained by numerical reconstruction of the event.

As a result, a nomenclature has been adopted to clearly identify them. Thus, if the value is written in *italics*, it means that it has been obtained by a numerical simulation. A note is also available in the “Remarks” column to specify the type of simulation performed (if possible). The min-max nomenclature made it possible to also obtain a range of recorded values.

- Cumulative Failure Times

First, following an investigative work, it was possible to highlight that the main data from the literature and relating events specify (in general) hours in the day. Thus, they represent cumulative times from the moment when an uncontrolled flow is observed (as illustrated in Figure 3).

Even if for concrete dams, for example, where the breaching time is almost instantaneous (or for other modes than overtopping failure (OT) or internal erosion failure (IEE)), determining those three times may be unnecessary for some types of dam. However, remember that this article fits into the framework of a study on breaks of flood embankment dams, hence the proposed structure for this section. Moreover, in the case of embankment dams, these times make it possible to better understand the phenomena involved, few of which are recorded today.

Then, in regard to the conducted literature review, four variables were used to characterize ruptures and describe their evolution. These are described below.

- Breach initiation end time; t_1 (h)

At first, failure begins when an uncontrolled discharge flows out of the structure. The evolution of the rupture then varies according to the type of dam and the type of rupture involved. In general, the "Breach initiation end time (t_1)" translates the end of the period of time during which the structure "resists" (i.e., when the rupture is initiated, but the rupture flood is not yet "critical").

In the case of an overtopping failure of an embankment dam, this phase includes the start of the flooding (A; Figure 3), which then initiates the gradual erosion phenomenon on the downstream slope of the dam (B, Figure 3). The "Breach initiation end time (t_1)" translates the end of the phase of progressive erosion of an embankment dam.

- Breach formation end time; t_2 (h)

In all cases, the "Breach formation end time (t_2)" translates the moment when the shape of the breach is "stable".

In the case of an overtopping failure of an embankment dam, the formation phase of the breach (C; Figure 3) is initiated when the progressive erosion of the downstream wall of the dam has reached the crest of the dam. The forming breach thus evolves by digging a channel in the fill until it reaches its final shape.

- Emptying Reservoir end time; t_3 (h)

The emptying phase of the reservoir (D; Figure 3) is characterized by the fact that the flow rate is a function of the height of the water in the reservoir and the volume of water that can pass through the breach. The "Emptying reservoir end time (t_3)" therefore reflects the instant when no more uncontrolled flow passes through it.

- Failure time; t_f (h)

The failure time specify in Froehlich (2016b) represents the difference between "Breach formation end time (t_2)" and "Breach initiation end time (t_1)", is also included in order to facilitate the verification.

In summary, aligned on a temporal scale, these three break times reflect the evolution of the failure and are the main ones reported in the literature. Note that the "Breach formation end time (t_2)" is (for all the failure types and dam types) the most required variable. Historical accounts, however, generally specify the "Breach initiation end time (t_1)". For more details on these breach formation phases and times for embankment dams, refer to Wahl (1998, 2014).

- Damage

The damage involved in the dam break is described in this database using a single variable (but could easily be diversified in further version).

- Loss of life

The variable "Loss of life" counts the number of losses of life recorded after the disaster. For some historical cases, the number of lost lives varies (sometimes including indirect losses of life). The nomenclature (min-max), which is presented in the METHODOLOGY section, once again identified the minimum and maximum limits of the loss of life identified in the literature. Furthermore, a nomenclature was used to compile the commonly identified specifications.

- The value "0" is written in the cell if the sources clearly specify that no loss of life was involved during the break.
- The notation "0?" is recorded in the cell if monetary and/or environmental damage is identified in the literature but it is not explicitly mentioned that no loss of life has been implicated.
- The notation ">0" is written in the cell (or "> xy", where xy: Loss of life estimated), if the sources mention that loss of life was involved during the rupture, but the exact number is not defined.

It should be considered that the notes in the "Remarks" column describe (in many cases) economic losses and sometimes even environmental losses (when available in the literature).

- Notes

The last section, entitled "Notes", facilitates the tracking and validation process of the database content using the last three variables of this dataset.

- References

For a given case of historical breaks, the values entered in this column summarize the reference reflecting the source (reference) of these data as well as the other one used to verify, validate, enrich and/or modify its dataset. A total of 196 references have been assembled.

> ***For natural dams (LS-D),*** the 49 references (notated [id-ref], where id-ref Є [1: 49]) are those adapted from Zhang et al. (2016b).
>
> ***For all the other "Dam Trigger" (COF-D, LT-D, MM-D, TAI-D):*** as previously mentioned, a total of 148 references were needed to obtain this new database. The nomenclature used in the database is [id-ref], where id-ref Є [50-A, 50-B, 51: 196]. If more than one reference was found, they have been organized in ascending order (e.g. [50-A] [67]). Note that the cases that have not yet been verified in the database of Zhang et al. (2016a) can easily be identified by selecting only the reference [50-A] using the "Filter" function in Excel (see the REFERENCES – DATABASE section if necessary).

As previously mentioned in the CASE STUDIES' COMPILATION section, notice that these 196 references are all available in "APPENDIX 1" at the end of this paper. Indeed, they are listed in alphabetic order, accordingly to the classification presented below, but also refer to the "id-ref".

- ✓ 49 databases compiling historical dam failures and/or event's descriptions (e.g. brief description of the failure, narrative description, …);
- ✓ 41 technical references (e.g. technical reports, lessons learn, …);
- ✓ 44 general references both used for specific case study (e.g. news, …);
- ✓ 12 other types of references (e.g. presentations, analyses, …);
- ✓ *49 references for landslide dams adapted from Zhang et al. (2016b);*

Note that the compilation of dam failure databases prior to 1998 (e.g. MacDonald and Langridge-Monopolis (1984); Costa (1985); Froehlich (1987, 1995a,1995b), Singh and Scarlatos, (1988)) are not explicitly cited in the list available in "APPENDIX 1" section (and therefore in the database), the most recent dam failure databases referred to in the paper are generally built on and added to these earlier databases (e.g. Wahl (1998)).

- Cote

Table 20 summarizes the codes (noted in the “Cote” column) that have been added to facilitate the analysis of cases of ruptures in the database (and ta more user-friendly interface). Overall, this column/variable aims to extract the case studies compiling the failure parameters (i.e. breach dimensions, the peak outflow and the time failure).

Note that the “to investigate” rating (“Cote”=1) has also been added to the 585 cases (from Zhang et al. (2016a) database) that have not yet been “verified” or the cases that still need to be investigated.

- Remarks

The “Remarks” column has been added to include a note (if possible and deemed necessary) in case of inconsistencies between various references or to support the specified values. It usually contains the following specifications;

- The time of formation of the breach;
- The dam location;
- The dam type;
- The type of numerical simulation used;
- A brief narrative describing the evolution and context of the break;
- The method(s) of estimation employed (i.e. for the peak outflow, …);

To not transform the original version over the years and to provide a more authentic character for each case of ruptures identified, reference extracts/quotes have been added. The last column then includes extracts from various sources listed and used to enrich the database (e.g., rain event, hurricane name, economic losses, and environmental losses). Note that the source of the information is identified using the same nomenclature as the references previously presented (in the “References” column/variable). Knowing that it is always recommended to validate the data sample, the column/variables "Remarks" is therefore a considerable asset for this purpose and which any user can easily allow a user to refer to it for more details. Also, despite the meticulous care accorded during the compilation and validation process, notice that duplicates (or even inconsistencies) might remain.