Modernisation du Barrage du Grand Vioreau (44)

DOSSIER DE DEMANDE D'AUTORISATION ENVIRONNEMENTALE
PJ16 – Etude de danger et ses annexes



Vue sur le parement aval du Grand Vioreau

Février 2022

SOMMAIRE

Etude de dangers

Annexe 1 : Note Hydraulique

Annexe 2 : Etude de stabilité

Annexe 3 : Calcul de revanche

Annexe 4 : Calcul de l'onde de rupture

Barrages

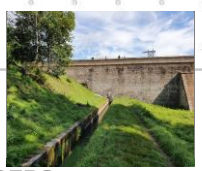
MOE REQUALIFICATION DU BARRAGE DE VIOREAU

EDD Barrage de Vioreau

Rapport n° : 21f-015-RA-11
Révision n° : B
Date : 31/01/2022

Rapport

Votre contact :
Thomas NOBLET
noblet@isl.fr





ISL Ingénierie SAS - ANGERS
25 rue Lenepveu
49100 - Angers
FRANCE
Tel. : +33.2.41.36.01.77
Fax : +33.2.41.36.10.55

www.isl.fr

Visa

Document actualisé le 02/02/2022.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	12/10/2021	TNO	TNO	OLA	
B	31/01/2022	TNO	TNO	OLA	Prise en compte des commentaires de la DREAL 3/12/2021

OLA : LAPEYRE Olivier

TNO : NOBLET Thomas

Rapport ISL
21f-015-RA-11
Revision A

http://www.isl.fr/r.php?c=205506

SOMMAIRE

0 RESUME NON TECHNIQUE 17

1 RENSEIGNEMENTS ADMINISTRATIFS 24

1.1 PROPRIETAIRE / CONCESSIONNAIRE / EXPLOITANT 24

1.2 REDACTEUR DE L'ETUDE DE DANGERS 24

1.3 CLASSE DU BARRAGE 25

1.4 CADRE ADMINISTRATIF DE LA PRESENTE EDD 25

2 OBJET DE L'ETUDE 27

2.1 OUVRAGES ENGLOBES DANS LE PERIMETRE DE L'ETUDE DE DANGERS 27

2.2 ETUDES ET DOCUMENTS DISPONIBLES 29

3 ANALYSE FONCTIONNELLE DE L'OUVRAGE ET DE SON ENVIRONNEMENT 32

3.1 DESCRIPTION GENERALE DE L'AMENAGEMENT 32

3.2 HISTORIQUE DE L'OUVRAGE 32

3.3 FICHES SYNOPTIQUES 34

3.4 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET ANALYSE FONCTIONNELLE INTERNE 37

3.4.1 INTRODUCTION 37

3.4.2 COMPOSANT N°1 : CORPS DU BARRAGE (RANG 2) 37

3.4.2.1 Description générale 37

3.4.2.2 Modifications apportées dans le cadre des travaux de modernisation sur le corps du barrage46

3.4.3 COMPOSANT N°2 : FONDATION DU CORPS DU BARRAGE (RANG 2) 50

3.4.3.1 Matériau de fondation 50

3.4.3.2 Rideau d'injection(actuel) 55

3.4.3.3 Drains (actuel) 55

3.4.3.4 Modifications apportées dans le cadre des travaux de modernisation sur la fondation de l'ouvrage 55

3.4.4 COMPOSANT N°3 : DISPOSITIF D'EVACUATION DES CRUE (RANG 2) 56

3.4.4.1 Seuil de contrôle amont (actuel) 56

3.4.4.2 Coursier d'évacuation (actuel) 58

3.4.4.3 Bassin de réception (actuel) 61

3.4.5 COMPOSANT N°4 : DISPOSITIFS DE VIDANGE ET DE RESTITUTION (RANG 2) 63
3.4.5.1 Rappel de la configuration actuelle 63
3.4.5.2 Configuration de la tour de prise envisagée dans le cadre des travaux 67
3.4.5.3 Canaux d'évacuation après travaux 68
3.4.5.4 Seuil de dissipation après travaux 70
3.4.6 DISPOSITIFS D'AUSCULTATION (RANG 2) 70
3.4.6.1 Dispositifs actuels sur l'ouvrage 70
3.4.6.2 Piézomètres (après travaux) 71
3.4.6.3 Repères de nivellement (après travaux) 73
3.4.6.4 Mesure débit de fuite (après travaux) 73
3.4.6.5 Echelle limnimétrique (après travaux) 74
3.4.6.6 Automatisation et télétransmission 74
3.4.7 SITUATION ET PHASAGE PENDANT LES TRAVAUX DE MODERNISATION 74
3.4.7.1 Phasage 74
3.4.7.2 Batardeau 75
3.4.7.3 Réalisation des fouilles à l'aval des contreforts 75
3.4.7.4 Ouverture du pertuis de vidange 76
3.4.7.5 Travaux de terrassement sur l'évacuateur 76
3.4.7.6 Auscultation en phase travaux 77
3.4.7.7 Remise en eau de l'ouvrage 77
3.4.8 SYNTHESE DE L'ANALYSE FONCTIONNELLE INTERNE 77
3.5 DESCRIPTION DE L'ENVIRONNEMENT DE L'OUVRAGE ET ANALYSE FONCTIONNELLE EXTERNE 78
3.5.1 LOCALISATION GEOGRAPHIQUE ET OBJET DU BARRAGE 78
3.5.1.1 Le grand réservoir de Vioreau et son barrage de retenue 78
3.5.2 ACCES A L'OUVRAGE 79
3.5.3 ENVIRONNEMENT A L'AMONT DU BARRAGE 79
3.5.3.1 Le bassin versant 79
3.5.3.2 Caractéristiques de la retenue principale 80
3.5.3.3 Rigoles d'alimentation du barrage 83
3.5.3.4 Berges de la retenue 83
3.5.3.5 Relief autour de la retenue 84
3.5.3.6 Géologie du site 85
3.5.3.7 Ouvrages hydrauliques situés à l'amont de la retenue 86
3.5.3.8 Activités industrielle et agricole 86
3.5.3.9 Les activités touristiques 87
3.5.3.10 Les activités de chasse et de pêche 87
3.5.3.11 Les zones habitées -voies de communication 87

3.5.4 ENVIRONNEMENT A L'AVAL DU BARRAGE 87
3.5.4.1 Ouvrages hydrauliques situés à l'aval 87
3.5.4.2 Les activités industrielles et agricoles 88
3.5.4.3 Les activités touristiques 88
3.5.4.4 Les zones habitées et voies de communication 88
3.5.4.5 Estimation du nombre de personnes impactées 89
3.5.5 SYNTHESE DE L'ANALYSE FONCTIONNELLE EXTERNE 89

4 POLITIQUE DE PREVENTION DES ACCIDENTS MAJEURS ET SYSTEME DE GESTION DE LA SECURITE 92
4.1 ORGANISATION DU RESPONSABLE 92
4.1.1 OBLIGATIONS REGLEMENTAIRES 92
4.1.2 LES ACTEURS 93
4.1.2.1 Organisation de l'exploitant 93
4.1.2.2 Moyens matériels 96
4.1.2.3 Avis du BE rédacteur de l'EDD 96
4.1.3 DOCUMENTS REGLEMENTAIRES 96
4.1.3.1 Dossier de l'ouvrage 96
4.1.3.2 Registre de l'ouvrage 99
4.1.3.3 Consignes écrites de surveillance 99
4.1.3.4 Visite Technique Approfondie (VTA) 99
4.1.3.5 Rapport d'auscultation 100
4.1.3.6 Rapport de surveillance 100
4.1.4 ORGANISATION GENERALE DU GESTIONNAIRE 100
4.1.4.1 Organisation (heures ouvrées) 100
4.1.4.2 Organisation (en période d'astreinte) 101
4.2 PROCEDURES D'IDENTIFICATION ET D'EVALUATION DES RISQUES MAJEURS D'ACCIDENTS 101
4.3 PROCEDURES DE SURVEILLANCE DE L'OUVRAGE 102
4.4 PROCEDURES DE GESTION DES SITUATIONS D'URGENCE 102
4.4.1 DEFINITION DE L'ETAT DE VIGILANCE 102
4.4.2 REGLES DE SURVEILLANCE, D'EXPLOITATION ET DE TRANSMISSION DEL'INFORMATION EN PERIODE DE CRUE 103
4.4.3 CONDITION ENTRAINANT LA REDACTION D'UN RAPPORT APRES CRUE 105
4.5 CONTROLE QUALITE DES PROCEDURES 105

5 DIAGNOSTIC EXHAUSTIF DE L'ETAT ET BILAN DE CONCEPTION, DE COMPORTEMENT ET D'ETAT DES OUVRAGES 106
5.1 DIAGNOSTIC EXHAUSTIF DU BARRAGE 106
5.1.1 CONCLUSION DE LA DERNIERE VTA 2019 106
5.1.2 RECOMMANDATIONS SUITE A L'EDD 2018 ET DU DOSSIER DE REVISION SPECIALE 106
5.1.3 PRESCRIPTION SPECIFIQUES DE L'ARRETE DU 7/01/2019 108
5.1.4 SYNTHESE DES TRAVAUX ENVISAGES (ETUDE AVP) 110
5.2 BILAN DE CONCEPTION, DE COMPORTEMENT ET D'ETAT DES OUVRAGES 112
5.2.1 CONCEPTION INITIALE DU BARRAGE ET DES ORGANES ANNEXES, CONSTRUCTION ET TRAVAUX IMPORTANTS 112
5.2.2 COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE 116
5.2.3 BILAN D'ETAT 117
5.2.4 BILAN DE CONCEPTION 118

6 CARACTERISTATION DES ALEAS NATURELS 123
6.1 CRUE 123
6.2 CLIMATOLOGIE 123
6.2.1 GEL 123
6.2.2 VENT 125
6.2.2.1 Embâcles 126
6.2.2.2 Calcul de revanche 128
6.2.3 FOUDRE 128
6.2.4 NEIGE 129
6.3 SISMICITE 129
6.4 STABILITE DES VERSANT DE LA RETENUE 132
6.5 ENVASEMENT 133
6.6 FEUX DE FORET 133

7 ETUDE ACCIDENTOLOGIQUE ET RETOUR D'EXPERIENCE 134
7.1 ACCIDENTS ET INCIDENTS SURVENUS SUR D'AUTRES OUVRAGES 134
7.1.1 CAUSES DE RUPTURES RECENSEES 135
7.1.2 TEMPORISATION DES RUPTURES 137
7.1.3 SYNTHESE DU RETOUR D'EXPERIENCE 137
7.2 EVENEMENTS SURVENUS SUR LE BARRAGE DE VIOREAU 138

7.2.1 PREMIERE MISE EN EAU 138
7.2.2 TRAVAUX DE CONFORTEMENT REALISES 139
7.2.2.1 1886-1887 139
7.2.3 TRAVAUX D'INJECTION 1938 139
7.2.4 RECONSTRUCTION DE LA PARTIE SUPERIEURE DU PAREMENT AMONT 140
7.2.5 TRAVAUX DE REPRISE DU PARAPET AMONT – 1975 140
7.2.6 TRAVAUX SUR LE PAREMENT AMONT – 1987 140
7.2.7 REMPLACEMENT DE LA PASSERELLE BOIS - 1991 142
7.2.8 TRAVAUX DE REPRISE DU PAREMENT AMONT -2003 142
7.2.9 TRAVAUX DE REPRISE DES JOINTS DU PAREMENT AVAL-2016 142
7.2.10 RETRAIT DE LA VANNE DE L'EVACUATEUR DE CRUE – 2017 143
7.2.11 EISH N°1 : RUPTURE CREMAILLERE VANNE DE VIDANGE DE FOND – MAI 2020 143
7.2.12 EISH N°2 : APPARITION D'UNE RESURGENCE EN PIED AVAL 145
7.3 CONCLUSION 146

8 IDENTIFICATION ET CARACTERISATION DES RISQUES EN TERMES DE PROBABILITE D'OCCURRENCE, D'INTENSITE ET DE CINETIQUE DES EFFETS ET DE GRAVITE DES CONSEQUENCES 149

8.1 DEMARCHE GENERALE, TERMINOLOGIE, GRILLE POUR ANALYSE DE RISQUE 149
8.1.1 DEMARCHE GENERALE 149
8.1.2 DEMARCHE POUR L'APR 149
8.1.3 DEMARCHE POUR L'ADR 149
8.1.4 DEMARCHE POUR L'EVALUATION DES CONSEQUENCES 150
8.1.5 EVALUATION DES PROBABILITES D'OCCURRENCE D'UN EVENEMENT INITIATEUR 151
8.1.6 EVALUATION DES PROBABILITES CONDITIONNELLES 153
8.1.7 EVALUATION DE L'INTENSITE DE LA CINETIQUE DES CONSEQUENCES 154
8.1.8 APPRECIATION DE LA CRITICITE 155
8.2 ANALYSE PRELIMINAIRE DES RISQUES 156
8.3 ANALYSE DETAILLEE DES RISQUES 164
8.3.1 LISTE DES ERC ETUDIES 164
8.3.2 SCENARIOS DE DEFAILLANCE MENANT A L'ERC 1 164
8.3.2.1 Arbres de défaillance 164
8.3.2.2 Scénario ERC1-S1 : rupture du barrage par surverse, pour une crue extrême et rupture du parapet 165
8.3.2.3 Scénario ERC1-S2 : rupture du barrage sous sollicitation sismique 166

8.3.2.4 Scénario ERC1-S3 : rupture du barrage par vieillissement de la maçonnerie 168
8.3.2.5 Scénario ERC1-S4: rupture du barrage par défaut de drainage 170
8.3.2.6 Scénario ERC1-S5: rupture du barrage en phase chantier par crue et rupture/submersion du batardeau 172
8.3.3 SCENARIOS DE DEFAILLANCE MENANT A L'ERC 2 175
8.4 APPRECIATION DE LA GRAVITE DES CONSEQUENCES 176
8.4.1 CALCUL DE L'ONDE DE RUPTURE- PRINCIPALES HYPOTHESES 176
8.4.2 SYNTHESE DES RESULTATS 177
8.4.3 ESTIMATION DU NOMBRE DE PERSONNES POTENTIELLEMENT IMPACTEES 179
8.4.4 SYNTHESE DES GRAVITES POUR LES DIFFERENTS SCENARIOS 180
8.5 SYNTHESE DES ERC DANS LA MATRICE DE CRITICITE 181

9 ETUDE DE REDUCTION DES RISQUES 183
9.1 SCÉNARIOS ERC-1 S1 À S4 183
9.2 SCENARIOS ERC-1 S5 (PHASE TRAVAUX) 183
9.3 SCENARIO ERC2 183

10 CARTOGRAPHIE 183

TABLE DES ANNEXES

ANNEXE 1 ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE- ETUDE AVP

ANNEXE 2 ETUDE DE STABILITE – BARRAGE REHAUSSE ET CONFORTE

ANNEXE 3 CALCUL DE REVANCHE

ANNEXE 4 ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE

TABLE DES FIGURES

Figure 0-1 : Vue en plan et coupe type avec contrefort (source CETE 1987) 19
Figure 2-1 : Localisation de la retenue du barrage de Vioreau 28
Figure 2-2 : Retenue du barrage de Vioreau 28
Figure 2-3 : Alimentation de la retenue du barrage de Vioreau 29
Figure 3-1 : Schéma hydraulique d'alimentation du canal de Nantes à Brest (Source : Dossier d'ouvrage - mars 2015) 32

Figure 3-2 : Synthèse des fonctions du Rang 2 37
Figure 3-3 : Composition du barrage de Vioreau 38
Figure 3-4 : Parement amont (photo vidange 1987) 38
Figure 3-5 : Echantillons de maçonnerie (sondage Hydrogéotechnique) 39
Figure 3-6 : Vue du parement aval) 40
Figure 3-7 : Béton cyclopéen (0Bi) (SC4 en haut, SC9 en bas) (Hydrogéotechnique) 40
Figure 3-8 : Coupe type avec contrefort 41
Figure 3-9 : Géométrie des contreforts 41
Figure 3-10 : Niveau de fondation des contreforts (source : plan d'archive 1887) 42
Figure 3-11 : Coupe type du couronnement actuel 43
Figure 3-12 : Configuration du couronnement en tête (plan issu des travaux d'injection de 1939) 43
Figure 3-13 : Vue du couronnement actuel 44
Figure 3-14 : Configuration actuelle du parapet 44
Figure 3-15 : Jonction du parapet amont avec le terrain naturel (à gauche en RG, à droite en RD) 45
Figure 3-16 : jonction du parapet aval en rive droite 45
Figure 3-17 : jonction du parapet aval en rive gauche 46
Figure 3-18 : Coupe type après travaux 47
Figure 3-19 : Disposition des contreforts (élévation aval) 48
Figure 3-20 : Coupe type des contreforts (extrait plan AVP) 49
Figure 3-21 : Schéma de principe des travaux envisagés en crête du barrage 50
Figure 3-22: Localisation des reconnaissances géotechniques disponibles (en cours de mise à jour, extrait plan 21F015_AVP_BAR_PG_002_B) 51
Figure 3-23 : Analyse des paramètres de forage sur la frange altérée (couche 20) 52
Figure 3-24 : Frange altéré au droit du sondage SC12 52
Figure 3-25 : Comparaison des paramètres de forage avec les échantillons (SC12) 53
Figure 3-26 : Schiste altéré et fracturé (couche 21) (SC6 en haut) (SC 10 en bas) 54
Figure 3-27 : Schiste plus ou moins fracturé et altéré (couche 22) (SC3 en haut et SC7 en bas) 55
Figure 3-28 : Géométrie du rideau d'injection et de la paroi (à confirmer avec la G2PRO) 56
Figure 3-29 : Configuration du seuil amont de l'évacuateur de crue RD 56
Figure 3-30 : Renforcement en maçonnerie – talus de l'évacuateur actuel 57
Figure 3-31 : Ancienne vanne de l'évacuateur de crue 57
Figure 3-32 : Coupe type du seuil latéral envisagé 58
Figure 3-33 : Partie 1 du coursier au passage de la crête 59
Figure 3-34 : Partie 2 du coursier, pente faible 59
Figure 3-35 : Partie 3 du coursier, pente forte 59
Figure 3-36 : Profil du coursier envisagé (extrait plan 21F015_AVP_BAR_PG_001_B) 60
Figure 3-37 : Reprise du revêtement partie inférieure du coursier de l'évacuateur 60

Figure 3-38 : Profil en long coursier de l'évacuateur de crue 61
Figure 3-39 : Bassin de dissipation 61
Figure 3-40 : Seuil du bassin de dissipation 62
Figure 3-41 : Coursier du seuil du bassin de dissipation 62
Figure 3-42 : Configuration après travaux du seuil de la fosse de dissipation (extrait [24]) 62
Figure 3-43 : Configuration actuelle – vantellerie 63
Figure 3-44 : Nouvelles vannes de vidange (travaux 2021) (à gauche vanne aval, à droite étanchéité amont) 66
Figure 3-45 : Zoom - Vue des canaux d'évacuation du dispositif de vidange et de restitution (Source : Dossier d'ouvrage - mars 2021) 66
Figure 3-47 : Coupe envisagée dans le pertuis de vidange de fond 69
Figure 3-48 : Coursier de la vidange de fond 70
Figure 3-49 : Schéma de principe du coursier du seuil de la fosse de dissipation (plan en cours de réalisation pour l'étude de PROJET) 70
Figure 3-50 : Localisation des piézomètres après travaux 73
Figure 3-51 : Exemple de tête de drain proposée 74
Figure 3-52 : Coupe type et emplacement du batardeau 75
Figure 3-53 : Fouilles envisagées pour la réalisation des contreforts (extrait plan AVP [24]) 75
Figure 3-54 : Coupe de la galerie de vidange (extrait plan AVP [24]) 76
Figure 3-55 : Excavation du coursier de l'évacuateur 76
Figure 3-56 : Voies d'accès au barrage de Vioreau 79
Figure 3-57 : Bassin hydrographique sur le secteur - Bassin versant de l'Erdre 80
Figure 3-58 : Vue aérienne du lac de Vioreau (source GEOPORTAIL) 81
Figure 3-59 : Localisation des deux rigoles d'alimentation 83
Figure 3-60 : Carte forestière de la retenue (Source : Géoportail) 84
Figure 3-61 : Cartographie du risque retrait/gonflement des argiles 84
Figure 3-62 : Lignes de niveau autour de la retenue (Source : Géoportail) 85
Figure 3-63 : Carte géologique (Source : Infoterre - BRGM) 85
Figure 3-64 : Présentation des sources amont du lac de Vioreau 86
Figure 3-65 : Zones habitées autour du Grand Réservoir de Vioreau (Source : Géoportail) 87
Figure 3-66 : Zones habitées en aval du barrage de Vioreau (Source : Géoportail) 88
Figure 3-67 : Schéma identifiant les fonctions principales et les fonctions de contraintes (extrait EDD SAFEGE) 91
Figure 4-1 : Synthèse du décret 2015-526 92
Figure 4-2 : Contenu du dossier d'ouvrage (source CD44) 98
Figure 4-3 : Extrait du registre utilisé actuellement (source CD44) 99
Figure 5-1 : Coupe type – confortement (1887) 113
Figure 5-2-Elévation barrage et zones d'instabilité 114

Figure 5-3 : Disposition des contreforts (élévation aval) 115
Figure 5-4 : Courbe de vidange de la retenue depuis la future RN avec uniquement la vanne de vidange 116
Figure 6-1 Carte des zones de gel (FD P 18-326) 124
Figure 6-2 : Cartographie de la valeur de base de la vitesse de référence du vent (Eurocodes) 125
Figure 6-3 : Logigramme de détermination du risque de sensibilité aux embâcles (extrait recommandations CFBR) 127
Figure 6-4 : Revanche sur les PHE pour un barrage équipé d'un mur pare-vagues 128
Figure 6-5 : Zonage sismique Loire Atlantique 130
Figure 6-6 : Localisation des points de lançage 133
Figure 7-1 : Accidents les plus graves de barrages-poids 137
Figure 7-2 : Relevé des fissures (1886) 139
Figure 7-3 : Vue du parement amont 140
Figure 7-4 : Constat réalisé en 1987 (CETE) 141
Figure 7-5 : Rejointoiement au droit des entonnements de vidange et de prise d'eau 142
Figure 7-6 : Travaux de reprise du parement aval – 2016 143
Figure 7-7 : EISH n°1 – mai 2020 145
Figure 7-8 : Dispositif de contrôle au droit de la résurgence de juillet 2020 146
Figure 8-1 : Arbre type d'analyse pour l'étude des ERC 150
Figure 8-2 : Arbre de défaillance – ERC1 164
Figure 8-3 : Arbre d'événements -scénario ERC1-S1 165
Figure 8-4 : Arbre d'événements -scénario ERC1-S2 167
Figure 8-5 : Arbre d'événements -scénario ERC1-S3 168
Figure 8-6 : Arbre d'événements -scénario ERC1-S4 171
Figure 8-7 : Arbre d'événements -scénario ERC1-S5 173
Figure 8-8 : Niveau d'eau en phase travaux pour les différentes périodes de retour 175
Figure 8-9 : Arbre d'événements -scénario ERC2 175
Figure 8-10 : Hydrogramme de rupture (modélisation TELEMAC 2D) 177
Figure 8-11 : Implantation des points de contrôle à l'aval du barrage de Vioreau 178
Figure 8-12 : propagation de l'hydrogramme de rupture. 179

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 0-1 : Mesures de réduction proposées dans le cadre de l'EDD de 2018 17
Tableau 0-2 : Synthèse des travaux proposés [24] 20
Tableau 0-3 : Synthèse des probabilités retenues..... 21
Tableau 0-4 : Population impactée par l'onde de rupture du barrage de Vioreau 22

Tableau 0-5 : Présentation des criticités attribués aux ERC en fonction de la probabilité de défaillance et de la gravité 23
Tableau 1-1 : Agréments d'ISL INGENIERIE et durée des agréments 24
Tableau 1-2 : Définition de de la classe d'un barrage d'après l'article 214-112 du code l'environnement25
Tableau 1-3 : Cadre de l'EDD 26
Tableau 2-1 : Configuration actuelle du barrage de Vioreau 27
Tableau 2-2 : Etudes disponibles sur l'ouvrage 31
Tableau 2-3 : Documents réglementaires de l'ouvrage 31
Tableau 3-1 : Fiche synoptique de l'ouvrage existant 35
Tableau 3-2 : Fiche synoptique de l'ouvrage projeté après travaux 37
Tableau 3-3 : Caractéristiques intrinsèques des matériaux constituant le corps du barrage 46
Tableau 3-4 : Caractéristiques du coursier de l'évacuateur actuel 58
Tableau 3-5 : Caractéristiques de la vanne actuelle de prise 64
Tableau 3-6 : Caractéristiques de la vanne de vidange actuel 65
Tableau 3-7 : Détails des dispositifs d'auscultation sur l'ouvrage de Vioreau 71
Tableau 3-8 : Détails des piézomètres (après travaux) 72
Tableau 3-9 : Synthèse de l'analyse fonctionnelle interne 78
Tableau 3-10 : Caractéristiques de la retenue en l'état actuelle et après travaux 81
Tableau 3-11 : HSV 2021 82
Tableau 3-12 : Courbe HSV du barrage de Vioreau 82
Tableau 3-13 : Caractéristiques de la retenue pour différentes crues 83
Tableau 3-14 : Synthèse de l'analyse fonctionnelle externe 90
Tableau 4-1 : Organigramme nominatif de l'exploitant 95
Tableau 4-2 : Détail des moyens disponible pour l'exploitation du Barrage 96
Tableau 4-3 : Dispositif d'auscultation et fréquence des mesures (après travaux) 100
Tableau 4-4 : Contact des personnes en charge de la surveillance et exploitation – période normale (heures ouvrées) 101
Tableau 4-5 : Contact téléphonique CD44 en période d'astreinte 101
Tableau 4-6 : Définition des différents états de vigilance projeté 103
Tableau 4-7 : Règles de surveillance et d'exploitation en fonction des différents états de vigilance (projeté) 105
Tableau 5-1 : Statut des recommandations de l'EDD 2018 107
Tableau 5-2 : Prescriptions de l'arrêté du 7/01/2019 109
Tableau 5-3 : Synthèse des travaux proposés 112
Tableau 5-4 : Synthèse des résultats de l'étude de stabilité de 2020 114
Tableau 5-5 : Conclusion du dernier rapport d'auscultation [15] 117
Tableau 5-6 : Bilan d'état 118

Tableau 5-7 : Bilan d'état de l'ouvrage 119
Tableau 5-8 : Cote réglementaire 120
Tableau 5-9 : Prescriptions essentielles de l'ATB 2018 et justifications dans le cadre des travaux de modernisation de Vioreau 122
Tableau 6-1 : Résultats simulations hydrauliques (résultat SAFEGE) 123
Tableau 6-2 : Synthèse des niveaux d'eau et des débits en crue 123
Tableau 6-3 : Nombre de jours de Gel (source METEO France) 125
Tableau 6-4 : Vitesse du vent moyenné sur 10 mm et rafales (source METEO France) 126
Tableau 6-5 : Résultat des calculs de revanche 128
Tableau 7-1 : Accidents les plus graves de barrages-poids 134
Tableau 8-1 : Classes de probabilité des événements initiateurs 152
Tableau 8-2 : Probabilités conditionnelles des événements successifs 153
Tableau 8-3 : Grille de probabilités conditionnelles pour les barrières calcul et auscultation 154
Tableau 8-4: Classes de gravité (Guide de lecture des études de dangers) 154
Tableau 8-5 : Présentation des criticités attribués aux ERC en fonction de la probabilité de défaillance et de la gravité 155
Tableau 8-6 : Détail de l'analyse APR 163
Tableau 8-7 : Quantification des probabilités pour le scénario ERC1-S1 166
Tableau 8-8 : Quantification des probabilités pour le scénario ERC1-S2 167
Tableau 8-9 : Synthèse des résultats pour les calculs de stabilité sous sollicitations sismiques (cas accidentel) 168
Tableau 8-10 : Quantification des probabilités pour le scénario ERC1-S3 169
Tableau 8-11 : Etude de sensibilité sur la zone 2 avec perte de densité de 5% 170
Tableau 8-12 : Quantification des probabilités pour le scénario ERC1-S4 172
Tableau 8-13 : Quantification des probabilités pour le scénario ERC1-S5 175
Tableau 8-14 : Quantification des probabilités pour le scénario ERC2 176
Tableau 8-15 : coefficients de Strickler retenus 177
Tableau 8-16 : Population impactée par l'onde de rupture du barrage de Vioreau 180
Tableau 8-17 : Gravité des différents scénarios 181
Tableau 8-18 : Présentation des criticités attribués aux ERC en fonction de la probabilité de défaillance et de la gravité 182

0 RESUME NON TECHNIQUE

Rappel sur l'historique des différentes études

En 2018, une EDD [9] a été réalisée sur le barrage de Vioreau par le bureau d'études SAFEGE. Elle avait conclu à un non respect de l'ouvrage de certaines recommandations et notamment elle a mis en évidence que :

- La stabilité de l'ouvrage n'est pas acquise au sens des recommandations CFRB,
- L'évacuateur de crues ne permet pas d'évacuer la crue millénale,
- Le système de vidange de fond ne permet pas de vidanger l'ouvrage en 21 jours.

Afin de réduire les risques sur l'ouvrage, la précédente EDD préconisait l'ensemble des actions priorisées suivantes.

N° d'actions	Description de l'action	Echéance
1	Equipement de la retenue d'un suivi en continu duniveau d'eau amont (sonde piézométrique ou ultrason)	1 à 2 ans
2	Equipement du bassin de réception d'un suivi en continudu niveau d'eau (sonde piézométrique ou ultrason)	1 à 2 ans
3	Equipement de mesures de débit sur les canaux d'évacuation (seuils de mesure)	1 à 2 ans
4	Mettre en place un système d'alerte aux populations enaval	5 ans
5	Redimensionnement de l'évacuateur de crue (PHE < 31.45 mIGN69)	5 à 10 ans
6	Prolongement du parapet aval pour éviter les surverses incontrôlées	3 à 5 ans
7	Continuer les procédures de surveillance du barrage	Immédiate
8	Faire un suivi (tous les 5 ans) de la densité de la maçonnerie (prélèvement en berge)	2021 puis tous les 5 ans
9	Procéder régulièrement aux travaux de réfection du parement aval (rejointoiement) en fonction des inspections	Dès apparition de nouveaux désordres
10	Remplacement des deux vannes de prise et de vidangepar des vannes automatisées	3 à 5 ans
11	Dessouchage sécurisé des arbres à l'aval du barrage	3 à 5 ans
12	Poursuivre les mesures des nouveaux appareils d'auscultation (piézomètre et barbacanes) et y associer la mesure automatique du plan d'eau.	Immédiate

Tableau 0-1 : Mesures de réduction proposées dans le cadre de l'EDD de 2018

Suite à cette analyse le bureau d'études CACG a été missionné par le Conseil Départemental du 44 pour mettre en œuvre un programme de travaux [20].

Le bureau d'études ISL a été mandaté pour la réalisation de la Maitrise d'œuvre complète de l'ensemble des travaux de modernisation du barrage de Vioreau. Les études d'Avant-Projet (AVP) [24] ont été menées afin de répondre à l'ensemble des attentes de l'EDD de 2018 et du programme de travaux de la CACG.

Dans ce contexte, la présente EDD est la mise à jour de l'EDD de 2018 avec la prise en compte de l'ensemble des travaux de modernisations prévu dans l'AVP [24].

Présentation de l'ouvrage

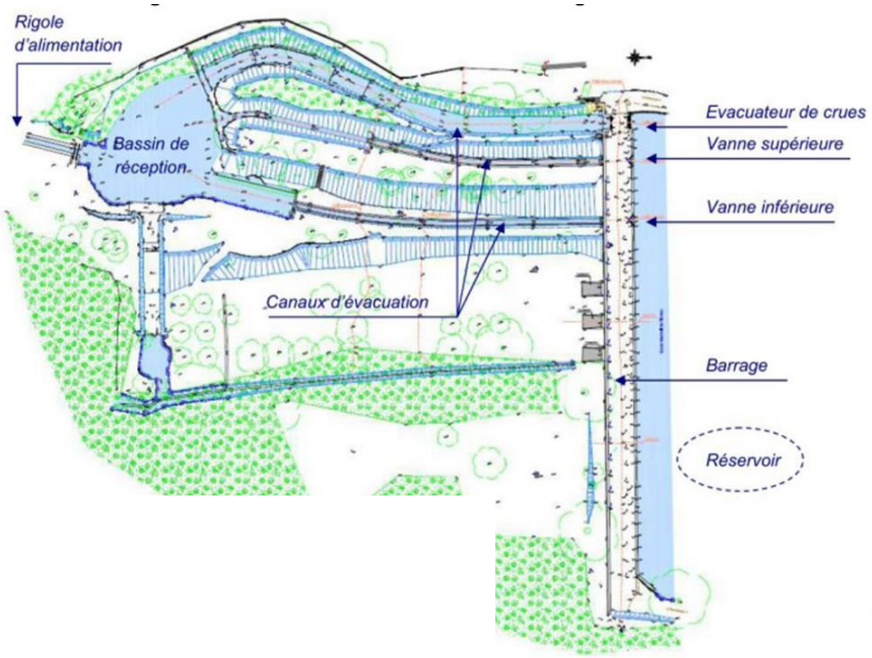
Cet ouvrage, construit en 1834, est un barrage poids de 13,7 m de hauteur (entre le parapet et la fondation) avec trois contreforts en partie centrale (rajoutés après la construction suite à l'apparition de suintement et de fissures).

Actuellement les ouvrages hydrauliques sur l'ouvrage sont les suivants :

- Evacuateur de crues situé en rive droite constitué d'un seuil libre, calé à la cote 30,41 m NGF et d'un coursier en partie revêtu en béton (sur la partie aval) ;
- Dispositif de vidange de fond (fil d'eau 22,23 m NGF) ;
- D'une vanne supérieure alimentant le canal de Nantes à Brest (fil d'eau 26,84 m NGF).

Le bassin de dissipation à l'aval (ancienne carrière, source des moellons de l'ouvrage) recueille les eaux provenant du coursier, ainsi que des canaux d'évacuation des prises pour les restituer à la rigole d'alimentation du canal de Nantes à Brest.

La figure ci-dessous présente la configuration de l'ouvrage.



F

VI

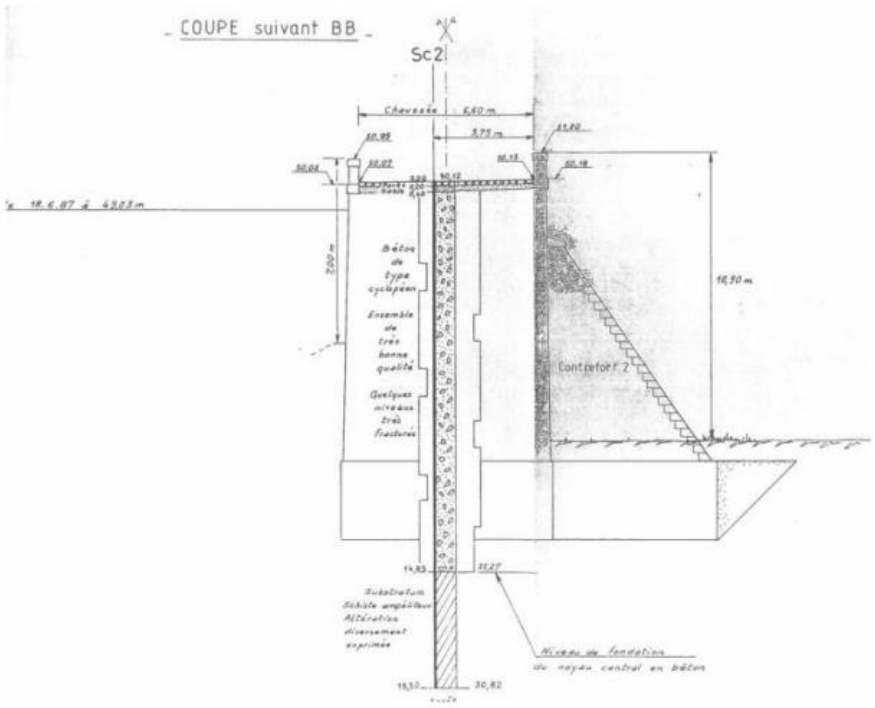


Figure 0-1 : Vue en plan et coupe type avec contrefort (source CETE 1987)

Présentation des travaux envisagés au stade Avant Projet

Le tableau ci-dessous présente l'ensemble des travaux envisagés dans le cadre de la modernisation du barrage de Vioreau.

Le tableau ci-dessous présente la synthèse des travaux envisagés dans le présent Avant Projet.

	Détail des travaux proposé en phase AVP
Confortement de l'ouvrage	- Reprise de l'étanchéité du parement amont par géomembrane - Amélioration de l'étanchéité de la fondation par une paroi (au centre de l'ouvrage) puis des injections dans le substratum rocheux - Mise en place d'un réseau de drainage en pied aval (forage) - Mise en place de 7 contreforts en béton armé avec un parement maçonné sur les parties visibles
Augmentation du volume de stockage	- Réhausse de la crête de l'ouvrage à la cote 32,40 m NGF - Nouvelle cote de RN fixée à 31,30 m NGF
Amélioration de la gestion des crues (Q1000)	- Augmentation de la section d'écoulement par approfondissement du coursier de l'évacuateur actuel en RD - Mise en œuvre d'un seuil latéral libre en amont
Amélioration des conditions de vidange (demi-charge et totale) et d'exploitation	- Mise en place d'une unique tour de prise au droit de la vidange de fond, augmentation de la section du conduit traversant ; vanne de prise condamnée - Amélioration des conditions de vidange par la reprise du seuil déversant existant (fosse de dissipation) et installation d'une vanne de vidange de la fosse - Création d'un local d'exploitation et de commande
Prise en compte du débit réservé	- Conduite dédiée installée dans la tour de prise (DN150)
Auscultation de l'ouvrage	- Maintien du système de suivi topographique - Mise en place de piézomètres (ouverts et fermés)
Amélioration de la gestion de la ressource en eau	- Mise en place d'instrumentation pour contrôler l'ensemble des débits entrants et sortants dans la retenue - Automatisation des organes de manœuvre
Amélioration de la qualité de l'eau	- Curage partielle des vases (études en cours)

Tableau 0-2 : Synthèse des travaux proposés [24]

Scénarios de défaillance étudiés en situation « post travaux »

A l'issu de l'Analyse Préliminaire des Risques (APR), il ressort 2 ERC (Evénements Redoutés Central) susceptibles de remettre en cause une des fonctions principales de l'ouvrage :

- La rupture du barrage qui générerait une onde de rupture dévastatrice pour l'environnement aval du barrage (ERC 1),
- L'ouverture intempestive des vannes du barrage entrainant un débit dévastateur pour l'environnement immédiat aval du barrage (ERC 2),

Les scénarios étudiés pour l'ERC1 sont les suivants :

- ERC1-S1 : rupture du barrage sous crue extrême avec rupture du parapet
- ERC1-S2 : rupture du barrage sous sollicitation sismique
- ERC1-S3 : rupture du barrage par vieillissement de la maçonnerie
- ERC1-S4 : rupture du barrage avec défaut de drainage
- ERC1-S5 : rupture du barrage après surverse du batardeau (phase chantier)

Pour l'ERC2, un unique scénario a été étudié en détail : rupture de la vanne de service de la vidange de fond.

Le tableau ci-dessous présente les probabilités obtenues pour l'ensemble de ces scénarios.

	Probabilité de rupture obtenue	Détail
ERC1-S1	$< 10^{-6}$	Evènement extrêmement peu probable
ERC1-S2	$< 10^{-6}$	Evènement extrêmement peu probable
ERC1-S3	10^{-6}	Evènement extrêmement peu probable
ERC1-S4	10^{-6}	Evènement extrêmement peu probable
ERC1-S5	$< 10^{-5}$	Evènement extrêmement peu probable
ERC2	10^{-5}	Evènement extrêmement peu probable

Tableau 0-3 : Synthèse des probabilités retenues

Analyse de la gravité liée à la rupture de l'ouvrage « post travaux »

Un calcul d'onde de rupture a permis de définir le nombre de personnes impactées par la rupture potentielle du barrage de Vioreau.

La propagation de l'onde de rupture sur le Baillou est très rapide. Les hauteurs d'eau sont très importantes dans toute la vallée, souvent au-delà **de 7 m**. L'onde atteint la confluence avec l'Erdre au bout **de 21 minutes**.

La remontée de l'onde de rupture sur l'Erdre ralentie fortement les vitesses. La commune de Joué sur Erdre est impactée 34 minutes après la brèche sur le barrage de Vioreau. Le pic de l'onde arrive 1h19 après l'évènement et génère des hauteurs d'eau maximales de 3,3m. Au maximum de la crue toutes les habitations sous la cote 17,8m NGF sont inondées. La propagation jusqu'à Nort sur Erdre se fait en 2 heures. Les venues d'eau se concentrent dans la vallée de l'Erdre avec des cotes d'eau d'environ 4 m.

A l'aval de Nort sur Erdre, l'altimétrie basse de la vallée génère un étalement spatial de l'onde de rupture. Les vitesses de propagations de l'onde de rupture diminuent.

Au point 31 (cf annexe 4), l'onde de rupture atteint les marais de l'Erdre. Cette zone de plus de 1 000 hectares constitue un vaste secteur de stockage. Un volume de 8 300 000 m^3 vient se stoker dans les marais, soit 71% du volume d'eau dans la retenue de Vioreau au moment de la rupture.

L'effet tampon du marais freine fortement l'onde de rupture. En sortie de cette zone la rupture du barrage de Vioreau n'a plus d'influence.

Les nombres de personnes impacté par la rupture de l'ouvrage sont les suivants :

- Environ 600 personnes directement impactées jusqu'à 1h après la rupture,
- Environ 4800 personnes impactées après 1h.

Le tableau ci-dessous présente le détail de cette analyse.

Code INSEE	Commune	Type	Nombre de bati	Taille du ménage	Population estimée	Temps d'arrivée (h)	Population	
							Cinétique rapide	Cinétique lente
44077	Joué-sur-Erdre	Bâti	214	2,6	556,4	<1	556	
44110	Nort-sur-Erdre	Bâti	875	2,46	2152,5	>1		2152
		Mairie, Ecole élémentaire publique la Sablonnaie, école maternelle, lycée professionnel de l'Erdre, école maternelle et primaire sainte Jeanne d'Arc, Camping du Port Mulon, collège Isabelle Autissier			2370	>1		2370
44122	Petit-Mars	Bâti	4	2,7	10,8	>1		11
44201	Sucé sur Erdre	Bâti	64	2,52	161,28	>1		161,
44026	Carquefou	Bâti	2	2,25	4,5	>1		5
44035	La Chapelle sur Erdre	Bâti	2	2,37	4,74	>1		5,
44109	Nantes	Bâti	19	1,86	35,34	>1		35,
44179	Saint Mars du désert	Bâti	7	2,61	18,27	>1		18,
Total			1187		5313,83		**556**	**4757**

Tableau 0-4 : Population impactée par l'onde de rupture du barrage de Vioreau

Synthèse de la criticité des différents scénarios « post travaux »

Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus pour les différents scénarios.

Classe de probabilité			Classe de risques				
			Modéré	Sérieux	Important	Catastrophique	Désastreux
			1	2	3	4	5
	Evènement possible mais extrêmement peu probable	0 (P<3.10-5)		ERC2		ERC1-S1 ERC1-S2 ERC1-S3 ERC1-S4 ERC1 – S5	
		0 (P>3.10-5)					
	Evènement peu probable	1					
	Evènement improbable	2					
	Evènement probable	3					
	Evènement courant	4					

ERC1-S1 : rupture du barrage sous crue extrême avec rupture du parapet

ERC1-S2 : rupture du barrage sous sollicitation sismique

ERC1-S3 : rupture du barrage par vieillissement de la maçonnerie

ERC1-S4 : rupture du barrage avec défaut de drainage

ERC1-S5 : rupture du barrage après surverse du batardeau (phase chantier)

ERC2 : rupture de la vanne de service de la vidange de fond

Tableau 0-5 : Présentation des criticités attribués aux ERC en fonction de la probabilité de défaillance et de la gravité

L'ensemble des scénarios de rupture du barrage ERC1 en phase définitive (post travaux) sont classés comme risque acceptable. Les travaux du programme de modernisation du barrage permettent d'améliorer significativement le degré de sureté de l'ouvrage.

Le scénario ERC1-S5 est considéré comme tolérable en phase provisoire de chantier. Il est néanmoins nécessaire de surveiller ce scénario par le strict respect des consignes en phase travaux.

L'ERC2 est considéré comme acceptable du fait de la conséquence qui est uniquement une augmentation subite du débit aval (7,2 m^3/s).

1 RENSEIGNEMENTS ADMINISTRATIFS

1.1 PROPRIETAIRE / CONCESSIONNAIRE / EXPLOITANT

Le Département de Loire Atlantique est propriétaire du barrage et de sa retenue depuis le 1er janvier 2008. A ce titre, le Département est responsable de l'exploitation, de l'entretien et de la surveillance du barrage, de sa retenue et de ses équipements connexes.

Le propriétaire veille par ailleurs à l'application des dispositions règlementaires relatives à la sécurité des ouvrages hydrauliques régies par le Code de l'Environnement.

Le Département assure par ses propres moyens l'exploitation, l'entretien et la surveillance de l'ouvrage. Il est ainsi désigné Exploitant de l'ouvrage.

Dans l'organisation départementale, le barrage de Vioreau relève du service aménagement de la Délégation Châteaubriant de la direction générale territoires. Le service infrastructures maritimes et voies navigables, relevant de la direction infrastructures de la direction générale équipements, intervient sur l'ouvrage en qualité d'appui technique, il assure à ce titre la conduite d'expertises.

HOTEL DU DEPARTEMENT DE LOIRE ATLANTIQUE

Quai Cenineray

44000 NANTES

TEL : 02-40-99-10-00

1.2 REDACTEUR DE L'ETUDE DE DANGERS

L'organisme rédacteur de l'étude de dangers est la société :

ISL INGENIERIE

75 boulevard Mac Donald

75019 Paris

France

TEL : +33 1 55 26 99 99

En application de l'arrêté du 15 novembre 2017, Ingénierie possède, par l'arrêté du 02 mars 2021, les agréments figurant dans le tableau suivant.

Agrément ISL INGENIERIE	Durée de l'agrément
1. Digues et barrages (études et diagnostics) :	5 ans
2. Digues et barrages (études, diagnostics et suivi des travaux)	5 ans
3. Barrages de classe C et digues (étude et diagnostics)	5 ans
4. Barrages de classe C et digues (études, diagnostics et suivi des travaux)	5 ans
5. Auscultation (tous barrages)	5 ans
6. Auscultation (barrages de classe C)	5 ans

Tableau 1-1 : Agréments d'ISL INGENIERIE et durée des agréments

1.3 CLASSE DU BARRAGE

Le classement des barrages est défini par décret, principalement en fonction de ses caractéristiques principales H et V, où :

- H : la hauteur de l'ouvrage exprimée en mètre et définie comme la plus grande hauteur mesurée verticalement entre le sommet de l'ouvrage et le terrain naturel à l'aplomb de ce sommet ;
- V : le volume retenu exprimé en millions de mètres cubes et défini comme le volume qui estretenu par le barrage à la cote de retenue normale.

CLASSE de l'ouvrage	CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES
A	$H \geq 20$ et $H^2 \times V^{0,5} \geq 1\,500$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel $H \geq 10$ et $H^2 \times V^{0,5} \geq 200$
C	a) Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel $H \geq 5$ et $H^2 \times V^{0,5} \geq 20$ b) Ouvrage pour lequel les conditions prévues au a ne sont pas satisfaites mais qui répond aux conditions cumulatives ci-après : i) $H > 2$; ii) $V > 0,05$; iii) Il existe une ou plusieurs habitations à l'aval du barrage, jusqu'à une distance par rapport à celui-ci de 400 mètres.

Tableau 1-2 : Définition de de la classe d'un barrage d'après l'article 214-112 du code l'environnement

Les caractéristiques du barrage de Vioreau sont les suivantes :

- Hauteur : 10,3 m
- Volume de la retenue : 7,451 Mm^3 d'où : $\mathbf{H^2\sqrt{V} = 290}$.

<u>En référence à l'arrêté préfectoral du 16 janvier 2012, le barrage de Vioreau est un barrage de classe B</u>

Le décret n° 2015-526 du 12 mai 2015 ne modifie pas le classement du barrage de Vioreau.

1.4 CADRE ADMINISTRATIF DE LA PRESENTE EDD

La présente EDD est rédigée dans le cadre de la demande d'autorisation de travaux de modernisation du barrage de VIOREAU.

Cette EDD s'inscrit dans le cas n°2 présenté ci-dessous. Elle est réalisée selon les modalités de l'arrêté du 3 septembre 2018 modifiant l'arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues.

	Description
Cas 1 ☐	l'EDD est jointe à une demande d'autorisation ou d'approbation initiale de barrage
Cas 2 ☒	l'EDD est jointe à une demande d'autorisation ou d'approbation nouvelle d'un barrage existant en raison des travaux qui y sont prévus
Cas 3 ☐	l'EDD est actualisée conformément à l'article R.214-117-II du code de l'environnement
Cas 4 ☐	cas complémentaire à l'un des cas 1 à 3 susvisés prévoyant que l'analyse des risques contenue dans l'EDD soit également utilisée par le maître d'ouvrage pour les besoins de l'établissement d'un plan particulier d'intervention conformément à l'article R.741-34 du code de la sécurité intérieure.

Tableau 1-3 : Cadre de l'EDD

2 OBJET DE L'ETUDE

2.1 OUVRAGES ENGLOBES DANS LE PERIMETRE DE L'ETUDE DE DANGERS

Le périmètre de cette étude inclut le barrage de Vioreau et ses ouvrages associés.

Le barrage de Vioreau dans sa configuration actuelle est présenté sur la figure ci-dessous :

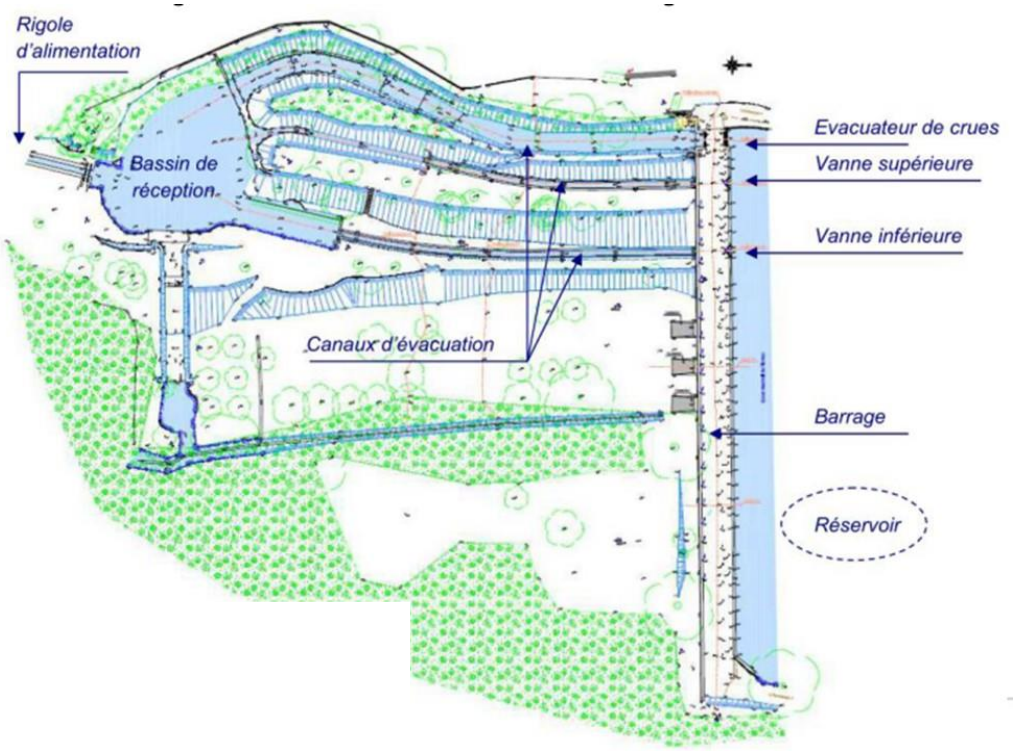


Tableau 2-1 : Configuration actuelle du barrage de Vioreau

Dans le cadre des travaux de modernisation du barrage, la prise d'eau (« vanne supérieure » sur la figure ci-dessus) est condamnée au profit d'un seul ouvrage regroupant la vidange de fond (« vanne inférieure ») et les vannes de prise au sein d'une tour situé au droit de la vidange de fond actuel.

Dès lors, sont considérés comme ouvrages associés au barrage :

- L'évacuateur de crues en seuil libre latéral situé en rive droite ;
- La fosse de dissipation ainsi que le seuil d'évacuation ;
- La tour de prise regroupant la vidange de fond et les prises d'eau (y compris les conduites et les équipements hydromécaniques et leur contrôle-commande) ;
- Le dispositif d'auscultation ;
- La retenue du barrage.

