

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude par modèle numerique de la vulnerabilité de l'onde de rupture de barrage a potentiel sismique en Algérie septentrionale..

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 8-0001-22

APA Citation (توثيق APA):

Bouchehed, Hamza. (2022). Etude par modèle numerique de la vulnerabilité de l'onde de rupture de barrage a potentiel sismique en Algérie septentrionale. [Thèse de doctorat, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مباحث، مقالات، دوريات، كتب...) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



ENSH-(n° d'ordre)

**THESE DE DOCTORAT
DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE**

Présentée par

Monsieur **BOUCHEHED Hamza**

Pour obtenir le grade de
DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE

Sujet de la thèse :

**ETUDE PAR MODELE NUMERIQUE DE LA VULNERABILITE DE L'ONDE DE
RUPTURE DE BARRAGE A POTENTIEL SISMIQUE EN ALGERIE SEPTENTRIONALE**

Thèse présentée et soutenue à Blida le 16/03/22 devant le jury composé de :

Mr. HADJ SADOK Ahmed	Professeur, ENSH Blida	Président
Mr. MIHOUBI Mustapha Kamel	Professeur, ENSH Blida	Directeur de thèse
Mr. DJEMILI Lakhdar	Professeur, Univ. Badji Mokhtar Annaba	Co-directeur de thèse
Mr. OUAMANE Ahmed	Professeur, Univ. Mohamed Khider Biskra	Examineur
Mr. YEBDRI Djillali	Professeur, USTO. Mohamed Boudiaf	Examineur
Mr. KHETTAL Tahar	Professeur, ENSH Blida	Examineur

Année Universitaire 2021/2022

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES	i
Liste des figures	v
Liste des tableaux	ix
Résumé	xi
Abstract	xii
ملخص.....	xiii
INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I. Ruptures et causes de ruptures	5
Introduction	8
I.1 Ruptures et incidents de barrages : Aspects généraux.....	8
I.2 Ruptures des barrages en béton et en maçonnerie	11
I.2.1 Rupture causée par des erreurs de conception et de construction des barrages .	12
I.2.1.1 Bouzey- France (1884 et 1895) :	12
I.2.1.2 Vega de Tera- Espagne (1959) :	13
I.2.2 Rupture causée par des problèmes dans les fondations.....	14
I.2.2.1 Malpasset- France (1959) :	14
I.2.2.2 Barrage de Camará - Brésil (2004) :	16
I.2.2.3 Barrage St. Francis- États-Unis (1928) :	17
I.2.3 Rupture par submersion de l'ouvrage	18
I.2.3.1 Barrage Sella Zerbino- Italie (1935) :	18
I.2.3.2 Barrage de l'Habra - Algérie (1881 et 1927).....	20
I.3 Ruptures des barrages en remblai (en terre et en enrochement).....	22
I.3.1 Rupture causée par érosion interne du corps de l'ouvrage	23
I.3.1.1 Barrage Teton - Etats-Unis (1976) :	23
I.3.2 Rupture causée par érosion interne de la fondation	24
I.3.2.1 Barrage Baldwin Hills Dam - Etats-Unis (1963) :	24
I.3.3 Rupture causée par submersion de la digue	25
I.3.3.1 Barrage Algodoes- Brésil (2009) :	25
I.4 Conclusion	25
Chapitre II. Evaluation des risques de rupture de barrages	26
Introduction	27
II.1 Vulnérabilité aux inondations de rupture de barrage.....	27
II.1.1 Concepts de vulnérabilité	27
II.1.2 Vulnérabilité humaine aux inondations de rupture de barrages	27
II.1.2.1 Stabilité humaine lors d'inondations.....	28

II.1.2.2	Factures d' influence	32
II.1.2.3	Méthodes d'évaluation du facteur de vulnérabilité humaine lors d'une inondation...	33
II.2	Évaluation du risque d'une rupture d'un barrage.....	38
II.2.1	Introduction	38
II.2.2	Risque et évaluation du risque	38
II.2.2.1	Définition du risque.....	38
II.2.2.2	Gestion des risques	39
II.2.3	Analyse du risque de rupture d'un barrage.....	41
II.2.3.1	Définition de la portée.....	41
II.2.3.2	Identification des dangers.....	42
II.2.3.3	Identification des modes de rupture	42
II.2.3.4	Estimation de la probabilité de rupture.....	42
II.2.3.5	Évaluation des éléments à risque.....	43
II.2.3.6	Evaluation de la vulnérabilité.....	46
II.2.3.7	Estimation du risque	46
II.2.4	Évaluation des risques.....	47
II.2.5	Processus de gestion des risques	48
II.2.5.1	Observation et prévision.....	50
II.2.5.2	Prise de décision.....	50
II.2.5.3	Avertissement (alerte)	51
II.2.5.4	Réponse	53
II.2.5.5	Évacuation	55
II.3	Conclusion	57
Chapitre III.	Confrontation des résultats des modèles numériques.....	58
Introduction	60
III.1	Rupture du barrage de Malpasset	60
III.2	Modèles de calcul utilisés.....	61
III.2.1	MIKE21.....	61
III.2.1.1	MIKE21 classique	62
III.2.1.2	MIKE21_FM.....	64
III.2.2	HECRAS 2D	68
III.2.3	TELEMAC 2D	70
III.3	Données disponible sur l'accident du barrage.....	72
III.3.1	Temps de propagation de l'onde de rupture.....	72
III.3.2	Modèle physique	73
III.3.3	Données topographiques	74

III.3.4	Données hydrauliques	75
III.3.4.1	Conditions initiales.....	75
III.3.4.2	Conditions aux limites.....	76
III.3.5	Paramétrages numériques et physiques.....	77
III.3.5.1	Discrétisation du domaine :.....	77
III.3.6	Résultats et discussion.....	77
III.3.6.1	Temps d'arrivée de l'onde.....	77
III.3.6.2	Cote maximale de la surface libre	79
III.3.6.3	Propagation de l'onde de rupture :	79
III.4	Conclusion	80
Chapitre IV. Etude, analyse et évaluation des risques liés à la rupture de barrages		81
Introduction		82
IV.1	Présentation des barrages d'études	82
IV.1.1	Barrage Bougous	83
IV.1.2	Barrage Mexa	84
IV.1.3	Barrage Foum el khanga	84
IV.1.4	Barrage Hammam Debagh.....	85
IV.2	Données utilisées	86
IV.2.1	Données Topographiques.....	86
IV.2.1.1	Bathymétrie de barrage.....	86
IV.2.1.2	Modèle numérique de terrain.....	86
IV.2.2	Occupation de sol.....	87
IV.2.3	Densité de population.....	89
IV.3	Analyse de rupture de barrage à l'aide de modèle numérique TELEMAC2D.....	89
IV.3.1	Mode de rupture	89
IV.3.2	Description du modèle	90
IV.3.3	Construction du maillage du modèle.....	90
IV.3.3.1	Intégration de la bathymétrie.....	92
IV.3.3.2	Coefficients de rugosité.....	92
IV.3.4	Conditions initiales et aux limites	93
IV.3.4.1	Conditions aux limites.....	93
IV.3.4.2	Conditions initiales.....	94
IV.4	Résultats et discussion	95
IV.4.1	Cartographie des inondations	95
IV.4.1.1	Scénario de rupture de barrage Mexa.....	95
IV.4.1.2	Scénario de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.....	96

IV.4.1.3	Scénario de la rupture du barrage Hammam Debagh.....	98
IV.4.1.4	Scénario de la rupture du barrage Foug El Khanga.....	99
IV.4.1.5	Scénario de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El Khanga.....	102
IV.4.2	Risques d'inondation de la rupture de barrage	104
IV.4.2.1	Risque pour les personnes	104
IV.4.2.2	Risque pour les véhicules	115
IV.4.2.3	Risque pour les bâtiments.....	123
IV.4.3	Evaluation de la vulnérabilité.....	132
IV.4.3.1	Scénario de rupture de barrage Mexa	134
IV.4.3.2	Scénario de rupture séquentielle de barrage Bougouse et barrage Mexa	135
IV.4.3.3	Scénario de rupture de barrage Hammam Debagh.....	136
IV.4.3.4	Scénario de rupture de barrage Foug El Khanga.....	137
IV.4.3.5	Scénario de rupture simultanée de barrage Hammam Debagh et barrage Foug El Khanga	138
IV.4.4	Evaluation du potentielle de perte de vie	139
IV.5	Conclusion	144
	Conclusion générale	145
	Références bibliographiques	147

Liste des figures

Figure I .1: Nombre de ruptures de barrage par typologie et hauteur. (ICOLD, 1997).....	9
Figure I .2: Nombre de ruptures de barrages par typologie, hauteur et période de service. (ICOLD, 1997).....	10
Figure I .3: Nombre de ruptures de barrage au cours des 10 premières années de service. (ICOLD, 1997).....	10
Figure I . 4: Principales causes de ruptures des barrages en béton et en maçonnerie. (ICOLD, 1997).....	12
Figure I .5: Barrage de Vega de Tera avant la rupture.....	14
Figure I .6: Barrage de Vega de Tera après la rupture.....	14
Figure I .7: Barrage de Malpasset (1959) avant la rupture.	16
Figure I .8: Barrage de Malpasset après la rupture.	16
Figure I .-9: Barrage de St. Francis avant la rupture.	18
Figure I .10: Barrage de St. Francis après la rupture.	18
Figure I .11: Barrage de Sella Zerbino avant la rupture.....	19
Figure I .12: Le barrage de Sella Zerbino après la rupture.	20
Figure I .13: Barrage de l’Habra, première rupture en 1881.	21
Figure I .14: Barrage de Fergoug en 1907 après reconstruction.	22
Figure I .15: Schéma des causes de rupture des barrages en remblais.....	23
Figure I .16: Barrage de Algodoes après la rupture.	25
Figure II .1: Stabilité humaine dans le débit d'eau.....	30
Figure II .2: Modèles de corps humain pour l’instabilité du moment et du frottement.....	31
Figure II .3: Modèles existants d’estimation des pertes de vies humaines (Jonkman, 2007).	33
Figure II .4: Différents étapes et composantes la gestion des risques (ISSMGE, 2004).	39
Figure II .5: Gestion d'urgence des ruptures de barrage dans le temps (Frieser, 2005).....	49
Figure III-1: Schéma de discrétisation spatial (DHI, 2014).	63
Figure III .2: Schéma de discrétisation temporel (DHI, 2014).....	64
Figure III .3: Les flux volumiques perpendiculairement aux trois faces de l'élément (DHI, 2014).....	67
Figure III .4: Positions des transformateurs, des points de mesure et des relevés sur le site du barrage de Malpasset (Hervouet, 2007).	72
Figure III .5: Temps d’arrivée de l’onde à la position des transformateurs selon l’enquête..	73
Figure III .6: Elévation de surface d’eau en aval du barrage par le modèle physique.	73

Figure III .7: Temps d'arriver de l'onde par le modèle physique.	74
Figure III .8: Carte géographie de Malpasset. (Institut National Géographique,1931).....	74
Figure III .9: Topographie de Malpasset.	75
Figure III .10: Représentation des Hauteurs d'eau initiales.....	76
Figure III .11: Représentation comparative des erreurs du temps d'arrivée aux trois transformateurs électriques.	77
Figure III .12: Comparatif du temps d'arrivée de l'onde aux sections de contrôles.	78
Figure III .13: Une représentation comparative des erreurs du temps aux temps de transit de l'onde entre les sections de contrôles.....	78
Figure III .14: Comparaison des cotes d'eau maximale.....	79
Figure III .15: Rupture du barrage de Malpasset à $t = 1500$ s pour les quatre modèles.	80
Figure IV .1: Présentation de la zone d'étude.....	83
Figure IV .2: Modèle numérique de terrain de la zone d'étude.....	87
Figure IV .3: Occupation de sol de la zone d'étude.....	88
Figure IV .4: Illustration du réseau routier de la zone d'étude.....	88
Figure IV .5: Distribution spatiale de la population dans la zone d'étude.....	89
Figure IV .6: Maillage du domaine de calcul 1.	91
Figure IV .7: Maillage du domaine de calcul 2.....	92
Figure IV .8: Distribution spatiale de coefficient de Manning " n " dans la zone d'étude.....	93
Figure IV .9: Carte des hauteurs d'eau maximales : cas d'une rupture du barrage Mexa.	96
Figure IV .10: Carte des vitesses d'écoulement maximales : cas d'une rupture du barrage Mexa.....	96
Figure IV .11: Carte des hauteurs d'eau maximales : cas d'une rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.....	97
Figure IV .12: Carte des vitesses d'écoulement maximales : cas d'une rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.....	97
Figure IV .13: Carte des hauteurs d'eau maximales après la rupture du barrage Hammam Debagh.	98
Figure IV .14: Carte des vitesses d'écoulement maximales après la rupture du barrage Hammam Debagh.....	98
Figure IV .15: Carte des hauteurs d'eau maximales après la rupture du barrage Foum El Khanga.	100
Figure IV .16: Carte des vitesses d'écoulement maximales après la rupture du barrage Foum El Khanga.....	100

Figure IV .17: Carte des hauteurs d'eau maximales dans l'Oued Sybouse en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El Khanga.	102
Figure IV .18: Carte des vitesses d'écoulement maximales dans l'Oued Sybouse en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El Khanga.....	102
Figure IV .19: Seuil de stabilité des personnes en crue. (Cox <i>et al</i> , 2010).....	105
Figure IV .20: Carte des risques pour les personnes en cas de la rupture du barrage Mexa.	106
Figure IV .21: Carte des risques pour les personnes en cas de la rupture séquentielle de barrage Bougous et du barrage Mexa.....	107
Figure IV .22: Carte des risques pour les personnes en cas de la rupture du barrage Hammam Debagh.	109
Figure IV .23: Carte des risques pour les personnes en cas de la rupture du barrage Foug El Khanga.	111
Figure IV .24: Carte des risques pour les personnes en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El-khanga.	113
Figure IV .25: Seuil de stabilité des véhicules en cas d'inondation. (Shand <i>et al</i> . 2011)	115
Figure IV .26: Carte des risques au réseau routier en cas de la rupture du barrage Mexa....	116
Figure IV .27: Carte des risques au réseau routier en cas de la rupture séquentielle de barrage Bougous et du barrage Mexa.....	117
Figure IV .28: Carte des risques au réseau routier en cas de la rupture du barrage Hammam Debagh.	118
Figure IV .29: Carte des risques au réseau routier en cas de la rupture du barrage Foug El Khanga.	120
Figure IV .30: Carte des risques au réseau routier cas de rupture simultanée de barrage Hammam Debagh et barrage Foug el khanga.	122
Figure IV .31: Seuil de stabilité des bâtiments en cas d'inondation. (Smith <i>et al</i> , 2014)	124
Figure IV .32: Carte des risques pour les bâtiments en cas de la rupture du barrage Mexa.	125
Figure IV .33: Carte des risques pour les bâtiments en cas de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.....	126
Figure IV .34 : Carte des risques pour les bâtiments en cas de rupture de barrage Hammam Debagh.	127
Figure IV .35: Carte des risques pour les bâtiments en cas de la rupture du barrage Foug El Khanga.	129
Figure IV .36: Carte des risques pour les bâtiments en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El Khanga.	131

Figure IV .37: Seuils de la vulnérabilité aux inondations. (Aemi, 2014)	133
Figure IV .38: Carte de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture du barrage Mexa.	135
Figure IV .39: Carte de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.....	136
Figure IV .40: Carte de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture du barrage Hammam Debagh.....	137
Figure IV .41: Carte de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture de	138
Figure IV .42: Carte de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El Khanga.	139
Figure IV .43: Taux de la population évacuée cas de rupture du barrage Mexa.	141
Figure IV.44: Taux de la population évacuée en cas de rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.....	141
Figure IV.45: Taux de la population évacuée en cas de rupture du barrage Hammam Debagh.	141
Figure IV .46: Taux de la population évacuée en cas de rupture du barrage Foum El Khanga.	141
Figure IV .47: Taux de la population évacuée en cas de rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El Khanga.	141
Figure IV.48: Temps d’alerte en cas de la rupture de du barrage Mexa.....	142
Figure IV .49: Temps d’alerte en cas de la rupture séquentielle du barrage Bougouse et du barrage Mexa.....	142
Figure IV .50: Temps d’alerte en cas de la rupture du barrage Hammam Debagh.	142
Figure IV .51: Temps d’alerte en cas de la rupture du barrage Foum El Khanga.	142
Figure IV .52: Temps d’alerte en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El Khanga.....	142
Figure IV .53: Perte de vie en cas de la rupture du barrage Mexa.....	143
Figure IV .54: Perte de vie en cas de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.....	143
Figure IV .55: Perte de vie en cas de la rupture du barrage Hammam Debagh.....	143
Figure IV .56: Perte de vie en cas de la rupture du barrage Foum El Khanga.	143
Figure IV .57: Perte de vie en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El Khanga.....	143

Liste des tableaux

Tableau II-1: Rupture du barrage ayant causé plus de 500 pertes de vies humaines. (Ru et Niu, 2001)	28
Tableau II-2: Comparaison du modèle de Graham (1999) et du modèle HURAM.....	37
Tableau II-4: Éléments menacés par la rupture d'un barrage.	46
Tableau IV-1: Caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage Bougous.	83
Tableau IV-2: Caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage Mexa.	84
Tableau IV-3: Caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage Foum el khanga.....	85
Tableau IV-4: Caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage Hammam Debagh. ..	85
Tableau IV-5: Récapitulatif des hauteurs d'eau, vitesses d'écoulement max, le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée pour chaque commune après la rupture du barrage Mexa.....	96
Tableau IV-6: Récapitulatif des hauteurs d'eau, vitesses d'écoulement max., le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée pour chaque commune après la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.....	97
Tableau IV-7: Récapitulation des hauteurs d'eau, vitesses d'écoulement max, le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée pour chaque commune après la rupture du barrage Hammam Debagh....	99
Tableau IV-8: Récapitulation des hauteurs d'eau, vitesses d'écoulement max., le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée pour chaque commune après la rupture du barrage Foum El Khanga....	101
Tableau IV-9: Récapitulatif des hauteurs d'eau, vitesses d'écoulement max, le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée. Pour chaque commune après la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum el khanga.	103
Tableau IV-10: Nombre de personnes à risque de l'inondation de la rupture du barrage Mexa.	107
Tableau IV-11: Nombre des personnes à risque de l'inondation de la rupture séquentielle de barrage Bougous et du barrage Mexa.....	108
Tableau IV-12: Nombre des personnes à risque de l'inondation de la rupture du barrage Hammam Debagh.	110
Tableau IV-13: Nombre des personnes à risque de l'inondation de la rupture du barrage Foum El Khanga.	112
Tableau IV-14: Nombre des personnes à risques de l'inondation simultanée de la rupture du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El Khanga.....	114
Tableau IV-15: Risques au réseau routier en cas de la rupture du barrage Mexa.....	116
Tableau IV-16: Risques au réseau routier en cas de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.....	117
Tableau IV .17: Risques au réseau routier en cas de la rupture du barrage Hammam Debagh.....	119
Tableau IV .18: Risques au réseau routier en cas de la rupture du barrage Foum El Khanga.....	121

Tableau IV-19: Risques pour au réseau routier en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El-khanga.	123
Tableau IV-20: Nombre de bâtiments à risque de l'inondation de la rupture du barrage Mexa.....	125
Tableau IV-21: Nombre de bâtiments à risques de l'inondation de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.....	126
Tableau IV .22: Nombre de bâtiments à risques de l'inondation de la rupture du barrage Hammam Debagh.	128
Tableau IV .23: Nombre de bâtiments à risque de l'inondation de rupture Foum El Khanga.....	130
Tableau IV-24: Nombre de bâtiments à risques de l'inondation simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El-khanga.	132
Tableau IV-25: Seuils de la vulnérabilité aux inondations.	133
Tableau IV-26: Limites de la classification des seuils de vulnérabilité.....	134

Résumé

La rupture d'un barrage peut avoir des conséquences catastrophiques en aval par l'explosion des inondations qui entraînent souvent des pertes de vie et de propriétés. Avec le développement des outils de simulation numérique performants, la modélisation des scénarios de catastrophes à l'échelle environnementale ou industrielle est devenue très sollicitée par les chercheurs. La rupture du barrage de Malpasset est devenue un cas de test très utile pour les modèles numériques de l'acheminement des ondes de rupture en raison des nombreuses données recueillies pendant et après l'événement. Une étude comparative mode 2D via les codes : TELEMAC 2D, HECRAS2D et MIKE21-DHI pour la simulation de l'événement du barrage de Malpasset a été réalisée dans ce travail. Selon les résultats de ce test, le modèle TELEMAC 2D surpasse les autres modèles et reproduit des temps réels de parcours des vagues et des profondeurs des tirants d'eau plus proche de la réalité. En conséquence, il a été choisi pour l'élaboration de plans de prévention aux risques à l'inondation (PPRI) relative aux ruptures de quatre barrages, situés en zone sismiques au nord-est de l'Algérie. Il s'agit des sites de barrages : Mexa, Bougous, Hammam Debagh et Foug El-Khanga. Pour ce faire, cinq scénarios de rupture ont été étudiés y compris le cas d'une rupture simultanée de deux ouvrages en exploitation à savoir barrage Hammam Debagh et Foug El-Khanga. L'étude concernée l'évaluation des paramètres hydrodynamiques de l'onde de rupture pour chaque scénario, l'estimation du risque associé et l'évaluation de la vulnérabilité engendrée. Les cartes des hauteurs d'eau maximales, vitesses d'écoulement maximales, le temps d'arrivée de l'onde, la surface inondée, des risques pour les personnes, pour les véhicules et pour les bâtiments sont établis pour chaque scénario. Au terme de cette étude, des cartes d'évaluation du potentiel de la population évacuée, le temps d'alerte et la perte de vie pour les différents scénarios étudiés sont présentées. D'après les résultats de simulation, la rupture simultanée des barrages de Hammam Debagh et Foug El-Khanga sont les plus vulnérables en raison des dispositions topographiques et conditions hydrodynamiques d'écoulement. A lors que, le risque de pertes de vie humaines pour la rupture du barrage de Foug El khanga est moindre en raison de la disponibilité suffisante du temps d'alerte des populations. En ce qui concerne les deux autres barrages, et étonnamment le risque reste modéré et acceptable avec un risque des pertes moins considérable. Les simulations de rupture effectuée par le code TELEMAC-2D, ont montré les risques et les dangers que peuvent encourir les populations dans les vallées dominées par les barrages étudiés. Cependant, il est inéluctable aux décideurs d'améliorer davantage les dispositifs de sécurité et d'alerte afin d'atténuer l'ampleur de l'onde de rupture et d'atténuer considérablement le risque d'inondation à l'aval.

Abstract

The failure of a dam can have catastrophic consequences downstream through the explosion of floods which often lead to loss of life and property. With the development of high-performance digital simulation tools, the modeling of disaster scenarios on an environmental or industrial scales has become very much in demand by researchers. The Malpasset dam failure is considered as a very useful case to test numerical models in routing dambreak wave propagation due to the extensive data collected during and after the event. A comparative study in 2D mode using the codes: TELEMAC 2D, HECRAS2D and MIKE21-DHI for modelling Malpasset dambreak event was carried out in this work. According to the results of this test, TELEMAC 2D outperformed the other models as it has reproduced wave travel times and water depths closer to reality. Consequently, it was chosen for the development of flood risk prevention plans (PPRI) relating to the failures of four dams located in seismic zones in the northeast of Algeria. These are the floodplains located downstream of Mexa , Bougous , Hammam Debagh and Foug El - Khanga dams. To this end, five failure scenarios were studied including the case of a simultaneous failure of Hammam Debagh and Foug El - Khanga dams. This study enabled evaluating the hydrodynamic parameters of the dambreak wave for each scenario, the estimation of the associated risks and the evaluation of the resulting vulnerability. Maps of maximum water depths, maximum flow velocities, wave arrival times, flooded surface, risks for people, vehicles and buildings. At the end of this study, the evaluation of the potential of the evacuated population, the warning times and the loss of life for the different scenarios studied is conducted. According to the evaluation results, the simultaneous break failure of the Hammam Debagh and Foug El - Khanga dams are the most vulnerable due to the topographic layouts and hydrodynamic flow conditions. At the same time , the risk of loss of human life for the failure of the Foug El khanga dam is less due to the availability of sufficient warning time for the populations. With regard to the other two dams, and surprisingly the risk remains moderate and acceptable with a less considerable risk of loss. failure simulations carried out by the TELEMAC-2D code have shown the risks and dangers that the populations may incur in the valleys dominated by the dams studied. However, it is unavoidable for decision-makers to further improve safety and warning devices in order to mitigate the magnitude of the rupture wave and considerably reduce the risk of flooding downstream.

ملخص

لانهديار السد آثار خطرلة في اتجاه مجرى النهر من خلال الفيضانات الناجمة عنه، التي غالبًا ما تؤدي إلى خسائر في الأرواح والممتلكات. مع تطوير النماذج الرقمية للمحاكاة عالية الأداء، أصبحت نمذجة سيناريوهات الكوارث على المستوى البيئي أو الصناعي شائعة جدًا لدى الباحثين. أصبحت حادثة سد Malpasset حالة مفيدة للغاية لاختبار النماذج الرقمية للوصول موجة الغمر بسبب البيانات المكثفة التي تم جمعها أثناء الحدث وبعده. تم إجراء دراسة مقارنة في الوضع ثنائي الأبعاد باستخدام النماذج TELEMAC 2D و HECRAS2D و MIKE21-DHI لمحاكاة حدث سد Malpasset في هذا العمل. وفقًا لنتائج هذا الاختبار، يتفوق نموذج TELEMAC 2D على النماذج الأخرى بحيث يستنسخ وقت تنقل الشبه حقيقي للموجة الغمر وكذلك أعماق التيارات أقرب إلى الواقع. وبالتالي، تم اختياره لتطوير خطط الوقاية من مخاطر الفيضانات (PPRI) المتعلقة بتصدع أربعة سدود تقع في المناطق الزلزالية في شمال شرق الجزائر. وهذه هي مواقع السدود: مكسة، بوقوس، حمام دباغ وفوم الخنقة. للقيام بذلك، تمت دراسة خمسة سيناريوهات انهيار بما في ذلك حالة انهيار المتزامن لمنشئين قيد التشغيل، وهما سدي حمام ديباغ وفوم الخنقة. اهتمت الدراسة بتقييم المعلمات الهيدروديناميكية لموجة الغمر لكل سيناريو، وتقدير المخاطر المرتبطة وتقييم الضعف الناتج. يتم وضع خرائط لارتفاعات المياه القصوى، وسرعات التدفق القصوى، ووقت وصول الأمواج، والمنطقة المغمورة، والمخاطر التي يتعرض لها الأشخاص والمركبات والمباني لكل سيناريو. في نهاية هذه الدراسة، تم تقديم خرائط تقييمية لإمكانات السكان الذين تم إخلاؤهم، ووقت التحذير وفقدان الأرواح البشرية للسيناريوهات المختلفة التي تمت دراستها. وفقًا لنتائج المحاكاة، فإن الفشل المتزامن لسدي حمام دباغ وفوم الخنقة هو الأكثر عرضة للخطر بسبب التضاريس وظروف التدفق الهيدروديناميكي. في الوقت نفسه، فإن خطر فقدان الأرواح البشرية بسبب تمزق سد فوم الخنقة أقل بسبب توفر وقت الإنذار الكافي للسكان. فيما يتعلق بالسدين الآخرين، والمثير للدهشة أن المخاطر تظل معتدلة ومقبولة مع وجود مخاطر أقل للخسارة. أظهرت عمليات محاكاة الانهيار التي أجراها كود TELEMAC-2D أن المخاطر والأخطار التي قد يتعرض لها السكان في الوديان التي تهيمن عليها السدود المدروسة. ومع ذلك، لا مفر لصناع القرار من زيادة تحسين السلامة وأجهزة الإنذار من أجل التخفيف من حجم موجة الغمر وتقليل مخاطر الفيضانات في اتجاه مجرى النهر بشكل كبير.

INTRODUCTION GENERALE

Les barrages sont des ouvrages extrêmement liés au milieu environnant par le biais de fondations. Le manque de connaissances des conditions réelles du site lors de la conception d'un barrage, les catastrophes naturelles et les éventuels défauts de construction peuvent menacer la sécurité de l'ouvrage, voir même être à l'origine de sa rupture.

Les ruptures des barrages causent une vague inattendue d'inondations qui se déplace en aval à vitesses, effaçant presque tout sur son passage. Dans presque tous les cas, des ponts, les centrales électriques et toutes les infrastructures le long du cours d'eau sont détruites parce que l'amplitude de l'inondation dépasse de loin celle de l'inondation prévue. Comme dans le cas de la rupture du barrage de Malpasset en France, en 1959, est un exemple des principales inondations provoquées par une rupture de digue, également on peut citer d'autres exemples comme la rupture de barrage Banqiao en 1975 en Chine, la rupture du barrage de Stava en Italie en 1985, la rupture du barrage de La Nouvelle-Orléans lors de l'ouragan Katrina en août 2005, la rupture du barrage de Tangjiashan en Chine en juin 2008 qui a entraîné l'évacuation de 250 000 personnes pendant deux semaines, et la rupture du barrage de Banqiao qui a inondé une superficie de 12 000 km² et la perte de plus de 26 000 vies. L'effondrement d'un nombre de digues dans La Nouvelle-Orléans qui a entraîné la mort d'environ 1600 personnes et une perte économique de 100 à 200 milliards USD, ce qui en fait la défaillance la plus coûteuse d'un système technique de l'histoire. (Xu et al, 2009 ; Hervouet et Petitjean, 1999)

En fait, comme l'ont souligné (Almeida et Viseu, 1997), le barrage et l'aval de la vallée doivent être considérés comme un système combiné en ce qui concerne le risque induit par des accidents de barrage, y compris à la fois le réservoir-barrage et le canal aval systèmes. Une gestion intégrée des risques des deux systèmes doit être envisagée processus continu et dynamique durant la vie du barrage, notamment dans les phases de conception et de construction du barrage.

L'analyse des risques de barrage implique non seulement le calcul de la probabilité de défaillance, mais également la simulation du processus de défaillance, de la crue en aval du barrage ou de la digue, et de l'évaluation de la gravité des inondations, des éléments menacés, de la vulnérabilité des éléments menacés au franchissement des inondations et les risques d'inondation. Une fois le risque analysé, il doit être évalué en fonction de critères de tolérance au risque.

Si le niveau de risque est jugé trop élevé, des mesures appropriées d'atténuation des risques, d'ingénierie ou non-ingénierie, devrait être pris pour réduire le niveau de risque. L'efficacité de toute atténuation des risques, les mesures et l'impact de toute mesure d'atténuation sur le profil de risque global devraient également être évalués.

La gestion des risques de barrage est une conséquence de deux aspects fondamentaux :

- Un barrage est toujours un danger potentiel ;
- L'exigence de garantir un prix raisonnable sécurité équitable pour les personnes impliquées, en cas d'accident.

Pour gérer et minimiser ces risques, il est nécessaire d'identifier les dangers et la vulnérabilité.

L'évaluation de la vulnérabilité de la vallée en aval par la prédiction des conséquences négatives (dommages et pertes) induites par la rupture d'un barrage, y compris le nombre de vies perdues, les dommages économiques et autres possibles résultats négatifs.

Au cours des dernières décennies, des efforts continus ont été déployés pour améliorer la compréhension des bases théoriques et des concepts pratiques liés aux ruptures des barrages. Parce que les mesures de terrain en temps réel sont difficiles à effectuer, la majorité des études sur les ruptures des barrages ont été effectuées dans des laboratoires. Il est cependant connu que les expériences physiques sont largement limitées par les échelles spatiales relativement petites qui peuvent être réalistes logés dans des laboratoires et peuvent donc ne pas être en mesure d'exposer pleinement le mécanisme de ces processus. Cela vaut non seulement pour les premières expériences de rupture de barrage à lits fixes, mais aussi aux récents tests de laboratoire sur lits mobiles.

En ce qui concerne les études informatiques, la plupart ont été développées pour les systèmes à lit fixe, sans tenir compte de la capacité certaine d'érosion du courant transitoire et l'évolution morphologique associée du lit du chenal. Cependant, un écoulement de barrage peut générer de gros débris ou rencontrer des débris flottants dans la vallée en aval du barrage et déclencher la formation de surtensions et d'ondes de choc. Différentes méthodes ont été proposées pour la prédiction de la profondeur de l'écoulement, de la concentration spécifique près du lit au niveau de la granulométrie et le taux des matériaux de transport des sédiments en suspension dans les rivières à lit de sable.

L'analyse des ruptures des barrages est un élément essentiel de l'évaluation des risques d'inondation, délimitation des risques d'inondation et gestion des ressources en eau.

Les modèles mathématiques sont des outils essentiels pour soutenir les études impliquant la prédiction des modèles des écoulements complexes avec des bancs irréguliers, une bathymétrie et une inondation excessive.

À la fin du 20^{ème} siècle, les modèles 1D étaient le seul moyen réalisable de simuler numériquement le débit (Fread, 1988). Malheureusement, les hypothèses intrinsèques des modèles 1D de l'élévation uniforme de la surface de l'eau et de la vitesse moyenne sur chaque section transversale ne peuvent pas fournir les détails nécessaires à la conception et à l'analyse des crues des digues dans les vallées qui ne sont pas confinées. Bien qu'une rupture de barrage se produise, en particulier près du site du barrage, sont des modèles hydrodynamiques tridimensionnels (3D), bidimensionnels (2D) maintenant largement utilisés en raison de l'efficacité de calcul et de la précision relative à la distribution du volume d'inondation.

Un certain nombre de modèles à moyenne profondeur 2D ont été développés, et appliqués pour l'acheminement des eaux de rupture des barrages ou l'inondation sur des lits secs. Certains modèles utilisent la méthode des différences finies (Heniche *et al*, 2000 ; O'Brien, 2003), tandis que d'autres utilisent la méthode des volumes finis (Brufau, 2004) ou des méthodes aux éléments finis (García-Martinez *et al*, 2006 ; Hervouet et Petitjean, 1999).

L'application des méthodes à volumes finis utilisant des méthodes triangulaires non structurées des mailles sont en expansion (Brufau, 2002 ; Murillo, 2006 ; Murillo *et al*. 2006). Ces modèles sont des options très attrayantes pour les simulations d'inondations 2D en rupture des barrages, bien que peut nécessiter un traitement explicite pour les oscillations résultant des termes source dans les équations en eaux peu profondes (Brufau *et al*, 2004 ; Garcia-Navarro et Vazquez-Cendon, 2000 ; Vázquez-Cendón, 1999).

La méthode des éléments finis est un choix naturel pour les problèmes de rivière, car il permet d'utiliser des maillages numériques qui s'adaptent à des lits et des banques irrégulières, et soutenues par une base mathématique solide.

Peu de travaux recherches dans ce domaine ont été menés en Algérie ; (Djemili *et al*, 2010) ont employé le modèle unidimensionnel HEC-RAS pour simuler la rupture du barrage Ain Dalia Souk-Ahras Algérie afin d'évaluer les conditions de sécurité de l'aménagement et les dangers potentiels à l'aval (Mihoubi *et al*, 2012) ont simulé la rupture du barrage Boukerdane à Tipasa le modèle bidimensionnel TELEMC-2D (Derdous *et al*. 2015) ont utilisé MIKE11-DHI pour la prévision de l'onde de rupture du barrage Zardezas à Skikda (Bousekine *et al*, 2016) ont développé une approche pour modéliser la rupture d'un barrage poids (Derdous et al,

2016) ont proposé une approche méthodologique basée sur l'intégration des modèles numériques et système d'informations géographiques pour évaluer les risques associés aux ruptures de barrages.

En Algérie, la rareté des accidents des barrages telle que « la rupture du barrage de l'oued Fergoug, situé à une trentaine de kilomètres à l'amont de Bou-Hanifia, qui s'était rompu en 1927 à cause de l'insuffisance du déversoir », ne doit pas conduire à penser que le risque de rupture est à négliger pour le parc de 80 grands barrages en exploitation (ANBT, 2019). En effet, cette rareté des accidents est le résultat d'un aspect de surdimensionnement des ouvrages d'évacuations notamment les évacuateurs de crues. L'onde de submersion ainsi que l'inondation et les matériaux transportés, issus du barrage et de l'érosion intense de la vallée, peuvent occasionner des dommages considérables sur les hommes, sur les biens et sur l'environnement.

Il s'agit dans la présente thèse d'analyser les risques associés aux crues de rupture de barrages à potentiel sismique en Algérie septentrionale dans l'optique de répondre aux objectifs ci-après :

1. Déterminer la possibilité d'utiliser un modèle pour modéliser l'écoulement après une rupture de barrage.
2. Étude de plusieurs scénarios de rupture barrages correspondant à des sites de caractéristiques topographiques, morphologiques et dynamique d'écoulement différentes.
3. Développer une approche méthodologique visant à faciliter l'analyse des risques associés aux ruptures de barrages à potentiel sismique.
4. Proposer des Plans de prévention du risque inondation.

Chapitre I. Ruptures et causes de ruptures

Introduction

Les barrages sont des ouvrages extrêmement liés au milieu environnant par le biais de fondations. Le manque de connaissances des conditions réelles du site lors de la conception d'un barrage, les catastrophes naturelles et les éventuels défauts de construction peuvent menacer la sécurité de l'ouvrage, voir même être à l'origine de sa rupture.

Selon la Commission internationale des grands barrages (CIGB) il y a eu 176 ruptures concernant les 17406 barrages enregistrés. Ce nombre n'inclut pas les quelque 85000 barrages existants en Chine, où les ruptures de barrages construits entre 1950 et 1980 ont été évaluées à 3%, mais le taux de défaillance a fortement diminué pour les barrages construits après 1980 (ICOLD, 1995).

Les accidents de barrages en béton enregistrés montrent que les barrages à voûtes multiples et à contrefort sont les plus vulnérables. Les défaillances signalées sont principalement dues à des contraintes excessives ou aux instabilités des fondations, et des piliers. Par contre, les ruptures de barrage-voûte sont plus rares.

Quant aux barrages en remblai représentant plus de 70% des barrages en exploitation, ils sont susceptibles de se rompre due à l'érosion sous deux modes; soit par déversement par la crête, ou bien par la formation d'un renard dans le remblai ou dans la fondation.(Marche, 2008)

D'un point de vue global, les barrages en béton, de tout type, ont un taux de rupture considérablement inférieur à celui des barrages en remblai. Il est toutefois important de signaler que le taux de ruptures de barrages, quels que soient leurs types, ne cesse de diminuer grâce aux progrès accomplis en matière de conceptions, de construction et de surveillance des barrages mais aussi grâce aux leçons tirées de l'analyse prudente d'incidents et de ruptures précédentes.

Quelques cas de ruptures de barrages ayant eu lieu au 20ème siècle seront présentés en détail dans le présent chapitre. Ces cas ont été choisis non pour l'ampleur des dégâts associés, mais pour leur variété en termes de typologies d'ouvrages et de causes de ruptures.

I.1 Ruptures et incidents de barrages : Aspects généraux

Selon la Commission internationale des grands barrages (ICOLD, 1995)''Une rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale de l'ouvrage et entraine la formation

d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau en aval, voire un gigantesque torrent''.

D'un autre coté et selon la même source le terme incident fait référence à l'occurrence d'un ou plusieurs problèmes lors de la construction ou bien de l'exploitation d'un barrage, mais ne conduisant pas à sa rupture.

Les données officielles de la CIGB (ICOLD, 1997) concernant les 17406 barrages enregistrés de hauteur supérieure à 15 m ou bien ayant un volume supérieur à 1 hm³, fait référence à 176 ruptures signalées par les comités nationaux, soit un taux de 1,01%.

Les accidents présentés dans la figure I.1 sont classés par type de barrage, cause de la rupture, âge et hauteur de l'ouvrage. Cela permet d'attirer l'attention sur un nombre de facteurs imprévisibles pouvant conduire à la rupture.

À titre d'exemple, il est important de relier le nombre de ruptures signalés à la période de construction des barrages défailants 5268 des 17406 barrages enregistrés ont été construits avant 1950, 117 de ces barrages ont rompu soit un taux de 2,5%.

D'un autre côté, seulement 59 ruptures ont été enregistrées quant aux 12138 grands barrages construits entre 1951-1986 soit un taux de 0,5%. Ces dernières années, le taux de rupture des barrages a fortement diminué à environ 1%, alors qu'il était supérieur à 4% avant l'année 1900.

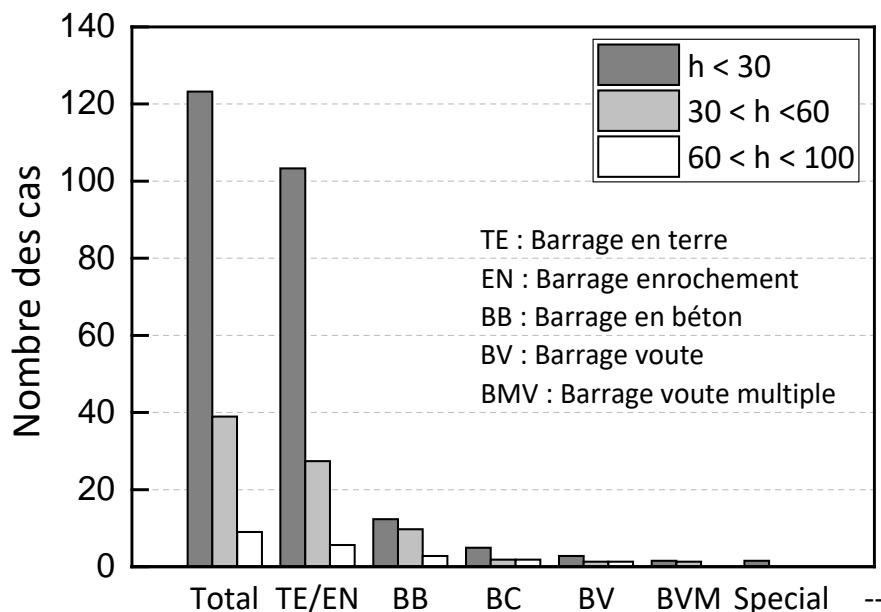


Figure I.1: Nombre de ruptures de barrage par typologie et hauteur. (ICOLD, 1997)

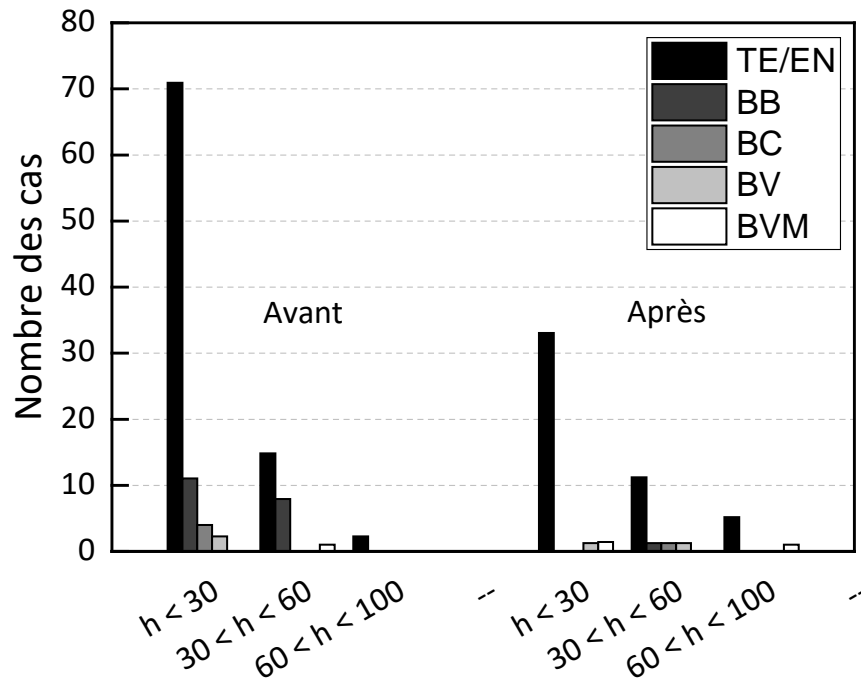


Figure I .2: Nombre de ruptures de barrages par typologie, hauteur et période de service. (ICOLD, 1997)

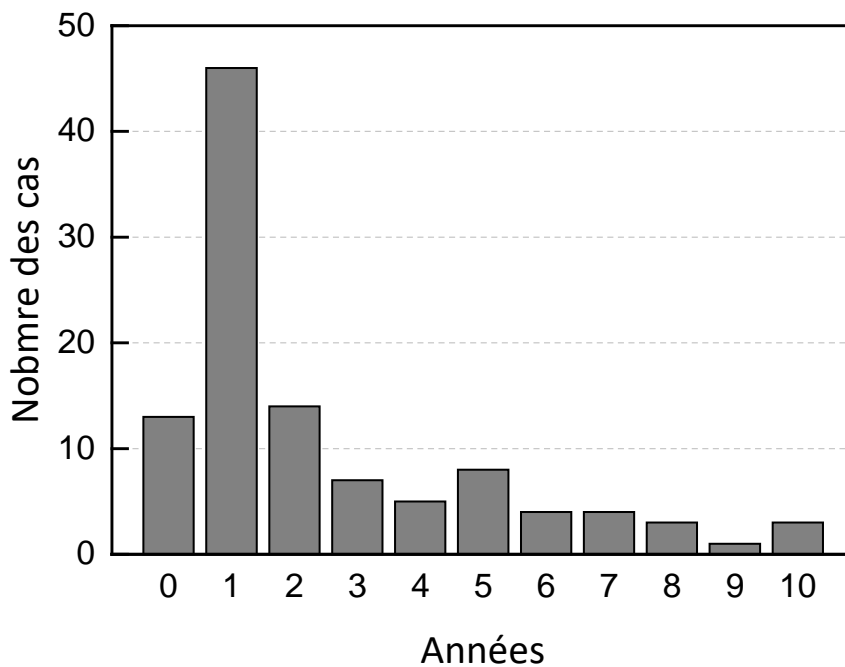


Figure I .3: Nombre de ruptures de barrage au cours des 10 premières années de service. (ICOLD, 1997)

Il est important de noter qu'environ 70% des ruptures de grands barrages se sont produites au cours des 10 premières années de service (figure I.3). Plus de la moitié de ce pourcentage, cependant, fait référence aux ruptures survenues pendant la construction du barrage ou juste après le premier remplissage du réservoir.

I.2 Ruptures des barrages en béton et en maçonnerie

Les barrages en béton et en maçonnerie sont des ouvrages rigides caractérisés par différents matériaux constitutifs, moellons de pierre joints par un mortier de chaux dans le cas des barrages de maçonnerie, et ciment mélangé avec des agrégats dans le cas des barrages en béton.

Les barrages poids représentent la majeure partie de ces ouvrages. Un barrage-poids est un ouvrage qui résiste à la pression hydrostatique grâce à son propre poids. Quasiment tous les barrages en maçonnerie appartiennent à cette typologie.

Les barrages voûtes et les barrages poids voûtés résistent à la pression hydrostatique en transmettant les efforts aux rives grâce à leur forme courbée vers l'amont. Les ouvrages les plus anciens de cette typologie, remontant à plus d'un siècle, sont en maçonnerie et se caractérisent essentiellement par une seule courbure.

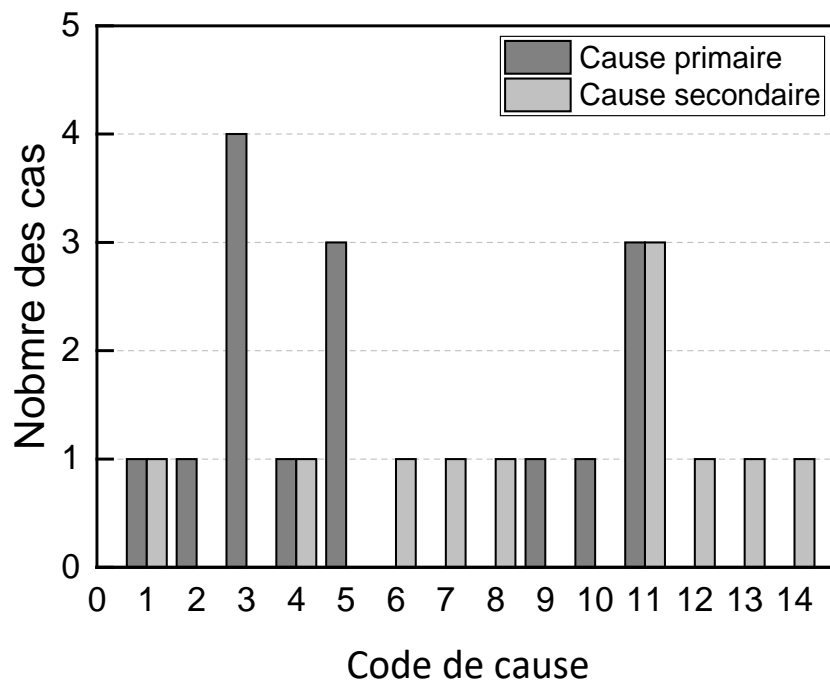
Les barrages poids ont connu une certaine désaffection en raison de leur coût de construction très élevé relatif aux grandes quantités de béton utilisées. Entre la première et la deuxième guerre mondiale de nouveaux modes de construction de barrages se sont apparus, notamment l'emploi de multiples voûtes, et de contreforts.

Depuis les années 1980 la nouvelle technique du béton compacté au rouleau (BCR), permettant d'économiser de grandes quantités de ciment, a donné une nouvelle jeunesse à cette typologie.(Carrère, 2000)

D'après la (figure 1.4) représentant les statistiques de ruptures et incidents liés aux grands barrages rigides (de hauteur supérieur 15 m, avec volume de réservoir supérieur 1 hm³) on remarque :

- Le taux de ruptures des barrages rigides et d'incidents, de tout type, sont remarquablement faibles par rapport aux autres typologies de barrages (barrages en remblai) ;
- Les taux de ruptures et d'incidents des barrages poids constituent respectivement 1% et 0,7% de l'ensemble des barrages poids ;

- En ce qui concerne les barrages voûte les taux de leurs ruptures et incidents par rapport à leur nombre sont plus élevés, ils sont évalués à 0,8% pour les ruptures et 1,6% pour les incidents ;
- Pour les barrages à contreforts il a été estimé à 1,55% ruptures et 1,99% incidents soit les taux les plus élevés.



- | | |
|---|-----------------------------|
| 1. Conception inadéquate | 8. Perméabilité |
| 2. Insuffisance de l'enquête sur le site | 9. Vieillessement du béton |
| 3. Résistance au cisaillement dans la fondation | 10. Soulèvement |
| 4. Infiltration | 11. Submersion |
| 5. Erosion interne dans la fondation | 12. Culée et fondations |
| 6. Contraintes de traction sur le pied amont | 13. Contraintes de traction |
| 7. Résistance au gel et au dégel | 14. Les parements |

Figure I . 4: Principales causes de ruptures des barrages en béton et en maçonnerie. (ICOLD, 1997)

I.2.1 Rupture causée par des erreurs de conception et de construction des barrages

I.2.1.1 Bouzey- France (1884 et 1895) :

Le barrage de Bouzey était un ouvrage en maçonnerie 15 m au-dessus du terrain naturel, et 27 m au-dessus de sa fondation, construit entre 1878 et 1881 sur l'Avière, un affluent de la Moselle, dans le département des Vosges, à l'Est de la France. La fondation du barrage était constituée des grès décrits comme étant « fissurés et poreux » avec des passages d'argile. Le pendage est horizontal.

Peu de temps après la construction et lors du premier remplissage, une fuite de 57 l/s est apparue sous la cote 362. Environ un an plus tard, une autre fuite de 75 l/s est apparue sous la cote 365 obligeant les exploitants du barrage à rabaisser le niveau de la retenue. Le 14 mars 1884, sous une cote de 368,20 inférieur à environ 2,7 m du maximum, une section de 135 m le long du barrage a soudainement glissé sur sa base vers l'aval d'environ 380 mm, provoquant une augmentation rapide des fuites qui ont atteint les 230 l/s. Ce n'est qu'à l'automne de 1885, après une vidange du réservoir qu'on a découvert une rupture dans la digue d'une longueur de 93 m. Le barrage constitué de maçonneries de qualité médiocre est alors renforcé par un massif de maçonnerie complémentaire, une butée aval et une consolidation des fondations. (Deroo et Jimenez, 2011)

Il est remis en service en septembre 1889. Toutefois, un autre problème surgit lorsque le niveau de l'eau atteignit son maximum la flèche de la crête atteignit près de 25 mm à certains endroits, ces déplacements ont été considérés comme sans importance et l'exploitation du barrage a poursuivi normalement jusqu'au le 27 avril 1895. Le plan d'eau est alors à la cote 371,4, le barrage se rompt brutalement ; 170 m de barrage sont emportés sur la partie centrale. On a repéré de nombreuses traces d'écrasement et de cisaillement près du parement aval. Alors que les fondations n'ont pas bougé du tout. On estime que l'accident a fait plus de 100 morts notamment dans le village de Bouzey. (Deroo et Jimenez, 2011)

I.2.1.2 Vega de Tera- Espagne (1959) :

Le barrage de Vega de Tera haut de 34 m, était un barrage en béton menu de contreforts en maçonnerie et une face amont également en maçonnerie, construit dans le district de Zamora au nord-ouest de l'Espagne entre 1954-1956.

Le 10 janvier 1959, alors que le barrage était rempli à sa pleine capacité suite à des pluies intenses, une brèche s'était formée près de la rive gauche suite à la destruction d'un contrefort ce qui avait provoqué l'effondrement de 17 autres contreforts et une section du béton de 100m le long de l'ouvrage, en environ 20 minutes la majeure partie du réservoir de 8 hm³ s'était propagé à l'aval faisant 144 morts dans le village Ribadelago (Jansen, 1980).

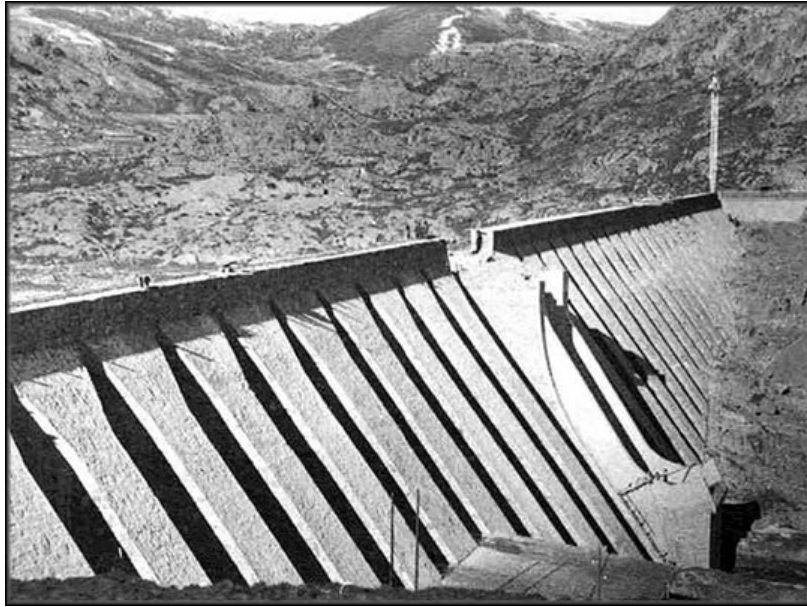


Figure I .5: Barrage de Vega de Tera avant la rupture.



Figure I .6: Barrage de Vega de Tera après la rupture.

Les causes de rupture étaient la non-conformité des matériaux de construction du barrage, principalement lié aux différences entre les modules d'élasticité de la maçonnerie et du béton.

I.2.2 Rupture causée par des problèmes dans les fondations

I.2.2.1 Malpasset- France (1959) :

Le barrage de Malpasset a été construit dans le département du Var au sud de la France, sur la rivière du Reyran, afin de fournir de l'eau pour la consommation domestique et l'irrigation. Sa construction a débuté en 1941 et ne s'est achevée qu'en 1954. La structure du barrage était

une voûte mince à double courbure, haut de 66 mètres et long de 223 mètres, avec une capacité de stockage de 51 hm³. (Mary, 1968)

Le 2 décembre 1959, à 21 h 14 min, le barrage a littéralement explosé en libérant une immense vague qui a parcouru la vallée du Reyran long de 11 km, jusqu'à la mer Méditerranée. Le bilan relatif à cet accident en termes de pertes humaines a été évalué à 421 décès. Les figures I.7 et I.8 montrent les images du barrage avant et après la rupture (Hervouet, 2003).

Il n'y a pas eu de témoin de la rupture du barrage, mais les traces laissées par le passage de la crue de rupture ont permis de conclure que la rupture s'est produite instantanément et complètement (ICOLD, 1974).

Les enquêtes menées à la suite de l'accident ont relié la rupture à des problèmes de fondation. La première explication donnée a été le glissement le long d'une faille existant sous la rive gauche et apparaissant en surface à l'aval. L'explication a été parachevée plus tard par la considération de pressions hydrauliques. Au fait, le barrage a été construit sur des gneiss légèrement fissurés et altérés. Sous la rive gauche, la poussée de l'arc pratiquement parallèle au feuilletage du gneiss n'a pu se dissiper dans l'appui. La poussée s'accroissant, le gneiss est devenu de plus en plus imperméable créant une pression interstitielle au moins égale à pression hydrostatique liée au niveau du réservoir. Il en est résulté une poussée vers le haut qui a fait finalement sauter une partie de la fondation inférieure rive gauche. (Dunglas, 1989)

Cette catastrophe a mis en évidence que la conception de tout barrage devrait inclure une étude approfondie de la fondation en termes de degré de fracturation, de déformabilité et la sensibilité de sa perméabilité aux contraintes. En outre, l'accident du barrage de Malpasset est à l'origine de la mise en place des premières législations en matière de sécurité des barrages en France. Celles-ci imposaient pour la première fois aux propriétaires d'ouvrages la réalisation d'études de rupture de barrage. (Marche, 2008)

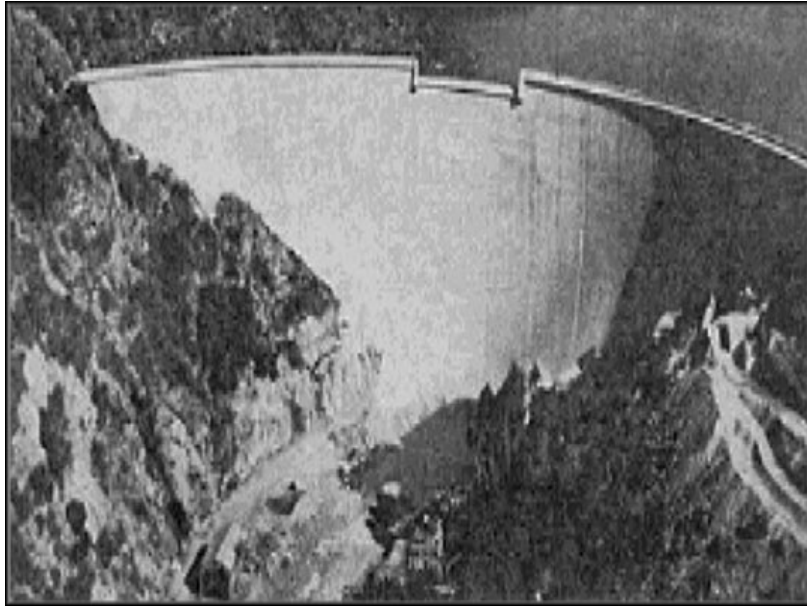


Figure I .7: Barrage de Malpasset (1959) avant la rupture.

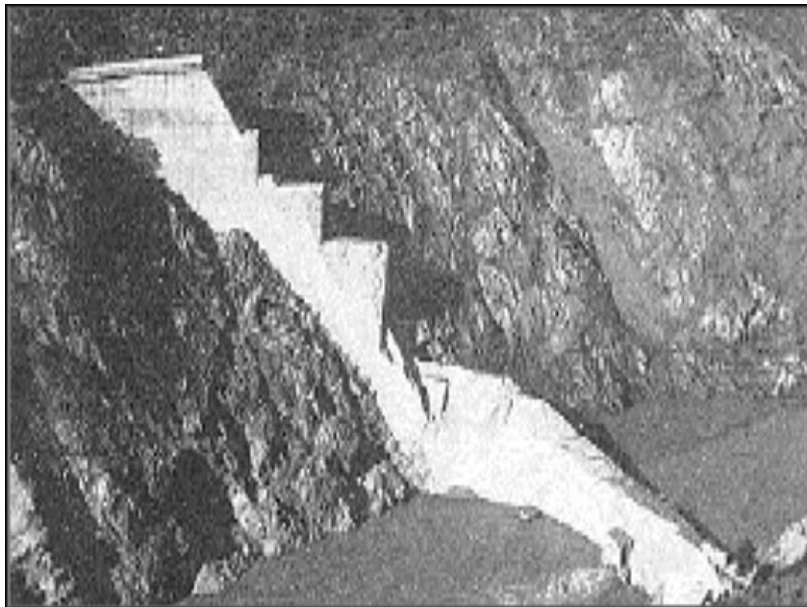


Figure I .8: Barrage de Malpasset après la rupture.

I.2.2.2 Barrage de Camará - Brésil (2004) :

Le barrage de Camará a été construit entre 2000 et 2002, en béton compacté au rouleau (BCR), d'une hauteur de 50 mètres et d'une longueur en crête de 296 mètres. Son réservoir avait une capacité totale de 26,5 hm³. Il était situé à Paraíba, à environ 150 km de João Pessoa (Balbi, 2008). Le rocher de fondation est schisteux en rive gauche et granitique en vallée ; il a été traité par un voile d'étanchéité mono linéaire et un plan de forages de drainage (Deroo et Jimenez, 2011).

Le 17 juin 2004 lors de son premier remplissage, Le barrage s'est rompu pour une cote de retenue 11 m sous la crête (Deroo et Jimenez, 2011). L'eau libérée par le barrage a provoqué des dégâts sur environ 20 km en aval faisant 6 morts, plus de 3 000 sans-abri et des centaines de maisons détruites dans les villes de Mulungu et Alagoa Grande (NFLDS *et al.* 2006).

Selon les rapports d'interprétation de la rupture publiés après la catastrophe, les causes de la rupture sont décrites comme suit (Deroo et Jimenez, 2011):

- Essentiellement, un plan de glissement géologique en rive gauche, insuffisamment exploré et traité. Ce plan de glissement a conduit à une situation défavorable, à la fois topographique et géologique.
- Accessoirement, une qualité de réalisation insuffisante et la présence d'une galerie de visite de dimensions conséquentes par rapport à la section du barrage.

I.2.2.3 Barrage St. Francis- États-Unis (1928) :

Le barrage de St Francis était un barrage en béton type poids-voûte, d'une hauteur de 62,5 mètres. Situé à 72 km au nord de la ville de Los Angeles aux États-Unis. L'ouvrage a été construit entre 1924 et 1926, le remplissage du réservoir a commencé en 1926 et a atteint son maximum (46,9 hm³) le 5 mars 1928. Le 12 mars 1928, de faibles fuites d'eau sont constatées dans le corps du barrage, mais les écoulements en fondation sont plus importants. Ces écoulements s'intensifient rapidement quelques heures avant la rupture qui s'est produite à minuit du même jour (Deroo et Jimenez, 2011).

La rupture du barrage s'est produite quasi instantanément ; le réservoir s'est presque vidé en un peu plus d'une heure. Au moins six villes ont été gravement touchées dans la vallée de San Francisquito. La vague s'est propagé sur 86 km jusqu'à l'océan Pacifique et a atteint sa hauteur maximale de 38 mètres à environ 1,6 km du barrage. Le débit de pointe immédiatement en aval du barrage était estimé à plus de 14 000 m³ /s (Jansen, 1980).

La catastrophe a fait l'objet de plusieurs enquêtes, les conclusions divergentes dans le détail, mais converge toutes sur le fait que la fondation du barrage été la cause, avec deux scénarios possibles (Deroo et Jimenez, 2011).

- La rive gauche, qui est un paléoglissement, qui a été réactivé lors de la rupture et, semble-t-il, avant la rupture proprement dite.
- Les conglomérats gypsifères de la rive droite, possiblement sensibles à des phénomènes de contraction sous submersion.



Figure I .-9: Barrage de St. Francis avant la rupture.



Figure I .10: Barrage de St. Francis après la rupture.

Après cet accident, l'État de Californie a adopté une législation exigeant que la construction et l'exploitation de grands barrages ne soient jamais laissées à la seule appréciation d'un seul homme, et devront être vérifiées par des experts indépendants.

I.2.3 Rupture par submersion de l'ouvrage

I.2.3.1 Barrage Sella Zerbino- Italie (1935) :

Le barrage de Sella Zerbino était un barrage secondaire construit pour barrer une dépression secondaire du lac artificiel d'Ortiglieto créée par un barrage poids appelé barrage de

Zerbino construit sur le torrent d'Orba, en Italie. Sella Zerbino était un barrage-poids en béton de 15 mètres de hauteur mis en service en 1925 (CAWAS, 1936).

Le 13 août 1935, à 6 heures du matin, éclatait un orage terrible. Une des vannes de fond fut bloqué par les, branchages transportés par les crues. Le débit entrant dans la retenue atteignait 2000 m³/sec, alors que la capacité d'évacuation était seulement 700 m³/sec: le débit monta même à 2500 m³/sec. Ainsi le barrage fut submergé (CAWAS, 1936).

A 13 h 15 après trois-quarts d'heure de déversement au-dessus de la crête, le premier bloc de la rive gauche bascula sous l'érosion. En 5 minutes, tout le barrage était détruit, provoquant la mort de plus de 100 personnes ainsi que de nombreuses destructions dans les villages de Molare et d'Ovada (CAWAS, 1936).

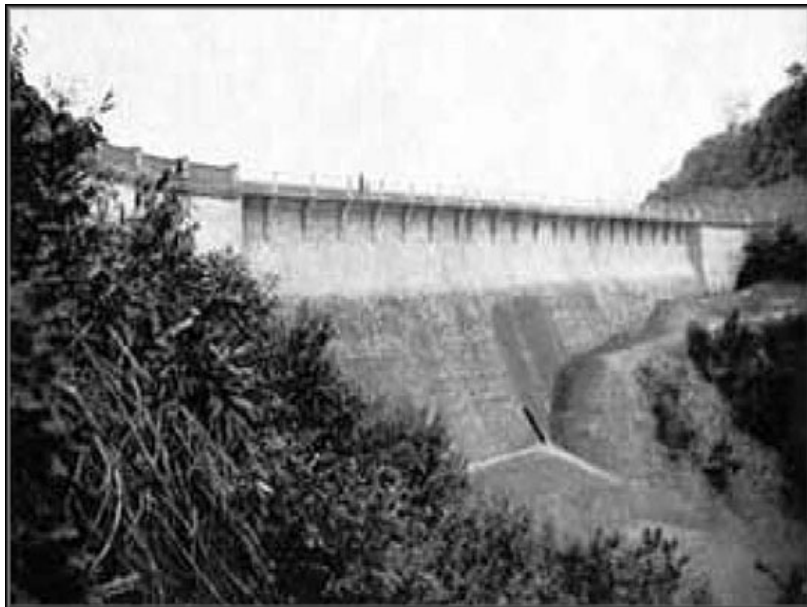


Figure I .11: Barrage de Sella Zerbino avant la rupture.



Figure I .12: Le barrage de Sella Zerbino après la rupture.

I.2.3.2 Barrage de l'Habra - Algérie (1881 et 1927).

En Algérie deux ruptures de barrages sont répertoriées selon les recensements faits par la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB). Il s'agit des deux accidents du barrage de l'Habra à Mascara ayant eu lieu durant la période coloniale en 1881 et en 1927.

Le barrage de l'Habra, sur l'oued Fergoug, est un ouvrage en maçonnerie, de hauteur 35 m au-dessus du terrain naturel. Achevé en 1871 et dimensionné pour une lame déversante de 1,60 m (500 m³/s) (Deroo et Jimenez, 2011).

Il subit successivement deux crues importantes : la première (1872, 700 m³/s) avec une lame de 2 m cause de « sérieux dégâts que l'on se contente de réparer », y compris une rupture partielle de l'évacuateur ; la seconde (1881, 850 m³/s) avec une lame de 2,25 m emporte la rive droite de l'ouvrage. 250 personnes furent noyées, ponts, et maisons emportées par les flots déchaînés. L'estimation du coût des travaux de reconstruction du barrage durant deux années (1883 – 1885), s'élevait à 1 300 000 fr . (Bouhlali, 2006).

Le barrage est reconstruit avec un profil type pratiquement identique. Il subit une crue en 1900 avec un niveau d'eau supérieur (par obstruction du déversoir), sans désordres (Bouhlali, 2006).

Une nouvelle crue en 1927 cause une rupture complète du barrage. Cette rupture s'est également produite en crue, avec cette fois-ci réservoir initialement presque vide ; et une lame d'eau maximale de 3,85 m au-dessus du déversoir, niveau maximal jamais atteint au barrage.

La brèche s'est amorcée au voisinage de l'évacuateur (rive gauche), dans les maçonneries, puis s'est propagée vers la rive droite.

Trois quarts d'heure après l'annonce de la rupture du barrage, les flots torrentiels déferlaient dans la ville de Perrégaux, emportant sur son passage le pont métallique du chemin de fer, les locomotives et les wagons. Les routes sont coupées, les vergers arrachés, les récoltes anéanties. Une cinquantaine de maisons n'ont pas résisté et se sont effondrées. Dans les rues, la hauteur des eaux boueuses atteint deux mètres. Grâce à l'appel téléphonique de l'ingénieur du barrage, mais aussi du fait que la catastrophe se soit déroulée de jour, il n'y eut pas de victime à Perrégaux. On dénombra cependant quelques noyés dans la plaine. (Deroo et Jimenez, 2011).



Figure I .13: Barrage de l'Habra, première rupture en 1881.



Figure I .14: Barrage de Fergoug en 1907 après reconstruction.

I.3 Ruptures des barrages en remblai (en terre et en enrochement)

On appelle barrages en remblais tous les barrages constitués d'un matériau meuble, qu'il soit très fin (terre) ou très grossier (enrochement). Cette typologie de barrages est la plus répandue au monde, en particulier les ouvrages de faible hauteur ($10\text{ m} < H < 15\text{ m}$) avec un nombre estimé à plus de 100 000 (ICOLD, 1997).

Principalement, il existe trois schémas principaux de structure de barrage en remblai selon le mode d'assurer l'étanchéité:

- Remblai homogène.
- Barrage à noyau étanche.
- Barrage à noyau étanche.

La disponibilité des matériaux constituant la digue a une grande influence sur le choix entre ces trois schémas. Les barrages en remblai ont la grande qualité de s'accommoder de fondations meubles qui seraient incapables de supporter un ouvrage en béton ou en maçonnerie (Carrère, 2000).

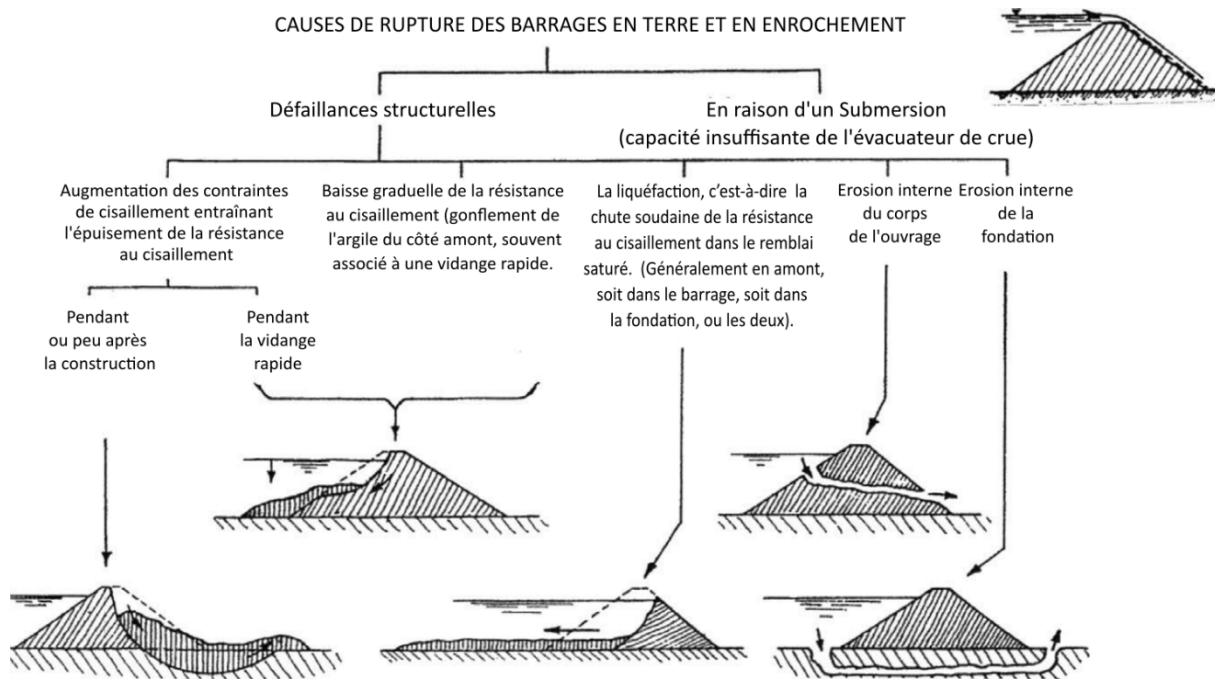


Figure I.15: Schéma des causes de rupture des barrages en remblais.

Selon les figures I.15 (Casagrande, Corso, et Wilson ,1950). Les causes de défaillance des barrages en remblai le plus fréquent sont la submersion et l'érosion interne. Globalement, les ruptures des barrages en remblai représentent 0,72% du nombre total des barrages, et 1,01% du nombre total des remblais.

Parmi les 176 ruptures de remblai répertoriées, 113 ruptures soit 64% concernaient les barrages en terre, tandis que 12 ruptures soit 6,8% concernaient les barrages en enrochement.

I.3.1 Rupture causée par érosion interne du corps de l'ouvrage

I.3.1.1 Barrage Teton - Etats-Unis (1976) :

Le barrage de Teton, qui appartient au Bureau de Reclamation des États-Unis (USBR), était construit sur la rivière Teton, à 21 km de la Ville de Rexburg dans l'Idaho, aux États-Unis. Il a été construit entre les années 1972 et 1975 dans le but d'irriguer 450 km² de terres agricoles et de générer 16 MW d'électricité (Seed et Duncan, 1981).

Il s'agissait d'un important barrage en terre de 93 m de haut et d'une capacité totale de 356 hm³. L'ouvrage était muni d'un noyau imperméable en silt éolien. La fondation est formée d'un tuf rhyolitique très fissuré et donc fortement perméable. Un rideau d'injection de grande ampleur avait été mis en place (Fread 1988).

Lors du premier remplissage du réservoir, le 5 juin 1976, une brèche qui ne cessait de s'agrandir s'est apparu en rive droite au contact barrage-appui. En quelques heures, la brèche a

atteint une largeur de 350 m est 40 % du volume de la digue ont été emporté par les eaux. Le temps de vidange du réservoir était d'environ 4 heures. L'inondation engendrée par cet accident a causé des millions de dollars de dégâts matériels et plus de 20 000 personnes sans abri. Cependant, grâce aux efforts déployés pour alerter les populations en aval, il n'y a eu que 11 décès (Marche, 2008).

Cette catastrophe a entraîné des travaux de recherche et de développements approfondis concernant la sécurité des barrages aux États-Unis. En effet, grâce aux données recueillies sur le site de l'accident on a pu concevoir et valider plusieurs outils numériques qui ont pour but la prévision de l'érosion des ouvrages ou la simulation de la propagation de la crue de rupture en aval des barrages (Marche, 2008).

I.3.2 Rupture causée par érosion interne de la fondation

I.3.2.1 Barrage Baldwin Hills Dam - Etats-Unis (1963) :

Le barrage Baldwin Hills, construit entre 1947 et 1951, servait à l'alimenter en eau la partie nord-ouest de la ville de Los Angeles, en Californie en fermant un volume d'eau pouvant atteindre 1.1hm³ au moyen de multiples digues. On savait le site propice à de nombreux mouvements de terrain par ailleurs régulièrement documentés.

Après 12 ans d'exploitation, en milieu de journée du 14 décembre 1963 on avait constaté des fuites dans la fondation de la digue principale de 71 m de hauteur et on avait décidé de procéder à une vidange d'urgence (Marche, 2008).

En quatre heures les fuites s'étaient transformées en un énorme trou. Selon les rapports publiés après le sinistre, la rupture a été provoquée par une érosion interne de la fondation à la suite de mouvements de terrains qui se sont étendus sur plusieurs années (Goubet, 1979).

Malgré la proximité de la ville, cet accident a fait seulement cinq morts car le réservoir a été vidé dès que l'opérateur a constaté les premières fuites. Cependant, 41 maisons ont été détruites et 986 autres endommagées (Jansen, 1980).

I.3.3 Rupture causée par submersion de la digue

I.3.3.1 Barrage Algodoes- Brésil (2009) :



Figure I .16: Barrage de Algodoes après la rupture.

Algodoes était un barrage en terre qui servait principalement à approvisionner en eau la ville de Cocal à 250 km de Teresina, la capitale de l'Etat du Piaui au nord-est du Brésil. (Soares et Viana, 2016)

Le 27 mai 2009 après 10 ans d'exploitation et suite à plusieurs semaines de fortes pluies, la digue fut submergée et une partie du remblai d'une largeur supérieure à 50m, fut emportée par les eaux (Soares et Viana 2016).

Les eaux du barrage ont atteint jusqu'à 20 mètres de haut à certains endroits, emportant au passage maisons, arbres et poteaux électriques et inondant partiellement la ville de Cocal. En quelques minutes les eaux ont détruit plus de 500 maisons, laissant 3 000 personnes sans-abri. Selon les autorités locales, cette catastrophe n'avait fait que 9 morts (Soares et Viana, 2016).

I.4 Conclusion

Dans le présent chapitre, nous avons présenté quelques cas de ruptures de barrages dans le monde choisi non pour l'ampleur des dommages associés, mais pour leur diversité en termes de classification d'ouvrages et de causes de ruptures. Le chapitre suivant, a pour objet de présenter les éléments clés de l'évaluation des risques d'un barrage spécifique.

Chapitre II. Evaluation des risques de rupture de barrages

Introduction

Ce chapitre présente les éléments clés de l'évaluation des risques liés à la rupture d'un barrage spécifique. Il commence par l'évaluation de la vulnérabilité aux inondations lors de la rupture d'un barrage, l'estimation des risques associés et la gestion des risques d'urgence et enfin la prise de décision optimale en tenant en considération les différentes incertitudes liées aux précédentes étapes de calcul. Un exemple de la prise de décision basée sur l'estimation des risques est illustré dans l'étude de cas de la rupture du barrage (chapitre 4).

II.1 Vulnérabilité aux inondations de rupture de barrage

II.1.1 Concepts de vulnérabilité

La vulnérabilité désigne le degré de perte d'un élément ou d'un ensemble d'éléments dans la zone affectée par un danger. Il est exprimé (degré) sur une échelle de 0 (aucune perte) à 1 (perte totale). Le produit des éléments en risque et de la vulnérabilité est défini comme une conséquence qui est l'une des deux composantes importantes du risque (l'autre est la probabilité). En règle générale, il existe quatre catégories de vulnérabilité (Prina, Bonnard, et Vulliet, 2004).

- Vulnérabilité sociale face aux conséquences directes de la vie, de la santé physique et mentale et des conditions de vie ;
- Vulnérabilité physique vis-à-vis des dangers directs pour les bâtiments, structures, infrastructures, réseaux et objets.
- Vulnérabilité environnementale vis-à-vis des impacts directs sur l'environnement naturel (forêts, animaux, plantes, eau, etc.) compte tenu de leur sensibilité à court et à long terme ;
- Vulnérabilité économique aux impacts indirects du phénomène sur les différentes activités affectées par les entraves induites (interruption d'activité, trafic paralysé, demande touristique réduite, etc.).

II.1.2 Vulnérabilité humaine aux inondations de rupture de barrages

(Blaikie *et al*, 2005) ont défini la vulnérabilité sociale comme « les caractéristiques d'une personne ou d'un groupe en termes de capacité à anticiper, à faire face, à résister et à récupérer des impacts de risques naturels ou d'origine humaine ». Les barrages servent les êtres humains avec de nombreux avantages, tels que le contrôle des inondations, la production d'électricité et

l'approvisionnement en eau. Toutefois, les catastrophes provoquées par une rupture de barrage, si elles se produisent malheureusement, peuvent annuler les avantages, voire nuire à la population. Environ 3462 barrages ont échoué au cours des cinquante années écoulées entre 1954 et 2004 en Chine, ce qui représente 4% de tous les barrages construits au cours de la même période (Li *et al*, 2006). Bon nombre des ruptures ont causé des pertes de vie. La rupture des barrages de Banqiao et de Shimantan dans la province du Henan en 1975 a été considérée comme la rupture de barrages les plus catastrophiques au monde (Graham, 1999). Le nombre de morts directement causé par la rupture du barrage a été de 26 000 et 5,4 millions de personnes ont été touchées (Graham, 1999; Ru et Niu, 2001). Comme indiqué dans le tableau II-1 au moins 20 événements de rupture de barrage enregistré ont entraîné la mort de 500 personnes ou plus dans les deux derniers siècles. La nécessité d'atténuer les risques pour l'homme dus à la rupture de barrage soulève des questions quant à la bonne évaluation des pertes de vies humaines potentielles.

Tableau II-1: Rupture du barrage ayant causé plus de 500 pertes de vies humaines. (Ru et Niu, 2001)

Barrages	Pays	Années	Hauteur (m)	Volume (hm ³)	Perte de vie
Baiguochong	Chine	1960	15.0	7.0	616
Banqiao,Shimantan	Chine	1975	25.0	492.0	26000
Dongchuankou	Chine	1963	31.0	27.0	510
Gleno	Italie	1923	35.0	5.0	600
Hengjiang	Chine	1970	48.4	79.0	941
Hutai	Chine	1971	21.5	3.0	512
Irukaike	Japon	1868	28.0	19.0	1200
Kuala Lumpur	Malaisie	1961	-	-	600
Lijiazui	Chine	1973	25.0	1.0	580
Liugongshe	Chine	1973	-	300.0	702
Liujiatai	Chine	1963	35.9	41.0	943
Longtun	Chine	1959	9.5	30.0	707
Machhu-II	Inde	1979	24.7	100.0	2500
Mohne	Allemagne	1943	40.0	134.0	1200
Panshet	Inde	1961	49.0	212.0	1000
Puentes	Espagne	1802	69.0	13.0	608
South Fork	États-Unis	1889	22.0	18.0	2209
Tiefusi	Chine	1960	14.5	20.0	898
Tigra	Inde	1917	25.9	124.0	1000
Vaiont	Italie	1963	267.0	240.0	2056

II.1.2.1 Stabilité humaine lors d'inondations

La perte de stabilité humaine et la noyade consécutive aux inondations sont l'une des principales causes de perte de vies humaines. Plusieurs chercheurs ont étudié le problème de la stabilité humaine dans les eaux vives. (Abt *et al*, 1989) Ont mené des expériences sur la stabilité

humaine dans les eaux vives. Vingt sujets humains et un monolithe ont été testés sur une pente de canal (taux de pente de 0,5% et 1,5%) avec quatre types de surfaces (à savoir, gazon, béton lisse, acier et gravier). Les personnes testées pesaient entre 41 et 91 kg et avaient une hauteur de 1,52 à 1,91 m. Le monolithe avait une masse de 53,4 kg et une hauteur de 1,52 m. Un produit essentiel de la profondeur de l'eau d , de la vitesse v et dv_{cr} a été utilisé pour décrire la stabilité humaine. Pour tenter de fournir un moyen de prédire quantitativement le point d'instabilité du sujet humain, une équation de régression linéaire a été dérivée pour relier le produit critique au poids et à la taille du sujet, avec un coefficient de corrélation de $R^2 = 0,48$:

$$dv_{cr} = e^{\frac{0.222 W_g H_g}{1000} + 1.088} \quad (\text{II-1})$$

où;

W_g est le poids (kg) et H_g est la hauteur (m).

(RESCDAM, 2000) a lancé un programme visant à définir les limites d'une opération de sauvetage en toute sécurité en cas de rupture d'une digue. L'un des principaux contenus de ce programme concerne les expériences de stabilité humaine dans les écoulements d'eau. Les expériences ont été menées dans un bassin modèle du laboratoire de navires de l'Université de technologie d'Helsinki en Finlande. Le bassin modèle mesurait 130 m de long, 11 m de large et environ 5,5 m de profondeur et la température de l'eau était d'environ 16° C. Le bassin modèle était équipé d'un chariot de remorquage avec une vitesse maximale de 8 m / s. Sept sujets humains ont été testés: cinq hommes et deux femmes de 1,60 à 1,95 m de haut, pesant de 48 à 100 kg et âgés de 17 à 60 ans. Les vitesses d'écoulement d'essai étaient de 0,6 à 2,75 m / s et les profondeurs d'eau de 0,3 à 1,1 m. En raison des différences entre les propriétés individuelles, une large gamme de valeurs de dv , décrivant la manœuvrabilité d'une personne dans le flux, a été obtenue. La perte de stabilité causée par la perte de stabilité varie de 0,64 m²/s à 1,26 m²/s. Les individus plus grands et plus lourds se débrouillaient mieux en eau vive.

(Lind, Hartford, et Assaf, 2004) Ont déduit des relations théoriques pour la stabilité dans les écoulements de trois formes d'objets représentant le corps humain: un corps cylindrique circulaire, un corps parallélépipédique carré et des cylindres composites (deux petits pour les jambes et un pour le torse). Comme le montre la figure II.1 (Lind *et al.*, 2004), W_g est le poids, B_u est la flottabilité, M_a est leur bras commun autour du pivot de l'orteil et A_w est la projection normale de la zone mouillée. La force de traînée (F_d) sur l'objet peut être calculée comme suit:

$$F_d = \frac{C_d A_w \rho_w v^2}{2} \quad (\text{II-2})$$

où : C_d est le coefficient de traînée, ρ_w est la densité de l'eau et v est la vitesse de l'eau.

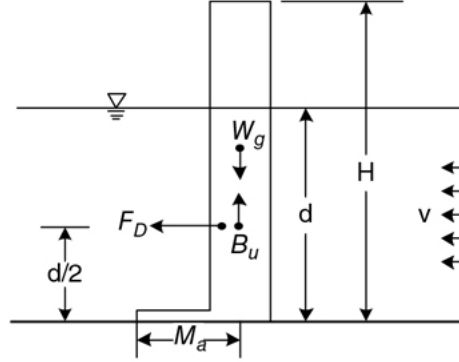


Figure II .1: Stabilité humaine dans le débit d'eau.

En supposant que la traînée résultante agisse à une moitié de la profondeur de l'eau, $d/2$ comme dans un écoulement uniforme, la condition d'instabilité naissante est :

$$(W_g - B_u)M_a = \frac{F_d d}{2} \quad (\text{II-3})$$

Le corps humain est modelé par un cylindre circulaire rigide de diamètre a . Le produit profondeur / vitesse critique peut être calculé comme suit:

$$dv_{cr} = K_D \left[W_g \left(1 - \frac{M_a}{H_g} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{II-4})$$

où : K_D est une variable aléatoire qui peut être estimée à partir d'observations expérimentales. Les équations peuvent être simplifiées comme suit:

$$dv_{cr} = K_E W_g^{\frac{1}{2}} \quad (\text{II-5})$$

$$dv_{cr} = K_F W_g \quad (\text{II-6})$$

$$dv_{cr} = K_g \quad (\text{II-7})$$

Les coefficients K_E , K_F et K_g peuvent être obtenus par analyse de régression avec des données expérimentales. Les résultats de l'analyse statistique ont été rapportés par (Abt *et al*, 1989; Rescdam, 2000). Les deux enquêtes montrent une différence majeure entre les femmes et les hommes en ce qui concerne leur résistance à la pression des eaux de crue K_g . Les hommes comme prévu ont des valeurs plus élevées de dv_{cr} . Ensemble, les 103 observations de K_G varient entre 0,65 et 2,13 m² / s, avec une moyenne d'échantillon de 1,224 m²/s et une COV de 0,27. Si l'on prend en compte le poids et la taille de l'objet, la dispersion dans les données est réduite de manière significative à un COV de 0,20 pour K_D .

(Jonkman et Penning-Rowsell, 2008) Ont effectué deux tests permanents et quatre tests de marche dans le débit d'eau pour vérifier l'instabilité humaine. Ils ont examiné deux mécanismes hydrodynamiques pouvant causer une instabilité du moment (renversement) et instabilité du frottement (glissement).

L'instabilité du moment survient lorsque la force du flux venant en sens inverse dépasse le moment résultant en raison du poids résultant du corps.

L'instabilité de frottement se produit si la force de traînée est supérieure à la résistance de frottement entre les pieds de la personne et la surface du substrat. Les deux mécanismes sont illustrés schématiquement à la **figure II.2** (Jonkman, 2007).

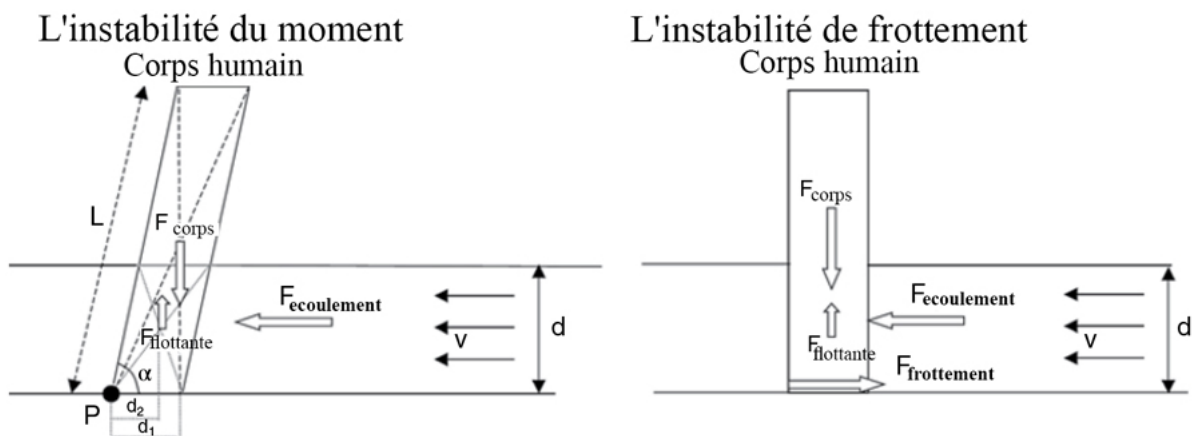


Figure II .2: Modèles de corps humain pour l'instabilité du moment et du frottement.

Pour la stabilité du moment, la condition critique $\sum M_p = 0$ conduit à

$$dv_{cr} = C_s W_g^{0.5} \quad \text{(II-8)}$$

$$C_s = \left(\frac{4gd_1}{C_D W_b \rho_w} \right)^{0.5} \quad (\text{II-9})$$

où : W_b est la largeur moyenne du corps exposée normalement au débit (m) et d_1 est le bras de moment.

Pour la stabilité par frottement, la condition critique $\sum F_p = 0$ conduit à l'équation (II.10).

$$dv_{cr}^2 = C_F m^{0.5} \quad (\text{II-10})$$

$$C_F = \frac{2\mu g}{C_D W_b \rho_w} \quad (\text{II-11})$$

où : μ est le coefficient de frottement statique et m est la masse (kg).

Lorsque la profondeur de l'eau est relativement grande et que la vitesse est faible, le mécanisme du moment contrôle la stabilité humaine et le contrôle de la vitesse est une bonne mesure. Cependant dans le cas de faibles profondeurs mais de grandes vitesses d'écoulement, le mécanisme de friction contrôle la stabilité humaine, et dv_{cr}^2 est une meilleure mesure.

II.1.2.2 Factures d' influence

Les mécanismes de pertes causées par les inondations de barrages sont complexes. (McClelland et Bowles 1999) Ont répertorié 41 moyens par lesquels des personnes peuvent mourir dans une inondation. Il existe au moins quatre catégories de facteurs influant sur la mortalité lors d'une inondation (Jonkman 2007; McClelland et Bowles 2002; Priest *et al.* 2007; Ramsbottom 2003) :

Facteurs hydrauliques: profondeur de l'eau, vitesse d'écoulement, vitesse de montée des crues, vague, température de l'eau, durée de la crue, débris dans l'eau, gravité de la crue, etc.

1. Facteurs de zone et de bâtiment: topographie de zone, utilisation de la zone, type de bâtiment, nombre d'étages de bâtiment, qualité du bâtiment, routes, situation de la circulation, outils de circulation, etc.
2. Facteurs de temps: temps d'avertissement, heure du jour, heure de la semaine, période de l'année, jour férié ou festival, temps (brumeux, pluvieux et venteux).
3. Facteurs démographiques: âge, sexe, état physique, foi, expérience / connaissance d'inondation, relation familiale, état financier, répartition de la population, décision humaine, comportement humain, etc.

Tous les facteurs n'affectent pas directement le destin final d'une personne confrontée à une inondation. Certains démontrent leurs influences à travers d'autres facteurs. Par exemple, l'heure de la journée affecte la répartition de la population et le comportement humain face à une inondation; ces facteurs intermédiaires affectent alors le destin des personnes.

II.1.2.3 Méthodes d'évaluation du facteur de vulnérabilité humaine lors d'une inondation

Les modèles existants permettant d'estimer les pertes de vies attendues causées par une inondation peuvent être divisés en deux catégories: ceux qui reposent sur des bases empiriques et ceux qui reposent sur des paramètres considérés comme étant théoriquement importants (McClelland et Bowles, 2002). Afin de bien comprendre ces modèles, les modèles empiriques sont séparés en deux sous-catégories: celles basées sur l'expérience ou le jugement et celles basées sur des données statistiques. De plus, les modèles impliquant une analyse physique étalonnée avec des données statistiques (analyse empirique) sont spécialement classés et nommés comme modèles compromis.

La figure II.3 résume une partie des modèles existants (Jonkman, 2007). L'axe horizontal montre le passage de l'analyse empirique à l'analyse mécanistique. L'axe vertical indique le passage d'une macro-échelle, comme l'événement complet d'une inondation, à une micro-échelle, comme un comportement individuel. Les modèles empiriques sont généralement à l'échelle macro avec une analyse empirique; les modèles physiques sont généralement à l'échelle micro avec une analyse mécanistique; et les modèles compromis sont entre les deux.

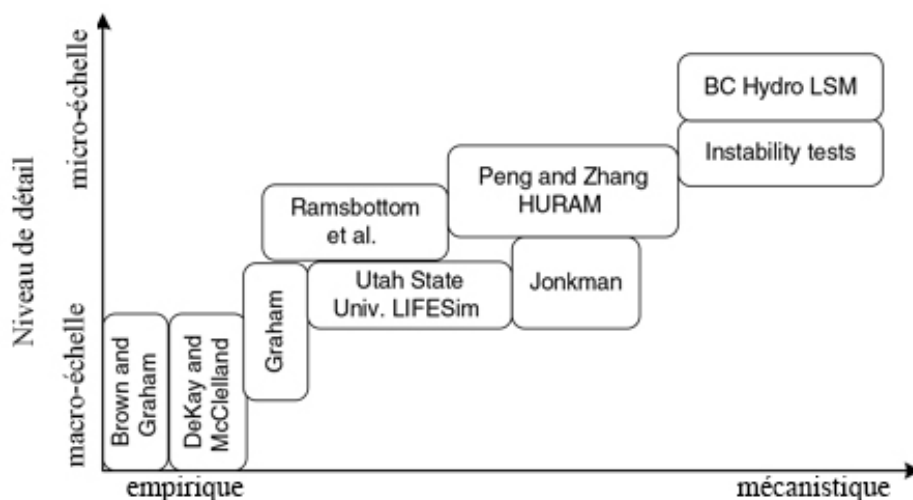


Figure II .3: Modèles existants d'estimation des pertes de vies humaines (Jonkman, 2007)

II.1.2.3.1 Modèles empiriques fondés sur l'expérience ou le jugement

(Ayyaswamy *et al.* 1974) ont préparé un rapport à l'intention de la Commission américaine de l'énergie atomique pour évaluer les probabilités et les conséquences potentielles pour la population au sol exposé aux risques de rupture de barrages. Ce rapport se concentre sur les ruptures de barrages induites par un séisme. Les barrages sont supposés souffrir d'une rupture complète et instantanée avec libération totale de l'eau retenue. Le LOL est fourni en fonction de la profondeur d'inondation et du taux d'évacuation. Ces deux paramètres sont supposés avec un jugement subjectif.