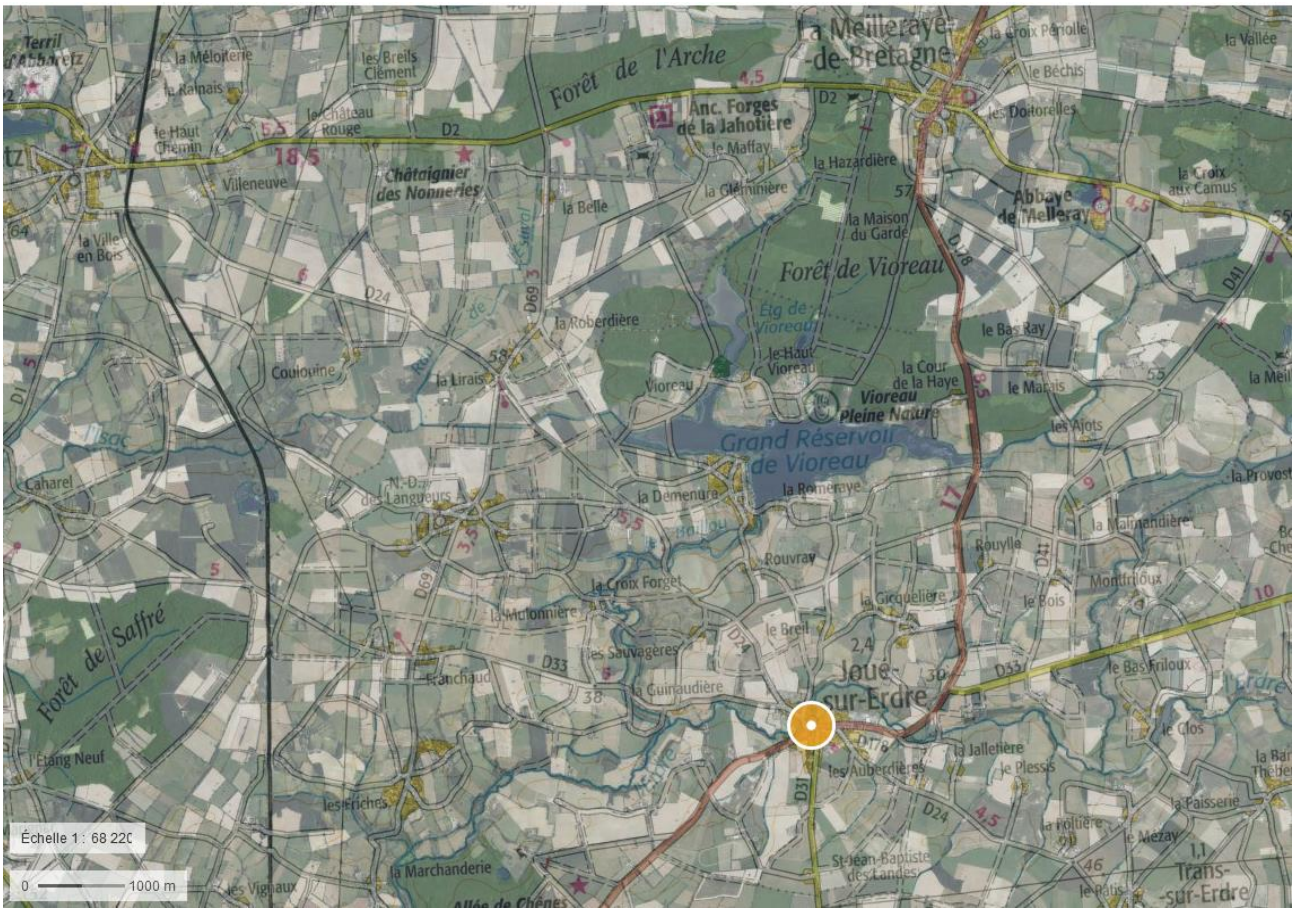


Figure 2-1 : Localisation de la retenue du barrage de Vioreau

La figure suivante présente la retenue et ses abords.

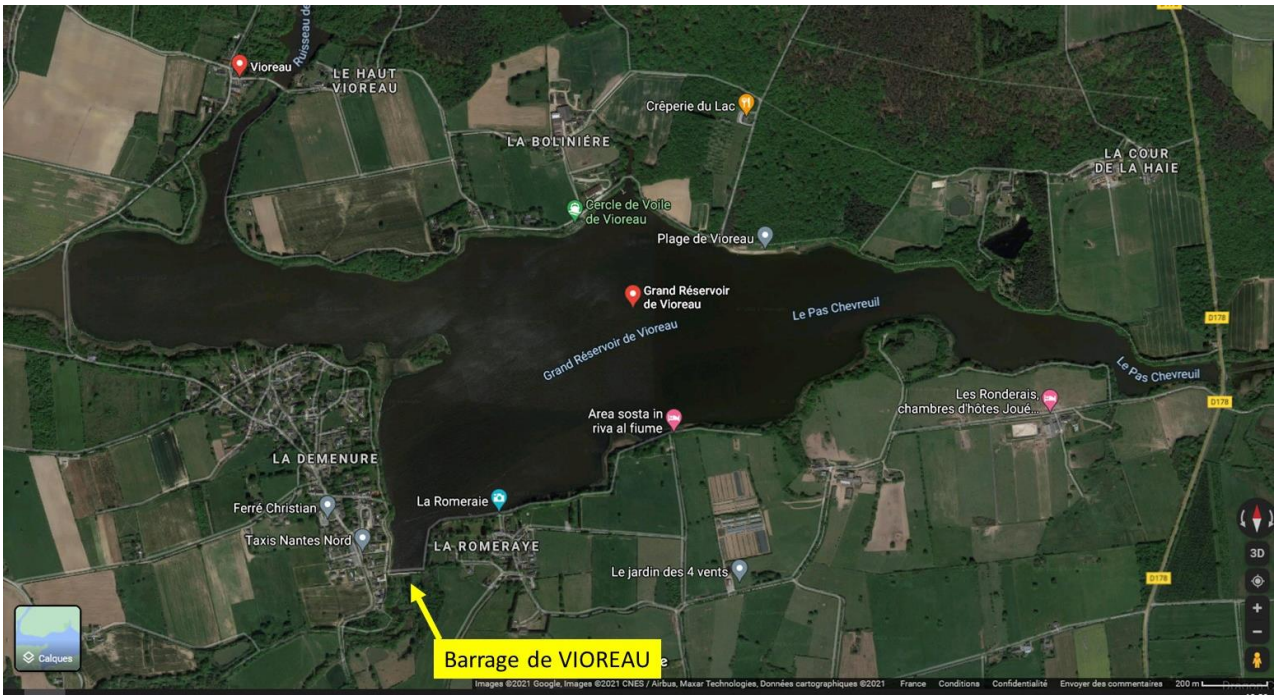


Figure 2-2 : Retenue du barrage de Vioreau

La figure suivante présente la configuration des différents ouvrages d'alimentation de la retenue de Vioreau.

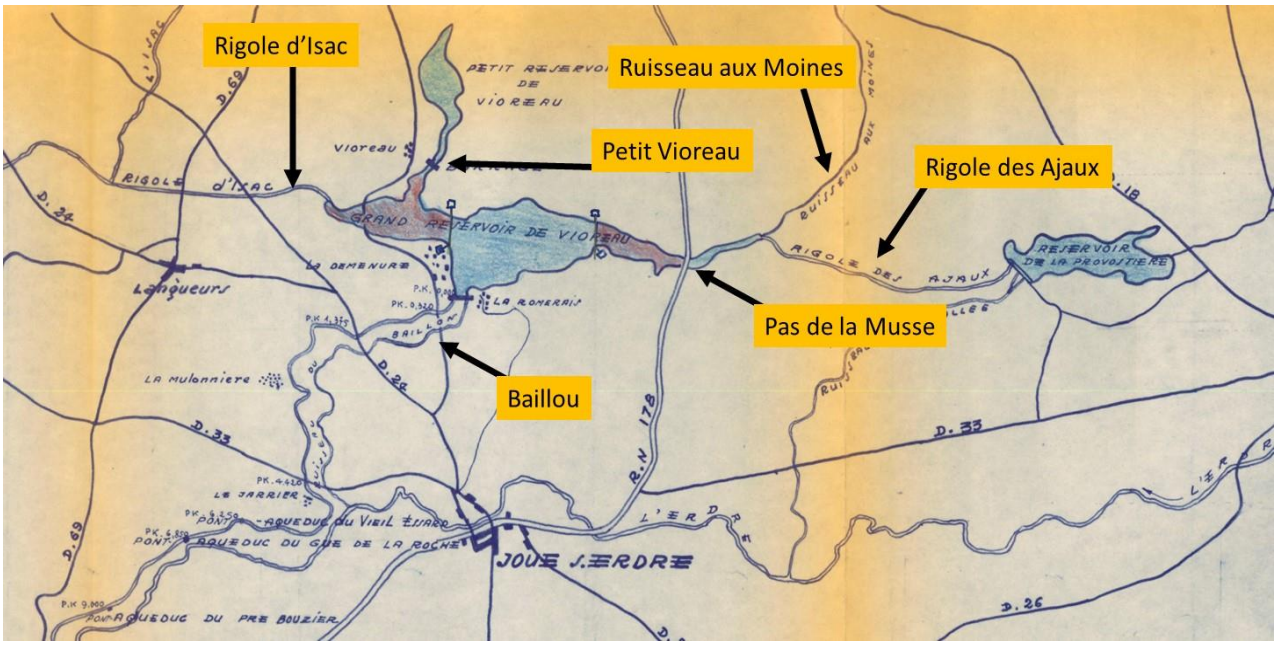


Figure 2-3 : Alimentation de la retenue du barrage de Vioreau

Ne font pas partie du périmètre (mais sont inclus dans l'environnement extérieur amont) ::

- Le barrage du petit Vioreau
- L'ouvrage hydraulique du Pas de la Musse.

Pour information le volume maximum stocké par le Petit Vioreau est de l'ordre de 400 000 m^3.

La rupture du barrage du petit Vioreau avec un niveau d'eau à RN dans le barrage du grand Vioreau entraine la montée du niveau d'eau de l'ordre de 23 cm, ce qui ne met donc pas en danger le barrage du grand Vioreau.

A la cote PHE (32,40 m NGF, cf annexe 2), la rupture du barrage du petit Vioreau engendre une montée du niveau de 20 cm (32,60 m NGF). Ce qui reste en deçà de la cote de danger du barrage du Grand Vioreau (cote 33,40 m NGF, cf. §5.2.4).

L'ouvrage du Pas de la Musse est un pertuis vanné permettant l'arrivée d'eau provenant du Ruisseau aux moines et de la rigole de Ajaux.

Ces ouvrages sont donc considérés comme n'ayant pas d'incidences sur la sûreté du barrage.

2.2 ETUDES ET DOCUMENTS DISPONIBLES

Le tableau ci-dessous présente les différents documents disponibles :

	Description	Date
[1]	Plan de détail de la prise d'eau	1843
[2]	Plan diagnostic des désordres sur l'ouvrage Rapport de diagnostic	1886
[3]	Plan d'archive, coupe et élévation, barrage conforté, ministère des travaux publics	1887
[4]	Etude de stabilité, auteur inconnu	1897
[5]	Plan de recollement des travaux d'injection du corps du barrage	1939
[6]	HSV, auteur inconnu	1967
[7]	Reconnaissances maçonneries et fondation, étude de stabilité CETE	Février 1995
[8]	Bathymétrie du fond de l'étang de Vioreau, In VIVO	Janvier 2002
[9]	EDD v4, SAFEGE	Mars 2018
[10]	VTA, SAFEGE	Juin 2019
[11]	Etude hydraulique et hydrologique, SAFEGE	Janvier 2020
[12]	Rapport G1, HYDROGEOTECHNIQUE	Février 2020
[13]	Etude de stabilité, SAFEGE	Avril 2020
[14]	Rapport de consigne, SAFEGE	Avril 2020
[15]	Rapport d'Auscultation 2016-2019, CACG	Mars 2020
[16]	Rapport de surveillance, CACG	Avril 2020
[17]	Note d'actualisation consigne de surveillance et d'exploitation CACG	Juillet 2020
[18]	Bilan et confortement du dispositif d'auscultation, CACG	Août 2020
[19]	Note érosion interne, stabilité barrage, CACG	Août 2020
[20]	Esquisse fonctionnelle, CACG	Octobre 2020
[21]	Mission G0, GINGER, phase 1	08/06/2021
[22]	Compilations des données topographiques (bathymétrie), INGEO	Avril 2021
[23]	AVP Provisoire des travaux de modernisation du barrage de Vioreau, ISL	Mars 2021
[24]	AVP des travaux de modernisation du barrage de Vioreau, ISL Comprenant les annexes suivantes : - Annexe 1 : G2 AVP	octobre 2021

	- Annexe 2 : Note hydraulique AVP - Annexe 3 : Etude stabilité - Annexe 3 bis : Note de stabilité AVPP - Annexe 4 : Plans des niveaux d'eau de la retenue - Annexe 5 : Analyse architecturale - Annexe 6 : Planning des travaux - Annexe 7 : Plans AVP	
[25]	Consignes gestion - exploitation et crues, ISL,	octobre 2021
[26]	Consignes gestion - travaux, ISL,	octobre 2021
[27]	Protocole de remise en eau, ISL	octobre 2021

Tableau 2-2 : Etudes disponibles sur l'ouvrage

Le tableau suivant résume les documents réglementaires concernant l'ouvrage :

	Description	Date
[28]	Arrêté Préfectoral de classement	Janvier 2012
[29]	Arrêté Préfectoral de révision spéciale	Août 2012
[30]	Arrêté Préfectoral fixant des prescriptions complémentaires relatives aux travaux de mise en sécurité de l'ouvrage de Vioreau	Janvier 2019
[31]	Avis sur EDD et la révision spéciale, DREAL	Septembre 2018
[32]	Avis sur l'étude de stabilité, DREAL	Août 2020

Tableau 2-3 : Documents réglementaires de l'ouvrage

3 ANALYSE FONCTIONNELLE DE L'OUVRAGE ET DE SON ENVIRONNEMENT

3.1 DESCRIPTION GENERALE DE L'AMENAGEMENT

Le barrage de Vioreau est un barrage poids maçonnés permettant de gérer l'alimentation du canal de Nantes à Brest notamment en période d'étiage.

Il s'agit du plus grand réservoir du département. Bien que couvrant une superficie de 200 hectares, il est habituellement subdivisé en deux sous-ensembles : le lac de Vioreau (181 ha) et le Petit Vioreau (32 ha).

Ce barrage est au cœur du dispositif d'alimentation en eau du canal de Nantes à Brest.

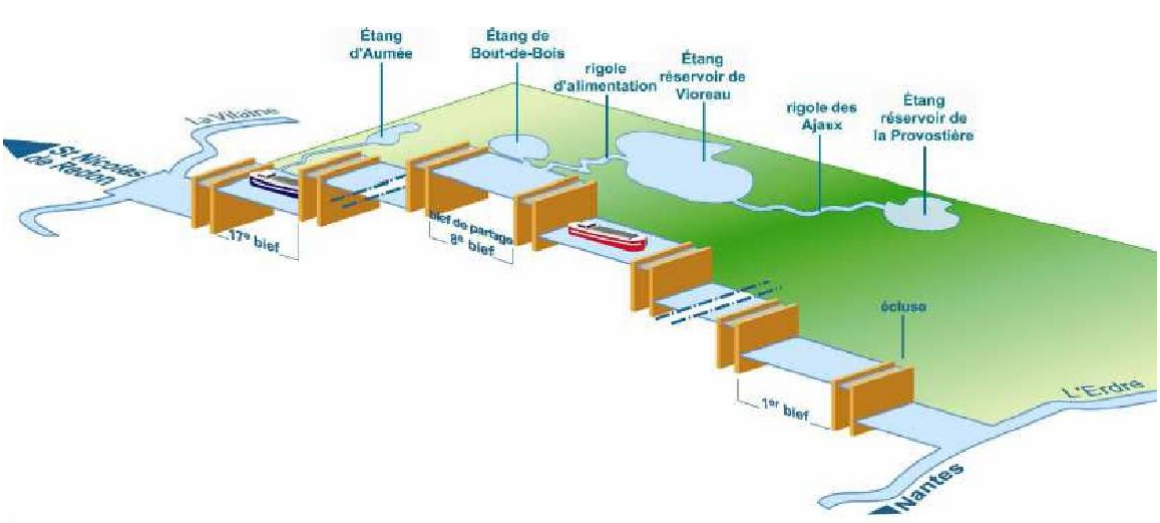


Figure 3-1 : Schéma hydraulique d'alimentation du canal de Nantes à Brest (Source : Dossier d'ouvrage - mars 2015)

Il s'agit d'un barrage en poids maçonné comprenant :

- un évacuateur (seuil libre) de crues latéral en rive droite,
- une vanne de prise intermédiaire en rive droite (qui sera condamnée lors des travaux de modernisation),
- une vanne de vidange de fond avec un pertuis traversant au centre de l'ouvrage (qui intègrera par la suite la tour de prise).

3.2 HISTORIQUE DE L'OUVRAGE

Les principales phases de travaux sont les suivantes :

- 1834 - 1835 : Construction du barrage
- 1886 : le barrage connait une situation critique décrite par M. RESAL :
  - Fuites importantes (2 500 m^3 en 24 heures) ;
  - Appauvrissement des mortiers et dépôts de calcite en aval sur une épaisseur de 6 à 7 cm ;

  - Déformation horizontales et verticales en crête (le barrage devient courbe avec une flèche de 6 cm) ;
  - Dégradation importante des maçonneries du parement aval ;
  - Fissure entre murs maçonnés et voile de béton ;
  - Fissure verticale dans le parement aval (2 mm).
- 1887: des travaux de consolidation sont réalisés. Ils consistent en la construction de trois contreforts de 3,50 m de largeur en tête, 6,00 m de largeur en pied et 8,00 m de hauteur ainsi qu'un rejointoiement et une fermeture des fissures au coulis de ciment.
- 1905: le barrage semble avoir un bon comportement, ce qui montre l'efficacité des travaux réalisés en 1887.
- 1939: des travaux d'injection du voile en béton et du parement amont en maçonnerie sont effectués et mettent en œuvre plusieurs tonnes de ciment ; la cause de ces travaux n'est pas connue.
- 1952: le parement amont est reconstruit sur une hauteur de 2,50 m et une épaisseur de 1,50 m environ ; la cause de ces travaux n'est pas connue.
- 1987 : vidange totale avec travaux de rejointoiement du parement amont, dépose et remise en état des vannes, et injections aux abords des prises d'eau (vanne inférieure et vanne supérieure), sous la protection d'une digue batardeau (hauteur environ 2 m et largeur en crête environ 3 m) située à une vingtaine de mètres en amont du barrage. La cause de ces travaux n'est pas connue.
- 1990 - 1991 : remplacement de la passerelle en bois du franchissement de l'évacuateur en crête de digue par une passerelle en béton et mise en place d'une vanne à crémaillère sur le seuil de l'évacuateur.
  Cette mise en place de vanne induit une rehausse d'un mètre du plan d'eau (échelle locale : 9,1m ; Cote IGN : 31,45 m NGF).
- 2003 : vidange totale avec travaux de rejointoiement du parement amont en particulier aux abords des prises d'eau.
- 2016 : Travaux de réhabilitation consistant en :
  - Nettoyage général de l'ensemble du parement maçonné, dont retrait des dépôts de calcite ;
  - Remplacement des moellons altérés ;
  - Reprise des joints.
- 2016 : Investigations géotechniques, et mise en place d'un dispositif d'auscultation piézométrique.
- 2017 : les résultats de l'étude de dangers montrent que le barrage de Vioreau présente un niveau moyen pour la rupture de l'ouvrage à la surverse et par vieillissement de l'ouvrage. Le risque est considéré comme faible pour la rupture avec l'obstruction totale de l'évacuateur de crue avec une crue décennale, pour la rupture sous sollicitation sismique accidentelle (SES) et pour le scénario de défaillance du système de vidange.
  Par ailleurs, les mesures de réduction des risques portent sur la réalisation d'un diagnostic déterminant les origines des suintements, le maintien des travaux d'entretien des parements, principalement aval et le maintien des mesures des appareils d'auscultation sur l'ouvrage.
- 2017 : Révision spéciale. De même que l'EDD, l'insuffisance principale mise à jour par la révision spéciale est le sous-dimensionnement de l'évacuateur des crues. L'assainissement pluvial de la crête doit être également amélioré. La révision spéciale indique également : le remplacement des montants en bois des vannes afin d'assurer la pérennité de leur fonctionnement, de poursuivre l'auscultation et améliorer les conditions de mesure des débits de drainage (via les barbacanes) par la mise en place d'un dispositif de collecte et de mesure par seuil.
- 2017 : Extraction de la vanne « rehausse » au niveau de l'évacuateur. Nouvelle RN : échelle locale : 8,1m ; Cote IGN : 30,45m NGF.

- 2019 : Investigations géotechniques complémentaires (à 2016), et mise en place d'un dispositif d'auscultation piézométrique complémentaire.
- 2020 : Rapport d'auscultation portant sur les années 2016 à 2019
- 2020 : Etude de stabilité et hydraulique, suivi des instructions des services de l'état (DREAL).

3.3 FICHES SYNOPTIQUES

Le tableau suivant présente la fiche synoptique de l'ouvrage existant.

	Barrage de Vioreau existant
Construction	1834
Classe du barrage	Classe B (arrêté de janvier 2012) / $H^2\sqrt{v} = 290$
Composition	Parements maçonnés avec zone en béton cyclopéen encastrée au centre de l'ouvrage
Fondation	Schiste (altérée en surface)
Longueur	131,6 m
Hauteur au dessus du TN et de la fondation	9,3 m (TN/Crête) 10,3 m (TN/Parapet) 13,7 m (Fondation / Parapet)
Largeur en crête	7,4 m en crête
Cote de la crête	31,50 m NGF
Cote du déversoir de crues	Seuil libre : 30,41 m NGF
Cote de RN	30,40 m NGF (8,10 m RL)
Volume à la RN	7,451 Mm^3
Surface	180 ha
Fruit du parement amont	Subverticale (1,7 %)
Fruit du parement aval	Subverticale (1,7 %)
Contreforts	Année de construction : 1887 Nombre : 3 unités
Ouvrage de vidange de fond	Vanne à crémaillère manœuvrable depuis la crête, conduit maçonné voûté Fil d'eau : 22,23 m NGF
Ouvrages de prise d'eau	Vanne à crémaillère manœuvrable depuis la crête, conduit maçonné voûté Fil d'eau : 26,30 m NGF
Dispositif d'auscultation	- Echelle limnimétrique - 5 bases fixes topographiques (3 en pied et 2 en rives), - 17 rivets de contrôle sur le parapet amont, - 14 cibles sur le parement aval ainsi que 3 rivets, - 11 piézomètres en crête et 5 en aval, - Caniveau de contrôle des drains.

Tableau 3-1 : Fiche synoptique de l'ouvrage existant

Le tableau ci-dessous présente la fiche synoptique de l'ouvrage projeté après les travaux.

	Barrage de Vioreau après travaux
Construction	1834
Classe du barrage	Classe B (arrêté de janvier 2012) / $H^2\sqrt{v}$ = 341
Composition	Parements maçonnés avec zone en béton cyclopéen encastrée au centre de l'ouvrage
Fondation	Schiste (altérée en surface)
Longueur	131,6 m
Hauteur au dessus du TN et de la fondation	10,2 m (TN/Crête) 11,2 m (TN/Parapet) 14,6 m (Fondation / Parapet)
Largeur en crête	7,4 m en crête
Cote de la crête	31,50 +0,9 = 32,40 m NGF
Cote du déversoir de crues	Seuil libre : 31,30 m NGF
Cote de RN	31,30 m NGF (9,00 m RL)
Cote des PHE	32,40 m NGF
Cote de Danger	33,40 m NGF (cote parapet amont)
Volume à la RN	7,4 Mm^3 (nouvelle courbe HSV)
Surface	175,8 ha (nouvelle courbe HSV)
Fruit du parement amont	Subverticale (1,7 %)
Fruit du parement aval	Subverticale (1,7 %)
Contreforts	Année de construction : 1887 Nombre : 3 unités Rajout de 7 contreforts (C1 à C7)
Tour de prise	**Vannes de vidanges de fond** - Vanne de garde, levante à galets (section 1,2*1,2 m), fe=22,20 m NGF - Vanne de service, sous carter sur DN1000 **Vannes de prise** - Vanne de garde, levante à galets (section 0,8*0,8 m), fe=26,30 m NGF - Vanne de service, vanne en conduite sur DN600 **Vanne de débit réservé** - Vanne de garde, levante à galets (section 0,2*0,2 m), fe=26,30 m NGF - Vanne de service, vanne en conduite sur DN150

Dispositif d'auscultation	- Echelle limnimétrique avec sonde de niveau, - 5 bases fixes topographiques (3 en pied et 2 en rives), - 21 rivets de contrôle sur le parapet amont, - 22 cibles sur le parement aval ainsi que 10 rivets (1 sur chaque contrefort), - 11 piézomètres en crête et 5 en aval, - Goulotte de contrôle des drains et 3 seuils jaugeur.

Tableau 3-2 : Fiche synoptique de l'ouvrage projeté après travaux

3.4 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET ANALYSE FONCTIONNELLE INTERNE

3.4.1 INTRODUCTION

Le graphique ci-dessous présente l'analyse fonctionnelle de rang 2 et 3 de l'ouvrage (le barrage étant un composant de rang 1). La principale fonction associée aux composants de rang 2 est renseignée.

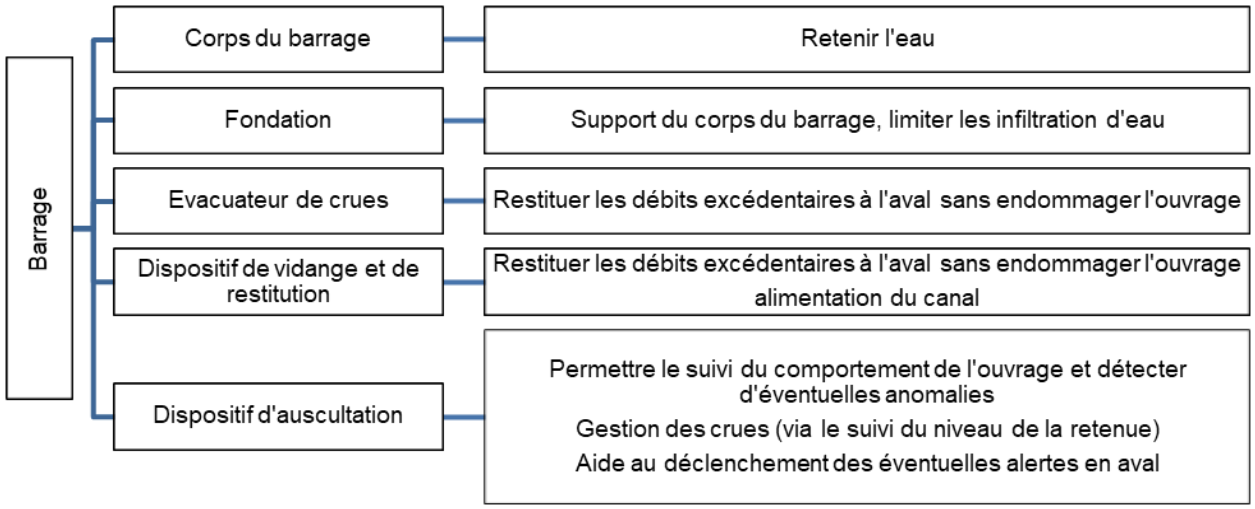


Figure 3-2 : Synthèse des fonctions du Rang 2

Cette analyse fonctionnelle est complétée par une Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets (AMDE) afin de comprendre comment chaque sous-composant contribue à assurer la sécurité de l'ouvrage et les impacts en cas de défaillance.

3.4.2 COMPOSANT N°1 : CORPS DU BARRAGE (RANG 2)

3.4.2.1 Description générale

Parement amont (actuel)

Le parement amont est composé de maçonneries traditionnelles : moellons schisteux et mortier en chaux hydraulique. Il est subvertical (léger fruit de 1,7%).

D'après les archives le mortier de chaux hydraulique vient de Doué et le sable de Minière. Les proportions sont les suivantes : 1 partie de chaux éteinte en poudre et deux parties de sable lavé ou 1 partie de chaux hydraulique vive et 3 parties de sable.

La figure ci-dessous présente la configuration du barrage.

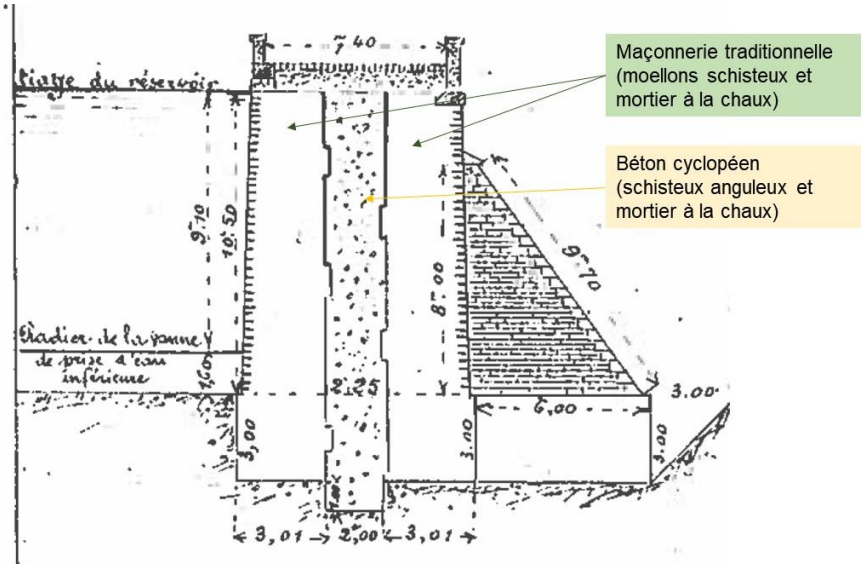


Figure 3-3 : Composition du barrage de Vioreau

Les photos ci-dessous présente les photos du parement amont lors de la vidange de 1987.



Figure 3-4 : Parement amont (photo vidange 1987)

Lors des campagnes de reconnaissances de 2016 et 2019 des sondages carottés ont été réalisés dans la maçonnerie.



Figure 3-5 : Echantillons de maçonnerie (sondage Hydrogéotechnique)

Parement aval (actuel)

La composition du parement aval est similaire à celle du parement amont. Il est subvertical (léger fruit de 1,7%).

Les figures suivantes présentent le parement aval.





Figure 3-6 : Vue du parement aval)

Béton cyclopéen (noyau étanche)

Comme indiqué sur la Figure 3-3 le centre de l'ouvrage est composé d'un noyau en béton cyclopéen encastré entre les deux parements en maçonnerie traditionnelle.

La composition du béton cyclopéen en théorie (d'après les données d'archive) :

- 1/7 de chaux hydraulique éteinte en poudre,
- 2 /7 de sable,
- 4 /7 pierres cassées (faciès schisteux).

Les figures ci-dessous présentent les échantillons obtenus dans le béton cyclopéen.



Figure 3-7 : Béton cyclopéen (0Bi) (SC4 en haut, SC9 en bas) (Hydrogéotechnique)

Contreforts (actuel)

Suite à des dégradations observées (fissures transversales en crête de l'ouvrage) sur l'ouvrage, des travaux de consolidation du barrage sontréalisés en 1887. Trois contreforts ont été construits de 3,5 m de largeur en tête, 6,0 m de largeur en pied et 8,0 m de hauteur et constitués de la même maçonnerie que les murs.

L'altimétrie générale des contreforts est la suivante :

- 29,30 à 29,35 m NGF IGN69 (tête)
- 21,65 à 22,00 m NGF IGN69 (pied)

La figure ci-dessous présente la configuration d'un contrefort (levé topographique INGEO 2014)

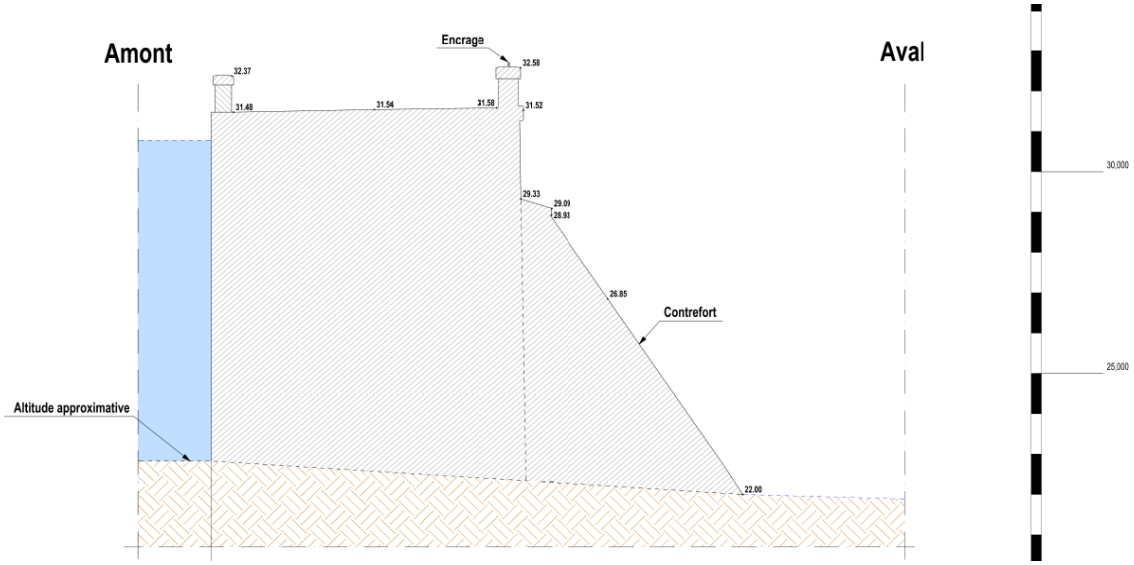


Figure 3-8 : Coupe type avec contrefort

La géométrie en 3D d'un contrefort est présentée ci-dessous.

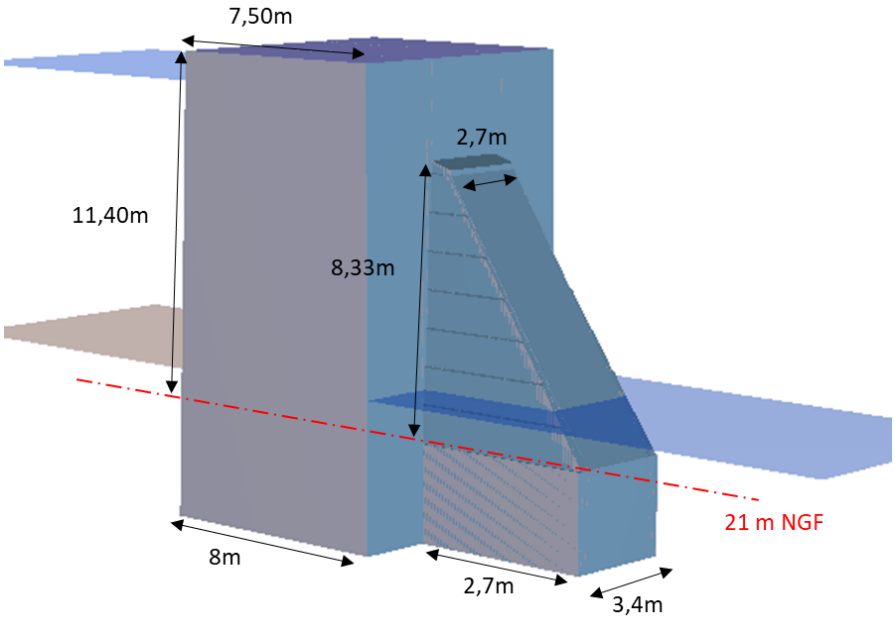
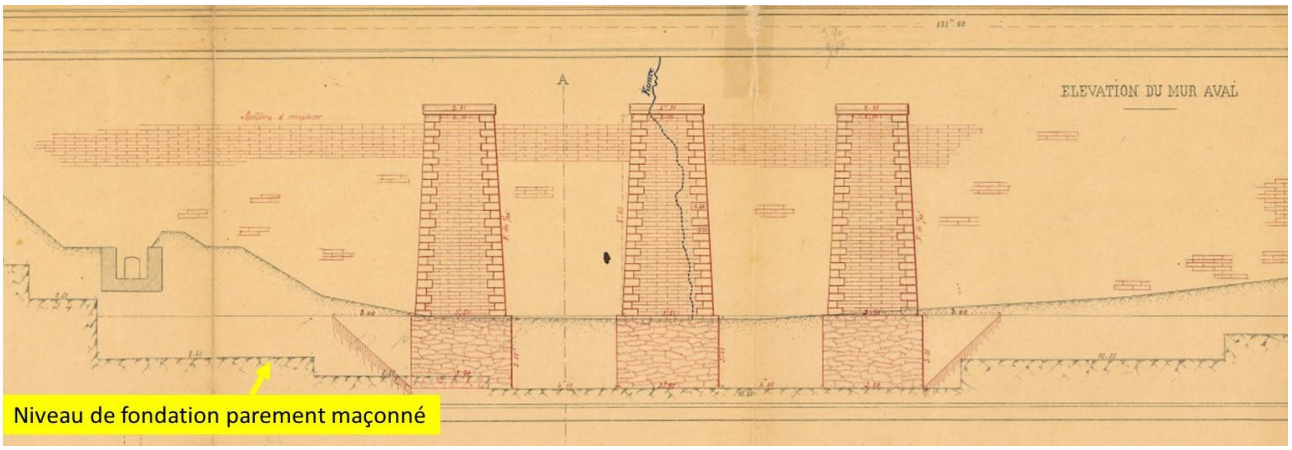


Figure 3-9 : Géométrie des contreforts

Sur les plans de projet d'archive on observe que le niveau de fondation des contreforts est calé sur le même niveau que celui de l'ouvrage maçonné.



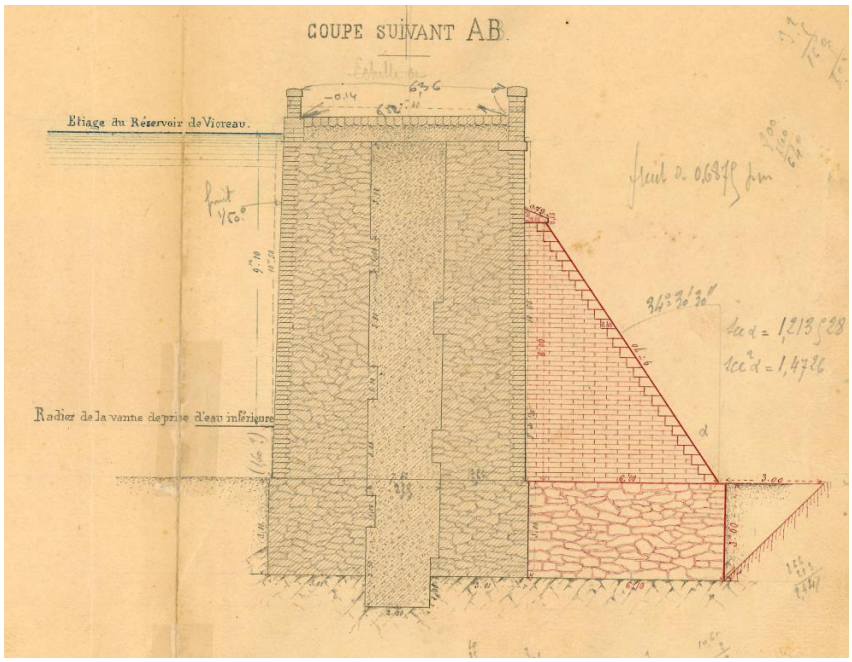


Figure 3-10 : Niveau de fondation des contreforts (source : plan d'archive 1887)

Couronnement (actuel)

Le couronnement est composé de pavage déposé sur un lit de sable de faible épaisseur (20 cm environ, observé sur les forages en crête).

Les pavés ont une épaisseur d'environ 30 à 40 cm.

La cote de l'arase supérieur du couronnement à l'amont est de 31,45 m NGF et de 31,35 m NGF à l'aval.

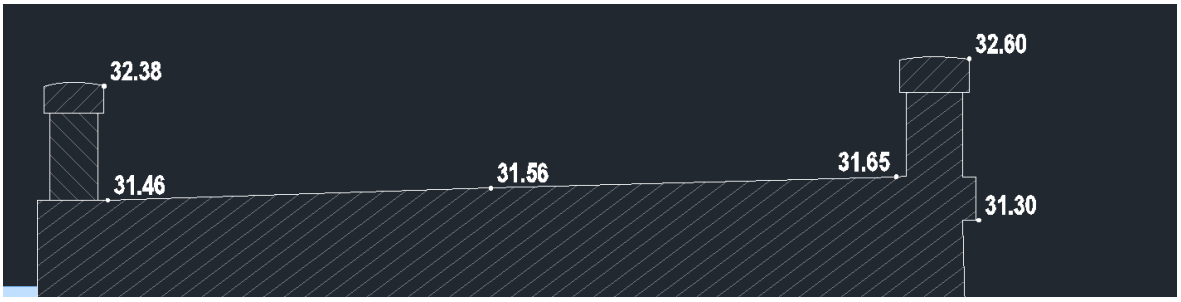


Figure 3-11 : Coupe type du couronnement actuel

Manifestement le complexe pavage/sable n'est pas imperméable, le ruissellement est faible sur l'ouvrage. De la végétation prolifère également.

La figure ci-dessous présente la configuration du couronnement d'après les plans du DOE des travaux de 1939.

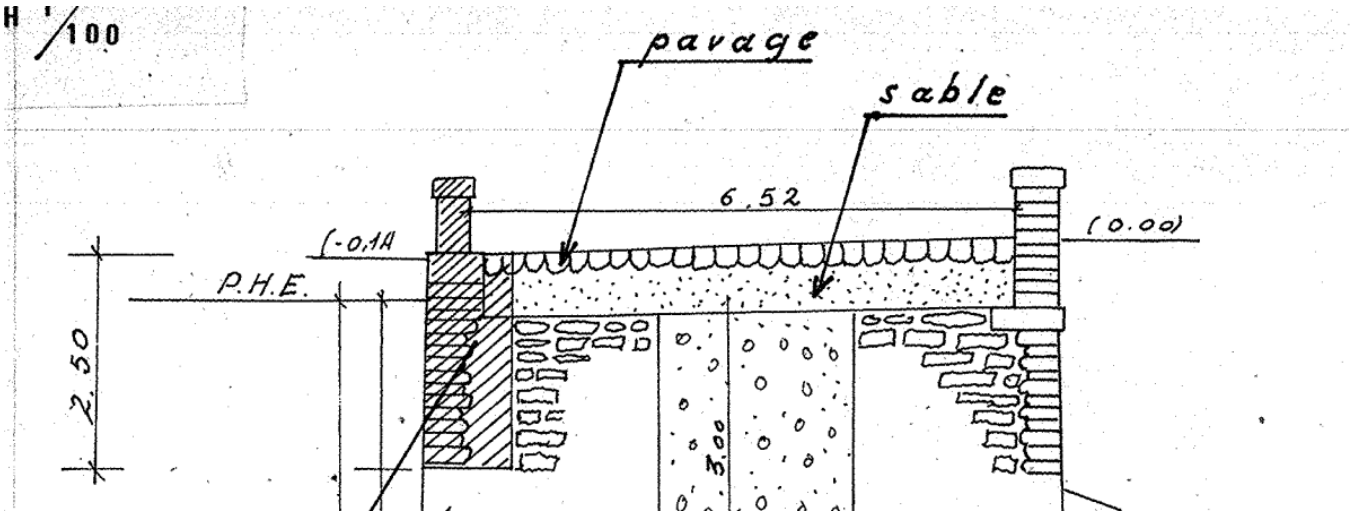


Figure 3-12 : Configuration du couronnement en tête (plan issu des travaux d'injection de 1939)

La figure ci-dessous présente le couronnement actuel.



Figure 3-13 : Vue du couronnement actuel

Parapet amont (actuel)

De part et d'autre de la crête, deux parapets maçonnés ont été mise en œuvre pour faire office de garde-corps. Ils sont composés d'un mur maçonné de 40 cm d'épaisseur reposant sur une assise en pierres de taille de nature granitique. Le couronnement est assuré aussi par une pierre de taille granitique.

La cote de l'arase supérieur du parapet amont est de 32,40 m NGF.

La figure suivante présente la configuration du parapet en question.

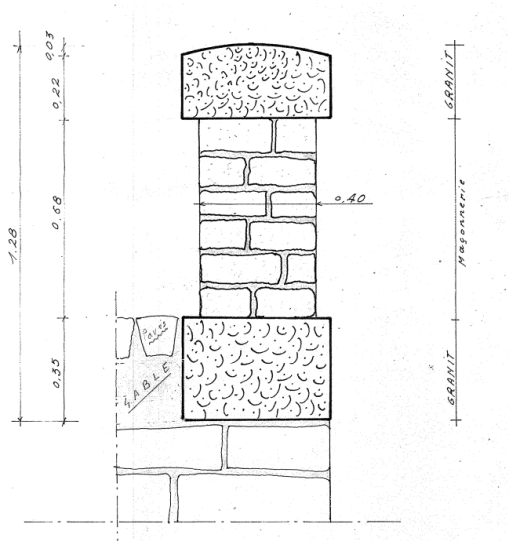


Figure 3-14 : Configuration actuelle du parapet

Le parapet amont n'est pas continu, il est ajouré au droit de l'évacuateur de crue et des deux vannes.

En rives, il n'est pas jointif avec le terrain naturel.



Figure 3-15 : Jonction du parapet amont avec le terrain naturel (à gauche en RG, à droite en RD)

Parapet aval (actuel)

La composition du parapet aval est similaire à celle du parapet amont.

La cote de l'arase supérieur du parapet amont est de 32,60 m NGF.

En rive droite le parapet aval se referme sur le talus existant.



Figure 3-16 : jonction du parapet aval en rive droite

En rive gauche le parapet aval se referme aussi sur le talus vers la cote 32,05 m NGF (TN), mais qui a été remblayé pour réduire le risque de contournement.

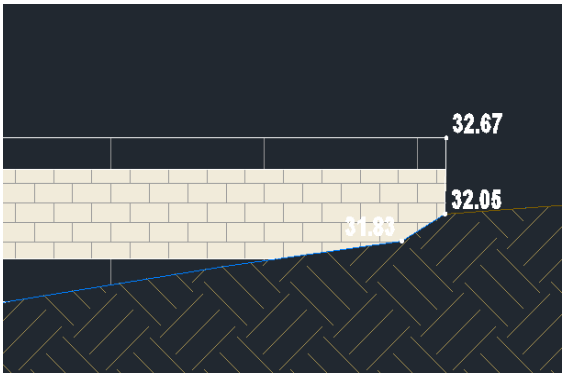




Figure 3-17 : jonction du parapet aval en rive gauche

Caractéristiques intrinsèques des matériaux

Les caractéristiques intrinsèques des matériaux ont été définis dans le cadre de la mission G2-AVP réalisée par ISL (21F-015-RA-1_REVB_G2_AVP, mars 2021).

		Poids volumique humide (kN/m3)	Poids volumique sec (kN/m3)	Cohésion effective pic (kPa)	Angle de frottement pic (°)	Cohésion résiduelle (kPa)	Angle de frottement résiduel (°)	Perméabilité (m/s)
Maçonnerie (0Mi)	MIN	22,3	21,28	110	45°	0	35°	10^{-7} m/s
	MAX							10^{-5} m/s
Béton cyclopéen (0Bi)	MIN	20,3	18,9	110	45°	0	35°	10^{-7} m/s
	MAX							10^{-6} m/s

Tableau 3-3 : Caractéristiques intrinsèques des matériaux constituant le corps du barrage

3.4.2.2 Modifications apportées dans le cadre des travaux de modernisation sur le corps du barrage

Parement amont (après travaux)

Comme présenté auparavant la perméabilité de l'ouvrage est relativement forte par endroit ce qui peut entrainer un défaut d'étanchéité d'ouvrage au moins local et un risque de dégradation dans le temps de la maçonnerie par d'éventuelles circulations d'eau (lessivage du mortier).

Pour améliorer les conditions d'étanchéité de l'ouvrage maçonné et améliorer sa pérennité, dans le cadre des travaux de modernisation de l'ouvrage, il est envisagé :

- de mettre en œuvre une membrane toute hauteur sur l'ensemble du parement amont,
- d'améliorer les conditions d'étanchéité en amont avec la mise en place d'une paroi dans les sédiments puis un rideau d'injection dans le substratum schisteux.

La jonction entre la membrane et la paroi sera assurée par une plinthe en béton armé.

La figure ci-dessous présente la coupe type après travaux.

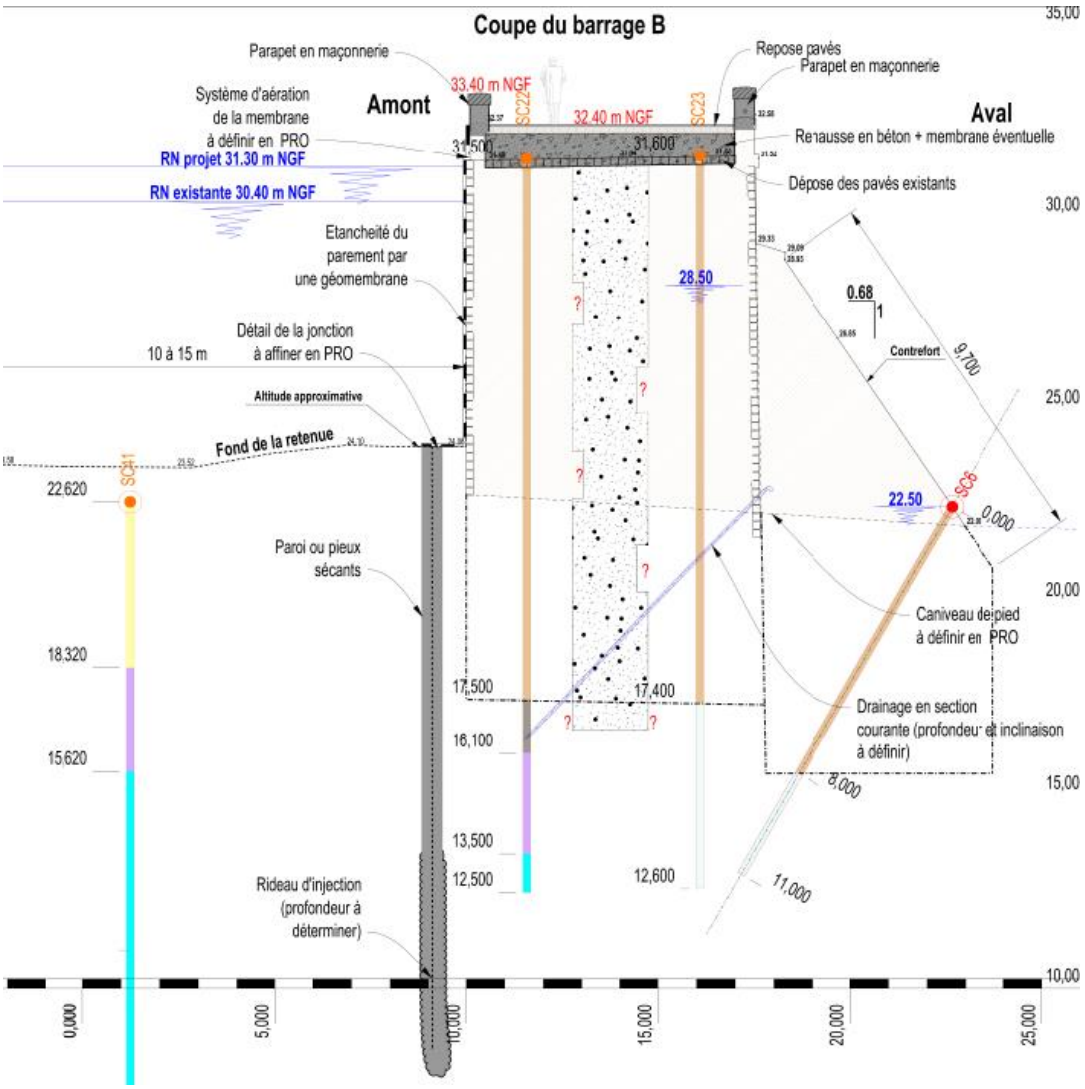


Figure 3-18 : Coupe type après travaux

Les travaux comprennent ainsi :

- La pose d'un géodrain après nettoyage et reprises éventuelles des aspérités importantes du parement ;
- La pose d'une membrane PVC (épaisseur 2,5 mm) tendue par des profilés métalliques ;
- Le système de drainage et d'évents de la membrane.

Parement aval (après travaux)

Sur le parement aval aucun travaux particulier n'est envisagé excepté un nettoyage général.

Béton cyclopéen (après travaux)

Aucun travaux particulier n'est envisagé dans le noyau en béton cyclopéen.

Contreforts (après travaux)

Pour la stabilité de l'ouvrage, **7 contreforts** supplémentaires seront réalisés pour améliorer la stabilité de l'ouvrage.

La figure ci-dessous présente la disposition des contreforts.

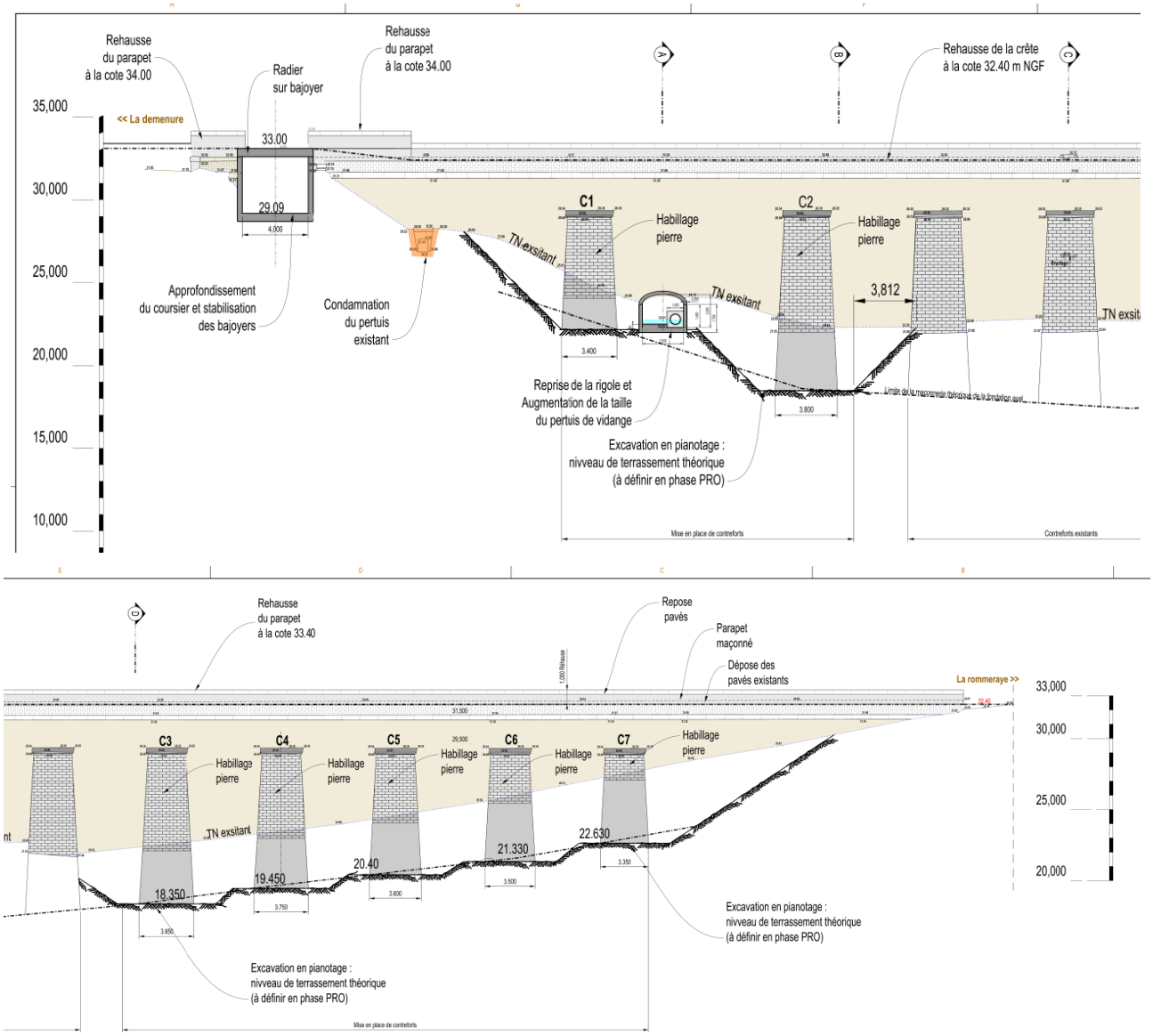


Figure 3-19 : Disposition des contreforts (élévation aval)

Le niveau de fondation des contreforts a pour l'instant été fixé au même niveau de fondation que le barrage par extrapolation des reconnaissances géotechniques disponibles ; il sera adapté durant l'excavation pour atteindre un substratum de qualité similaire à celui rencontré en fondation du barrage.