(Friedman, 1975) A mis au point un modèle générique pouvant être appliqué à de nombreux types de catastrophes naturelles: tremblements de terre, ouragans, inondations, tornades, vent, grêle, etc. Un indice de potentiel de perte est calculé en fonction de quatre facteurs:

1. Un générateur de risque naturel, utilisé pour déterminer la fréquence des tremblements de terre ou des tempêtes.
2. Des conditions locales modifiant le profil de gravité du générateur de risque naturel.
3. Population à risque, définie comme le nombre de personnes exposées au danger.
4. La vulnérabilité de la population à risque (PAR qui est sa vulnérabilité à la perte de vie lors d'un événement d'une gravité donnée). La fonction de perte est basée sur le nombre estimé de bâtiments devant être endommagés. Si l'on se base sur les totalisations annuelles de la Croix-Rouge américaine pour les inondations, on suppose qu'un accident suivrait toutes les 170 habitations endommagées ou tous les 85 habitations en cas d'inondations soudaines.

(McCann *et al.*, 1985) Ont proposé un modèle basé sur les paramètres de profondeur de l'eau (d), de distance du site du barrage, de la population à risque (PAR) et d'efficacité des alertes et de l'évacuation. La zone d'inondation est divisée en un certain nombre de sous-zones. Pour chaque sous-zone, la LOL peut être estimée comme suit:

$$LOL_i = \phi(d_i)r_iPAR_i \quad \text{(II-12)}$$

$$LOL_i = \phi(d_i)r_i p_i N_i \quad \text{(II-13)}$$

où : i est le numéro de la sous-zone, LOL est la perte de vie; (d) : est la fraction de personnes perdant la vie en fonction de la profondeur de l'eau, r est la fraction des personnes présentes

lorsque la vague d'inondation arrive parmi la population à risque (PAR), p est le pourcentage de temps pendant lequel une zone donnée est occupée, et N est le nombre de personnes occupant une zone pendant les heures ouvrables. Notez que l'équation (II.12) s'applique à une zone résidentielle et que l'équation (II.13) s'applique à un quartier d'affaires plus transitoire. Le ratio de péremption, ϕ (d), et le ratio exposé, r sont définis selon un jugement subjectif.

II.1.2.3.2 Modèles empiriques basés sur des données statistiques

(Lee *et al*, 1986) Ont suggéré un modèle avec six variables qui pourraient être trouvées dans les données historiques. Perte de vie (LOL), Population à risque (PAR), temps d'alerte (W_t), expérience antérieure d'inondation au cours des 10 dernières années, si la zone a été urbanisée ou non, et profondeur de l'inondation au stade de pointe. Un ensemble de données de 47 cas d'inondation a été constitué pour l'analyse de régression. Deux équations sont présentées:

$$\frac{LOL}{PAR} = \frac{e^{(-6.2+3.1\left(\frac{1}{1+W_t}\right)-0.00034(W_t PAR)^{0.5}-0.0077PAR^{0.5}+1.4EX-0.0039d)}}{1 + e^{(-6.2+3.1\left(\frac{1}{1+W_t}\right)-0.00034(W_t PAR)^{0.5}-0.0077PAR^{0.5}+1.4EX-0.0039d)}} \quad \text{(II-14)}$$

$$\frac{LOL}{PAR} = \frac{e^{(-0.18+1.7\left(\frac{1}{1+W_t}\right)-0.00044(W_t PAR)^{0.5}-0.0092PAR^{0.5}+0.26EX-0.18UR)}}{1 + e^{(-0.18+1.7\left(\frac{1}{1+W_t}\right)-0.00044(W_t PAR)^{0.5}-0.0092PAR^{0.5}+0.26EX-0.18UR)}} \quad \text{(II-15)}$$

où : W_t est le temps d'alerte en minutes, EX l'expérience d'inondations des 10 dernières années (1 = oui; 0 = non), d la profondeur de l'inondation au stade maximal (pieds au-dessus du stade d'inondation) et UR zone urbanisée (1 = zone urbaine avec une population $\geq 10\ 000$; 0 = sinon).

(Brown et Graham, 1988) Ont publié leurs modèles empiriques d'évaluation de la menace pour la vie résultant de la rupture d'un barrage en 1988. Les pertes de vies sont estimées à l'aide de deux variables: PAR et W_t . Deux types de situation, l'alerte adéquate (poids $\geq 1,5$ h) et l'avertissement insuffisant (poids $< 1,5$ h), sont pris en compte, et une analyse de régression est menée avec 24 cas de rupture de barrage et d'inondations importantes se produisant depuis 1950. Les équations empiriques suivantes sont obtenues:

$$LOL = 0.002PAR, W_t \geq 1.5h \quad \text{(II-16)}$$

$$LOL = PAR^{0.6}, W_t < 1.5h \quad \text{(II-17)}$$

Les équations ci-dessus ont ensuite été mises à jour par (USBR, 1988) pour les cas avec des délais d'avertissement inférieurs à 15 minutes et des profondeurs d'eau supérieures à 0,9m:

$$LOL = 0.5PAR, W_t < 0.25h \quad \text{(II-18)}$$

Les équations USBR sont considérées comme l'une des tentatives les plus importantes d'estimation des pertes en vies humaines sur la base de l'analyse de régression des ruptures historiques (Aboelata et Bowles, 2005). Il convient de noter que les formules sont discrètes. Par exemple, pour $PAR = 10\ 000$, le nombre de pertes de vies passe de 5 000 à poids $<0,25\ h$ à 251 à $0,25 < \text{poids} < 1,5\ h$, puis passe à 20 à un poids $> 1,5\ h$.

(DeKay et McClelland, 1993) Ont présenté de nouvelles formules avec trois paramètres : PAR , W_t et Force (équation 2.18). Pour simplifier, la force est supposée égale à 1,0 pour les situations de force élevée lorsque le PAR est situé dans un canyon, où les ondes de crue sont susceptibles d'être très profondes et rapides (équation 2.19); et égal à zéro pour les situations de force réduite lorsque le PAR est situé dans une plaine où les ondes de crue risquent d'être peu profondes et où la vitesse d'écoulement est lente (équation 2.20).

$$LOL = PAR\{1 + 13.277PAR^{0.440}e^{[0.759W_t - 3.790Force + 2.223W_tForce]}\}^{-1} \quad \text{(II-19)}$$

$$LOL = PAR\{1 + 13.277PAR^{0.440}e^{[2.982W_t - 3.790]}\}^{-1} \quad \text{(II-20)}$$

$$LOL = PAR\{1 + 13.277PAR^{0.440}e^{[0.759W_t]}\}^{-1} \quad \text{(II-21)}$$

(Graham, 1999) A fourni un autre modèle important. Un nouvel ensemble de données issu des travaux de Brown et Graham (1988) et de (DeKay et McClelland, 1993) a été compilé et comprend 26 ruptures de barrages, 40 inondations et 50 sous- populations. Graham a divisé les 50 sous-populations en 15 catégories basées sur des combinaisons uniques de trois facteurs dominants ayant influencé les pertes en vies humaines: la sévérité de l'inondation, le délai d'alerte et la mesure dans laquelle la population à risque comprend la gravité de l'inondation imminente. Graham suggère un tableau avec les moyennes et les fourchettes des taux de létalité dans 15 catégories (tableau II-2).

La sévérité de l'inondation est classée comme faible, moyenne ou élevée. Une inondation a (1) une gravité faible lorsque les maisons sont inondées mais non détruites, (2) une gravité moyenne lorsque des maisons ou des commerces sont détruits ou détruits, alors que certaines maisons et certains arbres ne sont pas submergés, et (3) une gravité élevée lorsque la plaine inondable est balayée avec très peu de traces de structures ou de végétation existantes.

Tableau II-2: Comparaison du modèle de Graham (1999) et du modèle HURAM.

Gravité de l'inondation	Temps d'alerte (min)	Compréhension de la gravité de l'inondation	Taux de mortalité		
			Modèle de Graham (1999) Valeur suggérée	HURAM Intervalle suggérée	
Elevée	Pas d'alerte	N/A	0,75	0,3-1,0	0,7707
	15-60	Vague	Utilisez les valeurs indiquées ci-dessus et appliquez-les au nombre de personnes qui restent dans la plaine inondable après les avertissements.		0,4195
		Précis			
	Plus de 60	Vague			0,0794
Précis					
Moyenne	Pas d'alerte	N/A	0,15	0,03 – 0,35	0,1071
	15-60	Vague	0,04	0,01 – 0,08	0,0593
		Précis	0,02	0,005 - 0,004	
	Plus de 60	Vague	0,03	0,005 -0,06	0,0117
Précis		0,01	0,0 – 0,02		
Faible	Pas d'alerte	N/A	0,01	0,0 – 0,02	0,0079
	15-60	Vague	0,0007	0,0 – 0,015	0,0045
		Précis	0,002	0,0 – 0,0004	
	Plus de 60	Vague	0,0003	0,0 – 0,0006	0, 0009
Précis		0,0002	0,0 – 0,0004		

II.1.2.3.3 Modèles physiques basés sur la simulation

Des modèles physiques ont été développés pour simuler le comportement humain lors d'inondations. Des tests de stabilité humaine (Abt *et al*, 1989; Jonkman et Penning-Rowse, 2008; Rescdam, 2000) ont été réalisés pour déterminer les conditions d'instabilité humaine dans les écoulements d'eau avec diverses combinaisons de profondeur et de vitesse, précédemment introduites.

(Assaf, Hartford, et Cattnach, 1997) Ont présenté un modèle unidimensionnel permettant d'estimer les pertes de vies dues aux inondations provoquées par la rupture d'un barrage. La zone inondée est divisée en plusieurs unités. La perte de vie attendue dans chaque unité est calculée comme le produit du nombre de PAR et de la probabilité de perte de vie. La profondeur de l'eau est un paramètre clé pour définir les personnes qui sont renversées ou non. Les probabilités de survie des personnes renversées et non renversées sont suggérées en fonction d'un jugement subjectif ou de données empiriques.

(Assaf et Hartford, 2001, 2002; Johnstone *et al*, 2005; Watson, Serrer, et Crookshank, 2001) de BC Hydro ont présenté un modèle conceptuel à deux dimensions prenant en compte les caractéristiques hydrauliques, la présence de personnes dans la zone inondée, l'efficacité de l'évacuation et le comportement individuel / de groupe des personnes. Les décisions doivent être prises lorsqu'une inondation risque de se produire avec trois choix: rester dans les

bâtiments, évacuer ou s'évader en marchant, ou évacuer ou s'évader en véhicule. Un paramètre lié au temps, $PPC(t)$, représente la condition physique des personnes, qui est influencée par le produit de la profondeur et de la vitesse moyennes de l'eau (DV). Les valeurs critiques de DV sont définies pour définir la condition de renversement et de noyade de personnes.

II.2 Évaluation du risque d'une rupture d'un barrage

II.2.1 Introduction

La rupture d'un barrage peut avoir des conséquences catastrophiques pour les personnes et les propriétés en aval du barrage en raison des inondations. Des incertitudes prévalent dans l'analyse des conséquences de l'ouverture de brèches dans les barrages, en particulier dans l'identification des modes de rupture, l'estimation des propriétés des matériaux des barrages et les paramètres de la brèche, et l'évaluation de l'acheminement des crues et de la vulnérabilité.

Il est donc important de prendre en compte diverses sources d'incertitudes dans l'analyse des risques liés aux barrages. Ce paragraphe a pour objectif de présenter les concepts et la procédure d'évaluation des risques liés à la rupture d'un barrage. Tout d'abord, les concepts de risque, d'analyse de risque, d'évaluation de risque et de gestion de risque sont décrits.

Les procédures d'analyse et d'évaluation des risques sont ensuite illustrées. Le concept du niveau aussi faible que raisonnablement réalisable (niveau ALARP) est introduit en particulier, ce qui est très important pour l'évaluation des risques.

II.2.2 Risque et évaluation du risque

II.2.2.1 Définition du risque

Le risque est une mesure de la probabilité et de la gravité d'un effet néfaste sur la santé, les biens ou l'environnement (Fell, 1997; ISSMGE, 2004). Quantitativement, le risque est le produit de la probabilité (P), des éléments en risque (E) et de la vulnérabilité (V):

$$R = P \times E \times V \quad \text{(II-22)}$$

La probabilité est une mesure du degré de certitude compris entre zéro (impossibilité) et 1.0 (certitude). Il s'agit d'une estimation de la probabilité de la magnitude d'une quantité incertaine ou de la probabilité de la survenue d'un événement futur incertain. Les éléments à risque sont la population, les bâtiments et les travaux de génie civil, les infrastructures, les caractéristiques environnementales et les activités économiques dans la zone touchée par un danger.

La vulnérabilité est définie comme le degré de perte d'un élément ou d'un ensemble d'éléments dans la zone affectée par un danger. Il est exprimé sur une échelle de 0 (aucune perte) à 1 (perte totale).

II.2.2.2 Gestion des risques

La gestion des risques est l'application systématique des politiques, procédures et pratiques de gestion aux tâches d'identification, d'analyse, d'évaluation, d'atténuation et de surveillance des risques (ISSMGE, 2004).

La gestion des risques comprend trois composantes: l'analyse des risques, l'évaluation des risques et la gestion des risques (Fell 1997; Schanze, Zeman, et Marsalek 2007), comme l'illustre la figure II.4.

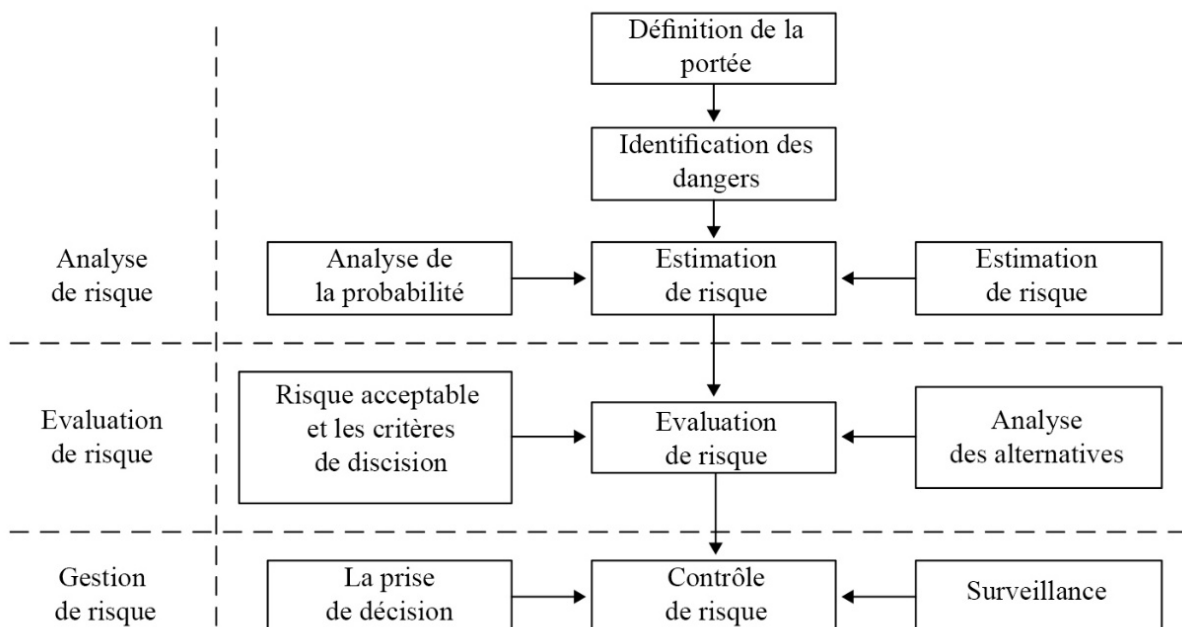


Figure II .4: Différents étapes et composantes la gestion des risques (ISSMGE, 2004).

II.2.2.2.1 Analyse des risques

L'analyse des risques utilise les informations disponibles pour estimer les risques pour les individus ou les populations, les biens ou l'environnement. L'analyse des risques a pour objectif de fournir des résultats de risque facilitant l'évaluation des risques (qu'il soit accepté ou non et comment les mesures d'atténuation des risques fonctionneront) et la gestion des risques (décision et mise en œuvre des mesures d'atténuation des risques). L'analyse des risques comprend l'identification des dangers, l'analyse des probabilités et l'analyse des conséquences, comme illustrée à la figure II.4

Il existe deux catégories de méthodes d'analyse des risques: l'analyse qualitative des risques et l'analyse quantitative des risques. L'analyse qualitative des risques utilise des échelles de notation sous forme de mots, descriptive ou numérique pour décrire l'ampleur des conséquences potentielles et la probabilité que ces conséquences se produisent. L'analyse quantitative du risque est basée sur les valeurs numériques de la probabilité, de la vulnérabilité et des conséquences, ce qui donne une valeur numérique du risque (ISSMGE, 2004).

II.2.2.2.2 Evaluation des risques

L'évaluation des risques est le processus permettant de décider si les risques existants sont tolérables et si les mesures de contrôle des risques actuelles sont adéquates, et si non, si d'autres mesures de contrôle des risques sont justifiées ou seront mises en œuvre (ISSMGE, 2004).

L'évaluation des risques intègre les phases d'analyse et d'évaluation des risques, illustrées à la figure II.4. Après avoir obtenu les résultats de l'analyse des risques, tels que la probabilité, les conséquences et le risque du danger, des critères d'acceptation du risque et de décision sont nécessaires pour évaluer si le risque est tolérable accepter ou non. Le risque tolérable est le risque dans une fourchette avec laquelle la société peut vivre afin de garantir certains avantages nets. Un risque tolérable doit être surveillé et réduit davantage si possible. Le risque acceptable est le risque que toutes les personnes touchées sont prêtes à accepter.

Généralement, il n'est pas nécessaire de prendre des mesures pour réduire davantage ce risque, à moins que des mesures raisonnablement réalisables ne soient disponibles à moindre coût en termes d'argent, de temps et d'effort. Le principe ALARP est généralement choisi comme critère d'évaluation des risques, selon lequel des risques inférieurs à la limite tolérabilité ne sont tolérables que si la réduction des risques est irréalisable ou si son coût est très disproportionné (en fonction du niveau de risque) par rapport à l'amélioration. Acquis (Fell,

1997; ISSMGE, 2004). Lors de l'évaluation des risques, les risques associés à certaines mesures de contrôle alternatives doivent être évalués pour permettre la prise de décision.

II.2.2.2.3 Gestion des risques

La gestion des risques est l'application systématique des politiques, procédures et pratiques de gestion aux tâches d'identification, d'analyse, d'évaluation, d'atténuation et de surveillance des risques (ISSMGE, 2004).

Dans la gestion des risques, des mesures de contrôle des risques sont appliquées pour atténuer les risques, soit en réduisant la probabilité d'inondation, soit en réduisant les conséquences. Normalement, il existe deux types de mesures de contrôle des risques liés à la rupture de barrage : les mesures techniques et les mesures non techniques.

Les mesures non techniques (avertissement et évacuation, par exemple) atténuent les risques en réduisant les éléments en danger (personnes, et biens meubles); par exemple, transférer des personnes et des biens meubles hors des zones inondées. Les mesures techniques réduisent non seulement les éléments à risque en limitant les zones inondées, mais également la probabilité de rupture des barrages, la gravité des inondations et la vulnérabilité des éléments en danger.

Les risques résiduels après les mesures de maîtrise des risques doivent être évalués sur la base d'informations de surveillance, qui peuvent néanmoins être suffisamment importantes pour faire peser des menaces sur les populations en aval. En sus du paragraphe II.3.5, des détails sur la gestion des risques seront présentés au chapitre IV.

II.2.3 Analyse du risque de rupture d'un barrage

L'analyse des risques causée par la rupture de barrages comprend généralement les étapes suivantes: définition du champ d'application, identification des dangers, identification des modes de défaillance, estimation de la probabilité, prévision des éléments en risque, évaluation de la vulnérabilité et estimation des risques (Fell, 1997; Hartford et Baecher, 2004; ISSMGE, 2004).

II.2.3.1 Définition de la portée

La définition du périmètre d'analyse, qui constitue le début de l'analyse de risque, répond à ce qui devrait être étudié. Pour l'analyse des ruptures de barrage, cette étape documente les objectifs et les plans de l'analyse de risque, les domaines à étudier, les données disponibles, les méthodes appropriées et les résultats attendus (Hartford et Baecher 2004).

La collecte de données (par exemple, des données hydrologiques historiques, des données sur les précipitations et les études existantes) et une enquête (par exemple, des études de site, des tests de laboratoire et des entretiens) peuvent être nécessaires à cette étape.

II.2.3.2 Identification des dangers

L'identification des dangers répond à la question « Qu'est-ce qui peut mal se passer ? ». Normalement, deux aspects doivent être examinés : les « charges » et les « résistances ». Les « charges » se rapportent aux forces exercées sur un barrage, à sa fondation et à ses installations annexes (par exemple, les déversoirs et les évacuateurs) résultant de facteurs externes tels que les inondations, les tremblements de terre, d'autres dangers naturels (par exemple, les glissements de terrain, les coulées de débris et les avalanches), et risques artificiels. Les « résistances » désignent la capacité à supporter les charges liées à la structure du barrage et à celles résultant de son affaiblissement (corrosion, fatigue du métal, fissures entraînant des fuites et une érosion interne) et des erreurs de fonctionnement (équipement, etc.).

II.2.3.3 Identification des modes de rupture

L'identification des modes de rupture est une étape essentielle de l'analyse des risques, car les paramètres de violation associés à différents modes de rupture peuvent être très différents. L'identification des modes de rupture nécessite une étude systématique du barrage et des conditions hydrologiques. Par exemple, un barrage fissuré a tendance à se rompre dans les canalisations; une forte tempête provoquant une montée rapide du niveau d'eau peut entraîner un débordement. Plusieurs méthodes sont couramment utilisées pour identifier les modes de défaillance: analyse des modes de défaillance et de leurs effets (FMEA), analyse des arbres d'événements (ETA), analyse des arbres de défaillance (FTA) et réseaux bayésiens. Les réseaux bayésiens sont moins connus mais se sont révélés être un outil robuste (Xu *et al.*, 2009; Zhang *et al.*, 2009) ont utilisé des réseaux bayésiens pour diagnostiquer les modes de détresse d'un barrage.

II.2.3.4 Estimation de la probabilité de rupture

La probabilité de rupture d'un barrage dépend de la comparaison entre « charge » et « résistance » et est étroitement liée au type de barrage et au mode de rupture. La plupart des barrages en terre ont échoué par débordement (91,8%) car ils présentaient normalement des volumes massifs, de grandes largeurs et des talus de pente faibles, tant en amont qu'en aval (Peng et Zhang, 2012c). En comparaison, 58% des barrages en enrochement ont échoué en se recouvrant, 37% en raison de la rupture d'une conduite et 5% en raison d'une rupture de pente.

Il existe deux définitions de probabilité de défaillance: définition classique (probabilité objective) et définition bayésienne (probabilité subjective). La définition classique de la probabilité d'un événement A peut-être formulé comme suit:

$$P(A) = \frac{N_A}{N_{tot}} \quad \text{(II-23)}$$

où : N_A nombre de manières également probables par lesquelles une expérience peut mener à A; N_{tot} nombre total de voies également probables dans l'expérience. Dans l'interprétation bayésienne, la probabilité $P(A)$ de l'événement est formulée comme suit:

$$P(A) = \text{degré de conviction que } A \text{ se produira}$$

Sur la base des définitions de probabilité, trois catégories de méthodes sont disponibles pour prédire la probabilité de rupture d'un barrage: les méthodes statistiques, les méthodes physiques et les méthodes bayésiennes. Les méthodes statistiques, qui utilisent la fréquence sur la base de données historiques pour remplacer la probabilité, sont simples et faciles à appliquer. Les méthodes basées sur la physique combinent les concepts de probabilité classiques et l'analyse physique, couramment utilisés dans la pratique du génie. Par exemple, une défaillance peut être définie comme une charge supérieure à la résistance ($L > R$) basée sur une analyse physique; des distributions sont attribuées à la fois pour la charge et la résistance sur la base d'une analyse statistique ; enfin, la probabilité de défaillance est calculée à l'aide de méthodes de fiabilité appropriées, telles que la simulation FORM, SORM ou bien de Monte Carlo. Les méthodes bayésiennes combinent à la fois la probabilité objective et la probabilité subjective. Premièrement, la probabilité a priori est obtenue avec des informations subjectives telles que le jugement, l'expérience ou des données statistiques dans des projets similaires. Ensuite, les preuves du barrage concerné sont examinées. Enfin, la probabilité a priori est mise à jour avec ces preuves spécifiques au site.

II.2.3.5 Évaluation des éléments à risque

Comme le montre le tableau II-3 (Frieser, 2005), les inondations de barrages ont des conséquences directes ou indirectes sur les personnes et les propriétés situées en aval. Certains des éléments à risque peuvent être monétisés (par exemple, des propriétés, des entreprises, etc.), dont les risques pourraient être intégrés pour la gestion des risques. Certaines d'entre elles peuvent ne pas être monétisées (p. Ex. Vies humaines, éléments environnementaux, bien-être de la société, etc.), qui doivent être transférée ou ignorées avant l'intégration des risques.

L'évacuation est une mesure efficace pour atténuer les risques de rupture du barrage. Cependant, tous les éléments de risque ne peuvent pas être réduits par une évacuation. Certaines d'entre elles peuvent être réduites ou même empêchées par l'évacuation (p. Ex. Des vies humaines, des biens meubles tels que des véhicules et des espèces); une grande partie de ceux-ci ne peut pas être réduite par l'évacuation (par exemple, des biens immeubles tels que des bâtiments, des commerces et des éléments environnementaux). En outre, l'évacuation elle-même entraînerait des coûts pour la réinstallation des personnes évacuées et entraînerait une interruption des activités (Peng et Zhang, 2013a, 2013b).

Les éléments à risque fréquemment étudiés sont la population à risque (PAR) et les bâtiments touchés. L'analyse des risques pour d'autres infrastructures (ponts, tunnels, pipelines, par exemple) peut suivre la même approche pour l'analyse des risques des bâtiments.

La PAR est l'élément le plus important en danger lors d'une rupture de barrage. Le PAR est défini comme le nombre de personnes qui seraient exposées à une inondation sans évacuation ni abri (Jonkman, 2007). La PAR dépend de la zone d'inondation, de la taille et de la répartition de la population. La répartition de la population peut toutefois être difficile à évaluer, car elle varie dans le temps et dans l'espace. Par exemple, la densité de population au centre-ville est souvent supérieure à celle des banlieues; la plupart des gens ne peuvent pas rester à la maison pendant les heures de travail; la population augmenterait considérablement dans les lieux d'intérêt en vacances. Pour l'analyse des risques pour l'homme, il peut être nécessaire de diviser les zones inondées en sous-zones présentant des gravités similaires. Les personnes peuvent se déplacer d'une sous-zone à une autre lors d'une inondation, en particulier lorsqu'une instruction d'évacuation a été émise (Peng et Zhang, 2012b, 2012a).

Les bâtiments sont un autre type d'élément à risque important. L'étude des dommages aux bâtiments vise non seulement à estimer les conséquences économiques des inondations, mais aussi à faciliter l'analyse des risques pour l'homme. Un grand nombre de cas historiques indiquent qu'une zone inondée présentant une vulnérabilité humaine élevée est souvent associée à de graves dommages aux bâtiments. Les dégâts importants causés aux bâtiments entraînent souvent la perte d'abris pour les personnes touchées par les inondations. Les dommages causés aux bâtiments dépendent du type de bâtiment, de la structure du bâtiment, du numéro d'histoire et des conditions hydrauliques. Les bâtiments peuvent être classés en fonction de leur utilisation (par exemple résidentielle, commerciale, éducative, gouvernementale et industrielle). Les facteurs de sécurité pour différents types de bâtiments peuvent être différents. Par exemple, le

facteur de sécurité des bâtiments gouvernementaux peut être plus élevé que celui des bâtiments résidentiels. La structure des bâtiments est un facteur essentiel de l'évaluation des dommages causés aux bâtiments lors d'une inondation. Normalement, les bâtiments en béton armé sont plus résistants que les bâtiments en maçonnerie ou en bois. L'histoire du bâtiment influence non seulement les dégâts, mais aussi l'inondation des bâtiments. Les gens peuvent s'abriter dans les étages élevés au-dessus du niveau de l'eau. Cependant, les bâtiments ne sont pas des abris significatifs s'ils sont complètement inondés (Peng et Zhang, 2013a, 2013b).

Tableau II-3: Éléments menacés par la rupture d'un barrage.

Catégorie	Élément à risque	Valeur monétaire?	Réduction des dégâts par évacuation?	
Impact direct des inondations	Contact avec de l'eau	Personnes	Non	oui
		Propriétés mobilières	oui	oui
		Biens immobiliers	oui	non
	Pas de contact avec l'eau	Éléments environnementaux	non	non
		Commerce (revenus, productions, etc.)	oui	non
		le bien-être de la société	non	non
Impact indirect des inondations	Les trafics	non	non	
	Commerce dans les environs	oui	non	
	Perturbation de la société	non	non	

II.2.3.6 Evaluation de la vulnérabilité

Les méthodes d'estimation de la vulnérabilité peuvent être divisées en trois catégories: les méthodes empiriques fondées sur des jugements ou des données statistiques, les méthodes physiques avec analyse et tests physiques et les méthodes de compromis combinant des informations empiriques et physiques. Les détails de l'analyse de vulnérabilité ont été décrits au paragraphe II.2.

II.2.3.7 Estimation du risque

L'estimation du risque consiste à quantifier le risque en intégrant la probabilité et la conséquence (le produit de la vulnérabilité et de l'élément à risque),

$$R(O) = P(H) \times P(S | H) \times P(T | S) \times V(O | T) \times E \quad \text{(II-24)}$$

où R (O) = risque d'un objet donné (par exemple, décès, dommages matériels, etc.); P (H) = probabilité annuelle de l'événement dangereux (c'est-à-dire la rupture du barrage); P (S | H) = probabilité d'impact spatial (c'est-à-dire l'inondation affectant une zone) en fonction de l'événement; P (T | S) = probabilité d'impact temporel (c'est-à-dire la présence de l'élément à risque) compte tenu de l'impact spatial; V (O | T) = vulnérabilité de l'objet (c'est-à-dire proportion de la valeur perdue ou probabilité de la perte); E = élément à risque. Parfois, les gens peuvent se préoccuper uniquement du risque associé à un événement donné plutôt qu'à une période donnée; par exemple, le risque de rupture du barrage étant donné un danger (par

exemple, un tremblement de terre ou une tempête). Le risque dans ce cas est la probabilité conditionnelle de la conséquence et exprimé par

$$R(O | H) = P(S | H) \times P(T | S) \times V(O | T) \times E \quad (\text{II-25})$$

La zone inondée doit parfois être divisée en plusieurs sous-zones avec des paramètres de gravité similaires. Le risque peut être obtenu en faisant la somme des risques dans chaque sous-zone (R_i):

$$R = \sum_{i=0}^n R_i \quad (\text{II-26})$$

Cependant, le risque dans chaque sous-zone peut ne pas être totalement indépendant. Par exemple, l'alerte et l'évacuation peuvent entraîner le déplacement de personnes d'une sous-zone à une autre. Dans de tels cas, les corrélations des risques doivent être prises en compte. Le réseau bayésien est un outil robuste pour traiter les corrélations des facteurs de risque à l'aide de probabilités conditionnelles. Le risque humain est toujours la composante la plus importante des violations de la gestion des risques par un barrage. Deux concepts sont fréquemment utilisés pour décrire le risque humain: le risque individuel et le risque sociétal. Le risque individuel donne la probabilité de décès individuel à un endroit donné, quel que soit le nombre de personnes. Le risque individuel est directement applicable pour la planification de l'utilisation des sols et les objectifs de zonage correspondants. Le risque sociétal prend en compte la présence réelle de personnes et donne un nombre de décès pour toute une zone, quel que soit le lieu où le préjudice survient dans cette zone (Jonkman, 2007). Le risque individuel est enclin à décrire la menace naturelle d'un danger pour les personnes, tandis que le risque sociétal est enclin à décrire les menaces concrètes d'un cas particulier. Par exemple, supposons que dans un cas de rupture de barrage, il existe deux sous-zones en aval du barrage. Il y a 100 personnes à risque dans la première sous-zone et 10 000 dans la deuxième sous-zone. Si toutes les conditions sont identiques, le risque individuel dans ces deux sous-zones est exactement le même. Alors que le risque sociétal de la seconde est 100 fois supérieur à celui de la première.

II.2.4 Évaluation des risques

Les gens doivent vivre avec le risque, car il est impossible de le réduire à zéro. L'évaluation des risques a pour objectif d'évaluer si les risques évalués sont tolérables ou non. Il existe plusieurs manières d'évaluer les risques: la comparaison des risques, la rentabilité de la réduction des risques et l'analyse coûts-avantages (Fell, 1994).

1. Comparaison des risques : Comparaison du risque calculé par l'analyse de risque avec le « risque acceptable » socialement (par exemple, la probabilité annuelle de décès). Le risque est accepté s'il est inférieur à une certaine valeur
2. Rentabilité de la réduction des risques : C'est généralement en termes de coût pour sauver des vies.
3. Analyse coûts-avantages : Comparer le coût annuel des mesures de réduction des risques à la réduction annuelle des risques.

(Fell, 1994) A fait valoir que les décisions fondées sur une évaluation des risques peuvent impliquer la prise en compte de questions juridiques, politiques, sociales et financières. La décision sera généralement prise par les propriétaires, les politiciens ou d'autres personnes, et non par la personne qui effectue l'analyse des risques. Par exemple, plus de 200 000 personnes ont été évacuées de leurs maisons pendant deux semaines dans la ville de Mianyang, province du Sichuan, en 2008, exposées à la menace du barrage de glissement de terrain de Tangjiashan provoqué par le tremblement de terre de Ms 8.0 Wenchuan. Cependant, le débit maximum à travers la ville de Mianyang était de 7100 m³ / s, inférieur au débit de défense (12 000 m³ / s) (Peng et Zhang, 2013b). La décision d'évacuation a été prise en tenant compte de questions politiques: aucune autre fatalité n'a été autorisée après le séisme qui a coûté la vie à plus de 80000 personnes.

II.2.5 Processus de gestion des risques

Des graves catastrophes naturelles et d'ingénierie se sont produites dans le monde à un rythme alarmant au cours des dernières années, probablement en raison des changements climatiques, des mouvements tectoniques actifs, des activités humaines et d'une conception et d'une gestion techniques insuffisantes. Par rapport aux catastrophes telles que les tremblements de terre, les glissements de terrain rapides et les tsunamis qui ont peu de temps (minutes à quelques minutes), les inondations dues aux ruptures de barrages ont généralement une durée plus longue (heures à quelques jours), ce qui offre la possibilité de mettre en œuvre les activités antérieures à la catastrophe. Gestion des urgences pour sauver des vies humaines et des biens. Malgré les avantages de sauver des vies humaines et des biens, la gestion des situations d'urgence avant une catastrophe devrait être traitée comme un problème très grave, car elle entraîne souvent une grande dépense économique en même temps (Frieser, 2005).

Le processus de gestion des situations d'urgence avant une catastrophe peut être divisée en quatre phases (Frieser, 2005) figure II.5 :

1. Observation, évaluation des risques et prise de décision ;
2. Alerte ;
3. Intervention ;
4. Évacuation et hébergement (Frieser, 2005).

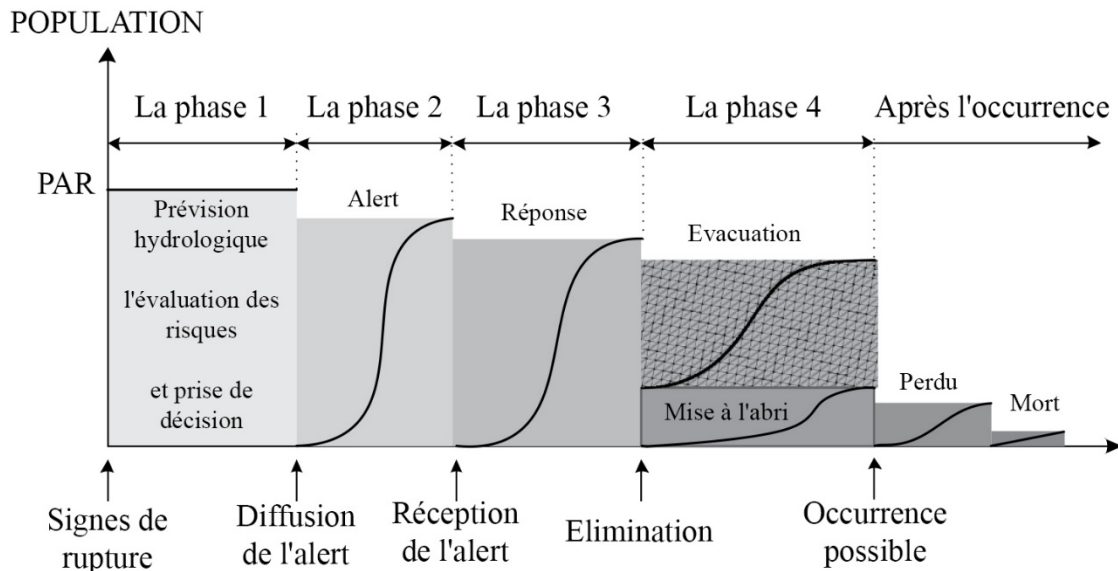


Figure II .5: Gestion d'urgence des ruptures de barrage dans le temps (Frieser, 2005).

La phase 1 commence par l'identification des signes de catastrophe. Les organismes professionnels contrôlent les indicateurs de la catastrophe (tels que la profondeur de l'eau et l'intensité des précipitations) et en rendent compte aux autorités. Les autorités évaluent la probabilité et les conséquences de la catastrophe et décident de donner ou non un avertissement d'évacuation.

La phase 2 commence par la diffusion des messages d'avertissement. Il faut du temps pour transmettre des messages d'avertissement. Une courbe en S pour le PAR averti et la procédure d'avertissement (figure II.5).

La phase 3 commence à la réception des messages d'alerte par la population à risque. Les gens ont besoin de temps pour confirmer les messages d'alerte, évaluer la situation et prendre leurs propres décisions, qui peuvent ne pas suivre celles des autorités. Une partie du PAR peut évacuer vers des lieux sûrs, comme indiqué dans la phase 4.

Les autres, qui refusent d'évacuer ou ne disposent pas de suffisamment de temps, peuvent tenter de s'abriter dans des endroits relativement sûrs (par exemple, des immeubles de grande

hauteur) dans les zones inondées. Après la survenue des catastrophes, les personnes touchées peuvent fuir en lieu sûr, mais une partie d'entre elles risque de perdre la vie.

II.2.5.1 Observation et prévision

Avant la prédiction, une grande quantité d'informations est nécessaire, notamment l'observation de l'évolution des dangers. Le potentiel de prévision de l'occurrence et le délai de prévision (intervalle de temps entre le moment de la prévision et le moment prévu de l'occurrence possible) dépendent du type de danger et des systèmes de prévision disponibles. Des prévisions rapides et efficaces basées sur l'intuition et l'expérience sont nécessaires pour les cas d'urgence. Un équipement avancé (par exemple, la télédétection) et des méthodes d'évaluation (par exemple, des méthodes de probabilité) sont nécessaires pour obtenir une évaluation plus précise si le temps le permet. Le délai prévu dépend également du développement de technologies professionnelles dans le domaine de la recherche sur les catastrophes. Par exemple, le système de prévision du National Hurricane Center (NHC) aux États-Unis est capable de prédire les emplacements d'un ouragan frappant dans un rayon de 160 km (100 miles) 24 heures avant l'atterrissage prévu de la tempête (Urbina et Wolshon, 2003). Grâce aux données fournies par les systèmes de surveillance géophysique, géochimique et géologique, l'éruption du Volcan de Colima au Mexique a pu être prédite à l'avance. Le 13 novembre 1998, l'éruption devait se produire dans un délai de trois à cinq jours (16-18 novembre). Le volcan de Colima est entré en éruption le 20 novembre, une semaine après la prévision (Zobin *et al*, 2002).

II.2.5.2 Prise de décision

Après la prévision d'une catastrophe, les autorités doivent décider de procéder ou non à une évacuation afin de prévenir ou de réduire les pertes de vies humaines et de biens. Malgré les avantages de sauver des vies humaines et des biens, une décision d'évacuation doit être traitée comme un problème très grave car elle entraîne souvent d'importantes dépenses économiques (Frieser, 2005).

En règle générale, il existe deux catégories de méthodes de prise de décision pour la gestion des urgences:

Méthodes déterministes et méthodes probabilistes. Les méthodes déterministes sont celles qui reposent sur des analyses, des expériences et des jugements déterministes sans prise en compte explicite des incertitudes. Dans les méthodes déterministes, certaines valeurs critiques (niveau de l'eau, crue de retour périodique) sont souvent proposées comme indices pour la prise

de décision en matière d'évacuation (Frieser, 2005; Nielsen, Hartford, et MacDonald, 1994). Certaines directives proposent également des recommandations pour la prise de décision basée sur des jugements (FEMA, 2004; Urbina et Wolshon, 2003). Les méthodes de décision probabilistes sous incertitude sont plus réalistes.

II.2.5.3 Avertissement (alerte)

Les personnes à risque peuvent être prévenues directement par le danger lui-même ou indirectement via un avertissement d'évacuation diffusé par les autorités. L'avertissement doit être traité comme un événement très grave, car il peut entraîner des pertes inutiles. Par exemple, l'évacuation lors de l'inondation aux Pays-Bas de 1995 a entraîné une perte estimée à 140 millions d'euros (Frieser, 2005), mais aucune inondation n'a eu lieu.

II.2.5.3.1 Messages d'avertissement

(Rogers et Sorensen, 1991) ont suggéré qu'un message d'avertissement devrait contenir deux aspects conceptuellement distincts: l'alerte et l'avis. Alerte est d'attirer l'attention des gens et leur montrer le danger potentiel. Notice indique le contenu d'un message d'avertissement. (Mileti et Peek, 2000) ont suggéré qu'un avertissement raisonnable devrait contenir les cinq informations suivantes:

1. Risque: description de l'événement prévu et de sa menace pour la sécurité des personnes afin de réduire au minimum la probabilité que le danger soit mal perçu et que des mesures incorrectes soient prises ;
2. Emplacement: une définition claire de la zone à risque; il devrait être clair quels habitants sont à risque et lesquels ne sont pas ;
3. Conseils: informations sur la façon dont les gens devraient se protéger ;
4. Heure: information sur le temps écoulé jusqu'à l'occurrence possible; les gens vont prendre des mesures de protection en fonction du temps disponible ;
5. Source: informations sur la source diffusant le message d'avertissement; les gens sont plus susceptibles de croire aux avertissements de sources officielles.

II.2.5.3.2 Avertissement Facteurs d'influence

Sur la base des études de (Mileti, 1995; Rescdam, 2000; wolshon, urbina, et levitan, 2001), l'efficacité de l'alerte dépend d'au moins six facteurs:

1. Caractéristiques de la catastrophe (nature, gravité, urgence, possibilité d'occurrence et zone d'influence).
2. Organisation gouvernementale (réponse du gouvernement, efficacité organisationnelle et organisation de la main-d'œuvre et des installations).
3. Méthodes d'alerte (télévision, radio, internet, notification en face à face, haut-parleurs portables, sirènes, téléphones, courriers, courriels) ;
4. Caractéristiques de la zone (utilisation de la zone, densité de population, conditions de communication et conditions de circulation) ;
5. Heure et météo (heure d'une journée, journée de travail ou de vacances, temps pluvieux, brumeux ou neigeux) ;
6. Caractéristiques de la population (âge, sexe, état physique, expérience du sinistre, membres de la famille et relation sociale).

Les messages d'avertissement peuvent parfois ne pas bien se diffuser (Parker, Priest, et Tapsell, 2009) ont donné cinq raisons principales pour lesquelles les avertissements d'inondation ne peuvent pas être reçus:

- Une couverture inégale de la couverture géographique des systèmes d'alerte d'inondation officiels ;
- Un manque d'une prévision adéquate d'une inondation et donc d'émettre des avertissements ;
- Une courte inondation au délai d'avertissement ;
- Manque d'efficacité dans la diffusion des avertissements d'inondation, entraînant des retards, des difficultés d'accès ou d'autres problèmes,
- Indisponibilité ou incapacité des personnes à recevoir un avis d'inondation.

II.2.5.3.3 Estimation du temps d'avertissement

La proportion de la population avertie est fonction du temps d'avertissement.(Sorensen et Mileti, 1988). Ont suggéré une fonction exponentielle pour simuler la population avertie dans trois intervalles de temps de prévision. Les équations empiriques de l'analyse de régression sont exprimées comme suit :

$$P_t = 81.83 t^{3.488} (R^2 = 0.98) \text{ si } t < 50 - 60 \text{ min} \quad (\text{II-27})$$

$$P_t = 59.58 t^{0.4753} (R^2 = 0.67) \text{ si } 60 \text{ min} < t < 3 \text{ heure} \quad (\text{II-28})$$

$$P_t = 66.63 t^{0.2089} (R^2 = 0.58) \text{ si } t > 3 \text{ heures} \quad (\text{II-29})$$

où P_t est le pourcentage cumulé de la population avertie et t le temps écoulé après l'émission de l'avertissement (heures).

Rogers et Sorensen (1989) ont publié des courbes de diffusion d'avertissement avec différents supports de communication (téléphone, alerte de tonalité, sirène et supports). (Lindell et Perry, 1992), ont suggéré une fonction de distribution de Weibull pour simuler la courbe de diffusion d'avertissement:

$$P_t = 1 - e^{-at^b} \quad (\text{II-30})$$

où a et b sont deux paramètres de la distribution de Weibull avec les valeurs suggérées de 1,3 et 0,7 respectivement pour les catastrophes moyennement rapides, de 2,0 et 0,5 respectivement pour les inondations rapides et de 3,5 et 0,6 respectivement pour les inondations très rapides.

(Rogers et Sorensen, 1991) Ont estimé que la transmission d'un avertissement pouvait être qualifiée de « processus de naissance », par lequel les gens entendent d'abord parler de l'événement puis racontent les autres de manière séquentielle. Un modèle basé sur l'inférence mathématique a été présenté. Deux éléments, la partie directement mise en garde par le gouvernement et la partie informée indirectement des autres, sont pris en compte dans ce modèle.

II.2.5.4 Réponse

Après avoir reçu un avertissement, les gens ont besoin de temps pour réagir avant de prendre une décision. Le processus de réponse peut être divisé en trois étapes: réception de l'avertissement, perception et réponse (Frieser, 2005). Les gens peuvent douter du message d'avertissement en premier lieu. Ils essaieront de le confirmer de différentes sources, telles que les voisins, les parents et les autorités. Après confirmation, ils prennent leurs propres décisions, qui peuvent ne pas correspondre exactement aux conseils du gouvernement local.

II.2.5.4.1 Conformité aux avertissements d'évacuation

(Dow et Cutter, 1998) ont suggéré que la conformité des personnes dépend fortement du risque perçu des personnes. Lorsque les personnes ne se sentent pas en sécurité, elles ont

tendance à évacuer. La perception du risque personnel est liée à l'ampleur du danger, aux dommages qui devraient en découler, à l'expérience du danger et au type de logement. (Drabek, 2000) a identifié six caractéristiques individuelles qui influent sur les réponses aux alertes d'inondation et aux autres dangers: perception du risque, âge, sexe, minorité ethnique, statut socio-économique et contrôle du destin.

II.2.5.4.2 Effet d'ombre

L'effet d'ombre fait référence au phénomène selon lequel les personnes vivant en dehors de la zone d'évacuation sont évacuées inutilement. L'effet d'ombre doit être minimisé, car il augmente non seulement le coût de l'évacuation, mais surcharge également le trafic. (Sorensen et Mileti, 1988) Ont souligné quelques raisons pour lesquelles une évacuation inutile était nécessaire:

1. Information peu claire de l'autorité.
2. Considérations de sécurité.
3. Suivre le comportement de parents ou d'amis.
4. Rumeurs trompeuses ou messages déformés.
5. Se soucier des embouteillages en retard.

II.2.5.4.3 Estimation du temps de réponse ;

Le temps de réponse fait référence à la durée entre la réception de l'avertissement et le début de la mobilisation. Comme la réponse humaine dépend principalement de facteurs sociaux et psychologiques, le temps de réponse est principalement estimé à l'aide de méthodes empiriques. (Frieser, 2005) a présenté des enregistrements de taux de conformité aux avertissements d'évacuation lors de diverses catastrophes (telles que les rejets de substances toxiques, les accidents nucléaires, les ouragans, les éruptions volcaniques et les inondations).

(Lindell *et al*, 2002) Ont suggéré une distribution de Weibull pour simuler le temps de réponse, comme indiqué dans l'équation (2.30). Les valeurs de (a et b) dans cette équation sont respectivement 0,085 et 2,55 pour les personnes à domicile, 0,015 et 2,90 pour les personnes au travail (qui doivent rentrer d'abord chez elles pour la collecte des objets) et 0,35 et 3,00 respectivement., pour les transitoires.

II.2.5.5 Évacuation

L'évacuation est le processus entre le début de la sortie de la zone à risque et l'arrivée dans un lieu sûr. En règle générale, les personnes à risque peuvent être averties d'une évacuation recommandée / volontaire ou obligatoire, en fonction de l'ampleur de la catastrophe, du temps disponible et du temps requis pour l'évacuation (Frieser, 2005). En règle générale, l'évacuation implique des dispositions en matière de logement, d'approvisionnement en nourriture et d'organisation du trafic émanant des autorités. Le souci de l'évacuation commence par les guerres. L'analyse systémique de l'évacuation a pour origine l'accident de libération nucléaire de Three Mile Island en 1979 (Mileti et Peek, 2000), qui a provoqué la panique parmi la population environnante. Au cours des deux dernières décennies, les États-Unis ont continuellement souffert des ouragans (en particulier de Katrina en 2005), ce qui a rendu l'étude de l'évacuation plus significative.

II.2.5.5.1 Facteurs de temps d'évacuation

(Jonkman, 2007) a résumé quatre catégories de facteurs influençant le temps d'évacuation

1. Caractéristiques de la catastrophe (nature, ampleur, taux de croissance, lieu et heure de survenue éventuelle).
2. Caractéristiques de la zone (taille de la zone, réseau routier, voies d'évacuation, présence d'abris, distance par rapport à la sécurité) ;
3. Caractéristiques de la population (nombre de personnes, répartition par âge, répartition spatiale, état physique, comportement d'évacuation) ;
4. Procédures et organisation (connaissance du danger, recommandation, recommandation d'action de protection, transport, préparation, prise de décision, compétence des résidents et du personnel de gestion des urgences).

II.2.5.5.2 Modèles d'évacuation

En règle générale, il existe deux catégories de modèles permettant d'estimer le temps d'évacuation: les modèles empiriques et les modèles physiques. Les modèles empiriques sont ceux qui reposent principalement sur un jugement subjectif ou des données statistiques. (Tweedie *et al*, 1986) proposent une distribution de Rayleigh pour simuler la relation entre le taux d'évacuation et le temps :

$$F(t) = 1 - e^{-\frac{t^2}{T}} \quad \text{(II-31)}$$

où $F(t)$ est le taux d'évacuation, t est le temps en minutes et T est le temps supposé pour terminer l'évacuation (1 800 minutes suggérées). (Radwan, Hobeika, et Sivasailam, 1985) Ont présenté une courbe logistique permettant d'estimer la quantité de trafic à évacuer:

$$T_f(t) = \frac{1}{1 + e^{-u(t-v)}} \quad \text{(II-32)}$$

où $T_f(t)$ est la quantité de trafic à évacuer à l'instant t , deux paramètres, u et v , doivent être calibrés avec des données statistiques. (USACE, 2000) a présenté, avec l'équation logistique, trois courbes d'évacuation lente, moyenne et rapide respectivement calibrées avec les données d'investigation sur le terrain.

Les modèles physiques se concentrent principalement sur la simulation de processus de transport à grande échelle, tels que l'évacuation lors de Katrina Hurricane à la Nouvelle-Orléans. Le processus de ces modèles peut généralement être divisé en quatre étapes: zonage des zones à risque, estimation de la demande de trafic, estimation de la capacité de trafic et gestion du trafic (Urbanik II, 2000).

- Zonage des zones à risque. Une zone affectée par une catastrophe doit être zonée en fonction de la catégorie de risque. La séquence et la conformité de l'évacuation varient dans chaque catégorie. Normalement, les zones à haut risque peuvent être évacuées en premier avec une bonne conformité ;
- Estimation de la demande de trafic. La demande de trafic dépend du nombre, de la densité et de la répartition de la population, du ratio de possession de véhicules et du ratio de conformité ;
- Estimation de la capacité de trafic. La capacité de trafic dépend fortement des caractéristiques des réseaux de transport, y compris des méthodes de trafic, par exemple. Trains, autobus et véhicules privés, caractéristiques de la route, par ex. largeur, longueur et qualité, et goulots d'étranglement du trafic, par exemple. Ponts, tunnels et segments en construction ou en réparation ;
- Gestion du trafic. L'évacuation doit éliminer une grande quantité de trafic dans un temps relativement court, ce qui serait bien pire que le trafic aux heures de pointe. Ainsi, la gestion du trafic est nécessaire pour atteindre l'efficacité. Les méthodes couramment utilisées pour la gestion du trafic consistent à ajuster le flux de trafic en fonction des informations fournies par un système de surveillance dynamique, à utiliser des

accotements de chaussée, des trottoirs et des voies en sens inverse pour augmenter la capacité de circulation, et à prendre des mesures pour que le trafic soit guidé aux goulets d'étranglement.

Plusieurs modèles physiques de simulation d'évacuation sont disponibles. Les modèles développés dans les années 1980 se concentrent principalement sur les rejets nucléaires, influencés par l'accident de Three Mile Island. Celles typiques sont celles basées sur la micro simulation (comportement individuel) telle que NETSIM (Urbanik et Desrosiers, 1981) et la micro simulation (circulation) telle que NETVAC (Sheffi, Mahmassani, et Powell, 1982) et MASSVAC (Hobeika et Jamei, 1985). Ce dernier est également utilisé pour l'évacuation lors d'ouragans. Les modèles développés depuis les années 90 sont axés sur l'évacuation de catastrophes naturelles telles que les ouragans et les inondations à grande échelle. Oak Ridge National Laboratory (1999) a développé un programme, OREMS, à Fortran. Cependant, la demande de trafic en fonction du temps doit être saisie au lieu d'être estimée (Post et Schuh, 2000) a développé un système basé sur un réseau et un SIG - ETIS. Le système peut être utilisé pour estimer la demande de trafic et le temps d'évacuation pour différentes catégories d'ouragans.

(Lindell *et al*, 2002) ont présenté un modèle EMBLEM permettant de prévoir le temps d'évacuation pendant tout le processus (prise de décision, avertissement, intervention et évacuation). Le temps nécessaire à la prise de décision, à l'avertissement et à la réaction est estimé à l'aide de méthodes empiriques. Le temps d'évacuation (t_e) est calculé comme suit:

$$\mathbf{t_e = t_c + t_q + t_h} \quad \mathbf{(II-33)}$$

où, t_c est le temps qui s'écoule entre le domicile et l'autoroute, t_q est le temps d'attente pour l'accès, et le coût en temps sur l'autoroute. (Lindell, 2008) ont publié un modèle actualisé, EMBLEM2, qui prend en compte les flux de trafic et la gestion du trafic en fonction du temps.

II.3 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons exposé les théories calées de l'évaluation des risques d'un barrage spécifique. Le prochain chapitre, aura pour objet de comparer les modèles utilisés pour la simulation des ruptures des barrages et la propagation de la vague formée à l'aval du barrage, le cas d'étude est le barrage de Malpasset, la comparaison des résultats obtenus va nous adjuger le modèle qui nous fournit les résultats les plus fiables.

Chapitre III. Confrontation des résultats des modèles numériques

Introduction

La simulation numérique est largement utilisée dans la modélisation des écoulements dans divers contextes, nous intéressons à la modélisation d'événement de rupture de barrage qui peut être réalisée à l'aide de différentes techniques, en fonction de l'objectif du modèle. Pour une étude de propagation à grande distance de l'onde de rupture du barrage, des codes basés sur les équations de saint venant unidimensionnel sont souvent utilisés (Xiong, 2011; Zhou, Eng, et Donnelly, 2005). Si les objectifs du modèle de rupture du barrage sont d'évaluer les paramètres hydrodynamiques de l'onde tels que la hauteur d'eau, la vitesse et le temps d'arrivée les codes basés sur les équations de saint venant bidimensionnel sont utilisés (Hervouet, 2000; Shirvan *et al*, 2013), les modèles 3D saint venant ou Navier-Stokes sont utilisés pour inclure la composante de vitesse verticale non négligeable (Larocque, Imran, et Chaudhry, 2013).

Dans ce chapitre, nous nous intéressons aux codes basés sur la résolution des équations de bidimensionnelle telles que TELEMAC 2D, HECRAS 2D et MIKE21-DHI. Pour réaliser une confrontation des résultats de ces codes, un cas de rupture de barrage est utilisé (barrage de Malpasset) à cause de la disponibilité des données observées et sa topographie. Les données collectées lors de la rupture de Malpasset et les résultats d'un modèle physique réalisé par le LNHE/EDF à la suite de cet évènement nous permettront de faire une confrontation des résultats des modèles suscités et de décider quel est le modèle qui nous donne des résultats fiables.

III.1 Rupture du barrage de Malpasset

L'accident de Malpasset est un rare exemple de rupture totale et instantanée d'un barrage voûte. Le barrage, d'une capacité de 55 millions de mètres cubes, avait été construit pour l'irrigation et comme réserve d'eau potable, il était situé dans un rétrécissement de la vallée du Reyran (département du Var) dans le sud-est de la France, à environ 12 km de Fréjus. Sa hauteur était de 66,5 m, la longueur en crête de 223 m, et l'épaisseur variait de 1,55 m à 6,77 m. Le 2 décembre 1959 à 21h14, après une période de pluies violentes qui remplissaient rapidement la retenue, raison pour laquelle une vanne de fond avait été ouverte, le barrage céda brutalement. Il n'y eut pas de témoin dans le voisinage et aucun indice anormal ne fut noté par les ingénieurs qui visitèrent le site quelques heures avant l'évènement. A 1,5 km, on nota de fortes vibrations du sol et on entendit un bref grondement, suivi d'un fort courant d'air. Puis une première vague descendant la vallée, suivie d'un véritable mur d'eau. L'électricité fut coupée, la vague se répandit sur des zones habitées et l'on dénombra 433 victimes. Un kilomètre et demi en aval, l'autoroute de l'Esterel fut détruite sur 800 m et un pont emporté. D'énormes blocs furent roulés

et déposés plus en aval. Sur place, il ne reste presque rien de la voûte, la morphologie de l'aval a été sensiblement bouleversée. La rivière ne coule plus dans son lit, mais sur un substrat d'alluvions(Hervouet, 2007).

L'enquête a montré que la principale cause de l'accident est une faille dans le sous-sol à l'aval du barrage. Sous le poids de l'eau, la voûte s'est séparée de ses fondations et a pivoté en bloc sur sa partie droite, tandis que la partie gauche s'effondrait, puis la partie centrale. Les procès qui suivirent conclurent que la cause de l'accident avait été imprévisible ; elle ne le serait toutefois plus aujourd'hui avec les normes imposées par la suite en géotechnique (Hervouet, 2007).

Après l'accident, un "Comité Technique Permanent des Barrages" (CTPB) fut créé en France. Le décret de mai 1968 stipule que chaque barrage de plus de 20 m et d'une contenance dépassant 15 millions de mètres cubes doit être inspecté par le CTPB. Parmi d'autres mesures, une simulation de l'onde de rupture et un plan des zones inondées en cas d'accident doivent être fournis. Les simulations numériques sont la plupart du temps effectuées en dimension avec les équations de Saint-Venant. Dans quelques rares cas, lorsque l'onde se répand dans de larges plaines ou lorsqu'il y a un débouché sur la mer, une simulation numérique bidimensionnelle est nécessaire (Hervouet, 2007).

III.2 Modèles de calcul utilisés

III.2.1 MIKE21

Mike 21 est le logiciel de modélisation 2D développé par DHI contient deux versions : MIKE21 classique et MIKE21_FM. Ce logiciel est très complet, il est applicable dans plusieurs domaines où la stratification peut être ignorée afin de simuler l'hydrodynamique d'écoulement dans la zone de d' études d'intérêt (Salmonsson, 2015).

Le module simule les variations du niveau d'eau et du débit en tient en considération les diverses forces des phénomènes qui peut exister tels que le gradient de pression barométrique, contrainte de cisaillement au fond, force de Coriolis, évaporation, inondation et la sécheresse, Sources et puits et contrainte de cisaillement du vent (Salmonsson, 2015).

Cependant MIKE21, permet de réaliser des simulations hydrauliques en régime permanent ainsi qu'en régime transitoire en basant sur la résolution numérique des équations de saint venant bidimensionnel (Salmonsson, 2015).

III.2.1.1 MIKE21 classique

Le module hydrodynamique MIKE21 classique utilise un schéma des différences finie pour résoudre les équations de la conservation de la masse et de la quantité de mouvement sous la forme suivant:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = \frac{\partial d}{\partial t} \quad \text{(III-1)}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2} \\ - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{xy}) \right] - \Omega q - fVV_x + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x} (p_a) = 0 \end{aligned} \quad \text{(III-2)}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gq\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2} \\ - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}) \right] + \Omega q - fVV_y + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial y} (p_a) \\ = 0 \end{aligned} \quad \text{(III-2)}$$

Avec:

- $h(x, y, t)$: Hauteur d'eau (m) égale $\zeta - d$
- $d(x, y, t)$: Variations temporelles de hauteur d'eau (m)
- $\zeta(x, y, t)$: Elévation de la surface(m)
- $p, q(x, y, t)$: Densités de flux dans les directions x et y ($m^3/s/m$) égale (uh, vh) avec (u, v) vitesses moyennes dans les directions x et y
- $C(x, y)$: Coefficient de chezy ($m^{1/2}/s$)
- g : Accélération de la pesanteur (m/s)
- $f(V)$: Coefficient de frottement du vent
- $VV_x V_y(x, y, t)$: Vitesse du vent et leurs composants dans les directions x et y (m/s)

- $\Omega(x, y)$: Paramètre de Coriolis dépendant de la latitude (s^{-1})
- $p_a(x, y, t)$: Pression atmosphérique ($kg/m/s^2$)
- ρ_w : Densité de l'eau (kg/m^3)
- x, y : Coordonnées de l'espace (m)
- t : Temps (s)
- $h\tau_{xx}, h\tau_{xy}, h\tau_{yy}$: Composants de contrainte de cisaillement.

MIKE21 classique utilise une technique dite ADI (*Alternating Direction Implicit*) pour intégrer les équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement dans le domaine spatio-temporel

Les matrices d'équation qui résultent pour chaque direction et chaque ligne de cellule individuelle sont résolues par un algorithme Double balayage (DS)

Les termes de différence finies des équations exprimés sur une grille régulière décalée dans l'espace x, y , comme illustré à la (figure III.1)

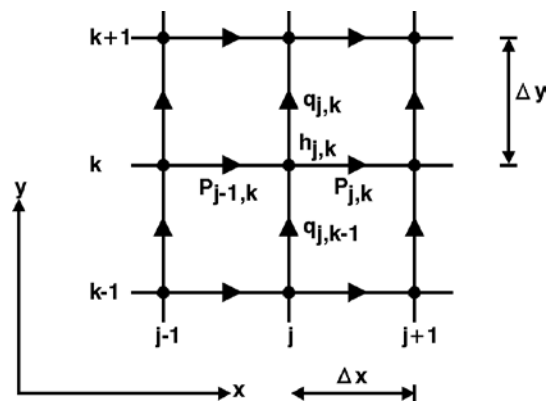


Figure III-1: Schéma de discrétisation spatiale (DHI, 2014).

La discrétisation temporelle des trois équations dans MIKE21 classique est illustrée à la figure suivante :

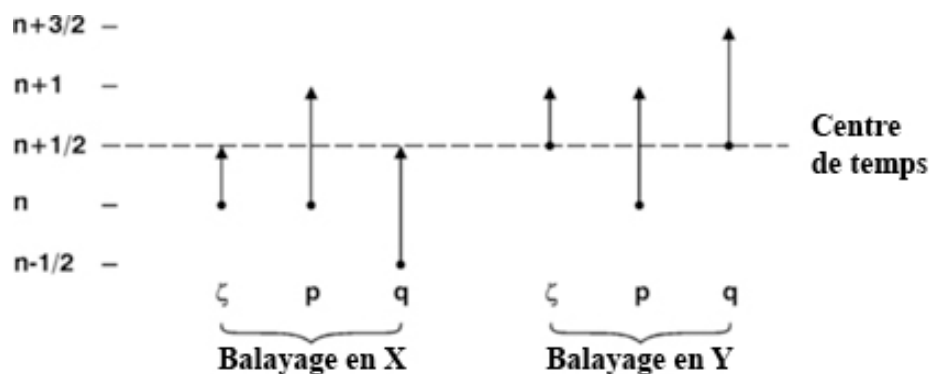


Figure III .2: Schéma de discrétisation temporel (DHI, 2014).

Le schéma dans la (figure III.2) explique comment les équations sont résolues en balayages unidimensionnels. Les balayages changent entre les directions x et y. pour la direction x en résout les équations en prenant ζ de n à $n + 1/2$, p de n à $n + 1$. Après sont impliquée pour calculer q en utilisant les deux valeurs connues de pas précédant, c'est-à-dire $n-1/2$ et $n + 1/2$.

Le balayage y résout les équations de continuité et de moment y en prenant ζ de $n + 1/2$ à $n + 1$, q de $n + 1/2$ à $n + 3/2$ et utilise les valeurs calculées dans le balayage x pour termes en p à n et $n + 1$.

Lorsque ces deux balayages s'additionnent, on obtient une approximation de la discrétisation temporelle acceptable en termes de précision, sans recourir à l'itération, est obtenue à $n + 1/2$. La discrétisation temporelle est donc le résultat d'une séquence d'opérations d'addition équilibrée.

III.2.1.2 MIKE21_FM

MIKE21_FM est un logiciel de modélisation qui simule des phénomènes d'écoulement et de transport bidimensionnels. Ainsi, les domaines d'application associés à MIKE21_FM sont les mêmes que dans MIKE21 Classique. Bien que, dans une certaine mesure, le modèle plus complexe de MIKE21_FM ne s'adapte pas aussi facilement à d'autres types d'applications que MIKE21 version classique. D'autre part, l'augmentation de la complexité de la modélisation permet à l'utilisateur de formuler le problème de manière plus sophistiquée par rapport à ce qui est possible dans MIKE21 classique. En ce qui concerne le degré de détail dans le choix des paramètres, le modèle MIKE21_FM offre à l'utilisateur une description plus précise de la manière dont certains paramètres d'entrée doivent être inclus dans les calculs. Bien que les deux modèles décrivent le même système hydrodynamique.

MIKE21_FM est comme évoqué précédemment, basé sur une approche de maillage flexible. La construction triangulaire non orthogonale du maillage permet une souplesse de résolution des équations différentielles dans la zone du modèle par rapport à l'approche utilisée dans MIKE21 classique.

Ainsi, la flexibilité permet à l'utilisateur de faire moins d'attention et de réduire la résolution dans les zones de moindre importance. Une résolution réduite générera moins d'éléments de maillage et réduira ainsi le temps de calcul. En d'autres termes, le maillage flexible permet à l'utilisateur de passer le calcul depuis des zones homogènes de moindre importance vers des zones hétérogènes de plus grande importance.

Le maillage n'a pas nécessairement besoin d'avoir une construction de TIN. Il peut également être constitué d'éléments quadrilatéraux. De tels éléments nécessitent toutefois une direction connue de l'écoulement.

Le modèle est basé sur la solution numérique des équations de Navier-Stokes incompressibles à deux dimensions, utilisant les hypothèses de Boussinesq et de la pression hydrostatique. En ce sens, le modèle consiste en équations décrivant la continuité, la quantité de mouvement, la température, la salinité et la densité. Comme pour MIKE21 classique, tous les composants du modèle ne sont pas nécessaires dans tous les types d'études. Dans les simulations d'écoulement en surface, par ex. comme ceux dans notre cas, les solutions aux équations de température, de salinité et de densité ne présentent aucun intérêt particulier.

Les coordonnées cartésiennes et sphériques peuvent être utilisées dans le domaine horizontal. Seulement les équations qui gouvernent l'écoulement lorsqu'elles sont exprimées en coordonnées cartésiennes seront présentées ci-dessous.

L'intégration des équations de la continuité et des équations de quantité de mouvement horizontale sur la profondeur totale h , est égale à la somme de l'élévation de la surface (η , et de la profondeur de l'eau (d).

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{v}}{\partial y} = hS \quad \text{(III-3)}$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial h\bar{u}}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{u}^2}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{v}\bar{u}}{\partial y} \\
= & \bar{v}h - gh \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{h}{\rho_0} \frac{\partial p_a}{\partial x} - \frac{gh^2}{2\rho_0} \frac{\partial \rho}{\partial x} + \frac{\tau_{sx}}{\rho_0} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_0} \\
& - \frac{1}{\rho_0} \left(\frac{\partial s_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{v}^2}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial x} (hT_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (hT_{xy}) + hu_s S
\end{aligned} \tag{III-4}$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial h\bar{v}}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{u}\bar{v}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}^2}{\partial y} \\
= & -\bar{u}h - gh \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{h}{\rho_0} \frac{\partial p_a}{\partial y} - \frac{gh^2}{2\rho_0} \frac{\partial \rho}{\partial y} + \frac{\tau_{sy}}{\rho_0} - \frac{\tau_{by}}{\rho_0} \\
& - \frac{1}{\rho_0} \left(\frac{\partial s_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial s_{yy}}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial x} (hT_{xy}) + \frac{\partial}{\partial y} (hT_{yy}) + hv_s S
\end{aligned} \tag{III-5}$$

Avec:

- \bar{u}, \bar{v} : Vitesses moyennes dans les directions x et y (m/s)
- S : Ampleur des rejets dus aux sources
- h : Hauteur d'eau (m)
- t : Le temps (s)
- η : Elévation de la surface(m)
- x, y : Coordonnées de l'espace (m)
- f: Paramètre de Coriolis (s^{-1})
- g : Accélération de la pesanteur (m/s)
- ρ_0 : Densité références de l'eau(kg/m^3)
- p_a : Pression atmosphérique ($kg/m/s^2$)
- ρ : Densité de l'eau(kg/m^3)
- $\tau_{sx}, \tau_{sy}, \tau_{bx}, \tau_{by}$: Composantes du vent de surface et des contraintes de fond
- $S_{xx}, S_{xy}, S_{yx}, S_{yy}$: Composants du tenseur de contrainte de rayonnement

T_{xx}, T_{xy}, T_{yy} : Contraintes latérales, incluant le frottement visqueux, le frottement turbulent et l'advection différentielle

u_s, v_s : Vitesse à laquelle l'eau est rejetée dans l'eau ambiante (m / s)

Dans MIKE 21 FM, la discrétisation spatiale des équations est réalisée au moyen d'une méthode de volume fini centrée sur la cellule. Il s'agit d'une méthode couramment utilisée en calcul dynamique des fluides. Un solveur dit de Riemann approximatif est utilisé pour le calcul des flux convectifs afin de pouvoir traiter des solutions discontinues. Les variables primitives représentant la profondeur totale de l'eau et les composantes de la vitesse (h , u et v) sont enregistrées dans les centres de cellules. Les flux volumiques sont ensuite calculés perpendiculairement aux trois faces de l'élément, comme présenté à (figure III.3).

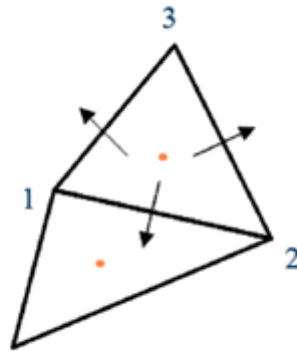


Figure III .3: Les flux volumiques perpendiculairement aux trois faces de l'élément (DHI, 2014).

Un schéma explicite est utilisé pour l'intégration temporelle. Ce schéma limite le pas de temps pour satisfaire un nombre spécifié de Courant-Friedrich-Lewy (CFL) inférieur à 1, afin d'éviter des erreurs de calcul et des problèmes de stabilité. La condition CFL est définie comme suit :

$$CFL = (\sqrt{gh} + |u|) \frac{\Delta t}{\Delta x} + (\sqrt{gh} + |v|) \frac{\Delta t}{\Delta y} \quad \text{(III-6)}$$

où :

g : Accélération de la pesanteur

h : Hauteur totale d'eau

u et v : Les composantes de la vitesse dans les directions x et y

Δt : L'intervalle de pas temporel

Δx et Δy : Echelle de longueur caractéristique dans les angles x et y -directions

Δx et Δy Sont approximés par la longueur minimale du bord pour chaque élément, c'est-à-dire la plus petite face de l'élément. h , u et v Sont évalués, comme indiqué précédemment au centre de l'élément.

III.2.2 HECRAS 2D

HECRAS est un logiciel de modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement fluviale. Le système HECRAS contient quatre composants d'analyse fluviale unidimensionnels pour: les calculs de profil de surface d'eau à écoulement constant, simulation d'écoulement transitoire (hydrodynamique unidimensionnelle et bidimensionnelle), calculs de transport de sédiments et l'analyse de la qualité de l'eau (USACE, 2016).

HECRAS prend en charge le calcul de profil de surface de l'eau à écoulement permanent et transitoire; hydrodynamique combinée 1D et 2D; calculs de transport de sédiments; analyse de la température de l'eau; analyses de la qualité de l'eau, et cartographie spatiale de nombreux paramètres à calculer : profondeur, altitude de la surface d'eau et vitesse(USACE, 2016).

Les équations de Navier-Stokes décrivent le mouvement des fluides en trois dimensions. Dans le contexte de la modélisation des canaux et des crues, de nouvelles simplifications sont imposées (USACE, 2016).

L'écoulement incompressible, la densité uniforme et la pression hydrostatique sont supposés. Les équations sont en moyenne de Reynolds afin que le mouvement turbulent soit approximé en utilisant la viscosité tourbillonnaire. On suppose également que l'échelle de longueur verticale est beaucoup plus petite que l'échelle de longueur horizontale. En conséquence, la vitesse verticale est faible et la pression est hydrostatique (USACE, 2016).

Dans certains écoulements peu profonds, le terme de gradient de pression (gravité) et les termes de contrainte de cisaillement au profond sont les termes prédominants dans les équations de quantité de mouvement et les termes instationnaires, advection et visqueux peuvent être ignorés.

L'équation de quantité de mouvement devient alors la forme à deux dimensions de l'approximation d'ondes de diffusion. La combinaison de cette équation avec la conservation de la masse donne un modèle, connu sous le nom d'approximation par onde diffusive des eaux peu profondes (USACE, 2016).

Ces équations de la conservation de la masse et des équations de quantité de mouvement sont données par :

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = \quad \text{(III-7)}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + v_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + fv \quad \text{(III-8)}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + v_t \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + fu \quad \text{(III-9)}$$

où :

t est le temps, u et v sont les composantes de vitesse dans les directions x et y respectivement et q est un terme de flux. g est l'accélération gravitationnelle, v_t est le coefficient de viscosité tourbillonnaire horizontal, c_f est le coefficient de frottement, et f est le paramètre de Coriolis.

Un schéma de discrétisation hybride en associant différences finies avec la méthode volumes finis pour profiter des propriétés de l'orthogonalité dans les grilles(USACE, 2016).

Les différences finies sont utilisées pour discrétiser les équations a dérivées temporelles et discrétisation hybrides pour les dérivées spatiales. La méthode généralisée de Crank-Nicolson est utilisée pour pondérer la contribution des variables aux pas de temps n et n + 1 (USACE, 2016).

$$\Omega(H^{n+1}) + \theta \sum_j a_j h_j^{n+1} = d - (1 - \theta) \sum_j a_j H_j^n \quad \text{(III-10)}$$

$$\Omega(H) + \Psi H = b \quad \text{(III-11)}$$

où :

Ω est le vecteur de tous les volumes de cellules, H est le vecteur de toutes les élévations de l'eau des cellules à l'instant $n + 1$, Ψ est la matrice de coefficients du système et b est le vecteur du côté droit des valeurs connus à l'instant n .

Le schéma est stable si :

$$\frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} < \frac{1}{2 - 4\theta} \quad \text{(III-12)}$$

III.2.3 TELEMAC 2D

Le code TELEMAC est un ensemble de programmes d'éléments finis conçus pour résoudre l'écoulement dans les canaux ouverts, il contient des modules à deux et trois dimensions pour l'étude des écoulements, la sédimentation, les ondes et de la qualité de l'eau.

TELEMAC2D, est un programme pour la solution des équations bidimensionnelles de Saint-Venant. La profondeur de l'eau et la vitesse sur la verticale sont les principales variables. Il utilise une discrétisation triangulaire par éléments finis, il peut également fonctionner avec des éléments quadrilatéraux. TELEMAC2D peut être utilisé pour de nombreuses études en hydraulique fluviale et maritime.

Les équations de départ sont les équations de Navier-Stokes avec la densité variable. La forme conservative des équations est adoptée, ce qui donnerait la forme conservative des équations de Saint-Venant: (Hervouet, 2000)

Condition de continuité :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \cdot \vec{\nabla}(h) + h \operatorname{div}(\vec{u}) = S_h \quad \text{(III-13)}$$

Condition de mouvement suivant la direction horizontale :

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(u) = -g \frac{\partial Z}{\partial x} + S_x + \frac{1}{h} \operatorname{div}(h v_t \vec{\nabla} u) \quad \text{(III-14)}$$

Condition de mouvement suivant la direction verticale :

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(v) = -g \frac{\partial Z}{\partial y} + S_y + \frac{1}{h} \operatorname{div}(h v_t \vec{\nabla} v) \quad \text{(III-15)}$$

avec :

- h : Hauteur d'eau (m)
- u, v : Composantes de la vitesse suivant la direction horizontale et verticale (m/s)
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²)
- v_t : Coefficient de diffusion de la vitesse (m²/s)
- Z : Cote de la surface libre (m)
- t : temps (s)
- x, y : Composantes d'espace horizontales (m)
- S_h : Introduction ou prélèvement de fluide (m/s)
- S_x, S_y : Termes sources représentant le vent, la force de Coriolis, le frottement sur le fond, une source ou un puits de quantité de mouvement dans le domaine (m/s²)

Le schéma de résolution est résumé par les étapes suivantes :

Les équations de départ sont les équations non conservatrices de Saint-Venant en profondeur et de vitesse. Si la méthode des caractéristiques est choisie, ces équations sont traitées en 2 étapes en utilisant la méthode d'étapes fractionnaires (Hervouet, 2000).

Dans la première étape, les termes d'advection correspondant au transport des variables physiques h, u et v et dans le cas alternatif k et T sont traités aussi. Le caractère hyperbolique des équations justifie l'utilisation de la méthode des caractéristiques (Hervouet, 2000).

Dans la seconde étape, les équations restantes sont traitées : propagation, diffusion, termes sources et termes d'advection où on n'a pas besoin au recours à la méthode des caractéristiques. Cette étape est résolue par la méthode des éléments finis; la discrétisation du temps permet d'éliminer la non-linéarité des équations. Les formulations variationnelles et la discrétisation de

l'espace transformant les équations continues en un système discret linéaire où les valeurs de h , u , v aux nœuds sont les variables inconnues. Ce système est résolu par une méthode itérative de gradient conjugué (Hervouet, 2000).

III.3 Données disponible sur l'accident du barrage

Les stations commençant par la lettre P (figure III.4) indiquent les emplacements de relevé du niveau d'eau maximum atteints en rive gauche et droite par la police locale après l'événement. Les points A, B et C (figure III.4) sont les positions des transformateurs, ainsi que les stations commençant par la lettre S (figure III.4) sont les points de mesures issues du modèle physique (Shi, Nguyen, et Nguyen, 2007).

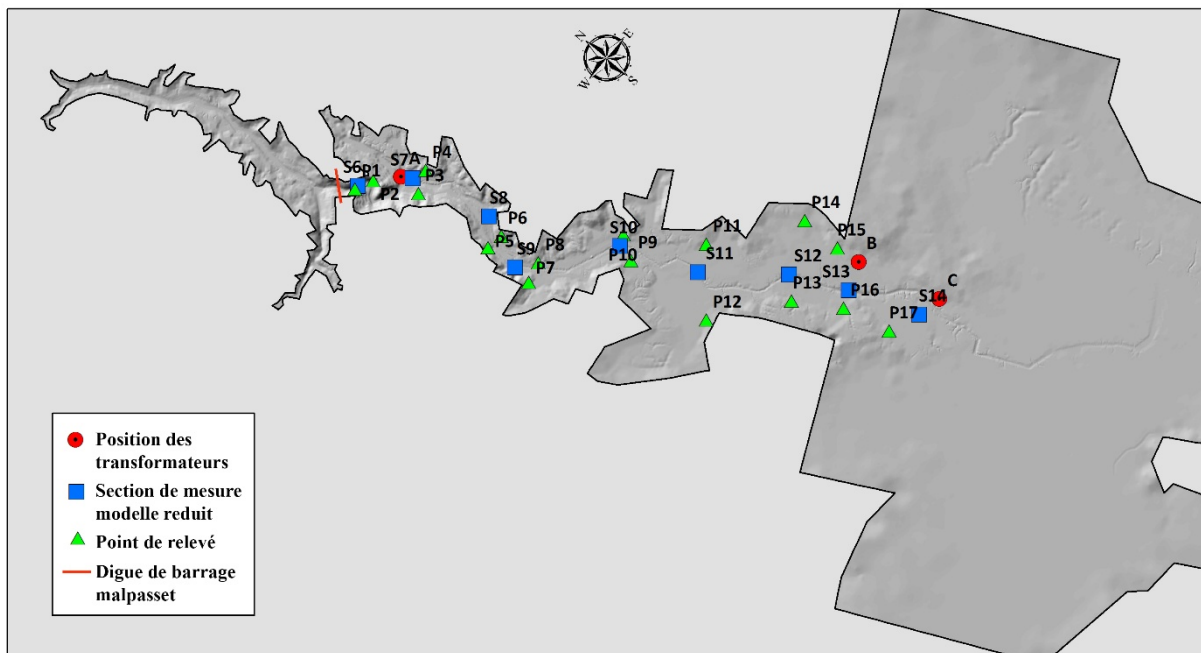


Figure III .4: Positions des transformateurs, des points de mesure et des relevés sur le site du barrage de Malpasset (Hervouet, 2007).

III.3.1 Temps de propagation de l'onde de rupture

En effet, l'onde a détruit sur son passage trois transformateurs A, B et C. Le temps de coupure a été précisément enregistré ce qui représente le temps d'arriver de l'onde. Le transformateur qui se trouvait dans la vallée près du barrage a été frappé environ 100 s après la rupture, mais ce chiffre est entaché de l'erreur sur l'heure de rupture 21h14. Le temps de transit entre les transformateurs A et B est beaucoup mieux connu : 11h 40 s, et servira pour la comparaison, la hauteur de la vague a atteint la mer à 21h50 environ (Hervouet, 2007).

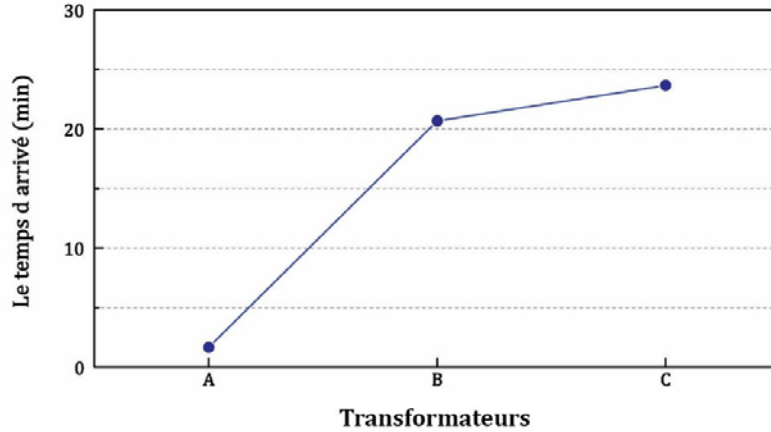


Figure III .5: Temps d'arrivée de l'onde à la position des transformateurs selon l'enquête.

III.3.2 Modèle physique

En 1964, un modèle physique à l'échelle 1/400ième a été construit au laboratoire national d'hydraulique et environnement (LNHE) pour reproduire l'accident, et calibré avec les données d'observations. On dispose donc des mesures effectuées sur ce modèle, dont la calibration a amené à estimer que le coefficient de Strickler dans la vallée était dans l'intervalle 30-40. 14 stations de mesure ont recueilli les cotes de la surface libre dans le modèle, dont 5 dans le réservoir lui-même. En chaque point de mesure, on a relevé la cote maximum de la surface libre (figure III.6) et le temps d'arrivée (figure III.7).

En général, le modèle reproduit bien les niveaux d'eau maximaux aux stations. Les différences maximales se situaient près du barrage, là où le modèle tend à sous-estimer les niveaux d'eau. Le niveau d'eau moyen maximum différent est de -0.77 m.

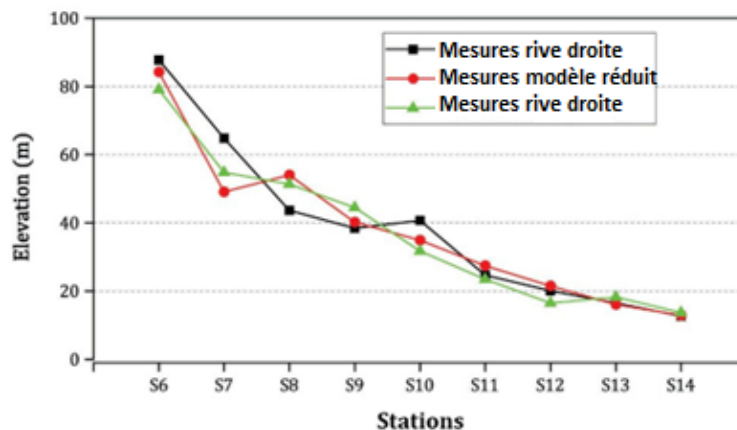


Figure III .6: Elévation de surface d'eau en aval du barrage par le modèle physique.

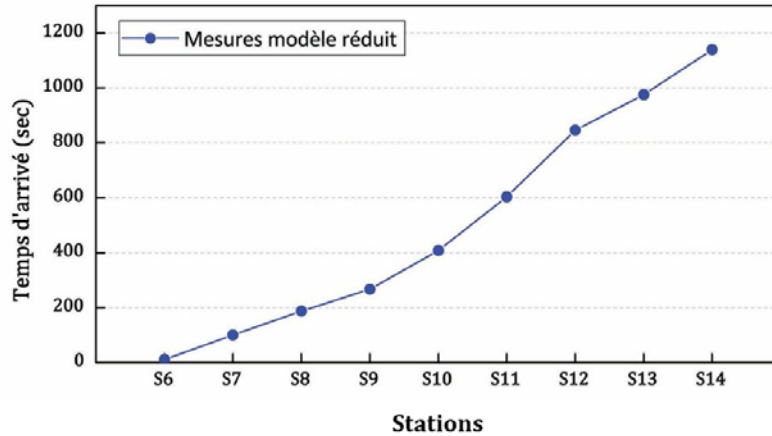


Figure III .7: Temps d’arriver de l’onde par le modèle physique.

III.3.3 Données topographiques

La bathymétrie du site de Malpasset a été numérisée par laboratoire national d'hydraulique et environnement (LNHE) à partir d'une carte de l'Institut Géographique national à l'échelle de 1: 20000 de Saint-Tropez n° 3 datant de 1931, les cartes après la rupture de barrage ne sont plus valables à cause des changements drastiques de morphologie dans la vallée de Reyran. (Alcrudo et Gil, 1999) (figure III.8).

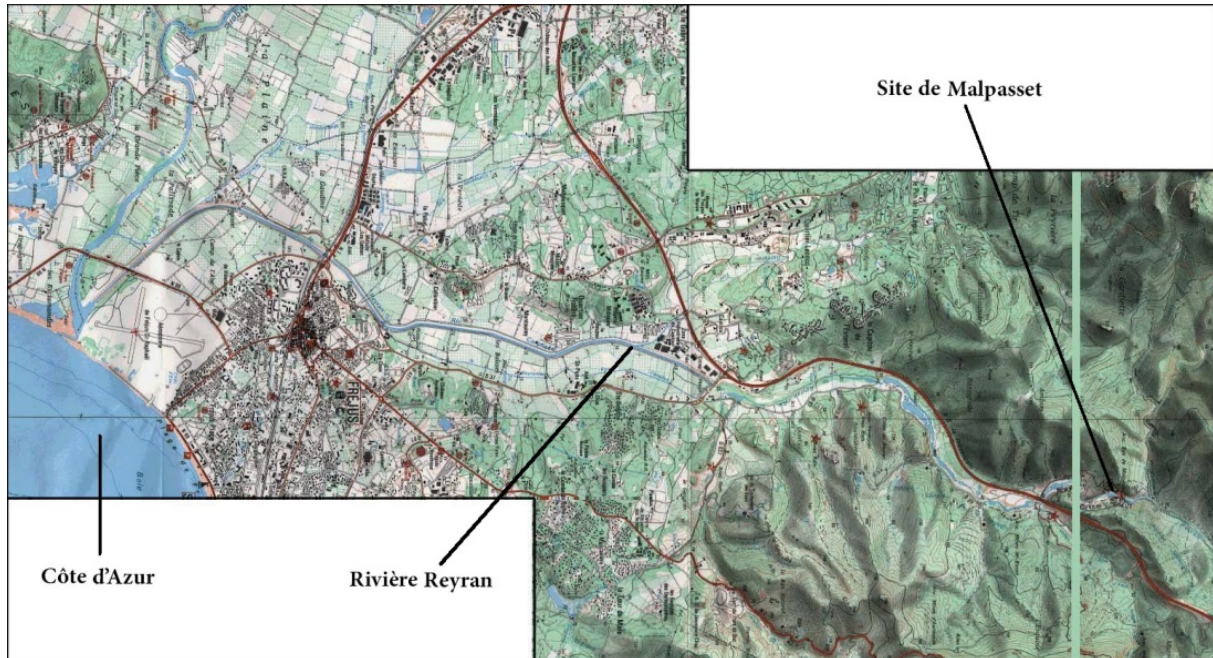


Figure III .8: Carte géographique de Malpasset. (Institut National Géographique,1931)

La vallée est très profonde en aval du barrage, avec deux courbes à angle droit. Il s'élargit ensuite en recevant quelques petits affluents, puis se rétrécit à nouveau avant d'atteindre finalement la plaine côtière.

La zone étudiée s'étale sur une dimension : 17500 m x 9000 m. l'altitude minimale va de -20 m (fond de la mer) à 100 m. La cote de la surface libre initiale estimée dans le réservoir sur laquelle il existe une incertitude de plus ou moins 50 cm, mais des tests ont cependant montré que cette erreur n'avait qu'une incidence de 1% sur le temps de propagation de l'onde (Hervouet, 2007).

La figure III.9 représente la topographie du barrage Malpasset.

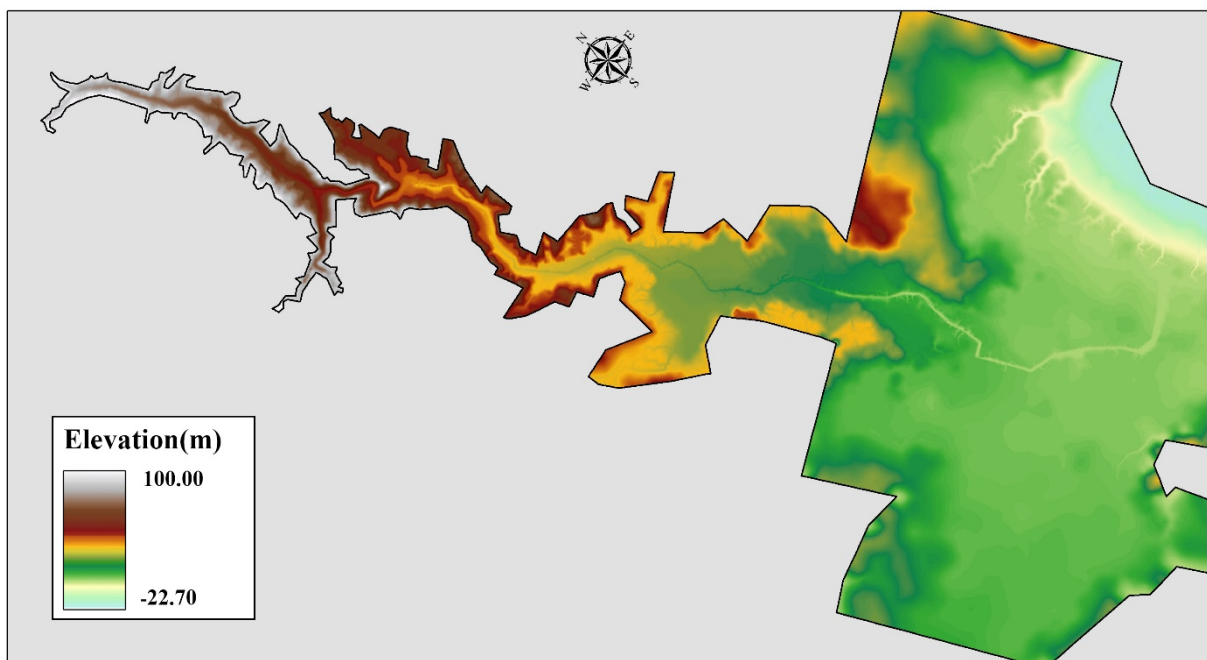


Figure III .9: Topographie de Malpasset.

III.3.4 Données hydrauliques

III.3.4.1 Conditions initiales

Au début de calcul, une masse d'eau est retenue dans le réservoir à la cote de 100 m. Le niveau de la mer est égal à zéro. Sauf dans le réservoir et en mer, le fond est sec. Au temps $t = 0$ s, il y a ainsi un mur d'eau de 55 m de haut à l'emplacement du barrage. Les vitesses sont nulles partout dans le domaine.

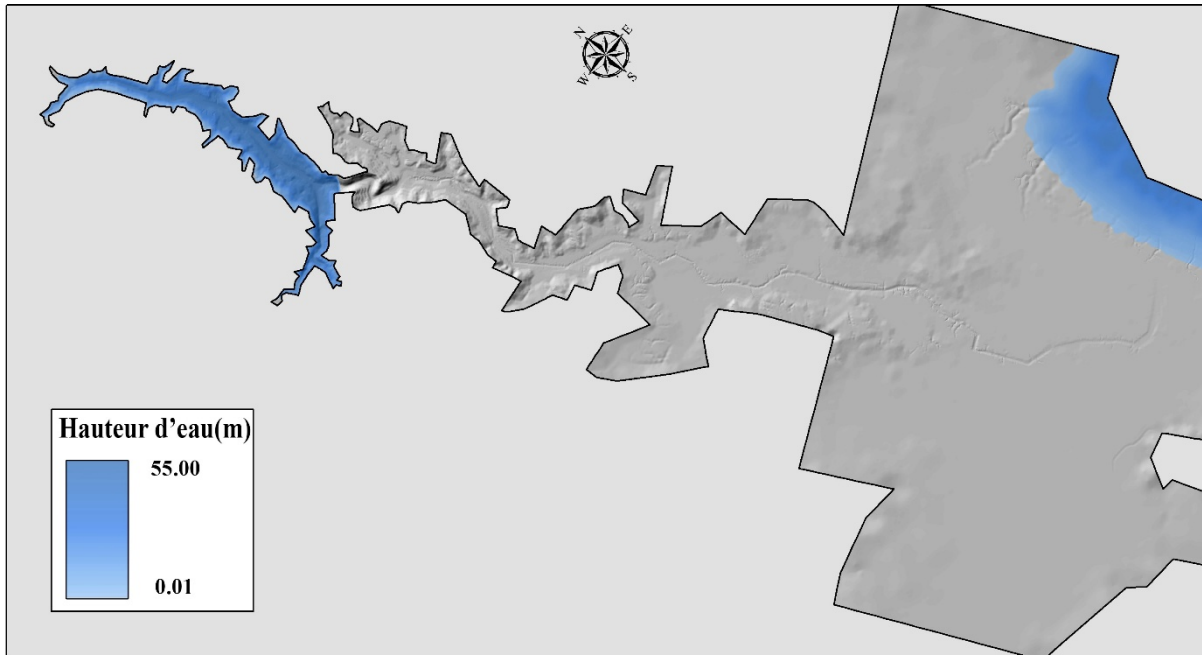


Figure III .10: Représentation des Hauteurs d'eau initiales.

III.3.4.2 Conditions aux limites

- Conditions dans le réservoir

Le débit initial dans le fleuve de Reyran varie de 20 jusqu' à 40 m^3/s est négligeable en comparaison du débit de 45, 000 m^3/s provoquée par la rupture de barrage. La rupture a été totale et instantanée.

- Conditions à la mer

Les frontières sont libres et donc 'transparentes' à la mer. Une condition de radiation est utilisée pour déterminer les dénivellations de la surface libre sur ces frontières ouvertes à l'entrée ou à la sortie vers la mer.