Le cœur des contreforts sera réalisé en béton armé (ferraillage de peau) coffré. Un habillage en pierres maçonnés (épaisseur de l'ordre de 20 cm) sera ajouté à l'ensemble des contreforts uniquement sur la partie visible (au-dessus du terrain naturel). Les moellons envisagés seront de la même nature que ceux présents sur l'ouvrage, à savoir schisteux.

Les figures ci-dessous (extraites de l'AVP) présente les coupes types des différents contreforts.

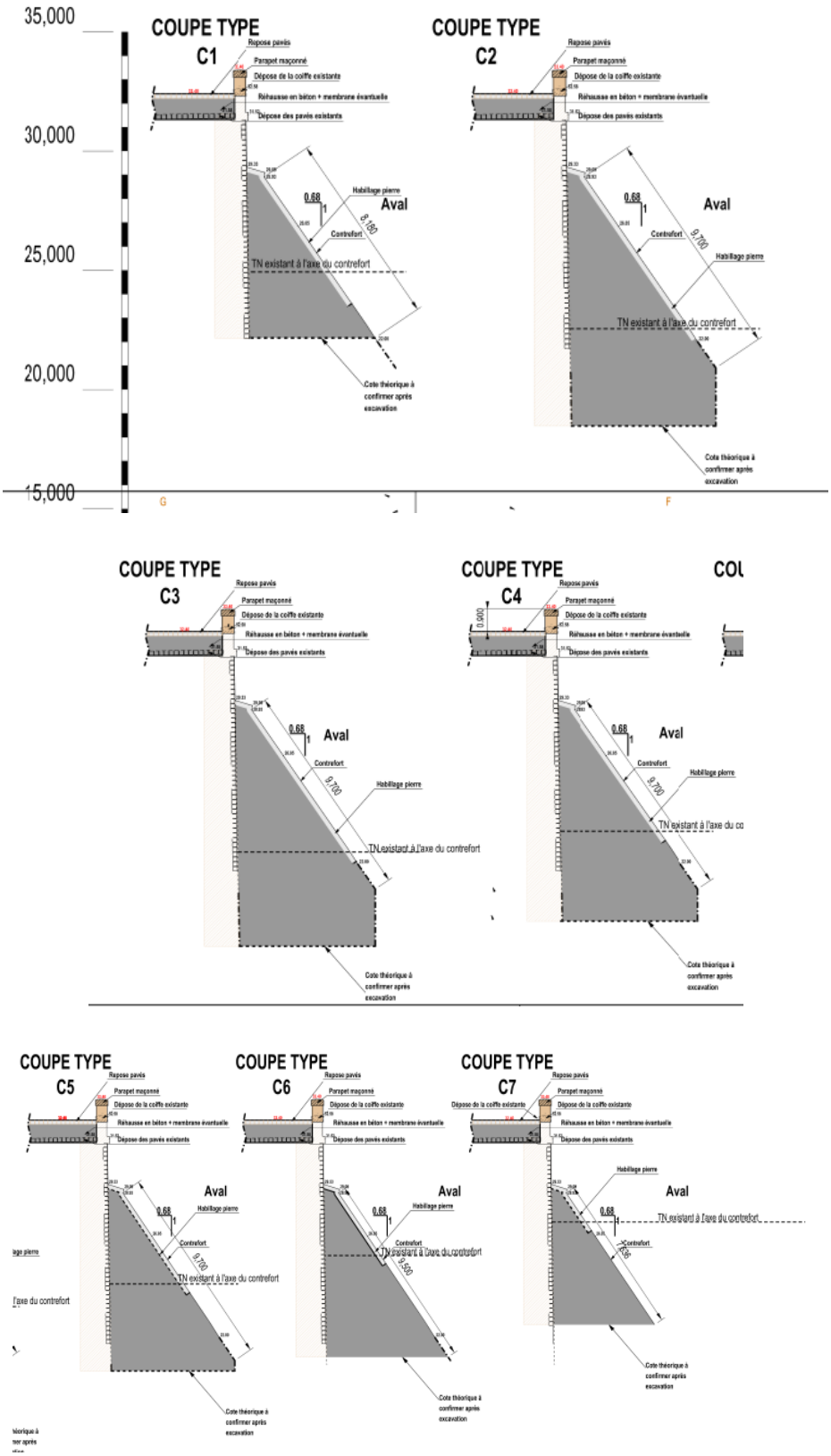


Figure 3-20 : Coupe type des contreforts (extrait plan AVP)

Couronnement (après travaux)

Dans le cadre des travaux de modernisation il envisagé d'augmenter la cote de RN à la cote 31,30 m NGF. Une réhausse de la crête du barrage est donc envisagée avec les travaux suivants :

- Dépose des pavés existant et des pierres de couronnement ;
- Mise en place de béton grossier ;
- Mise en place d'une étanchéité de la crête par pose de membrane (bitumineuse ou PVC) protégée si nécessaire ;
- Repose des pavés ;
- Mise en place des nouveaux parapets (béton armé) avec habillage en pierres maçonnées sur l'ensemble des faces (amont et aval).

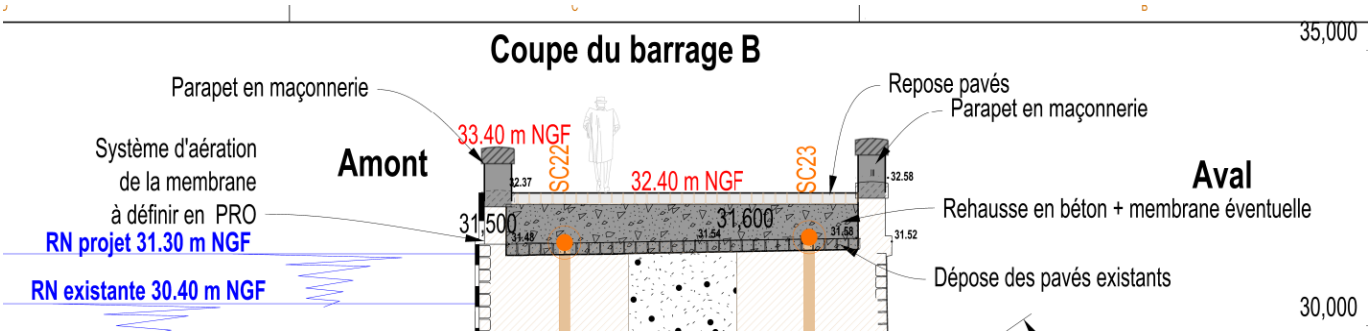


Figure 3-21 : Schéma de principe des travaux envisagés en crête du barrage

Parapets amont et aval (après travaux)

Mise en place des nouveaux parapets (béton armé) avec habillage en pierre.

La figure ci-dessus présente la coupe envisagée.

A noter que le parapet au-dessus de la passerelle de l'évacuateur de crue est arasé à la cote 34 m NGF soit 60 cm plus haut que l'ensemble des autres parapets. Ce choix a été fait pour assurer la sécurité des promeneurs (pm la passerelle est 60 cm au-dessus de la crête de l'ouvrage).

3.4.3 COMPOSANT N°2 : FONDATION DU CORPS DU BARRAGE (RANG 2)

3.4.3.1 Matériau de fondation

Dans le rapport de synthèse géotechnique [12], la fondation schisteuse a été décrite en trois sous-ensembles couche 20,21 et 22 :

- Couche 20 : substratum très altéré, frange d'altération (CW),
- Couche 21 : schistes altérés et fracturés,
- Couche 22 : schistes plus ou moins altérés et/ou fracturés.

Pour rappel les reconnaissances réalisées sur l'ouvrage sont présentées dans la figure ci-dessous.

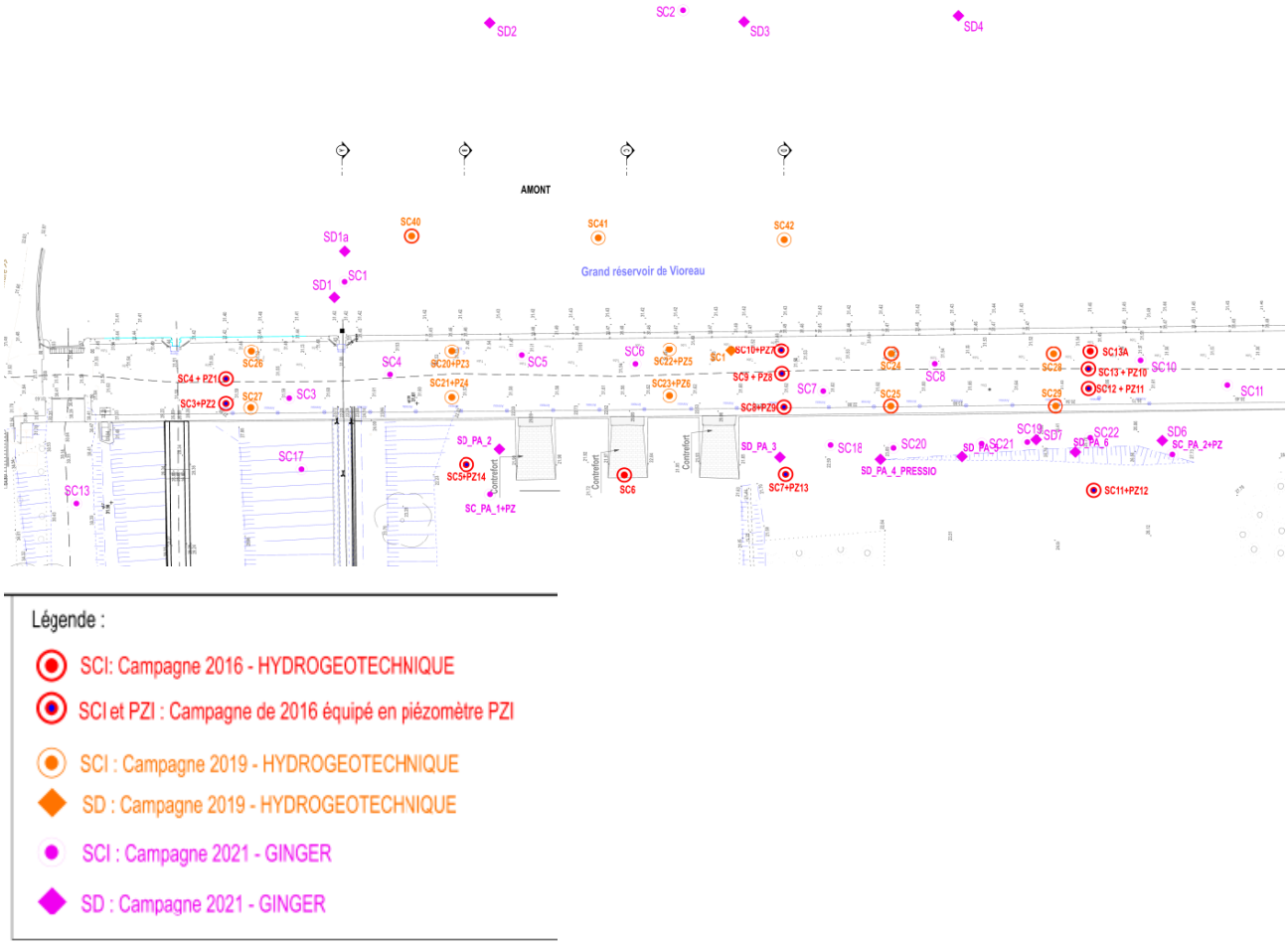


Figure 3-22: Localisation des reconnaissances géotechniques disponibles (en cours de mise à jour, extrait plan 21F015_AVP_BAR_PG_002_B)

Frange d'altération (couche 20)

La frange d'altération correspond à une couche complétement altérée du substratum pouvant être comme Completly Weathered au sens de la classification SIMR.

Cette couche est assez caractéristique car au-delà de l'obtention d'échantillons similaires à un sol, on observe sur les enregistrements de paramètres des vitesses d'avancement très élevées (> 200 m/h).

La figure ci-dessous présente les paramètres de forage en comparaison aux échantillons récupérés.



Figure 3-23 : Analyse des paramètres de forage sur la frange altérée (couche 20)

L'épaisseur la plus conséquente a été relevée sur le forage SC12 entre les cotes 21,6 et 19,0 m NGF (épaisseur 2,6 m). La figure ci-dessous présente les caisses relatives à ce passage.



Figure 3-24 : Frange altéré au droit du sondage SC12

Ces passages ont été observés sur les sondages suivants : SC7, SC9, SC12, SC22, SC24 et SC41.

Schistes altérés et fracturés (couche 21)

Cette couche est plus difficile à déterminer sans observation visuelle des échantillons. Le critère retenu pour différencier cette couche est un RQD nul.

De plus on peut observer sur les paramètres de forage de manière très ponctuelle des augmentations significatives correspondant au forage de passages moins compétents, la figure ci-dessous illustre cette remarque.

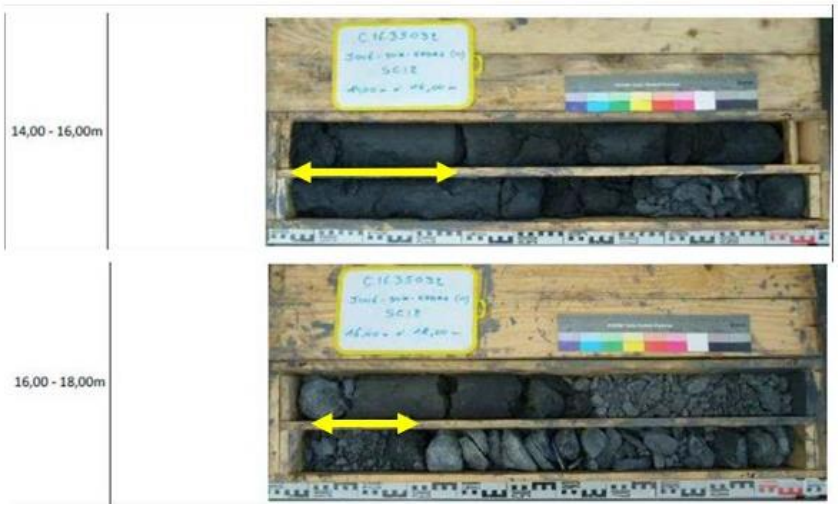


Figure 3-25 : Comparaison des paramètres de forage avec les échantillons (SC12)

A noter que les échantillons peuvent présenter un « cake » sur la périphérie des carottes. Ce « cake » est un dépôt de sols inhérent au forage et peut fausser l'interprétation visuelle des caisses.

Les figures suivantes présentent des exemples de cette couche.





Figure 3-26 : Schiste altéré et fracturé (couche 21) (SC6 en haut) (SC 10 en bas)

Schistes plus ou moins altérés et ou fracturés (couche 22)

Cette couche correspond au faciès schisteux qui possède les meilleures caractéristiques mécaniques.

Pour différencier cette couche avec la couche précédente notre analyse se base essentiellement sur un RQD positif avec un maximum observé de 60% (SC4).

De plus dans ce faciès aucun « saut de vitesse d'avancement » n'est constaté sur les paramètres de forage.

Les figures ci-dessous présentent ce faciès.





Figure 3-27 : Schiste plus ou moins fracturé et altéré (couche 22) (SC3 en haut et SC7 en bas)

3.4.3.2 Rideau d'injection(actuel)

Actuellement aucun rideau d'injection n'est présent sur l'ouvrage.

3.4.3.3 Drains (actuel)

Actuellement aucun drain n'a été installé depuis le pied aval.

Sur le parement aval 9 barbacanes ont été mises en œuvre.

Dans le cadre des travaux, en complément du rideau d'étanchéité, un rideau de drainage en pied aval sera réalisé avec un espacement de l'ordre de 1 drain tous les 5 m environ sur une longueur globale de 230 ml (prise en compte de l'encombrement des 10 contreforts).

A la vue du manque de tenue des parois de forage dans le schiste, les drains seront équipés de tube PVC crépinés et équipés pour effectuer des mesures de débit ou de niveau d'eau selon la configuration observée après travaux.

3.4.3.4 Modifications apportées dans le cadre des travaux de modernisation sur la fondation de l'ouvrage

Deux types d'intervention sont prévues dans la fondation de l'ouvrage :

- La réalisation d'un voile d'étanchéité amont complété d'une paroi étanche dans les horizons alluvionnaires en partie centrale de l'ouvrage,
- La réalisation de forage de drainage depuis l'aval.

Le voile d'étanchéité amont sera réalisé depuis le pied amont de l'ouvrage, en rive directement dans le substratum rocheux et au centre depuis l'arase supérieure de la paroi.

La figure ci-dessous présente les travaux envisagés en fondation amont.

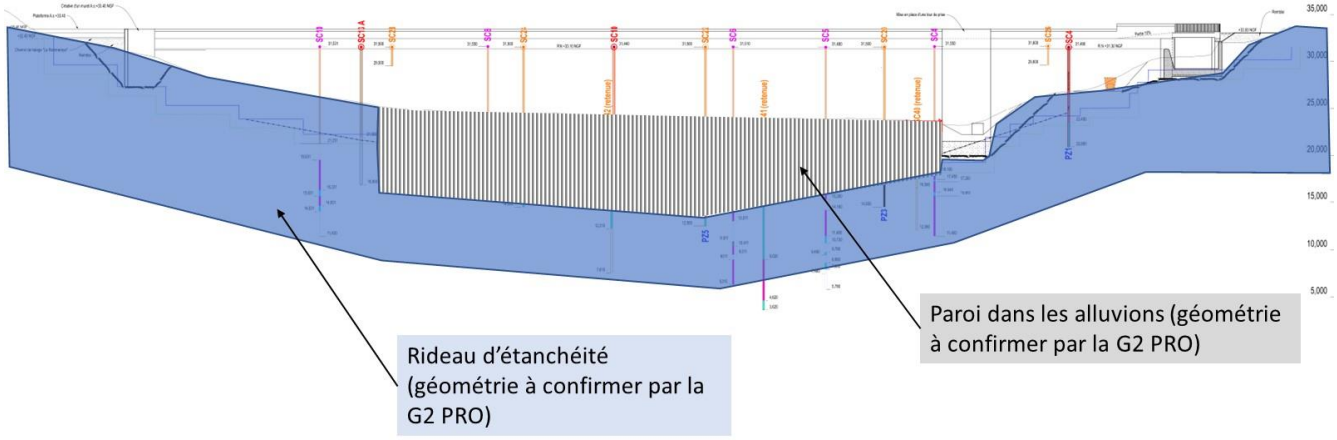


Figure 3-28 : Géométrie du rideau d'injection et de la paroi (à confirmer avec la G2PRO)

L'espacement envisagé entre deux injections (primaire et secondaire) est de 1,5 m. La profondeur est en cours de définition (G2PRO en cours) mais sera de l'ordre d'une vingtaine de mètres sous le TN.

Le rideau de drainage sera effectué depuis l'aval avec un forage tous les 5 ml. Les forages seront inclinés vers l'amont afin d'approcher le pied amont de l'ouvrage. Le diamètre envisagé est 101 mm et ils seront équipés de tube PVC crépinés afin de réduire le risque de colmatage dans la fondation.

Le détail des travaux projetés est donné dans l'avant-projet et ses annexes, inclus dans le dossier de demande d'autorisation.

3.4.4 COMPOSANT N°3 : DISPOSITIF D'EVACUATION DES CRUE (RANG 2)

3.4.4.1 Seuil de contrôle amont (actuel)

L'évacuateur est composé à l'amont d'un seuil libre excavé directement dans le substratum rocheux, l'arase supérieure est à la cote 30,40 m NGF (RN actuelle), la longueur est d'environ 9 m. La rive droite est stabilisée par un perré maçonné sur la partie déversoir (amont du barrage).

Les photos ci-dessous présentent cette configuration.



Figure 3-29 : Configuration du seuil amont de l'évacuateur de crue RD

A noter que le talus à proximité immédiate de l'ouvrage a été renforcé par l'ajout de maçonneries. La figure ci-dessous présente ce renforcement (vidange de 2003).



Figure 3-30 : Renforcement en maçonnerie – talus de l'évacuateur actuel

A noter qu'auparavant l'évacuateur était vanné.



Figure 3-31 : Ancienne vanne de l'évacuateur de crue

Cette vanne a été déposée en 2017 à la suite de l'abaissement de la RN à la cote 31,30 m NGF.

Détail des travaux envisagés dans le cadre de la modernisation du barrage sur seuil amont

La réhausse de la cote de RN entraine inévitablement la remontée du seuil de l'évacuateur de crues. Il est envisagé de réaliser un seuil en béton armé arasé à la cote à 31,30 m NGF, d'une longueur de 14 m.

La cote de fond de l'évacuateur est 29,20 m NGF.

L'ensemble des modélisations a été réalisé dans le cadre de l'AVP [24] (cf étude hydraulique AVP annexe 1 de l'EDD).

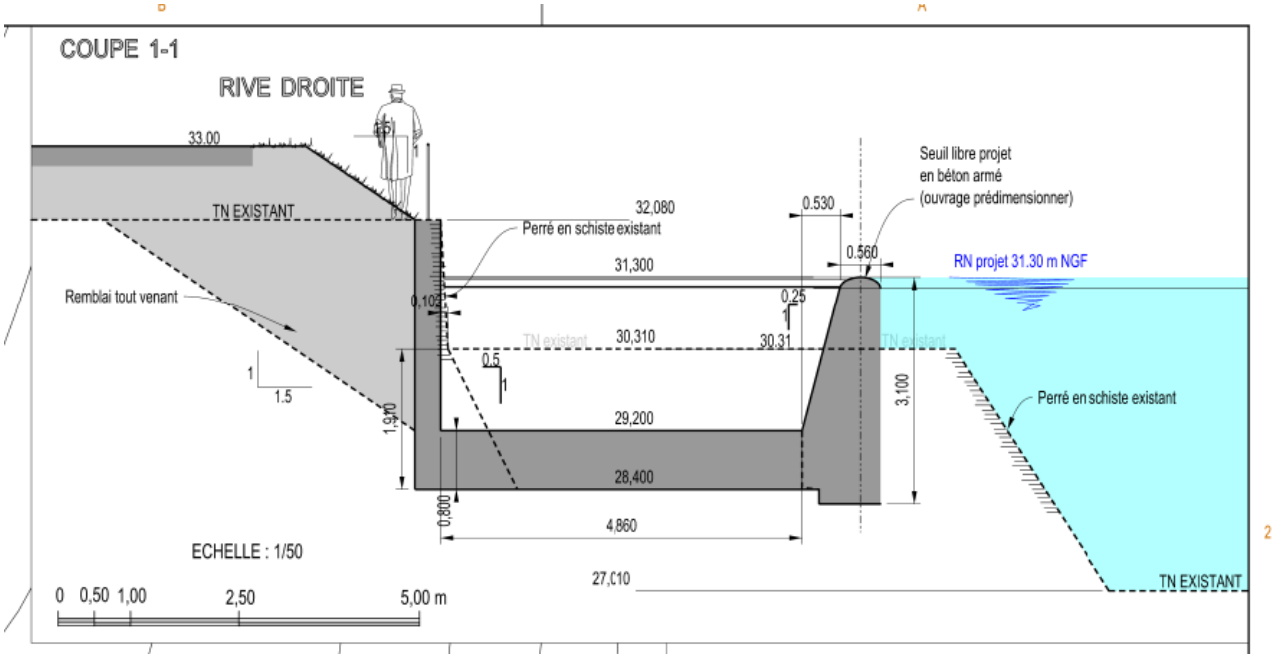


Figure 3-32 : Coupe type du seuil latéral envisagé

3.4.4.2 Coursier d'évacuation (actuel)

Le coursier de l'évacuateur peut être décomposé en trois parties :

	Détails	Longueur	Section	Pente
Partie 1	Ouvrage maçonné au passage de la crête	7,5 m	2,9 m * ~0,8 m	Quasiment nulle Cote amont : 30,41 m NGF Cote aval :30,26 m NGF
Partie 2	Coursier avec une faible pente non revêtu	60 m	Trapézoïdale avec pentes latérales variables Largeur comprise entre 2,9 et 4,8 m	1,6 % Cote amont : 30,26 m NGF Cote aval :29,26 m NGF
Partie 3	Coursier avec une pente plus importante avec maçonnerie et béton éparses	45 m	Trapézoïdale avec pentes latérales variables Largeur : 4 m	8,5 % Cote amont : 29,26 m NGF Cote aval : 25,45 m NGF

Tableau 3-4 : Caractéristiques du coursier de l'évacuateur actuel

Les photographies ci-dessous présentent l'ensemble de ces tronçons.



Figure 3-33 : Partie 1 du coursier au passage de la crête



Figure 3-34 : Partie 2 du coursier, pente faible



Figure 3-35 : Partie 3 du coursier, pente forte

Détail des travaux envisagés dans le cadre de la modernisation du barrage sur le coursier de l'évacuateur

Dans l'étude d'AVP il est envisagé d'approfondir le coursier de l'évacuateur de crue sur les parties 1 et 2 présentées auparavant.

Le contexte géotechnique dans le coursier n'est pas connu. En rive droite du bajoyer actuel le rocher est affleurant mais très fracturé. Le déroctage ne parait pas être problématique. Néanmoins la stabilité du bajoyer rive droite est problématique.

Dans le cadre des travaux, sur l'ensemble du linéaire modifié (cf Figure 3-38), le coursier sera réalisé avec une section en « U » en béton armé. Cette configuration permettra de maintenir les arbres au-dessus du coursier. Un massif drainant latéral sera mis en œuvre.

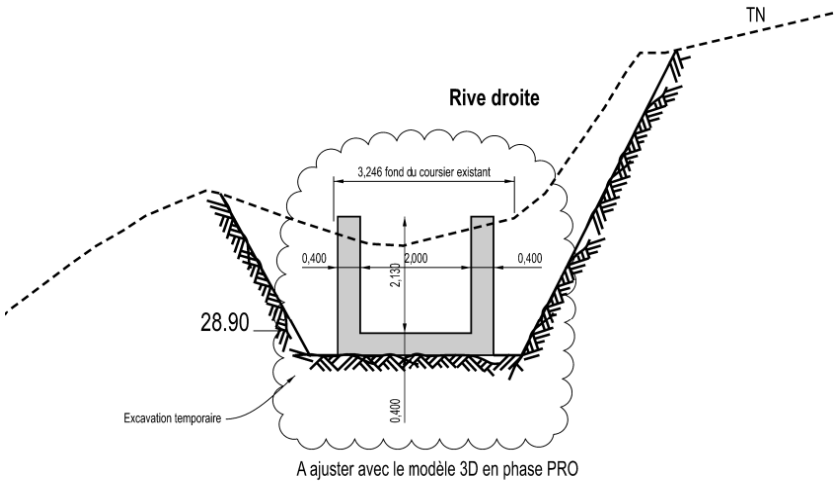


Figure 3-36 : Profil du coursier envisagé (extrait plan 21F015_AVP_BAR_PG_001_B)

Un drainage du radier du coursier sera également prévu afin de limiter le développement des sous-pressions sous l'ouvrage (sous-pressions statiques liées à la présence d'eau, en rive droite par exemple et sous-pressions dynamiques liées à l'écoulement et se développant à la faveur des dégradations dans le temps de l'ouvrage notamment au niveau des joints d'étanchéité).

Dans le cas de la mise en œuvre de bajoyer en béton armé verticaux un massif drainant latéral sera mis en œuvre.

Sur la partie inférieure (non impactée par les travaux) du coursier des travaux de reprise ponctuelles seront envisagées sur la maçonnerie existante. Un défrichage est envisagé sur l'ensemble de la zone située sous la ligne d'eau pour la crue millénale ainsi qu'une protection avec un revêtement avec ancrage (épingle) béton le cas échéant.

Les figures suivantes présentes les désordres observés sur cette partie.



Figure 3-37 : Reprise du revêtement partie inférieure du coursier de l'évacuateur

La figure ci-dessous présente le profil en long après travaux du coursier de l'évacuateur de crue.

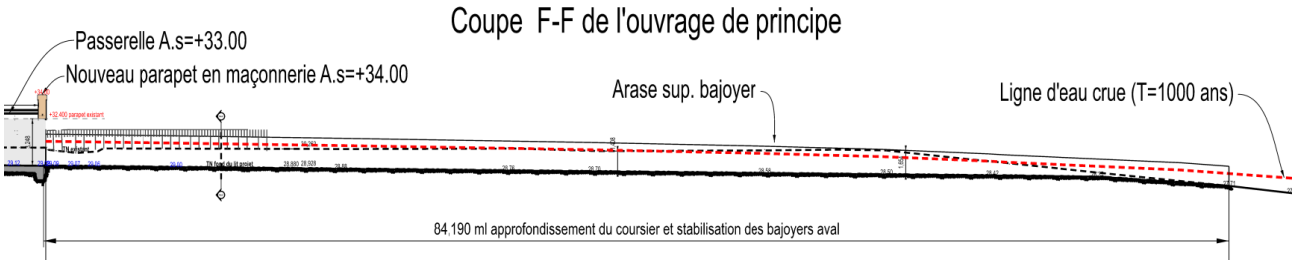


Figure 3-38 : Profil en long coursier de l'évacuateur de crue

3.4.4.3 Bassin de réception (actuel)

Le bassin de réception, appelé « la carrière » en raison de son origine (zone d'extraction des moellons ayant servis à la construction du barrage), est le réceptacle des eaux provenant des trois canaux (vanne supérieure, vanne inférieure et évacuateur des crues). (Cf. chapitre suivante concernant les organes de vidange et de restitution (vanne supérieure, vanne inférieure).

Les berges de ce bassin sont constituées de berges naturelles (taillées en partie dans le rocher) et du mur de chute d'eau des canaux de l'évacuateur et de la vanne supérieure. Un dispositif anti-érosif en madrier de bois est disposé en pied de l'ouvrage.

Les exutoires de la carrière sont :

- un canal bétonné destiné à l'alimentation du canal, via une vanne de régulation en tête,
- un déversoir constitué d'une descente d'eau maçonnée et bétonnée débouchant dans un émissaire en direction de l'Erdre.

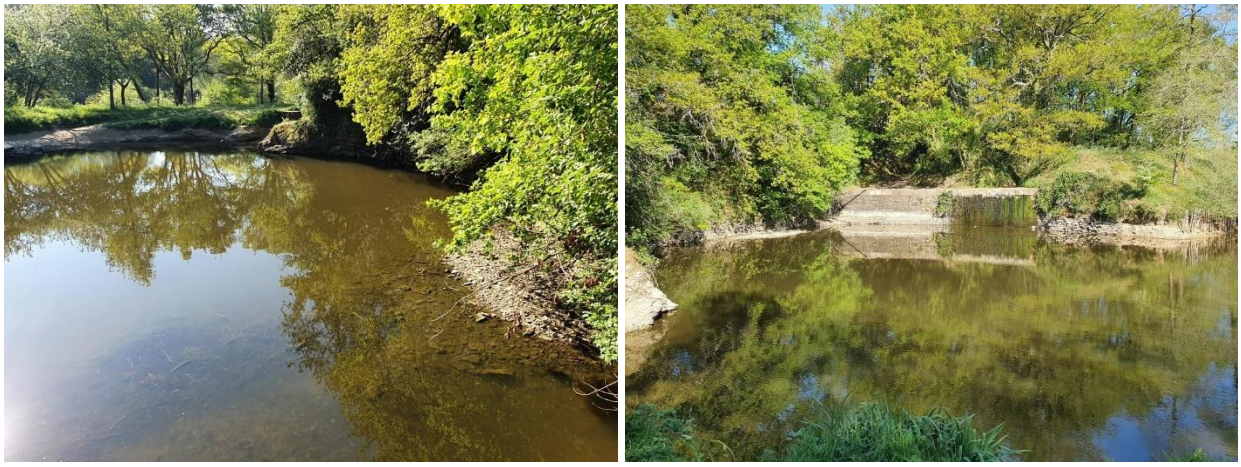


Figure 3-39 : Bassin de dissipation

Dans le cadre des travaux aucun aménagement particulier n'est envisagé dans le bassin de dissipation mis à part la stabilisation ponctuelle de quelques talus à proximité.

Actuellement un seuil déversant permet l'alimentation du Bayou en cas de surverse depuis le bassin de dissipation. La cote du seuil est de 23,20 m NGF.

Le coursier est composé de pierres maçonnées jusqu'au lit du Bayou.

Les photographies ci-dessous présente cette configuration.



Figure 3-40 : Seuil du bassin de dissipation



Figure 3-41 : Coursier du seuil du bassin de dissipation

Détail des travaux envisagés dans le cadre de la modernisation du barrage sur le seuil du bassin de dissipation

Dans le cadre des travaux deux modifications majeures sont apportées au seuil. Le seuil libre est élargi de 4 m à 8 m de largeur pour augmenter sa débitance.

Un ouvrage hydraulique vanné (l=3 m x h= 1m) est ajouté au seuil existant de vidange. L'objectif de cet ouvrage est de faciliter la vidange du barrage.

Le coursier sera donc élargi de 4 m à 12 m de largueur. Il sera à bétonné et peut être revêtu de maçonnerie pour des considérations esthétiques.

La figure ci-dessous présente la configuration envisagée.

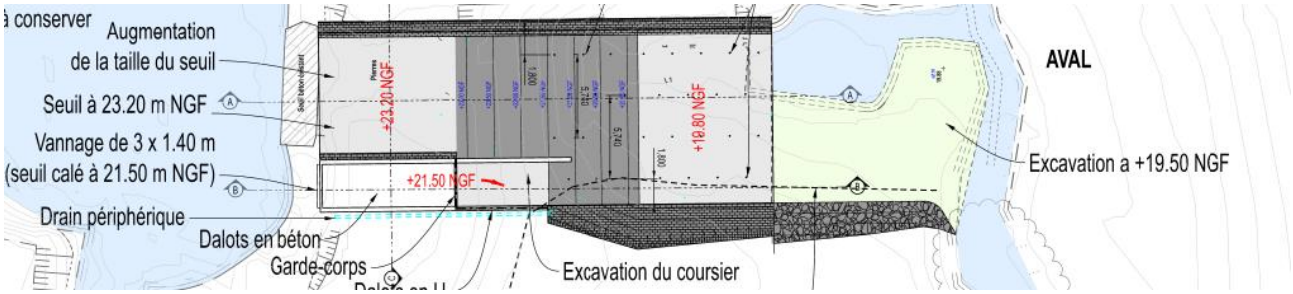


Figure 3-42 : Configuration après travaux du seuil de la fosse de dissipation (extrait [24])

3.4.5 COMPOSANT N°4 : DISPOSITIFS DE VIDANGE ET DE RESTITUTION (RANG 2)

3.4.5.1 Rappel de la configuration actuelle

Actuellement le barrage est équipé de 2 pertuis vannés :

- Vanne supérieure ;
- Vanne inférieure : vanne de vidange.

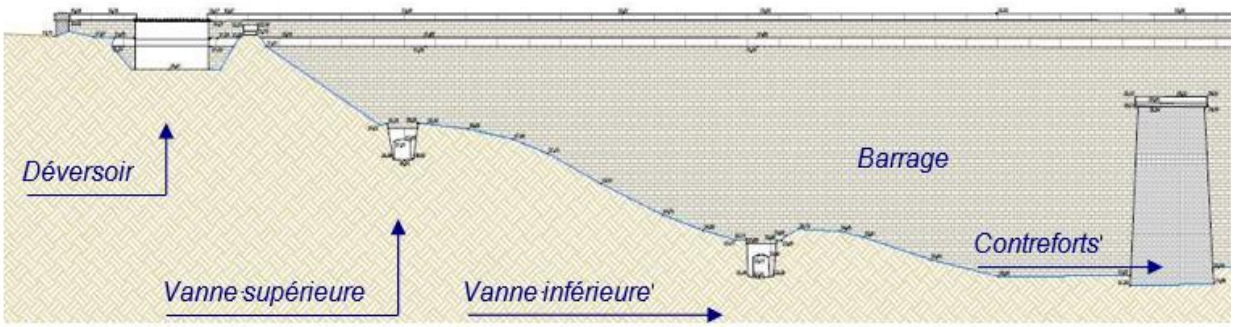


Figure 3-43 : Configuration actuelle – vantellerie

Prise d'eau supérieur

Est appelée prise d'eau, l'action d'alimenter en eau la rigole d'alimentation du canal de Nantesà Brest. La prise d'eau s'effectue par la vanne supérieure. L'eau s'évacue ensuite par le canal d'évacuation de la vanne supérieure.

Le tableau ci-dessous présente la configuration de la vanne de prise.

	Détail
Dénomination :	« Vanne des cinq mètres »
Type :	Vanne levante métallique sur cadre bois
Commande :	Crémaillère
Localisation :	Rive droite
Section :	0,80 x 0,65 m
Cote fil d'eau :	26,84 m IGN69
Canal d'évacuation :	Canal de 100 ml et de largeur 1,20 m
Exutoire :	Bassin de réception dit « la carrière »
Photos	  

Tableau 3-5 : Caractéristiques de la vanne actuelle de prise

Vidange de fond

Est appelée vidange l'action de descendre au niveau le plus bas le réservoir. La vidange s'effectue par la vanne inférieure. L'eau s'évacue ensuite par le canal d'évacuation.

Dénomination :	« vanne des neuf mètres »
Type :	Vanne levante métallique sur cadre bois
Commande :	Crémaillère
Localisation :	Rive droite
Section :	0,80 x 0,65 m
Cote fil d'eau :	22,23 m IGN69
Canal d'évacuation :	Canal de 100 ml et de largeur 1,20 m
Exutoire :	Bassin de réception dit « la carrière »
Photos	

Tableau 3-6 : Caractéristiques de la vanne de vidange actuel

A noter qu'en Mai 2020 (EISH), un cran de la crémaillère de la vanne de vidange a été sectionné pendant une manœuvre. Des travaux ont été réalisés en juin / juillet 2021 pour sécuriser l'ouvrage.

Les travaux réalisés de juin à août 2021 ont consister :

- A mettre en œuvre une vanne glissière amont encastrée dans une structure métallique,
- Une vanne glissière aval à la sortie du pertuis de vidange,
- A la mise en œuvre de part et d'autre de la vanne amont une géomembrane.

Les photos ci-dessous présentent ces installations.



Figure 3-44 : Nouvelles vannes de vidange (travaux 2021) (à gauche vanne aval, à droite étanchéité amont)

Coursier d'évacuation

Le canal d'évacuation de la vanne supérieure est canalisé sur sa partie amont par un ouvrage de section rectangulaire en maçonnerie de 1,20 m de large par 1,40 m de profondeur sur une longueur d'environ 50 m. Il est ensuite constitué d'une rigole de section trapézoïdale d'environ 2,00 m d'envergure à la base, constituée de berges non protégées sur 40 m. A son extrémité aval, il se jette dans le bassin de réception via une chute de 2,00 m de haut environ, protégé par un mur maçonné commun avec l'évacuateur des crues.

Le canal d'évacuation de la vanne inférieure est canalisé par un ouvrage de section rectangulaire en maçonnerie de 1,15 m de large par 1,40 m de profondeur sur une longueur d'environ 80 m. A son extrémité aval il se jette dans le bassin de réception.

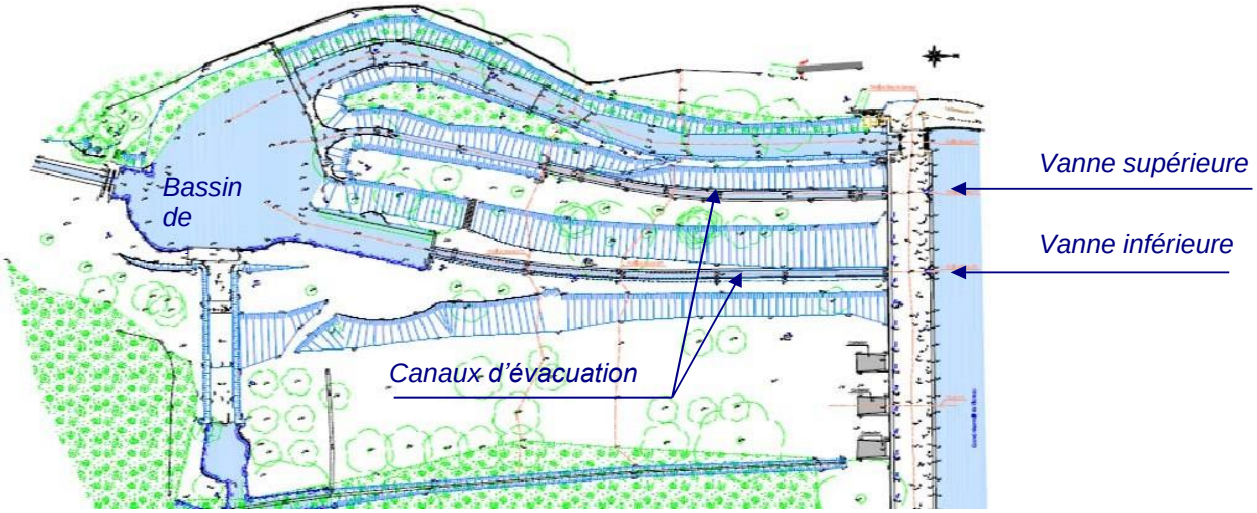


Figure 3-45 : Zoom - Vue des canaux d'évacuation du dispositif de vidange et de restitution (Source : Dossier d'ouvrage - mars 2021)

3.4.5.2 Configuration de la tour de prise envisagée dans le cadre des travaux

Dans le cadre des travaux de modernisation il a été décidé de mettre en œuvre une tour de prise permettant de réunir la vanne de vidange de fond et de prise.

La mise en place de cet ouvrage est accompagnée par une augmentation de la taille du pertuis de vidange de fond et la condamnation du pertuis de la vanne supérieure.

Une vanne et une conduite dédiée sont rajoutées pour la gestion du débit réservé.

La figure ci-dessous présente la configuration envisagée de cet ouvrage.

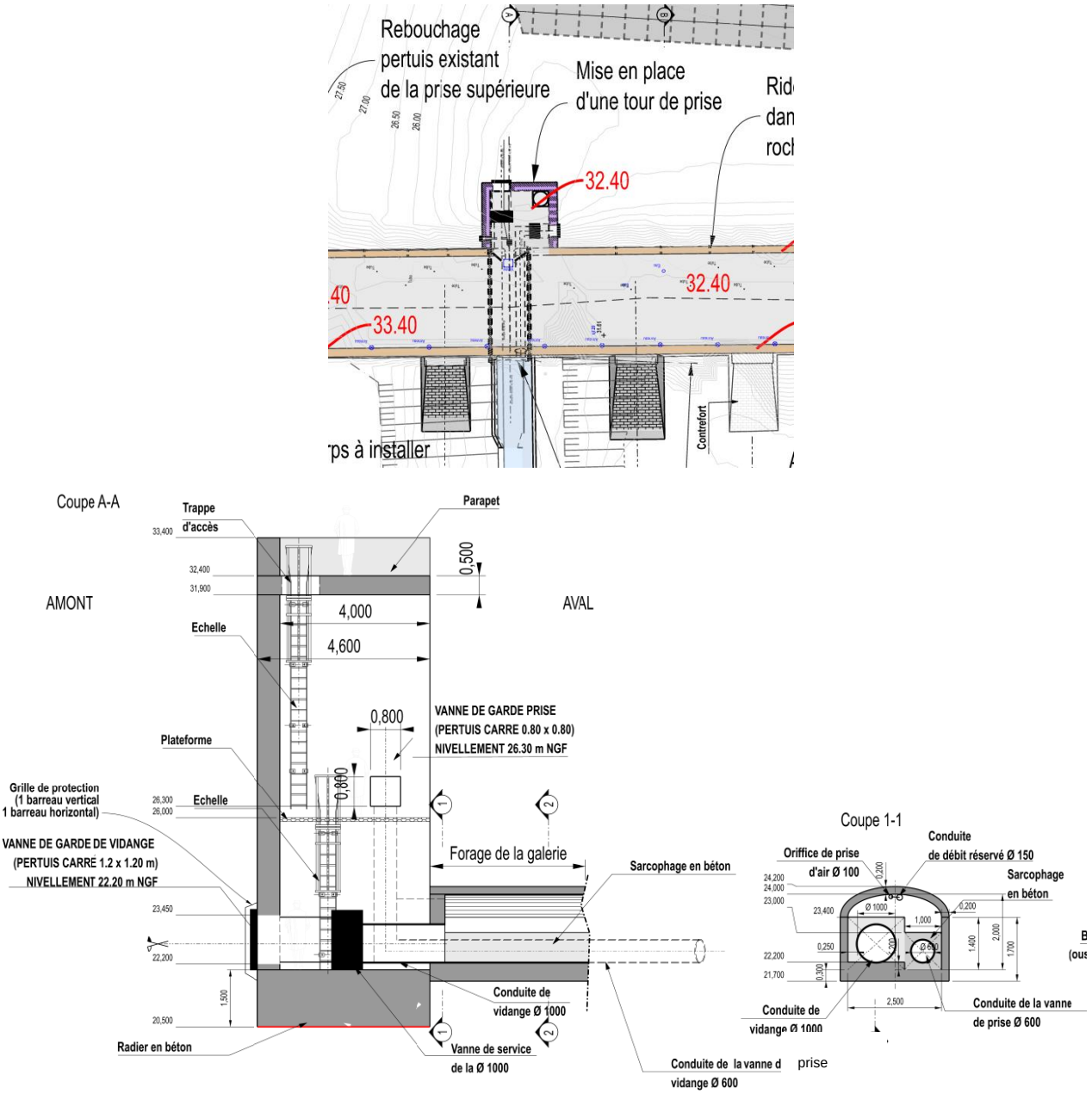


Figure : Configuration de la tour de prise projetée (extrait [24])

Afin de conserver la même configuration, la cote du fil d'eau des vannes de prise et de vidange est similaire à celle existante.

Vanne de prise

Le circuit de prise d'eau sera composé dans le sens amont-aval de :

- Vanne de garde de type vanne levante à glissement motorisée, obturant un pertuis carré de 0,80 m x 0,80 m,
- Entonnement avec pièce de transition (carré/rond) en acier mécanosoudée entre les pièces fixes de la vanne de garde et la conduite de prise d'eau DN 600,
- Un tronçon de conduite circulaire DN 600 en acier,
- Une vanne de service de type vanne en conduite (DN600), raccordée aux tronçons de conduite amont/aval par des liaisons brides à brides étanches,
- Un tronçon de conduite circulaire DN600 avec les coudes nécessaires pour cheminer et restituer à l'aval de la galerie existante.

Vanne de vidange de fond

Le circuit de vidange de fond sera composé dans le sens amont-aval de :

- Vanne de garde de type vanne levante à galets (Wagon) motorisée, obturant un pertuis carré de 1,20 m x 1,20 m,
- Entonnement avec pièce de transition (carré/rond) en acier mécanosoudée entre les pièces fixes de la vanne de garde et la conduite de vidange de fond DN1000,
- Un tronçon de conduite circulaire DN1000 en acier,
- Une vanne de service de type vanne plate sous-carter (DN1000), raccordée aux tronçons de conduite amont/aval par des pièces chaudronnées en acier de transition rond/carré et carré/rond,
- Un tronçon de conduite circulaire DN1000 de restitution aval dans la galerie existante.

A noter que la vanne de garde de vidange de fond sera protégée par 2 barreaux en acier (1 vertical et 1 horizontal) pour éviter l'intrusion potentielle d'embâcles de taille importante (supérieur à 60 cm). Les embâcles de taille inférieure sont considérés comme non nuisible à la vanne de service.

Vanne du débit réservé

Le circuit de débit réservé sera composé dans le sens amont-aval de :

- Vanne de garde de type vanne levante à glissement motorisée, obturant un pertuis carré de 0,20m x 0,20m,
- Entonnement en acier mécanosoudée entre les pièces fixes de la vanne de garde et la conduite de débit réservé DN150,
- Un tronçon de conduite circulaire DN150 en acier,
- Une vanne de service de type vanne en conduite DN150, raccordée aux tronçons de conduite amont/aval par des liaisons brides à brides étanches,
- Un tronçon de conduite circulaire DN150 avec les coudes nécessaires pour cheminer et restituer à l'aval de la galerie existante.

3.4.5.3 Canaux d'évacuation après travaux

Le canal d'évacuation de la vanne de prise (vanne supérieure) est condamné et remblayé.

Le pertuis de la vanne de prise supérieure est condamné (injection béton dans l'ensemble du pertuis).

Comme présenté auparavant le pertuis de la vidange est agrandi pour permettre d'améliorer les conditions de vidange et faciliter les visites par l'exploitant.

La conduite de vidange (ø 1000) déversera directement dans la galerie revêtue. La conduite de prise sera quant à elle canalisée (ø 600) sur tout le linéaire de la galerie afin d'éviter qu'elle soit en permanence en eau. Elle sera protégée par un sarcophage béton permettant d'éviter les dégradations potentielles liées à l'utilisation de la vanne de vidange de fond.

La conduite de débit réservé sera fixée en tête de la voûte.

La figure ci-dessous présente deux coupes dans le pertuis.

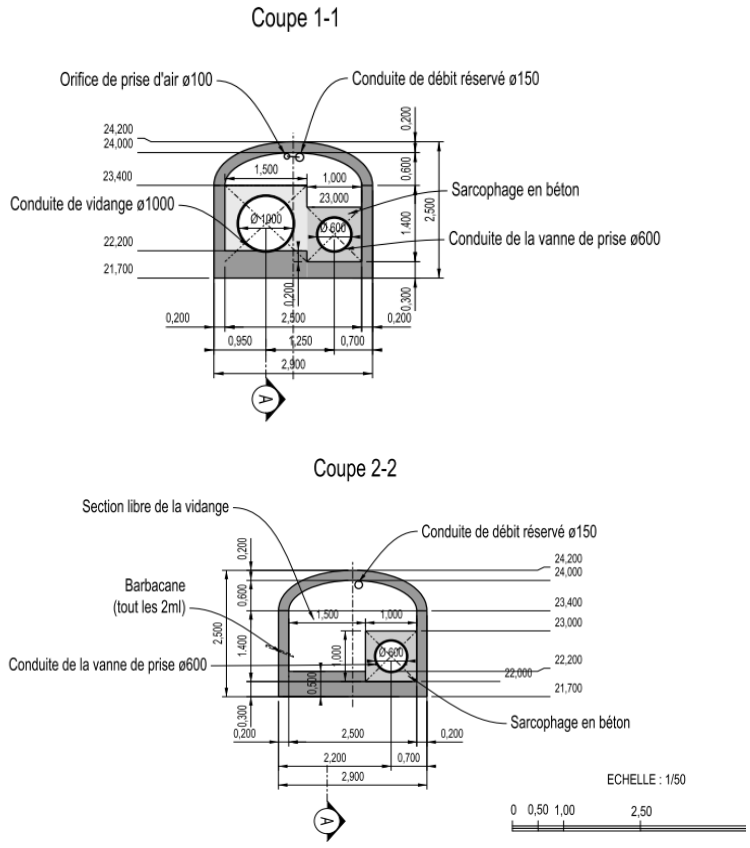


Figure 3-46 : Coupe envisagée dans le pertuis de vidange de fond

Le canal d'évacuation de la vidange de fond sera intégralement repris et agrandi depuis l'exutoire du pertuis de vidange de fond jusqu'au bassin de dissipation.

La figure suivante présente la configuration du nouveau coursier.

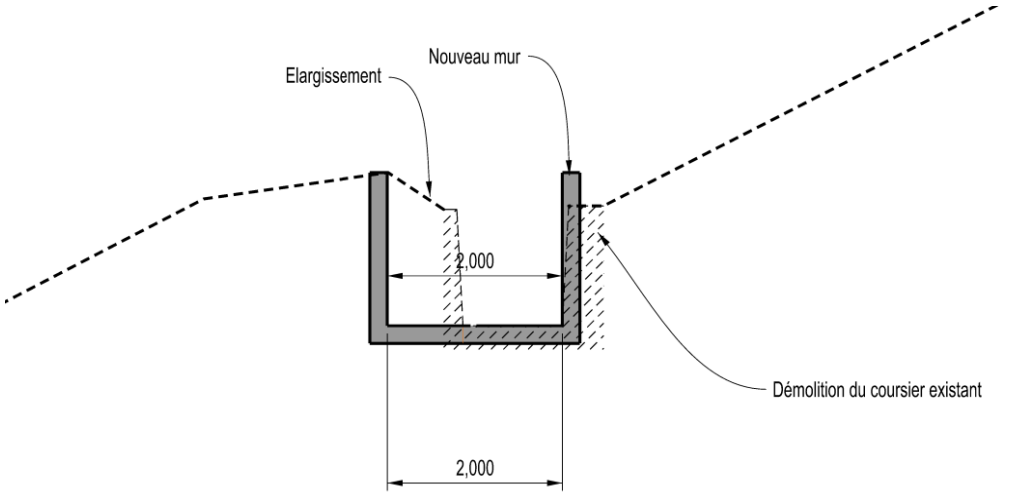


Figure 3-47 : Coursier de la vidange de fond

3.4.5.4 Seuil de dissipation après travaux

Comme présenté auparavant une vanne de décharge est rajoutée dans le seuil de la fosse de dissipation afin de faciliter la vidange de l'ouvrage.