- Conditions aux parois imperméables

Les deux côtés de la vallée sont considérés comme des parois imperméables. Une condition de non glissement est imposée :

$$\vec{U} \cdot \vec{n} = 0 \quad \vec{U} \cdot \vec{t} = 0 \quad \text{(III-17)}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} u_n = 0 \\ u_t = 0 \end{cases} \quad \text{(III-18)}$$

où : u_n et u_t sont respectivement la composante normale et tangentielle du vecteur vitesse \vec{U}

III.3.5 Paramétrages numériques et physiques

III.3.5.1 Discrétisation du domaine :

Le domaine de calcul est discrétisé par trois types de maillage, triangles de 26000 et de 13541 nœuds utilisés dans TELEMAC 2D et MIKE21_FM, les mailles à taille qui varie de 5 mètres à 300 mètres. Une grille régulière décalée dans l'espace, 15 mètres en abscisse et 15 mètres en ordonnée pour MIKE21. Un maillage polygonal à une taille de grille variable allant de 5 mètres près de la digue du barrage à environ 300 mètres contient 12 800 cellules.

Pour les quatre codes, la durée de simulation est de 4000 secondes après la rupture du barrage, le barrage est considéré comme une ligne droite.

III.3.6 Résultats et discussion

III.3.6.1 Temps d'arrivée de l'onde

III.3.6.1.1 Temps d'arrivée de l'onde aux transformateurs :

La figure III.11, montre la comparaison des erreurs de temps d'arrivée aux trois transformateurs électriques qui ont été détruits par l'onde de submersion pour les quatre modèles.

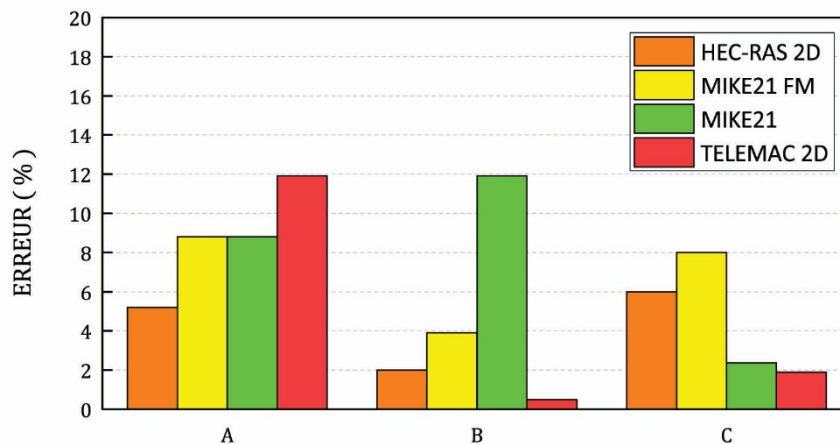


Figure III .11: Représentation comparative des erreurs du temps d'arrivée aux trois transformateurs électriques.

Le temps d'arrivée de l'onde aux transformateurs est légèrement différent au temps observé pour tous les modèles, les erreurs du temps d'arrivée au transformateur A est supérieur aux erreurs aux temps de transit entre B, et C pour tous les modèles, sauf que le modèle MIKE21, son erreur est supérieure au transformateur B, contrairement aux autres codes. Nous avons également remarqué que meilleur ratio d'erreur de temps transit au transformateur B, et C

représentaient par TELEMAC2D contrairement au temps d'arrivée au transformateur A qui entaché de l'erreur sur l'heure de rupture.

III.3.6.1.2 Temps d'arrivée de l'onde aux sections de contrôles :

Les graphes de la figure III.12 montrent la comparaison des temps d'arrivée de l'onde de rupture calculée suivant les quatre modèles à ceux obtenus à partir du modèle physique (points S6-S14). Une représentation comparative des erreurs du temps aux temps de transit de l'onde entre les sections de contrôles est illustré à la figure III.13

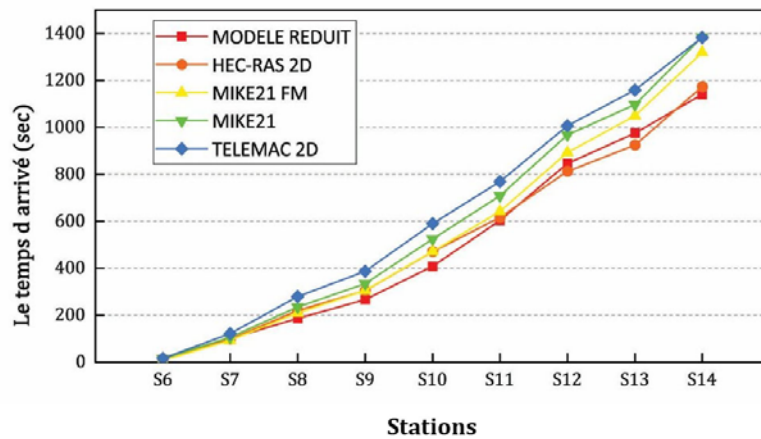


Figure III .12: Comparatif du temps d'arrivée de l'onde aux sections de contrôles.

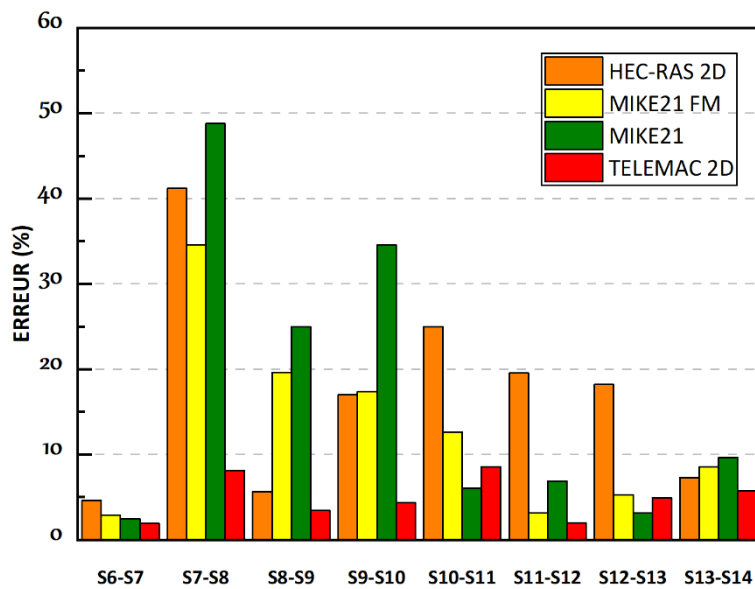


Figure III .13: Une représentation comparative des erreurs du temps aux temps de transit de l'onde entre les sections de contrôles

Nous observons que les quatre modèles numériques ont des résultats presque identiques avec le modèle réduit aux points S6 et S7 (près du barrage), depuis le point S8 nous remarquons les écarts relatifs entre les valeurs calculées et les résultats du modèle réduit, pour les modèles (TELEMAC2D, MIKE21 et MIKE21_FM), ces écarts continuent à accroître jusqu'au point S14, contrairement au modèle HECRAS2D soit identique au modèle réduit au point S11, tandis que les point S12 et S13 sont légèrement en avance.

III.3.6.2 Cote maximale de la surface libre

La figure III.14 présente une comparaison des cotes d'eau maximales entre les quatre modèles et le modèle réduit aux points de contrôle. On observe qu'aux points S7 et S9, les résultats sont tous défaillants. L'écart entre les résultats des codes de calcul et ceux du modèle réduit est maximal à ces points. Au point S6 (près du barrage), S13 et S14 (plus vers l'aval), les résultats des codes de calcul sont presque identiques aux valeurs du modèle réduit. Cependant, on peut préciser qu'aux points S10, S11 et S12 les résultats TELEMAC2D sont proches des résultats mesurés du modèle réduit par rapport aux autres trois codes.

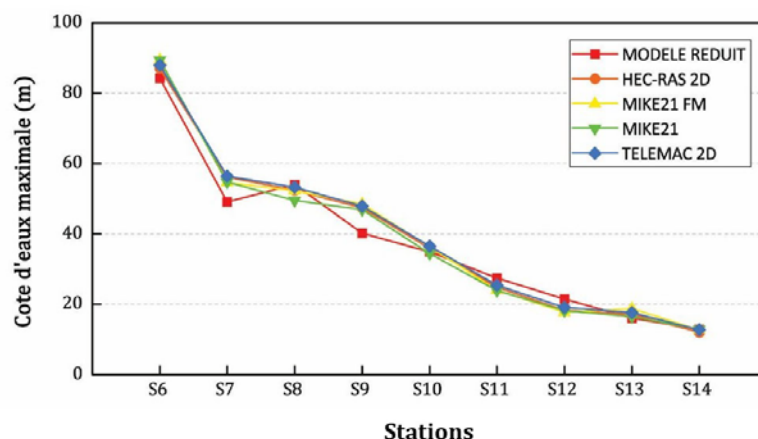


Figure III .14: Comparaison des cotes d'eau maximale.

III.3.6.3 Propagation de l'onde de rupture :

La figure III.15, présente l'étendue de l'onde de rupture de barrage Malpasset après 1500 seconde de la rupture, les résultats de MIKE21, MIKE21_FM, TELEMAC2D sont largement analogues dans toutes les positions que l'onde atteinte, avec de légères différences sur la forme de tête de l'onde et hauteur d'eaux. Contrairement au modèle HECRAS_2D, l'onde est clairement avancée par rapport aux autres codes.

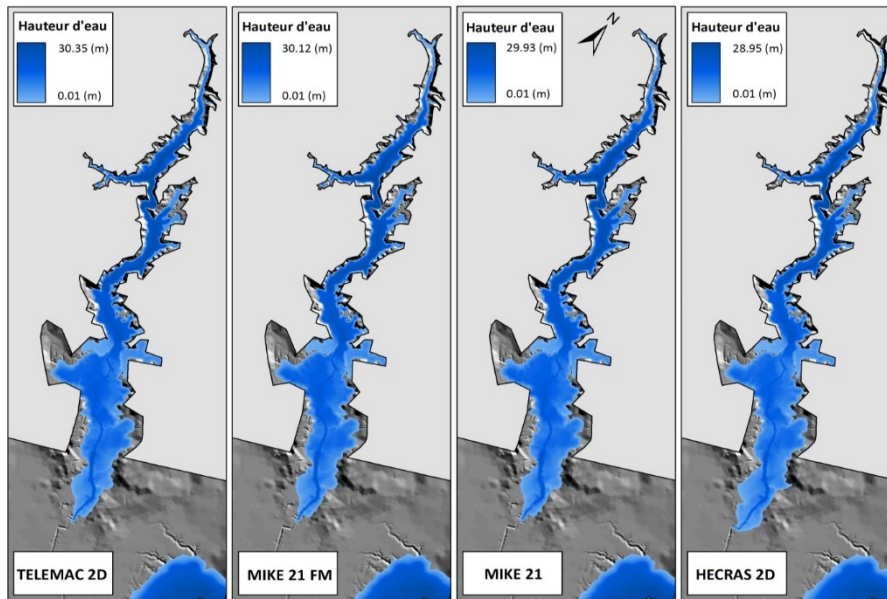


Figure III .15: Rupture du barrage de Malpasset à $t = 1500$ s pour les quatre modèles.

III.4 Conclusion

L'apport et le développement des outils de simulations numériques performants permettant la modélisation suivant différents scénarios de rupture des barrages dans des délais raisonnables et parfois rapides par l'apport des enseignements recherchés. La modélisation numérique offre aux ingénieurs des avantages tels que : l'évaluation du risque et de prévoir les aménagements adéquats selon les risques de défaillance des ouvrages hydrotechniques tout en prévoyant les éventuelles solutions et moyens de secours en cas de catastrophe.

C'est dans ce contexte, que s'inscrit l'objectif de ce chapitre, la modélisation de la rupture du barrage Malpasset à l'aide de quatre modèles, en comparant les résultats trouvés avec les laisses de crue de la rupture et les résultats d'un modèle réduit existants. À la lumière des résultats de cette étude, il s'avère que le code de calcul du modèle TELEMAC 2D est le mieux adapté et offre des réponses et résultats de calculs proches de la réalité et de la modélisation physique de l'accident de rupture de barrage de Malpasset pris comme une référence dans cette étude.

Le code TELEMAC2D a également démontré qu'il est parfaitement adéquat aux projets liés à la gestion du risque d'inondation par l'onde rupture grâce à ces différentes fonctionnalités permettant la délimitation des zones inondables, et soutenant l'estimation des risques ainsi que la planification des mesures d'atténuation. Dans le chapitre qui suit, nous allons appliquer le modèle choisi sur des cas réels des barrages en Algérie.

Chapitre IV. Etude, analyse et évaluation des risques liés à la rupture de barrages

Introduction

Dans ce chapitre, l'évaluation des risques liés à la rupture de quatre barrages en Nord-est de l'Algérie dans un événement de forte activité sismique a été réalisée à l'aide du modèle TELMAC-2D. Cinq scénarios de rupture doivent être étudiés, en commençant par l'évaluation des paramètres hydrodynamiques de l'onde de rupture dans chaque scénario, l'estimation des risques associés aux inondations lors de la rupture pour les scénarios étudiés et l'évaluation de la vulnérabilité aux inondations de crue de rupture.

L'approche événementielle a traditionnellement été l'approche la plus largement utilisée pour l'analyse des risques de rupture de barrage. Il s'agit d'une méthode déterministe basée sur des événements spécifiques pour l'analyse de risque de la rupture du barrage et la cartographie des inondations en aval. Ces événements peuvent inclure des précipitations extrêmes et des séismes, qui peuvent conduire à des inondations naturelles de grande ampleur.

Le principal avantage de l'utilisation d'une approche basée sur les événements est qu'il s'agit d'une approche directe, qu'elle est moins compliquée à exécuter et à régler, et qu'elle produit une cartographie plus prudente des zones d'inondation.

IV.1 Présentation des barrages d'études

La région qui fait l'objet de notre travail de recherche et les vallées avals des quatre grands barrages : BOUGOUS, MEXA, Hammam Debagh et FOUM EL KHANGA, ses vallées se situent dans Les deux sous bassin versant (SEYBOUSE et COTIERS CONSTANTINOIS EST) de bassins côtiers constantinois au Nord de l'Est Algérien, limités au Nord par la Méditerranée, à l'Est par la frontière tunisienne, à l'Ouest par le bassin "Algérois. Ils couvrent une superficie totale de 11.509 km².

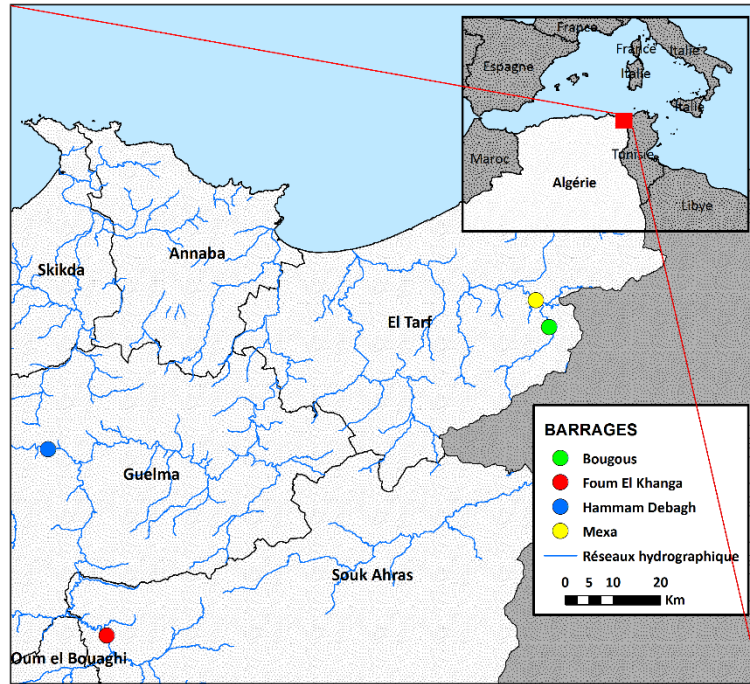


Figure IV .1:Présentation de la zone d'étude.

IV.1.1 Barrage Bougous

Le barrage de Bougous à altitude de la localité de Mjouda sur l'oued Bougous est un barrage en terre d'une hauteur de 71,30 m et d'une capacité de 66 hm³ jouant un double rôle de laminage d'eau (stockage) et d'écêtement des crues violentes en amont de celui de Mexa. Les eaux du barrage sont destinées à satisfaire les besoins domestiques et industriels en eau dans les villes d'El-Taref et d'Annaba.

Les principales caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage Bougous sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV-1: Caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage Bougous.

Localisation	X= 447.27 km ; Y=4062.22 km
Année de construction	2005
Année de Mise en eau	2010
Capacité	65,00 hm ³
Capacité dernier levé	65,00 hm ³
Apport moyen annuel	69.6 hm ³ /an
Envasement annuel	0.204 hm ³ /an
Surface du bassin versant	236 km ²
Hauteur	71,00 m
Longueur	635,61 m
Côte retenue Normale (R.N)	139 m
Côte Plus Hautes Eaux (P.H.E)	142.20 m
Déversoir à seuil libre	1245 m ³ /s
Sismicité du site	ZONE 2 A

IV.1.2 Barrage Mexa

Le barrage de Mexa est mis en service en 1999, à la confluence de l'oued Bougous et l'oued Balouta (formant l'oued El-Kebir) à environ 10 km à l'Est de la ville El-Taref, est un barrage en terre d'une hauteur de 30 m et d'une capacité de stockage de 47 hm³. Il est destiné à alimenter en eau potable les villes Annaba, El-Taref, El-Kala.

Les principales caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage Mexa sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV-2:Caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage Mexa.

Localisation	X= 444,45 km ; Y= 4067,89 km
Année de construction	1994
Année de Mise en eau	1998
Capacité	47,00 hm ³
Capacité dernier levé	30,27 hm ³
Apport moyen annuel	103 hm ³ /an
Envasement annuel	0,11 hm ³ /an
Surface du bassin versant	650,00 km ²
Hauteur	40,00 m
Longueur	402,00 m
Côte retenue Normale (R.N)	52,00 m
Côte Plus Hautes Eaux (P.H.E)	58,33 m
Déversoir à seuil libre	1800,00 m ³ /s
Sismicité du site	ZONE 2 A

IV.1.3 Barrage Foug el khanga

Le barrage Foug El-Khanga sur l'Oued-Charef, à 20 km au Sud-Ouest de la ville de Sedrata, est un barrage en terre d'une hauteur de 60 m et d'une capacité de 154 hm³. Le barrage a été mis en service en 1995 afin d'irriguer les terrains agricoles dans la plaine Ksar Sbahi Souk ahra - Oum el Bouaghi d'une superficie de 3742 ha.

Les principales caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage Hammam Debagh et Foug El-Khanga sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV-3: Caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage Foum el khanga.

Localisation	X= 354,45 km ; Y= 3997,51 km
Année de construction	1988
Année de Mise en eau	1995
Capacité	157,00 hm ³
Capacité dernier levé	152,65 hm ³
Apport moyen annuel	32,98 hm ³ /an
Surface du bassin versant	1710 km ²
Hauteur	60,00 m
Longueur	297 m
Côte retenue Normale (R.N)	745 m
Côte Plus Hautes Eaux (P.H.E)	750 m
Déversoir à seuil libre	2200m ³ /s
Sismicité du site	ZONE 2 A

IV.1.4 Barrage Hammam Debagh

Le barrage de Hammam Debagh sur l'Oued Bou Hamdane est situé dans la Wilaya de Guelma, à 20 kilomètres à l'Ouest de la ville de Guelma, dans l'Est Algérien. L'ouvrage est une digue en terre de 95 m de hauteur et de 200 hm³ de capacité. Le but de l'aménagement est essentiellement la régularisation des apports en vue de satisfaire les besoins pour l'irrigation du périmètre de Guelma-Boucheougouf d'une superficie de 13 000 Ha

Les principales caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage Hammam sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV-4: Caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage Hammam Debagh.

Localisation	X= 342,11 km ; Y= 4036,61 km
Année de construction	2005
Année de Mise en eau	2010
Capacité	200.00 hm ³
Capacité dernier levé	165,00 hm ³
Apport moyen annuel	269,00 hm ³ /an
Envasement annuel	0,53 hm ³ /an
Surface du bassin versant	1070,00km ²
Hauteur	95,00 m
Longueur	430,00 m
Côte retenue Normale (R.N)	360,00 m
Côte Plus Hautes Eaux (P.H.E)	370,24 m
déversoir à seuil libre	2240 m ³ /s
sismicité du site	ZONE 2 A

IV.2 Données utilisées

IV.2.1 Données Topographiques

IV.2.1.1 Bathymétrie de barrage

Les données de la bathymétrie utilisée sont les levés bathymétriques réalisés par l'ANBT en 2004 sur la cuvette du barrage Foum el khanga, barrage Mexa et la cuvette du barrage Hammam Debagh, Le levé topographique initial de la cuvette du barrage Bougous a été utilisé.

IV.2.1.2 Modèle numérique de terrain

Les données de terrain constituent l'épine dorsale de l'analyse bidimensionnelle de rupture de barrage. Il est également connu sous le nom de modèle d'élévation numérique (DEM), qui est une représentation numérique des informations tridimensionnelles (x, y, z) de la topographie. Il est disponible au format de données raster, où chaque pixel indique la valeur d'élévation.

La résolution du DEM joue un rôle crucial dans la modélisation de l'écoulement des eaux. L'utilisation de données à très haute résolution pour la modélisation des inondations d'une grande zone n'est pas garantie car elle s'avérera non seulement coûteuse mais posera également des difficultés d'analyse en raison des limites des outils informatiques pour gérer les données d'une taille énorme.

À ce jour, le DEM de la zone d'étude est disponible en téléchargement gratuit à des résolutions de 30 m sur les sites Web des missions satellites suivantes:

- Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) DEM de la National Aeronautics and Space Administration des États-Unis (NASA)
- Radiomètre avancé d'émission spatiale et de réflexion thermique (ASTER) GDEM de la NASA

Les précisions verticales associées à ces données sont inférieures à ± 16 m pour SRTM; ± 20 m pour ASTER. Cependant, les erreurs absolues de topographie ne conduisent pas à des inexactitudes du même ordre dans l'analyse des inondations de rupture de barrage, car les différences d'élévation relatives entre les différentes caractéristiques topographiques sont beaucoup plus faibles. Ainsi, les pentes qui régissent l'écoulement sont représentées avec plus de précision.

Le DEM de la zone d'étude avec une résolution de 30 m est illustré à la figure IV.2.

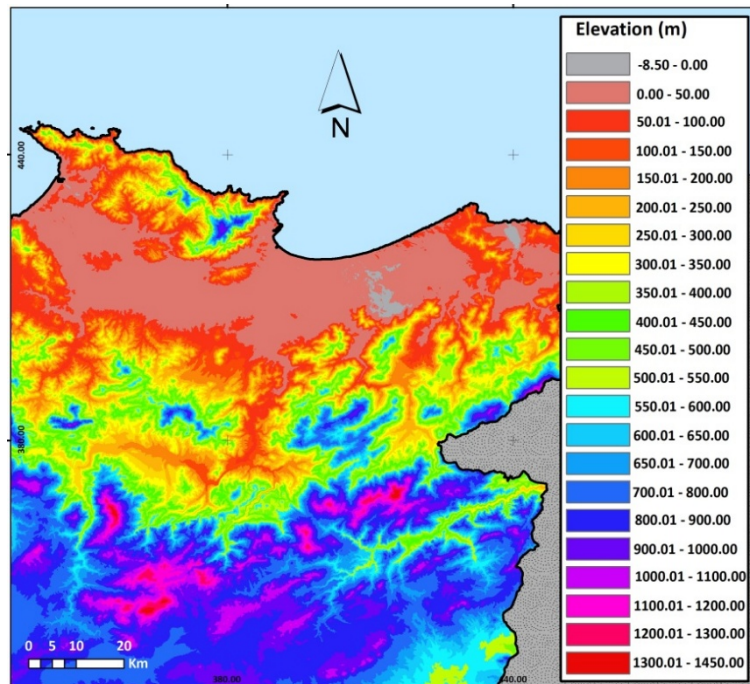


Figure IV .2: Modèle numérique de terrain de la zone d'étude.

IV.2.2 Occupation de sol

Il existe de multiples utilisations des cartes d'occupation de sol dans la cartographie des risques d'inondation. La première utilisation consiste à formuler des facteurs de rugosité appropriés pour les différentes catégories d'occupation de sol dans la plaine d'inondation, car ils présentent différentes résistances à l'écoulement, affectant la vitesse d'écoulement et la hauteur d'eau. Des informations sur le sol et la couverture terrestre sont également nécessaires pour estimer les pertes économiques dues à l'inondation dans différentes conditions pour chaque catégorie d'utilisation des terres (par exemple, agriculture, industrie, etc.).

Les données raster d'occupation de sol, Globcover ayant une résolution de 300 m peuvent être téléchargées gratuitement sur le site Web de l'Agence spatiale européenne. Cela a été utilisé pour la création de cartes d'occupation de sol de résolution 30 m basé sur classification superficiel de l'image satellitaire Landsat8.

L'occupation de sol de la zone d'étude avec une résolution de 30 m est illustrée à la figure IV.3.

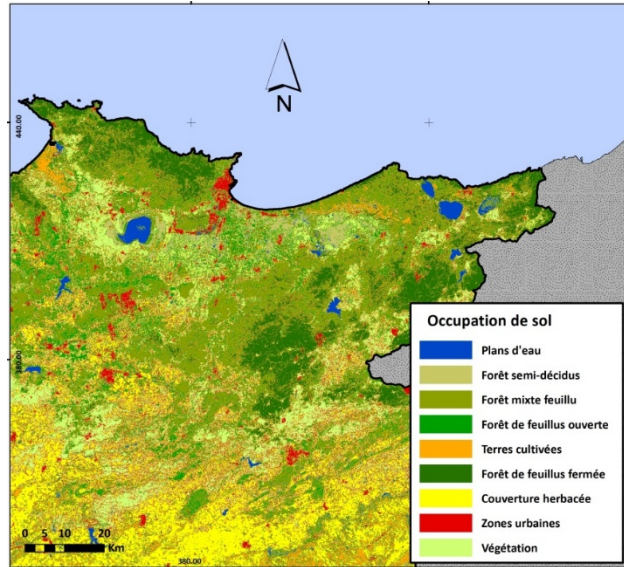


Figure IV .3: Occupation de sol de la zone d'étude.

La carte de réseau routier récente est également nécessaire pour déterminer si les routes d'accès reliant les habitations sont inondées en raison d'une inondation de rupture. Dans un tel cas, des routes alternatives traversant des tronçons supérieurs devraient être planifiées et construites. Les cartes vectorielles montrant les lignes routières peuvent être téléchargées à partir du site Web d'Open Street Maps. La distance par rapport à la route d'approche la plus proche peut être l'un des facteurs critiques pour décider de l'adéquation du temps d'avertissement à émettre en cas d'urgence en cas d'inondation.



Figure IV .4: Illustration du réseau routier de la zone d'étude.

IV.2.3 Densité de population

Les données sur la distribution spatiale de la population jouent un rôle capital dans l'évaluation du risque dû à la rupture d'un barrage. Cela peut être le point de départ de la catégorisation des dangers des barrages, car il n'est pas toujours nécessaire que la rupture d'un petit barrage entraîne la perte potentielle d'un plus petit nombre de vies et vice versa, résultant de la différence de densité de population. Il est également requis pour la préparation du plan d'évacuation.

En Algérie, le site web de l'office National des Statistiques fournisse des informations sur la population et sa répartition.

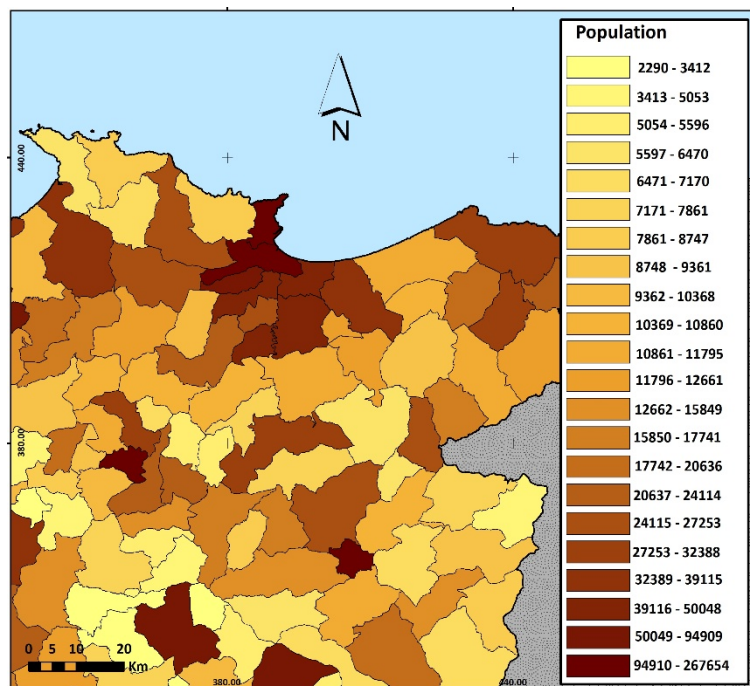


Figure IV .5: Distribution spatiale de la population dans la zone d'étude.

IV.3 Analyse de rupture de barrage à l'aide de modèle numérique TELEMAC2D

IV.3.1 Mode de rupture

Les séismes sont également une cause importante de rupture de barrage, en particulier dans les zones à forte activité sismique. Les défailances sismiques sont liées soit au mouvement du sol, soit à la liquéfaction. Les mouvements du sol peuvent entraîner un déplacement, un tassement ou une fissuration de la digue barrage dans une configuration indésirable, ce qui empêche le barrage de fonctionner comme prévu.

Pour les barrages en remblai, deux modes de rupture sont envisagés: la liquéfaction et l'érosion induite par les séismes. Les séismes peuvent provoquer des contraintes extrêmes sur un barrage, et la liquéfaction peut se produire lorsque les sols sont chargés, ce qui transforme le sol d'un solide à un état liquéfié. La liquéfaction du sol peut entraîner la rupture presque instantanée et totale d'un barrage. Il peut également provoquer un affaissement, ce qui expose la crête du barrage à un dépassement et à une défaillance de l'érosion. L'érosion induite par les activités sismiques peut se produire à travers les fissures internes développées en raison des mouvements du sol d'un séisme.

Les mécanismes de rupture dus aux activités sismiques peuvent inclure l'instabilité des pentes, des déformations permanentes, des fissures, un tassement différentiel, la rupture du déversoir principal et la liquéfaction.

IV.3.2 Description du modèle

Le modèle TELEMAC2D et leur interface graphique sont disponibles gratuitement et intègre une bibliothèque des codes pour faciliter la configuration, le fonctionnement et la visualisation de la sortie. L'interface du modèle est compatible avec les environnements SIG, de sorte que les zones à risques d'inondation sont intégrées dans un outil SIG, dans lequel une variété d'autres informations géospatiales peut être intégrée: infrastructures hydrauliques, réseau de surveillance de l'eau, types d'utilisation des terres, etc. l'efficacité informatique était également un critère pertinent utilisé pour choisir le modèle. Dans ce cas, le temps de calcul requis pour chaque exécution est de l'ordre de 6 h sur du matériel informatique standard. Étant donné le nombre limité de simulations à effectuer, elle est considérée comme adéquate. Cependant, il pourrait être réduit à l'aide d'un calcul haute performance pour d'autres applications au-delà du cas présent.

IV.3.3 Construction du maillage du modèle

Dans un premier temps, tous les éléments structurants du modèle sont saisis sous le système géographique ARCGIS. Par la suite, ces éléments structurants permettent d'adapter la taille des mailles en fonction de l'importance donnée à la zone considérée, une densification des mailles est effectuée à ces endroits. Une fois l'ensemble des critères de mailles définis, les éléments structurants sont intégrés au logiciel de maillage appelé BLUEKENU. Un traitement particulier est accordé au maillage des lits mineurs. Ils sont définis en tant que zones, ce qui permet de mailler finement et de manière régulière le lit mineur : un nombre de maille constant en largeur et des mailles étirées en longueur, dans le sens de l'écoulement pour réduire le

nombre de maille globale. De manière générale, la dimension des mailles en largeur de 5 m avec une 4 maille en largeur. Les maillages des zones sont effectués avant le maillage global du modèle Une fois l'ensemble des zones maillées, le maillage global du modèle est réalisé, contraint par les mailles des zones déjà existantes. Le maillage final du domaine de calcul 1 (figure IV.6) compte 96611 nœuds et de domaine de calcul 2 (figure IV.7) comptes 1418806 nœuds.

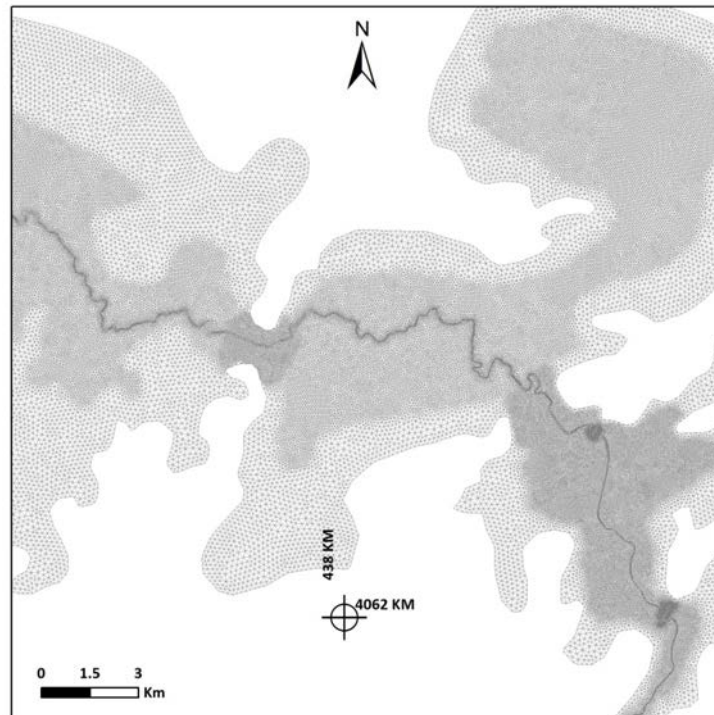


Figure IV .6: Maillage du domaine de calcul 1.

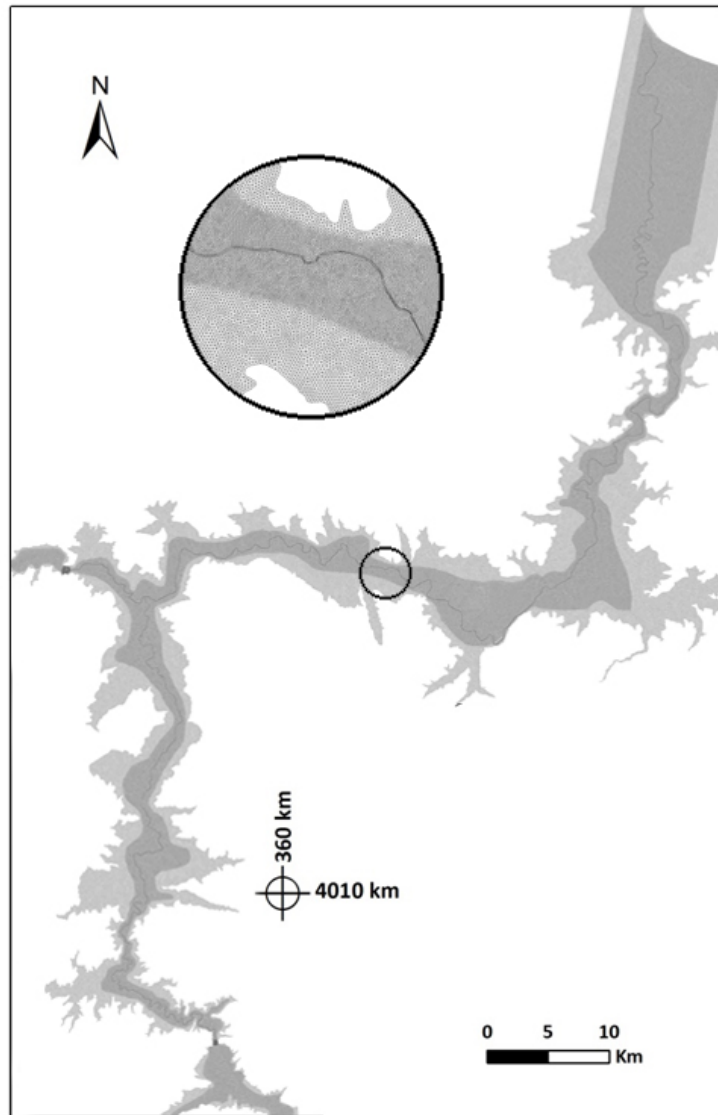


Figure IV .7: Maillage du domaine de calcul 2.

IV.3.3.1 Intégration de la bathymétrie

L'intégration de la bathymétrie au maillage est réalisée sous FUDAA, à partir du modèle numérique de terrain à une résolution spatiale au sol de 1 arc seconde, ce qui correspond à environ 30 m de taille de grille (figure IV.2). Un processus de correction a été appliqué à ces données d'élévation remplies de vide pour incorporer la bathymétrie de réservoir.

IV.3.3.2 Coefficients de rugosité

Le choix du coefficient de Manning « n » pour différentes classes de l'occupation de sol revêt une importance car il a une influence sur les vitesses d'écoulement et par conséquent les profondeurs d'écoulement. Plus la surface est irrégulière, plus la rugosité sera importante. Le

choix de la rugosité dépendra également de l'échelle de données et résolution spatiale des données raster.

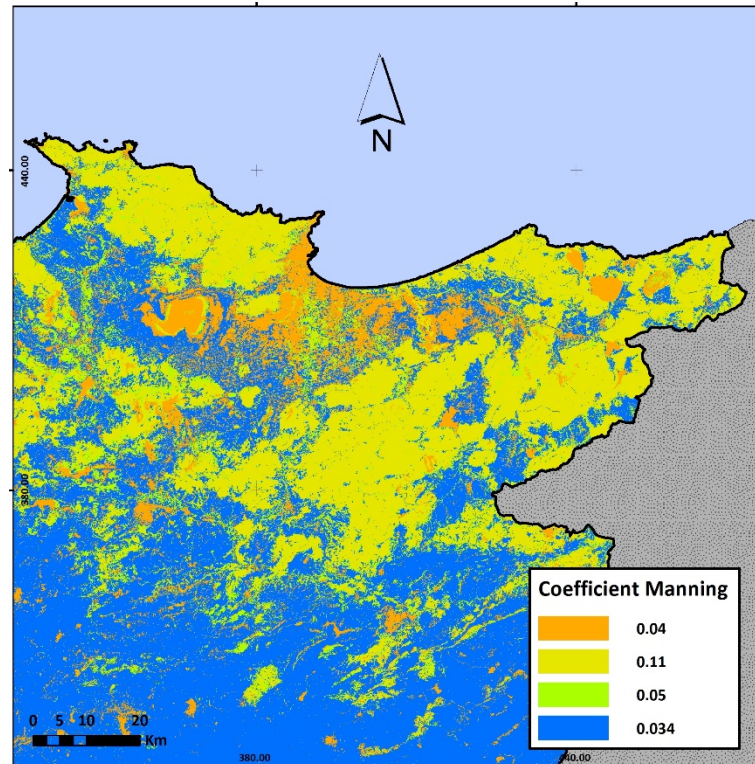


Figure IV .8: Distribution spatiale de coefficient de Manning « n » dans la zone d'étude.

IV.3.4 Conditions initiales et aux limites

IV.3.4.1 Conditions aux limites

IV.3.4.1.1 Conditions à la mer

Les frontières sont libres et donc 'transparentes' à la mer. Une condition de radiation est utilisée pour déterminer les dénivellations de la surface libre sur ces frontières ouvertes à l'entrée ou à la sortie vers la mer.

IV.3.4.1.2 Conditions aux parois imperméables

Les deux côtés de la vallée sont considérés comme des parois imperméables. Une condition de non glissement est imposée :

$$\vec{U} \cdot \vec{n} = 0 \quad \vec{U} \cdot \vec{t} = 0$$

$$\text{Avec } \begin{cases} u_n = 0 \\ u_t = 0 \end{cases}$$

où : u_n et u_t : sont respectivement la composante normale et tangentielle du vecteur vitesse \vec{U}

IV.3.4.2 Conditions initiales

IV.3.4.2.1 Scénario de rupture de barrage Mexa

Au début de calcul, une masse d'eau est retenue dans le réservoir de barrage Mexa à la cote 58,33 m. Le niveau eau est égal à zéro sauf dans le réservoir, le fond est sec. Au temps $t = 0$ s, il y a ainsi un mur d'eau de 40,0 m de haut à l'emplacement du barrage. Les vitesses sont nulles partout dans le domaine.

IV.3.4.2.2 Scénario de rupture séquentielle de barrage Bougouse et barrage Mexa

Une masse d'eau est maintenue dans le réservoir de barrage Mexa à la cote 58,33 m et une autre masse d'eau est retenue dans le réservoir de barrage Bougouse à la cote 142,20 m. Le niveau d'eau est égal à zéro sauf dans les réservoirs, le fond est sec et les vitesses sont nulles partout dans le domaine.

IV.3.4.2.3 Scénario de rupture de barrage Hammam Debagh

Initialement, une masse d'eau est conservée dans le réservoir de barrage Hammam Debagh à la cote 370,24 m. Le niveau d'eau est égal à zéro sauf dans le réservoir, le fond est sec. Au temps $t = 0$ s, il y a aussi un mur d'eau de 95 m de haut à l'endroit du barrage. Les vitesses sont nulles partout dans le domaine.

IV.3.4.2.4 Scénario de rupture de barrage Foum El khanga

Au début de calcul, une masse d'eau est contenue dans le réservoir de barrage Foum El Khanga à la cote 750,0 m. Le niveau d'eau est égal à zéro sauf dans le réservoir, le fond est sec. Au temps $t = 0$ s, il y a également un mur d'eau de 60,0 m de haut à localité du barrage. Les vitesses sont nulles partout dans le domaine.

IV.3.4.2.5 Scénario de rupture simultanée de barrage Hammam Debagh et barrage Foum El Khanga

Une masse d'eau est retenue dans le réservoir de barrage Hammam Debagh à la cote 370,24 m et une autre masse d'eau est maintenue dans le réservoir de barrage Foum el khanga a la cote 750,0 m. Le niveau eau est égal à zéro sauf dans le réservoir, le fond est sec et les vitesses sont nulles partout dans le domaine.

IV.4 Résultats et discussion

IV.4.1 Cartographie des inondations

L'une des mesures préventives consiste à préparer une carte des inondations potentielles et à préparer un plan d'action d'urgence détaillé avant l'apparition d'une rupture de barrage réelle du barrage. La carte des inondations fournit une description de l'étendue des inondations qui seraient produites par la rupture du barrage. La carte des inondations aidera à identifier les zones à risque, l'emplacement où la population est concentrée, les endroits difficiles à évacuer ou où il n'y a pas de terrain élevé pour chercher un abri, etc. Ces informations sont des sorties standards du modèle de l'hydrodynamique TELEMAC2D ; et une carte des inondations peut être développée en utilisant les profondeurs d'eau de crue conjointement avec le modèle numérique d'élévation (DEM).

La cartographie des inondations réalisée dans le SIG. Les informations SIG sont exportées depuis FUDDA PREPRO le post-traitement de TELEMAC2D et lues dans le SIG. Les résultats de la simulation dans nœuds géoréférencés sont importés pour créer une surface de l'eau continue. La surface de l'eau est ensuite comparée au modèle de terrain pour identifier la plaine inondable.

L'objectif des cartes est d'élaborer des procédures d'évacuation en cas de rupture du barrage, de sorte que le temps d'arrivée de la crue doit être indiqué sur chaque commune le long de la vallée aval des barrages pour chaque scénario étudié.

IV.4.1.1 Scénario de rupture de barrage Mexa

Après la rupture du barrage, la profondeur maximale de l'eau en aval atteint 25,0 m (figure IV.9). La variation de profondeur diminue progressivement, cela est dû à l'élargissement de l'onde de rupture du barrage dans la vallée qui est relativement plate. La superficie de la surface totale de la zone inondée due à la rupture du barrage est estimée à 27,89 km².

La carte de vitesse présentée dans la figure IV.10, affiche que la zone inondée associée à la rupture du barrage indique des vitesses très élevées qui atteignent 35,30 m/s.

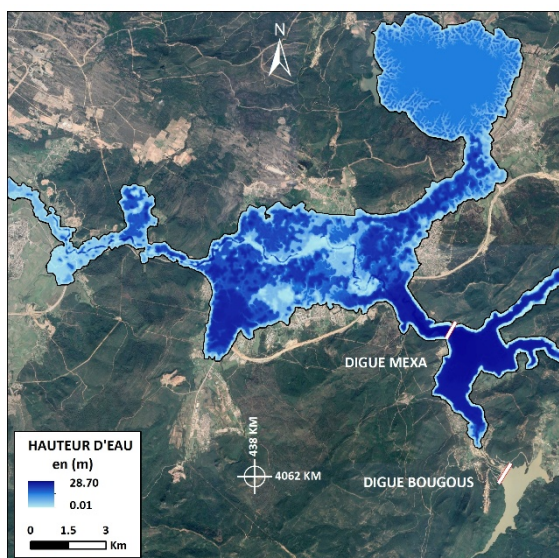


Figure IV .9: Carte des hauteurs d'eau maximales : cas d'une rupture du barrage Mexa.

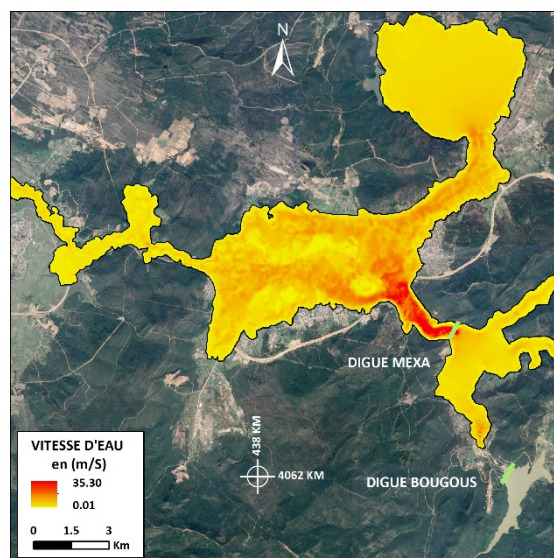


Figure IV .10: Carte des vitesses d'écoulement maximales : cas d'une rupture du barrage Mexa.

Le tableau IV-5, récapitule les hauteurs d'eaux et les vitesses d'écoulement maximales, le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée dans chaque commune provoquée par l'onde de rupture du barrage Mexa.

Tableau IV-5: Récapitulatif des hauteurs d'eau, vitesses d'écoulement max, le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée pour chaque commune après la rupture du barrage Mexa.

N°	Commune	Willaya	Hauteur maximale (m)	Vitesse maximale (m/s)	temps d'arrivée (heurs)	Surface (km ²)	
						Inondée	Total
1	Ain El Assel		11,51	13,56	0,65	13,86	96,49
2	Bougous		28,23	20,46	-	0,97	217,25
3	Bouteldja	El Tarf	7,36	3,68	5,40	14,53	115,13
4	El Kala		3,77	5,00	2,21	22,97	289,11
5	El Tarf		19,55	15,02	1,24	29,20	112,89

IV.4.1.2 Scénario de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa

La superficie de la surface totale de la zone inondée due à la rupture séquentielle du barrage Bougous et barrage Mexa est estimée à 29,20 km². Les profondeurs augmentent jusqu'à 29,30 m en aval du barrage Mexa (figure IV.11), la vitesse maximale pour le même scénario est exposée dans la figure IV.12.

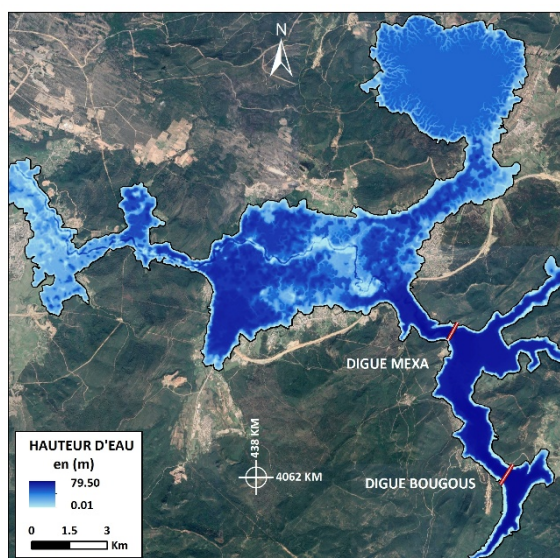


Figure IV .11: Carte des hauteurs d'eau maximales : cas d'une rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.