La vanne qui équipera la fosse de dissipation aura les caractéristiques suivantes :

- Type = levante, à glissement
- Largeur du pertuis (à obturer) = 3 m
- Hauteur du pertuis (à obturer) =1 m
- Charge amont = 1,50 m CE environ
- Altimétrie du seuil de vanne = 21,50 m NGF

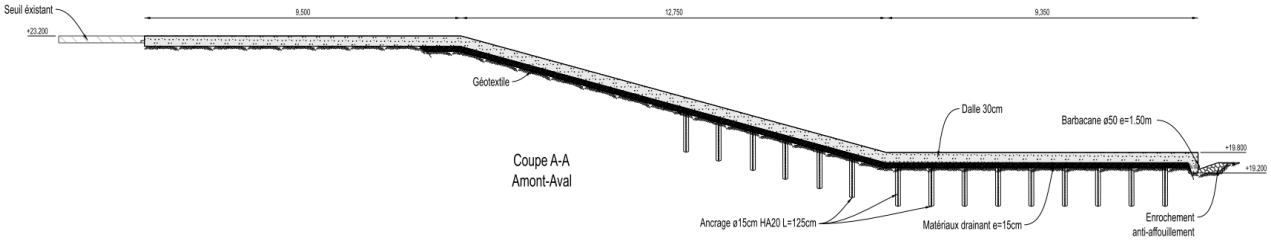


Figure 3-48 : Schéma de principe du coursier du seuil de la fosse de dissipation (plan en cours de réalisation pour l'étude de PROJET)

3.4.6 DISPOSITIFS D'AUSCULTATION (RANG 2)

3.4.6.1 Dispositifs actuels sur l'ouvrage

Le tableau suivant présente l'ensemble des dispositifs d'auscultation.

	Dispositif en place	Fréquence des mesures
Topographie	5 bases fixes 17 rives sur les parapets 14 cibles sur le parement aval 3 rivets sur le parement aval	Annuel Mesures disponibles : 05/12/14, 05/08/15, 14/01/16, 02/11/16 et 30/07/19
Niveau d'eau dans la retenue	Sonde automatique depuis 2016	Quotidien
Barbacanes de drainage	B1 à B3 en rive gauche B4 à B9 en rive droite	Tous les 15 jours
Piézométrie	16 piézomètres (2 nouveaux en 2021)	Tous les 15 jours Relevé hebdomadaire pour PZ1, PZ2, PZ3, PZ4 et PZ10.

Tableau 3-7 : Détails des dispositifs d'auscultation sur l'ouvrage de Vioreau

3.4.6.2 Piézomètres (après travaux)

Dans le cadre des travaux de modernisation du barrage de Vioreau, le dispositif d'auscultation sera remis à jour.

Pour le suivi piézométrique, il est proposé :

- De conserver (via une réhausse des tubes) l'ensemble des piézomètres existant dans le corps de l'ouvrage ; ces piézomètres feront l'objet d'installation d'une sonde de niveau d'eau pour permettre une acquisition automatique du niveau d'eau selon les attentes du maître d'ouvrage. Préalablement des inspections et un nettoyage seront prévus au droit de chaque appareil conservé.
- En pied aval, à ce jour 5 piézomètres sont installés, il est proposé de réinstaller 5 piézomètres fermés avec cellules à cordes vibrantes.

Le tableau suivant présente l'ensemble des piézomètres envisagés après travaux.

Pz	Statut	Localisation sur l'ouvrage	Cote en tête (m NGF)	Cote inférieure du piézomètre (m NGF)	Configuration
PZ1	En place (à surélever)	Crête de l'ouvrage-RD	31,49	20,88	Piézomètre ouvert crépiné toute hauteur -cellule de niveau d'eau
PZ2	En place (à surélever)	Crête de l'ouvrage-RD	31,54	21,84	Piézomètre ouvert crépiné toute hauteur -cellule de niveau d'eau
PZ3	En place (à surélever)	Crête de l'ouvrage-RD	31,5	14,5	Piézomètre ouvert crépiné toute hauteur -cellule de niveau d'eau
PZ4	En place (à surélever)	Crête de l'ouvrage-RD	31,6	13,1	Piézomètre ouvert crépiné toute hauteur -cellule de niveau d'eau
PZ5	En place (à surélever)	Crête de l'ouvrage-Centre	31,5	12,5	Piézomètre ouvert crépiné toute hauteur -cellule de niveau d'eau
PZ6	En place (à surélever)	Crête de l'ouvrage-Centre	31,6	12,6	Piézomètre ouvert crépiné toute hauteur -cellule de niveau d'eau
PZ7	En place (à surélever)	Crête de l'ouvrage-Centre	31,44	15,31	Piézomètre ouvert crépiné toute hauteur -cellule de niveau d'eau
PZ8	En place (à surélever)	Crête de l'ouvrage-Centre	31,51	13,84	Piézomètre ouvert crépiné toute hauteur -cellule de niveau d'eau
PZ9	En place (à surélever)	Crête de l'ouvrage-Centre	31,55	13,56	Piézomètre ouvert crépiné toute hauteur -cellule de niveau d'eau
PZ10	En place (à surélever)	Crête de l'ouvrage-RG	31,52	18,29	Piézomètre ouvert crépiné toute hauteur -cellule de niveau d'eau
PZ11	En place (à surélever)	Crête de l'ouvrage-RG	31,57	12,57	Piézomètre ouvert crépiné toute hauteur -cellule de niveau d'eau
PZ12	A mettre en œuvre après les travaux de confortement	Pied aval - RD	A définir après chantier	A définir après chantier	Piézomètre fermé avec cellule à corde vibrante
PZ13	A mettre en œuvre après les travaux de confortement	Pied aval - RD	A définir après chantier	A définir après chantier	Piézomètre fermé avec cellule à corde vibrante
PZ14	A mettre en œuvre après les travaux de confortement	Pied aval - Centre	A définir après chantier	A définir après chantier	Piézomètre fermé avec cellule à corde vibrante
PZ15	A mettre en œuvre après les travaux de confortement	Pied aval - RG	A définir après chantier	A définir après chantier	Piézomètre fermé avec cellule à corde vibrante
PZ16	A mettre en œuvre après les travaux de confortement	Pied aval - RG	A définir après chantier	A définir après chantier	Piézomètre fermé avec cellule à corde vibrante

Tableau 3-8 : Détails des piézomètres (après travaux)

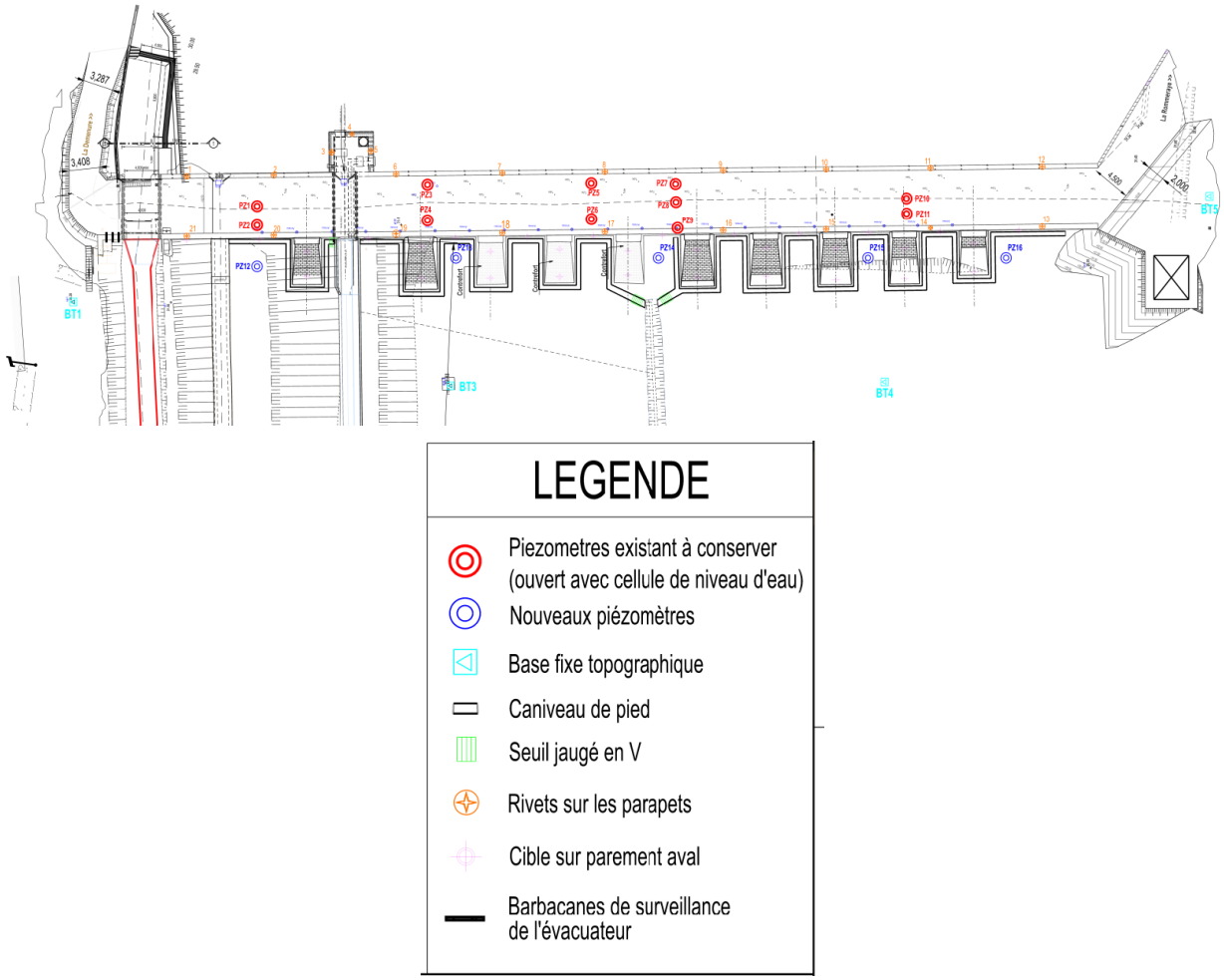


Figure 3-49 : Localisation des piézomètres après travaux

3.4.6.3 Repères de nivellement (après travaux)

Le dispositif de contrôle topographique de l'ouvrage est composé de :

- 5 bases fixes de topographie positionnées sur les rives et en pied aval ;
- 21 rivets fixés sur l'arase supérieure des deux parapets (amont / aval) ;
- 32 cibles fixées sur le parement aval (dont 20 cibles sur les contreforts, 2 par contrefort).

3.4.6.4 Mesure débit de fuite (après travaux)

Les drains réalisés dans le cadre des travaux (au nombre de 25 à ce stade) seront équipés avec un col de cygne pour orienter l'eau directement dans un caniveau de pied et d'une partie permettant la réalisation d'éventuelles mesures de niveau d'eau en cas d'absence de débit selon le principe suivant :



Figure 3-50 : Exemple de tête de drain proposée

Trois seuils en V jaugés seront installés afin de quantifier le débit total des drains transitant dans les caniveaux de pied. Il est prévu deux dispositifs, un pour chaque rive.

3.4.6.5 Echelle limnimétrique (après travaux)

Le système de mesure automatisé de la hauteur d'eau actuellement utilisé est conservé et sera installé sur la tour de prise.

Ce dispositif sera complété par une échelle limnimétrique classique sur la tour de prise, visible depuis la berge rive droite.

3.4.6.6 Automatisation et télétransmission

L'ensemble des dispositifs d'auscultation (piézomètres, drains) seront automatisés.

L'ensemble des données d'auscultation seront transmises au centre d'exploitation du CD44 de la Rabinière.

3.4.7 SITUATION ET PHASAGE PENDANT LES TRAVAUX DE MODERNISATION

Cette partie présente le phasage envisagé pendant les travaux de modernisation ainsi que le détail des grandes « étapes » des travaux envisagés.

3.4.7.1 Phasage

Il est envisagé pendant l'intégralité de la période des travaux **une vidange totale de l'ouvrage**. Avec un niveau minimum maintenu à la cote 24 m NGF.

Pour la gestion des eaux en phase chantier deux phases sont envisagées :

- Phase 1 : batardeau avec système de pompage et siphons;
- Phase 2 : gestion des eaux gravitaire via la conduite de vidange DN 1000.

En phase 1, trois conduites sont installées dans l'évacuateur de crue actuel pour permettre la restitution à l'aval des arrivées d'eau. Cette phase est envisagée sur environ 4 mois afin de permettre la réalisation de l'ouverture du pertuis de vidange et la mise en œuvre de la conduite DN1000 dans la tour de prise.

La contrainte de gestion des eaux implique une cadence relativement importante des travaux de réalisation du pertuis de vidange ainsi que de la partie inférieure de la tour de prise.

Le planning détaillé des travaux de modernisation est présenté dans le rapport d'Avant Projet [24].

3.4.7.2 Batardeau

Il est envisagé la mise en œuvre d'un batardeau avec une cote de crête à 26 m NGF. Ce batardeau a été dimensionné conjointement avec la capacité d'évacuation des siphons (phase 1) pour éviter la surverse pour des événements hydrologiques d'une période de retour inférieure à 10 ans.

Ce batardeau sera réalisé avec un remblai tout venant. En fonction de la perméabilité de ce matériau une étanchéité mécanique pourra éventuellement être envisagée (géomembrane, palplanches…). Cette conception sera ajustée avec la prise en compte des investigations géotechniques réalisées en phase G2 PRO.

La figue ci-dessous présente la coupe type et l'emplacement de cet ouvrage.

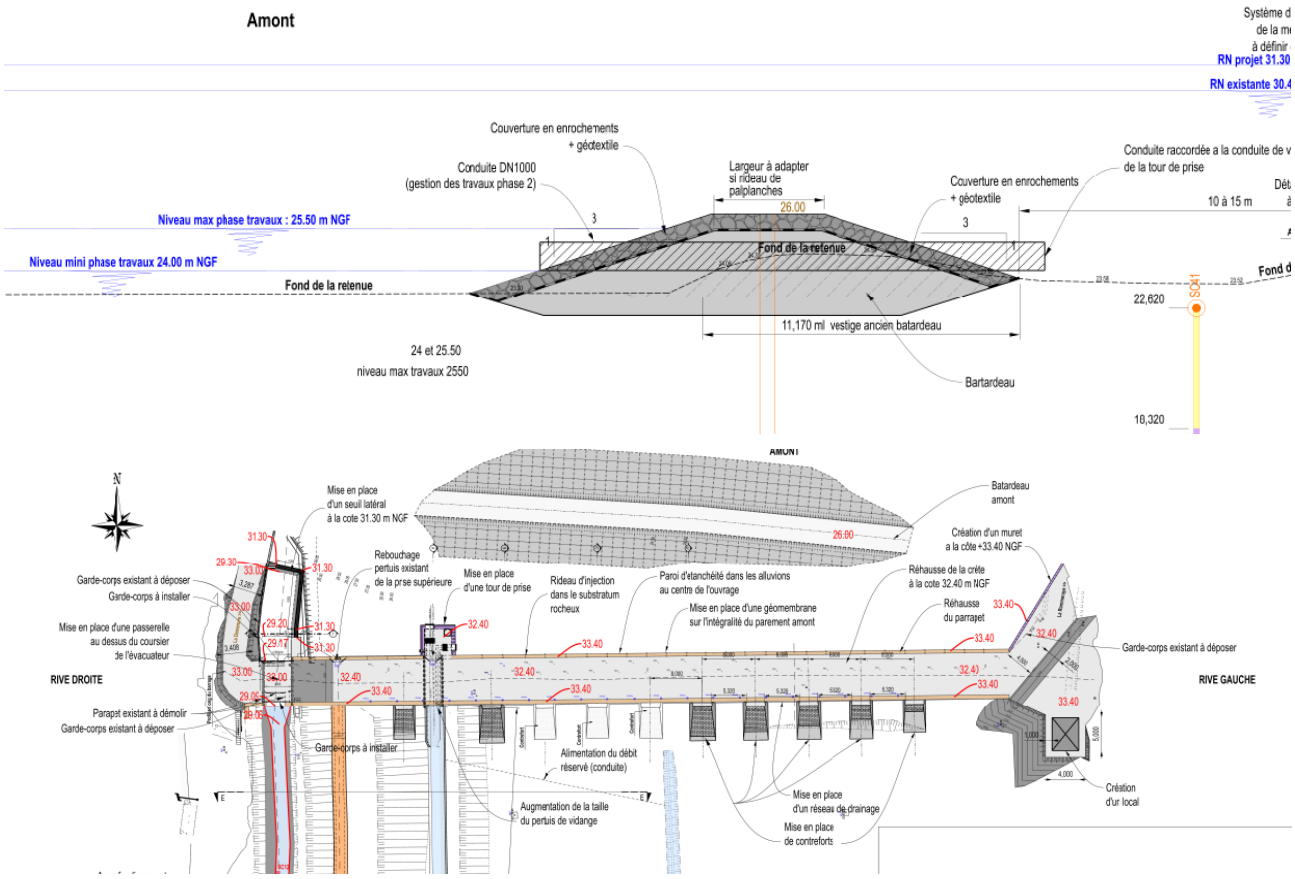


Figure 3-51 : Coupe type et emplacement du batardeau

3.4.7.3 Réalisation des fouilles à l'aval des contreforts

A l'aval de l'ouvrage 7 contreforts seront réalisés.

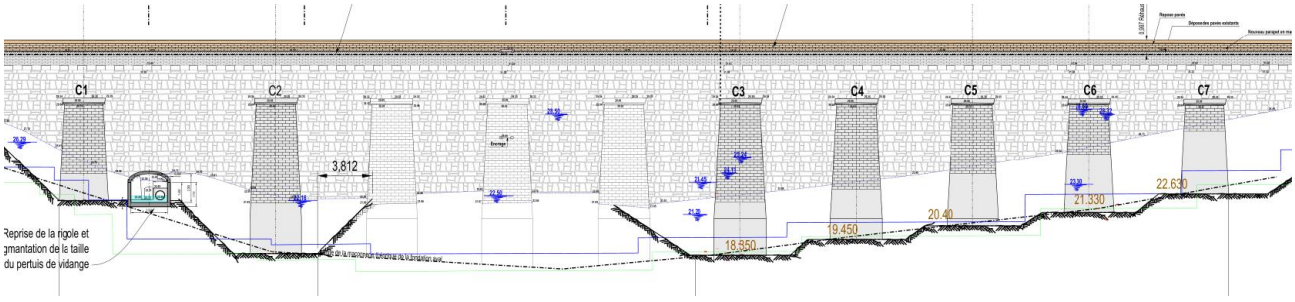


Figure 3-52 : Fouilles envisagées pour la réalisation des contreforts (extrait plan AVP [24])

Les fouilles seront effectuées en pianotage, nous proposons le phasage suivant (à adapter en fonction des moyens mis en œuvre par l'entreprise) :

- Réalisation C2/C3 ;
- Réalisation C1/C6 ;
- Réalisation C4/C7 ;
- C5.

Ponctuellement un soutènement provisoire (paroir berlinoise ou autres) pourra être envisagé afin de réduire l'emprise des fouilles.

3.4.7.4 Ouverture du pertuis de vidange

Afin de permettre le regroupement de la vidange de fond, de la prise d'eau d'exploitation et du débit réservé une augmentation du pertuis est nécessaire.

Il est envisagé de réaliser une galerie de 2,5 m de largeur et 2 m de hauteur utile.

La figure suivante présente la coupe.

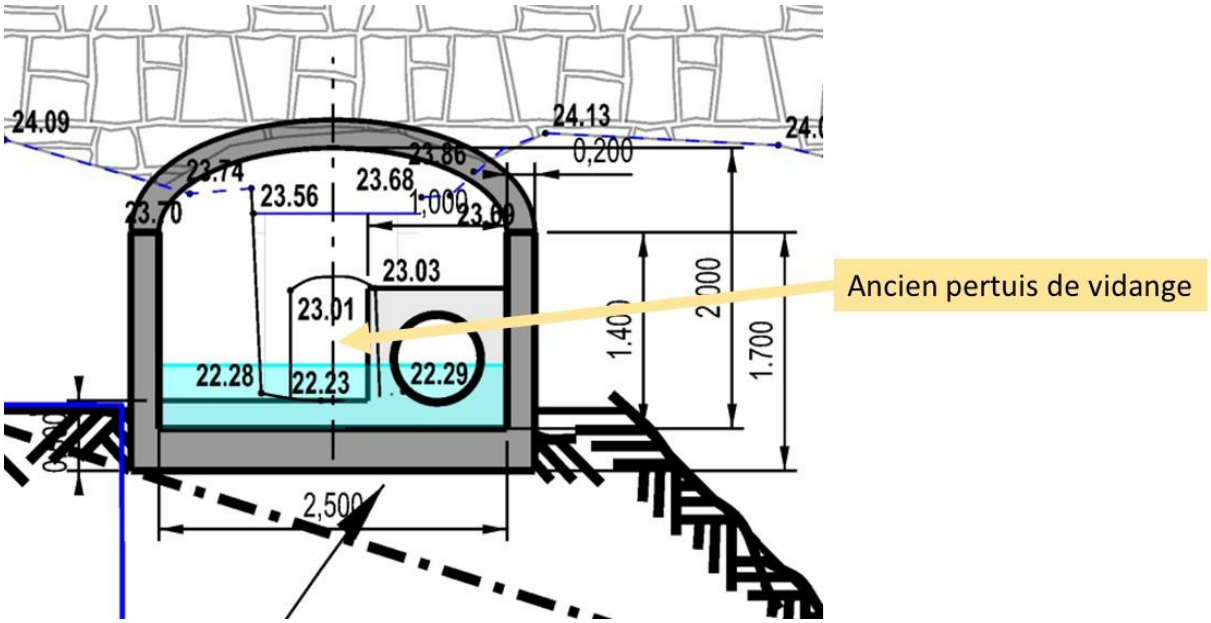


Figure 3-53 : Coupe de la galerie de vidange (extrait plan AVP [24])

3.4.7.5 Travaux de terrassement sur l'évacuateur

Au droit du seuil de l'évacuateur et dans le coursier une excavation est envisagée entre 1 et 3 m de profondeur.

La figure ci-dessous présente le profil en long envisagé du futur radier de l'évacuateur.

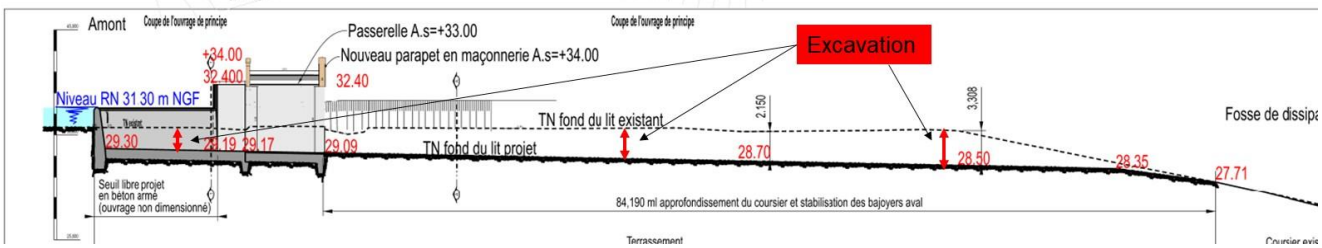


Figure 3-54 : Excavation du coursier de l'évacuateur

D'après les données disponibles la majorité des terrassements seront réalisés dans substratum rocheux. Il n'est pas prévu de soutènement provisoire (point à confirmer par la G2PRO).

3.4.7.6 Auscultation en phase travaux

Les consignes en phase travaux sont présentées dans le document [26]. En résumé pendant les travaux, l'auscultation de l'ouvrage est maintenue y compris la réalisation des visites de surveillance.

Les piézomètres en pied aval vont être au fur et à mesure détruits par la réalisation des contreforts. L'auscultation est maintenue jusqu'à leur destruction.

3.4.7.7 Remise en eau de l'ouvrage

Le protocole de remise en eau de l'ouvrage est décrit dans le document [27].

Il est envisagé de remettre en eau l'ouvrage avant la fin complète des travaux, néanmoins il faudra que l'ensemble des dispositifs suivants soient opérationnels :

- Piézomètres en crête et dans l'ouvrage,
- Rivets et bases topographiques opérationnels,
- Sonde de mesure du niveau d'eau.

Les travaux qui resteront à mettre en œuvre seront des travaux de « finition » notamment des parements maçonnés ainsi que les travaux IHM et électrique de la vantellerie.

3.4.8 SYNTHESE DE L'ANALYSE FONCTIONNELLE INTERNE

Le tableau ci-dessous synthétise l'analyse fonctionnelle interne.

Composant		Fonctions
1.0 BARRAGE	1.1 Parement amont	Protéger le corps du barrage de l'érosion externe par surverse
	1.2 Géomembrane	Améliorer l'étanchéité de l'ouvrage : réduction des sous pressions dans le corps du barrage et limiter le vieillissement de la maçonnerie
	1.3 Parement aval	Protéger le corps du barrage de l'érosion externe par surverse
	1.4 Parapets amont et aval	Former un garde-corps côté retenue et aval Assurer une revanche vis-à-vis des vagues Evite la surverse sur l'ouvrage en cas de crue extrême (reprise de l'effort hydrostatique maximal 32,40 m NGF)
	1.5 Corps de l'ouvrage en maçonnerie et béton cyclopéen	Contenir les eaux, résister à la pleine pression hydrostatique et aux éventuelles sous-pressions
	1.6 Contreforts (béton et maçonnerie)	Protéger le barrage du basculement et du glissement
	1.7 Couronnement	Permettre la circulation (passage de service et piétons) Assurer une revanche Eviter les infiltrations dans le corps du barrage
	1.8 Accès	Faciliter l'entretien et accéder à l'ensemble des organes du barrage
2.0 FONDATION	2.1Matériaux de fondation	Servir de support au corps du barrage Limiter les infiltrations d'eau
	2.2 Rideau d'injection	Limiter les débits de percolation
	2.3 Rideau de drainage	Drainer les percolations à l'interface ouvrage / fondation Contribuer à la connaissance de l'ouvrage vis-à-vis du comportement de la fondation
3.0 EVACUATEUR	3.1 Seuil de contrôle	Evacuer la crue dans le coursier
	3.2 Coursier d'évacuation en béton armé (avec étanchéité waterstop)	Evacuer la crue de projet de l'amont vers l'aval

	3.3 Coursier d'évacuation en maçonnerie	Restituer les eaux en aval
	3.4 Bassin de dissipation	Dissiper l'énergie des flux hydrauliques
	3.5 Seuil du bassin de dissipation	Restituer les eaux dans le Baillou. Evacuation de la crue et vidange de l'ouvrage
4.0 DISPOSITIFS VANNES	4.1 Vannes (garde et service) de prise (vanne crémaillère 0,80 x 0,80m, vanne de conduite DN600)	Régulation de l'alimentation du canal
	4.2 Vannes (garde et service) de vidange (vanne crémaillère 1,20 x 1,20m, vanne sous carter DN1000) avec grille simple sur la vanne de garde	Régulation du débit de vidange
	4.3 Vannes (garde et service) de débit réservé (vanne crémaillère 0,2 x 0,2 m, vanne de conduite DN150)	Gérer l'alimentation du débit réservé
	4.4 Galerie de vidange	Assurer le transit de l'eau (vidange et prise) à l'aval du barrage
	4.5 Conduite DN600 dans sarcophage	Assurer le transit de l'eau de prise
	4.6Canal d'évacuation	Assurer le transit de l'eau à l'aval du barrage
	4.7Vanne de décharge seuil du bassin de dissipation (h=1 m, l=3 m)	Réduit la durée de vidange de l'ouvrage
5.0 DISPOSITIF D'AUSCULTATION	5.1 Piézomètres	Suivi de la piézométrie en fondation et dans le corps de l'ouvrage
	5.2 Repères de nivellement topographique	Suivre les déplacements et déformations de l'ouvrage
	5.3 Caniveaux de pied	Suivi du débit de fuite des drains
	5.4 Echelle limnimétrique et sonde de mesure	Suivi du niveau d'eau de la retenue
	5.5 Local technique	Abriter les appareillages
6.0 DISPOSITIF EN PHASE CHANTIER	6.1 Batardeau	Permet de réaliser les travaux à secs
	6.2 Réalisation des fouilles à l'aval de l'ouvrage pour les contreforts	Terrassement pour la réalisation des contreforts à l'aval
	6.3 Ouverture du pertuis de vidange	Terrassement pour la réalisation de la galerie de vidange
	6.4 Travaux de terrassement de l'évacuateur	Terrassement pour l'implantation du nouveau seuil d'évacuation et coursier

Tableau 3-9 : Synthèse de l'analyse fonctionnelle interne

3.5 DESCRIPTION DE L'ENVIRONNEMENT DE L'OUVRAGE ET ANALYSE FONCTIONNELLE EXTERNE

Nota : cette partie est en grande majorité extraite de l'EDD v4, 22/01/2018, établie par le bureau d'études SAFEGE.

3.5.1 LOCALISATION GEOGRAPHIQUE ET OBJET DU BARRAGE

3.5.1.1 Le grand réservoir de Vioreau et son barrage de retenue

Le grand réservoir de Vioreau est un lac de la Loire-Atlantique situé dans la commune de Joué-sur-Erdre. Il s'agit du plus grand réservoir du département. Bien que couvrant une superficie de 200 hectares, il est habituellement subdivisé en deux sous-ensembles : le lac de Vioreau (181 ha) et le Petit Vioreau (32 ha).

Afin de réaliser ce grand réservoir, le barrage de Vioreau a été construit en 1834. Le Département de Loire-Atlantique est propriétaire du barrage depuis le 1er janvier 2008.

Le barrage de Vioreau a pour fonction première de stocker l'eau l'hiver, afin de la restituer en période de navigation dans le canal, via une rigole d'alimentation, et en son point haut appelé « bief de partage » (le 8e bief). Sans ce dispositif de régulation, la navigation ne serait pas praticable sur le canal.

La fonction de ce barrage reste inchangée depuis sa construction.

Le barrage, du fait de son positionnement, joue également un rôle de régulation des eaux, et notamment des crues pouvant se produire à l'aval.

A ce jour, le réservoir de Vioreau est aussi une zone d'activités de loisirs pour la pêche, la baignade et la voile.

3.5.2 ACCES A L'OUVRAGE

Le barrage est situé en secteur forestier, les accès à l'ouvrage sont ouverts au public et se font :

- A l'ouest : par la rue du barrage qui débouche sur le chemin du halage. L'accès est possible en voiture ;
- A l'est : par le chemin forestier depuis le lieu-dit « La Romeraye ».

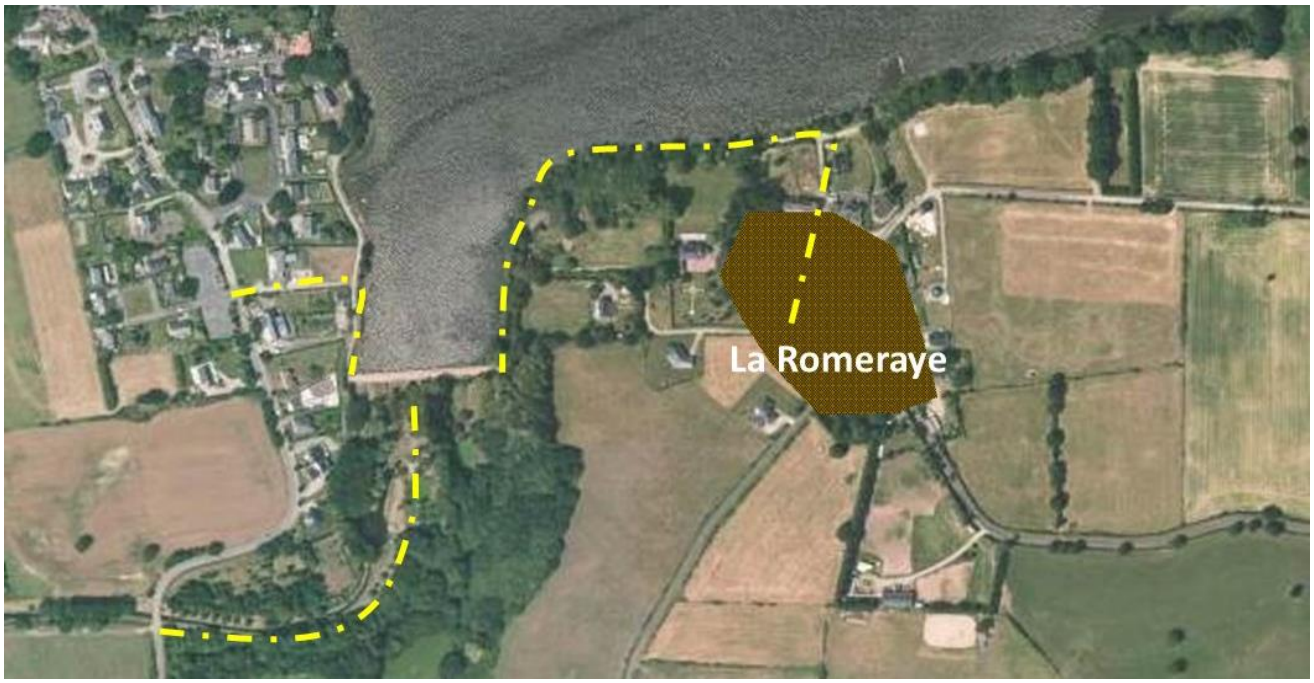


Figure 3-55 : Voies d'accès au barrage de Vioreau

3.5.3 ENVIRONNEMENT A L'AMONT DU BARRAGE

3.5.3.1 Le bassin versant

Le bassin versant du lac du Vioreau est compris dans le bassin versant de l'Erdre et de ses affluents. Le lac est situé au nord du bassin et s'étend sur une superficie de 38,9 km². La longueur du chemin hydraulique est de 9,3 km entre les cotes 85 m et 30 mIGN69, soit une pente longitudinale moyenne de l'ordre de 6 mm/m.

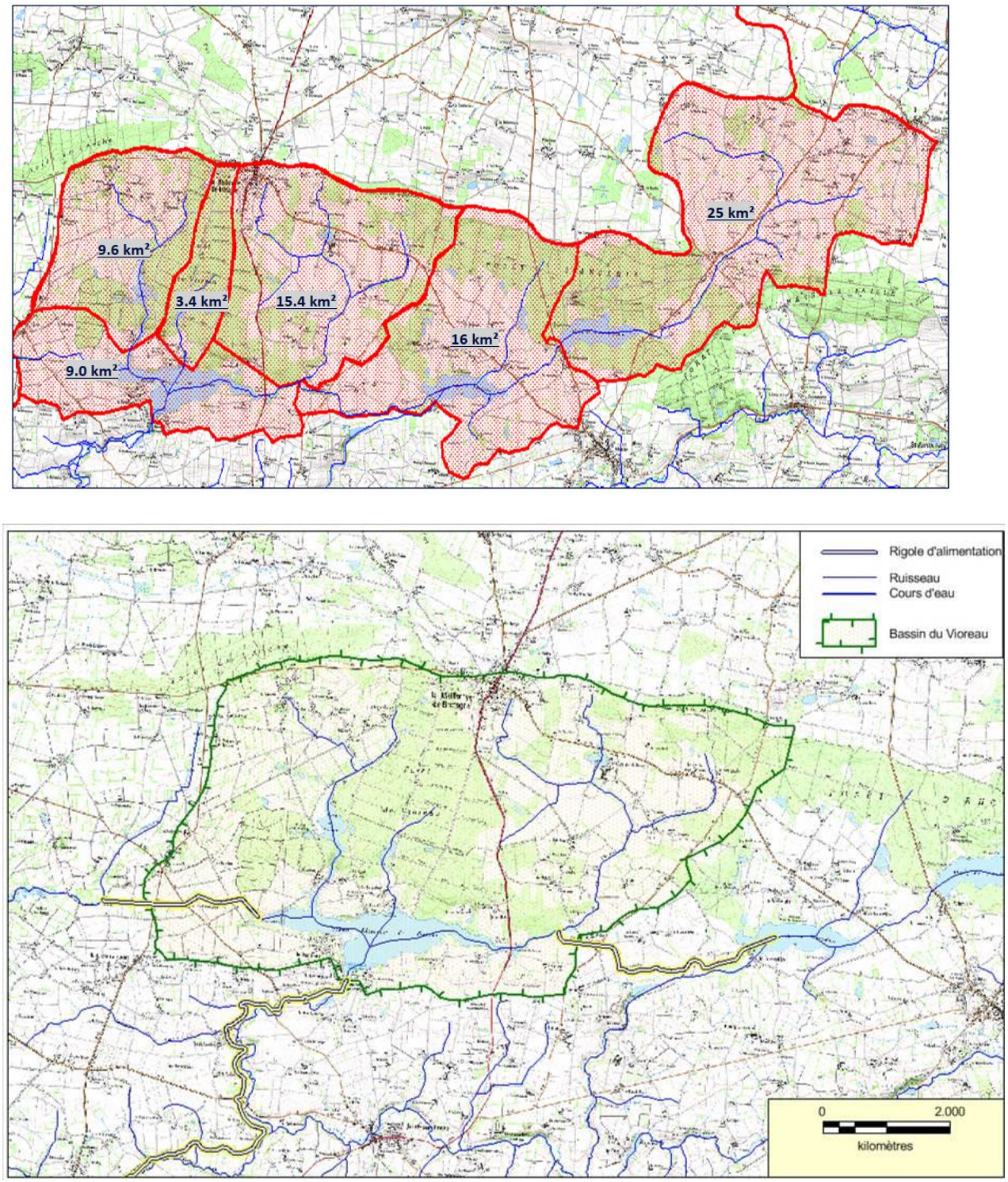


Figure 3-56 : Bassin hydrographique sur le secteur - Bassin versant de l'Erdre

Le bassin versant du lac de Vioreau est essentiellement rural car il est principalement constitué de prairies, de cultures et de forêt. On note plusieurs villages dispersés sur tout le bassin versant où se succèdent des plateaux ondulés aux altitudes faibles.

3.5.3.2 Caractéristiques de la retenue principale

La retenue de Vioreau (dite grand réservoir de Vioreau) est située sur la commune de Joué-sur-Erdre dans le département de la Loire-Atlantique, à environ 30 km au Nord de Nantes.

La retenue de Vioreau alimente le canal de Nantes à Brest via une rigole d'alimentation.

Les principales caractéristiques de la retenue sont les suivantes :

	Caractéristiques avant travaux	Caractéristiques après travaux de modernisation
Surface (*) :	154,1 ha	175,8 ha
Capacité (*) :	5,8 hm3	7,37 hm3
Cote normale de la retenue :	30,40 m NGF	31,30 m NGF

(*) calculé à partir de la nouvelle courbe HSV (INGEO, 2020) pour la cote de RN

Tableau 3-10 : Caractéristiques de la retenue en l'état actuelle et après travaux

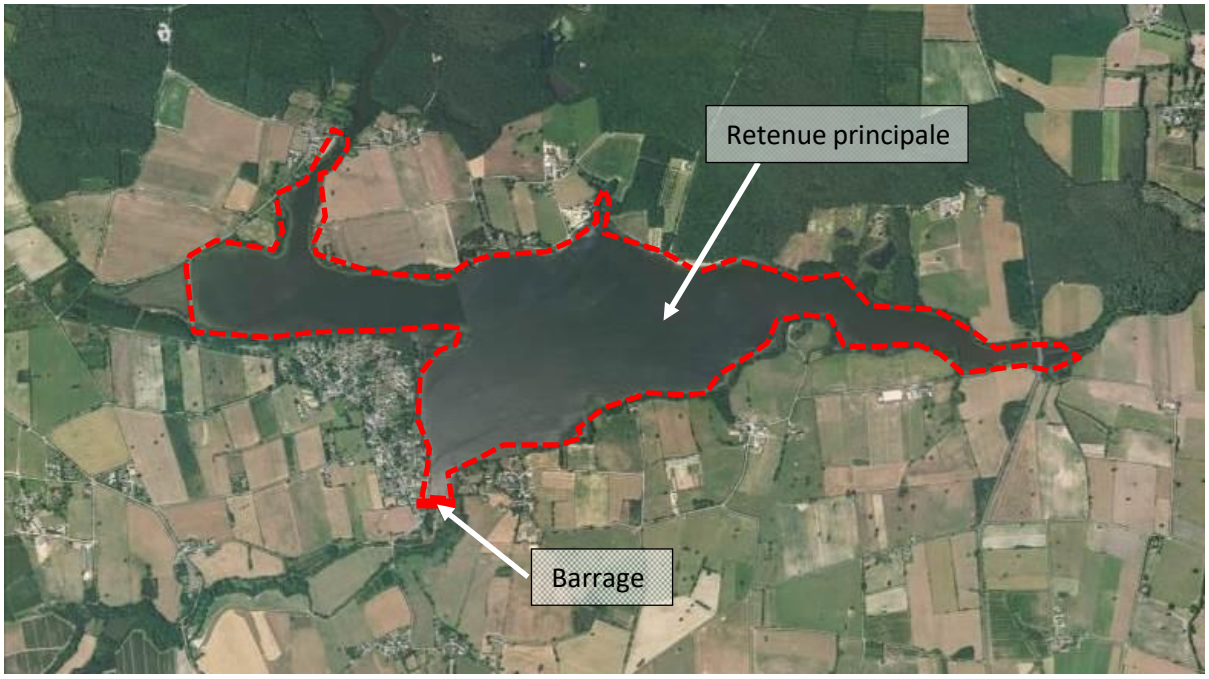


Figure 3-57 : Vue aérienne du lac de Vioreau (source GEOPORTAIL)

Le tableau ci-dessous présente la HSV obtenu après le levé bathymétrique réalisé en 2021.

Cote (m NGF)	Cote (m RL) Observée sur l'échelle	Volume (hm3)	Surface (ha)
22,35	0,05	0,00	0
22,85	0,55	0,05	3,1
23,35	1,05	0,12	12,5
23,85	1,55	0,23	20,1
24,35	2,05	0,36	29,7
24,85	2,55	0,54	38,8
25,35	3,05	0,75	49,1
25,85	3,55	1,02	59,5
26,35	4,05	1,33	70,4
26,85	4,55	1,68	81,6
27,35	5,05	2,08	92,4
27,85	5,55	2,54	105,3
28,35	6,05	3,04	116,7
28,85	6,55	3,60	127,4
29,35	7,05	4,21	136,7
29,85	7,55	4,89	145,9
30,35	8,05	5,62	155,0
30,85	8,55	6,41	167,3
31,35	9,05	7,27	176,8
31,45	9,15	7,45	178,4
31,85	9,55	8,20	188,1
32,35	10,05	9,20	201,4
32,65	10,35	9,80	209,6
33,40	11,10	11,62	235,2

Tableau 3-11 : HSV 2021

Pour rappel 22,30 m NGF = 0 m RL (relevé GEOFIT 2021).

La figure ci-dessous présente les courbes relatives au tableau ci-dessus.

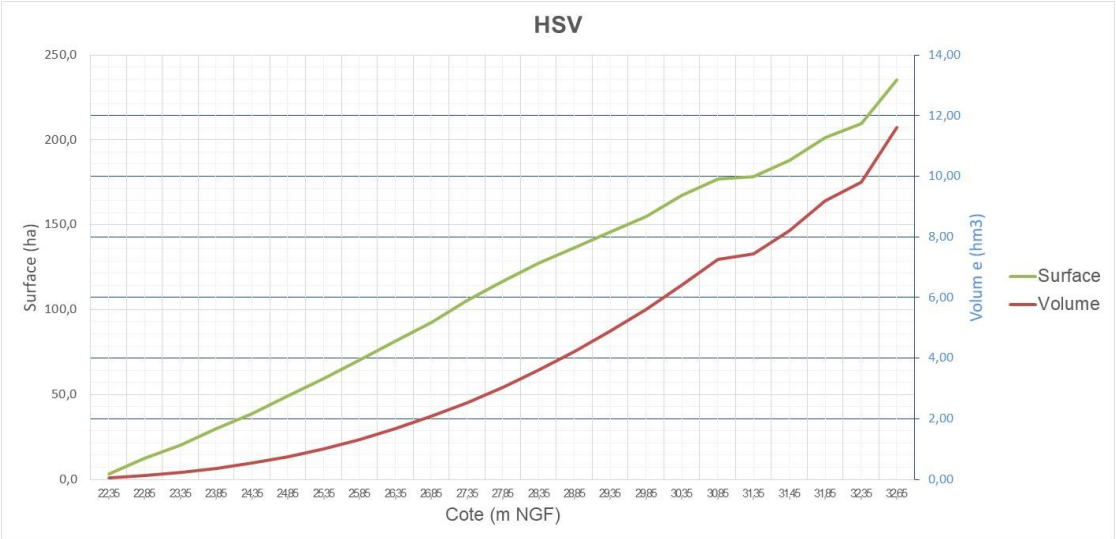


Tableau 3-12 : Courbe HSV du barrage de Vioreau

La synthèse des niveaux atteints et volumes stockés dans la retenue pour les différentes période de crues sont présentées dans le tableau ci-après.

	Cote de la retenue(m NGF IGN 69)	Surface de retenue (ha)	Volume stocké (hm^3)
Retenue normale	31,30 m NGF	175,82	7,37
Crue exceptionnelle	32,15 m NGF	195,7	8,94
Crue extrême	32,57 m NGF	206,7	9,78

Tableau 3-13 : Caractéristiques de la retenue pour différentes crues

3.5.3.3 Rigoles d'alimentation du barrage

Deux rigoles permettent d'alimenter le barrage : la rigole d'Isac et la rigole des Ajaux. Chaque rigole est gérée par une vanne glissière.

La figure ci-dessous présente la localisation de ces deux rigoles.



Figure 3-58 : Localisation des deux rigoles d'alimentation

La rigole de l'Isac permet d'intercepter une partie du débit du ruisseau de l'Isac pour réalimenter le lac du Vioreau. Cette interception est gérée par la vanne de la Grimaudière. La rigole, de 3 km de longueur, présente un profil en long de faible pente 0,5 mm/m sur un kilomètre environ, jusqu'après la RD69, à cause du franchissement de la ligne de crête en déblais.

Ensuite, c'est la pente naturelle de l'ordre de 6,5 mm/m qui est observée.

La section amont trapézoïdale (plafond de 2 m, hauteur de 1,5 m et gueule de 5 m) a un débit capable de l'ordre de 4 m^3/s (coefficient de rugosité Manning-Strickler pris égal à 40).

La rigole des Ajaux a un profil un long globalement descendant de pente moyenne très faible (0,075 mm/m, soit 25 cm sur 3,5 km). Sur le fond IGN, on observe que la rigole suit les courbes de niveau entre 30 et 35 mIGN69 sur ses deux premiers kilomètres, puis un déblai et un tunnel permettent de franchir la ligne de crête pour rejoindre le ruisseau du Pas Chevreuil.

3.5.3.4 Berges de la retenue

Les rives de la retenue sont majoritairement constituées de terres agricoles. La rive nord est toutefois bordée par la forêt de Vioreau (forêt de feuillus et conifères).

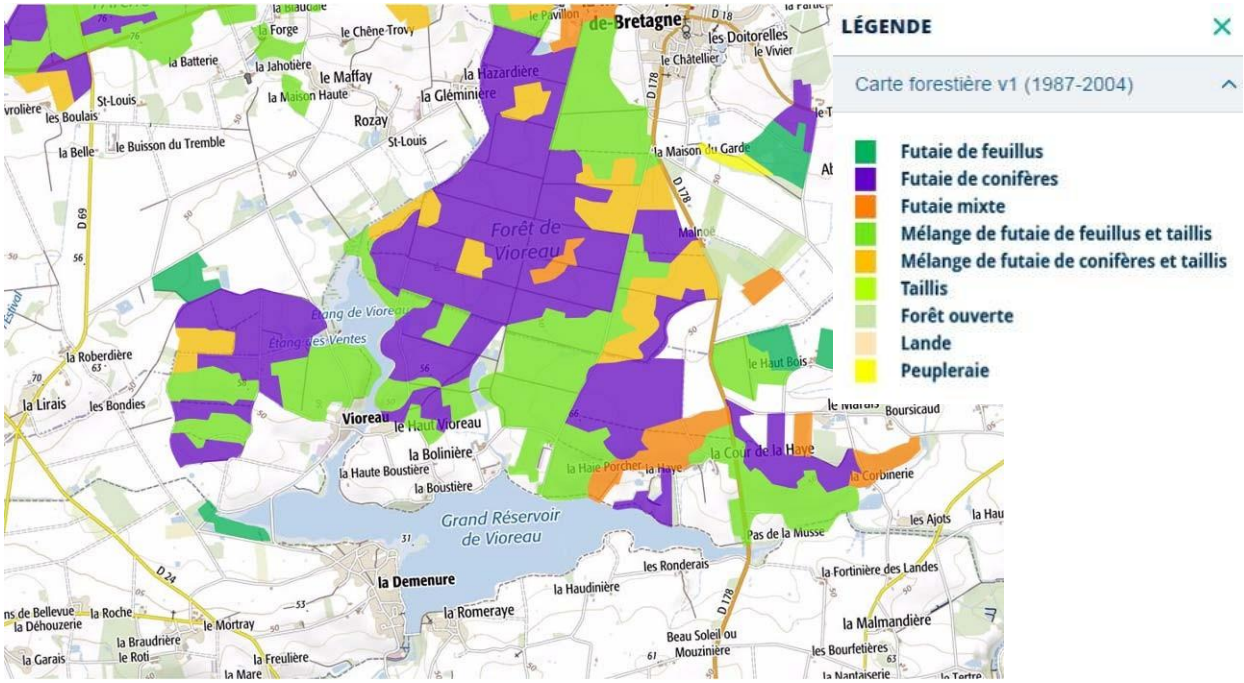
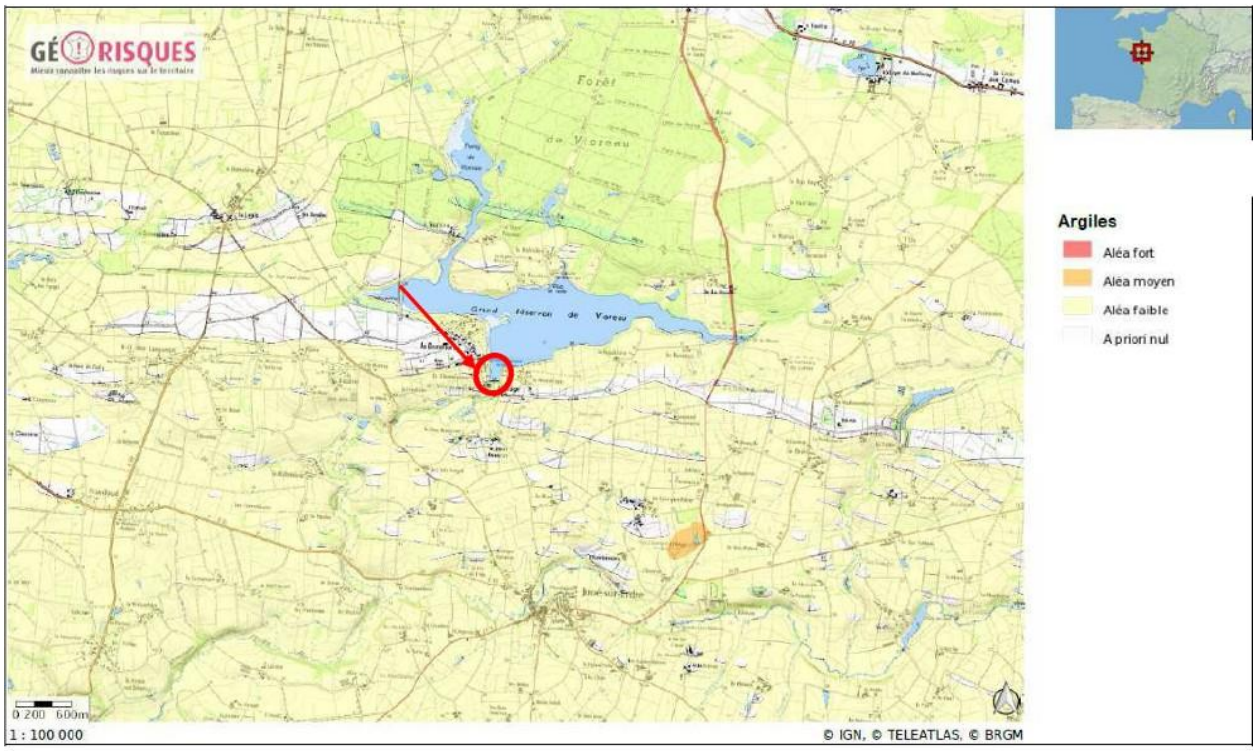


Figure 3-59 : Carte forestière de la retenue (Source : Géoportail)

Les berges de la retenue sont classées en aléa faible de risques de retrait/gonflement des argiles d'après les informations du BRGM.



Extrait de la cartographie de l'aléa retrait – gonflement des sols argileux (Source : www.argiles.fr/)

Figure 3-60 : Cartographie du risque retrait/gonflement des argiles

3.5.3.5 Relief autour de la retenue

La carte suivante présente les lignes topographiques autour de la retenue. Les pentes autourde la retenue sont douces.



Figure 3-61 : Lignes de niveau autour de la retenue (Source : Géoportail)

3.5.3.6 Géologie du site

D'après la carte géologique d'Ancenis (BRGM au 1/50000ème), le site est constitué d'uneformation limono-argileuse et sableuse reposant sur un complexe schisto-gréseux.