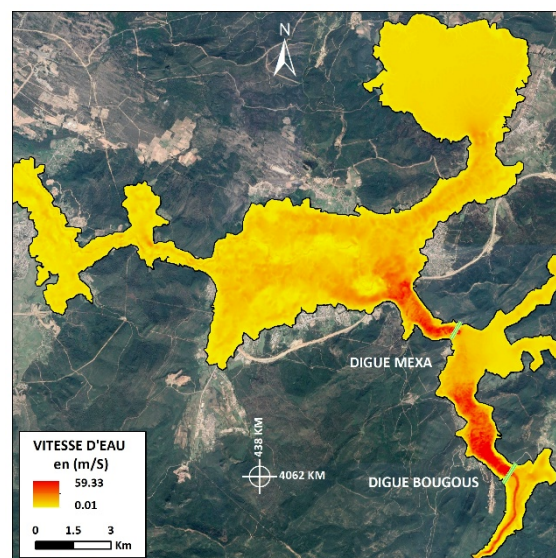


Figure IV .12: Carte des vitesses d'écoulement maximales : cas d'une rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.

Le tableau IV-6, récapitule les hauteurs d'eaux maximales, vitesses d'écoulement maximales, le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée dans chaque commune provoquée par l'onde de rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.

Tableau IV-6: Récapitulatif des hauteurs d'eau, vitesses d'écoulement max., le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée pour chaque commune après la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.

N°	Commune	Willaya	Hauteur maximale (m)	Vitesse maximale (m/s)	Temps d'arrivée (heurs)	Surface (km ²)	
						Inondée	Totale
1	Ain El Assel	El Tarf	15,75	16,17	0,57	12,40	96,49
2	Bougous		30,06	21,19	-	0,92	217,25
3	Bouteldja		9,49	6,69	9,84	8,54	115,13
4	El Kala		4,95	5,98	1,87	22,00	289,11
5	El Tarf		21,68	17,47	0,69	27,89	112,89

IV.4.1.3 Scénario de la rupture du barrage Hammam Debagh

L'étendue spatiale de l'inondation due à la rupture du barrage Hammam Debagh se poursuit jusqu'à la mer méditerranée avec une superficie de 45,93 km². La profondeur maximale de l'eau atteint 63.12 m en aval de la digue (figure IV.13). Les vitesses d'écoulement atteignent les 69,65 m/s (figure IV.14).

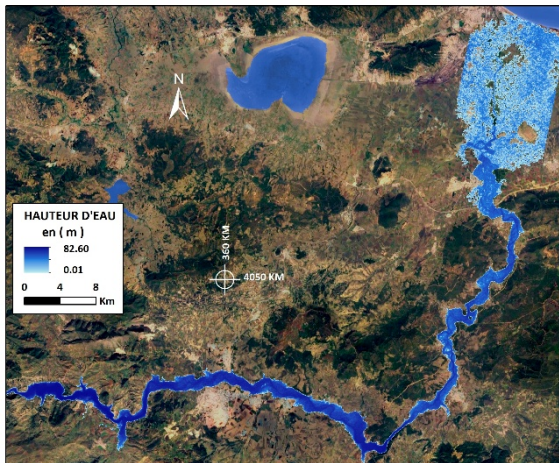


Figure IV .13: Carte des hauteurs d'eau maximales après la rupture du barrage Hammam Debagh.

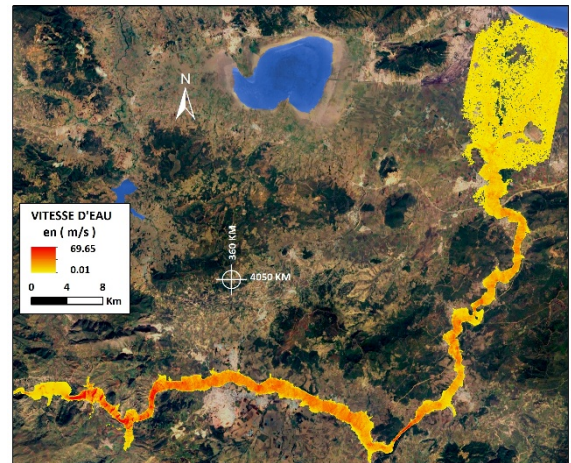


Figure IV .14: Carte des vitesses d'écoulement maximales après la rupture du barrage Hammam Debagh.

Le tableau IV-7, récapitule les hauteurs d'eaux maximales, vitesses d'écoulement maximales, le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée dans chaque commune incitée par l'onde de rupture du barrage Hammam Debagh.

Tableau IV-7: Récapitulation des hauteurs d'eau, vitesses d'écoulement max, le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée pour chaque commune après la rupture du barrage Hammam Debagh.

N°	Commune	Willaya	Hauteur maximale (m)	Vitesse maximale (m/s)	temps d'arrive (heurs)	Surface (km ²)	
						Inondée	Total
1	Annaba	Annaba	1,20	3,99	23,21	0,03	48,83
2	El Bouni		7,75	11,25	22,13	19,47	92,55
3	El Hadjar		4,30	8,12	18,35	18,11	62,88
4	Sidi Amar		3,40	7,65	18,91	0,57	42,48
5	Besbes	El Tarf	6,58	10,86	15,87	45,93	123,56
6	Chebaita Mokhtar		7,12	11,26	15,40	18,38	41,85
7	Chihani		8,70	14,33	11,05	12,21	201,51
8	Drean		6,70	11,11	13,12	11,97	48,23
9	Echatt		5,65	5,97	20,38	29,57	61,51
10	Belkheir		11,58	21,29	2,88	3,08	92,24
11	Ben Djerrah		36,31	39,95	0,76	1,62	77,53
12	Beni Mezline		18,99	41,67	4,64	5,91	63,42
13	Boucekouf		15,87	29,33	6,67	13,08	194,37
14	Boumahra Ahmed		11,81	27,17	3,87	10,89	72,19
15	Djebala El Khemissi	Guelma	9,96	20,16	3,66	5,22	65,85
16	El Fedjoudj		13,46	25,59	1,65	5,11	66,13
17	Guelma		12,94	24,44	2,06	7,46	44,82
18	Hammam Debagh		69,66	82,59	0,29	6,39	55,85
19	Hammam N'Bail		14,46	36,21	4,89	1,26	164,81
20	Helliopolis		12,85	22,38	2,50	3,14	76,77
21	Houari Boumediene		27,63	59,62	0,63	1,87	50,10
22	Medjaz Ammar		48,70	62,57	1,02	7,95	38,51
23	Oued Fragha		11,22	17,97	8,46	13,44	79,64

IV.4.1.4 Scénario de la rupture du barrage Foug El Khanga

L'étendue spatiale de l'inondation due à la rupture du barrage Foug El Khanga se poursuit jusqu'à la mer méditerranée avec une superficie de 48.50 km². La profondeur maximale de l'eau aboutie 40,43 m en aval de la digue (figure IV.15), les vitesses d'écoulement atteignent les 43,48 m/s (figure IV.16).

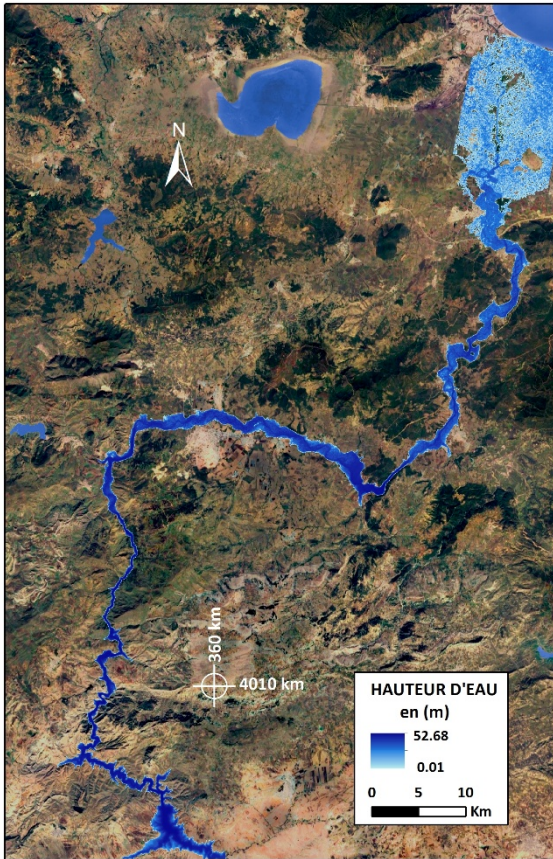


Figure IV .15: Carte des hauteurs d'eau maximales après la rupture du barrage Foum El Khanga.

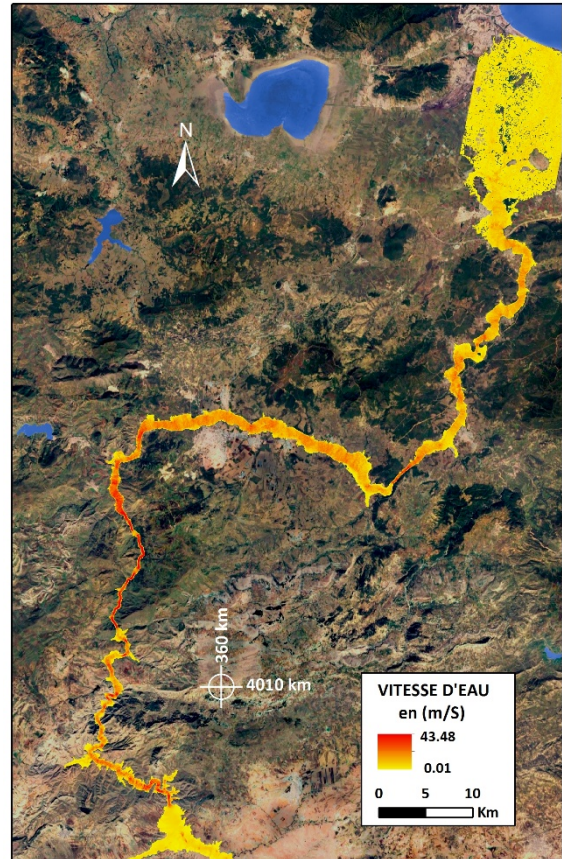


Figure IV .16: Carte des vitesses d'écoulement maximales après la rupture du barrage Foum El Khanga.

Le tableau IV-8, récapitule les hauteurs d'eaux maximales, vitesses d'écoulement maximales, le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée dans chaque commune provoquée par l'onde de rupture du barrage Foum El Khanga.

Tableau IV-8: Récapitulation des hauteurs d'eau, vitesses d'écoulement max., le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée pour chaque commune après la rupture du barrage Foum El Khanga.

N°	Commune	Willaya	Hauteur maximale (m)	Vitesse maximale (m/s)	temps d'arrive (heurs)	Surface (km ²)	
						Inondée	Total
1	Annaba	Annaba	3,90	1,20	27,43	0,03	48,83
2	El Bouni		11,89	8,87	27,17	22,66	92,55
3	El Hadjar		8,46	4,46	23,62	18,94	62,88
4	Sidi Amar		8,08	3,72	23,67	0,58	42,48
5	Besbes	El Tarf	11,04	7,61	21,77	48,50	123,56
6	Chebaita Mokhtar		11,40	5,79	20,85	20,10	41,85
7	Chihani		15,66	9,21	16,89	12,66	201,51
8	Drean		11,28	7,40	18,83	13,20	48,23
9	Echatt		6,61	6,16	26,12	32,03	61,51
10	Ain Larbi		43,64	26,99	3,34	2,85	167,06
11	Ain Makhoulouf		41,74	24,98	2,19	9,73	191,79
12	Belkheir		19,10	11,56	8,16	2,85	92,24
13	Ben Djerrah		30,10	20,20	5,24	2,50	77,53
14	Beni Mezline		43,47	20,23	10,19	6,08	63,42
15	Boucekouf	Guelma	30,87	17,28	12,39	13,62	194,37
16	Boumahra Ahmed		28,95	11,88	9,31	10,79	72,19
17	Djebala El Khemissi		18,49	9,67	9,03	4,90	65,85
18	El Fedjoudj		19,13	10,79	6,59	4,51	66,13
19	Guelma		20,09	13,54	7,16	7,19	44,82
20	Hammam N'Bail		38,08	13,20	10,43	1,32	164,81
21	Helliopolis		18,46	11,08	7,72	2,95	76,77
22	Houari Boumediene		28,66	16,77	5,17	2,52	50,10
23	Medjaz Ammar		33,54	18,39	5,85	6,26	38,51
24	Oued Fragha		19,57	12,08	14,25	13,83	79,64
25	Selaoua Announa		46,15	34,25	4,56	3,63	96,09
26	Ksar El Sbihi	Oum el Bouaghi	23,91	5,50	0,86	0,17	176,79
27	Ain Soltane	Souk Ahras	42,66	25,14	1,59	8,74	109,93
28	Zouabi		52,68	43,48	0,41	7,34	123,36

IV.4.1.5 Scénario de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El Khanga

La superficie de la surface totale de la zone inondée due à la rupture séquentielle du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El Khanga est estimée à 53.21 km². Les profondeurs montent jusqu'à 51,60 m en point de la naissance de l'Oued Seybouse (figure IV.17), la vitesse maximale pour le même scénario est présentée dans la figure IV.18.

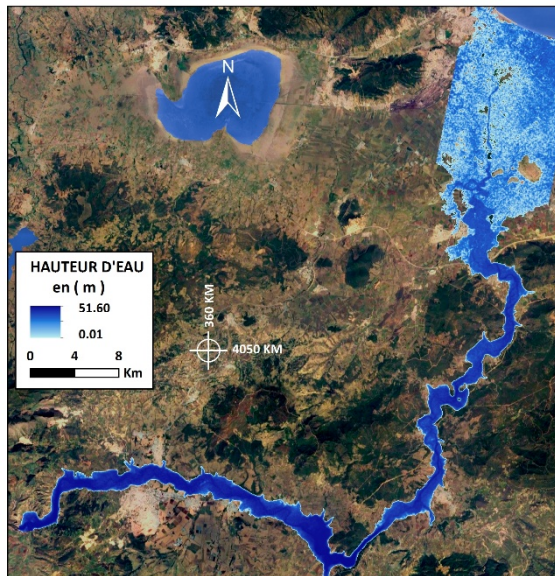


Figure IV .17: Carte des hauteurs d'eau maximales dans l'Oued Sybouse en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El Khanga.

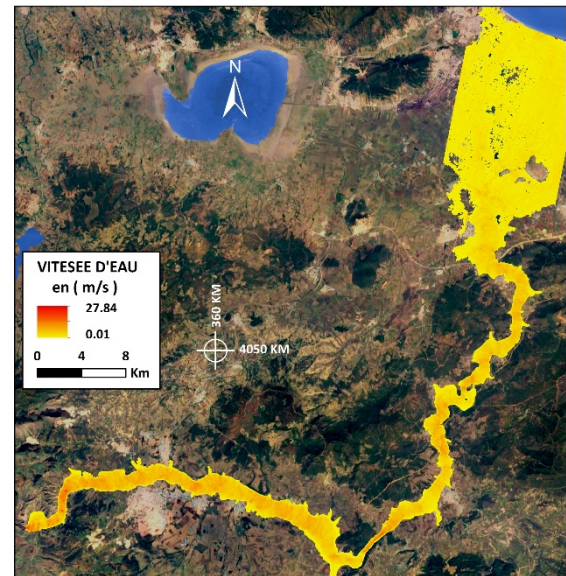


Figure IV .18: Carte des vitesses d'écoulement maximales dans l'Oued Sybouse en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El Khanga.

Tableau IV-9: Récapitulatif des hauteurs d'eau, vitesses d'écoulement max, le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée. Pour chaque commune après la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum el khanga.

N°	Commune	Willaya	Hauteur maximale (m)	Vitesse maximale (m/s)	temps d'arrive (heurs)	Surface (km ²)	
						Inondée	Total
1	Annaba	Annaba	5,92	2,66	25,28	1,42	48,83
2	El Bouni		11,78	9,34	24,62	28,51	92,55
3	El Hadjar		8,14	4,05	21,74	21,11	62,88
4	Sidi Amar		7,93	4,29	21,97	0,60	42,48
5	Besbes	El Tarf	14,83	8,47	19,82	53,21	123,56
6	Chebaita Mokhtar		11,74	5,64	19,31	23,20	41,85
7	Chihani		19,72	9,28	15,75	14,90	201,51
8	Drean		12,14	7,58	17,45	17,27	48,23
9	Echatt		7,64	6,66	23,65	35,54	61,51
10	Ain Larbi		0,01	0,00	3,34	2,85	167,06
11	Ain Makhlouf		0,02	0,01	2,19	9,73	191,79
12	Belkheir	Guelma	24,28	11,54	8,15	3,56	92,24
13	Ben Djerrah		42,81	16,44	5,48	2,80	77,53
14	Beni Mezline		51,60	15,34	9,81	7,42	63,42
15	Boucekouf		34,55	17,09	11,60	16,99	194,37
16	Boumahra Ahmed		37,85	13,66	9,08	13,27	72,19
17	Djebala El Khemissi		24,70	10,22	8,87	6,37	65,85
18	El Fedjoudj		29,63	13,47	6,89	6,36	66,13
19	Guelma		29,71	12,78	7,35	8,15	44,82
20	Hammam Debagh		69,66	82,59	0,33	6,39	55,85
21	Hammam N'Bail		46,15	12,39	9,99	1,84	164,81
22	Helliopolis		27,36	12,97	7,76	3,82	76,77
23	Houari Boumediene		43,28	21,53	4,57	3,02	50,10
24	Medjaz Ammar		47,59	27,85	5,61	8,95	38,51
25	Oued Fragha		24,87	13,98	13,32	16,26	79,64
26	Selaoua Announa	46,15	34,25	4,55	3,63	96,09	
27	Ksar El Sbihi	Oum el Bouaghi	23,91	5,50	0,87	0,17	176,79
28	Ain Soltane	Souk Ahras	42,66	25,14	1,58	8,74	109,93
29	Zouabi		52,68	43,48	0,40	7,34	123,36

IV.4.2 Risques d'inondation de la rupture de barrage

Un risque d'inondation est une indication de la source possible de danger due à une inondation. Il n'implique cependant aucun risque à moins que des personnes ou des objets vulnérables aux dommages ne soient exposés. Le risque d'inondation varie en fonction de la gravité de l'inondation et de l'emplacement dans la plaine d'inondation pour le même événement d'inondation. Cela varie à la fois avec le comportement des crues (vitesse et profondeur) et l'interaction de la crue avec la topographie. Les dangers à cartographier comprennent des thèmes tels que les zones d'inondation, les profondeurs et les vitesses de l'eau et le temps d'arrivée de l'onde. À mesure que la profondeur de l'eau augmente, les dégâts augmentent. Cependant, même des eaux peu profondes se déplaçant à grande vitesse peuvent endommager considérablement une structure ou déloger et ou endommager ses fondations. L'eau qui coule peut également transporter des débris qui, en entrant en collision avec des structures ou des infrastructures existantes, causent des dommages importants. Plus la vitesse de l'eau qui coule est rapide, plus les risques de décès sont importants. Les personnes incapables de s'évacuer peuvent se retrouver piégées dans une maison ou un centre d'affaires qui est détruit par l'eau à grande vitesse ou la montée des eaux. Les intervenants d'urgence peuvent ne pas être en mesure d'atteindre la zone. Les véhicules peuvent être emportés par les routes et les ponts. Lors d'une inondation, la mort de personnes coincées dans leurs véhicules peut être importante en nombre. Une vitesse accrue entraîne une augmentation de l'érosion ou de l'affouillement (FEMA, 2012). La vitesse de l'écoulement de l'eau variera dans toute la zone d'inondation, et les dommages aux actifs à proximité du barrage peuvent être très élevés, tandis que les dommages à plusieurs kilomètres en aval peuvent être négligeables.

IV.4.2.1 Risque pour les personnes

Les facteurs les plus importants affectant la stabilité humaine dans la crue de rupture sont d'une part la hauteur et d'autre part la vitesse de l'écoulement. Les profondeurs élevées augmentent la flottabilité et réduisent la friction sous le pied. Les écoulements à faible profondeur et à grande vitesse peuvent provoquer une instabilité, mais les risques de noyade sont moindres que dans les situations d'eaux profondes plus dangereuses. Bien qu'il existe des relations distinctes entre la hauteur et la masse d'un sujet ($H \times M$; m.kg) et la valeur de débit tolérable ($D \times V$; m^2s^{-1}), la définition de directives générales de sécurité sur le débit de crue selon cette relation n'est pas considérée comme pratique étant donnée la large gamme de ces caractéristiques au sein de la population. Des régimes de risque peuvent être définis pour les adultes ($H \times M > 50$ m.kg) et les enfants ($H \times M = 25$ à 50 m.kg). Il est peu probable que les

nourrissons et les très jeunes enfants ($H \times M < 25 \text{ m.kg}$) ou les personnes âgées fragiles soient en sécurité dans tous les régimes d'écoulement sans l'aide d'un adulte.

Pour les enfants dont la hauteur et le produit massique ($H \times M$) sont compris entre 25 et 50, il existe un faible risque pour des valeurs de débit de $D \times V < 0,4 \text{ m}^2 / \text{s}$, avec une profondeur de débit maximale de 0,5 m quelle que soit la vitesse et une maximum vitesse de 3,0 m / s à faible profondeur. Pour les adultes ($H \times M > 50$), il existe un faible risque pour des valeurs de débit $D \times V < 0,6 \text{ m}^2 / \text{s}$ avec une limite de profondeur maximale de 1,2 m et une vitesse maximale de 3,0 m / s à faible profondeur. Un risque modéré pour les adultes existe entre $D \times V = 0,6$ à $0,8 \text{ m}^2 / \text{s}$, avec une valeur de débit de travail supérieure de $D \times V < 0,8 \text{ m.m}^2 / \text{s}$ recommandée pour les agents de sécurité formés ou les personnes expérimentées et bien équipées. Un danger significatif pour les adultes existe entre $D \times V = 0,8$ à $1,2 \text{ m}^2 / \text{s}$. Les régimes de risque d'inondation pour les nourrissons, les enfants et les adultes, adoptés par (Cox *et al*, 2010) ont été présentés en figure IV.19.

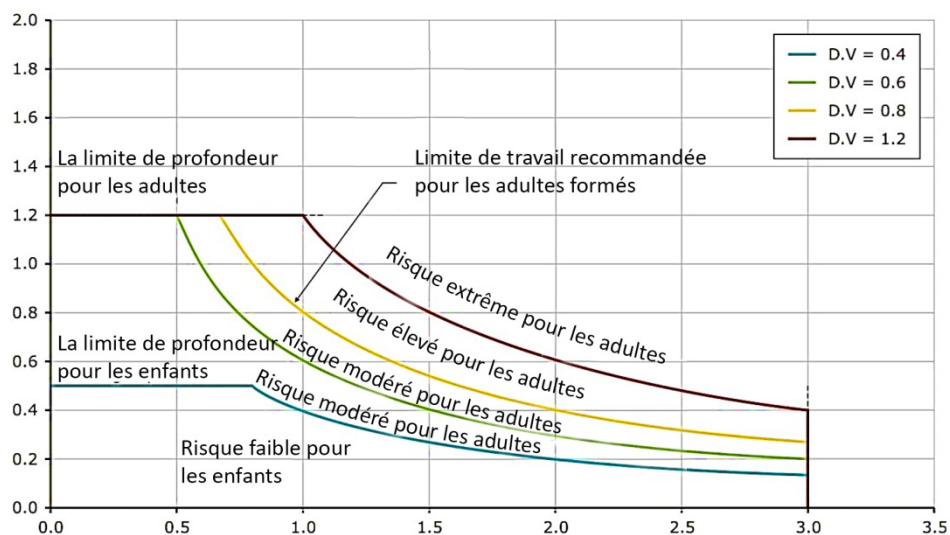


Figure IV .19: Seuil de stabilité des personnes en crue. (Cox *et al*, 2010)

Une perte de stabilité peut se produire avec des débits plus faibles lorsque des conditions défavorables sont rencontrées, y compris des conditions inégales et glissantes ou des obstacles au fond, la présence de débris flottants, une température basse, une mauvaise visibilité, un écoulement et une aération instables, un vent fort ou un mauvais éclairage.

IV.4.2.1.1 Scénario de rupture de barrage Mexa

La figure IV.20 présente la carte des risques pour les personnes en aval résultante de la rupture du barrage de Mexa. Cette carte a été produite dans le SIG en combinant des cartes de

profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des personnes en crue adoptés par (Cox *et al*, 2010).

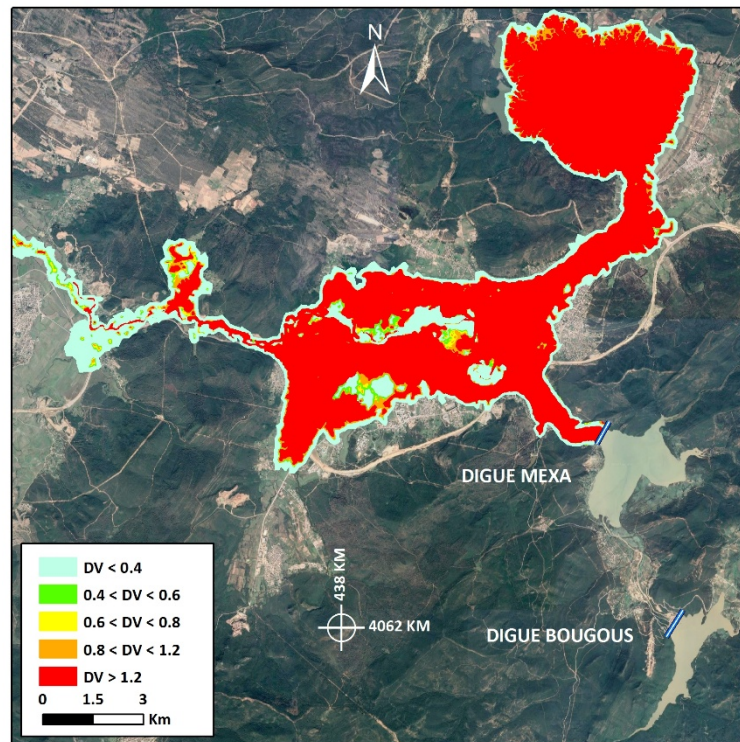


Figure IV .20: Carte des risques pour les personnes en cas de la rupture du barrage Mexa.

Le nombre des personnes à risque lors de la rupture de barrage Mexa est estimé à 29095 personnes, où ils subissent cinq classes de risque :

- Classe 1 ($DV < 0.4$) : 11126 personnes à risque faible pour les enfants,
- Classe 2 ($0.4 < DV < 0.6$) : 1620 personnes à risque modéré pour les adultes,
- Classe 3 ($0.6 < DV < 0.8$) : 1654 personnes à risque élevé pour les enfants,
- Classe 4 ($0.8 < DV < 1.2$) : 2241 personnes à risque élevé pour les adultes,
- Classe 5 ($DV > 1.2$) : 12454 personnes à risque extrême pour les adultes.

Le tableau IV-10 résume le nombre et la classification des risques pour les personnes dans chaque commune exposée au risque de l'inondation de la rupture du barrage Mexa.

Tableau IV-10: Nombre de personnes à risque de l'inondation de la rupture du barrage Mexa.

N°	Commune	Willaya	Classe1	Classe2	Classe3	Classe4	Classe5
1	Ain El Assel	El Tarf	1662	258	201	331	2644
2	Bougous		21	0	0	0	15
3	Bouteldja		1259	147	155	149	361
4	El Kala		0	0	0	0	0
5	El Tarf		8184	1215	1298	1761	9434

IV.4.2.1.2 Scénario de la rupture séquentielle du barrage Bougouse et du barrage Mexa

La figure IV.21 expose la carte des risques pour les personnes touchées par l'onde de la rupture du séquentielle de barrage Bougous et barrage Mexa. Cette carte a été réalisée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des personnes en crue adoptés par (Cox *et al*, 2010).

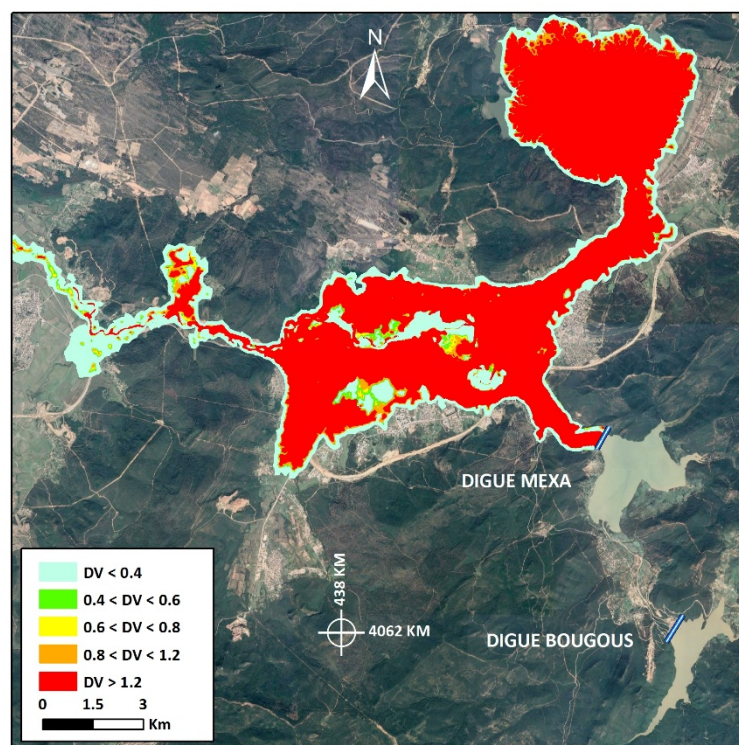


Figure IV .21: Carte des risques pour les personnes en cas de la rupture séquentielle de barrage Bougous et du barrage Mexa.

Le nombre des personnes à risque lors de la rupture séquentielle du barrage Bougouse et du barrage Mexa est estimé à 32747 personnes, où ils subissent cinq classes de risque :

- Classe 1 ($DV < 0.4$) : 7682 personnes à risque faible pour les enfants,
- Classe 2 ($0.4 < DV < 0.6$) : 1767 personnes à risque modéré pour les adultes,

- Classe 3 ($0.6 < DV < 0.8$) : 1163 personnes à risque élevé pour les enfants,
- Classe 4 ($0.8 < DV < 1.2$) : 1535 personnes à risque élevé pour les adultes,
- Classe 5 ($DV > 1.2$) : 20601 personnes à risque extrême pour les adultes.

Le tableau IV-11 résume le nombre et la classification des risques pour les personnes dans chaque commune exposée au risque de l'inondation de la rupture séquentielle de barrage Bougous et barrage Mexa.

Tableau IV-11: Nombre des personnes à risque de l'inondation de la rupture séquentielle de barrage Bougous et du barrage Mexa.

N°	Commune	Willaya	Classe1	Classe2	Classe3	Classe4	Classe5
1	Ain El Assel	El Tarf	1856	271	180	288	3318
2	Bougous		24	0	0	0	16
3	Bouteldja		1596	251	153	216	1451
4	El Kala		0	0	0	0	0
5	El Tarf		4205	1245	830	1031	15816

IV.4.2.1.3 Scénario de la rupture du barrage Hammam Debagh

En figure IV.22, il est présenté la carte des risques pour les personnes en aval produite de la rupture du barrage Hammam Debagh. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des personnes en crue adoptés par (Cox *et al*, 2010).

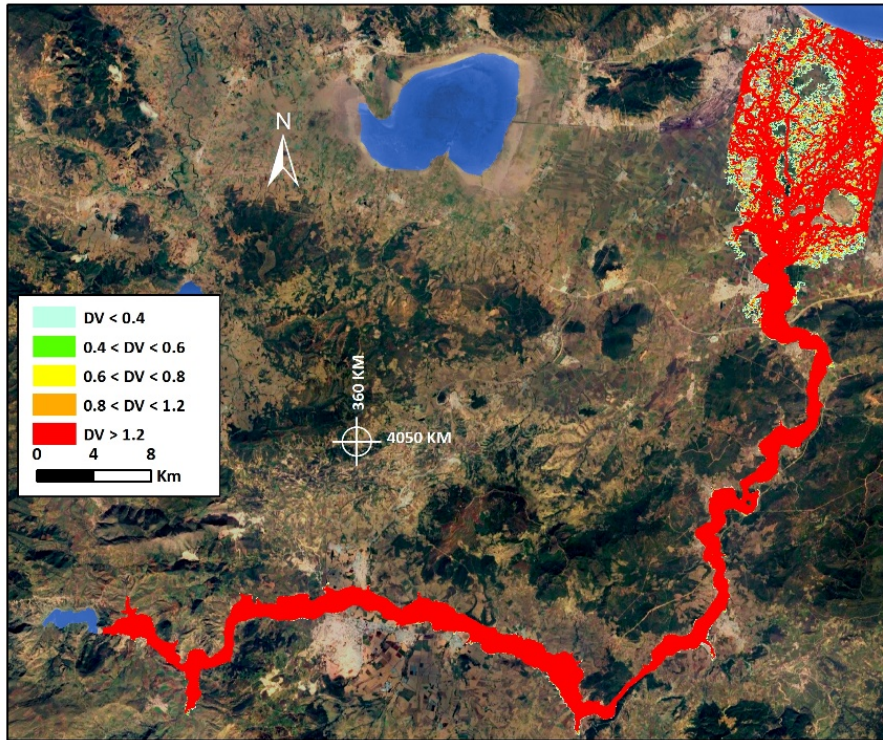


Figure IV .22: Carte des risques pour les personnes en cas de la rupture du barrage Hammam Debagh.

Le nombre de personnes à risque lors de la rupture du barrage Hammam Debagh est estimé à 73093 personnes, où ils subissent cinq classes de risque :

- Classe 1 ($DV < 0.4$) : 27257 personnes à risque faible pour les enfants,
- Classe 2 ($0.4 < DV < 0.6$) : 7024 personnes à risque modéré pour les adultes,
- Classe 3 ($0.6 < DV < 0.8$) : 5595 personnes à risque élevé pour les enfants,
- Classe 4 ($0.8 < DV < 1.2$) : 5627 personnes à risque élevé pour les adultes,
- Classe 5 ($DV > 1.2$) : 27590 personnes à risque extrême pour les adultes.

Le nombre et la classification des risques pour les personnes dans chaque commune exposée au risque de l'inondation de la rupture du barrage Hammam Debagh sont exprimés par les résultats récapitulés au tableau IV-12

Tableau IV-12: Nombre des personnes à risque de l'inondation de la rupture du barrage Hammam Debagh.

N°	Commune	Willaya	Classe1	Classe2	Classe3	Classe4	Classe5
1	Annaba	Annaba	54	0	0	0	0
2	El Bouni		5586	1492	1302	1302	2358
3	El Hadjar		7854	1930	1548	1548	2283
4	Sidi Amar		261	93	61	61	81
5	Besbes	El Tarf	2353	906	778	778	1432
6	Chebaita Mokhtar		4607	1189	824	824	1092
7	Chihani		54	57	18	18	284
8	Drean		1778	257	192	192	305
9	Echatt		3110	751	640	640	1243
10	Belkheir		2	0	0	0	61
11	Ben Djerrah		0	0	0	0	0
12	Beni Mezline	Guelma	34	6	6	6	1588
13	Boucekouf		591	102	81	81	2128
14	Boumahra Ahmed		232	47	62	62	2894
15	Djebala El Khemissi		112	33	15	15	1237
16	El Fedjoudj		47	17	10	10	194
17	Guelma		99	25	20	20	2629
18	Hammam Debagh		101	25	17	17	3092
19	Hammam N'Bail		0	0	1	1	47
20	Helliopolis		21	6	5	5	144
21	Houari Boumediene		12	3	0	0	347
22	Medjaz Ammar		75	26	15	15	3606
23	Oued Fragha		274	59	0	32	545

IV.4.2.1.4 Scénario de la rupture du barrage Foug El Khanga

La figure IV.23 expose la carte des risques pour les personnes en aval résultante de la rupture du barrage Foug El-khanga. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des personnes en crue adoptés par (Cox *et al*, 2010).

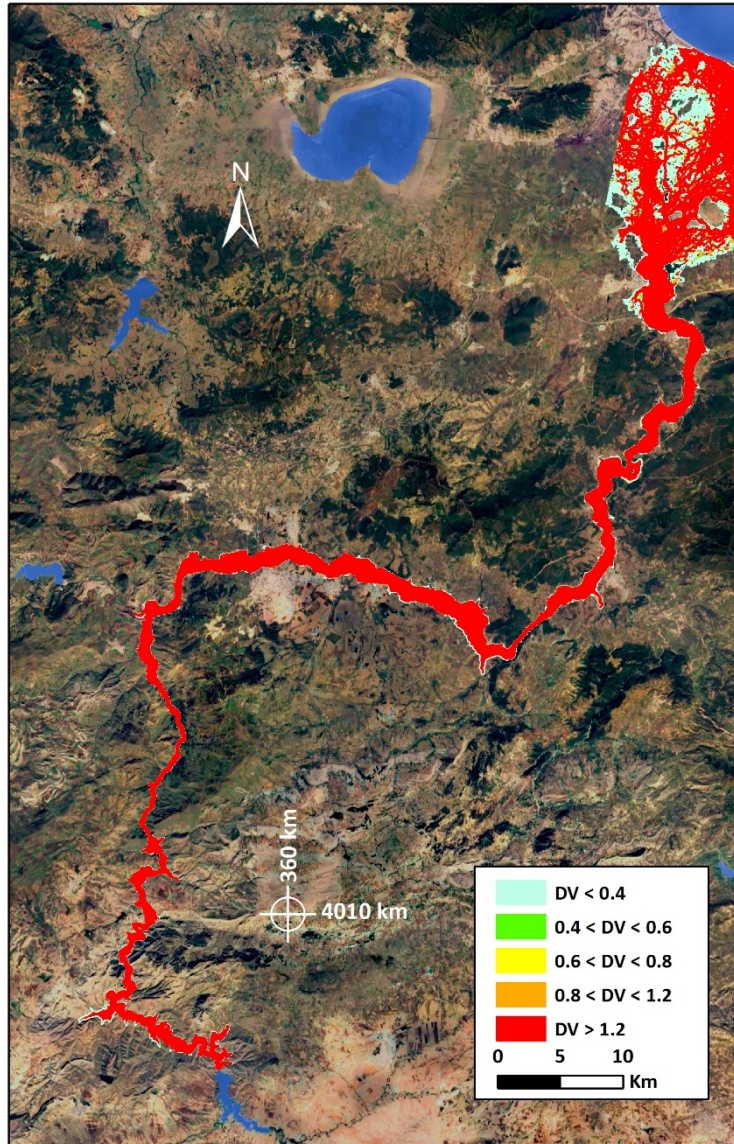


Figure IV .23: Carte des risques pour les personnes en cas de la rupture du barrage Foum El Khanga.

Le nombre des personnes à risque aussitôt de la rupture du barrage Foum El Khanga est estimé à 95086 personnes, où ils subissent cinq classes de risque :

- Classe 1 ($DV < 0.4$) : 26511 personnes à risque faible pour les enfants,
- Classe 2 ($0.4 < DV < 0.6$) : 6844 personnes à risque modéré pour les adultes,
- Classe 3 ($0.6 < DV < 0.8$) : 6066 personnes à risque élevé pour les enfants,
- Classe 4 ($0.8 < DV < 1.2$) : 9454 personnes à risque élevé pour les adultes,
- Classe 5 ($DV > 1.2$) : 46211 personnes à risque extrême pour les adultes.

Tableau IV-13: Nombre des personnes à risque de l'inondation de la rupture du barrage Foug El Khanga.

N°	Commune	Willaya	CLASSE1	CLASSE2	CLASSE3	CLASSE4	CLASSE5
1	Annaba	Annaba	53	0	0	0	8
2	El Bouni		4943	1419	1305	2324	1586
3	El Hadjar		7275	1881	1644	2389	9015
4	Sidi Amar		172	73	81	122	477
5	Besbes	El Tarf	2005	718	716	1286	4647
6	Chebaita Mokhtar		4769	1052	950	1427	2652
7	Chihani		201	23	25	36	669
8	Drean		2240	490	318	411	1136
9	Echatt		2977	715	632	899	6094
10	Ain Larbi	Guelma	0	0	0	0	0
11	Ain Makhlof		12	3	3	6	351
12	Belkheir		1	0	0	0	63
13	Ben Djerrah		0	0	0	0	0
14	Beni Mezline		40	14	10	153	2003
15	Boucekouf		558	145	115	114	4269
16	Boumahra Ahmed		277	68	75	37	3278
17	Djebala El Khemissi		127	31	24	29	1558
18	El Fedjoudj		83	16	18	36	276
19	Guelma		98	25	28	2	2711
20	Hammam N'Bail		0	0	0	13	106
21	Helliopolis		21	7	5	1	236
22	Houari Boumediene		17	1	0	63	70
23	Medjaz Ammar		226	51	54	93	2805
24	Oued Fragha	346	97	50	2	973	
25	Selaoua Announa	Guelma	0	0	0	0	0
26	Ksar El Sbihi	Oum el Bouaghi	0	0	0	0	0
27	Ain Soltane	SoukAhras	33	7	6	11	629
28	Zouabi		37	8	7	0	599

IV.4.2.1.5 Scénario de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El Khanga.

La figure IV.24 présente la carte des risques pour les personnes en aval résultante de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El Khanga. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des personnes en crue adoptés par (Cox *et al*, 2010).

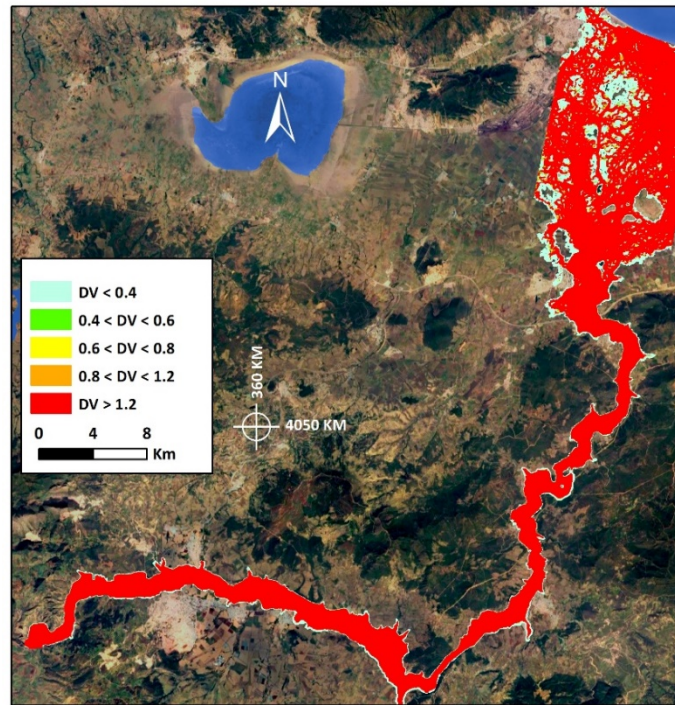


Figure IV .24: Carte des risques pour les personnes en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El-khanga.

Le nombre des personnes à risque lors de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El Khanga est estimé à 137065 personnes, où ils subissent à cinq classes de risque :

- Classe 1 ($DV < 0.4$) : 41866 personnes à risque faible pour les enfants,
- Classe 2 ($0.4 < DV < 0.6$) : 8095 personnes à risque modéré pour les adultes,
- Classe 3 ($0.6 < DV < 0.8$) : 6792 personnes à risque élevé pour les enfants,
- Classe 4 ($0.8 < DV < 1.2$) : 11290 personnes à risque élevé pour les adultes
- Classe 5 ($DV > 1.2$) : 69022 personnes à risque extrême pour les adultes.

Le tableau IV-14 résume le nombre et la classification des risques pour les personnes dans chaque commune exposée au risque de l'inondation de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et barrage Foum El Khanga

Tableau IV-14: Nombre des personnes à risques de l'inondation simultanée de la rupture du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El Khanga.

N°	Commune	Willaya	CLASSE1	CLASSE2	CLASSE3	CLASSE4	CLASSE5
1	Annaba	Annaba	6565	974	735	1300	4913
2	El Bouni		8427	1611	1543	2541	2767
3	El Hadjar		7787	1937	1649	2411	1356
4	Sidi Amar		131	52	30	86	718
5	Besbes	El Tarf	2260	401	329	781	7408
6	Chebaita Mokhtar		5330	1141	937	1571	6123
7	Chihani		670	84	43	110	1043
8	Drean		3536	507	469	652	5910
9	Echatt		3438	811	493	1004	8619
10	Ain Larbi	Guelma	0	0	0	0	0
11	Ain Makhlouf		12	3	3	6	351
12	Belkheir		16	0	0	5	64
13	Ben Djerrah		0	0	0	0	0
14	Beni Mezline		81	8	6	13	2109
15	Boucekouf		951	175	142	199	5389
16	Boumahra Ahmed		278	67	55	50	4372
17	Djebala El Khemissi		279	40	40	59	2406
18	El Fedjoudj		12	4	0	10	719
19	Guelma		480	45	47	26	3306
20	Hammam Debagh		101	25	17	17	3092
21	Hammam N'Bail		24	8	5	1	114
22	Helliopolis		24	2	6	2	365
23	Houari Boumediene		0	0	0	0	143
24	Medjaz Ammar	173	19	30	30	4301	
25	Oued Fragha	Guelma	1221	166	200	405	2206
26	Selaoua Announa		0	0	0	0	0
27	Ksar El Sbihi	Oum el Bouaghi	0	0	0	0	0
28	Ain Soltane	Souk Ahras	33	7	6	11	629
29	Zouabi		37	8	7	0	599

IV.4.2.2 Risque pour les véhicules

La longueur totale des routes dans la zone d'étude est en kilomètre, beaucoup d'autres étant en cours de planification et de construction. Lors d'une inondation due à la rupture de barrage un nombre important des personnes peuvent être en déplacement sur la route. De plus, les véhicules jouent un rôle déterminant dans une évacuation d'urgence. Par conséquent, assurer la sécurité des véhicules pendant les inondations revêt une importance.

Lors d'une inondation, les véhicules peuvent souffrir d'instabilité due au glissement, au basculement ou à la flottaison. (Shand *et al.* 2011) proposent les critères de stabilité pour les véhicules à l'arrêt classés en trois catégories: petites voitures particulières, grandes voitures particulières et véhicules à quatre roues motrices (figure IV.24).

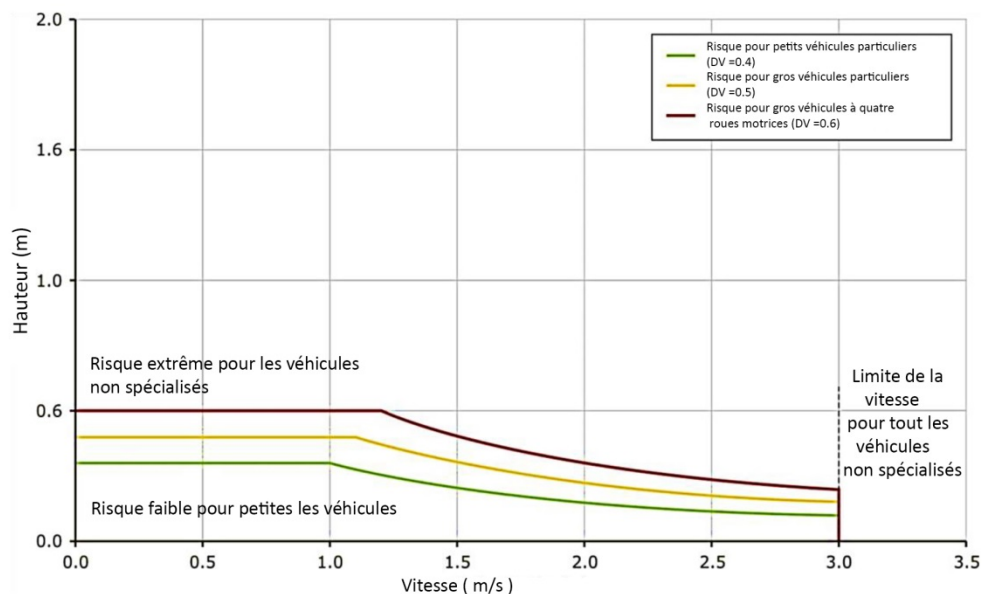


Figure IV .25: Seuil de stabilité des véhicules en cas d'inondation. (Shand *et al.* 2011)

Ces classes étaient considérées comme ayant des limites flottantes de 0,3 m (petits véhicules particuliers), 0,4 m (gros véhicules particuliers) et 0,5 m (véhicules à quatre roues motrices). Tous les critères de stabilité ont été considérés comme ayant une vitesse limite de 3,0 m / s. Ceci est en accord avec les critères de stabilité humaine pour garantir qu'en cas de panne de véhicule, la sécurité n'est pas compromise une fois que les gens abandonnent leur voiture.