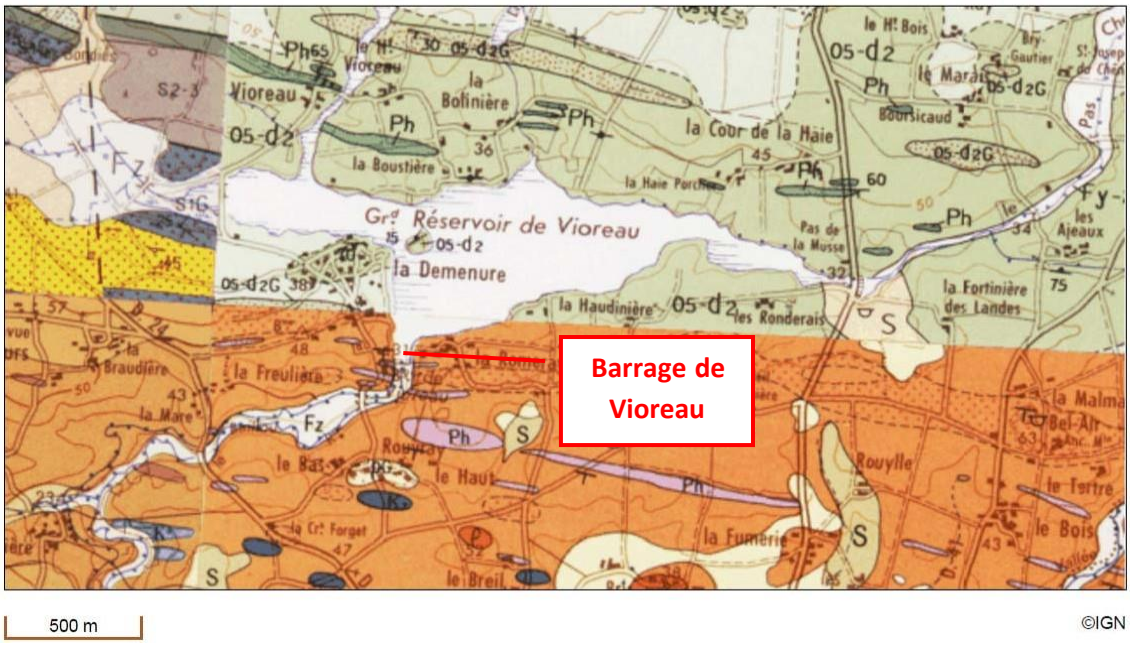


Figure 3-62 : Carte géologique (Source : Infoterre - BRGM)

D'après le rapport « Diagnostic du Barrage - rapport d'étude géotechnique - 2016, HYDROGEOTECHNIQUE », la succession lithologique devrait être la suivante, sous les remblais d'aménagement ainsi que les éventuelles formations de recouvrement :

- **Des alluvions modernes et sub-actuelles (Fz)**, formation limono-argileuse et sableuse associée à la rigole d'alimentation et à la rivière « Le Baillou » à l'aval du barrage,
- **Reposant sur un complexe schisto-gréseux (o2-d2)**, constitutif de la formation de « St-Georges-sur-Loire » datant de l'Ordovicien supérieur au Dévonien inférieur, composé en grande majorité par un faciès schisteux, pouvant contenir des intercalations décimétriques de Phtanites (Ph), roches siliceuses se présentant comme des microquartzites. On retiendra aussi que cette formation peut montrer potentiellement, en tête, une frange d'altération limono-argileuse à sablo-caillouteuse sur une épaisseur variable.

3.5.3.7 Ouvrages hydrauliques situés à l'amont de la retenue

En amont du réservoir de Vioreau, plusieurs sources alimentent le lac du Vioreau :

- **Au Nord-Ouest** : l'étang du Petit Vioreau (400 000 m^3), en amont du lac, est alimenté par le ruisseau de la Hazardière et son affluent le ruisseau de la Jahotière. Un système de vannage est présent en sortie de l'étang pour l'alimentation du lac du Vioreau.
- **Au Nord-Est** : le grand réservoir du Vioreau est également alimenté naturellement par le ruisseau du Pas Chevreuil.
- **À l'Est** : le lac est alimenté par l'étang de la Provostière (1 311 000 m^3) via le ruisseau d'alimentation de la Provostière (ou rigole des Ajaux). L'étang de la Provostière, étant lui-même alimenté par l'étang de la Poitevinière, se déverse naturellement dans le ruisseau de la Vallée, affluent de l'Erdre.
- **À l'Ouest** : le ruisseau de l'Estival et le ruisseau de l'Isac sont en partie dérivés vers le lac du Vioreau par vannage via un canal artificiel (rigole de l'Isac).

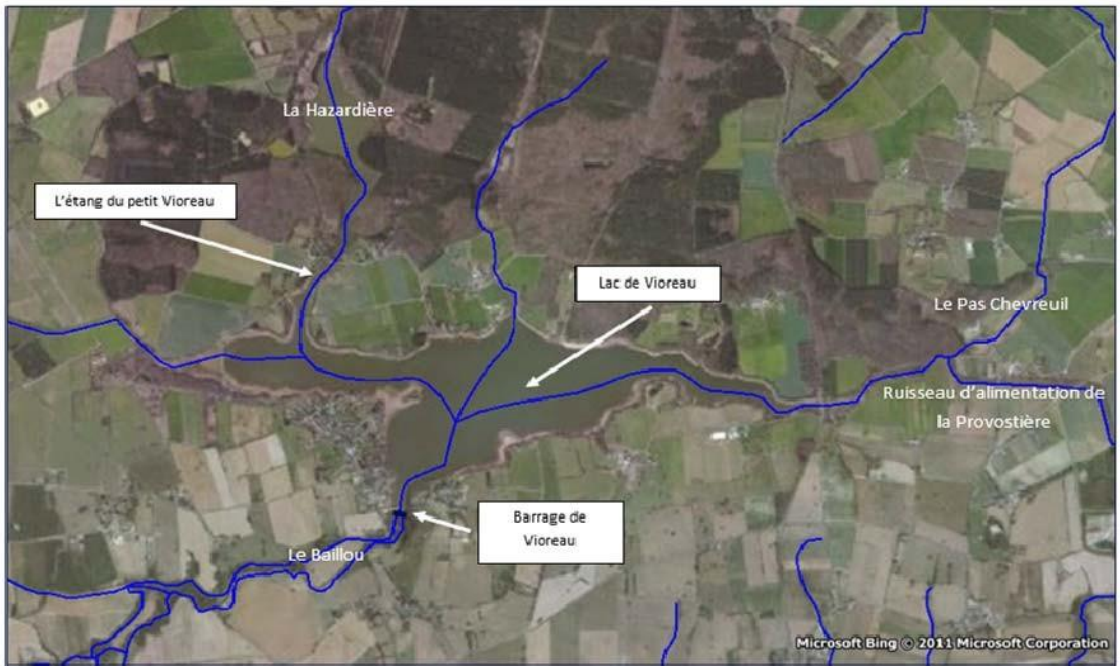


Figure 3-63 : Présentation des sources amont du lac de Vioreau

L'exutoire naturel du lac du Vioreau est le ruisseau du Baillou, affluent de l'Erdre.

3.5.3.8 Activités industrielle et agricole

La pression agricole sur le bassin versant de la retenue est forte. Les surfaces agricoles occupent les deux tiers des communes du bassin versant.

3.5.3.9 Les activités touristiques

De par sa taille et sa configuration, le Grand Réservoir de Vioreau est un plan d'eau privilégié pour les activités de nautisme. C'est en effet le plus grand plan d'eau navigable du département de Loire-Atlantique.

Une base nautique est implantée sur la rive nord du site, à la Boustière.

Un terrain limitrophe de la base nautique est occupé par des propriétaires d'embarcations. Ils sont réunis au sein du Cercle de voile de Vioreau qui utilise un ponton.

Une plage surveillée est aménagée au nord du site.

Un camping est également implanté au nord de la retenue.

3.5.3.10 Les activités de chasse et de pêche

Seule la queue ouest du Grand Réservoir de Vioreau est en réserve de pêche. Le Lac de Vioreau est également mis en location pour la chasse au gibier d'eau.

3.5.3.11 Les zones habitées -voies de communication

Les principaux lieux habités en amont du barrage de Vioreau sont essentiellement des lieux-ditsou hameaux

- la Romeraye et la Demenure en rive Sud du barrage,
- le Haut Vioreau, la Cour de la Haye et le Marais au Nord,
- les Ajots à l'Est.



Figure 3-64 : Zones habitées autour du Grand Réservoir de Vioreau (Source : Géoportail)

On notera également la présence d'un restaurant, la Crêperie du Lac au Nord du réservoir.

Les principales voies de communication routières pour accéder au barrage sont la D24 puis la route du barrage.

3.5.4 ENVIRONNEMENT A L'AVAL DU BARRAGE

3.5.4.1 Ouvrages hydrauliques situés à l'aval

Aucun ouvrage hydraulique n'est situé en aval du barrage jusqu'à Nantes, jusqu'au barrage-écluse à la confluence entre l'Erdre et la Loire.

3.5.4.2 Les activités industrielles et agricoles

La vallée est essentiellement rurale, constituée de prairies, de cultures et de forêt. On note plusieurs villages dispersés sur tout le bassin versant où se succèdent des plateaux ondulés aux altitudes faibles.

L'agriculture est un des principaux secteurs d'activités dans la région.

3.5.4.3 Les activités touristiques

Les activités touristiques en aval de la retenue consistent essentiellement en des activités de pêche et promenade. La présence d'un camping (200 personnes) est également identifiée à Nort-sur-Erdre.

3.5.4.4 Les zones habitées et voies de communication

Les principaux lieux habités en aval du barrage de Vioreau sont essentiellement des lieux-dits ou hameaux :

- le Chêne de la Haye,
- la Freslière,
- la Mulonnière,
- le Jarrier.

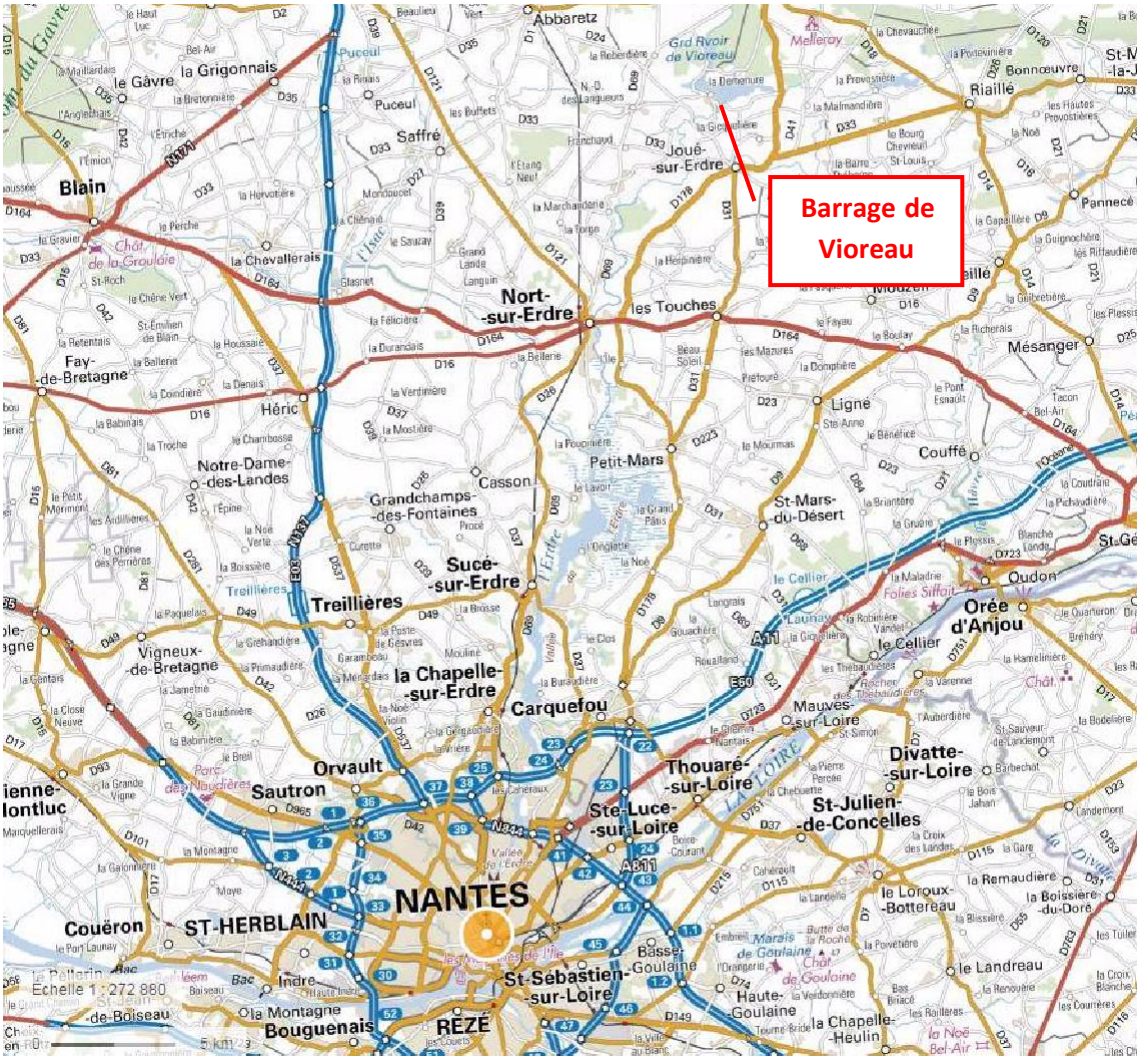


Figure 3-65 : Zones habitées en aval du barrage de Vioreau (Source : Géoportail)

3.5.4.5 Estimation du nombre de personnes impactées

La population susceptible d'être impactée par l'onde de rupture détaillée au chapitre 10 et la densité de la population concernée sont estimées :

- Le long du Baillou : les lieux-dits de la Demenure, le Bas Rouvray, la Mulonnière, Ste-Pauline, le Jarrier ;
- Le long de l'Erdre : les villes de Joué-sur-Erdre, Nort-sur-Erdre, Sucé-sur-Erdre, La Chapelle-sur-Erdre et Nantes, ainsi que de nombreux lieux-dits.

3.5.5 SYNTHESE DE L'ANALYSE FONCTIONNELLE EXTERNE

Les milieux extérieurs et leurs interactions avec le barrage de Vioreau sont synthétisés dans le tableau suivant :

Milieux extérieurs au système	Caractéristiques	Interactions avec le système
Accès au barrage	Accès piétons et véhiculé par l'Est et l'Ouest ainsi qu'en pied de l'ouvrage.	- Enjeux en cas de rupture du barrage : risque d'inondation
Bassin versant	Surface du Bassin Versant :72,5 km² Territoires agricoles et forestiers principalement Relief doux aux alentours de laretenue	- Introduit l'aléa hydrologique
Géologie	Formation limono-argileuse et sableuse reposant sur un complexe schisto-gréseux	- Introduit l'aléa géologique
Berges et versants de la retenue en amont du barrage	Pente douce Aléa faible de risques de retrait/gonflement des argiles Forêt de feuillus et conifères	- Introduit les aléas d'instabilité et de risque d'embâcles
Activités industrielles et agricoles	Nombreuses cultures Pas d'activités industrielles SEVESO	- Peu d'activités industrielles et agricoles recensées : peu d'enjeux en cas de rupture debarrage
Activités touristiques	Club nautique de Joué-sur- Erdre : baignade en périodeestivale Retenue et alentours classés Natura 2000 et ZNIEFF	- Enjeux en cas de rupture dubarrage : risque d'inondation
Activités de pêche	Pêche autorisée sur une partie du réservoir Chasse au gibier sur le lac	- Enjeux en cas de rupture dubarrage : risque d'inondation
Zones habitées et voies de communication	Des habitations en aval : hameaux et lieu-dit (densité de population hétérogène) Camping Faible densité de population enamont Voies de communication secondaires en aval	- Enjeux en cas de rupture dubarrage : risque d'inondation
Ouvrages hydrauliques environnants	- Alimentation du lac de Viореaupar des sources amont	- Peu d'enjeux en cas de rupturede barrage

Tableau 3-14 : Synthèse de l'analyse fonctionnelle externe

Le schéma ci-après résume les diverses fonctions principales (FP) et fonctions de contraintes (FC) identifiées suite à l'analyse fonctionnelle externe.

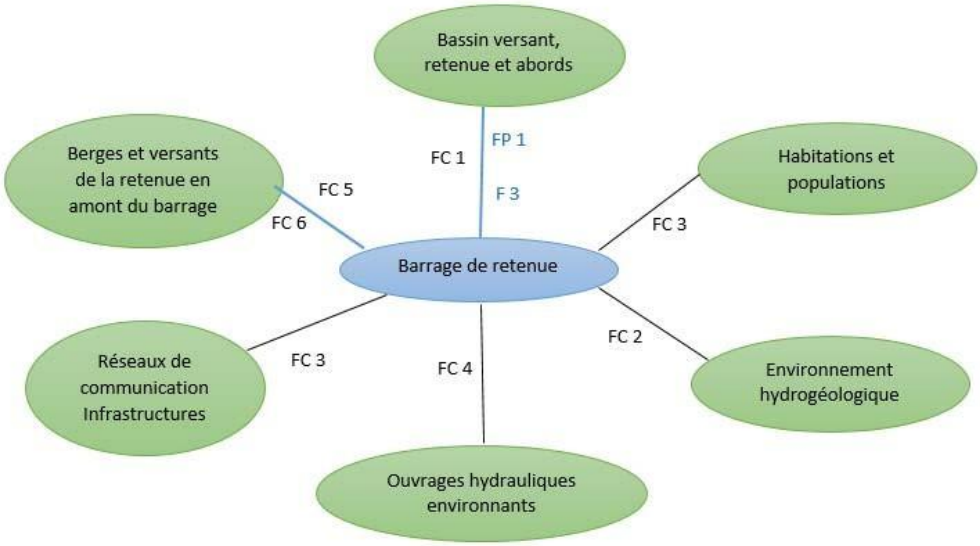


Figure 3-66 : Schéma identifiant les fonctions principales et les fonctions de contraintes (extrait EDD SAFEGE)

Les fonctions principales traduisent l'objet de l'action du système : elles mettent en relation deux milieux extérieurs via le système. Dans notre étude, l'aménagement hydraulique possède la fonction principale suivante :

En exploitation normale :

FP 1 : Le barrage de retenue contient le niveau d'eau de la retenue et du bassin versant amont. Le barrage permet de stocker de l'eau l'hiver, afin de la restituer en période de navigation dans le canal, via une rigole d'alimentation.

En crue :

F3 (ou FP 1) : Le barrage de retenue évacue les crues par le biais de son évacuateur de crues dans des conditions de sécurité satisfaisantes.

Les fonctions de contraintes sont les réponses du système face aux contraintes imposées par son environnement. En examinant les interactions de contact et de flux entre les milieux extérieurs et le système en exploitation normale, on détermine les fonctions de contraintes à accomplir par le barrage, qui consistent majoritairement à résister aux sollicitations extérieures comme l'action de l'eau, l'action des séismes, de glissements de terrain, etc.

FC 1 : Le barrage de retenue résiste aux pressions de l'eau.

FC 2 : Le barrage de retenue est solidaire de l'environnement hydrogéologique.

FC 3 : Le barrage permet de contenir le niveau de la retenue afin d'éviter tout débordement et inondation à l'aval.

FC 4 : Le barrage permet de contenir les rejets provenant des ouvrages hydrauliques environnants amont.

FC 5 : Le barrage permet de retenir les embâcles afin que ces dernières évitent de bloquer l'évacuateur de crues.

FC 6 : Le barrage permet de contenir l'eau en cas d'instabilité des berges de la retenue.

4 POLITIQUE DE PREVENTION DES ACCIDENTS MAJEURS ET SYSTEME DE GESTION DE LA SECURITE

Les éléments de ce chapitre sont issus du rapport de Consignes écrites complétées en avril 2020 (SAFEGE) puis modifiées et adaptées à l'ouvrage après travaux en septembre 2021 (ISL).

4.1 ORGANISATION DU RESPONSABLE

4.1.1 OBLIGATIONS REGLEMENTAIRES

Ce paragraphe rappelle les obligations auxquelles est tenu le propriétaire de l'ouvrage concernant la surveillance et l'entretien du barrage.

A ce sujet, pour rappel dans l'arrêté préfectoral de classement de l'ouvrage [(24)] il est rappelé que selon les articles R.214-122 à R.214-124, R.214-126 à 145 et R.214-147 du code de l'environnement et l'arrêté du 29 février 2008 le titulaire de l'ouvrage de classé B est tenu de respecter les échéances et les modalités suivantes :

- Il surveille et entretient l'ouvrage et ses dépendances ;
- Il constitue et tient à jour le dossier de l'ouvrage,
- Il tient à jour le registre de l'ouvrage,
- Il met en place des consignes de gestion,
- Il transmet au préfet les documents suivants : rapport d'auscultation (tous les 5 ans), un rapport de surveillance (tous les 3 ans) et une visite technique approfondie (tous les 3 ans, entre deux rapports de surveillance) et une étude de dangers actualisée (tous les 15 ans).

Ci-dessous pour rappel la synthèse du décret 2015-526.

Le décret n°2015-526 a modifié la nature des obligations ou la périodicité de ces obligations à respecter en fonction de la classe des ouvrages :

ACTIONS A RÉALISER	BARRAGE		
	Classe A	*Classe B*	*Classe C*
Actualisation de l'étude de dangers	Au moins 1 fois tous les 10 ans	Au moins 1 fois tous les 15 ans	/
Mise à jour du rapport de surveillance	1 fois par an	1 fois tous les 3 ans	1 fois tous les 5 ans
Réalisation d'une visite technique approfondie - VTA	• Au moins1 fois dans l'intervalle entre 2 rapports de surveillance • A l'issue de tout événement ou évolution déclaré en application de l'article R.214-125		
Rapport d'auscultation	1 fois tous les 2 ans	1 fois tous les 5 ans	1 fois tous les 5 ans

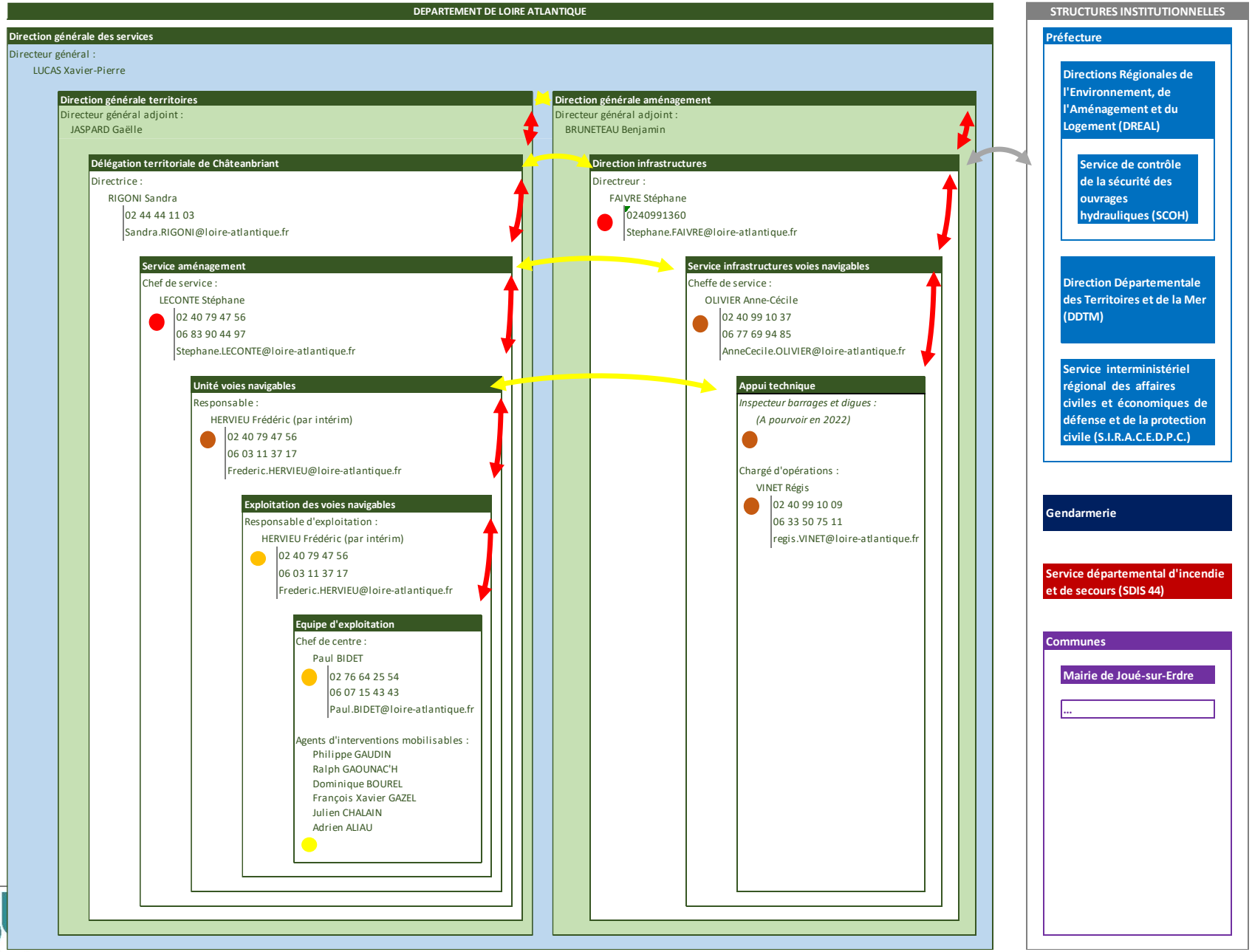
Figure 4-1 : Synthèse du décret 2015-526

4.1.2 LES ACTEURS

- **Maître d'Ouvrage - Exploitant** : Le département de Loire-Atlantique propriétaire du barrage et de sa retenue. Il est responsable de l'exploitation, de l'entretien et de la surveillance du barrage, de sa retenue et de ses équipements connexes.
- **Service de contrôle du barrage** : La DREAL Pays de Loire intervient pour le compte du Préfet pour mener les missions de contrôle du respect des dispositions relatives à la sécurité des ouvrages hydrauliques et des dispositions réglementaires associées dont il est chargé.
- **Supervision technique de l'ouvrage** : Bureau d'études spécialisé et agréé

4.1.2.1 Organisation de l'exploitant

La figure ci-dessous présente l'organisation du département


DEPARTEMENT DE LOIRE ATLANTIQUE
Direction générale des services
Directeur général :
LUCAS Xavier-Pierre
Direction générale territoires
Directeur général adjoint :
JASPARD Gaëlle
Délégation territoriale de Châteanbriant
Directrice :
RIGONI Sandra
02 44 44 11 03
Sandra.RIGONI@loire-atlantique.fr
Service aménagement
Chef de service :
LECONTE Stéphane
02 40 79 47 56
06 83 90 44 97
Stephane.LECONTE@loire-atlantique.fr
Unité voies navigables
Responsable :
HERVIEU Frédéric (par intérim)
02 40 79 47 56
06 03 11 37 17
Frederic.HERVIEU@loire-atlantique.fr
Exploitation des voies navigables
Responsable d'exploitation :
HERVIEU Frédéric (par intérim)
02 40 79 47 56
06 03 11 37 17
Frederic.HERVIEU@loire-atlantique.fr
Equipe d'exploitation
Chef de centre :
Paul BIDET
02 76 64 25 54
06 07 15 43 43
Paul.BIDET@loire-atlantique.fr
Agents d'interventions mobilisables :
Philippe GAUDIN
Ralph GAOUNAC'H
Dominique BOUREL
François Xavier GAZEL
Julien CHALAIN
Adrien ALIAU
Direction générale aménagement
Directeur général adjoint :
BRUNETEAU Benjamin
Direction infrastructures
Directeur :
FAIVRE Stéphane
0240991360
Stephane.FAIVRE@loire-atlantique.fr
Service infrastructures voies navigables
Cheffe de service :
OLIVIER Anne-Cécile
02 40 99 10 37
06 77 69 94 85
AnneCecile.OLIVIER@loire-atlantique.fr
Appui technique
Inspecteur barrages et digues :
(A pourvoir en 2022)
Chargé d'opérations :
VINET Régis
02 40 99 10 09
06 33 50 75 11
regis.VINET@loire-atlantique.fr
STRUCTURES INSTITUTIONNELLES
Préfecture
Directions Régionales de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement (DREAL)
Service de contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques (SCOH)
Direction Départementale des Territoires et de la Mer (DDTM)
Service interministériel régional des affaires civiles et économiques de défense et de la protection civile (S.I.R.A.C.E.D.P.C.)
Gendarmerie
Service départemental d'incendie et de secours (SDIS 44)
Communes
Mairie de Joué-sur-Erdre
...

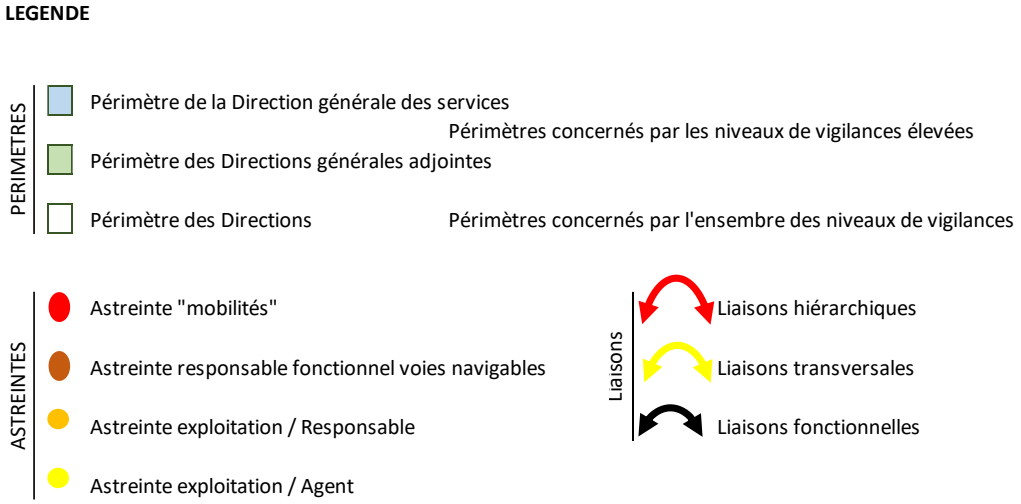


Tableau 4-1 : Organigramme nominatif de l'exploitant

4.1.2.2 Moyens matériels

Le tableau suivant présente

Type		Quantité
VL utilitaire (gallerie + attelage)		1
Camion		
	Camion benne 3,5 T / 6 places	1
	Camion grue 15 T (Maxi 500 kg à 7 m)	1
Tracteur 5 t		1
Remorque		
	Remorque CU 5 T	1
	Remorque CU 1T	1
	Remarque CU 0,5 T	1
Groupe electrogène		
	GE transportable 11 kVa	1
	GE transportable 19 kVa	1
Pompe thermique		
	Pompe 1500 L / Min (aspiration 25ml - refoulement 25 ml)	1
	Pompe 500 L / Min (aspiration 30 ml - refoulement 30 ml)	1
	Pompe 80 m3 / H	1
Groupe soudure thermique		1
Matériel electroportatif		
Petit outillage		

Tableau 4-2 : Détail des moyens disponible pour l'exploitation du Barrage

4.1.2.3 Avis du BE rédacteur de l'EDD

Le matériel présenté parait être suffisant pour l'exploitation de l'ouvrage, il sera complété en fonction des nouveaux équipements hydromécanique de l'ouvrage.

Les moyens humains mis en œuvre pour la gestion de Vioreau sont jugés :

- Satisfaisant en phase d'exploitation (6 agents d'exploitation avec un chef de centre) et un responsable d'exploitation en lien,
- Satisfaisant en phase travaux : même équipe qu'en phase d'exploitation complétée par l'appui technique du service infrastructure,
- Satisfaisant en période de crue (phase travaux et phase d'exploitation), les services d'astreinte permettent de gérer l'évènement hors période ouvrée.

Une attention toute particulière doit être faite sur la bonne communication entre les deux services délégation territoriale de Chateaubriant et le SIVN.

la communication est détaillée dans les différents documents de consignes.

4.1.3 DOCUMENTS REGLEMENTAIRES

4.1.3.1 Dossier de l'ouvrage

Le dossier de l'ouvrage contient les documents suivants :

I DOCUMENTS ADMINISTRATIFS

- I.1 Propriétaire
- I.2 Arrêtés préfectoraux
- I.3 Servitude et convention de réseaux
- I.4 Conventions
- I.5 Délibérations

II DOCUMENTS TECHNIQUES

- II.1 Plan de situation
- II.2 Plan des ouvrages exécutés
- II.3 Principales caractéristiques de l'ouvrage
- II.4 Documents relatifs à l'ouvrage
- II.5 Historique de l'ouvrage
- II.6 Dommages subis
- II.7 Travaux sur l'ouvrage

III DOCUMENTS DE GESTION

- III.1 Consignes de surveillance en toute circonstances et d'exploitation en période de crue

Organisation effective et consultable au centre d'exploitation de la Rabinière
La figure ci-dessous présente le contenu actuel du dossier de l'ouvrage.

BARRAGE DE VIOREAU

DOSSIER D'OUVRAGE

Liste des pièces

1-ARRETE PREFECTORAUX
1.1-Arrêté Préfectoral de classement (Janvier 2012)
1.2-Arrêté Préfectoral de mise en révision spéciale (Aout 2012)
1.3-Arrêté Préfectoral de prescriptions complémentaires (Janvier 2019)

2-DIAGNOSTIC
2.1-Diagnostic ANTEA (Décembre 2009)

3-VISITE TECHNIQUE APPROFONDIE
3.1-Rapport VTA n°1 SAFEGE (Mai 2016)
3.2-Rapport VTA n°2 SAFEGE (Juin 2019)

4-ETUDE HYDRAULIQUE ET HYDROLOGIQUE
4.1-Etude hydraulique et hydrologique n°1 SAFEGE (Février 2017)
4.2-Etude Hydraulique n°2 SAFEGE (Janvier 2020)

5-ETUDE DE STABILITE N°1
5.1-Etude de stabilité n°1 SAFEGE (Février 2017)
5.2-Etude de stabilité n°2 SAFEGE (Avril 2020)

6-ETUDE DE DANGER
6.1-Etude de danger SAFEGE (Mars 2017)
6.2-Annexes EDD
6.3-Note complémentaire à l'étude de danger (Juin 2019)

7-REVISION SPECIALE
7.1-Revision Spéciale SAFEGE (Avril 2017)

8-CONSIGNES DE SURVEILLANCE ET D'EXPLOITATION
8.1-Consignes n°1 SAFEGE (Juillet 2019)
8.2-Consignes n°2 SAFEGE (Avril 2020)
8.3-Note d'actualisation des consignes de surveillance et d'exploitation CACG (Juillet 2020)
8.4-Consignes n°1 CACG avant travaux sur la vanne de vidange (Avril 2021)
8.5-Consignes n°2 CACG après travaux sur la vanne de vidange (Avril 2021)

9-INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES
9.1-Investigations géotechniques HYDROGEOTECHNIQUE (Février 2020)
9.2-Annexe investigations géotechniques

10-AVIS DREAL
10.1-Avis DREAL sur EDD et Révision Spéciale (Septembre 2018)
10.2-Avis DREAL sur étude de stabilité (Août 2020)

11-EISH n°1-RUPTURE DE CREMAILLERE DE VANNE DE FOND
11.1-EISH du 07.05.20 (V1-15.05.20)
11.2-EISH du 07.05.20 (V2-19.05.20)
11.3-EISH du 07.05.20 actualisation n°1 (V1-20.07.20)

12-EISH n°2-RESURGENCE EN AVAL
12.1-EISH du 07.07.20 (V1-20.07.20)
12.2-Note l'érosion interne - stabilité barrage CACG (Août 2020)

13-AUSCULTATION
13.1 Rapport d'auscultation 2016-2019 CACG (Mars 2020)
13.2-Suivi des barbacanes au 21.05.31
13.3-Suivi des piézomètres au 21.05.31
13.4-Suivi des résurgences au 21.05.31
13.5-Confortement et bilan du dispositif d'auscultation CACG (Aout 2020)

14-SURVEILLANCE
14.1-Rapport de surveillance 2019 CACG (Avril 2020)

15-JAUGEAGE
15.1-Rapport jaugeage CACG (Décembre2020)

16-PLANS
16.1-Plan d'ensemble aval
16.2-Plan et coupes GEOFIT CONSEIL

17-ARCHIVES
17.1-Archives

Figure 4-2 : Contenu du dossier d'ouvrage (source CD44)

4.1.3.2 Registre de l'ouvrage

Chaque intervention est consignée dans le registre avec référence à une fiche classée par ordre chronologique dans le dossier de l'ouvrage :

- les fiches de visites trimestrielles ;
- les fiches de petits travaux, intervention ponctuelle ;
- les fiches hydro-météo ;
- les fiches d'auscultation ;
- les fiches de tests annuels ;
- les VTA.

Organisation effective et consultable au centre d'exploitation de la Rabinière

La figure ci-dessous présente un extrait du registre utilisé actuellement.

BARRAGE DE VIOREAU - REGISTRE D'EXPLOITATION

Relevé N°	Relevé Date	Nature de l'intervention *Visite périodique (VTA, inspection ...)* *Mesure d'auscultation (topographie, piézomètres, barbacanes ...)* *Travaux (entretien courant, opération spécifique ...)* *Manœuvre (ouverture/fermeture des vannes)*	Observations	VISA *Exploitant prestataire* *Prestataire*
1	16/08/2016	Mesure d'auscultation (piézomètres, barbacanes)		*CD44/SAC/UVN* -
392	03/06/2021	Mesure d'auscultation (piézomètres, barbacanes, résurgence)		*CD44/SAC/UVN* *Philippe GAUDIN*
393	16/06/2021	Mesure d'auscultation (piézomètres, barbacanes, résurgence)		*CD44/SAC/UVN* *Jean-Luc JUBEAU*
394	21/06/2021	Travaux	Démarrage de l'opération de substitution des fonctionnalités de la vanne de vidange (batardeau-vanne).	*LE DU INDUSTRIE* *Julien CHEVILLARD*
395	21/06/2021	Manœuvre de vanne d'alimentation	Position vanne d'alimentation : 05 cm	*CD44/SAC/UVN* -

Figure 4-3 : Extrait du registre utilisé actuellement (source CD44)

4.1.3.3 Consignes écrites de surveillance

Les consignes de surveillance ont fait l'objet d'une mise à jour en octobre 2021 [25].

Cette mise à jour intègre les modifications apportées sur l'ouvrage après les travaux de modernisation.

4.1.3.4 Visite Technique Approfondie (VTA)

Les dernières VTA ont été réalisées en 2016 et 2019 [10] par le bureau d'études SAFEGE.

Une visite technique approfondie est attendue courant 2022.

4.1.3.5 Rapport d'auscultation

Fréquence de vérification des appareils d'auscultation / maintenance

Le tableau suivant présente l'ensemble des vérifications effectuées accompagné des fréquences des mesures.

	Dispositif en place	Fréquence des mesures
Topographie	5 bases fixes 21 rivets sur les parapets 32 cibles sur le parement aval	Annuel
Niveau d'eau dans la retenue	Sonde automatique depuis 2016 Echelle limnimétrique	Quotidien Mesure à chaque visite de l'exploitant (1 fois / mois)
Mesure débit de drainage	Caniveau de pied en lien avec les drains	Hebdomadaire si acquisition à distance Tous les 15 jours si relevé manuel
Piézométrie	16 piézomètres (11 en crête et 5 à l'aval)	Hebdomadaire si acquisition à distance Tous les 15 jours si relevé manuel

Tableau 4-3 : Dispositif d'auscultation et fréquence des mesures (après travaux)

Rapport d'auscultation

Le dernier rapport d'auscultation a été réalisé en 2020 pour la période 2016-2019 par le bureau d'étude CACG [15].

4.1.3.6 Rapport de surveillance

Le dernier rapport de surveillance a été réalisé en 2016 pour la période de 2016-2019 par le bureau d'étude CACG [16].

Un rapport de surveillance complémentaire, 6 mois après la fin de la mise en eau de l'ouvrage sera réalisé.

4.1.4 ORGANISATION GENERALE DU GESTIONNAIRE

4.1.4.1 Organisation (heures ouvrées)

Les coordonnées des cadres d'exploitation du CD44 responsables du respect des consignes de surveillance et d'exploitation du barrage du Vioreau sont les suivantes :

Le tableau ci-dessous présente les principaux interlocuteurs

Service	Responsabilités des personnes opérationnelles	Nom	Contact (heures ouvrées)
CD44- Service routes et voies navigables - Nantes	Responsable sécurité barrage	Stéphane FAIVRE	stephane.faivre@ loire-atlantique.fr 0240991360
CD44- Service routes et voies navigables - Nantes	Responsable de la surveillance	Anne-Cécile OLIVIER	annececile.olivier@ loire-atlantique.fr 0240991037 0677699485
CD44- Centre d'exploitation - La Rabinière	Responsable du personnel d'exploitation en charge de la surveillance	Marc HUCHON	marc.huchon@loire-atlantique.fr 02976642554 0608255640

Tableau 4-4 : Contact des personnes en charge de la surveillance et exploitation – période normale (heures ouvrées)

4.1.4.2 Organisation (en période d'astreinte)

En période d'astreinte l'organisation est légèrement différente, 4 niveaux hiérarchiques sont établis au seins du CD44.

Le tableau ci-dessous présente les numéros de téléphone des différentes personnes en astreinte.

Dispositif d'astreinte	Téléphone
Astreinte direction générale	0607942164
Astreinte décisionnelle	0632312401
Astreinte opérationnelle 1er niveau	Voies navigables : **0642258423**
	PC routes ou responsable fonctionnel d'intervention : **0251826270**
Astreinte opérationnelle 2ème niveau	Personnels qui est joint par les personnes d'astreinte opérationnelle 1er niveau.

Tableau 4-5 : Contact téléphonique CD44 en période d'astreinte

4.2 PROCEDURES D'IDENTIFICATION ET D'EVALUATION DES RISQUES MAJEURS D'ACCIDENTS

Les consignes écrites ont été élaborées au sein du département de Loire-Atlantique. La dernière version de ce rapport de consignes est datée de septembre 2021.

4.3 PROCEDURES DE SURVEILLANCE DE L'OUVRAGE

Des visites de surveillance concernent :

- les visites régulières,
- les visites en crue,
- les visites consécutives à un événement particulier hors crue,
- les visites consécutives à un EISH.

Des visites particulières pourront avoir lieu sur demande du Service de Contrôle. Durant ces visites, seront inspectés :

- l'ensemble du barrage et de ses abords,
- les organes de sécurité d'évacuation des eaux,
- le dispositif d'auscultation.

Le parcours de la visite et les points à observer sont précisés dans le rapport de consignes écrites.[25]

4.4 PROCEDURES DE GESTION DES SITUATIONS D'URGENCE

La procédure de gestion en situation d'urgence est décrite dans les consignes écrites au chapitre 5

4.4.1 DEFINITION DE L'ETAT DE VIGILANCE

Pour définir les états de vigilance, il s'agit d'identifier les enjeux liés à la sécurité de l'ouvrage et définir en conséquence les cotes liées à ces enjeux et les actions à réaliser.

Les niveaux d'intervention en période de crue sont définis en fonction du niveau d'eau de la retenue et de la pluviométrie. Ils sont précisés dans le tableau suivant. Le passage au niveau d'état de vigilance supérieur est déclenché dès que l'un des paramètres est dépassé.

Niveau d'état de vigilance en période de crue	Niveau d'eau dans la retenue (*)
Exploitation normale	**Niveau d'eau < 31,40 m NGF (9,10 m RL)** soit une lame déversante sur le seuil de 10 cm pour rappel la RN est 31,30 m NGF
Niveau 0 Etat de veille / Aucune vigilance particulière	**31,40 m NGF (9,10 mRL) < Niveau d'eau < 31,60 m NGF (9,30 m RL)** soit une lame déversante sur le seuil de maximum 30 cm (ce qui correspond au débit d'une crue Q10)
Niveau 1 Etat de vigilance	**31,60 m NGF (9,30 m RL) < Niveau d'eau < 32,00 m NGF (9,7 m RL)** soit une lame déversante sur le seuil de maximum 70 cm (ce qui correspond au débit d'une crue légèrement inférieure à Q1000)
Niveau 2 Etat de vigilance renforcée	**32,00 m NGF (9,85 m RL)** **< Niveau d'eau < 32,40 m NGF (10,1 m RL)** soit une lame déversante sur le seuil de maximum 110 cm pm : la cote de **PHE est définie à 32,40 m NGF (10,1 m RL)**
Niveau 3 Etat de péril imminent	**Niveau d'eau > à 32,40 m NGF (10,1 m RL) cote de danger du barrage** Niveau d'eau au-dessus de la crête du barrage → sollicitation du parapet amont pm : la cote de **DANGER est 33,40 m NGF (11,1 m RL)** pm : la cote de l'arase supérieur du parapet amont est de 33,40 m NGF

Tableau 4-6 : Définition des différents états de vigilance projeté

(*) ***La correspondance entre m NGF et le RL est la suivante : cote « m NGF » = 22,30 + 0 m RL.***

4.4.2 REGLES DE SURVEILLANCE, D'EXPLOITATION ET DE TRANSMISSION DEL'INFORMATION EN PERIODE DE CRUE

Les modalités de surveillance sont définies en fonction des niveaux d'état de vigilance.

Niveau d'état de vigilance en période de crue	Règles de surveillance	Règles d'exploitation	Règle de transmission de l'information
Exploitation normale	• Visites de surveillance normale (mensuelle) • Mesures d'auscultation normale : niveau d'eau en continue, piézomètres et drains (hebdomadaire))	RAS	RAS
Niveau 0 Etat de veille / Aucune vigilance particulière	• Vérification 2 fois par jour du niveau de la retenue • Visite de surveillance pendant la crue, • Visite de surveillance à la fin de la crue, • Mesure d'auscultation à la fin de la crue.	- Vanne de prise de la rigole de la fosse de dissipation fermée, - **Vanne de décharge du bassin de dissipation ouverte**	RAS
Niveau 1 Etat de vigilance	• Vérification 4 fois par jour du niveau de la retenue, • Visite de surveillance journalière et après la crue, • Mesure d'auscultation (drains et piézométrie) tous les jours.	- Vanne de prise du canal de Nantes à Brest fermée - Vanne de vidange fermée - Vanne de prise fermée - **Vanne de décharge du bassin de dissipation ouverte** - Interdiction à la circulation de véhicule en crête (même exploitant)	Information ▪ Services de contrôle : DREAL et DDTM, ▪ Communes à l'aval, ▪ SDIS 44 ▪ Services de Protection Civile de la Préfecture (SIRACEDPC) **Transmission à minima bi-journalière de l'information.**
Niveau 2 Etat de vigilance renforcée	• Suivi permanent du niveau de la retenue par un opérateur, • Visite de surveillance permanente (astreinte sur site), • Visite complète après la crue, • Mesure d'auscultation (drains et piézométrie) 2 fois par jour.	- Vanne de prise du canal de Nantes à Brest fermée - Vanne de vidange ouverte - Vanne de prise ouverte - Vanne de décharge du bassin de dissipation ouverte - Fermeture de la vanne du Pas de la Musse. - Ouverture vanne de la Blanchetière - Fermeture de la vanne d'alimentation de la rigole d'Isac - Fermeture de l'accès au riverain en pied et en crête de l'ouvrage - Interdiction à la circulation de véhicule en crête (même exploitant)	Contact permanent : ▪ Services de contrôle : DREAL et DDTM, ▪ Communes à l'aval, ▪ SDIS 44 ▪ Services de Protection Civile de la Préfecture (SIRACEDPC) **Contact permanentpour suivi de l'information.**
Niveau 3 Etat de péril imminent	Idem niveau 3	**Aucune action sur l'ouvrage ou à proximité** → rupture du barrage possible	**Cellule de crise activée**

Tableau 4-7 : Règles de surveillance et d'exploitation en fonction des différents états de vigilance (projeté)

Les informations seront systématiquement transmises par les agents du Service infrastructures maritimes et voies navigables de la Direction Infrastructure du Département par téléphone et mail et préciseront :

- Le niveau d'état de vigilance atteint,
- La hauteur d'eau dans la retenue et le niveau de la lame d'eau associé au-dessus de l'évacuateur de crue et la revanche avant le déversement en crête et les évolutions prévisibles compte-tenu notamment de la pluviométrie,
- L'état des différents organes hydrauliques (ouvert/fermé, fonctionnalité),
- Tous les désordres ou singularités relevés lors de la crue.

4.4.3 CONDITION ENTRAINANT LA REDACTION D'UN RAPPORT APRES CRUE

L'exploitant rédigera un rapport consécutif à un épisode de crue important ou un incident pendant la crue dans les cas suivants :

- Atteinte du niveau d'état de vigilance n° 2,
- Relevés de désordres (nouveaux ou ayant évolués) pendant ou après la crue.

Le rapport sera transmis dans un délai maximum de 2 semaines au Préfet et au Service de Contrôle. En cas de désordre relevé lors de la crue ou après celle-ci, l'information sera portée dans les 24 heures à la connaissance du Préfet et au Service de Contrôle.

4.5 CONTROLE QUALITE DES PROCEDURES

La dernière visite de contrôle de la DREAL a été effectuée le 2 juillet 2021, le rapport est en cours de rédaction par le service de contrôle.

5 DIAGNOSTIC EXHAUSTIF DE L'ETAT ET BILAN DE CONCEPTION, DE COMPORTEMENT ET D'ETAT DES OUVRAGES

5.1 DIAGNOSTIC EXHAUSTIF DU BARRAGE

Dans le cadre de la mise à jour de l'EDD existante [9], aucune inspection supplémentaire n'a été réalisée mise à part la VTA de juin 2019.

Conformément à l'arrêté du 3/09/2018 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages, le partie 5.1, dans le cas n°2 : « le diagnostic exhaustif du barrage comporte uniquement les études de diagnostic permettant de renseigner le maître d'ouvrage sur l'état de l'ouvrage existant et sur la faisabilité de l'opération ».

Dans ce cadre, cette partie présente :

- Les conclusions de la dernière VTA,
- Les recommandations de l'EDD 2018,
- Les prescriptions de l'arrêté du 7/01/19
- La synthèse des travaux proposés dans le cadre de l'AVP

5.1.1 CONCLUSION DE LA DERNIERE VTA 2019

Les conclusions de la VTA [10] sont présentées ci-dessous :

- Le barrage est globalement dans un état satisfaisant,
- Aucun désordre grave et apparent susceptible d'affecter à court terme la structure de l'ouvrage n'a été observé,
- Aucune évolution significative des désordres de la précédente VTA n'a été observée.

Les préconisations proposées sont les suivantes :

- Poursuivre les opérations d'entretien de la végétation et enlever les arbres en pied aval (réalisées)
- Assurer l'hydrocurage des barbacanes (réalisé),
- Réfection localisée des joints de maçonnerie (non réalisé),
- Améliorer le dispositif d'auscultation par l'équipement du suivi en continu du niveau d'eau dans le bassin de réception (non réalisé),
- Equiper les canaux d'évacuation avec des sondes de niveau pour mesurer les débits transitant,
- Calage altimétrique de l'ensemble du dispositif d'auscultation (réalisé).

5.1.2 RECOMMANDATIONS SUITE A L'EDD 2018 ET DU DOSSIER DE REVISION SPECIALE

Le tableau suivant présente l'ensemble des recommandations et indique si l'action a été engagée ou non depuis l'émission de l'EDD.

Action	Echéance	Statut
Equipement de la retenue d'un suivi en continu du niveau d'eau amont (sonde piézométrique ou ultrason)	1 à 2 ans	Effectué
Equipement du bassin de réception d'un suivi en continu du niveau d'eau (sonde piézométrique ou ultrason)	1 à 2 ans	- Effectué – AVP 2021-rev C
Equipement de mesures de d'évacuation (seuils de mesure) débit sur les canaux	1 à 2 ans	Non réalisé / en cours d'étude
Mettre en place un système d'alerte aux populations en aval	5 ans	Non réalisé mais mise en place de consignes post travaux avec communication directe dès le niveau 1 d'alerte entre le CD44 la préfecture et les communes. Les PCS sont gérés par les communes
Redimensionnement de l'évacuateur de crue (PHE < 31,45 m IGN69)	5 à 10 ans	En cours d'étude dans le cadre des travaux
Prolongement du parapet aval pour éviter les surversesincontrôlées	3 à 5 ans	Effectué
Continuer les procédures de surveillance du barrage	Immédiate	Effectué / en cours
Faire un suivi (tous les 5 ans) de la densité de la maçonnerie (prélèvement en berge)	2021, puis tous les 5 ans	Réalisé en 2021
Procéder régulièrement aux travaux de réfection du parement Aval (rejointoiement) en fonction des inspections	Dès apparition De nouveaux désordres	-
Remplacement des deux vannes de prise et de vidange par des vannes automatisées	3 à 5 ans	En cours d'étude dans le cadre des travaux Changement de la vanne de vidange de fond suite à EISH
Dessouchage sécurisé des arbres à l'aval du barrage	3 à 5 ans	Effectué
Poursuivre les mesures des nouveaux appareils d'auscultation (piézomètre et barbacanes) et y associer la mesure automatique du plan d'eau	Immédiate	Effectué / en cours

Tableau 5-1 : Statut des recommandations de l'EDD 2018

5.1.3 PRESCRIPTION SPECIFIQUES DE L'ARRETE DU 7/01/2019

Suite à l'étude de l'EDD de 2018, le barrage de Vioreau a fait l'objet d'un arrêté spécifique (7/01/2019) décrivant l'ensemble des mesures à réaliser de première nécessité et dans le cadre des travaux de confortement.

Le tableau ci-dessous résume ces prescriptions.

	Détails	Statut
« Mesures de première nécessité »	Prolongation du mur du parapet aval en rive gauche (6 mois)	Effectué
	Surveillance du niveau d'eau et des débits entrants et sortants	Mise en place d'une sonde de niveau d'eau : réalisé Mesure des débits entrants et sortants : non réalisé
	Détermination de la cote de Retenue Normale	Effectué
Dossier de travaux confortement à fournir dans le cadre d'un AVP (18 mois)	Adaptation de la capacité d'évacuation des crues	Effectué – AVP 2021
	Automatisation des vannes de prises et vidange	Effectué – AVP 2021
	Travaux d'étanchéité du parement amont et du couronnement	Effectué – AVP 2021
	Travaux de maitrise des fuites en aval, notamment aux abords des conduits de prise et de vidange	Effectué – AVP 2021
	Amélioration de l'auscultation du barrage	Effectué – AVP 2021
	Mise en place de drains dans le corps du barrage	Effectué – AVP 2021
	Drainage du terrain en pied aval	Effectué – AVP 2021
	Dessouchage sécurisé des arbres	Effectué
	Réfection du parement aval (rejointoiement)	Nettoyage général prévu dans l'AVP 2021
	Equipement du bassin de réception d'un système de mesure en continu du niveau d'eau	Effectué – AVP 2021-rev C
	Installation d'une mesure de débit sur les canaux d'évacuation	Effectué – AVP 2021
	Mise en place d'un système d'alerte aux populations en aval	La communication est détaillée dans les consignes d'exploitation. Un système de communication direct est en cours d'étude entre le CD44 et les communes. Les PCS de chaque commune sont à définir en fonction des états d'alerte.

Tableau 5-2 : Prescriptions de l'arrêté du 7/01/2019

5.1.4 SYNTHESE DES TRAVAUX ENVISAGES (ETUDE AVP)

Le tableau ci-dessous présente la synthèse des travaux envisagés décrits dans l'Avant Projet.

	Détail des travaux proposé en phase AVP	Contexte règlementaire
Confortement de l'ouvrage	- Reprise de l'étanchéité du parement amont par géomembrane - Amélioration de l'étanchéité de la fondation par une paroi puis des injections dans le substratum rocheux - Mise en place d'un réseau de drainage en pied aval (forage et/ou puits de décompression) - Mise en place de 7 contreforts en béton armé avec un parement maçonné sur les parties visibles	Conformément à l'ATB : - Situation exceptionnelle définie par la PHE (crue millénale), - Stabilité du barrage confortée assurée au séisme SES (zone de sismicité 3), accélération horizontale 1,6 m/s² et accélération verticale 1,4 m/s² L'ensemble des calculs a été réalisé selon les recommandations CFBR et sont conformes
Augmentation du volume de stockage	- Réhausse de la crête de l'ouvrage à la cote 32,40 m NGF - Nouvelle cote de RN fixée à 31,30 m NGF	Conformément à l'ATB la revanche nécessaire est calculée avec : - Un vent de période de retour 1000 ans pour RN, - Un vent de période de retour 50 ans pour PHE
Amélioration de la gestion des crues (Q1000)	- Augmentation de la section d'écoulement par approfondissement du coursier de l'évacuateur actuel en RD - Mise en œuvre d'un seuil latéral libre en amont	Conformément à l'ATB, l'évacuateur est dimensionné pour une crue millénale
Amélioration des conditions de vidange (demi-charge et totale) et d'exploitation	- Mise en place d'une unique tour de prise au droit de la vidange de fond, augmentation de la section du conduit traversant ; vanne de prise condamnée - Amélioration des conditions de vidange par la reprise du seuil déversant existant (fosse de dissipation) et installation d'une vanne de vidange de la fosse - Création d'un local d'exploitation et de commande	Aucune réglementation en vigueur, mais une règle de l'art : - Baisse de la poussée hydrostatique de 50% en 8 jours, - Vidange totale de l'ouvrage en 21 jours. L'ajout d'une tour de prise et la reprise du pertuis de vidange permet de répondre à cette règle.
Prise en compte du débit réservé	- Conduite dédiée installée dans la tour de prise (DN150)	Code de l'environnement
Auscultation	- Maintien du système de suivi	Conformément à l'ATB

de l'ouvrage	topographique - Mise en place de piézomètres (ouverts et fermés)	
Amélioration de la gestion de la ressource en eau	- Mise en place d'instrumentation pour contrôler l'ensemble des débits entrants et sortants dans la retenue - Automatisation des organes de manœuvre	Conformément à l'ATB pour un barrage de classe B, mesure de débit aval et amont
Amélioration de la qualité de l'eau	- Curage partielle des vases (études en cours)	Règlementation sanitaire pour la baignade

Tableau 5-3 : Synthèse des travaux proposés

5.2 BILAN DE CONCEPTION, DE COMPORTEMENT ET D'ETAT DES OUVRAGES

5.2.1 CONCEPTION INITIALE DU BARRAGE ET DES ORGANES ANNEXES, CONSTRUCTION ET TRAVAUX IMPORTANTS

D'une manière générale les conditions de dimensionnement initial de l'ouvrage ne sont pas connues.

Barrage

Comme indiqué auparavant le barrage de Vioreau, construit en 1834 est un ouvrage en maçonnerie avec un noyau centrale en « béton » cyclopéen.

Le comportement de l'ouvrage depuis sa mise en eau jusqu'à 1881 n'est pas connu.

Suite à l'apparition de fissures sur le parement amont, des travaux de reprise sont réalisés sans succès. En 1887, la décision est prise de conforter l'ouvrage avec la mise en œuvre de 3 contreforts sur la partie centrale.

La figure ci-dessous présente la coupe type du plan d'archive (1887).

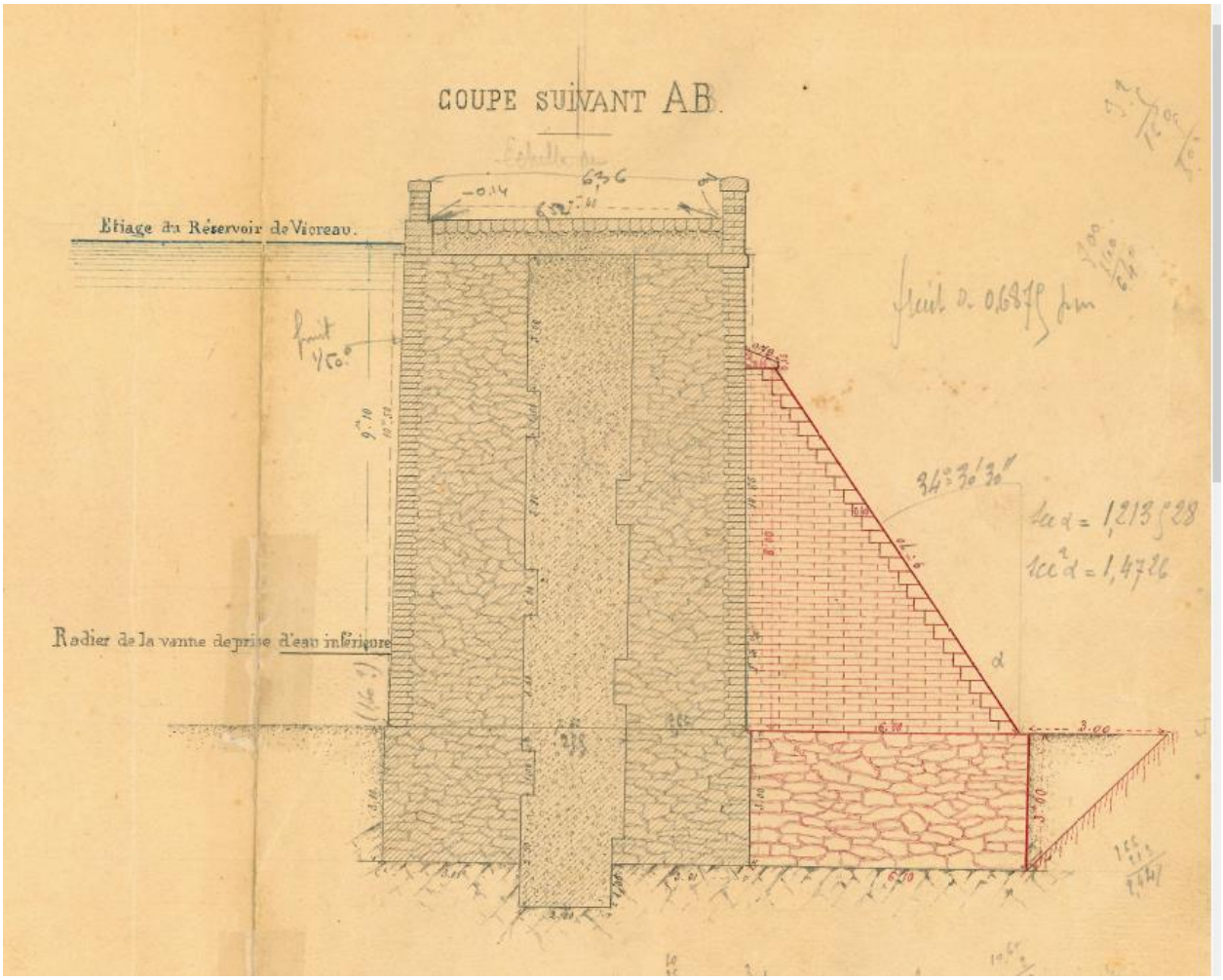


Figure 5-1 : Coupe type – confortement (1887)

Un rapport de surveillance de décembre 1937 fait état d'une dégradation importante du mortier du parement amont. Cette dégradation est principalement attribuée à l'acidité trop importante de l'eau du réservoir. Des travaux d'injection du corps du barrage sont alors engagés (1938). A noter que pendant ces travaux, la faible qualité du rocher de fondation est notée et pose des problèmes de forte absorption du coulis d'injection.

Depuis 1938 aucun travaux important n'a été engagé sur le barrage de Vioreau.

Une étude de stabilité a été réalisée, sur l'état initial par le bureau d'étude SAFEGE [13], les résultats sont présentés ci-dessous.

	Quasi permanent (RN)	Situations rares (PHE)	Situations accidentelles / extrême de crue	Situations accidentelles / extrême séisme
Glissement	Stabilité démontrée	Stabilité démontrée	Stabilité démontrée	Stabilité démontrée
Basculement	Démontrée profil avec contrefort Non démontrée profil sans contrefort	Démontrée profil avec contrefort Non démontrée profil sans contrefort	Non calculé car fissuration importante et autorisée	Démontrée profil avec contrefort Non démontrée profil sans contrefort
Résistance à la compression	Stabilité démontrée	Stabilité démontrée	Stabilité démontrée	Stabilité démontrée

Tableau 5-4 : Synthèse des résultats de l'étude de stabilité de 2020

La stabilité de l'ouvrage n'est pas acquise pour l'ensemble des profils où il n'y a pas de contrefort.

Dans le cadre des études d'Avant Projet [24], la stabilité du barrage réhaussé a été réétudiée pour évaluer la stabilité du barrage en partie centrale ainsi que sur les rives. Cette étude est présentée en annexe n°2.

Les conclusions de cette étude sont les suivantes :

- Le barrage de Vioreau rehaussé présente en partie centrale des coefficients de sécurité satisfaisants, conforme aux recommandations CFBR.
- Les parties d'ouvrage en rives sont plus problématiques :
  - Pour les profils avec des niveaux d'arase en fondation compris entre 18 et 22,7 m NGF la stabilité du barrage n'est pas acquise avec des marges suffisantes, vis-à-vis du glissement et du basculement.
  - Pour les profils avec des niveaux d'arase en fondation au-dessus de 22,7 m NGF, la stabilité du barrage est acquise avec des marges suffisantes, vis-à-vis du glissement et du basculement.

Un autre enseignement de cette étude est que c'est bien la stabilité au renversement qui est dimensionnante pour l'ouvrage, la stabilité au glissement dépendant elle-même de la fissuration en pied.

Les deux zones où le barrage n'est pas stable, sont encadrées en rouge En rive droite, cette zone est large d'environ 15 m et en rive gauche d'environ 35 m.

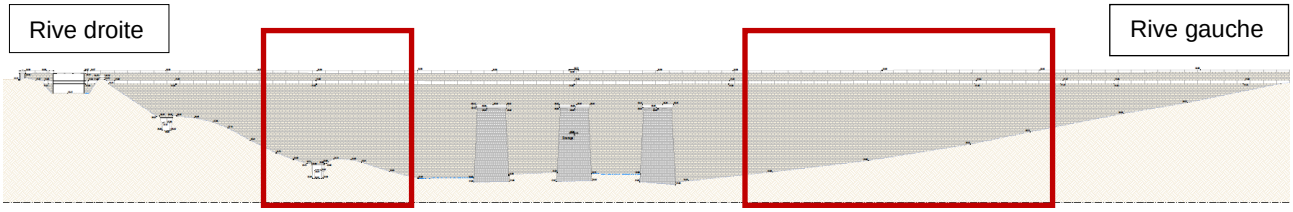


Figure 5-2-Elévation barrage et zones d'instabilité

Dans la continuité de ces calculs, la stabilité de l'ouvrage a été réévaluée avec la mise en place de contreforts, les résultats sont présentés dans l'annexe n°2.

Afin de conserver l'esthétisme global de l'ouvrage, 7 contreforts supplémentaires sont intégrés.

La figure ci-dessous présente la disposition des contreforts.

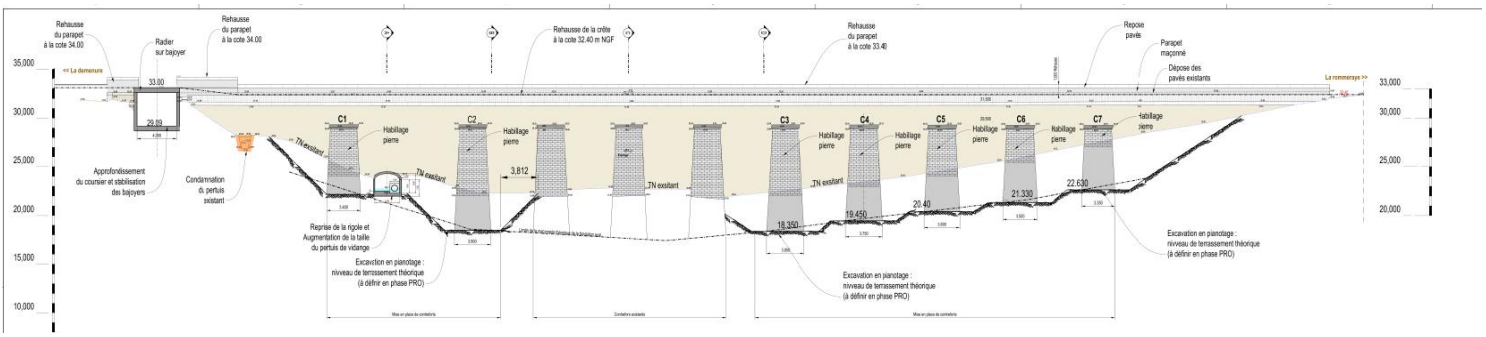


Figure 5-3 : Disposition des contreforts (élévation aval)

Les fouilles à réaliser seront effectuées depuis le pied aval de l'ouvrage. En première approche, il est envisagé de réaliser des fouilles par contrefort en pianotage pour la rive gauche afin d'éviter une fouille généralisée de taille importante.

La fouille du contrefort C1 est la plus délicate car elle est réalisée dans un talus existant. La condamnation de la rigole de la vanne de prise permet une plus grande latitude sur l'ouverture de la fouille temporaire.

La fouille du contrefort C2, sera quant à elle aussi assez délicate du fait de la proximité immédiate avec la vidange de fond.

Les contreforts seront réalisés en béton armé (ferraillage de peau) coffré selon la géométrie présentée dans les plans annexés au présent AVP.

Un habillage en pierre maçonné (épaisseur de l'ordre de 20 cm) sera ajouté à l'ensemble des contreforts uniquement sur la partie visible (au-dessus du terrain naturel). Les moellons envisagés seront de la même nature que ceux présents sur l'ouvrage, à savoir schisteux.

La jonction entre les contreforts et le barrage existant sera réalisée par la mise en œuvre d'ancrages afin de bien liaisonner les contreforts à l'ouvrage actuel.

Evacuateur de crues

Dans le cadre des études d'avant-projet provisoire [23] un modèle hydraulique 1D a été réalisé pour vérifier la capacité de débitance de l'évacuateur actuel.

Dans le coursier de l'évacuateur la surverse est atteinte pour un débit transitant de 8 m^3/s, le coursier n'admet donc pas une revanche acceptable pour transiter la crue millénale (17 m^3/s).

De plus les recommandations du CFBR vis-à-vis du tirant d'air ne sont pas respectées.

L'ouvrage d'évacuation est d'une manière générale sous-dimensionné.

Dans le cadre des travaux de modernisation du barrage, il est envisagé :

- La mise en place d'un seuil libre ;
- L'approfondissement du coursier actuel entre 1 et 3 m ;
- La mise en œuvre de bajoyer en béton armé sur la majorité du linéaire du coursier.

Cette nouvelle installation permettra d'évacuer la crue millénale.

Vidange

Dans le cadre des études d'avant-projet provisoire [23] un modèle hydraulique 1D a été effectué au droit de la vidange de fond.

La figure ci-dessous présente les résultats obtenus avec la vanne de vidange actuelle.

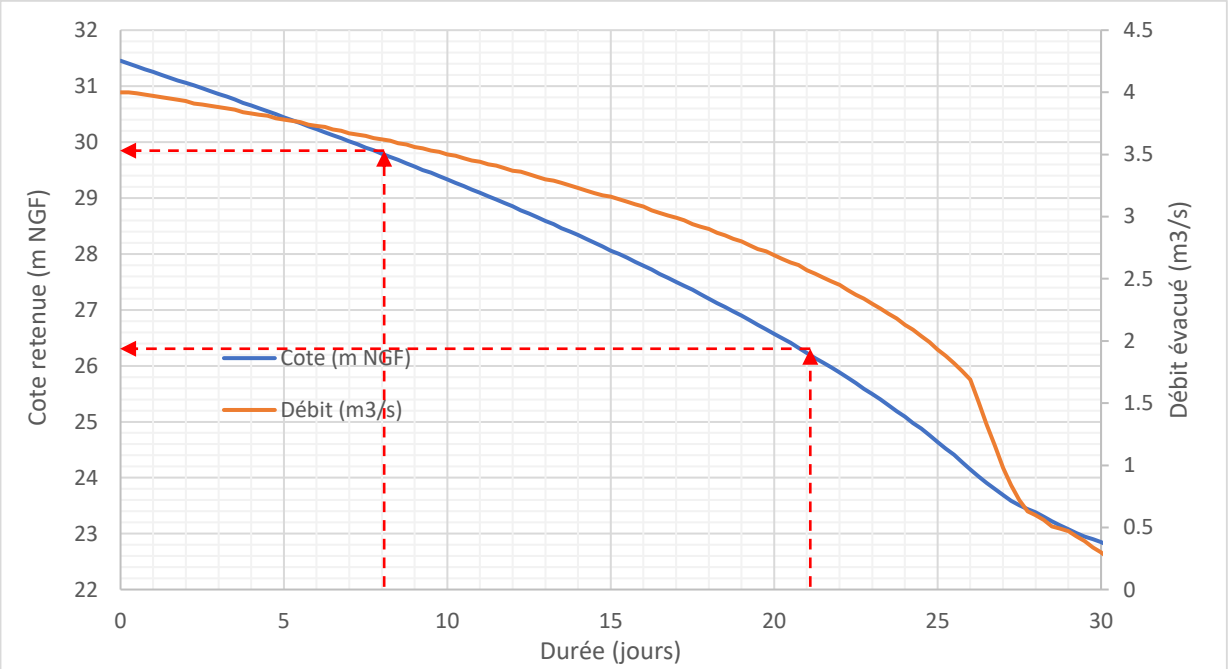


Figure 5-4 : Courbe de vidange de la retenue depuis la future RN avec uniquement la vanne de vidange

Au bout de 8j, la cote atteinte est de 29,8 m NGF. La demi-charge (28,85 m NGF) n'est atteinte qu'au bout de 12j.

Après 21j, la cote atteinte est de 26,2 m NGF environ. La vidange complète met plus de 30 jours.

Le dispositif de vidange actuel ne permet pas de répondre aux règles de l'état de l'art actuel.

Dans le cadre des travaux il est envisagé d'intégrer le système de vidange dans une tour de prise avec une conduite en acier DN1000. Trois types deux vannes seront installés :

- Une vanne de garde de type glissière (1,20 x 1,20 m) ;
- Une vanne sous carter DN1000,
- Une vanne au droit du bassin de dissipation pour favoriser l'écoulement en fin de vidange ; vanne glissière section l=3m x 1m.

5.2.2 COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE

Le dernier rapport d'auscultation a été effectuée en mars 2020 [15] sur la période 2016-2019. Les conclusions sont présentées ci-dessous.

	Détails
Comportement hydraulique	- Niveau légèrement artésien en pied aval - Niveau élevé dans le corps du barrage en rive gauche - Les piézomètres dans le corps du barrage captent indifféremment les eaux de la fondation ou du corps du barrage - L'étanchéité est dégradée en tête des piézomètres - En rive droite le niveau piézométrique dans le corps du barrage est moins élevé qu'en rive gauche (efficacité des nouvelles barbacanes B6 à B9 ?) - Etanchéité du barrage et rabattement de l'ouvrage peu efficace d'une manière générale - Les drains aval commence à débiter pour une cote du plan d'eau supérieur à 28,60 m NGF ce qui indiquerait que le béton cyclopéen est plus dégradé en tête
Comportement mécanique	- Aucun mouvement n'a été détecté (mesure biennale à poursuivre)
Généralités	- Engager une étude de stabilité - Mettre en place un rideau d'étanchéité et un réseau de drainage

Tableau 5-5 : Conclusion du dernier rapport d'auscultation [15]

D'une manière générale les problèmes observés sont principalement d'origine hydraulique avec des niveaux piézométriques en aval et en rive gauche très élevés.

La perméabilité de l'ouvrage fait défaut aussi bien dans le corps de l'ouvrage que dans la fondation schisteuse.

La mise en place du complexe géomembrane, paroi (au centre de l'ouvrage) et injection en fondation permettra d'améliorer significativement l'étanchéité globale de la structure.

D'autre part la mise en place du réseau de drainage aval permettra d'améliorer le rabattement des sous pressions notamment en rive gauche.

Comme présenté auparavant, en considérant ces infiltrations (et les sous-pressions qui en découlent) et l'état de la maçonnerie actuel le barrage, les coefficients de sécurité définis par les recommandations du CFBR ne sont pas tous atteints pour les zones en rives.

5.2.3 BILAN D'ETAT

Le tableau ci-dessous présente l'ensemble des observations réalisées dans les dernières études (VTA, Auscultation, AVP…) :

	Observation
Parement amont	- Non observé depuis de la dernière vidange de 2003
Crête de l'ouvrage	- Végétation importante - Etanchéité de crête non acquise
Parement aval	- Bon état général - Suintement observé
Pied aval	- Piézométrie élevée (artésien) en pied aval de l'ouvrage
Contreforts	- Bon état général
Evacuateur	- Seuil libre dans le rocher en bon état - Tirant d'air sous la passerelle non conforme à la réglementation de l'ATB
Organe hydromécaniques	- Vanne de vidange de fond défectueuse (repris en juillet 2021) - Vanne de prise vétuste
Coursier	- Coursier de la vidange de fond vétuste (fuite) - Coursier de la prise - Coursier de l'évacuateur de crues non entretenu avec talus instables
Fosse de dissipation	- Glissement de terrain à l'exutoire du coursier de vidange, - Mur de soutènement maçonné en état vétuste entre le coursier de la vanne de prise et le coursier de la vanne de vidange.
Seuil de la fosse de dissipation	- Coursier en pierre sèche en très mauvais état
Auscultation	- Borne topographique fixe – bon état - Piézomètres en tête fonctionnels - Sonde de niveau fonctionnelle

Tableau 5-6 : Bilan d'état

5.2.4 BILAN DE CONCEPTION

Le tableau suivant synthétise l'état du barrage et de ses équipements.

	Détails	Documents de référence	Travaux envisagés pour répondre à chaque problématique
Défaut d'étanchéité du corps du barrage	- Forte perméabilité du barrage - Vieillissement de la maçonnerie	[10] et [15]	Mise en place d'une géomembrane toute hauteur (jusqu'à la cote de PHE 32,40 m NGF)
Défaut d'étanchéité de la fondation de l'ouvrage	- Piézométrie aval élevée (artésianisme) - Apparition résurgence EISH n°2 (2020)	[10], [15] et [19]	Rideau d'injection + paroi en partie centrale
Défaut de stabilité de l'ouvrage (zone hors contrefort)	- Stabilité de l'ouvrage non acquise (vis-à-vis des recommandations CFBR) pour les zones sans contreforts	[13] et [23]	Mise en place de 7 contreforts supplémentaires + drainage en pied aval + injection / paroi dans la fondation à l'amont
Défaut de débitance de l'évacuateur de crue pour la Q1000	- Le coursier actuel ne permet pas le transit de la crue Q1000 sans surverse sur les bajoyers - Le niveau d'eau atteint dans la retenue pour Q1000 (PHE) est 31,8 m NGF au dessus de la crête (31,50 m NFG) → non recommandé (règle de l'art) - Niveau d'eau pour Q33 000 ans (32,51 m NGF) → déversement au-dessus des parapets - Tirant d'air sous la passerelle non conforme à l'ATB barrage.	[23] [24] (annexe hydraulique)	Reprise de l'ensemble de l'ouvrage (seuil + coursier)
Défaut la vidange de fond	La vanne de vidange de fond ne permet pas de respecter les deux critères : o demie-charge à 7 jours, o vidange totale à 21 jours.	[23] [24] (annexe hydraulique)	Mise en place d'une tour de prise de capacité d'évacuation suffisante Modification du seuil de la fosse de dissipation

Tableau 5-7 : Bilan d'état de l'ouvrage

Dans le cadre des travaux de modernisation, les cotes de PHE et Danger sont modifiées :

Définition de la cote de PHE après travaux

D'après l'ATB, la cote de PHE est définie à minima par la cote atteinte par la retenue dans le cas d'une crue millénale (barrage de classe B) pour laquelle la stabilité est assurée avec les recommandations CFBR dans le cas de la situation dite rare.

Dans le cas de Vioreau, il est proposé de retenir la cote de PHE égale à la cote de la future crête de l'ouvrage à savoir 32,40 m NGF. Les deux conditions exposées ci-dessous sont remplies (cf annexe hydraulique et stabilité).

Définition de la cote de DANGER après travaux

L'étude de stabilité réalisée en annexe de la présente EDD a mis en exergue qu'à partir de la cote 34,00 m NGF, la stabilité de l'ouvrage n'est pas acquise.

Néanmoins nous proposons de prendre une cote de Danger différente, à savoir l'arase supérieure du parapet amont (33,40 m NGF). En effet à partir de cette cote, l'eau surverse sur l'ouvrage et entraine une possible érosion du pied aval de l'ouvrage. Cette érosion est préjudiciable pour la stabilité de l'ouvrage avec un possible déchaussement partiel de l'ouvrage et de ses contreforts.

Le tableau ci-dessous résume les cotes réglementaires envisagées pour Vioreau après les travaux de modernisation.

	Cote (m NGF)	Cote (m RL)
RN : retenue normale	31,30 m NGF	9 m RL
PHE : plus hautes eaux	32,40 m NGF	10,1 m RL.
DANGER	33,40 m NGF	11,1 m RL

Tableau 5-8 : Cote réglementaire

Le barrage dans sa configuration post travaux réponds à l'ensemble des recommandations du CFBR pour un barrage de classe C.

Le tableau ci-dessous présente les différentes prescriptions essentielles de l'ATB de 2018 et la justification de chacune dans le projet de modernisation du barrage de Vioreau.

	Référence annexe I	Conformité à l'ATB 2018 dans le cadre des travaux de modernisation de Vioreau
Conditions normales	Chapitre II	Oui cf : calcul de stabilité réalisé en AVP [24] (annexe 3_REV B)
Crues exceptionnelles	Chapitre III	Oui cf : modélisation hydraulique de l'évacuateur réalisée en AVP [24] (annexe 2_REV C)
Séisme	Chapitre IV	Oui cf : calcul de stabilité réalisé en AVP [24] (annexe 3_REV B)
Situation transitoire de vidange	Chapitre V, 22 et 25	Non : situation valable uniquement pour un barrage en remblai
Formation et poussée de la glace	Chapitre V, 23 et 25	Non : le barrage de Vioreau n'est pas soumis à cet aléas climatique (zone de gel faible).
Perte ou dégradation significative de la capacité de drainage	Chapitre V, 24 et 25	Oui cf : calcul de stabilité réalisé en AVP [24] (annexe 3_REV B)
Perte ou dégradation significative de l'étanchéité	Chapitre V, 24 et 25	Oui cf : calcul de stabilité réalisé en AVP [24] (annexe 3_REV B)
Perte ou dégradation d'une autre fonction importante de sécurité telle que mise en exergue par l'étude de dangers	Chapitre V, 24 et 25	Oui : la dégradation de la maçonnerie a été étudiée dans l'AVP, la mise en place de la géomembrane amont permet de réduire fortement ce phénomène.
Combinatoire Défaillance prévue aux articles 21 à 24 + crue	Chapitre V, 25	Non car n'est appliqué uniquement quand le 3° du 24 concerne la défaillance d'un organe de crue ce qui n'est pas le cas du barrage de Vioreau
Effondrement de terrain dans la retenue	Chapitre V, 26	Oui car les pentes des rives ne sont pas assez significatives pour entrainer une vague de submersion conséquente sur l'ouvrage
Avalanche	Chapitre V, 26	Non : le barrage de Vioreau n'est pas soumis à cet aléas climatique
Choc de bateau	Chapitre V, 26	Oui : les seuls bateaux autorisés (catamarans et bateau à moteur de petite taille) à naviguer sur le lac de Vioreau ne sont pas de nature à pouvoir engendrer un désordre conséquent sur l'ouvrage d'un point de vue mécanique. La navigation par contre peut endommager la géomembrane entrainant ponctuellement une perte d'étanchéité mais qui ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage (calcul

		réalisé avec la pleine sous pression).
Le barrage dispose d'une revanche suffisante	Chapitre VI, 27	Oui le calcul réalisé et présenté dans l'annexe 3 de la présente EDD
Le barrage est équipé d'un dispositif conforme à l'arrêté permettant d'évaluer les débits entrant et sortant	Chapitre VI, 28	Oui ces dispositifs sont intégrés dans le programme de travaux, AVP_REV C [24]
Le barrage est équipé d'un dispositif de mesure des mouvements sismiques	Chapitre VI, 29	Non : cette prescription est valable uniquement pour les barrages de classe A situé dans une zone de sismicité 4 ou 5

Tableau 5-9 : Prescriptions essentielles de l'ATB 2018 et justifications dans le cadre des travaux de modernisation de Vioreau

6 CARACTERISTATION DES ALEAS NATURELS

Nota : cette partie est en grande majorité extraite de l'EDD v4, 22/01/2018, établie par le bureau d'études SAFEGE.

6.1 CRUE

L'étude hydraulique présentée dans l'AVP provisoire [23] et dans l'AVP [24] a permis de confirmer l'hydrologie proposée dans l'étude de SAFEGE [11].

Les résultats obtenus (simulation SAFEGE) sont présentés dans le tableau (situation actuelle).

Occurence	Q amont	Q aval	Z max
10 ans	6,9 m^3/s	1,0 m^3/s	30,77 m
100 ans	19 m^3/s	3,6 m^3/s	31,26 m
1 000 ans	30 m^3/s	6,6 m^3/s	31,69 m
33 000 ans	48 m^3/s	11 m^3/s	32,32 m

Tableau 6-1 : Résultats simulations hydrauliques (résultat SAFEGE)

Dans le cadre des travaux de modernisation du barrage l'évacuateur de crues va être intégralement repris. Au stade de l'AVP, des modélisations hydrauliques 1D ont été effectuées. En phase PRO une modélisation 3D sera effectuée.

L'ensemble des modélisations est présenté dans l'annexe 1.

Le tableau ci-dessous résume les différentes cotes et débit de crue avec le nouvel aménagement sans prise en compte des embâcles.

	Qamont	Qaval	Z max
10 ans	6,6 m^3/s	2,04 m^3/s	31,54 m NGF
100 ans	18,4 m^3/s	9 m^3/s	31,85 m NGF
1000 ans	28,7 m^3/s	17,07 m^3/s	32,15 m NGF

Tableau 6-2 : Synthèse des niveaux d'eau et des débits en crue

6.2 CLIMATOLOGIE

6.2.1 GEL

Le climat du secteur de l'étude est de type tempéré océanique. Il ne présente pas de grande variation climatique d'un mois à l'autre.

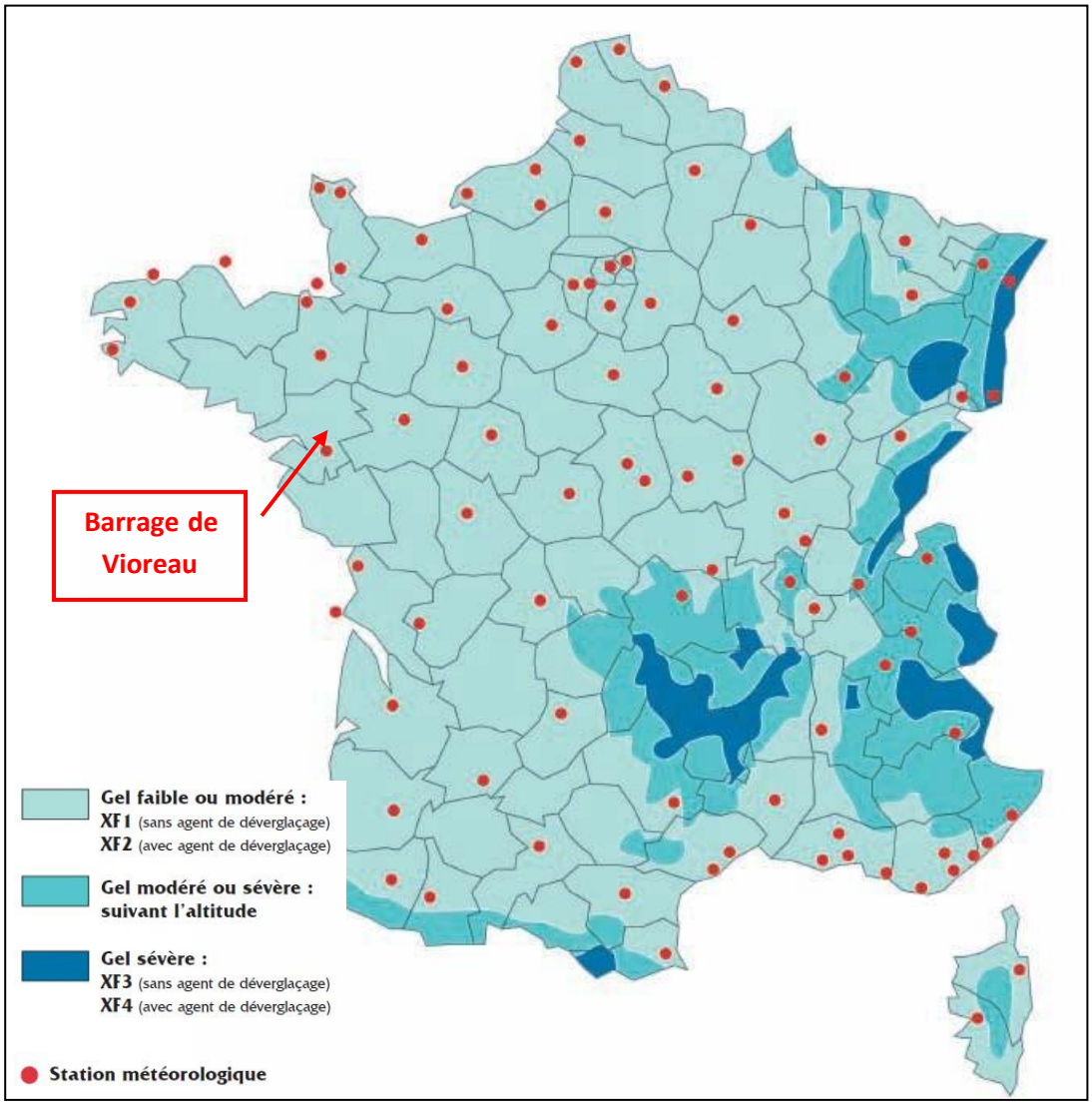


Figure 6-1 Carte des zones de gel (FD P 18-326)

Conformément à la norme FD P 18-326 Béton Zone de gel en France (novembre 2004), qui définit un zonage de la France, le site du barrage de Vioreau est classé en « gel faible ou modéré ».

En outre, étant donnée la classe modérée d'exposition du barrage, le risque que des blocs de glace agissent comme embâcles et bloquent le déversoir est négligeable. Toutefois, il est probable que le dispositif de manœuvre des vannes soit perturbé par le gel (risque de blocage en cas de températures négatives). De la même manière, la lecture des mesures d'auscultation pourra être perturbée par le dépôt de gel sur les échelles limnimétriques par exemple. **Cependant, le barrage se situant en zone de gel faible ou modéré, cet aléa ne sera pas pris en compte dans l'analyse de risques.**

La station de mesure METO France la plus à proximité du barrage de Vioreau est situé à Nantes-Bouguenais (44).

Le tableau ci-dessous présente le nombre de jours avec du gel en fonction des mois sur la période 1981-2010.

	Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	
	Nombre moyen de jours avec												
Tx >= 30°C	.	.	.	.	0.1	1.7	4.2	3.6	1.2	.	.	.	**10.8**
Tx >= 25°C	.	.	.	0.3	3.7	8.0	13.0	13.7	5.7	0.5	.	.	**45.0**
Tx <= 0°C	1.3	0.3	.	.	.	.	.	.	.	.	0.0	0.4	**1.9**
Tn <= 0°C	8.2	8.1	3.7	0.6	.	.	.	.	.	0.3	3.1	7.6	**31.7**
Tn <= -5°C	1.4	0.9	0.0	.	.	.	.	.	.	.	0.2	0.8	**3.2**
Tn <= -10°C	0.4	0.1	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	**0.5**
Tn : Température minimale, Tx : Température maximale													

Tableau 6-3 : Nombre de jours de Gel (source METEO France)

La dernière colonne représente la moyenne.

A proximité du barrage de Vioreau il y a en moyenne 35 jours de gel par an entre octobre et avril.

6.2.2 VENT

Il est d'usage de prendre les valeurs des Eurocodes pour définir le vent

Les Eurocodes donnent une valeur unique régionalisée de la valeur de base de la vitesse de référence du vent $V_{b,0}$ suivant la carte de la Figure 6-2.

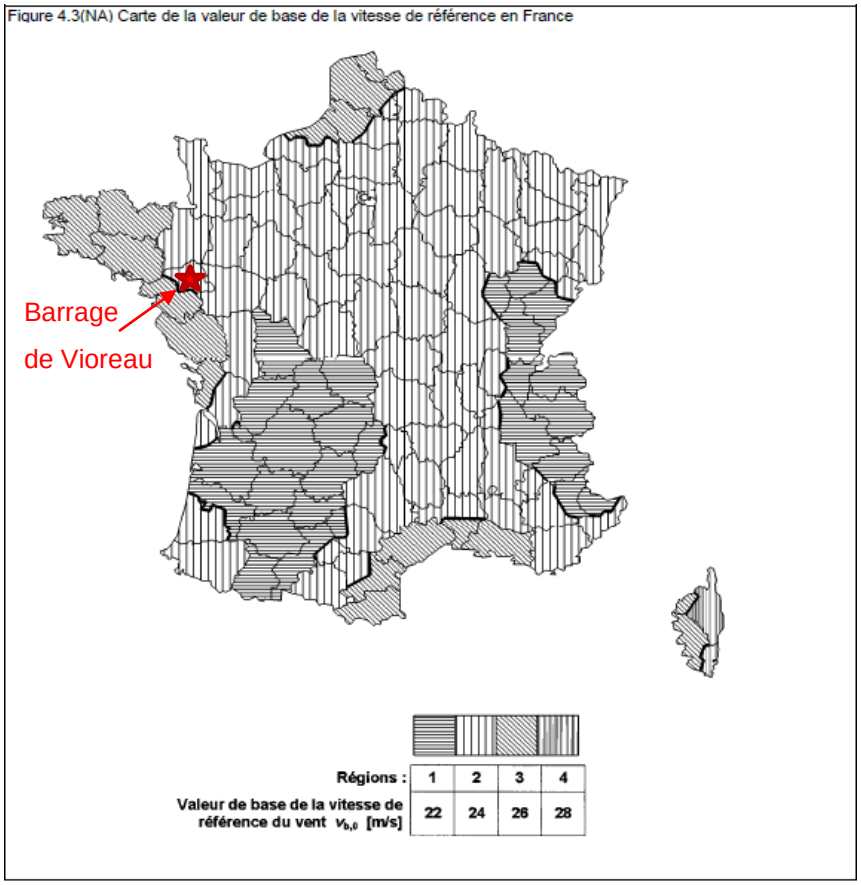


Figure 6-2 : Cartographie de la valeur de base de la vitesse de référence du vent (Eurocodes)

La valeur de base de la vitesse de référence du vent est donnée pour une période de retour de 50 ans et pour une durée d'action du vent de 10 minutes.

Selon l'Eurocode, le vent maximum de référence est de l'ordre de 86,4 km/h.

De la même manière que pour le gel, le tableau ci-dessous présente les valeurs enregistrées à la station de Bouguenais.

Le tableau ci-dessous présente la vitesse moyenne du vent sur la période 1981-2010.

	La rafale maximale de vent (m/s)											Records établis sur la période du 01-01-1981 au 02-09-2021	
	32	37	31	27	27	27	24	34.9	30	32	29	35	**37.0**
Date	04-1998	03-1990	24-1986	18-2004	12-1983	11-1997	21-2006	22-2011	13-1993	15-1987	26-2000	26-1999	**1990**
	Vitesse du vent moyenné sur 10 mn (moyenne en m/s)												
	4.3	4.1	4.1	4.1	3.7	3.5	3.4	3.2	3.3	3.6	3.6	4.1	**3.7**

Tableau 6-4 : Vitesse du vent moyenné sur 10 mm et rafales (source METEO France)

La dernière colonne représente la moyenne.

Le vent maximum mesuré à Bouguenais depuis 1981 est de 133 km/h.

Les deux risques principaux liés au vent sur un barrage sont les suivants :

- Risque d'embâcles,
- Formation de vague dans la retenue.

6.2.2.1 Embâcles

Le pourtour de la retenue du barrage de Vioreau est fortement boisé, le risque de formation d'embâcles sur la retenue est donc avéré.

Pour pallier ce risque les calculs de débitance du nouvel évacuateur de crues ont été réalisés avec une obstruction de 30%.

La figure ci-dessous présente le logigramme proposé par le CFRB.

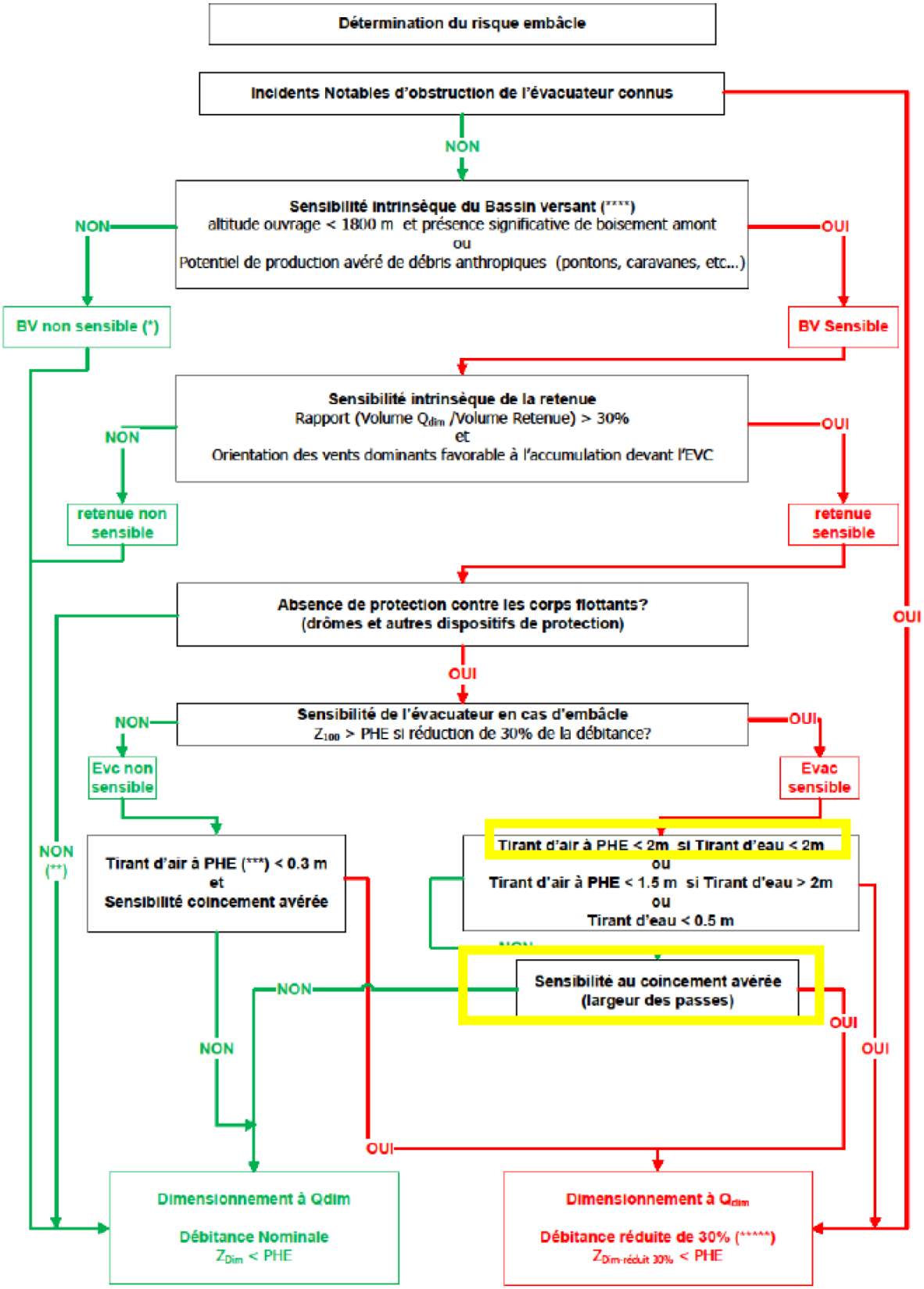


Figure 6-3 : Logigramme de détermination du risque de sensibilité aux embâcles (extrait recommandations CFBR)

Au droit de la vanne de vidange de fond, une grille simple (un unique barreau vertical et un horizontal) permettra de réduire le risque d'encastrement d'un embâcle dans la conduite de vidange.

6.2.2.2 Calcul de revanche

La revanche est la différence entre la cote de la retenue et la crête du barrage, éventuellement majorée de la hauteur d'un parapet (cf Figure 6-4).

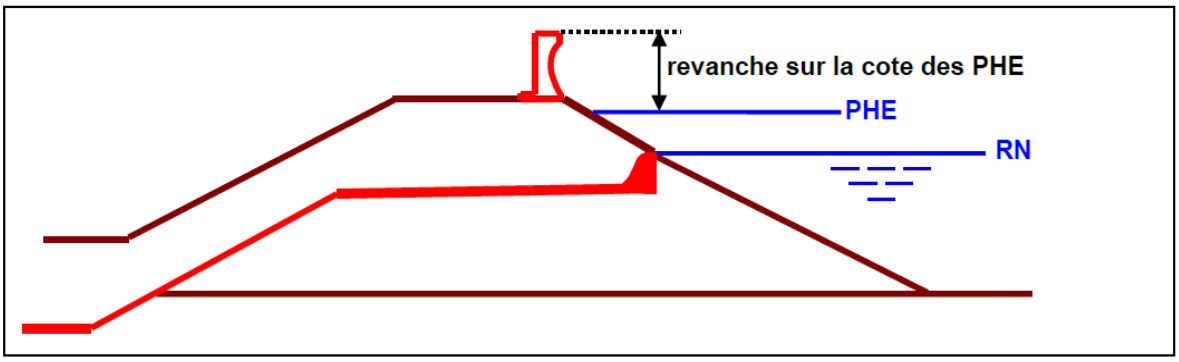


Figure 6-4 : Revanche sur les PHE pour un barrage équipé d'un mur pare-vagues

L'ensemble des calculs sont présentés dans l'ANNEXE 3.

Conformément aux prescriptions de l'ATB, le calcul de revanche a été réalisé pour deux situations :

- Un vent de période de retour 50 ans en période de hautes eaux (PHE) de la retenue,
- Un vent de période de retour 1 000 ans sur la retenue à sa cote normale (RN).

Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus.

	Hauteur vague après déferlement (m)	Cote max (m NGF)	Revanche par rapport au parapet après travaux (33,40 m NGF)
RN + Vent 1000 ans	0,57	31,87 m NGF	1,53 m
PHE + Vent 50 ans	0,46	32,86 m NGF	0,54 m

Tableau 6-5 : Résultat des calculs de revanche

La mise en œuvre d'un parapet à la cote 33,40 m NGF permet de conserver une revanche suffisante pour les deux conditions testées.

Le parapet est dimensionné pour être stable sous ces différentes sollicitations hydrauliques.

6.2.3 FOUDRE

Paragraphe intégralement extrait de l'EDD v4, 22/01/2018.

« La densité de foudroiement (Ng) représente le nombre de coups de foudre par km^2 et par an, il est de 0.8 sur le secteur de l'étude. Cette densité de foudroiement permet de déterminer le niveau kéraunique Nk correspondant au nombre d'orages par an et, plus précisément, au nombre de coups de tonnerre entendus dans une zone donnée. En règle générale, Nk = 10 Ng, soit un niveau kéraunique de 8 sur le secteur de l'étude pour une moyenne nationale de 11,47.

L'occurrence de ce phénomène est inférieure à la moyenne nationale. Cet aléa ne représente pas particulièrement de potentiel de danger pour le barrage, étant donné l'absence d'organes de sécurité dont la gestion est assurée par une alimentation électrique. **Cet aléa ne sera pas pris en compte dans l'analyse de risques. »**

Un dispositif parafoudre sera installé pour la protection des équipements électriques.

6.2.4 NEIGE

Paragraphe intégralement extrait de l'EDD v4, 22/01/2018.

« Conformément à la norme NF EN 1991-1-3 (Eurocode 1), qui définit un zonage de la charge de neige en France, le site du barrage de Vioreau, situé à moins de 100 m d'altitude, est classé en zone A1. La charge de neige correspondante est de 0,45 kN/m^2.

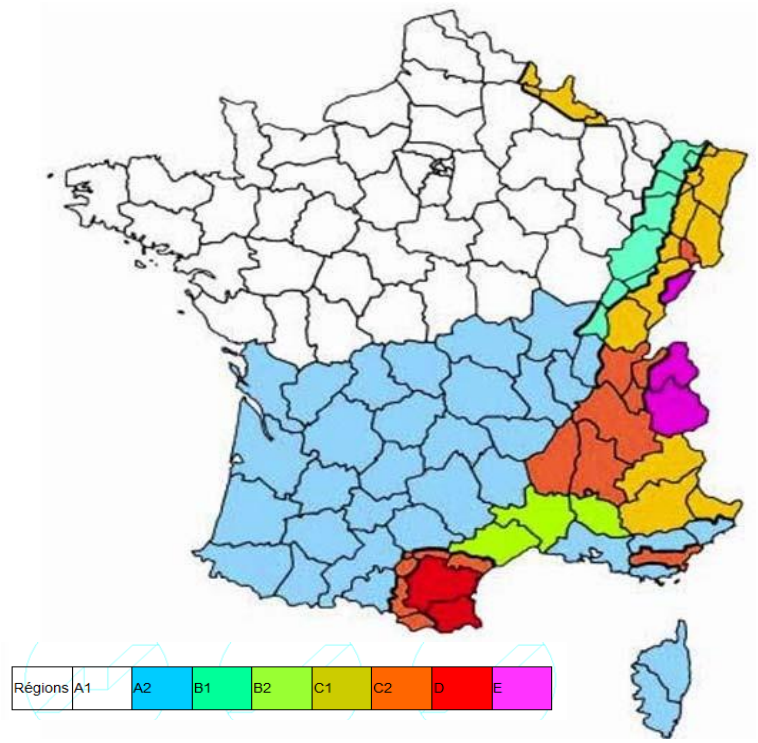


Figure 6-4 : Carte des régions de charge de neige (Eurocode 1)

La neige ne présente pas particulièrement un potentiel de dangers, étant donné la faible charge qu'elle apporte sur les ouvrages de génie civil. Toutefois, cela peut entraîner des difficultés d'accès à l'ouvrage. Étant donné la classe d'exposition du barrage, **cet aléa ne sera pas pris en compte dans l'analyse de risques**. »

6.3 SISMICITE

Le principal risque de rupture d'un barrage poids sujet à un séisme est une fissuration excessive pouvant entraîner une instabilité par glissement ou basculement. Au cours d'un séisme, l'énergie transmise par la fondation se traduit par la mise en mouvement de l'ouvrage qui se met alors en vibration. Le barrage est soumis à deux sollicitations mécaniques : la force d'inertie due à son poids ainsi que les forces hydrodynamiques appliquées par la retenue (s'ajoutant à la force hydrostatique).

L'accélération à prendre en compte pour la vérification au séisme est fonction :

- de la classe de l'ouvrage,

- du zonage sismique.

Le barrage de Vioreau, selon le zonage sismique de la France et d'après l'article D.563-8-1 du code de l'environnement, est situé en zone 2.

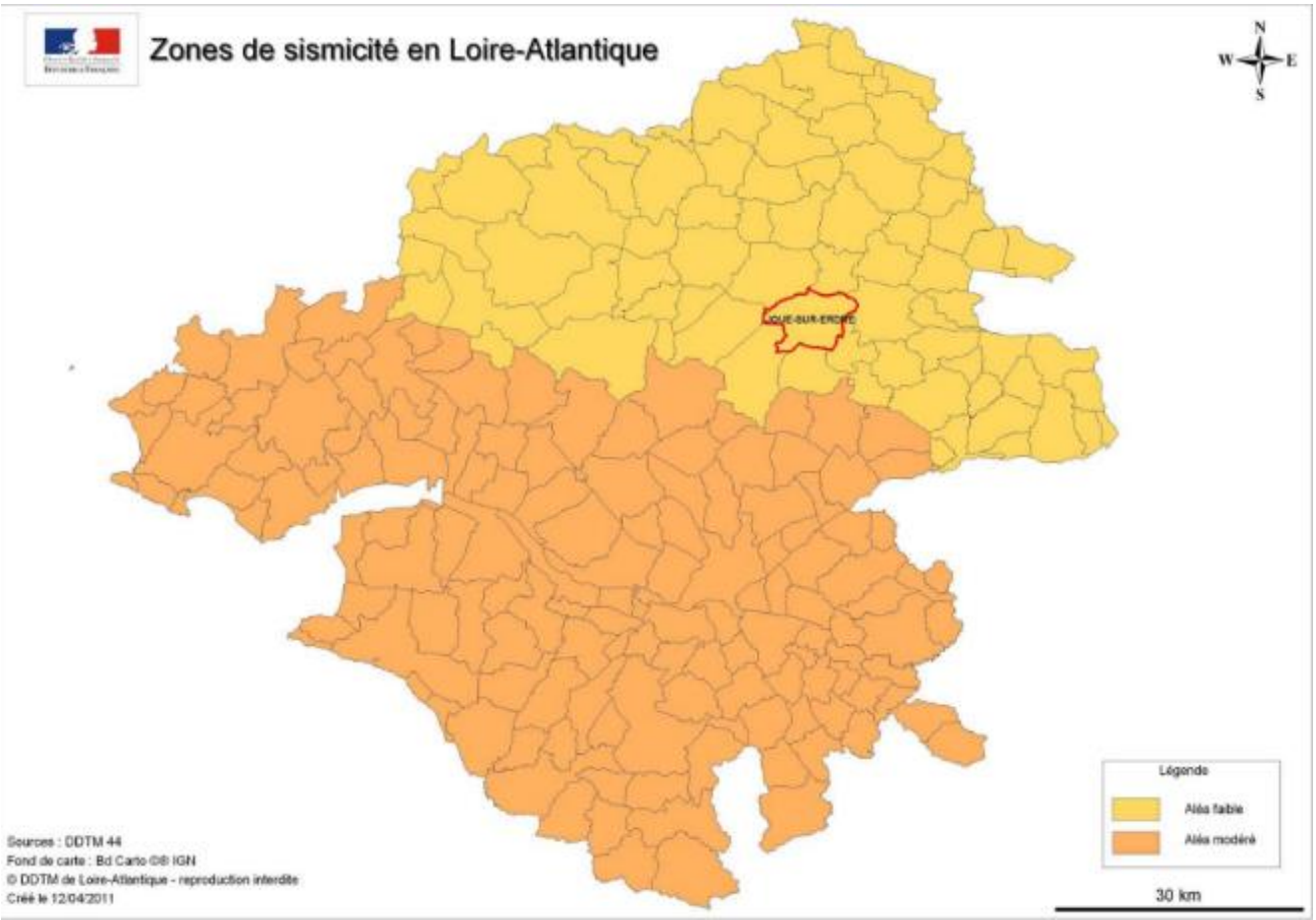


Figure 6-5 : Zonage sismique Loire Atlantique

Les accélérations de calcul horizontale ag et verticale av au niveau d'un sol de type rocheux réputé de classe A sont fixées dans le tableau ci-après en fonction de la zone de sismicité considérée et de la classe du barrage au sens de l'[article R. 214-112 du code de l'environnement] :

Zone de sismicité	Accélérations horizontales pour le SES (en m/s2) en fonction de la classe du barrage (au sens de l'art. R. 214-112)			Accélérations verticales pour le SES (en m/s2) en fonction de la classe du barrage (au sens de l'art. R. 214-112)		
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe A	Classe B	Classe C
3	2,0	1,6		1,8	1,4	
4	3,0	2,4	1,7	2,4	2,1	1,5
5	5,6	3,6	3,0	4,5	2,9	2,4

D'après l'ATB (Arrêté technique barrages), pour un barrage de classe B en zone 2, aucune justification obligatoire n'est demandée.

https://www.legifrance.gouv.fr/loda/id/JORFTEXT000037345568/

Le barrage étant proche de la zone à aléa modéré, il sera considéré pour l'étude la zone 3 de sismicité.