IV.4.2.2.1 Scénario de rupture du barrage mexa

La figure IV.26 présente la carte des risques pour les véhicules au réseau routier en aval résultant de la rupture du barrage Mexa. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de

profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des véhicules en cas d'inondation adopté par (Shand *et al.* 2011).

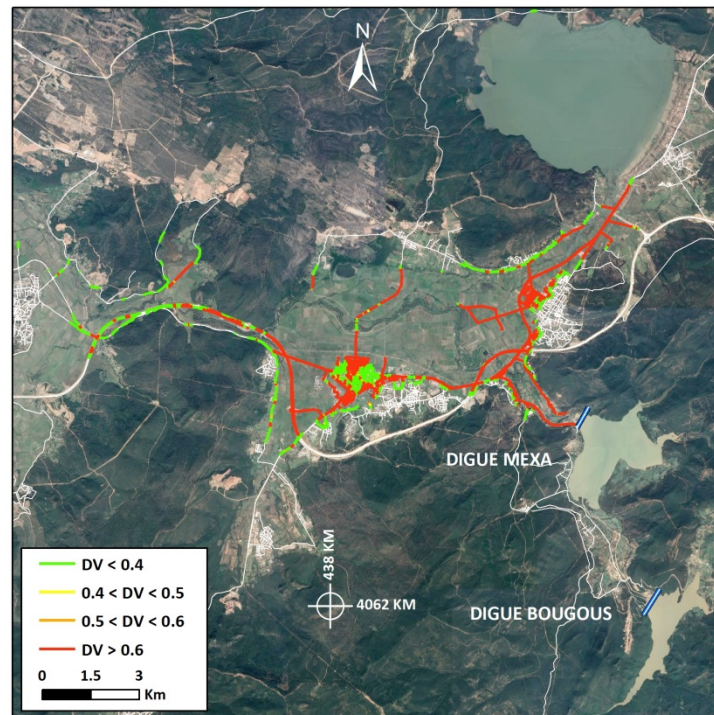


Figure IV .26: Carte des risques au réseau routier en cas de la rupture du barrage Mexa.

Le tableau IV-15 résume le risque au réseau routier dans chaque commune en cas de la rupture du barrage Mexa.

Tableau IV-15: Risques au réseau routier en cas de la rupture du barrage Mexa.

N°	Commune	Willaya	CLASSE1	CLASSE2	CLASSE3	CLASSE4
			(Km)			
1	Ain El Assel	El Tarf	11,80	0,85	0,61	37,31
2	Bougous		0,54	0,01	0,01	1,92
3	Bouteldja		17,02	0,69	0,82	7,35
4	El Kala		0,00	0,00	0,00	0,00
5	El Tarf		28,21	2,53	2,24	55,56

IV.4.2.2.2 Scénario de rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa

La figure IV.27 présente la carte des risques pour les véhicules au réseau routier en aval résultante de la rupture séquentielle de barrage Bougouse et barrage Mexa. Cette carte a été établie en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des véhicules en cas d'inondation adopté par (Shand *et al.* 2011).

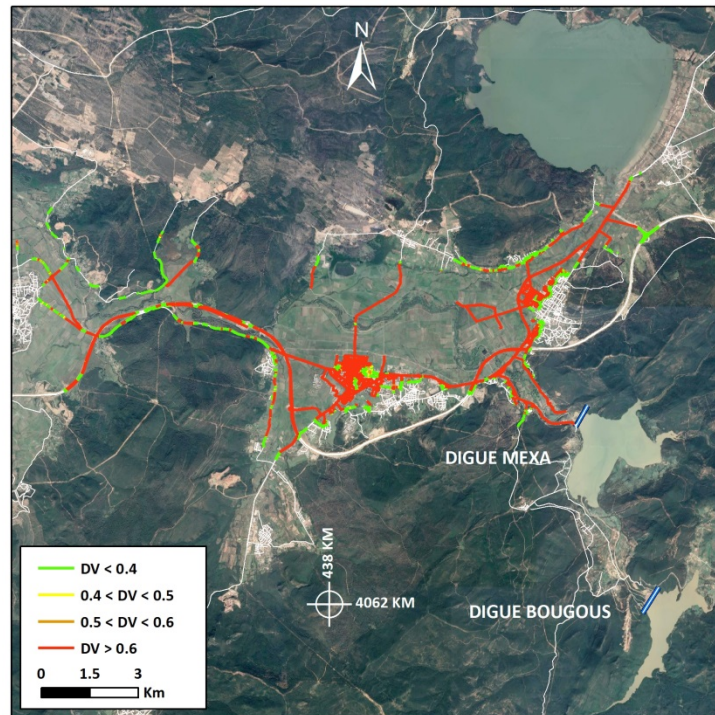


Figure IV .27: Carte des risques au réseau routier en cas de la rupture séquentielle de barrage Bougous et du barrage Mexa.

Le tableau IV-16 résume le risque au réseau routier dans chaque commune en cas de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.

Tableau IV-16: Risques au réseau routier en cas de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.

N°	Commune	Willaya	Classe1	Classe2	Classe3	Classe4
			(Km)			
1	Ain El Assel	El Tarf	13,82	0,97	0,85	41,26
2	Bougous		0,77	0,04	0,04	2,00
3	Bouteldja		17,17	1,20	0,96	21,10
4	El Kala		0,00	0,00	0,00	0,00
5	El Tarf		14,91	2,06	1,85	74,08

IV.4.2.2.3 Scénario de la rupture du barrage Hammam Debagh

La figure IV.28 présente la carte des risques pour les véhicules au réseau routier en aval résultante de la rupture du barrage Hammam Debagh. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des véhicules en cas d'inondation adopté par (Shand *et al.* 2011).

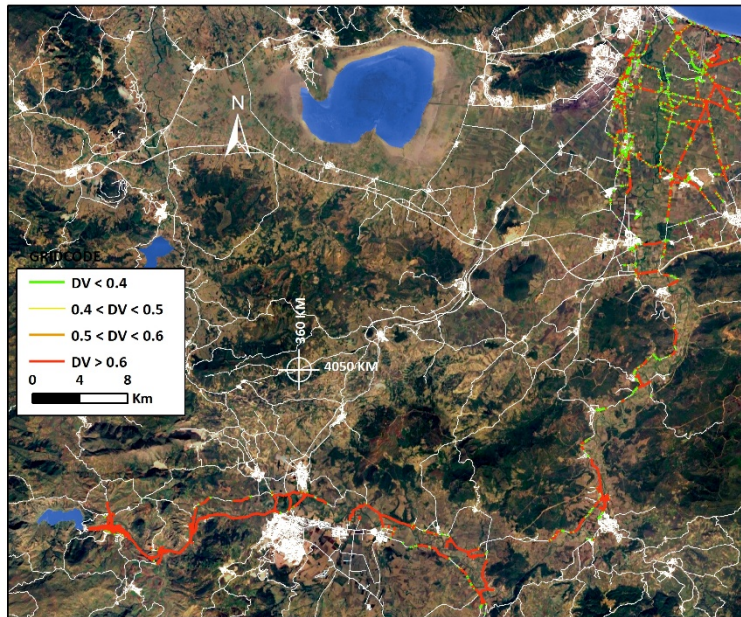


Figure IV .28: Carte des risques au réseau routier en cas de la rupture du barrage Hammam Debagh.

Le tableau IV-17 résume le risque au réseau routier dans chaque commune en cas de la rupture du barrage Hammam Debagh.

Tableau IV .17: Risques au réseau routier en cas de la rupture du barrage Hammam Debagh.

N°	Commune	Willaya	Classe1	Classe2	Classe3	Classe 4
			(Km)			
1	Annaba	Annaba	0,00	0,00	0,00	0,00
2	El Bouni		13,61	1,78	1,54	26,85
3	El Hadjar		13,96	2,09	1,70	27,09
4	Sidi Amar		0,86	0,14	0,12	2,76
5	Besbes	El Tarf	10,02	2,16	1,82	27,73
6	Chebaita Mokhtar		11,11	1,56	1,61	14,22
7	Chihani		1,59	0,38	0,33	5,66
8	Drean		4,00	0,35	0,23	2,88
9	Echatt		16,66	2,51	2,21	33,12
10	Belkheir		0,07	0,05	0,02	3,43
11	Ben Djerrah		0,00	0,00	0,00	0,00
12	Beni Mezline		0,34	0,03	0,02	8,01
13	Boucekouf		2,50	0,25	0,26	12,29
14	Boumahra Ahmed		1,97	0,19	0,17	10,80
15	Djebala El Khemissi	Guelma	0,83	0,10	0,10	7,24
16	El Fedjoudj		0,50	0,07	0,05	4,12
17	Guelma		0,40	0,04	0,04	14,71
18	Hammam Debagh		1,00	0,13	0,12	33,15
19	Hammam N'Bail		0,21	0,01	0,00	0,11
20	Helliopolis		0,42	0,04	0,05	6,48
21	Houari Boumediene		0,15	0,00	0,01	2,99
22	Medjaz Ammar		0,36	0,06	0,09	32,49
23	Oued Fragha		3,84	0,43	0,39	8,63

IV.4.2.2.4 Scénario de rupture de barrage Foum el khanga

La figure IV.29 présente la carte des risques pour les véhicules au réseau routier en aval résultante de la rupture du barrage Foum El-khanga. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des véhicules en cas d'inondation adopté par (Shand *et al.* 2011).

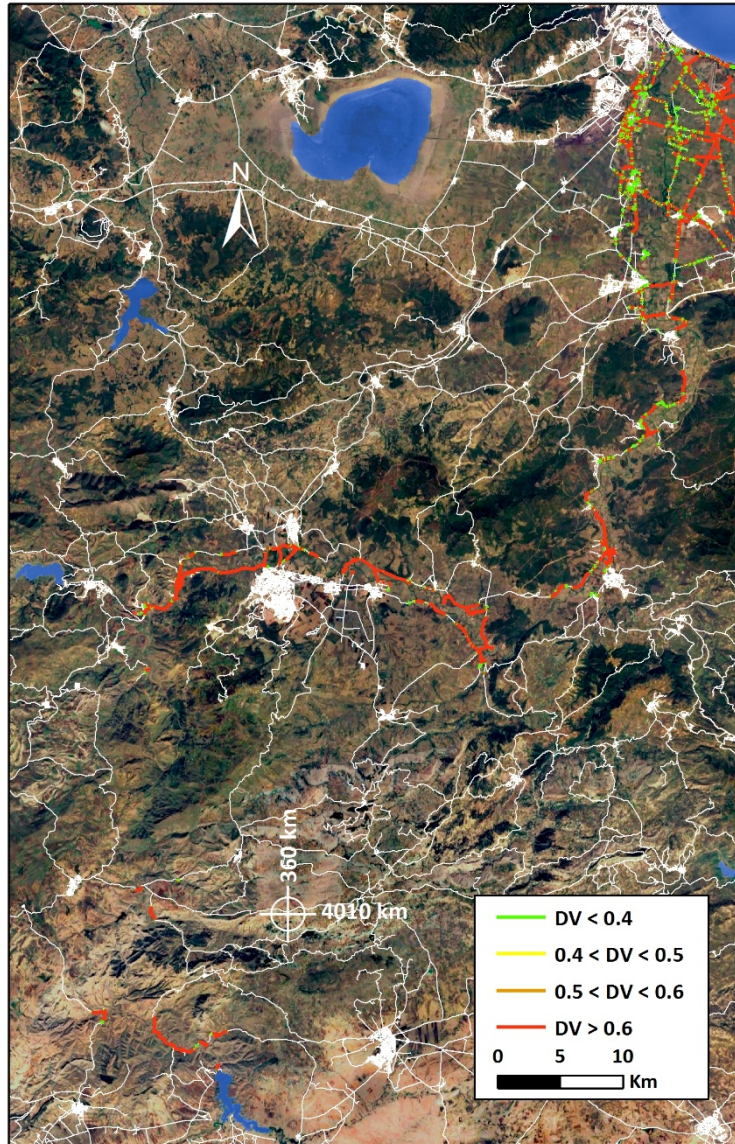


Figure IV .29: Carte des risques au réseau routier en cas de la rupture du barrage Foum El Khanga.

Le tableau IV.18 résume le risque pour les véhicules dans chaque commune en cas de la rupture du barrage Foum El Khanga.

Tableau IV .18: Risques au réseau routier en cas de la rupture du barrage Foug El Khanga.

N°	Commune	Willaya	Classe1	Classe2	Classe3	Classe4
			(Km)			
1	Annaba	Annaba	0,00	0,00	0,00	0,00
2	El Bouni		12,25	1,93	1,97	36,79
3	El Hadjar		11,48	2,03	1,89	31,67
4	Sidi Amar		0,59	0,08	0,14	3,20
5	Besbes	El Tarf	8,67	1,40	1,47	33,28
6	Chebaita Mokhtar		11,76	1,27	1,12	18,04
7	Chihani		1,68	0,19	0,28	7,49
8	Drean		5,28	0,52	0,41	4,66
9	Echatt		13,61	2,30	1,85	41,99
10	Ain Larbi		0,14	0,03	0,01	0,69
11	Ain Makhoulouf		0,33	0,02	0,01	2,70
12	Belkheir		0,05	0,01	0,01	3,12
13	Ben Djerrah	Guelma	0,00	0,00	0,00	0,00
14	Beni Mezline		0,30	0,00	0,05	8,30
15	Boucekouf		2,36	0,32	0,22	13,59
16	Boumahra Ahmed		1,12	0,16	0,26	10,82
17	Djebala El Khemissi		0,44	0,07	0,07	6,39
18	El Fedjoudj		0,46	0,05	0,08	2,61
19	Guelma		0,46	0,03	0,06	13,75
20	Hammam N'Bail		0,14	0,03	0,00	0,23
21	Helliopolis		0,39	0,09	0,07	5,86
22	Houari Boumediene		0,09	0,03	0,00	0,71
23	Medjaz Ammar		1,69	0,26	0,18	25,32
24	Oued Fragha		3,59	0,57	0,51	10,88
25	Selaoua Announa		0,03	0,01	0,00	0,06
26	Ksar El Sbihi	Oum el Bouaghi	0,08	0,00	0,00	0,00
27	Ain Soltane	Souk Ahras	0,06	0,00	0,02	1,65
28	Zouabi		0,45	0,06	0,03	8,76

IV.4.2.2.5 Scénario de rupture simultanée de barrage Hammam Debagh et barrage Foug el khanga

La figure IV.28 présente la carte des risques pour les véhicules au réseau routier en aval résultante de la rupture simultanée de barrage Hammam Debagh et barrage Foug el khanga. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des véhicules en cas d'inondation adopté par (Shand *et al.* 2011).

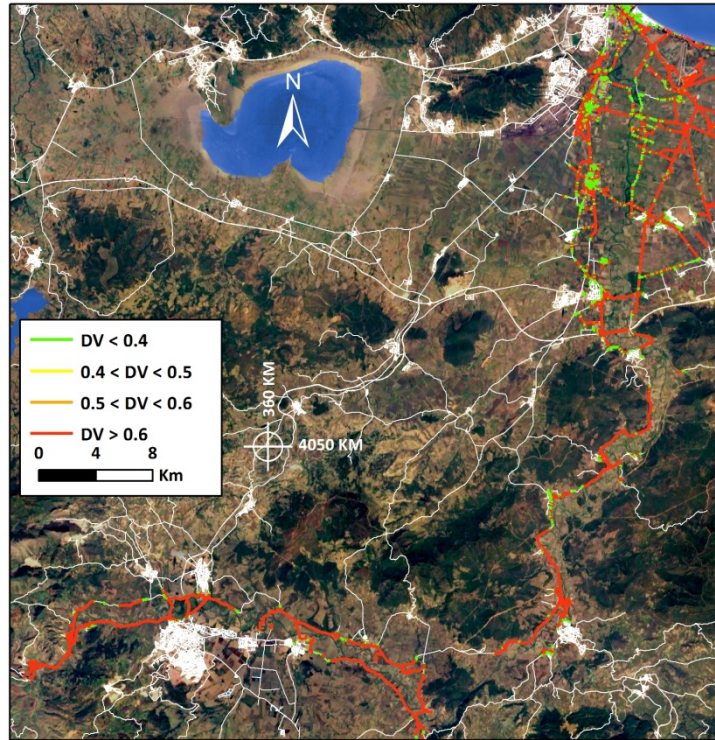


Figure IV .30: Carte des risques au réseau routier cas de rupture simultanée de barrage Hammam Debagh et barrage Foug el khanga.

Le tableau IV-19 résume le risque au réseau routier dans chaque commune en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El khanga.

Tableau IV-19: Risques pour au réseau routier en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El-khanga.

N°	Commune	Willaya	Classe1	Classe2	Classe3	Classe4
			(Km)			
1	Annaba	Annaba	8,69	0,97	0,46	8,05
2	El Bouni		18,97	1,89	1,96	60,13
3	El Hadjar		13,05	1,30	1,17	39,13
4	Sidi Amar		0,66	0,10	0,05	3,69
5	Besbes	El Tarf	9,64	0,66	1,35	42,28
6	Chebaita Mokhtar		12,53	1,63	1,17	27,31
7	Chihani		3,23	0,22	0,20	11,86
8	Drean		10,43	0,91	0,64	17,45
9	Echatt		11,73	1,79	1,48	53,38
10	Ain Larbi		0,14	0,03	0,01	0,69
11	Ain Makhlof		0,33	0,02	0,01	2,70
12	Belkheir		0,30	0,00	0,02	3,78
13	Ben Djerrah		0,00	0,00	0,00	0,00
14	Beni Mezline		0,47	0,02	0,03	8,93
15	Boucekouf	Guelma	2,65	0,22	0,14	18,45
16	Boumahra Ahmed		1,58	0,20	0,23	16,48
17	Djebala El Khemissi		0,86	0,09	0,04	10,11
18	El Fedjoudj		1,11	0,06	0,09	5,43
19	Guelma		0,63	0,00	0,06	15,75
20	Hammam Debagh		1,00	0,13	0,12	33,15
21	Hammam N'Bail		0,31	0,05	0,06	0,84
22	Helliopolis		0,67	0,02	0,04	7,34
23	Houari Boumediene		0,07	0,00	0,00	0,93
24	Medjaz Ammar		0,88	0,13	0,01	34,41
25	Oued Fragha	4,57	0,55	0,28	20,60	
26	Selaoua Announa	0,03	0,01	0,00	0,06	
27	Ksar El Sbihi	Oum el Bouaghi	0,08	0,00	0,00	0,00
28	Ain Soltane	Souk Ahras	0,06	0,00	0,02	1,65
29	Zouabi		0,45	0,06	0,03	8,76

IV.4.2.3 Risque pour les bâtiments

La gamme de forces qui pourraient affecter la stabilité du bâtiment comprend les actions hydrostatiques, les actions hydrodynamiques, les actions des débris, l'action des ondes du vent et des sillages, et l'érosion et l'affouillement dus aux inondations. À des vitesses supérieures à 2 m / s, la stabilité des fondations et des poteaux peut être affectée par le récurage. À mesure que l'herbe et la terre commencent à s'éroder, des trous d'affouillement peuvent se développer.

À des profondeurs supérieures à 2 m, les bâtiments à ossature légère peuvent être endommagés par la pression de l'eau, la flottaison et l'impact des débris, même à faible vitesse

Les principaux mécanismes de défaillance qui peuvent rendre un bâtiment dangereux sont les suivants:

- Remplissage d'eau à une profondeur dangereuse pour les personnes à l'intérieur,
- Dommages structurels entraînant l'effondrement du bâtiment et des blessures aux occupants, voire la mort,
- La force flottante et latérale de l'eau surmontant la force des ancrages du bâtiment la tenant à sa fondation la faisant flotter.

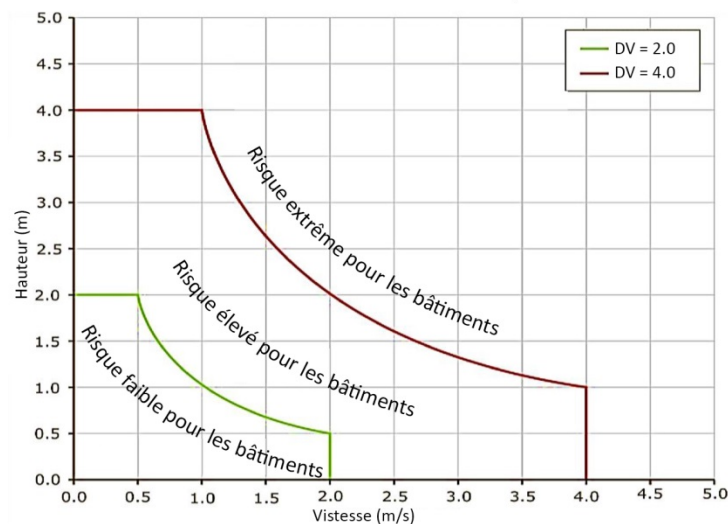


Figure IV .31: Seuil de stabilité des bâtiments en cas d'inondation. (Smith *et al*, 2014)

IV.4.2.3.1 Scénario de la rupture du barrage Mexa

La figure IV.32 présente la carte des risques pour les bâtiments en aval résultante de la rupture du barrage Mexa. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des bâtiments en cas d'inondation adoptés par (Smith *et al*, 2014).

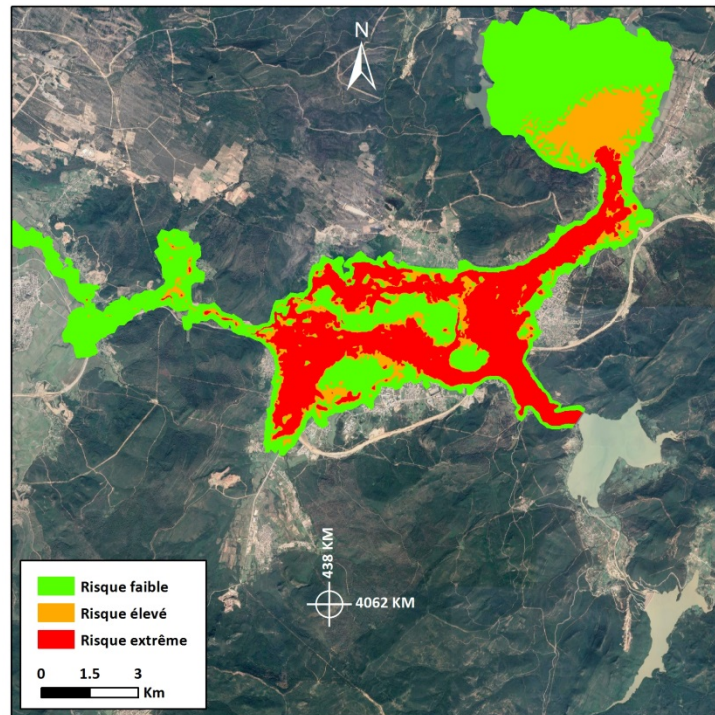


Figure IV .32: Carte des risques pour les bâtiments en cas de la rupture du barrage Mexa.

Le nombre de bâtiments à risque lors de la rupture de barrage Mexa est 11055 bâtiments dont 7350 bâtiments se situent dans la zone à faible risque.

Le tableau IV-20 résume le nombre et la classification des risques pour les bâtiments dans chaque commune exposée au risque de l'inondation de la rupture du barrage Mexa.

Tableau IV-20: Nombre de bâtiments à risque de l'inondation de la rupture du barrage Mexa.

N°	Commune	Willaya	Risque faible	Risque élevé	Risque extrême
1	Ain El Assel	El Tarf	1166	287	592
2	Bougous		6	0	4
3	Bouteldja		902	104	25
4	El Kala		0	0	0
5	El Tarf		5276	1366	1327

IV.4.2.3.2 Scénario de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa

La figure IV.33 présente la carte des risques pour les bâtiments en aval résultante de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des bâtiments en cas d'inondation adoptés par (Smith et al, 2014).

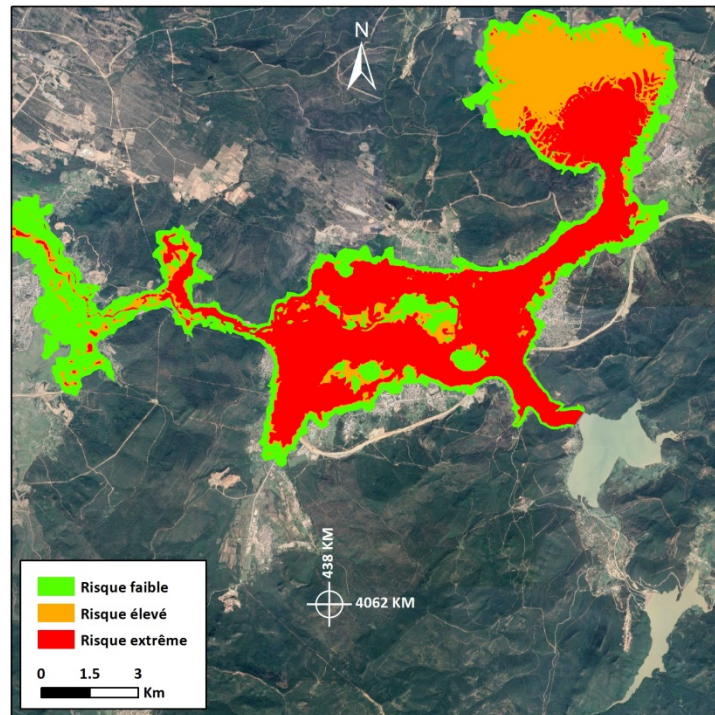


Figure IV .33: Carte des risques pour les bâtiments en cas de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.

Le nombre de bâtiments à risque lors de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa est 12627 bâtiments dont 5693 se situent dans la zone à faible risque.

Le tableau IV-21 résume le nombre et la classification des risques pour les bâtiments dans chaque commune exposée au risque de l'inondation de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.

Tableau IV-21: Nombre de bâtiments à risques de l'inondation de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.

N°	Commune	Willaya	Risque faible	Risque élevé	Risque extrême
1	Ain El Assel	El Tarf	1227	278	868
2	Bougous		7	0	4
3	Bouteldja		1240	225	360
4	El Kala		0	0	0
5	El Tarf		3219	1688	3511

IV.4.2.3.3 Scénario de rupture de barrage Hammam Debagh

La figure IV-34 présente la carte des risques pour les bâtiments en aval résultante de la rupture du barrage Hammam Debagh. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de

profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des bâtiments en cas d'inondation adoptés par (Smith *et al.*, 2014)

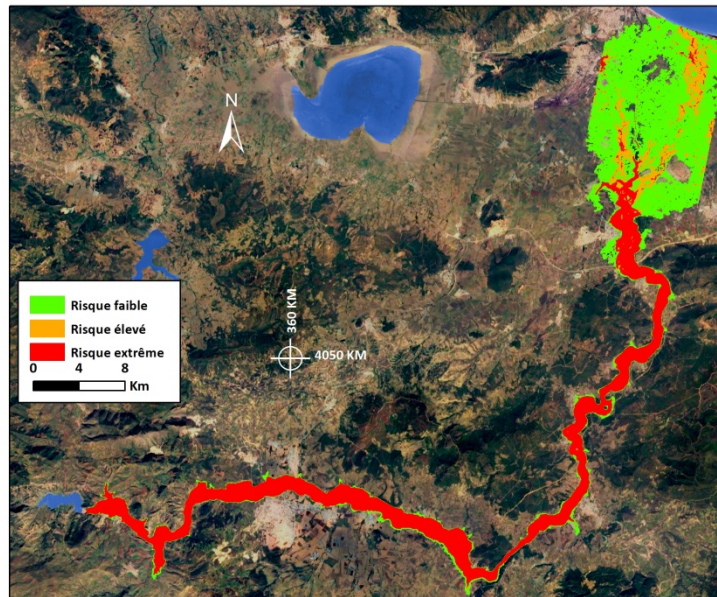


Figure IV .34 : Carte des risques pour les bâtiments en cas de rupture de barrage Hammam Debagh.

Le nombre de bâtiments à risque lors de la rupture du barrage Hammam Debagh est 47143 bâtiments dont 26940 se situent dans la zone à faible risque.

Le tableau IV-22 résume le nombre et la classification des risques pour les bâtiments dans chaque commune exposée au risque de l'inondation de la rupture du barrage Hammam Debagh.

Tableau IV .22: Nombre de bâtiments à risques de l'inondation de la rupture du barrage Hammam Debagh.

N°	Commune	Willaya	Risque faible	Risque élevé	Risque extrême
1	Annaba	Annaba	15	1	0
2	El Bouni		7235	2196	1364
3	El Hadjar		6993	1235	582
4	Sidi Amar		332	96	28
5	Besbes	El Tarf	3020	509	200
6	Chebaita Mokhtar		3234	262	22
7	Chihani		53	18	157
8	Drean		951	69	110
9	Echatt		3542	802	227
10	Belkheir		1	0	22
11	Ben Djerrah		0	0	0
12	Beni Mezline		15	5	510
13	Boucekouf		448	117	1381
14	Boumahra Ahmed		213	83	1192
15	Djebala El Khemissi	Guelma	101	49	605
16	El Fedjoudj		171	106	488
17	Guelma		63	21	862
18	Hammam Debagh		215	66	3519
19	Hammam N'Bail		3	2	58
20	Helliopolis		47	22	194
21	Houari Boumediene		9	4	162
22	Medjaz Ammar		138	55	2580
23	Oued Fragha		141	27	195

IV.4.2.3.4 Scénario de rupture de barrage Foug el khanga.

La figure IV.35 expose la carte des risques pour les bâtiments en aval résultante de la rupture de barrage Foug El-khanga. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des bâtiments en cas d'inondation adoptés par (Smith *et al*, 2014).

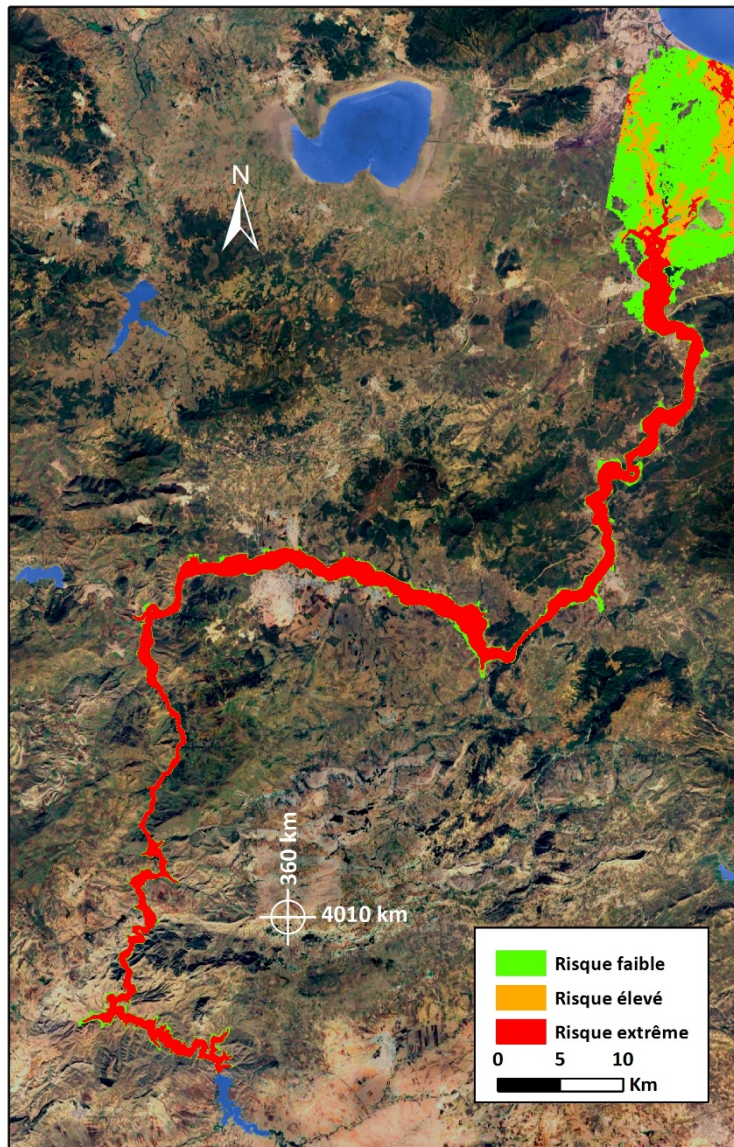


Figure IV .35: Carte des risques pour les bâtiments en cas de la rupture du barrage Foum El Khanga.

Le nombre de bâtiments à risque lors de la rupture de barrage Foum El Khanga est 53251 bâtiments dont 27962 se situent dans la zone à faible risque.

Le tableau IV-23 résume le nombre et la classification des risques pour les bâtiments dans chaque commune exposée au risque de l'inondation de rupture de Foum El Khanga.

Tableau IV .23: Nombre de bâtiments à risque de l'inondation de rupture Foum El Khanga.

N°	Commune	Willaya	Risque faible	Risque élevé	Risque extrême
1	Annaba	Annaba	15	1	0
2	El Bouni		6934	3082	2394
3	El Hadjar		6999	1607	842
4	Sidi Amar		305	102	66
5	Besbes	El Tarf	2842	804	271
6	Chebaita Mokhtar		3598	382	47
7	Chihani		99	10	178
8	Drean		1381	125	134
9	Echatt		3255	1365	545
10	Ain Larbi		0	0	0
11	Ain Makhoulf		49	18	442
12	Belkheir		0	0	22
13	Ben Djerrah		0	0	0
14	Beni Mezline		24	6	510
15	Bouhekouf	Guelma	474	118	1463
16	Boumahra Ahmed		250	61	1086
17	Djebala El Khemissi		102	38	540
18	El Fedjoudj		224	125	120
19	Guelma		74	28	783
20	Hammam N'Bail		3	1	59
21	Helliopolis		48	24	156
22	Houari Boumediene		9	0	26
23	Medjaz Ammar		341	111	1698
24	Oued Fragha		203	39	213
25	Selaoua Announa	0	0	0	
26	Ksar El Sbihi	Oum el Bouaghi	0	0	0
27	Ain Soltane	Souk Ahras	209	66	1815
28	Zouabi		524	180	3586

IV.4.2.3.5 Scénario de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El-khanga

La figure IV.36 expose la carte des risques pour les bâtiments en aval résultante de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El Khanga. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de stabilité des bâtiments en cas d'inondation adoptés par (Smith *et al*, 2014).

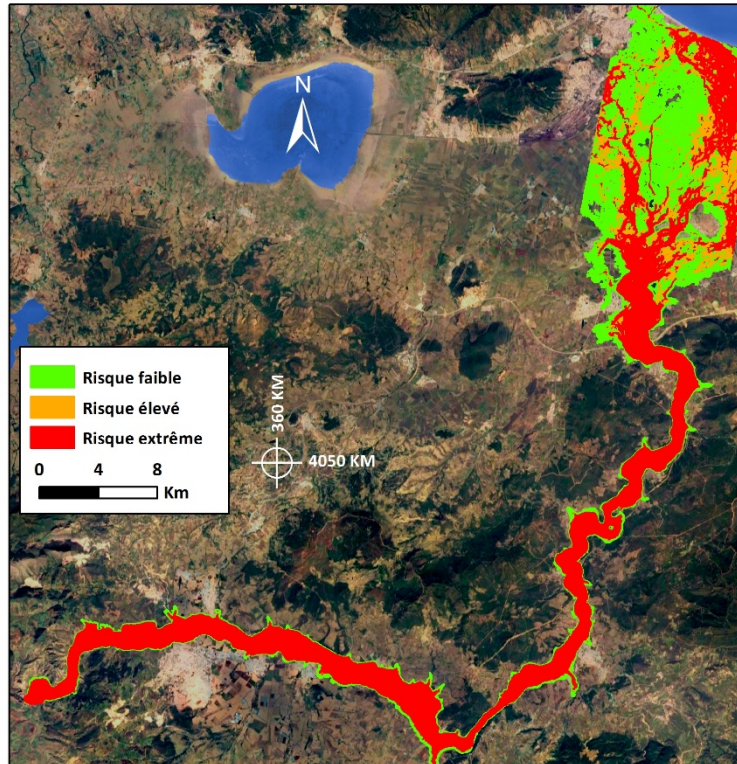


Figure IV .36: Carte des risques pour les bâtiments en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El Khanga.

Le nombre de bâtiments à risque lors de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El Khanga est 79531 bâtiments dont 36110 se situent dans la zone à faible risque.

Le tableau IV-24 résume le nombre et la classification des risques pour les bâtiments dans chaque commune exposée au risque de l'inondation de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El-khanga.

Tableau IV-24: Nombre de bâtiments à risques de l'inondation simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El-khangha.

N°	Commune	Willaya	Risque faible	Risque élevé	Risque extrême
1	Annaba	Annaba	3133	525	205
2	El Bouni		9052	3958	5780
3	El Hadjar		7615	2125	1630
4	Sidi Amar		254	142	121
5	Besbes	El Tarf	2276	1254	1145
6	Chebaita Mokhtar		4366	1005	241
7	Chihani		334	31	224
8	Drean		2323	845	785
9	Echatt		3370	1511	1683
10	Ain Larbi		0	0	0
11	Ain Makhoulouf		49	18	442
12	Belkheir		6	0	23
13	Ben Djerrah		0	0	0
14	Beni Mezline	36	7	534	
15	Boucekouf	703	157	1836	
16	Boumahra Ahmed	204	78	1487	
17	Djebala El Khemissi	190	20	866	
18	El Fedjoudj	Guelma	38	45	740
19	Guelma		206	22	965
20	Hammam Debagh		215	66	3519
21	Hammam N'Bail		21	2	65
22	Helliopolis		30	10	282
23	Houari Boumediene		0	1	55
24	Medjaz Ammar		207	31	2810
25	Oued Fragha		749	106	377
26	Selaoua Announa		0	0	0
27	Ksar El Sbihi	Oum el Bouaghi	0	0	0
28	Ain Soltane	Souk Ahras	209	66	1815
29	Zouabi		524	180	3586

IV.4.3 Evaluation de la vulnérabilité

Dans les évaluations de la vulnérabilité, il existe un besoin d'un ensemble combiné de courbes de risque aux inondations, qui peut être utilisé comme une classification générale de la vulnérabilité aux inondations sur une plaine inondable pour se nourrir (Aemi, 2014), sur la base des seuils mentionnés ci-dessus a été présentée dans la figure IV.37. Ces seuils sont liés à la vulnérabilité de la communauté lorsqu'elle interagit avec les eaux de crue. Ces courbes

combinées sont utilisées pour établir des classifications des risques qui se rapportent à des seuils de vulnérabilité spécifiques, comme décrit par (Smith *et al*, 2014), et présenté dans ci-après :

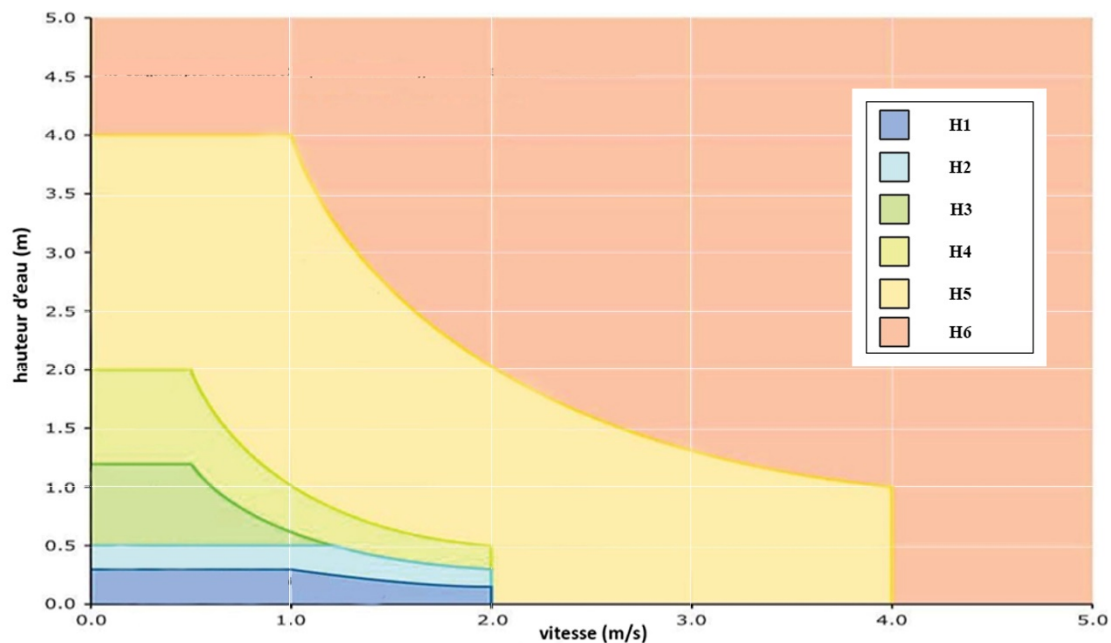


Figure IV .37: Seuils de la vulnérabilité aux inondations. (Aemi, 2014)

Tableau IV-25: Seuils de la vulnérabilité aux inondations.

Classification de la vulnérabilité	Description
H1	Généralement sans danger pour les véhicules, les personnes et les bâtiments.
H2	Dangereux pour les petits véhicules.
H3	Dangereux pour les véhicules, les enfants et les personnes âgées.
H4	Dangereux pour les véhicules et les personnes.
H5	Dangereux pour les véhicules et les personnes. Tous les bâtiments vulnérables aux dommages structurels. Quelques bâtiments moins robustes sujets à défaillance.
H6	Dangereux pour les véhicules et les personnes. Tous les types de bâtiments sont considérés comme vulnérables aux défaillances.

Le tableau IV-26 fournit les limites des seuils de vulnérabilité correspondant aux classifications indiquées dans le tableau IV-23. De plus, des facteurs tels que l'isolement pendant une inondation, l'heure d'avertissement efficace et le taux de montée des eaux de crue et l'heure de la journée jouent un rôle important dans la description du risque d'inondation.

Tableau IV-26: Limites de la classification des seuils de vulnérabilité.

Classification de la vulnérabilité	Limite de la classification (DV en m²s⁻¹)	Limite de la profondeur d'eau (D en m)	Limite de la vitesse d'écoulement (D en m)
H1	$DV \leq 0.3$	0.3	2.0
H2	$DV \leq 0.6$	0.5	2.0
H3	$DV \leq 0.6$	1.2	2.0
H4	$DV \leq 1.0$	2.0	2.0
H5	$DV \leq 4.0$	4.0	4.0
H6	$DV \geq 4.0$	-	-

La profondeur d'inondation utilisée comme base de danger pour les personnes et la stabilité du véhicule est référencée au niveau du sol, mais pour la stabilité du bâtiment, il est référencé au niveau du plancher. La vulnérabilité de la communauté et de ses actifs peut être décrite en utilisant des seuils liés à la stabilité des personnes qui marchent ou traversent les eaux de la crue ou se réfugient dans un bâtiment pendant une inondation.

La vulnérabilité aux aléas sera également influencée par le fait que la considération principale est la planification stratégique de l'occupation de sol visant à garantir que l'occupation de sol est compatible avec le risque d'inondation ou l'évaluation des propositions de développement ou des plans de gestion des urgences visant à réduire les risques d'inondation résiduels.

On peut se demander pourquoi l'estimation de la perte de récolte due à une inondation de rupture de barrage n'a jamais mérité une discussion dans la littérature sous la classification du risque d'inondation. C'est en raison du fait qu'avec l'amplitude des profondeurs et des vitesses de l'eau générées par un tel événement, toutes les cultures sur pied devraient être complètement lavées, quel que soit le type de culture ou le stade de développement de la culture. Ainsi, une perte totale de toutes les cultures dans toute la zone inondée peut être supposée avec une assez bonne confiance.

IV.4.3.1 Scénario de rupture de barrage Mexa

La figure IV.38 présente la carte de la vulnérabilité aux inondations due à la rupture du barrage Mexa. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de de la vulnérabilité aux inondations adopté par (Aemi, 2014).

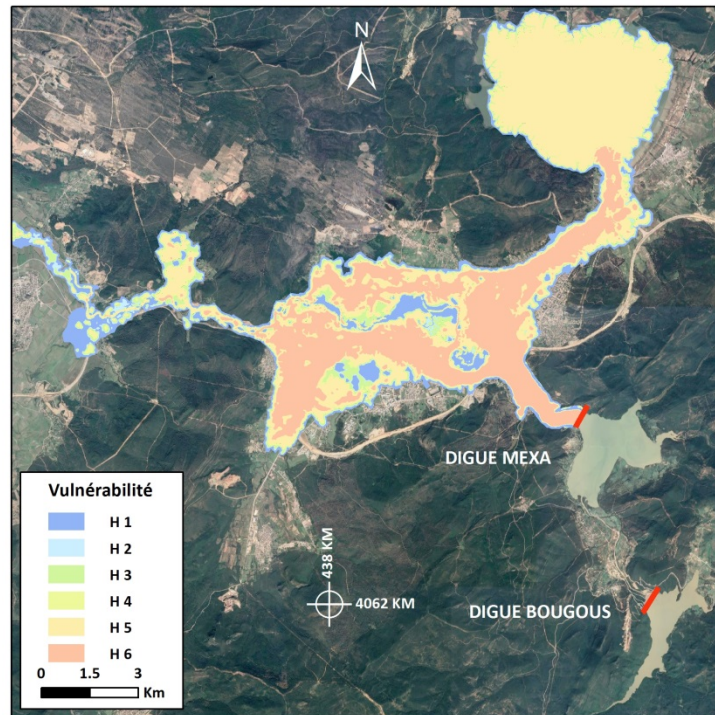


Figure IV .38: Carte de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture du barrage Mexa.

La surface de la zone vulnérable aux défaillances totales de tous les types de bâtiments (H6) est estimée à 31,89 % de la surface totale inondée, 76,36 % de zones inondées vulnérables pour les personnes (H4, H5 et H6), la zone sans danger pour les véhicules, les personnes et les bâtiments (H1) présente 13,19 % de la zone inondée due à la rupture du barrage Mexa.

IV.4.3.2 Scénario de rupture séquentielle de barrage Bougouse et barrage Mexa

La figure IV.39 présente la carte de la vulnérabilité aux inondations due à la rupture séquentielle de barrage Bougous et barrage Mexa. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de de la vulnérabilité aux inondations adopté par (Aemi, 2014) .

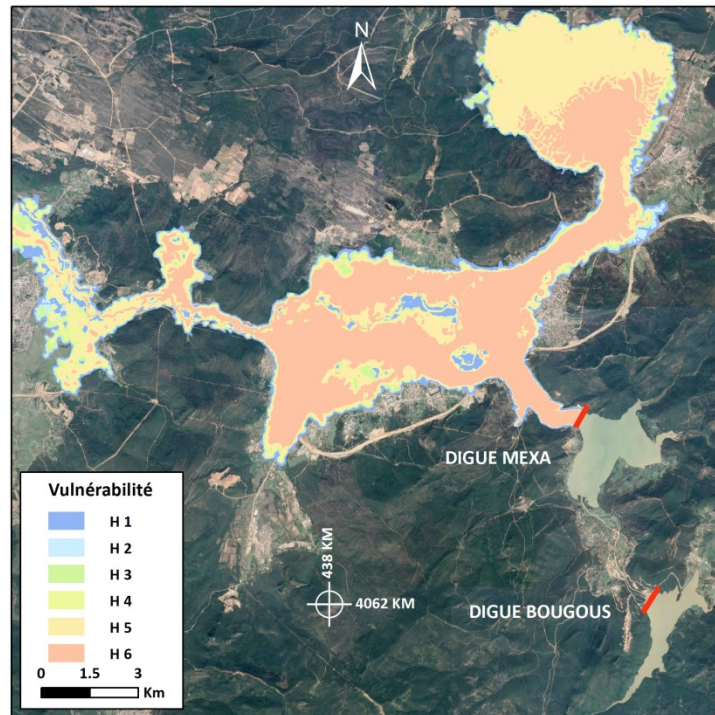


Figure IV .39: Carte de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.

La surface de la zone vulnérable aux défaillances totales de tous les types de bâtiments (H6) est estimée à 48,50 % de la surface totale inondée, 86,40 % de zones inondées vulnérables pour les personnes (H4, H5 et H6), la zone sans danger pour les véhicules, les personnes et les bâtiments (H1) présente 11,59 % de la zone inondée due à la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.

IV.4.3.3 Scénario de rupture de barrage Hammam Debagh

La figure IV.40 présente la carte de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture du barrage Hammam Debagh. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de de la vulnérabilité aux inondations adopté par (Aemi, 2014).