Ainsi, selon l'ATB, pour un barrage de classe B, les accélérations à prendre en compte sont les suivantes :

- Accélérations horizontales pour le SES = 1,6 m/s²
- Accélérations verticales pour le SES = 1,4 m/s²

D'après la carte des épicentres sismiques fournie par le ministère de l'écologie, plusieurs séismes ont eu lieux non loin du barrage de Vioreau :

- 3 séismes modérés (10/01/1927, 30/04/1939, 18/07/1954),
- 1 séisme fort (27/12/1890),
- 1 séisme provoquant des dommages légers dans le secteur (12/12/1907).

Les dates anciennes de ces séismes ne permettent pas, compte tenu des archives à disposition, de savoir s'ils ont eu un impact sur le barrage construit pourtant à ces époques. Il n'y a en tout pas eu de dégâts importants dont les archives auraient laissé des traces.

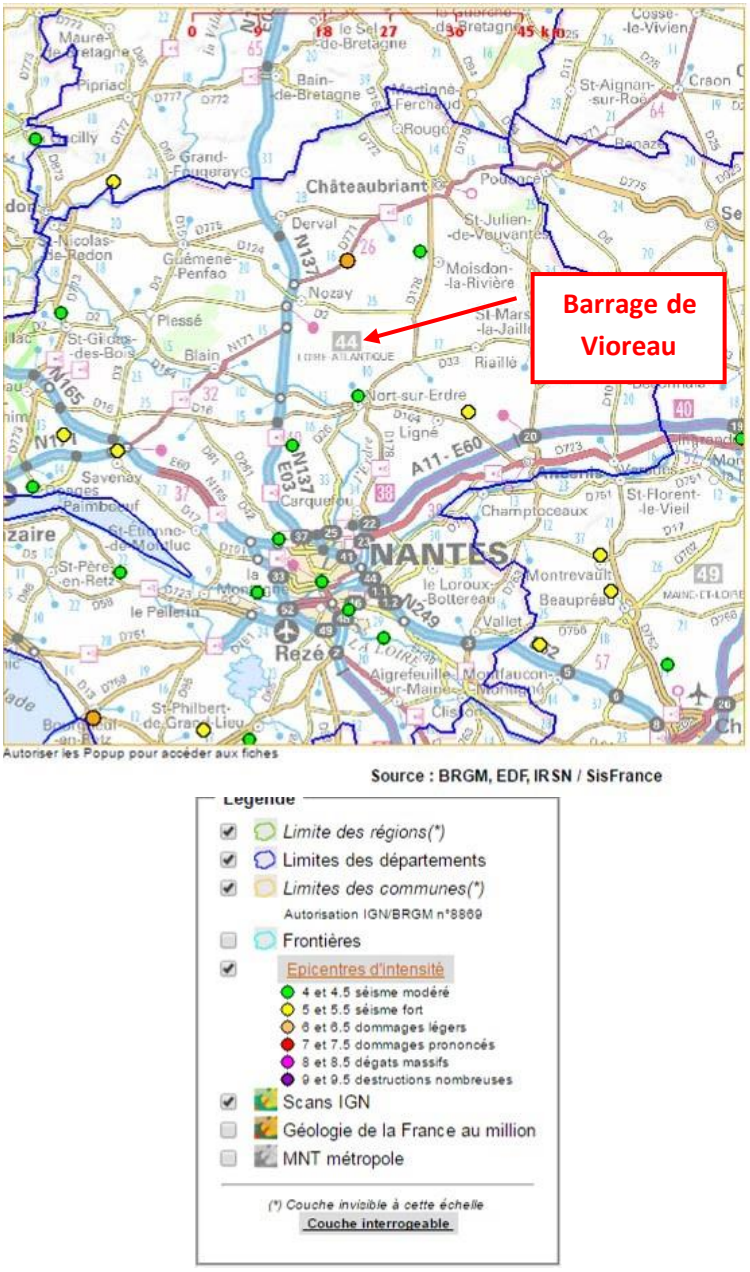


Figure 6-7 : Carte des séismes recensés en Loire-Atlantique (Source : SisFrance.net)

6.4 STABILITE DES VERSANT DE LA RETENUE

Paragraphe intégralement extrait de l'EDD v4, 22/01/2018.

« L'étude de stabilité des berges de la retenue n'a pas été réalisée lors de la conception du barrage. La carte IGN montre des pentes plutôt douces, avec une pente maximale de 5H/1V. Par ailleurs, l'aléa de retrait/gonflement des argiles est faible. Le risque de glissement de terrain est donc jugé extrêmement faible.

Depuis la mise en eau de l'ouvrage, aucun incident de charriage ou d'obstruction de l'évacuateur de crues n'a été recensé malgré le manque d'entretien des berges. Ainsi, le risque de charriage est considéré extrêmement faible.

Enfin, après analyse de la carte des glissements de terrain fournie par le BRGM, aucun mouvement de terrain n'a eu lieu à proximité du barrage de Vioreau.

De plus les pentes des versants sont faibles (moins de 20°) sauf à proximité immédiate du barrage.

Ainsi, cet aléa ne sera pas pris en compte dans l'analyse de risques »

6.5 ENVASEMENT

La visite subaquatique réalisée en septembre 2016 mentionne un envasement en pieds de barrage de l'ordre de 10 à 40 cm.

En mars 2021, des mesures par plongeurs avec une canne de lançage ont été effectuées dans la retenue. A proximité du barrage (point n°8 et n°9), ces mesures ont montré un envasement nul avec la présence de blocs de 400*400 mm au droit de la vanne de vidange.

La figure ci-dessous présente l'implantation de ces points.

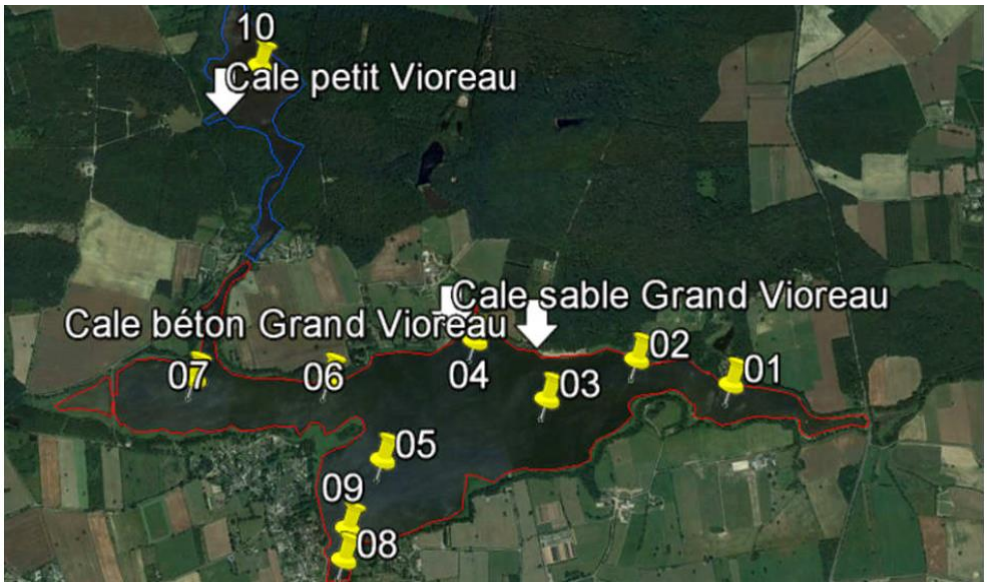


Figure 6-6 : Localisation des points de lançage

Cet envasement n'empêche pas la manœuvre de la vanne de vidange, qui se situe plus haut. Aussi, **cet aléa ne sera pas pris en compte dans l'analyse de risques**.

6.6 FEUX DE FORET

Les feux de forêt peuvent causer la perte des lignes de télécommunication et électriques, et endommager les systèmes de commande de vannes. Le Dossier Départemental des Risques Majeurs (DDRM) place la commune de Joué-sur-Erdrecomme commune concernée par ce risque.

Les rives de la retenue sont par ailleurs très végétalisées ; à ce titre, le risque de propagationen cas d'incendie n'est pas négligeable.

Dans le cadre des travaux de modernisation du barrage l'ensemble des vannes seront automatisées et télécommandée. Dans le cas d'un feu de forêt l'alimentation électrique pourra être coupée, néanmoins un dispositif d'ouverture manuel sera présent sur chacun des organes hydromécaniques. Les vannes seront donc mobilisables en toutes circonstances.

D'autre part un groupe électrogène pourra être mis en œuvre pour pallier à la défaillance de l'alimentation électrique

Aussi, **cet aléa ne sera pas pris en compte dans l'analyse de risques**.

7 ETUDE ACCIDENTOLOGIQUE ET RETOUR D'EXPERIENCE

Nota : cette partie est en grande majorité extraite de l'EDD v4, 22/01/2018, établie par le bureau d'études SAFEGE.

7.1 ACCIDENTS ET INCIDENTS SURVENUS SUR D'AUTRES OUVRAGES

Paragraphe intégralement extrait de l'EDD v4, 22/01/2018.

« La note sur l'accidentologie des barrages-poids (Luc Deroo et Boris Jimenez - Novembre 2011) analyse une cinquantaine de ruptures de barrages-poids et apporte les éléments suivants.

Toutes les ruptures de barrage ne sont pas connues. En effet, il est très difficile de trouver des informations sur les barrages de Chine et de l'ex-URSS. Ils ne sont donc généralement pas inclus dans les recensements. On peut aussi noter que les ruptures de barrages de taille modeste ne font généralement pas l'objet de retour d'expérience et donc ne font pas partie des recensements alors qu'ils représentent plus de 20 % de la totalité des barrages présents dansle monde.

	Pays	Date de rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume de la retenue (hm3)	Nombre de victime environ
Rupture au premier remplissage					
Puentes	Espagne	1802	69	13	600
Cheurfas	Algérie	1885	42	17	10
Bayless	USA	1911	16	1.3	80
Elwha River	USA	1912	33	9	0
Kundli	Inde	1925	45	1,3	Inconnu
Saint-Francis	USA	1928	62	47	450
Granadillar	Espagne	1934	22	0,1	8
Rupture en service					
Sig	Algérie	1885	22	3	10
Bouzey	France	1895	22	7	100
Angels	USA	1895	15	Inconnue	1
Elmali	Turquie	1916	23	1,7	Inconnu
Fergoug I	Algérie	1881	33	30	200
Tigra	Inde	1917	25	124	1000
Elguiau	UK	1925	12	4	10
Fergoug II	Algérie	1927	43	30	0
Mohne	Allemagne	1943	40	134	1200
Eder	Allemagne	1943	48	200	Inconnu
Pagara	Inde	1943	27	100	Inconnu
Xuriguera	Espagne	1944	42	1,1	7
Chillahole	Inde	1972	30	11	Inconnu
Khadakwasta	Inde	1961	33	137	1000

Tableau 7-1 : Accidents les plus graves de barrages-poids

D'après la référence citée, les barrages-poids représentent :

- 30 % des barrages,
- 20 % des ruptures recensées,
- 30 % des victimes liées à ces ruptures.

Statistiquement, les barrages les « plus dangereux » sont les plus anciens en maçonnerie. »

7.1.1 CAUSES DE RUPTURES RECENSEES

La note apporte les éléments suivants :

« Sur la fragilité des barrages en maçonnerie :

Les ruptures documentées, […], ont concerné des barrages en béton et maçonnerie dans des proportions comparables. En réalité, si l'on ajoute les nombreuses ruptures mal documentées, on constate que la plupart ont concerné des barrages maçonnés, et que la plupart sont intervenues avant 1930.

Cette plus grande proportion d'accident concernant les barrages en maçonnerie ne provient pas nécessairement d'une moins grande résistance des ouvrages maçonnés. En réalité, si les barrages en maçonnerie ont davantage cédé, c'est parce qu'ils sont généralement plus minces et moins bien drainés que les barrages en béton : les ruptures des barrages de Bouzey, Austin, Saint-Francis (et la rupture de Malpasset) ont progressivement (1900-1960) conduit à épaissir le profil des barrages et à drainer les fondations plus efficacement et plus en profondeur.

Les ruptures sont presque toutes intervenues au premier remplissage ou à l'occasion d'une crue ayant amené le plan d'eau à des cotes non atteintes précédemment ; deux exceptions :

- le barrage de Saint-Francis : la retenue est restée au niveau de retenue normale une semaine avant la rupture,
- et surtout le barrage de Bouzey, exploité pendant 5 ans à retenue haute avant de rompre.

Seule cette dernière rupture pourrait éventuellement être attribuée à un vieillissement de l'ouvrage. Une autre explication pourrait provenir de l'hiver 1895 très froid, qui a pu fragiliser les maçonneries (fissuration thermique, effet de la glace sur l'étanchéité amont, fissuration des maçonneries sous le surcroît de poussée exercé par l'expansion thermique de la glace). Aucune autre rupture ne peut être attribuée à une perte progressive de résistance ou de densité des maçonneries. »

« Sur le mode de rupture :

<u>Rupture dans le corps de la maçonnerie</u>

Deux ruptures (Fergoug, Bouzey II) se sont produites lors du premier remplissage (ou à niveau maximal atteint). Dans les deux cas, l'explication première de la rupture a été considérée comme provenant des tractions qui ont pu se développer en parement amont, favorisant les infiltrations. Dans les deux cas également, la géométrie de la rupture n'est pas strictement horizontale, mais plonge à l'approche du parement aval. Une qualité médiocre des maçonneries est rapportée dans ces deux cas.

On peut rapprocher de ces deux cas les ruptures par faits de guerre des barrages de Mohne et Eder, pour lesquels c'est également la maçonnerie qui a cédé. Et il est possible que le mécanisme de rupture ait commencé par un affaiblissement du parement amont (perte de la résistance du parement, destruction de l'étanchéité, saturation du drainage). La surface de rupture n'est pas horizontale mais, comme à Bouzey, plongeante à l'approche du parement aval.

Notons également la fissure du barrage en maçonneries de Bhandardara, explorée en détail. Cette fissure plonge vers l'aval et vers les rives.

Rupture par glissement sur la fondation

Trois ruptures (Bouzey I, Austin Ia, Tigra) se sont faites par glissement sur la fondation, ou dans la fondation à faible profondeur sous le barrage, le long d'une surface horizontale. On notera que dans les trois cas, la fondation est gréseuse, à pendage horizontal, et intercalée (ou accompagnée) de matériaux argileux ou marneux.

Les autres ruptures par glissement sur la fondation se sont amorcées sur les plots de rive (Cheurfas I, Saint-Francis, Camara, Xuriguera) ou sur un plot implanté sur fondation inclinée (Khadakwasla).

Dans le cas de Cheurfas I et Saint-Francis, des faiblesses particulières de la fondation, non identifiées à la conception, sont en cause.

Dans les autres cas, la schistosité du rocher a pu être déterminante.Rupture de la fondation.

Deux ruptures se sont produites par érosion interne de la fondation alluviale (Puentes, ElWha). Une rupture a semble-t-il été provoquée par affouillement aval (Zerbino). »

« En synthèse, les causes de rupture d'ouvrage peuvent ainsi être de différents ordres :

- Problèmes techniques

Des problèmes techniques peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage influencent l'apparition de ces problèmes.

80 % des ruptures des barrages-poids sont dues à l'apparition de contraintes trop élevées dans la fondation ou dans le corps du barrage. Il convient également de souligner que les barrages en maçonnerie et béton peuvent être soumis à de l'érosion interne au niveau de la fondation.

Dans les 17 ruptures recensées sur des barrages-poids béton ou maçonnerie lors de leur premier remplissage, 13 ont été causées par un problème de fondation (glissement ou érosion de la fondation) et 4 ont été causées par une rupture de la maçonnerie. Aucune n'a été causée par la rupture du béton.

- Causes naturelles

Des causes naturelles peuvent être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue. La grande majorité des ruptures de barrage en maçonnerie en période de crue a été causée par glissement sur la fondation et/ou fissures de la maçonnerie. L'érosion du pied aval n'a jamais été un facteur déclencheur de rupture.

Les séismes peuvent causer des dommages à ne pas négliger, notamment dans les barrages en maçonnerie où des fissures engendrées par un séisme peuvent continuer à s'étendre après l'événement. Les ruptures de barrages en maçonnerie ou béton dues aux séismes sont cependant très rares.

- Causes humaines

Des causes humaines peuvent être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, mauvais dimensionnement des évacuateurs de crues, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien, ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre (les barrages sont néanmoins protégés par la convention de Genève).

- Rupture de barrage amont

Une dernière des causes pouvant également être à l'origine de la rupture d'un barrage aval est la rupture d'un barrage amont (Barrages de Sig et Khadakwasla par exemple).

Le tableau suivant donne un aperçu de la répartition des causes de rupture. »

	Barrage poids en maçonnerie	Barrage poids béton
Nombre de ruptures recensées	16	6
Nombre de ruptures suite à une crue	7	1
Nombre de ruptures suite à une rupture d'un barrage amont	2	Aucun
Nombre de ruptures suite à un séisme	Aucun	Aucun
Nombre de ruptures en période de guerre	1	1
Nombre de ruptures au remplissage	5	3
Nombre de ruptures dues à l'ancienneté de l'ouvrage (y compris érosion interne)	1	1

Figure 7-1 : Accidents les plus graves de barrages-poids

7.1.2 TEMPORISATION DES RUPTURES

Le mode de rupture d'un barrage en béton ou maçonnerie a tendance à être généralement plus rapide que pour un barrage en remblai qui se rompt progressivement par érosion externe ou interne. La cinétique peut être de l'ordre de quelques secondes pour une voûte en béton rompant brusquement jusqu'à quelques heures pour un barrage en terre.

Alors que 50 % des ruptures arrivent sur des barrages en remblai, ceux-ci ne représentent que 10 % des victimes à cause de la cinétique « moyennement rapide » de leur rupture.

Les ruptures de barrages-poids sont cependant très souvent accompagnées de signes avant-coureurs détectés par les systèmes de surveillance mis en place obligatoirement sur ces ouvrages (mesures de déplacement, de fuites, de pression, …). Il convient quand même de préciser que toutes les ruptures ne peuvent être détectées même avec un système de surveillance à la pointe. En effet, les ruptures des barrages de Saint-Francis (barrage-poids) et Malpasset (barrage voûte) n'auraient pu être détectées.

7.1.3 SYNTHESE DU RETOUR D'EXPERIENCE

L'article concernant l'accidentologie des barrages-poids conclut ainsi :

« Le retour d'expérience sur l'accidentologie des barrages poids est difficile : les ruptures ne sont pas très nombreuses, et surtout, elles sont peu documentées. Il y aurait un grand intérêt à collecter davantage d'informations pour enrichir l'interprétation qui peut en être faite. En effet, les enseignements que l'on tire de cet exercice ne sont pas tous évidents.

En premier lieu, on constate que les ruptures selon le mode habituel de calcul ne sont pas la majorité. On peut d'ailleurs penser que ce modèle et les paramètres pris en compte sont conservatifs, lorsque la qualité de la construction du barrage et de la géologie de fondation sont bonnes. Ce qui ne signifie en aucun cas qu'il y a lieu d'être plus audacieux : les ruptures de barrages rigides sont particulièrement dangereuses pour l'aval, et il faut conserver des coefficients de sécurité importants.

La plupart des ruptures se sont produites par des mécanismes que le modèle habituel de calcul ne couvre pas. Plusieurs situations caractéristiques sont identifiées :

- la géologie est la première cause. Plusieurs ruptures proviennent d'un contexte géologique inadéquat, parfois mal interprété à la conception. Le retour d'expérience met, en outre, l'accent sur une situation géologique particulière : les alternances de bancs subhorizontaux de grès et marnes (ou grès et argile) ;
- les barrages anciens (maçonnerie, béton) sont à risque si le matériau du barrage est de qualité médiocre et si le barrage est mal drainé. Une circonstance aggravante est intervenue dans pratiquement toutes les ruptures recensées : la fissuration verticale dans le sens amont-aval, qui fait perdre le monolithisme du barrage. Il semble qu'il faille accorder une attention particulière aux barrages maçonnés si leur résistance repose beaucoup sur les performances d'un parement amont mince : le vieillissement ou la fissuration de ce parement peut amener soudainement à la rupture ;
- les plots de rive des barrages-poids sont, sous certaines conditions, nettement moins sûrs que les plots de vallée. Ces conditions sont les suivantes : (1) la construction ou la géologie conduisent à former des surfaces de glissement inclinées vers la vallée et (2) le barrage, par fissuration ou fractionnement entre plots, n'est pas une structure monolithique. »

D'après [9], « en synthèse, les barrages anciens (maçonnerie surtout, mais également béton) font partie des ouvrages à risques, pour deux raisons principales :

- La première raison est l'ancienneté de la conception de ces ouvrages. Le drainage en profondeur de la fondation et le drainage des maçonneries étaient moins recherchés qu'ils ne le sont désormais. Par ailleurs, au XIXème siècle et au début du XXème siècle, pour les barrages d'une certaine hauteur, la technologie privilégiait systématiquement les ouvrages en maçonnerie aux ouvrages en remblai. Il existe donc un parc de barrages en maçonnerie sur fondations de roches tendres et/ou argileuses.
- La seconde raison tient à la qualité de construction, et éventuellement à son vieillissement. La résistance des maçonneries (ou du béton) et la pérennité des joints de mortier est incertaine, et probablement hétérogène. Des défauts de qualité sont avérés ou suspectés pour tous les ouvrages ayant cédé dans la masse : Fergoug, Bouzey II, Camara.

Il est montré que la rupture peut intervenir au cours des différentes phases de la vie de l'ouvrage :

- Rupture par érosion de la fondation lors du premier remplissage ;
- Pendant la phase d'exploitation, la mauvaise qualité de la fondation non identifiée à la conception et la surcharge provoquée par une surélévation imprévue du niveau de la retenue sont les deux causes de ruptures principales. Les barrages engendrent de fortes contraintes de cisaillement à leur base et ne peuvent admettre des déformations élevées de leur fondation. »

7.2 EVENEMENTS SURVENUS SUR LE BARRAGE DE VIOREAU

7.2.1 PREMIERE MISE EN EAU

D'après les archives disponible aucun évènement majeur n'a été relevé à la première mise en eau (supposée en 1835).

7.2.2 TRAVAUX DE CONFORTEMENT REALISES

7.2.2.1 1886-1887

51 ans après la première mise en eau, suite à l'apparition de désordres majeurs (fuites, fissures longitudinales rive à rive, fissures verticales sur le parement aval, appauvrissement des mortiers et dépôt de calcite à l'aval), il a été décidé en 1887 de mettre en œuvre 3 contreforts sur la partie centrale.

Les figures ci-dessous présente le relevé des fissures réalisés en 1886.

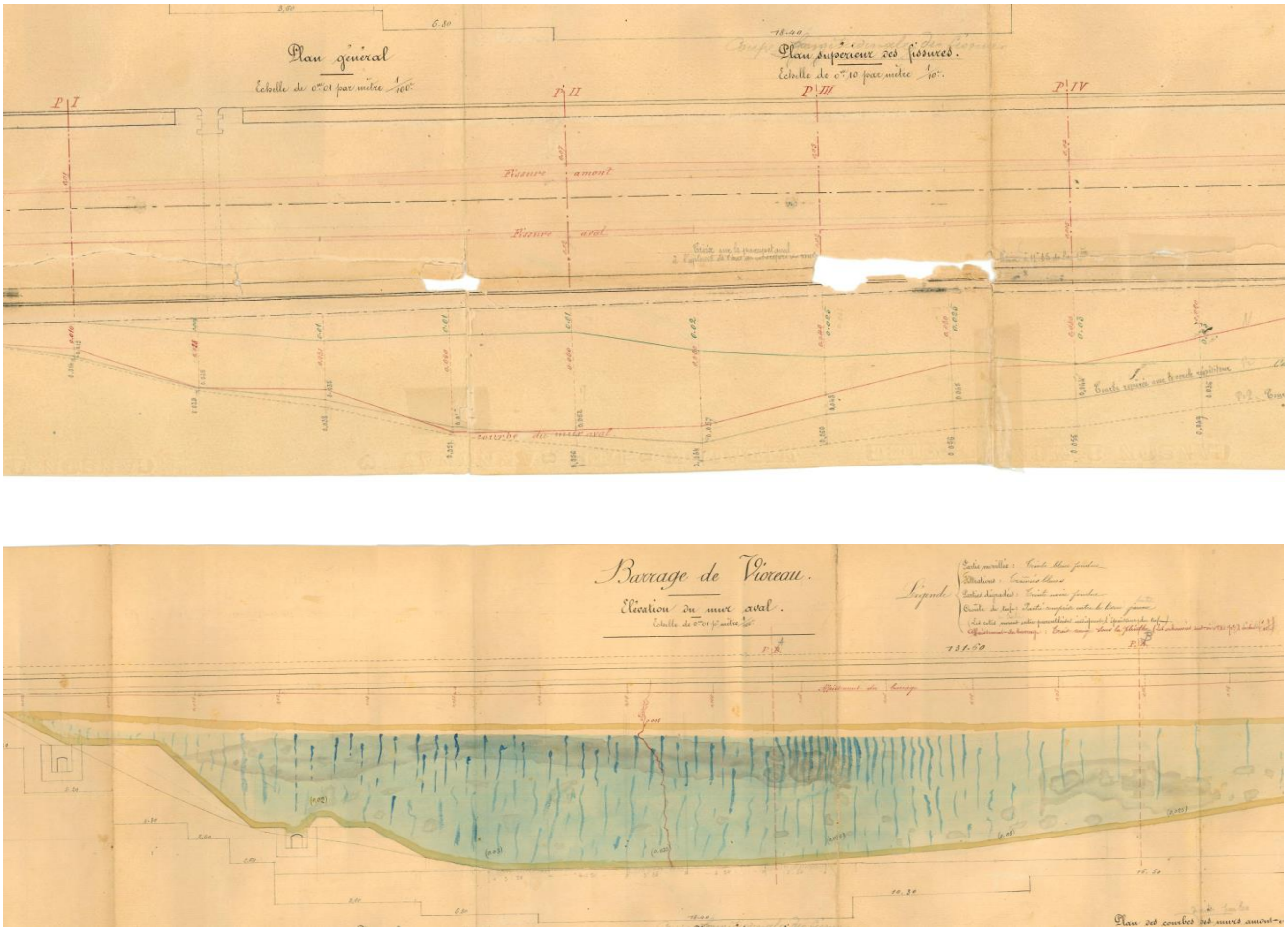


Figure 7-2 : Relevé des fissures (1886)

Le rapport d'inspection de 1905 fait mention de la présence d'aucun désordre suite à la mise en place des contreforts centraux.

7.2.3 TRAVAUX D'INJECTION 1938

Un constat de l'appauvrissement du mortier de l'ouvrage est détaillé dans une note d'inspection de 1937, ce vieillissement de la maçonnerie serait attribué à l'acidité excessive du barrage.

En 1938 des travaux d'injection de la fondation et du corps de l'ouvrage sont envisagés avec 53 forages verticaux (d'une profondeur moyenne de 12 m). On estime la quantité de ciment injecté à 186 tonnes.

A noter que l'absorption observée a été beaucoup plus importante que celle attendue.

7.2.4 RECONSTRUCTION DE LA PARTIE SUPERIEURE DU PAREMENT AMONT

En 1952 le parement amont a été démonté et reconstruit sur une hauteur de 2,5 m et 1,5 m de largeur sur l'ensemble de la crête (extrait du CCTP des travaux de 1987).

Aucun document détaillant ces travaux n'est disponible dans les archives.

7.2.5 TRAVAUX DE REPRISE DU PARAPET AMONT – 1975

Au cours des années 1974 et 1975, le plan d'eau a été maintenu à son niveau d'eau maximum pendant de longues périodes. De nombreux joints de mortier (datant de la construction du barrage) se sont désagrégés ce qui a entrainé la désolidarisation de nombreux moellons. La figure ci-dessous présente une vue du parement amont. On remarque que la partie supérieure (travaux de 1952) parait être en très bon état.

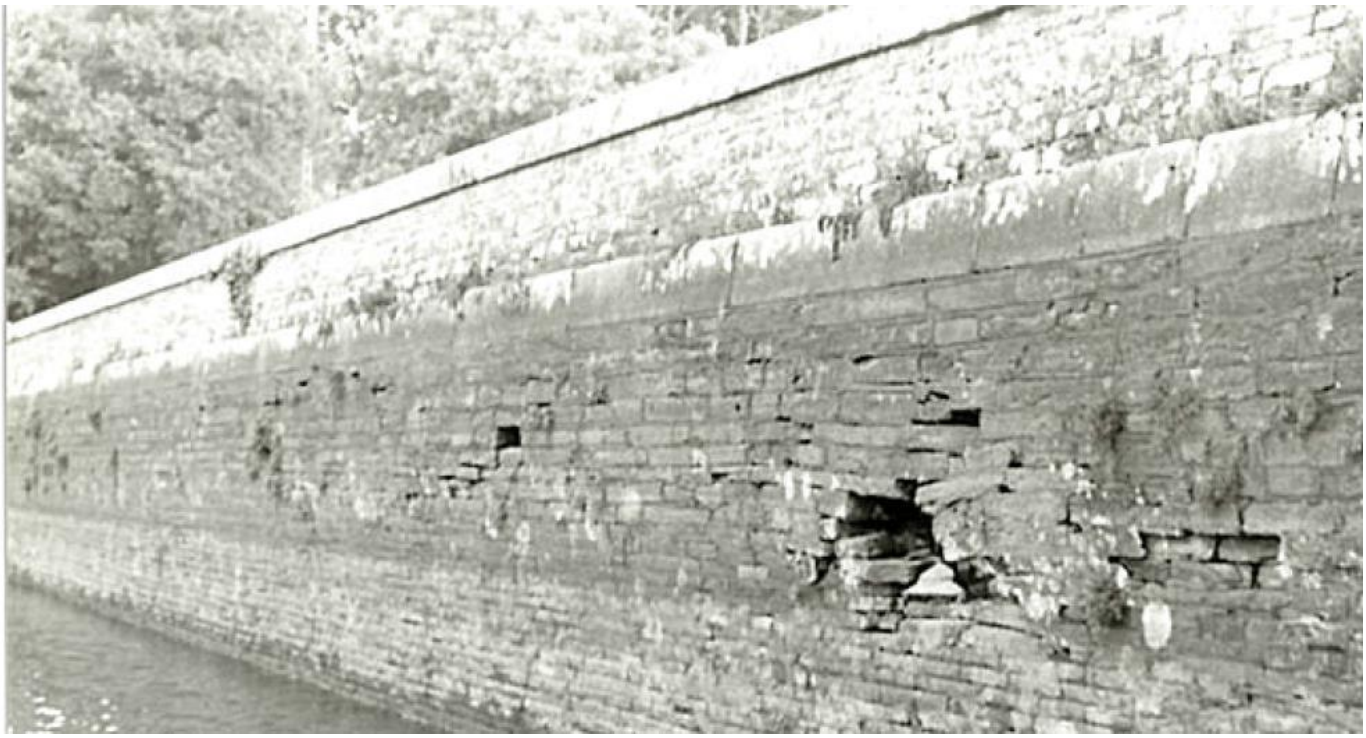


Figure 7-3 : Vue du parement amont

7.2.6 TRAVAUX SUR LE PAREMENT AMONT – 1987

Un rapport du CETE Ouest à mis en exergue de nombreuses zones de fuite sur le parement aval (cf figure ci-dessous).

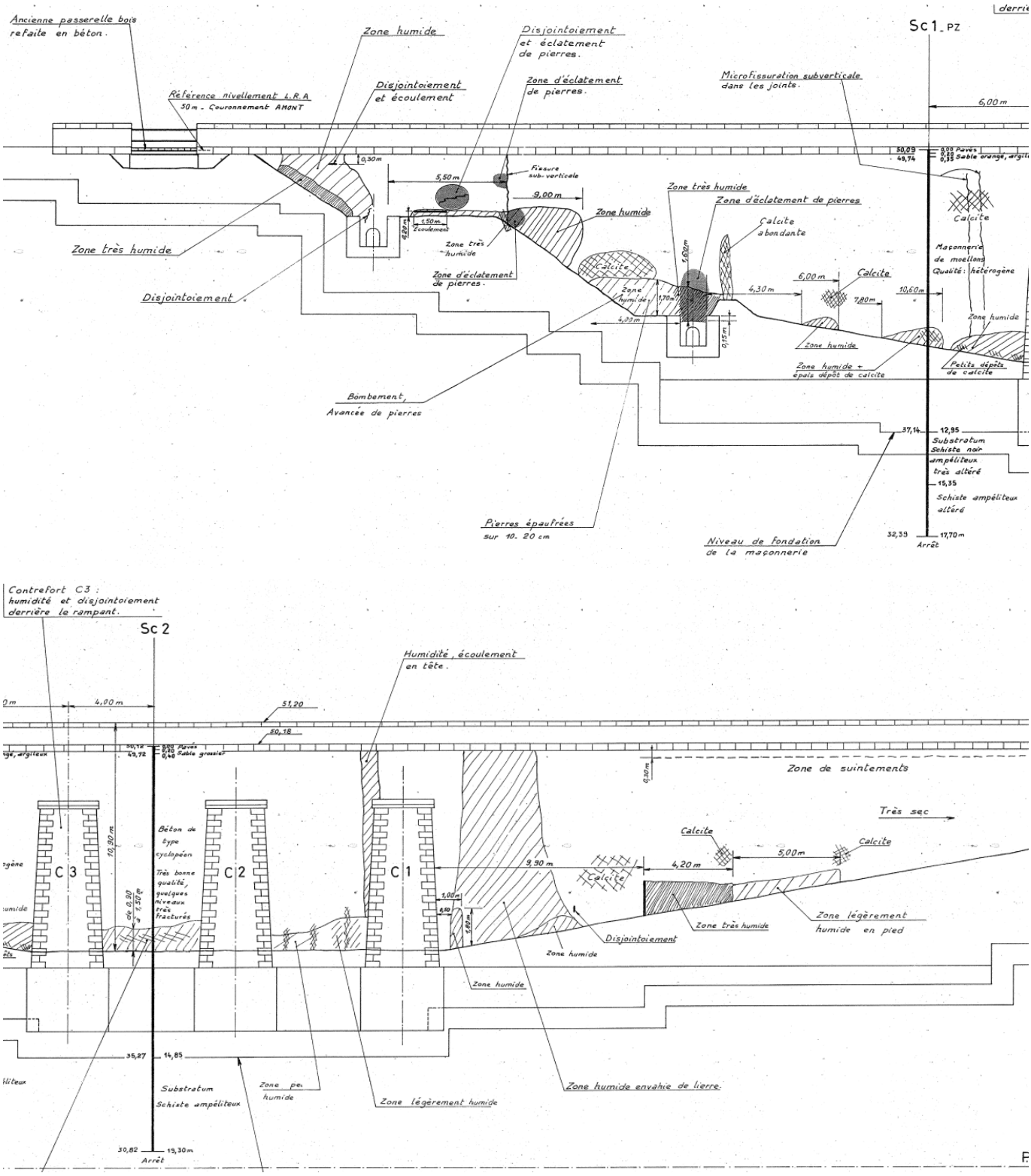


Figure 7-4 : Constat réalisé en 1987 (CETE)

Suite à la vidange totale de la retenue des travaux de reprise des joints de la maçonnerie ont été effectués sur une surface d'environ 395 m².

Les entonnements de la vidange de fond et de la vanne de prise ont été repris intégralement.

La pelle de vanne de vidange a été remplacée.

7.2.7 REMPLACEMENT DE LA PASSERELLE BOIS - 1991

Remplacement de la passerelle en bois du franchissement de l'évacuateur en crête de digue par une passerelle en béton et mise en place d'une vanne à crémaillère sur le seuil de l'évacuateur.

Cette mise en place de vanne induit une rehausse d'un mètre du plan d'eau (échelle locale : 9,1m ; Cote IGN : 31,45 m NGF).

7.2.8 TRAVAUX DE REPRISE DU PAREMENT AMONT -2003

En 2003, une vidange totale de l'ouvrage a permis de réaliser des travaux de rejointoiement du parement amont. Les quantités et le détail des travaux réalisés n'est pas connu et non mentionné dans les archives de l'ouvrage.



Figure 7-5 : Rejointoiement au droit des entonnements de vidange et de prise d'eau

7.2.9 TRAVAUX DE REPRISE DES JOINTS DU PAREMENT AVAL-2016

Ces Travaux de réhabilitation ont consisté au :

- Nettoyage général de l'ensemble du parement maçonné, dont retrait des dépôts de calcite ;
- Remplacement des moellons altérés ;
- Reprise des joints.



Figure 7-6 : Travaux de reprise du parement aval – 2016

7.2.10 RETRAIT DE LA VANNE DE L'EVACUATEUR DE CRUE – 2017

La vanne glissière mise en œuvre sous la passerelle de l'évacuateur de crue est retirée. La nouvelle cote de RN est alors 30,45 m NGF (8,15 m RL).

7.2.11 EISH N°1 : RUPTURE CREMAILLERE VANNE DE VIDANGE DE FOND – MAI 2020

Suite à une manœuvre sur la vanne de vidange de fond (étude de jaugeage), une dent de la crémaillère (5 cm) s'est rompue après 5 à 6 tours de manivelle.

Cette rupture ne permet plus de manœuvrer la vanne, elle demeure alors en position fermée. La vidange du barrage est donc impossible. Le niveau de la retenue est alors à la RN.

La mise en place d'un batardeau provisoire manœuvrable avec un cric est installé dans un premier temps jusqu'à la mise en œuvre d'une nouvelle vanne courant juin-juillet 2021.

La crémaillère de la vanne était à priori d'origine (190 ans).

Cet EISH rappelle qu'il est nécessaire d'avoir deux systèmes de vanne (vanne de garde et vanne de service) afin de pouvoir intervenir facilement en cas de défaillance d'une de deux. Dans le cadre des travaux de modernisation l'ensemble des vannes va être remplacé et doublé.

Pour rappel ci-dessous la déclaration d'EISH réalisée par le CD 44.

Déclaration d'incident / accident au titre des Evénements Importants pour la Sécurité Hydraulique (EISH)

Articles L 211-5 et R 214-46 du Code de l'Environnement

DECLARATION D'UN EISH pour un barrage ou une digue de protection contre les inondations	
Date de l'événement	Jeudi 7 mai 2020, vers 8h30
Date de la déclaration	Jeudi 14 mai 2020
Rédacteur (nom et lien avec l'installation)	Régis Vinet (Département de Loire-Atlantique)
Installation concernée (barrage ou digue de...)	Barrage de Vioreau (44)
Adresse	Lieudit « La Demenure »
Commune	Joué sur Erdre (44)
Description sommaire de l'événement	Cassure d'un engrenage de la crémaillère actionnant la vanne inférieure (située à une cote d'environ 9m sous le couronnement). L'absence de cet engrenage ne permet pas de remonter la vanne et donc de vidanger via cet exutoire.
Date et heure de début de l'événement	Jeudi 7 mai 2020, vers 8h30
Date et heure de fin de l'événement	En cours
Événement constaté par (nom et fonction)	Paul Bidet (Technicien Voies navigables)
Description chronologique de l'événement	Jeudi 7 mai 2020, vers 8h30, dans le cadre du jaugeage des débits restitués par les vannes du barrage, une ouverture de la « vanne de fond » est entreprise. Après 5-6 tours de manivelle demandant un important effort physique, la crémaillère chute d'environ 5cm, soit l'espacement compris entre deux crans consécutifs de crémaillère. De nouveaux essais sont alors entrepris, sans succès. Un cran de crémaillère fraichement sectionné est retrouvé dans les engrenages. La vanne reste fermée.

Causes	Le niveau d'eau dans la retenue était à PEN, si bien que la pression exercée par l'eau sur la vanne est maximale. L'énergie nécessaire à faire « décoller » la vanne via le système de commande est importante, bien que le système de démultiplication (engrenages) des efforts soit adapté. La vanne et son système de commande a été mise en place dans les années 1830. Bien qu'elle soit très bien entretenue, l'aléa « rupture de cran » après 190 ans de service est possible. Il est à noter que ce sont les crans de la partie haute de la crémaillère les plus sollicités car ils participent au « décollage » de la vanne de fond.
Conséquences constatées à la date de la rédaction	Vanne de fond non manœuvrable
Mesures immédiates prises	Expertise d'une entreprise spécialisée en vantellerie. Gestion « rapprochée » du niveau d'eau dans la retenue à partir de la vanne supérieure (2.67 m^3/s selon jaugeage à PEN)
EISH jaune, orange ou rouge (cf référentiel en annexe)	Jaune
Coordonnées du rédacteur (téléphones portable, fixe. Adresse mél)	Régis VINET Département de Loire-Atlantique Service Infrastructures Voies Navigables Direction Infrastructures Tél. 02 40 99 10 09 rvinet@loire-atlantique.fr

A Nantes, le jeudi 14 mai 2020,

Figure 7-7 : EISH n°1 – mai 2020

7.2.12 EISH N°2 : APPARITION D'UNE RESURGENCE EN PIED AVAL

En juillet 2020, il est observé en pied aval, à proximité du contrefort à l'extrémité (rive droite), une résurgence dans le terrain aval.

Une note a été émise par la CACG [19], les conclusions sont les suivantes :

- Le piézomètre PZ5 à proximité de la résurgence est depuis plusieurs années artésien,
- Des passages fortement fracturés dans l'ouvrage entrainent une augmentation de la perméabilité dans le corps de l'ouvrage,
- La fondation est fortement fracturée.

A la suite à cette note, il a été mis en œuvre une installation avec un drain permettant le contrôle du débit de la résurgence (mesure tous les 15 jours). Depuis cette date la résurgence ne semble pas avoir augmentée.



Figure 7-8 : Dispositif de contrôle au droit de la résurgence de juillet 2020

Ce dispositif a été modifié pendant les travaux de reconnaissance géotechnique. Les débits sont toujours mesurés mais ne sont pas comparables à ceux enregistrés avant les travaux.

Cet EISH indique que le niveau piézométrique aval est élevé (à proximité immédiate du TN). La fondation ainsi que le corps du barrage ne sont plus assez imperméables. Les travaux de modernisation du barrage permettront une amélioration globale de l'étanchéité du dispositif.

7.3 CONCLUSION

Le tableau ci-dessous détail les principaux risques définis après l'étude l'accidentologie et le retour d'expérience sur ce type d'ouvrage.

Approche	Problématique envisagée suite à l'étude accidentologie et les évènements survenus sur Vioreau	Solutions mise en œuvre après les travaux pour réduire le risque
Etude accidentologique	Vieillissement de la maçonnerie	Mise en place d'une géomembrane sur le parement amont
	Rupture par glissement sur la fondation	Amélioration de la stabilité de l'ouvrage par la mise en œuvre de 7 contreforts
	Rupture pendant une crue exceptionnelle	Amélioration de la débitance de l'évacuateur
	Rupture pendant un séisme	Amélioration de la stabilité de l'ouvrage par la mise en œuvre de 7 contreforts
	Cause humaine (défaut de surveillance ou entretien)	Surveillance améliorée post travaux avec la mise en œuvre de nombreux capteurs
Retour d'expérience sur l'ouvrage	Fissure suite à la première mise en eau	Amélioration de la stabilité de l'ouvrage par la mise en œuvre de 7 contreforts
	Appauvrissement du mortier	Géomembrane
	Rupture de la vanne de	Mise en œuvre de nouvelles

	vidange (EISH 1)	vannes
	Résurgence en pied aval (EISH 2)	Mise en œuvre d'une géomembrane sur le parement amont complété par une paroi d'étanchéité au centre et un rideau d'injection

Tableau 7-2 : Synthèse de l'étude accidentologique et du retour d'expérience sur l'ouvrage

8 IDENTIFICATION ET CARACTERISATION DES RISQUES EN TERMES DE PROBABILITE D'OCCURRENCE, D'INTENSITE ET DE CINETIQUE DES EFFETS ET DE GRAVITE DES CONSEQUENCES

8.1 DEMARCHE GENERALE, TERMINOLOGIE, GRILLE POUR ANALYSE DE RISQUE

8.1.1 DEMARCHE GENERALE

L'analyse des risques se déroule en 3 étapes.

1. **L'Analyse Préliminaire des Risques (APR)**, qui étudie les modes de défaillance possibles de tous les composants du barrage, afin d'identifier les **Evénements Redoutés Centraux (ERC)** ; ces derniers sont ceux conduisant à une gravité jugée importante.
2. L'analyse détaillée des risques des **ERC**, basée sur la méthode de l'arbre de défaillance qui permet d'évaluer les probabilités d'occurrence des scénarios de défaillance pour chaque **ERC**.
3. L'évaluation de la gravité des scénarios de défaillance et donc des Evénements Redoutés Centraux (ERC).

Le groupe d'expertise ayant participé à l'élaboration et l'analyse des scénarios est composéde :

- Thomas NOBLET, chef de projet, ingénieur géotechnicien et rédacteur principal de l'EDD,
- Olivier LAPEYRE, expert génie civil barrage, superviseur technique de l'étude,
- Luc DEROO, expert barrage.

8.1.2 DEMARCHE POUR L'APR

L'Analyse Préliminaire des Risques (APR) consiste à évaluer :

1. Les *modes de défaillance* de chaque composant du barrage, à partir de l'analyse fonctionnelle du Chapitre 3 Modes de défaillance également appelés *Evénements initiateurs complexes*.
2. Les *causes des défaillances*, à partir de l'analyse fonctionnelle du Chapitre 3 Les causes des défaillances sont également appelées *Evénements initiateurs simples*.
3. Une première évaluation de la *probabilité d'occurrence* des défaillances.
4. Une première évaluation da la possibilité de compter sur les *barrières de sécurité*, qui pourraient permettre d'éviter l'occurrence de l'*Evénement Redouté Central* (ERC) ;
5. Une première évaluation de la *gravité des Conséquences*
6. Ce qui permet d'aboutir à une cotation préliminaire des risques, et ainsi de sélectionner ceux qui devront être examinés plus en détail.

8.1.3 DEMARCHE POUR L'ADR

L'Analyse Détaillée des Risques (ADR), conduit à caractériser, pour chaque ERC :

1. La description du scénario ;
2. Les causes du scénario (événements initiateurs simples et complexes) ;

3. Les moyens de détection de l'événement et de ses causes ;
4. Les barrières de sécurité (en prévention et en limitation) ;
5. La probabilité du scénario.

Chaque scénario est représenté à l'aide d'un arbre du type suivant.

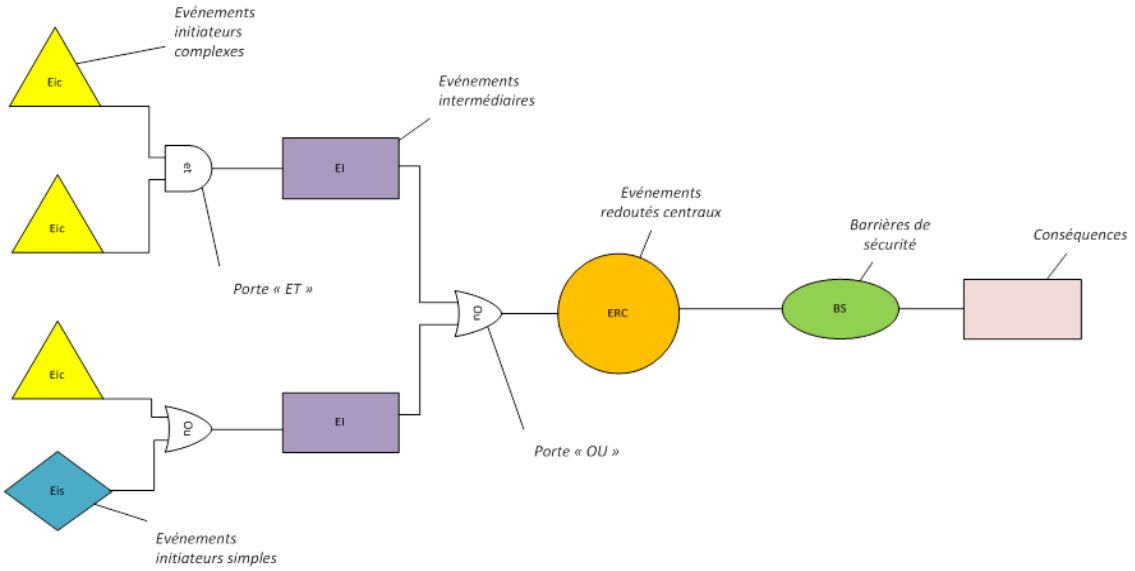


Figure 8-1 : Arbre type d'analyse pour l'étude des ERC

Les événements initiateurs (Eis ou Eic) peuvent être simples ou complexes.

Ils sont :

1. soit des agressions extérieures (ex. foudre, crue, , …),
2. soit des défaillances du système étudié (ex. vieillissement des matériaux, erreur humaine, non ouverture d'une vanne, …).

Les événements intermédiaires sont également de la catégorie des événements initiateurs, avec une probabilité annuelle d'occurrence.

Les barrières de sécurité identifiées en amont et en aval de l'ERC peuvent être à la fois des barrières humaines ou des barrières techniques. Elles interviennent soit en prévention du scénario, soit en limitation des effets du scénario.

8.1.4 DEMARCHE POUR L'EVALUATION DES CONSEQUENCES

L'approche retenue dans le cadre de la présente étude de dangers est le modèle « nœuds papillons », rassemblant autour d'un même ERC, un arbre des défaillances et un arbre des conséquences. Nous nous intéressons essentiellement à la partie « amont » de l'arbre.

La *Gravité des conséquences* des ERC est établie :

1. En évaluant les conséquences hydrauliques de la rupture :
   - Pour au moins un cas de rupture du barrage, par un calcul de l'onde de rupture
   - Pour les cas d'ouverture intempestive de vannes, par un calcul hydraulique éventuellement simplifié.
2. En examinant les enjeux dans l'emprise de l'onde de rupture.

8.1.5 EVALUATION DES PROBABILITES D'OCCURRENCE D'UN EVENEMENT INITIATEUR

Dans la mesure du possible, les différents scénarii de défaillance susceptibles d'intervenir sont caractérisés en termes de probabilité.

La première étape est l'évaluation de la probabilité des événements initiateurs, simples ou complexes.

La probabilité provient :

- soit d'une étude statistique, par exemple dans le cas des crues,
- soit du retour d'expérience, sur la base de la 4ème colonne du tableau ci-dessous,
- soit d'une évaluation à dire d'expert.

Pour chaque scénario, il est noté la probabilité d'occurrence par une note comprise entre 0 et 5, correspondant à une échelle logarithmique de la probabilité (une augmentation de 1 de la classe de probabilité correspond à une multiplication par 10 de la probabilité annuelle d'occurrence.

	Probabilité annuelle d'occurrence associée	Classe de probabilité	Grille pour l'appréciation à partir du retour d'expérience
Evénement possible mais extrêmement peu probable	Inférieure à 1/100 000 **$< 10^{-5}$**	0 ou A	Le phénomène n'a pas été observé sur l'ouvrage ou sur des ouvrages comparables. Pour prévenir l'occurrence du phénomène, toutes les barrières de sécurité conformes aux règles de l'art actuelles ont été adoptées dans le cadre de la conception et de la réalisation de l'ouvrage.
Evènement très improbable	Entre 1/100 000 et 1/10 000 **$10^{-4} < P < 10^{-5}$**	1 ou B	Le phénomène n'a pas été observé sur l'ouvrage. Il a néanmoins été observé sur des ouvrages similaires. Cependant, l'ouvrage comprend des barrières de sécurité redondantes pour prévenir l'occurrence du phénomène. Il demeure cependant des incertitudes quand aux respects des règles de l'art actuelles.
Evénement improbable	Entre 1/10 000 et 1/1000 **$10^{-4} < P < 10^{-3}$**	2 ou C	Le phénomène a déjà été observé sur l'ouvrage ou sur d'autres ouvrages comparables. Une barrière de sécurité, dont l'efficacité a été éprouvée sur l'ouvrage ou sur d'autres ouvrages, a été mise en œuvre. L'ouvrage ne comprend cependant pas toutes les barrières de sécurité de nature à prévenir le phénomène.
Evènement probable	Entre 1/1000 et 1/100 **$10^{-3} < P < 10^{-2}$**	3 ou D	Le phénomène a déjà été observé sur l'ouvrage ou sur d'autres ouvrages comparables. Une barrière de sécurité a été mise en œuvre mais son efficacité n'a pas été éprouvée sur l'ouvrage ou sur d'autres ouvrages. OU L'état des connaissances sur la nature de l'ouvrage ne permet pas d'écarter l'occurrence de ce phénomène.
Evènement courant	Entre 1/100 et 1/10 **$10^{-2} < P < 10^{-1}$**	4 ou E	Le phénomène a déjà été observé sur l'ouvrage. Aucune barrière de sécurité n'a été mise en œuvre. Se reporter au REX de l'ouvrage
Evènement fréquent	Entre 1/10 et 1 **$> 10^{-1}$**	5 ou F	

Tableau 8-1 : Classes de probabilité des événements initiateurs

Cette grille traduit la probabilité d'occurrence d'un phénomène pouvant conduire à un accident. Il est à préciser que le phénomène ne conduit pas forcément à l'accident.