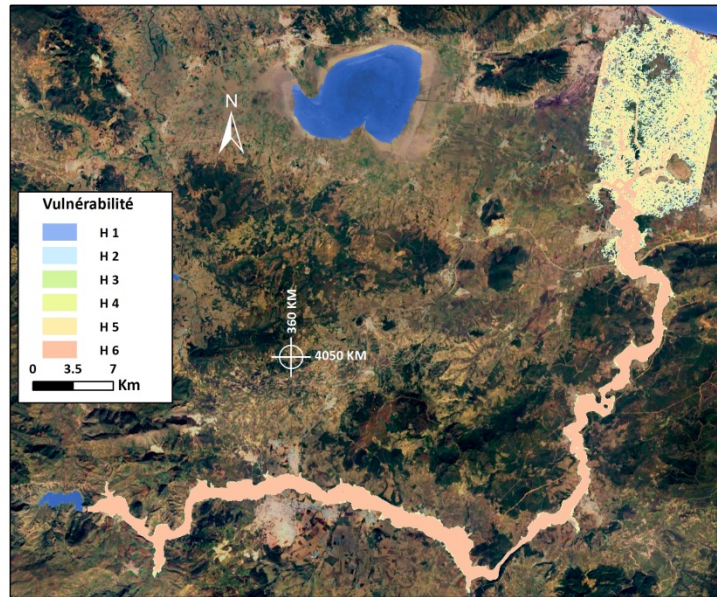


Figure IV .40: Carte de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture du barrage Hammam Debagh.

La surface de la zone vulnérable aux défaillances totales de tous les types de bâtiments (H6) est estimée à 45,20 % de la surface totale inondée, 81,71 % de la zone inondée vulnérable pour les personnes (H4, H5 et H6), la zone sans danger pour les véhicules, les personnes et les bâtiments (H1) présente 5,30 % de la zone inondée due à la rupture du barrage Hammam Debagh.

IV.4.3.4 Scénario de rupture de barrage Foum El Khanga

La figure IV.41 présente la carte de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture du barrage Foum El Khanga. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de de la vulnérabilité aux inondations adopté par (Aemi, 2014).

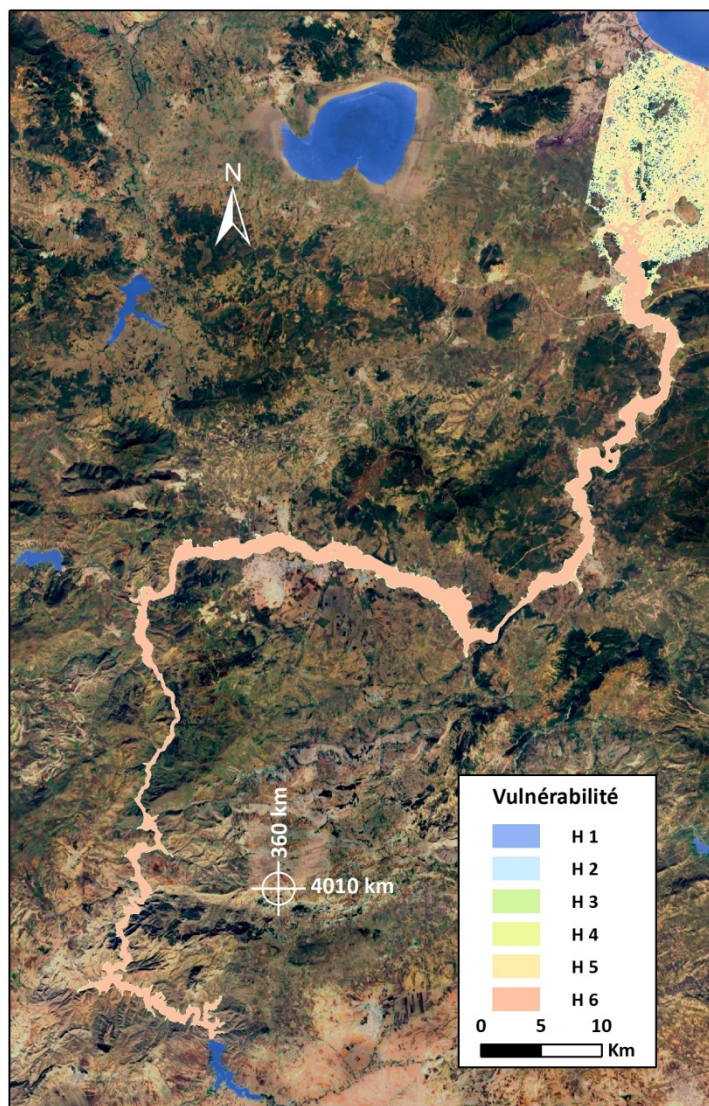


Figure IV .41: Carte de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture de Fom El Khanga.

La surface de la zone vulnérable aux défaillances totales de tous les types de bâtiments (H6) est estimée à 49,75 % de la surface totale inondée, 84,93 % de la zone inondée vulnérable pour les personnes (H4, H5 et H6), la zone sans danger pour les véhicules, les personnes et les bâtiments (H1) présente 4,31 % de la zone inondée due à la rupture de Fom El Khanga.

IV.4.3.5 Scénario de rupture simultanée de barrage Hammam Debagh et barrage Fom KI Khanga

La figure IV.42 présente la carte de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Fom El Khanga. Cette carte a été élaborée en combinant des cartes de profondeur et de vitesse selon le seuil de de la vulnérabilité aux inondations adopté par (Aemi, 2014).

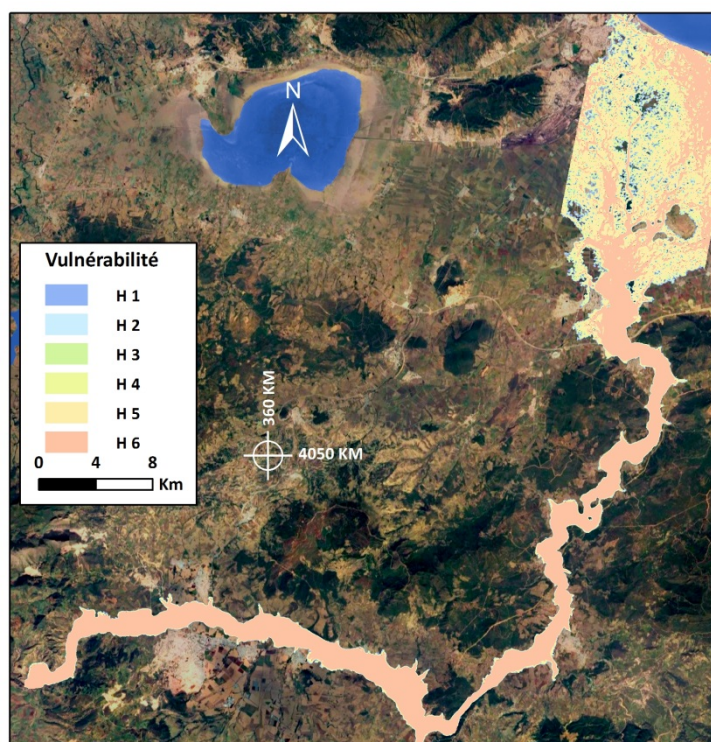


Figure IV .42: Carte de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Fom El Khanga.

La surface de la zone vulnérable aux défaillances totales de tous les types de bâtiments (H6) avoisine un taux de 53,00 % de la surface totale inondée, 86,13 % de la zone inondée vulnérable pour les personnes (H4, H5 et H6), la zone sans danger pour les véhicules, les personnes et les bâtiments (H1) présente 2,65 % de la zone inondée due à la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Fom El Khanga.

IV.4.4 Evaluation du potentielle de perte de vie

Pour comparer les résultats du risque avec les recommandations internationales au risque tolérable, il est particulièrement important d'estimer la perte de vie. La perte de vie est une conséquence intangible qui ne peut être estimée directement en termes économiques. Il est dans la catégorie des conséquences directes car il est généralement le résultat direct de l'onde de crue. La gravité de l'inondation et temps d'alerte et d'évacuation sont également des facteurs importants.

Selon (Sector, 2011), les trois groupes de facteurs qui influencent les pertes de vie dues à la rupture d'un barrage sont les inondations dues à la rupture du barrage, le nombre et l'emplacement des personnes exposées à l'inondation due à la rupture du barrage et les pertes

de vie parmi les personnes non évacuées qui restent dans la zone d'inondation au moment de l'arrivée de l'onde d'inondation due à la rupture du barrage et de la gravité de l'inondation.

(Tweedie *et al.*, 1986) ont suggéré une distribution de Rayleigh pour simuler la relation entre le taux d'évacuation et le temps (cf. section II.5.3.3), les figures (IV.43 à IV.47) illustrent le pourcentage cumulé de la population évacuée pour les cinq scénarios étudiés.

La plupart des approches disponibles pour estimer la perte de vie due à la rupture d'un barrage sont purement empiriques en utilisant des régressions sur la population et le temps d'alerte, temps entre la réception de l'avertissement et l'arrivée des inondations. Une approche plus récente de (Graham, 1999) pour prédire les pertes en vies humaines due à la rupture de barrage sur la base de données statistiques. Trois paramètres discrets sont utilisés dans l'approche : la gravité des inondations (extrême, élevée et faible), la compréhension de la gravité des inondations (vague et précise) et le temps d'alerte (0 à 15 minutes, 15 à 60 minutes et > 60 minutes).

La première étape de l'application est la gravité de l'inondation est définie en tenant compte du degré de destruction des bâtiments. La gravité des inondations est classée en trois catégories (extrême, élevée et faible) présentée dans les figures (IV.32 à IV.36) pour les cinq scénarios étudiés.

Par la suite, le paramètre permettant de comprendre la gravité de l'inondation est évalué. Cela dépend du type de messages d'avertissement émis aux personnes et de la manière dont ils les assimilent. Il est classé en deux catégories:

- Compréhension vague: la population qui reçoit l'avertissement n'a jamais vu d'inondation ou ne comprend pas l'ampleur de l'inondation imminente.
- Compréhension précise: la population comprend correctement les messages d'avertissement et se rend compte de l'ampleur des inondations.

Selon (Graham, 1999) dans le cas de rupture instantanée dans un événement d'activité sismique, le temps d'alerte égale au temps d'arrivée de l'onde car, la diffusion d'alerte commence à l'instant de la rupture de barrage, les figures (IV.48 à IV.52) présentent le temps d'alerte pour les cinq scénarios étudiés.

Les figures (IV.53 à IV.57) présentent la perte de vie en unité obtenue par l'approche de Graham (1999) dans chaque scénario.

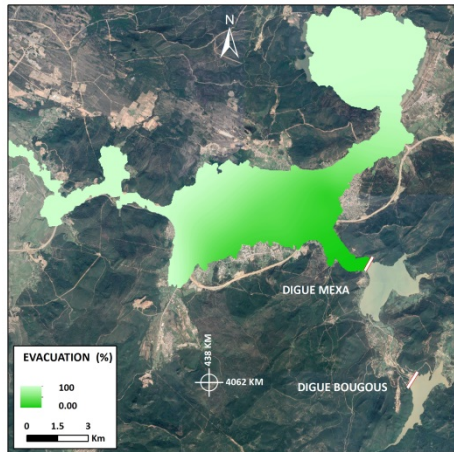


Figure IV .43: Taux de la population évacuée cas de rupture du barrage Mexa.

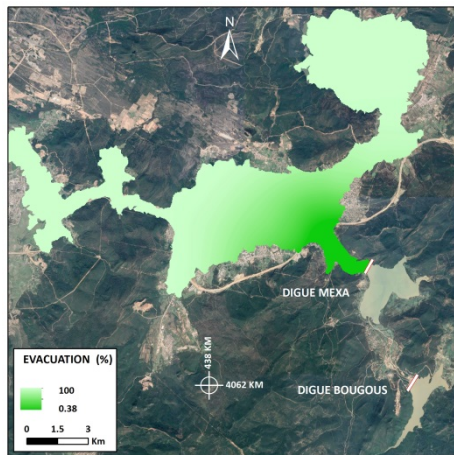


Figure IV.44: Taux de la population évacuée en cas de rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.

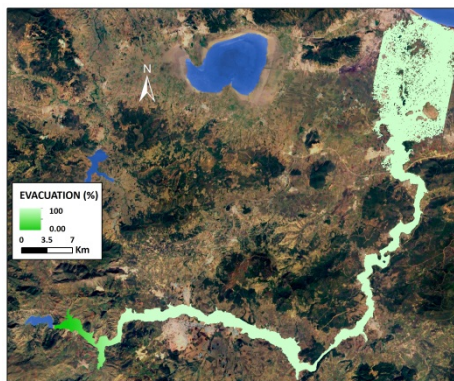


Figure IV.45: Taux de la population évacuée en cas de rupture du barrage Hammam Debagh.



Figure IV .46: Taux de la population évacuée en cas de rupture du barrage Foug El Khanga.



Figure IV .47: Taux de la population évacuée en cas de rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El Khanga.

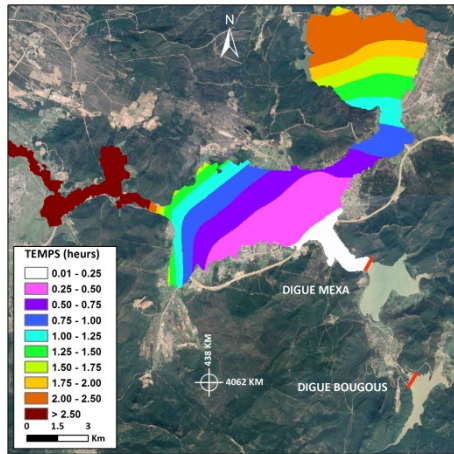


Figure IV.48: Temps d'alerte en cas de la rupture de du barrage Mexa.

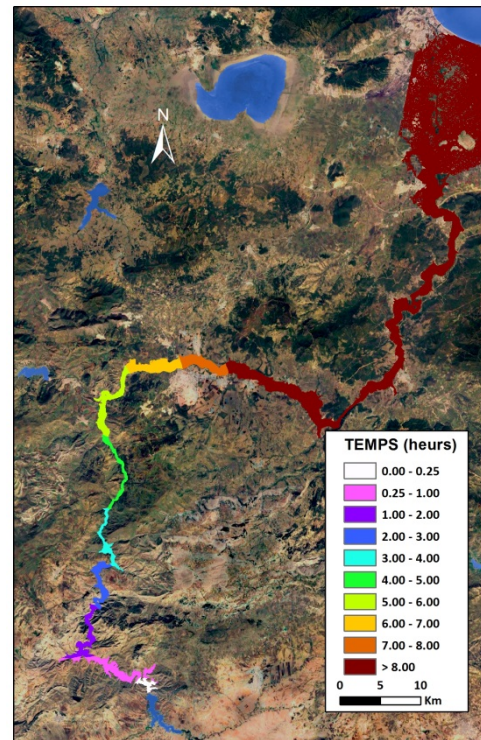


Figure IV .51: Temps d'alerte en cas de la rupture du barrage Fom El Khanga.

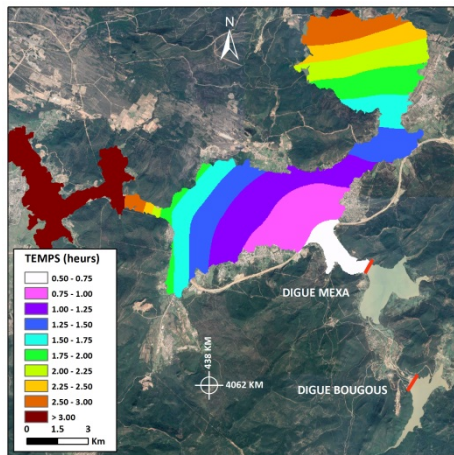


Figure IV .49: Temps d'alerte en cas de la rupture séquentielle du barrage Bougouse et du barrage Mexa.

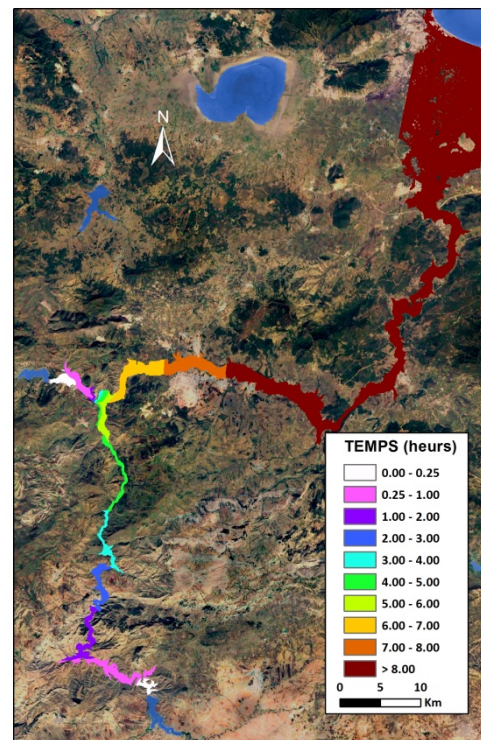


Figure IV .52: Temps d'alerte en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Fom El Khanga.

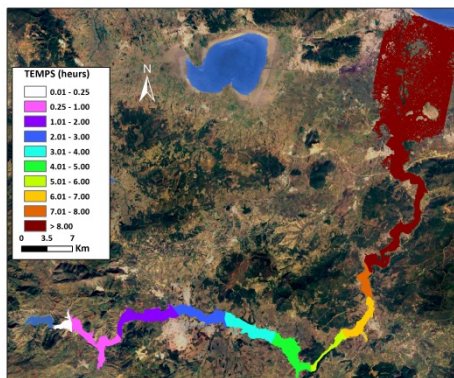


Figure IV .50: Temps d'alerte en cas de la rupture du barrage Hammam Debagh.

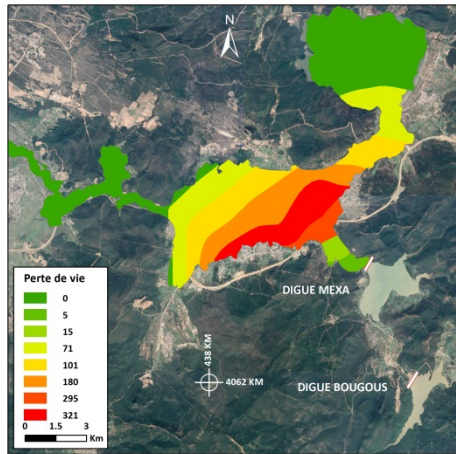


Figure IV .53: Perte de vie en cas de la rupture du barrage Mexa.

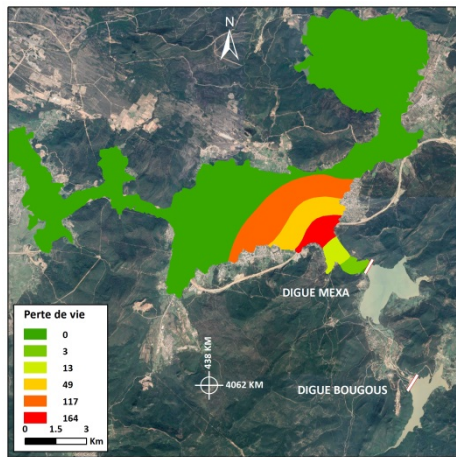


Figure IV .54: Perte de vie en cas de la rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa.

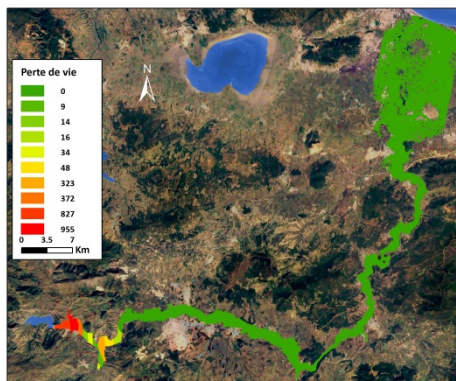


Figure IV .55: Perte de vie en cas de la rupture du barrage Hammam Debagh.

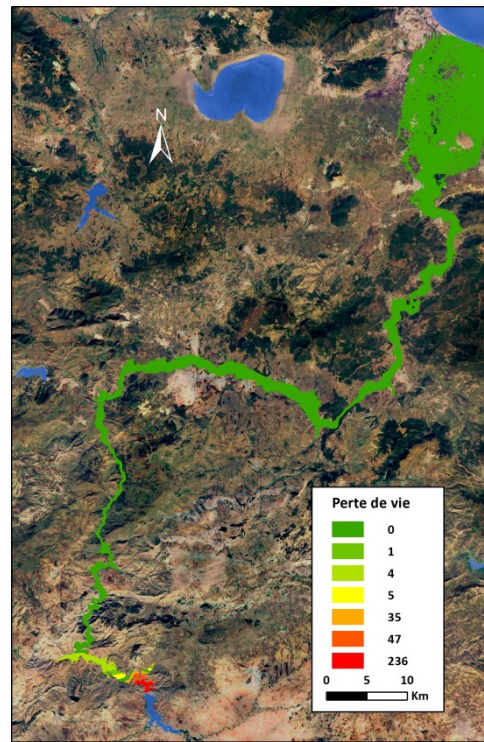


Figure IV .56: Perte de vie en cas de la rupture du barrage Foug El Khanga.

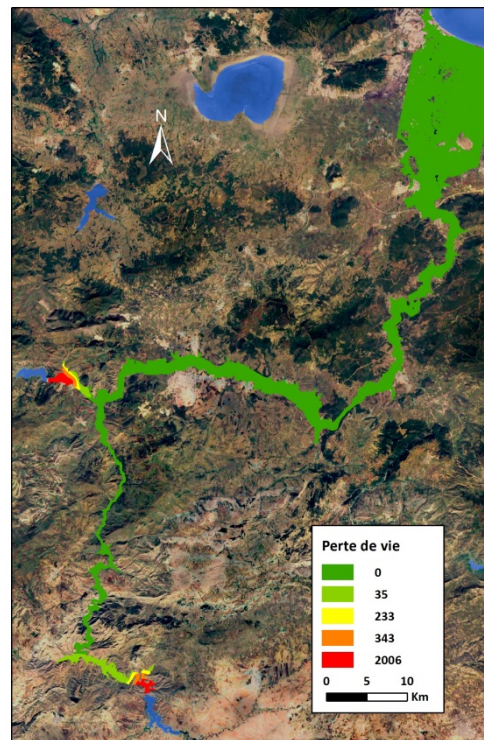


Figure IV .57: Perte de vie en cas de la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foug El Khanga

IV.5 Conclusion

Les principaux résultats issus des différents scénarios de simulation numérique de ruptures de barrages conduites à savoir la rupture du barrage Hammam Debagh, de Foum El-Khanga, de Mexa et de Bougous ainsi que la rupture simultanée de deux premiers barrages et la rupture en cascade des deux derniers ouvrages. Ces résultats comportent notamment l'analyse des hauteurs d'eau maximales atteintes, des vitesses d'écoulement maximales, des temps d'arrivée de l'onde de submersion et des zones inondées pour chaque scénario étudié. Ensuite, les analyses des risques associés à chaque scénario de rupture sur les personnes, les véhicules et les bâtiments ont été menées et le potentiel de perte de vie relative à chaque cas a été estimé. Selon ces estimations la rupture simultanée des deux barrages Hammam Debagh et Foum El-Khanga engendrera 2617 décédés, la rupture de Hammam Debagh causera 20 morts de moins, alors que la rupture de Foum El khanga ne fera que 328 morts en raison de la disponibilité d'un temps d'alerte suffisant. Concernant les deux autres ouvrages, plus de décès ont été causés par la rupture de Mexa seul soit 988 morts que de la rupture en cascades des deux barrages soit 346 morts ceci peut être expliqué par la durée relativement longue entre les ruptures du premier et du deuxième barrage ce qui laisse suffisamment de temps aux autorités pour évacuer les populations touchées. À la lumière des résultats des simulations, des plans de prévention des risques à l'inondation ont été proposés et dégagés dans l'optique d'asseoir un outil d'aide à la décision et de limiter les dégâts humains et matériels à l'aval des sites étudiés.

Conclusion générale

Les inondations résultantes d'une rupture d'un barrage peuvent entraîner des catastrophes destructrices entraînant des pertes considérables de la vie et de la propriété, en particulier dans les zones densément peuplées.

L'histoire des catastrophes connues par le passé, liées aux ruptures de barrages ont montré que l'ampleur des dégâts notamment en termes de pertes de vies humaines est fortement lié au temps d'évacuation disponible, en cas de défaillance.

Il est inéluctable de comprendre le processus de rupture de barrage et, si possible, d'obtenir les paramètres de rupture essentiels nécessaires pour décrire le mieux possible le processus de rupture de barrage. Dans ce contexte, d'énormes progrès ont été constatés et consignés ce qui a permis d'attribuer à chaque catégorie/type de barrage un ou plusieurs scénarios de rupture les plus probables.

Une fois ces scénarios sont arrêtés une simulation numérique de l'onde de rupture résultante à l'aide de modèles numériques permet de délimiter les zones touchées par les crues résultantes et analyser les risques associés afin de proposer les mesures d'alerte et d'évacuation appropriées.

Parmi la gamme de modèles numériques (1D, 2D, 3D) permettant de simuler la propagation de l'onde de rupture d'un barrage (revue dans le chapitre III), les modèles TELEMAC2D, HECRAS2D et MIKE21- HI ont été présélectionnés dans l'étude de ce présent travail pour étudier le risque de rupture de barrages.

Les performances des modèles susmentionnés ont été testés et comparés dans la simulation la fameuse crue de rupture du barrage de Malpasset rompu le 17-6- 1999 dans la région de Frejus (France). Cet accident est devenu une norme de facto pour tester les performances et le calage d'un modèle numérique par la dynamique d'acheminement des écoulements résultants de ruptures d'un barrage.

Selon les résultats de la validation, le code de calcul libre TELEMAC-2D, a dévoilé des performances indéniables par les résultats des simulations obtenues prouvés par un ensemble important des paramètres de l'onde de rupture, démontrant que cet outil reste un moyen avantageux en ingénierie, notamment aux projets liés à l'étude des risques d'inondation la délimitation et la cartographie, et soutient la planification, la gestion des zones inondables et atténuation.

Subséquentement, le modèle TELEMAC2D a été utilisé pour la modéliser la propagation des ondes de crues de rupture des barrages : (Mexa, Bougous, Hammam Debagh et Foum El Khanga) tel que présenté dans le chapitre IV. Cinq scénarios de rupture ont été étudiés :

Rupture du barrage Mexa,

Rupture séquentielle du barrage Bougous et du barrage Mexa,

Rupture du barrage Hammam Debagh,

Rupture du barrage Foum El-khanga

Et le dernier scénario est la rupture simultanée du barrage Hammam Debagh et du barrage Foum El-khanga.

Pour chaque scénario on a estimé :

Les hauteurs d'eau maximales, les vitesses d'écoulement maximales, le temps d'arrivée de l'onde et la surface inondée pour chaque commune avec ces cartes ont été présentés,

Le nombre de personnes à risque de l'inondation de la rupture dû à la rupture de chaque barrage avec ces cartes, ont été indiqués,

Le nombre et la classification des risques pour les personnes dans chaque commune exposée au risque de l'inondation avec ces cartes ont été montrés,

Le risque et la classification pour les véhicules de chaque commune avec ces cartes ont été abordés,

Le nombre et la classification des risques pour les bâtiments dans chaque commune exposée au risque de l'inondation avec cartes ont été signalés,

Les cartes de la vulnérabilité aux inondations dues à la rupture de chaque barrage ont été exprimées.

Enfin les cartes d'évaluation du potentiel de vie (le pourcentage cumulé de la population évacuée, le temps d'alerte et la perte de vie) pour les scénarios étudiés sont illustrées.

La présente thèse a révélé que le choix du modèle numérique de simulation est un facteur très important dans une étude de rupture d'un barrage, l'évaluation des performances d'un certain nombre de modèles numériques a montré une grande divergence entre les résultats obtenus. Évidemment, il existe d'autres facteurs qui peuvent contribuer à améliorer la précision des résultats tels que la qualité des données topographiques, l'intégration du débit solide résultant de l'effondrement de digues et des berges dans les calculs, et la prise en compte de flux produits par les affluents.

Références bibliographiques

- MA.Aboelata et DS.Bowles. 2005.** « LIFESim: a model for estimating dam failure life loss ». Institute for water resources, US Army Corps of Engineers and Australian National Committee on Large Dams. 2005(23): 15-17.
- SR.Abt, RJ.Wittier , A.Taylor et DJ.Love. 1989.** « Human stability in a high flood hazard zone 1 ». JAWRA Journal of the American Water Resources Association. (25)4: 881-890.
- AEMI (Australian Emergency Management Institute). 2014.** « Technical flood risk management guideline: Flood hazard ». Australian Institute for Disaster Resilience. 7(3):1-33.
- F.Alcrudo et G.Elena. 1999.** « The Malpasset dam break case study ». Proceedings of the 4th Concerted Action on Dambreak Modelling Workshop. (4) :95-109.
- B.De Almeida et T.Viseu. 1997.** « Dams and valleys safety : A present and future challenge ». Dams and Safety Management at Downstream Valleys. (1997) : 1-25
- H.Assaf et DND.Hartford. 2001.** « Physically-Based Modelling of Life Safety Considerations in Water Resource Decision-Making ». Bridging the Gap: Meeting the World's Water and Environmental Resources Challenges. (2001): 1-10.
- H.Assaf et DND.Hartford. 2002.** « A virtual reality approach to public protection and emergency preparedness planning in dam safety analysis ». Proceedings of the Canadian dam association conference. (2002): 1-10.
- H.Assaf, DND. Hartford et JD. Cattanach. 1997.** « Estimating dam breach flood survival probabilities ». Ancold Bulletin. (1997): 23-42.
- P.Ayyaswamy, B.Hauss, T.Hseih, A.Moscatti, TE.Hicks et D.Okrent. 1974.** «Estimates of the risks associated with dam failure». School of Engineering and Applied Science UCLA. (UCLA-ENG-7423)
- P.Blaikie, T.Cannon, I.Davis et B.Wisner. 2005.** « At risk: natural hazards, people's vulnerability and disasters ». Routledge:London. (2005): 174-209.
- M.Bouhlali. 2006.** « Les risques associant du barrage ». Mémoire de Magistère. Université Abou Baker Belkaide, Tlemcen, 174pp.
- M.Boussekine et L.Djemili. 2016.** « Modelling approach for gravity dam break analysis ». Journal of water and land development. 30(1):29–34.
- CA. Brown et JG. Wayne. 1988.** « Assessing the threat to life from dam failure 1 ». JAWRA Journal of the American Water Resources Association. 24(6):1303-1309.
- P.Brufau, P.García-Navarro et ME.Vázquez-Cendón. 2004.** « Zero mass error using unsteady wetting-drying conditions in shallow flows over dry irregular topography ». International Journal for Numerical Methods in Fluids. 45(10):1047–1082.
- P.Brufau, ME.Vázquez-Cendón, et P.GARCÍA-NAVARRO. 2002.** « A numerical model for the flooding and drying of irregular domains ». International Journal for Numerical Methods in Fluids. 39(3):247–275.
- A.Carrère. 2000.** « Bureau d'Ingénieurs Conseils COYNE et BELLIER ». Techniques de l'Ingénieur. 26pp.

- P.CAWAS. 1936.** « L'achèvement du Barrage et de l'Usine hydro-électrique de Boulder sur le Rio-Colorado (USA) ». *La Houille Blanche*. 31(3) : 83-87.
- R.J.Cox, TD.Shand, et MJ.Blacka. 2010.** «Australian Rainfall and Runoff revision project 10: appropriate safety criteria for people». *Water Research*. 978(2010):1-32.
- ML.DeKay et GH.McClelland. 1993.** « Predicting loss of life in cases of dam failure and flash flood ». *Risk Analysis*. 13(2):193–205.
- O.Derdous, L.Djemili, H.Bouchehed, et SE.Tachi. 2015.** « A GIS based approach for the prediction of the dam break flood hazard - A case study of Zardezas reservoir 'Skikda, Algeria' ». *Journal of Water and Land Development*. 27(1):15–20.
- L.Deroo et B.Jimenez. 2011.** « Note sur l'accidentologie des barrages poids ». Colloque CFBR/AFEID: Pratique des études de dangers des barrages.(2011): 28-29
- L.Djemili, S.Benabelkader, N.Rezgui, et MM.Chiblak. 2010.** « Etude de rupture du barrage Ain dalia Souk-Ahras Algérie pour l'évaluation des conditions de sécurité de l'aménagement et des dangers potentiels en aval ». *journal international network environmental management conflicts*. 1(1):275-282.
- K.Dow et SL.Kirstin. 1998.** « Crying wolf: Repeat responses to hurricane evacuation orders ». *Coastal Management*. 26(4):237-252.
- TE.Drabek. 2000.** The social factors that constrain human responses to flood warnings». In *Floods*. Routledge:London. (1):361–376.
- MJ.Dunglas. 1989.** « La sécurité des barrages ». *Bulletin de Liaison du Comite Inter africain d'Etudes Hydrauliques (CIEH)*. 77-78(1989):2-42.
- R. Fell. 1994.** « Landslide risk assessment and acceptable risk ». *Canadian Geotechnical Journal*. 31(2):261–272.
- R. Fell et DND.Hartford . 1997.** « Landslide risk management ». *Landslide Risk Assessment*. Balkema:Rotterdam. (1997) :51–110.
- FEMA (Federal Emergency Management). 2012.** « Assessing the Consequence of Dam Failure – A How-to Guide» Federal Emergency Management Agency, US Department of Homeland Security, USA.
- FEMA (Federal Emergency Management). 2004.** « Federal guidelines for dam safety: Hazard potential classification systems for dams ».
- DL.Fread. 1988.** « Breach: an erosion model for earthen dam failures». Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, NOAA. 35pp
- DG. Friedman. 1975.** « Computer simulation in natural hazard assessment ». Institute of Behavioral Science, University of Colorado Boulder, Colorado.(1975): 1-194
- BI. Frieser. 2005.** « Probabilistic evacuation decision model for river floods in the Netherlands», *ISSH - Stochastic Hydraulics*. (2005) : 65-67.
- R.García-Martinez, R.Espinoza, E.Valera, et M.González. 2006.** « An explicit two-dimensional finite element model to simulate short-and long-term bed evolution in alluvial rivers ». *Journal of Hydraulic Research*. 44(6):755–766.
- P.Garcia-Navarro et ME. Vazquez-Cendon. 2000.** « On numerical treatment of the source terms in the shallow water equations ». *Computers & Fluids*. 29(8):951-979.

- A. Goubet. 1979.** « Risques associés aux barrages ». La Houille Blanche. (8):475–490.
- WJ.Graham. 1999.** «A procedure for estimating loss of life caused by dam failure». US Bureau of Reclamation, Dam Safety Office, Denver, USA. DSO-99-06, 44 pp.
- DND.Hartford et GB.Baecher. 2004.** « Risk and uncertainty in dam safety ». Thomas Telford. 314pp
- M.Heniche, Y.Secretan, P.Boudreau, et M.Leclerc. 2000.** « A two-dimensional finite element drying-wetting shallow water model for rivers and estuaries ». Advances in water resources. 23(4): 359–372.
- JM. Hervouet. 2000.** « A high resolution 2-D dam-break model using parallelization ». Hydrological processes. 14(13): 2211-2230.
- JM.Hervouet. 2000.** « TELEMAC modelling system: an overview ». Hydrological processes. 14(13):2209-2210.
- JM. Hervouet. 2007.** « Hydrodynamics of free surface flows : modelling with the finite element method». John Wiley. 356pp
- JM.Hervouet et A.Petitjean. 1999.** « Malpasset dam-break revisited with two-dimensional computations ». Journal of hydraulic research. 37(6):777–788.
- AG. Hobeika et B. Jamei.1985.** «MASSVAC: A Model for Calculating Evacuation Times Under Natural Disaster». Proceedings of Computer Simulation in Emergency Planning, La Jolla. (1985) : 23-28
- AG. Hobeika, Antoine G., et Bahram Jamei. 1985.** « MASSVAC: A model for calculating evacuation times under natural disasters ». Emergency Planning. 23–28.
- ICOLD, International Commission on Large Dam. 1974.** « Lessons from dam incidents».
- ICOLD, International Commission on Large Dam. 1995.** « Dam failures statistical analysis».
- ICOLD, International Commission on Large Dam. 1997.** « Incidents and failures of dams. General Report of Question 75».
- ISSMGE.TC32. 2004.** «Technical Committee on Risk Assessment and Management Glossary of Risk Assessment Terms-Version 1».
- RB.Jansen. 1980.** « Dams and public safety ». U. S. Government Printing Office, Washington DC. 20402 Stock (024-003). 332pp
- WM.Johnstone, D.Sakamoto, H.Assaf, et S.Bourban. 2005.** « Architecture, modelling framework and validation of BC hydro's virtual reality life safety model ». ISSH-Stochastic Hydraulics. (2005) : 87-89.
- SN.Jonkman et E.Penning-Rowell. 2008.** « Human Instability in Flood Flows 1 ». JAWRA Journal of the American Water Resources Association. 44(5):1208–1218.
- SN.Jonkman. 2007.** « Loss of life estimation in flood risk assessment; theory and applications ». PhD thesis, Delft University of Technology. 354 pp
- LA.Larocque, J.Imran et MH.Chaudhry. 2013.** « 3D numerical simulation of partial breach dam-break flow using the LES and $k-\epsilon$ turbulence models ». Journal of Hydraulic Research. 51(2):145–157.

- R.Lee, PS.Hu, DM.Neal, MR.Ogles, JH. Sorensen et DA.Trumble. 1986.** « Predicting loss of life from floods». Oak Ridge National Laboratory Draft Report, prepared for the Institute for Water Resources. US Army Corps of Engineers.
- L.Li, RZ.Wang, JB.Sheng, ZS.Wang, XH.Peng et SC.Zhang. 2006.** « Risk assessment and risk management for dam ». China Water Power Press, Beijing (in Chinese).
- N.Lind, DND.Hartford et H.Assaf. 2004.** « Hydrodynamic models of human stability in a flood 1 ». JAWRA Journal of the American Water Resources Association. 40(1):89–96.
- MK.Lindell. 2008.** « EMBLEM2: An empirically based large scale evacuation time estimate model ». Transportation research part A: policy and practice. 42(1):140–154.
- MK.Lindell et RW. Perry. 1992.** «Behavioral foundations of community emergency planning». Hemisphere Publishing Corp.
- MK.Lindell, CS.Prater, SN.Hwang, JY.Wu, Y.Zhang et R.Center. 2002.** «Local population and estimated evacuation in risk areas of the Texas gulf coast». Hazard Reduction & Recovery Center, Texas A & M University.92pp
- C.Marche. 2008.** «Barrages : crues de rupture et protection civile». Presses inter Polytechnique.448pp
- M.Mary. 1968.** « Barrages-voûtes : historique, accidents et incidents ». Construction et surveillance des barrages dunod paris. (1968) : 2-159.
- MW.Cann, JB.Franzini, E.Kavazanjian et HC.Shah. 1985.** « Preliminary safety evaluation of existing dams, vol. 1 ». Report No. 69, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University.
- DM.McClelland et DS.Bowles. 2002.** « Estimating Life Loss for Dam Safety Risk Assessment—A Review and New Approach IWR Report : Institute for Water Resources ». US Army Corps of Engineers. 403pp
- DM.McClelland et DS. Bowles. 1999.** « Life-loss estimation: what can we learn from case histories ». Proceedings of the Australian committee on large dams (ANCOLD) annual meeting. Jindabyne.
- MK.Mihoubi, L.Salhi, R.Verjus et S.Guillou. 2012.** « Calcul de l'onde de rupture d'un barrage en mode bidimensionnel via le code TELEMAC-2D ». revue LJEE ENSH 20(1):71–80.
- DS.Mileti. 1995.** « Factors related to flood warning response ». US-Italy Research Workshop on the Hydrometeorology, Impacts, and Management of Extreme Floods. 17 pp.
- DS.Mileti et L.PEEK. 2000.** « The social psychology of public response to warnings of a nuclear power plant accident ». Journal of Hazardous Materials. 75(2):181-94.
- J.Murillo, P.Garcia-Navarro, P.Brufau et J.Burguete. 2006.** « Extension of an explicit finite volume method to large time steps (CFL> 1): application to shallow water flows ». International journal for numerical methods in fluids. 50(1):63-102.
- J.Murillo, P.García-Navarro, J.Burguete, Et P. Brufau. 2006.** « A conservative 2D model of inundation flow with solute transport over dry bed ». International Journal for Numerical Methods in Fluids. 52(10):1059-1092.
- NM.Nielsen, DND. Hartford et TF. MacDonald. 1994.** «Selection of tolerable risk criteria for dam safety decision making». No. CDSA--CE04627.

- JS.O'Brien. 2003.** « FLO-2D User's Manual (Version 2003.06) ». FLO-2D, Nutrioso, AZ.
- DJ.Parker, SJ. Priest et SM.Tapsell. 2009.** « Understanding and enhancing the public's behavioural response to flood warning information ». *Meteorological Applications: A journal of forecasting, practical applications, training techniques and modelling*. 16(1):103-114.
- M.Peng et LM.Zhang. 2012a.** « Analysis of human risks due to dam break floods—part 2: application to Tangjiashan landslide dam failure ». *Natural hazards*. 64(2):1899-1923.
- M.Peng et LM.Zhang. 2012b.** « Analysis of human risks due to dam-break floods—part 1: a new model based on Bayesian networks ». *Natural hazards*. 64(1):903-933.
- M.Peng et LM.Zhang. 2012c.** « Breaching parameters of landslide dams ». *Landslides*. 9(1):13-31.
- M.Peng et LM.Zhang. 2013a.** « Dynamic decision making for dam-break emergency management—Part 1: Theoretical framework ». *Natural Hazards and Earth System Sciences*. 13(2):425-437.
- M.Peng et LM.Zhang. 2012b.** « Dynamic decision making for dam-break emergency management—Part 2: Application to Tangjiashan landslide dam failure ». *Natural Hazards and Earth System Sciences*. 13(2):439–454.
- B.Post et J.Schuh. 2000.** « Southeast United States hurricane evacuation traffic study: evacuation travel demand forecasting system ». US Army Corps of Engineers.
- SJ.Priest, T.Wilson, SM.Tapsell, EC.Penning-Rowell, C.Viavattene et A.Fernandez-Bilbao. 2007.** « Building a model to estimate risk to life for European flood events—final report ». FloodSite Project report. T10-07-10
- E.Prina, C.Bonnard et L.Vulliet. 2004.** « Vulnerability and risk assessment of a mountain road crossing landslides ». *Rivista italiana di geotecnica*. 38(2):67–79.
- A.Radwan, A.Hobeika, et D.Sivasailam. 1985.** « Computer simulation model for rural network evacuation under natural disasters ». *ITE journal*. 55(9):25–30.
- RESCDAM. 2000.** « the use of physical models in dambreak flood analysis ». Final report of Helsinki University of Technology.
- GO.Rogers et JH. Sorensen. 1991.** « Diffusion of emergency warning: comparing empirical and simulation results ». *Risk Analysis*. Springer. P. 117–134 in
- NH.Ru et YG.Niu. 2001.** « Embankment dam-incidents and safety of large dams. Water Power Press, Beijing (in Chinese).
- A.Salmonsson. 2015.** « MIKE 21 FM in Urban Flood Risk Analysis: A comparative study relating to the MIKE 21 Classic model.
- J.Schanze, E.Zeman et J.Marsalek. 2007.** «Flood risk management: hazards, vulnerability and mitigation measures. Vol. 67. Springer Science & Business Media.
- HB.Seed et JM. uncan. 1981.** « The Teton dam failure—a retrospective review ». P. 15–19 in *Soil mechanics and foundation engineering: proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering*, Stockholm.
- TD.Shand, RJ.Cox, MJ.Blacka et GP.Smith. 2011.** « Australian Rainfall And Runoff Project 10: Appropriate safety criteria for vehicles ». Tech. Rep.; Eng.

- Y.Sheffi, H.Mahmassani et WB.Powell. 1982.** « A transportation network evacuation model ». *Transportation research part A: general*. 16(3):209–218.
- YE.Shi. 2006.** « Résolution numérique des équations de Saint-Venant par la technique de projection en utilisant une méthode des volumes finis dans un maillage non structuré ». Thèse de doctorat. Université de Caen.
- Y.Shi, KD.Nguyen et TH.Nguyen. 2007.** « Résolution des équations de Saint-Venant par la méthode des volumes finis non structures ». *European Journal of Computational Mechanics/Revue Européenne de Mécanique Numérique*. 16(6-7):723–747.
- MKM.Shirvan, E.Alamatian, FG.Bafti et Y.Kheradmand. 2013.** « Flow simulation of dam break and determining flooding zones using MIKE 21 ». *Ecology Environment and Conservation*. 19(3):679-684.
- GP.Smith, EK.Davey et RJ.Cox. 2014.** « Flood hazard ». Technical report. Water Research Laboratory, University of New South Wales, Sydney.
- LL.Soares et MR.Viana. 2016.** « Draggged Lives : The Break of Dam Algodões ». *Revista FSA (Centro Universitário Santo Agostinho)*. 13(3):247–264.
- JH.Sorensen et DS.Mileti. 1988.** « Warning and evacuation : answering some basic questions ». *Industrial Crisis Quarterly*. 2(3-4):195–209.
- T.Tingsanchali et W.Rattanapittikon. 1999.** « 2-D modelling of dambreak wave propagation on initially dry bed ». *Science & Technology Asia*. (1999):28–37.
- SW.Tweedie, JR.Rowland, SJ.Walsh, RP. Rhoten et PI.Hagle. 1986.** « A methodology for estimating emergency evacuation times ». *The Social Science Journal*. 23(2):189–204.
- T.Urbanik II et AE.Desrosiers. 1981.** « An Analysis of Evacuation Time Estimates Around 52 Nuclear Power Plant Sites Analysis and Evaluation ». Pacific Northwest National Lab.(PNNL), Richland, WA (United States).
- T.Urbanik II. 2000.** « Evacuation time estimates for nuclear power plants ». *Journal of Hazardous Materials*. 75(2-3):165–180.
- E.Urbina et B.Wolshon. 2003.** « National review of hurricane evacuation plans and policies: a comparison and contrast of state practices ». *Transportation research part A: policy and practice*. 37(3):257-275.
- USACE. 2000.** «Alabama Hurricane Behavioral Analysis». Final Report. Washington,DC: US Army Corps of Engineers.
- USACE. 2016.** «HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Version 5.0». Institute of Water Resources, Hydrological Engineering Center Davis.
- USBR. 1988.** Downstream hazard classification guidelines. Acer Technical memorandum nº11.
- D.Sector. 2011.** « Estimating Loss of Life for Dam Failure Scenarios ». US Department of Homeland Security, Washington DC.
- A.Valiani, V.Caleffi et A.Zanni. 2002.** « Case study: Malpasset dam-break simulation using a two-dimensional finite volume method ». *Journal of Hydraulic Engineering*. 128(5):460-472.

ME.Vázquez-Cendón. 1999. « Improved treatment of source terms in upwind schemes for the shallow water equations in channels with irregular geometry ». *Journal of Computational Physics*. 148(2):497-526.

D.Watson, M.Serrer et N.Crookshank.2001. « BC hydro life safety model (Alpha Version): a two-dimensional model for estimating dam breach flood survival probabilities ». Technical report. Canadian Hydraulics Centre, Ottawa.

PB.Wolshon, EA.Urbina et M.Levitan.2001. « National review of hurricane evacuation plans and policies ». Technical report, LSU Hurricane Center, Louisiana State University, Baton Rouge, Louisiana.

X.Yi. 2011. « A dam break analysis using HEC-RAS ». *Journal of Water Resource and Protection*. 3(06):370.

Q.Xu, XM.Fan, RQ.Huang et C.Van Westen. 2009. « Landslide dams triggered by the Wenchuan Earthquake, Sichuan Province, south west China ». *Bulletin of engineering geology and the environment*. 68(3):373-386.

JY.Zhang, Y.Li, GX.Xuan, XG.Wang et J.Li. 2009. « Overtopping breaching of cohesive homogeneous earth dam with different cohesive strength ». *Science in China Series E: Technological Sciences*. 52(10):3024–3029.

RD.Zhou, DG Judge et CR Donnelly. 2005. « Comparison of HEC-RAS with FLDWAV and DAMBRK models for dam break analysis». *CDA Annual Conference*. (2005): 1-12 .

VM.Zobin, JF. Luhr, YA. Taran, M. Bretón, A.Cortés, S.De La Cruz-Reyna, T. Dominguez, I.Galindo, JC.Gavilanes et JJ.Muniz. 2002. « Overview of the 1997–2000 activity of Volcán de Colima, Mexico ». *Journal of Volcanology and Geothermal Research*. 117(1-2):1–19.