Les probabilités d'occurrence des ERC sont déterminées à partir des règles d'agrégation (portes logiques ET ou OU).

Ainsi, pour une porte OU :

- $P_{A\ ou\ B}=P_A+P_B$

Ainsi, pour une porte ET :

- $P_{A\ et\ B}=P_A \times P_B$

8.1.6 EVALUATION DES PROBABILITES CONDITIONNELLES

Les indications ci-dessus concernent les événements initiateurs.

Le développement des arbres de défaillance impose également d'évaluer des probabilités conditionnelles :

- Probabilité de défaillance d'une barrière, dans une circonstance donnée ;
- Probabilité d'enchaînement d'événements, dans une circonstance donnée.

La robustesse d'une barrière, ou la nécessité que se produisent des événements successifs, pour conduire à la rupture, diminuent la probabilité d'occurrence de l'ERC.

Ces probabilités ne sont pas exprimées sous la forme de probabilités annuelles, mais de simple niveau de probabilité.

La grille suivante est alors utilisée :

	Probabilité conditionnelle de défaillance ou d'occurrence	Déclassement de probabilité	Grille pour l'appréciation sur la base du retour d'expérience
Evénement possible mais extrêmement peu probable	Entre 1/10 000 et 1/1000 **$10^{-4} < P < 10^{-3}$**	-3	Le phénomène n'a pas été observé sur l'ouvrage ou sur des ouvrages comparables, alors même que des circonstances analogues ont été régulièrement observées.
Evènement très improbable	Entre 1/1000 et 1/100 **$10^{-3} < P < 10^{-2}$**	-2	Le phénomène a déjà été observé sur d'autres ouvrages comparables dans des circonstances analogues, mais la conception est telle que le phénomène ne peut pas se produire.
Evénement improbable	Entre 1/100 et 1/10 **$10^{-2} < P < 10^{-1}$**	-1	Le phénomène a déjà été observé sur d'autres ouvrages comparables dans des circonstances analogues, mais la conception est telle que le phénomène ne devrait pas se produire.
Evènement probable	Entre 1/10 et 1 **$10^{-1} < P$**	0	Le phénomène a déjà été observé sur l'ouvrage ou sur d'autres ouvrages comparables dans des circonstances analogues.

Tableau 8-2 : Probabilités conditionnelles des événements successifs

Des barrières de sécurité ou des Enchaînement d'événements sont régulièrement de type « calcul ».

Les grilles suivantes sont utilisées pour les barrières « calcul » et « auscultation ».

	Probabilité conditionnelle de défaillance ou d'occurrence		Déclassement de probabilité	Fiabilité du calcul	Fiabilité de Détection-Intervention
Evénement possible mais extrêmement peu probable	Entre 1/10 000 et 1/1000 **10^{-4} <P < 10^{-3}**		-3	Fiabilité appréciée par un calcul ou une analyse éprouvée, avec un coefficient de sécurité conforme aux standards (généralement > 1.5).	Fiabilité certaine : le phénomène ne peut échapper à la surveillance, et la cinétique donne beaucoup de temps pour analyser et intervenir.
Evènement très improbable	Entre 1/1000 et 1/100 **10^{-3}<P < 10^{-2}**		-2	Fiabilité appréciée par un calcul ou une analyse éprouvée, avec un coefficient de sécurité plus faible, mais >1.2.	Fiabilité forte : le phénomène ne peut échapper à la surveillance, et la cinétique donne du temps pour intervenir.
Evénement improbable	Entre 1/100 et 1/10 **10^{-2}<P < 10^{-1}**		-1	Fiabilité appréciée par un calcul ou une analyse éprouvée, avec un coefficient de sécurité >1. Ou Fiabilité appréciée par un calcul ou une analyse non éprouvée.	Fiabilité relative : le phénomène est ausculté, et la cinétique donne du temps pour intervenir.
Evènement probable	Entre 1/10 et 1 **10^{-1}<P**		0	Fiabilité incertaine	Fiabilité incertaine

Tableau 8-3 : Grille de probabilités conditionnelles pour les barrières calcul et auscultation

8.1.7 EVALUATION DE L'INTENSITE DE LA CINETIQUE DES CONSEQUENCES

Pour chaque scénario, on définit une échelle de gravité basée sur le nombre de victimes potentielles. Comme pour les probabilités, il s'agit d'une échelle logarithmique, l'augmentation de 1 de la classe de gravité, correspond à une multiplication par 10 du nombre de victimes potentielles.

	Classe de gravité	Nombre de personnes exposées en zone à cinétique rapide <1h	Nombre de personnes exposées en zone à cinétique lente >1h
Négligeable	0		
Modéré	1		Entre 1 et 10
Sérieux	2	Entre 1 et 10	Entre 10 et 100
Important	3	Entre 10 et 100	Entre 100 et 1000
Catastrophique	4	Entre 100 et 1000	Supérieur à 1000
Désastreux	5	Supérieur à 1000	Supérieur à 10 000

Tableau 8-4: Classes de gravité (Guide de lecture des études de dangers)

8.1.8 APPRECIATION DE LA CRITICITE

La criticité est appréciée par la conjugaison de la gravité de l'événement et de la probabilité de l'événement.

Le tableau ci-après présente une notation classique de la criticité. La classe de criticité est égale à la somme de la classe de gravité et de la classe de probabilité. Elle s'établit donc sur une échelle de 1 à 9.

			Classe de gravité				
Classe de probabilité			Modéré	Sérieux	Important	Catastrophique	Désastreux
			1	2	3	4	5
	Evènement possible mais extrêmement peu probable	0 (P<3.10-5/an)	1	2	3	4	5
		0 (P>3.10-5/an)	1	2	3	4	5
	Evènement très improbable	1	2	3	4	5	6
	Evènement improbable	2	3	4	5	6	7
	Evènement probable	3	4	5	6	7	8
	Evènement courant	4	5	6	7	8	9

Tableau 8-5 : Présentation des criticités attribués aux ERC en fonction de la probabilité de défaillance et de la gravité

Code couleur utilisé :

- Rouge : Criticité inacceptable, mesures structurelles de réduction des risques obligatoire ;
- Orange : Criticité tolérable sous conditions ; en particulier si les mesures de réduction des risques sont disproportionnées au regard des gains attendus en sécurité ;
- Vert : Criticité acceptable.

En zone Orange, des mesures non structurelles d'amélioration sont proposées (surveillance, auscultation, consignes, …), même si elles ne permettent pas d'amener de manière certaine à une réduction de la classe de risques.

Cette grille est modifiée en choisissant, dans le cadre de ces travaux, d'appliquer les probabilités de l'annexe II de l'ATB2018, pour le barrage de classe B : la sécurité contre la rupture (libération incontrôlée et dangereuse) doit être assurée jusqu'à la probabilité 3.10-5. Dans le cas présent,

- la rupture correspond aux colonnes « catastrophique » et « dangereux » :
- la probabilité 3.10-5 est au milieu de la ligne « extrêmement peu probable »

8.2 ANALYSE PRELIMINAIRE DES RISQUES

L'analyse préliminaire des risques reprend le tableau de l'analyse fonctionnelle du Chapitre 3 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**et l'enrichit avec des colonnes supplémentaires.

Toutes les notes supérieures ou égales à 5 font l'objet d'une Analyse Détaillée des Risques (ADR).

N° Cas d'étude	Composant		Fonctions	Mode possible de défaillance (Ev. Ini. complexe)	Causes possibles de défaillance (Ev. Ini. simple)	Note sur probab. EIC [0 à 5]	Justification de la probabilité	Notes des barrières [0 à -3]	Justification de la barrière de sécurité	Note de la Gravité [0 à 5]	Effet et Justification de la gravité	Note Globale du scénario	Analyse détaillée nécessaire	N° ERC
1	**1.0 BARRAGE**	1.1 Parement amont	Protéger le corps du barrage de l'érosion externe par surverse	Dépassement de la cote de crête	Crue extrême Rupture d'un barrage amont	< 0	Crue extrême : cote 32,56, reste près d'un mètre sous la cote de surverse Rupture des barrages amont : environ 1,5 Mm3 ; or on dispose d'une capacité d'environ 2 Mm3 entre cote max en crue extrême et cote de danger.	-1	Une légère surverse ne conduit pas à la rupture	4	Rupture du barrage avec libération d'eau incontrôlée vers l'aval	<3	NON	
2		1.2 Géomembrane	Améliorer l'étanchéité de l'ouvrage : réduction des sous pressions dans le corps du barrage et limiter le vieillissement de la maçonnerie	Rupture / ouverture	Vieillissement	2	Le phénomène a déjà été observé sur l'ouvrage néanmoins l'inspection visuelle (barrière de sécurité) est efficace	-1	Fiabilité relative de l'auscultation (drains géomembrane) et la cinétique donne le temps d'intervenir	2	Augmentation des sous pressions dans le corps du barrage et augmentation du vieillissement de la maçonnerie L'augmentation des sous-pressions provoquée par la perte d'étanchéité n'entraîne pas d'instabilité mécanique. En revanche, vieillissement des maçonneries sous l'effet des circulations d'eau : cinétique très lente	3	NON	
3				Rupture / ouverture	Action externe (navigation, pêche)	2	Le phénomène a déjà été observé sur l'ouvrage et l'interdiction de pêcher depuis la crête de l'ouvrage est difficilement contrôlable	-1	Fiabilité relative de l'auscultation (drains géomembrane) et la cinétique donne le temps d'intervenir	2	Augmentation des sous pressions dans le corps du barrage et augmentation du vieillissement de la maçonnerie N'entraine pas la rupture du barrage à court terme (cinétique très faible)	3	NON	
4		1.3 Parement aval	Protéger le corps du barrage de l'érosion externe par surverse	Déjointoiement	Vieillissement de la maçonnerie	2	Le phénomène a déjà été observé sur l'ouvrage néanmoins l'inspection visuelle (barrière de sécurité) est efficace (visible en permanence)	-2	Fiabilité forte le phénomène ne peut échapper à la surveillance : parement en permanence visible	1	Danger pour l'exploitant et le public N'entraine pas la rupture du barrage à court terme (cinétique très faible)	1	NON	
5		1.4 Parapets amont et aval	Former un garde-corps côté retenue et aval Assurer une revanche vis-à-vis des vagues	Rupture du parapet (sollicitation hydraulique)	Niveau d'eau Cote de Danger (33,40 m NGF)	1	Période de retour > 33000 ans	0	Fiabilité incertaine, surverse sur l'ouvrage et érosion du pied aval	4	Erosion du pied aval de l'ouvrage Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	5	OUI	ERC1-S1
6				Rupture du parapet (Choc / accident de véhicule)	Niveau d'eau > PHE (32,40 m NGF)	3	Période de retour 1000 ans	-3	Ne pas circuler sur l'ouvrage quand le niveau d'eau dans la retenue est supérieur à la cote de crête	4	Erosion du pied aval de l'ouvrage Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	4	NON	

N° Cas d'étude	Composant	Fonctions	Mode possible de défaillance (Ev. Ini. complexe)	Causes possibles de défaillance (Ev. Ini. simple)	Note sur probab. EIC [0 à 5]	Justification de la probabilité	Notes des barrières [0 à -3]	Justification de la barrière de sécurité	Note de la Gravité [0 à 5]	Effet et Justification de la gravité	Note Globale du scénario	Analyse détaillée nécessaire	N° ERC
7	1.5 Corps de l'ouvrage en maçonnerie et béton cyclopéen	Contenir les eaux, résister à la pleine pression hydrostatique et aux éventuelles sous-pressions	Dépassement de la résistance mécanique	Niveau d'eau PHE (32,40 m NGF)	3	Période de retour 1000 ans	-2	Fiabilité appréciée par un calcul de stabilité FS >1,2 Cf annexe 2	4	Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	5	OUI	ERC1-S2
8				Niveau d'eau Cote de Danger (33,40 m NGF)	1	Période de retour > 33000 ans	-2	Fiabilité appréciée par un calcul de stabilité FS >1,2 Cf annexe 2	4	Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	3	NON	
9				Séisme SES	1	Période de retour de 1500 ans pour un barrage de classe B (ATB)	-2	Fiabilité appréciée par un calcul de stabilité FS >1,2 Cf annexe 2	4	Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	3	NON mais demandé par le service instructeur	ERC1-S3
10			Rupture	Vieillissement de la maçonnerie à la faveur des circulations d'eau	3	Le phénomène a déjà été observé sur l'ouvrage néanmoins l'inspection visuelle (barrière de sécurité) est efficace mais difficile à mettre en œuvre (vérifications densité in situ et perte de cohésion difficile)	-1	Fiabilité appréciée par un calcul de stabilité FS >1,2 Cf annexe 2	4	Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	6		ERC1-S4
11	1.6 Contreforts (béton et maçonnerie)	Protéger le barrage du basculement et du glissement	Rupture	Vieillissement de la maçonnerie (uniquement trois contreforts centraux) à la faveur des circulations d'eau	2	Phénomène observé sur ouvrage similaire mais barrière de sécurité fiable : contrôle visuel possible et ouvrage moins sollicité par le niveau hydrostatique	-2	Fiabilité forte le phénomène ne peut échapper à la surveillance	4	Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	4	NON	
12			Rupture	Défaut de la fondation (tassement)	2	Phénomène observé sur ouvrage similaire mais barrière de sécurité fiable : contrôle du fond de fouille pendant les travaux (pour les nouveaux contreforts)	-2	Fiabilité forte le phénomène ne peut échapper à la surveillance (fissure visible sur l'ouvrage+ mesures topo annuelles	4	Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	4	NON	
13	1.7 Couronnement	Permettre la circulation (passage de service et piétons) Assurer une revanche Eviter les infiltrations dans le corps du barrage	Perte d'étanchéité	Dégradation des pavés de tête (passages de véhicules)	2	Phénomène observé sur l'ouvrage mais barrière de sécurité fiable : inspection visuelle et suivi des niveaux piézométriques (corps du barrage)	-2	Fiabilité forte le phénomène ne peut échapper à la surveillance	4	Infiltration d'eau météoritique dans le corps de l'ouvrage Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	4	NON	
14	1.8 Accès	Faciliter l'entretien et accéder à l'ensemble des organes du barrage	Non praticabilité du chemin d'accès	Obstruction (arbres)	2	Phénomène observé inspection visuelle fiable et éprouvée	-2	Fiabilité forte le phénomène ne peut échapper à la surveillance	1	Uniquement contrainte d'exploitation N'entraine pas la rupture du barrage à court terme (cinétique très faible)	1	NON	

N° Cas d'étude	Composant		Fonctions	Mode possible de défaillance (Ev. Ini. complexe)	Causes possibles de défaillance (Ev. Ini. simple)	Note sur probab. EIC [0 à 5]	Justification de la probabilité	Notes des barrières [0 à -3]	Justification de la barrière de sécurité	Note de la Gravité [0 à 5]	Effet et Justification de la gravité	Note Globale du scénario	Analyse détaillée nécessaire	N° ERC
15					Niveau d'eau PHE (32,40 m NGF)	3	Période de retour 1/1000 ans	-2	Fiabilité forte le phénomène ne peut échapper à la surveillance	1	Uniquement contrainte d'exploitation N'entraine pas la rupture du barrage à court terme (cinétique très faible)	2	NON	
16	**2.0 FONDATION**	2.1Matériaux de fondation	Servir de support au corps du barrage Limiter les infiltrations d'eau	Rupture / déformations excessives	Erosion interne dans les passages très fracturés du substratum	2	Le phénomène a déjà été observé sur l'ouvrage néanmoins l'inspection visuelle (barrière de sécurité) est efficace mais difficile à mettre en œuvre, surveillance de la fondation difficile	-1	Fiabilité relative de l'auscultation et la cinétique donne le temps d'intervenir	1	N'entraine pas la rupture du barrage à court terme (cinétique très faible)	2	NON	
17		2.2 Rideau d'injection	Limiter les débits de percolation	Mauvaise étanchéité dans la fondation	Lessivage du coulis injecté dans des zones très fracturées	2	Le phénomène n'a pas été observé sur l'ouvrage mais la surveillance des drains est une barrière de sécurité éprouvée	-1	Fiabilité relative de l'auscultation et la cinétique donne le temps d'intervenir	2	N'entraine pas la rupture du barrage à court terme (cinétique moyennement faible) Calcul de stabilité présenté en AVP réalisé sans rabattement lié au rideau d'injection	3	NON	
18		2.3 Rideau de drainage	Drainer les percolations à l'interface ouvrage / fondation Contribuer à la connaissance de l'ouvrage vis-à-vis du comportement de la fondation	Perte de la capacité de drainage	Colmatage du drain	3	Le phénomène a déjà été observé sur l'ouvrage et l'inspection des drains (barrière de sécurité) ne peut pas être réalisé en continu	-1	Fiabilité relative de l'auscultation et la cinétique donne le temps d'intervenir	4	Augmentation des sous pressions dans l'ouvrage Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	6	OUI	ERC1-S5
19	**3.0 EVACUATEUR**	3.1 Seuil de contrôle	Evacuer la crue dans le coursier	Rupture	Niveau d'eau Cote de Danger (33,40 m NGF)	1	Période de retour > 33000 ans	-2	Fiabilité appréciée par un calcul de stabilité FS >1,2 Calcul du seuil en présenté en phase PRO	2	Réduction de la débitance de l'évacuateur N'entraine pas la rupture du barrage à court terme (cinétique moyennement faible)	1	NON	
20		3.2 Coursier d'évacuation en béton armé (avec étanchéité waterstop)	Evacuer la crue de projet de l'amont vers l'aval	Rupture bajoyer	Défaut de drainage et/ou d'étanchéité (dégradation / malfaçon des joints) Défaut de conception	3	Le phénomène a déjà été observé sur l'ouvrage et l'inspection des drains (barrière de sécurité) ne peut pas être réalisé en continu	-2	Fiabilité appréciée par un calcul de stabilité FS >1,2 Calcul des bajoyers présentés en phase PRO	3	Réduction de la débitance et instabilité des bajoyers qui peut entrainer une surverse (érosion pied aval de l'ouvrage) N'entraine pas la rupture du barrage à court terme (cinétique moyennement faible)	4	NON	
21				Surverse sur bajoyer latéral RG	Chute d'un arbre dans le coursier / Embâcle sous la passerelle	2	Prise en compte des recommandations du CFBR pour le respect du tirant d'air sous la passerelle (1,5 m)	-1	Fiabilité relative de l'auscultation et la cinétique donne le temps d'intervenir : entretien des arbres	3	Réduction de la débitance et instabilité des bajoyers qui peut entrainer une surverse (érosion pied aval de l'ouvrage) N'entraine pas la rupture du barrage à court terme (cinétique moyennement faible)	4	NON	

N° Cas d'étude	Composant		Fonctions	Mode possible de défaillance (Ev. Ini. complexe)	Causes possibles de défaillance (Ev. Ini. simple)	Note sur probab. EIC [0 à 5]	Justification de la probabilité	Notes des barrières [0 à -3]	Justification de la barrière de sécurité	Note de la Gravité [0 à 5]	Effet et Justification de la gravité	Note Globale du scénario	Analyse détaillée nécessaire	N° ERC
22		3.3 Coursier d'évacuation en maçonnerie	Restituer les eaux en aval	Dislocation de la maçonnerie	Vieillissement Forte vitesse d'écoulement	2	Phénomène observé sur cet ouvrage inspection visuelle fiable et éprouvée	-1	Fiabilité relative de l'auscultation et la cinétique donne le temps d'intervenir : observation visuelle	3	Réduction de la débitance et instabilité des bajoyers qui peut entrainer une surverse (érosion pied aval de l'ouvrage) N'entraine pas la rupture du barrage à court terme (cinétique moyennement faible)	4	NON	
23		3.4 Bassin de dissipation	Dissiper l'énergie des flux hydrauliques	Instabilité des berges	Chute de blocs dans la fosse Erosion dans la fosse	2	Phénomène observé inspection visuelle fiable et éprouvée (levé bathymétrique au besoin)	-1	Fiabilité relative de l'auscultation et la cinétique donne le temps d'intervenir : observation visuelle	1	Dissipation de l'énergie plus faible N'entraine pas la rupture du barrage à court terme (cinétique moyennement faible)	2	NON	
24		3.5 Seuil du bassin de dissipation	Restituer les eaux dans le Baillou. Evacuation de la crue et vidange de l'ouvrage	Obstruction	Obstruction par embâcles	2	Phénomène observé inspection visuelle fiable et éprouvée	-1	Fiabilité relative de l'auscultation et la cinétique donne le temps d'intervenir : observation visuelle	1	Surverse sur le pourtour du bassin de dissipation N'entraine pas la rupture du barrage à court terme (cinétique moyennement faible)	2	NON	
25	**4.0 DISPOSITIF D'EVACUATION VANNES**	4.1 Vannes (garde et service) de prise (vanne crémaillère 0,80 x 0,80m, vanne de conduite DN600)	Régulation de l'alimentation du canal	Ouverture intempestive partielle ou totale (de la vanne)	Mauvaise manœuvre, malveillance	3	Phénomène observé et système de sécurité non éprouvé (alarme avec système d'alerte)	0	Fiabilité incertaine	1	Impact sur l'exploitation	4	NON	
26				Manœuvre impossible (ouverture)	Défaut du système de motorisation ou autres	2	Phénomène observé mais manœuvre manuelle possible	-1	Fiabilité relative de l'auscultation et la cinétique donne le temps d'intervenir : test (à minima annuellement) des vannes	1	Impact sur l'exploitation	2	NON	
27		4.2 Vannes (garde et service) de vidange (vanne crémaillère 1,20 x 1,20m, vanne sous carter DN1000)	Régulation du débit de vidange	Ouverture intempestive partielle ou totale (de la vanne)	Mauvaise manœuvre, malveillance	3	Phénomène observé et système de sécurité non éprouvé (alarme avec système d'alerte)	0	Fiabilité incertaine	2	Entraine un débit important à l'aval (max 7,2 m3/s) Ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage sauf en cas de crue extrême	5	OUI	ERC2
28				Manœuvre impossible (ouverture)	Défaut du système de motorisation ou autres	3	Phénomène observé mais manœuvre manuelle possible	-1	Fiabilité relative avec l'entretien et la cinétique donne le temps d'intervenir : test (à minima annuellement) des vannes	2	Vidange potentiellement impossible de l'ouvrage Ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage sauf en cas de crue extrême	4	NON	
29		4.3 Vannes (garde et service) de débit réservé	Gérer l'alimentation du débit réservé	Ouverture intempestive partielle ou totale (de la vanne)	Mauvaise manœuvre, malveillance	3	Phénomène observé et système de sécurité non éprouvé (alarme avec système d'alerte)	0	Fiabilité incertaine	1	Impact sur la délivrance du débit de régulation	4	NON	

N° Cas d'étude	Composant		Fonctions	Mode possible de défaillance (Ev. Ini. complexe)	Causes possibles de défaillance (Ev. Ini. simple)	Note sur probab. EIC [0 à 5]	Justification de la probabilité	Notes des barrières [0 à -3]	Justification de la barrière de sécurité	Note de la Gravité [0 à 5]	Effet et Justification de la gravité	Note Globale du scénario	Analyse détaillée nécessaire	N° ERC
30		(vanne crémaillère 0,2 x 0,2 m, vanne de conduite DN150)		Manœuvre impossible (ouverture)	Défaut du système de motorisation ou autres	2	Phénomène observé mais manœuvre manuelle possible	-1	Fiabilité relative de l'auscultation et la cinétique donne le temps d'intervenir : test (à minima annuellement) des vannes	1	Impact sur la délivrance du débit de régulation	2	NON	
31		4.4 Galerie de vidange	Assurer le transit de l'eau (vidange et prise) à l'aval du barrage	Obstruction	Embâcles	2	Phénomène possible mais grille sur la vanne de vidange de fond	-1	Fiabilité relative : surveillance difficile en profondeur	1	Peut réduire la débitance de la vidange Ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage	2	NON	
32		4.5 Conduite DN600 dans sarcophage	Assurer le transit de l'eau de prise	Rupture de la conduite	Vieillissement de la conduite	2	Phénomène observé mais auscultation possible (inspection)	-1	Fiabilité relative : surveillance possible	1	Impact sur l'exploitation Pas de mise en charge de la galerie revêtue	2	NON	
33		4.6Canal d'évacuation	Assurer le transit de l'eau à l'aval du barrage	Obstruction	Embâcles	2	Phénomène observé mais surveillance et entretien (végétation) éprouvé	-1	Fiabilité relative : surveillance et entretien de la végétation à proximité	2	Vidange potentiellement impossible de l'ouvrage Ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage	3	NON	
34		4.7Vanne de décharge seuil du bassin de dissipation (h=1 m, l=3 m)	Réduit la durée de vidange de l'ouvrage	Ouverture intempestive partielle ou totale (de la vanne)	Mauvaise manœuvre, malveillance	3	Phénomène observé et système de sécurité non éprouvé (alarme avec système d'alerte)	0	Fiabilité incertaine	1	Vidange du bassin de dissipation incontrôlée Ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage	4	NON	
35				Manœuvre impossible (ouverture)	Défaut du système de motorisation ou autres	2	Phénomène observé mais manœuvre manuelle possible	-1	Fiabilité relative de l'auscultation et la cinétique donne le temps d'intervenir : test (à minima annuellement) des vannes	2	Réduit le débit de vidange de l'ouvrage Ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage	3	NON	
36	**5.0 DISPOSITIF D'AUSCULTATION**	5.1 Piézomètres	Suivi de la piézométrie en fondation et dans le corps de l'ouvrage	Défaillance des piézomètres	Dégradation / insuffisance des piézomètres / défaut de mesure	2	Phénomène observé mais système de sécurité éprouvé : contrôle mensuel des piézomètres	-1	Fiabilité relative : phénomène ausculté	2	Non détection d'une piézométrie élevée dans le barrage ou sa fondation Peut rapidement être traité après détection du problème Ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage	3	NON	
37		5.2 Repères de nivellement topographique	Suivre les déplacements et déformations de l'ouvrage	Déplacement du repère	Sollicitations extérieures (chocs) Tassements	2	Phénomène observé mais système de sécurité éprouvé : contrôle topographique annuel	-1	Fiabilité relative : phénomène ausculté	2	Topométrie faussée Problème détectable par le géomètre Ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage	3	NON	
38		5.3 Caniveaux de pied	Suivi du débit de fuite des drains	Colmatage du caniveau	Colmatage par végétation Vandalisme	2	Phénomène observé mais système de sécurité éprouvé : contrôle visuel	-1	Fiabilité relative : phénomène ausculté	2	Non détection des variations des débits totalisateurs Ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage Mesure manuel	3	NON	
39		5.4 Echelle limnimétrique et sonde de	Suivi du niveau d'eau de la retenue	Défaut de transmission du niveau de	Vandalisme ou sollicitation extérieure	2	Phénomène observé mais système de sécurité éprouvé :	-1	Fiabilité relative : phénomène ausculté	2	Non détection du niveau d'eau de la retenue. Lecture manuelle possible	3	NON	

N° Cas d'étude	Composant		Fonctions	Mode possible de défaillance (Ev. Ini. complexe)	Causes possibles de défaillance (Ev. Ini. simple)	Note sur probab. EIC [0 à 5]	Justification de la probabilité	Notes des barrières [0 à -3]	Justification de la barrière de sécurité	Note de la Gravité [0 à 5]	Effet et Justification de la gravité	Note Globale du scénario	Analyse détaillée nécessaire	N° ERC
		mesure		la retenue			transmission quotidienne du niveau d'eau (alarme en cas de défaut)				Ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage			
40		5.5 Local technique	Abriter les appareillages	Fuite d'eau	Vandalisme ou sollicitation extérieure	2	Phénomène observé mais système de sécurité éprouvé : contrôle visuel	-1	Fiabilité relative : phénomène ausculté	2	Contrôle à distance des organes hydromécaniques pas possible (manuel possible) Ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage	3	NON	
41	**6.0 DISPOSITIF EN PHASE CHANTIER**	6.1 Batardeau	Permet de réaliser les travaux à secs	Rupture par surverse (et pertuis fermé, non évacuation de l'eau à l'aval)	Crue supérieure à la crue de chantier (10 ans)	4	Crue avec une période de retour supérieur à 10 ans	-2	Fiabilité du calcul de stabilité de l'ouvrage sans prise en compte de la butée aval FS> 1.2	4	Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	6	OUI	ERC1-S5
42				Rupture par érosion interne (et pertuis fermé, non évacuation de l'eau à l'aval)	Erosion interne autour de la conduite DN1000	3	Phénomène observé mais la bonne mise en œuvre de l'ouvrage limite le risque de l'évènement	-2	Fiabilité du calcul de stabilité de l'ouvrage sans prise en compte de la butée aval FS> 1.2	4	Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	5	OUI	ERC1-S5
43				Rupture par glissement (et pertuis fermé, non évacuation de l'eau à l'aval)	Défaut d'étanchéité et/ou de filtration de l'ouvrage	3	Phénomène observé mais le contrôle des caractéristiques intrinsèques du matériaux limite le risque de l'évènement	-2	Fiabilité du calcul de stabilité de l'ouvrage sans prise en compte de la butée aval FS> 1.2	4	Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	5	OUI	ERC1-S5
44		6.2 Réalisation des fouilles à l'aval de l'ouvrage pour les contreforts	Terrassement pour la réalisation des contreforts à l'aval	Rupture par basculement de l'ouvrage	Déchaussement de l'ouvrage	2	Phénomène observé mais système de sécurité éprouvé : inspection visuelle au cours des fouilles	-2	Fiabilité du calcul de stabilité de l'ouvrage sans prise en compte de la butée aval FS> 1.2	4	Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	4	NON	
45					Crue supérieure à la crue de chantier (10 ans)	4	Crue avec une période de retour supérieur à 10 ans	-2	Fiabilité du calcul de stabilité de l'ouvrage sans prise en compte de la butée aval FS> 1.2	4	Rupture du barrage avec libération non-maîtrisée d'eau vers l'aval	6	OUI	ERC1-S5
46		6.3 Ouverture du pertuis de vidange	Terrassement pour la réalisation de la galerie de vidange	Effondrement du barrage au droit du pertuis de vidange	Maçonnerie en mauvais état	2	Phénomène observé mais système de sécurité éprouvé : inspection visuelle au cours des fouilles, reconnaissances géotechniques réalisées, calcul de stabilité en phase G2 PRO	-2	Fiabilité du calcul de stabilité de l'ouvrage FS> 1.2 (à confirmer étude PRO)	2	Travaux à sec Ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage	2	NON	

N° Cas d'étude	Composant		Fonctions	Mode possible de défaillance (Ev. Ini. complexe)	Causes possibles de défaillance (Ev. Ini. simple)	Note sur probab. EIC [0 à 5]	Justification de la probabilité	Notes des barrières [0 à -3]	Justification de la barrière de sécurité	Note de la Gravité [0 à 5]	Effet et Justification de la gravité	Note Globale du scénario	Analyse détaillée nécessaire	N° ERC
47		6.4 Travaux de terrassement de l'évacuateur	Terrassement pour l'implantation du nouveau seuil d'évacuation et coursier	Rupture partielle d'infrastructure nouvelle en phase chantier pendant une crue	Crue supérieure à la crue de chantier (10 ans)	4	Crue avec une période de retour supérieur à 10 ans	-2	Fiabilité forte : surveillance en phase chantier / prévisions météorologiques. Bonne gestion des eaux (conduite DN1000 en phase 2)	2	Ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage	4	NON	

Tableau 8-6 : Détail de l'analyse APR

8.3 ANALYSE DETAILLEE DES RISQUES

8.3.1 LISTE DES ERC ETUDIES

Sont considérés comme ERC les événements en cinétique rapide, ayant des conséquences à l'aval en termes de gravité et aboutissant à un potentiel de danger.

A l'issue de cette analyse, il ressort 2 ERC susceptibles de remettre en cause une des fonctions principales de l'ouvrage :

- La rupture du barrage qui générerait une onde de rupture dévastatrice pour l'environnement aval du barrage (ERC 1),
- L'ouverture intempestive des vannes du barrage entrainant un débit dévastateur pour l'environnement immédiat aval du barrage (ERC 2),

8.3.2 SCENARIOS DE DEFAILLANCE MENANT A L'ERC 1

8.3.2.1 Arbres de défaillance

L'arbre de défaillance en cas de rupture du barrage vise à mettre en valeur les différents scénarios pouvant mener à la rupture du barrage. On distingue 5 modes de défaillances.

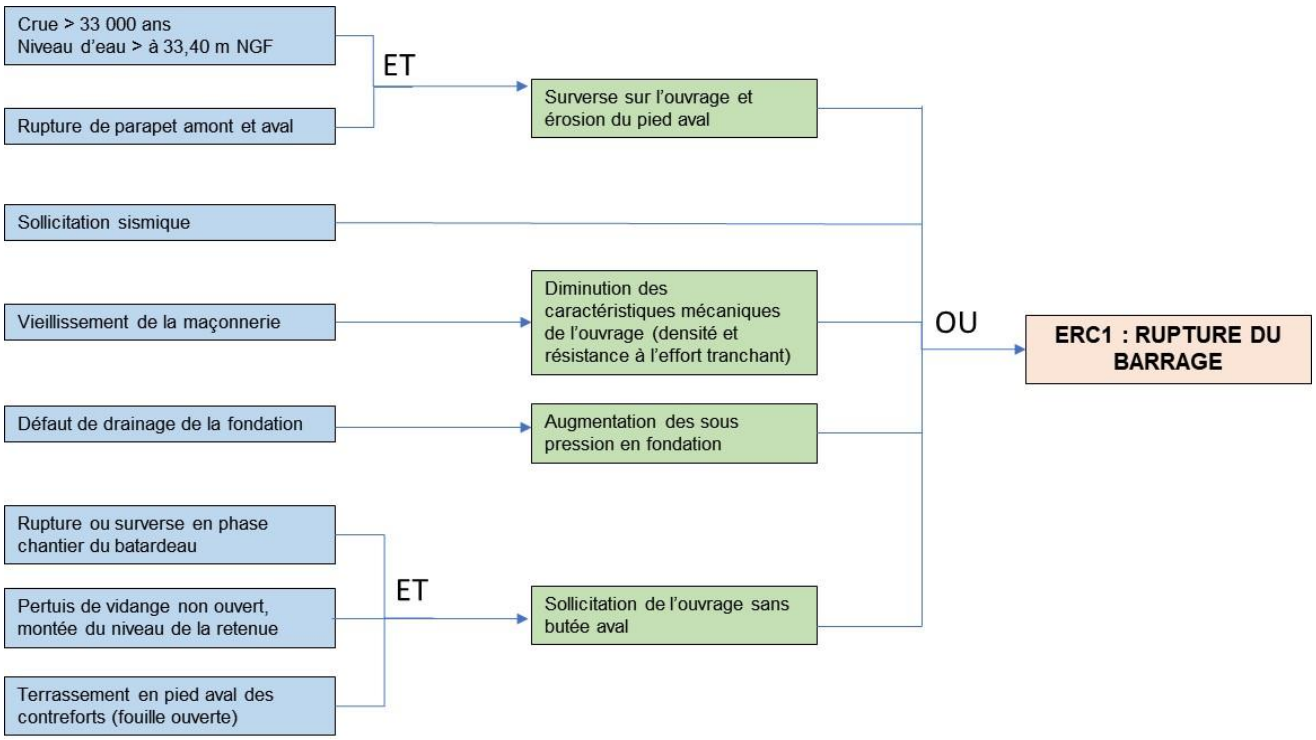


Figure 8-2 : Arbre de défaillance – ERC1

8.3.2.2 Scénario ERC1-S1 : rupture du barrage par surverse, pour une crue extrême et rupture du parapet

Description du scénario

Le scénario ERC1-S1 correspond à la mise en charge du parapet amont avec un niveau hydrostatique dans la retenue supérieur à 32,40 m NGF (supérieur à la PHE) ce qui entraine sa rupture une surverse sur l'ouvrage. Le parapet aval est alors sollicité et se rompt à son tour. L'eau déverse sur l'ensemble de la crête ce qui entraine l'érosion du pied aval de l'ouvrage.

La figure ci-dessous présente l'arbre d'évènements de ce scénario.

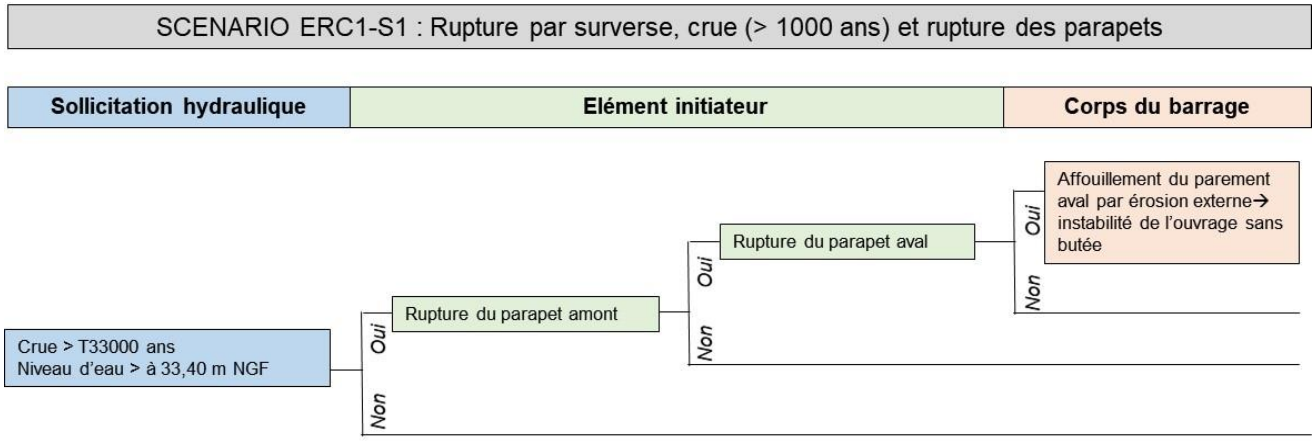


Figure 8-3 : Arbre d'événements -scénario ERC1-S1

Quantification des probabilités d'occurrence

Le tableau suivant présente les probabilités envisagées ainsi que leur justification.

	Probabilité	Justification
Crue > T1000 ans Niveau d'eau > à 32,40 m NGF	10^{-5}	Période de retour de la crue
Rupture du parapet amont	10^{-1}	Cf Tableau 8-1: *Le phénomène a déjà été observé sur d'autres ouvrages comparables dans des circonstances analogues, mais la conception est telle que le phénomène ne devrait pas se produire*
Rupture du parapet aval	10^{-1}	Cf Tableau 8-1 : *Le phénomène a déjà été observé sur d'autres ouvrages comparables dans des circonstances analogues, mais la conception est telle que le phénomène ne devrait pas se produire*
Affouillement du parement aval par érosion externe→ instabilité de l'ouvrage sans butée	10^{-2}	L'ensemble des calculs de stabilité présenté dans l'annexe 2 sont effectués sans prise en compte de la butée aval. La rupture du barrage intervient en théorie à partir de la cote 34 m NGF (au dessus du parapet à 33,40 m NGF). Néanmoins par mesure de sécurité nous considérons, à la vue des incertitudes de calcul, que le barrage n'est pas stable dès lors que l'eau surverse. La probabilité choisie correspond à dire d'expert à « évènement improbable »
Probabilité ERC1-S1	$P=10^{-5} \times 10^{-1} \times 10^{-1} \times 10^{-2} = \mathbf{10^{-9}}$ **Evènement extrêmement peu probable**	

Tableau 8-7 : Quantification des probabilités pour le scénario ERC1-S1

8.3.2.3 Scénario ERC1-S2 : rupture du barrage sous sollicitation sismique

Description du scénario

Le scénario ERC1-S2 correspond à la rupture du barrage sous sollicitations sismiques, pour rappel les hypothèses de calcul sont les suivantes (période de retour de 1500 ans) :

- Accélérations horizontales pour le SES = 1,6 m/s²
- Accélérations verticales pour le SES = 1,4 m/s²

La figure ci-dessous présente l'arbre d'évènements de ce scénario.

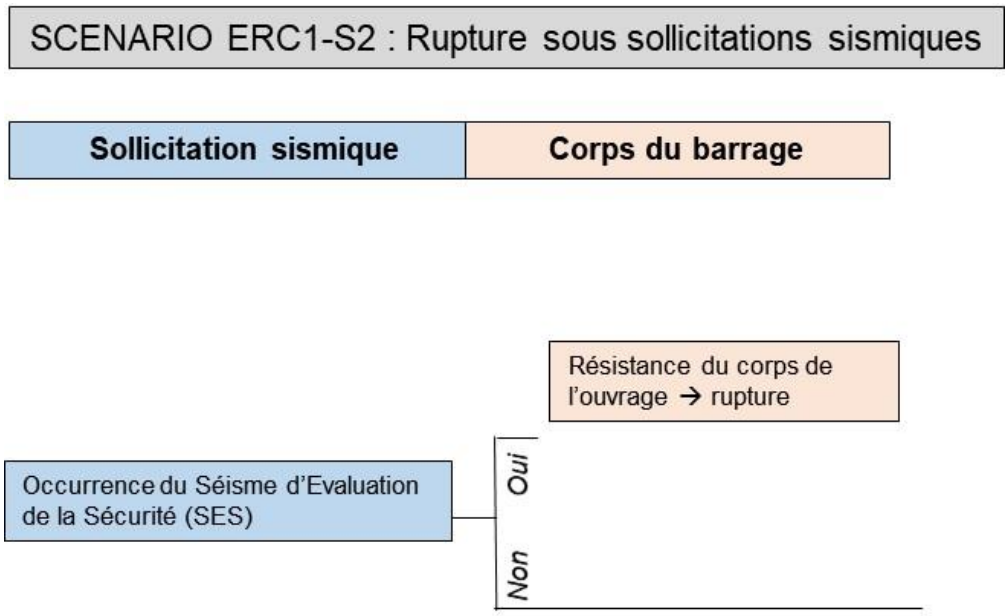


Figure 8-4 : Arbre d'événements -scénario ERC1-S2

Quantification des probabilités d'occurrence

Le tableau suivant présente les probabilités envisagées ainsi que leur justification.

	Probabilité	Justification
SES **Période de retour 1500 ans**	6,6 10^{-4}	Période de retour du séisme
Résistance du corps de l'ouvrage sous sollicitation sismique (*)	10^{-3}	D'après les résultats obtenus et rappelés ci-dessous nous considérons la rupture de l'ouvrage sous sollicitation sismique comme évènement très improbable (SFF > 1,2 cf. Tableau 8-3)
Probabilité ERC1-S2	P=6,6.10^{-4} x 10^{-3} = **6,6.10^{-7}** **Evènement extrêmement peu probable**	

Tableau 8-8 : Quantification des probabilités pour le scénario ERC1-S2

(*) le tableau ci-dessous synthétiste les résultats obtenus pour l'ensemble des zones d'études sous sollicitation sismique (extrait annexe 2).

	PE m NGF	SFF*	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ am (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
Zone 1	31,3	1,67	0,00	0%	34	441	43431	-26534	12919
Zone 2	31,3	1,30	0,90	11%	0	656	65242	-23717	14238
Zone 3	31,3	1,33	0,27	3%	0	551	46866	-18491	10957

Tableau 8-9 : Synthèse des résultats pour les calculs de stabilité sous sollicitations sismiques (cas accidentel)

8.3.2.4 Scénario ERC1-S3 : rupture du barrage par vieillissement de la maçonnerie

Description du scénario

Le scénario ERC1-S3 correspond à la rupture de l'ouvrage suite au vieillissement de la maçonnerie ce qui se traduit par une perte de densité et/ou une perte de cohésion dans le corps du barrage.

A noter que le parement amont sera protégé par une géomembrane qui a pour objectif de ralentir ce phénomène.

La figure ci-dessous présente l'arbre d'évènements de ce scénario.

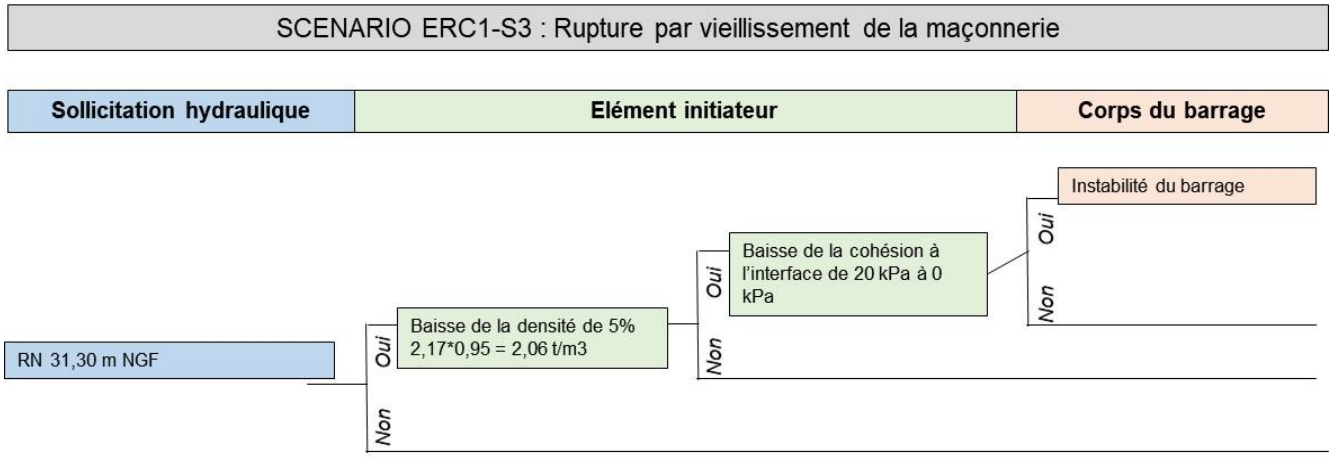


Figure 8-5 : Arbre d'événements -scénario ERC1-S3

Quantification des probabilités d'occurrence

Le tableau suivant présente les probabilités envisagées ainsi que leur justification.

	Probabilité	Justification
RN	1	Niveau d'exploitation
Baisse de la densité de 5% du corps du barrage	10^{-2}	La mise en place de la géomembrane a pour objectif de réduire fortement le phénomène de vieillissement Cf Tableau 8-1 : *Le phénomène a déjà été observé sur d'autres ouvrages comparables dans des circonstances analogues, mais la conception est telle que le phénomène ne devrait pas se produire*
Baisse de la cohésion à l'interface (20 kPa à 0 kPa)	10^{-2}	La mise en place de la géomembrane a pour objectif de réduire fortement le phénomène de vieillissement Cf Tableau 8-1 : *Le phénomène a déjà été observé sur d'autres ouvrages comparables dans des circonstances analogues, mais la conception est telle que le phénomène ne devrait pas se produire*
Instabilité du barrage après vieillissement (*)	10^{-1}	L'ensemble des calculs de stabilité présenté dans l'annexe 2 sont effectués sans prises en compte de la butée aval. D'après l'analyse de sensibilité réalisée (voir ci-dessous), pour une perte de densité de 5% (densité à 2,06), une cohésion nulle et un angle de frottement de 35°, la stabilité n'est tout juste plus assurée (SFF = 0,96). La probabilité choisie correspond à dire d'expert à « évènement improbable »
Probabilité ERC1-S3	$P=10^{-2} \times 10^{-2} \times 10^{-2} =$ **10^{-6}** **Evènement extrêmement peu probable**	

Tableau 8-10 : Quantification des probabilités pour le scénario ERC1-S3

(*) Les courbes ci-dessous présentent les études de sensibilité menées sur l'ouvrage conforté au droit de la zone n°2 (zone la plus défavorable, sous niveau RN).

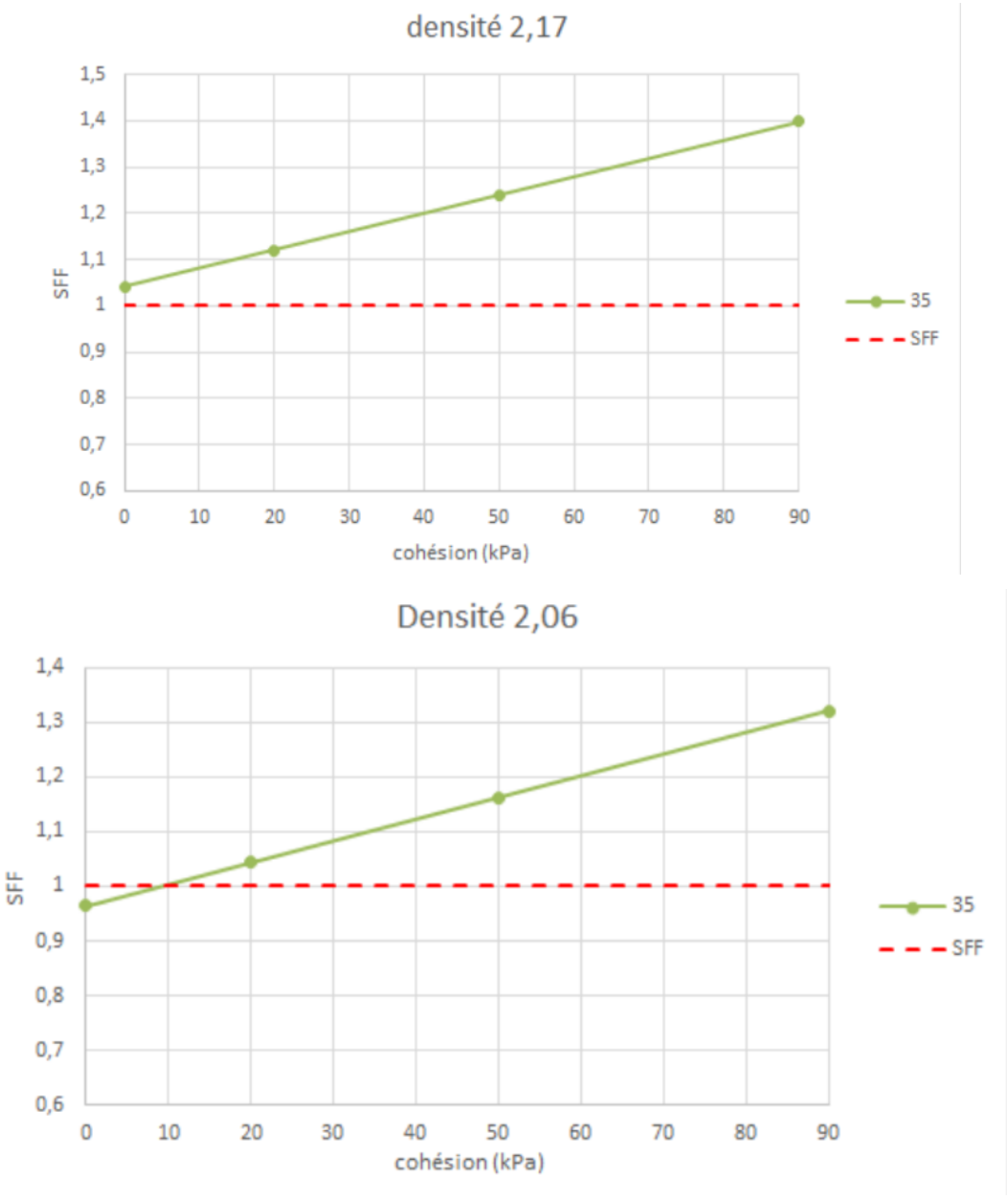


Tableau 8-11 : Etude de sensibilité sur la zone 2 avec perte de densité de 5%

A noter que sans perte de densité et avec une cohésion nulle le SFF est encore supérieur à 1.

8.3.2.5 Scénario ERC1-S4: rupture du barrage par défaut de drainage

Description du scénario

Le scénario ERC1-S4 correspond à la rupture du barrage suite au défaut du rideau de drainage. Ce défaut se traduit par une augmentation des sous pressions sous la structure.

La figure ci-dessous présente l'arbre d'évènements de ce scénario.

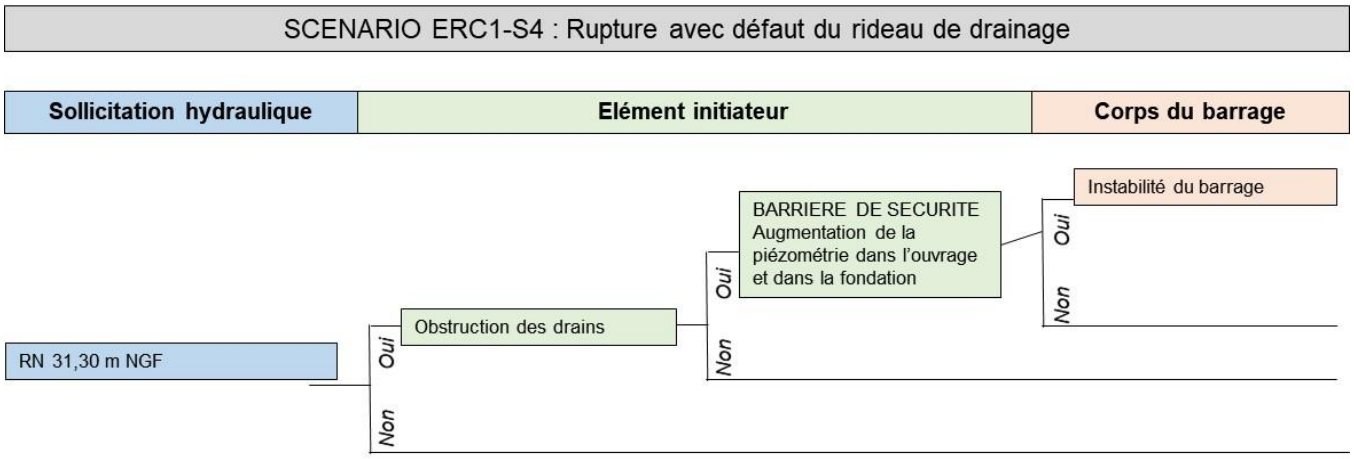


Figure 8-6 : Arbre d'événements -scénario ERC1-S4

Quantification des probabilités d'occurrence

Le tableau suivant présente les probabilités envisagées ainsi que leur justification.

	Probabilité	Justification
RN	1	Niveau d'exploitation
Obstruction des drains	10^{-1}	Cf Tableau 8-1 : *Le phénomène a déjà été observé sur d'autres ouvrages comparables dans des circonstances analogues, mais la conception est telle que le phénomène ne devrait pas se produire* *L'ensemble des drains seront crépinés et surveillés (curage annuel)*
Augmentation de la piézométrie dans l'ouvrage	10^{-1}	Cf Tableau 8-1 : *Le phénomène a déjà été observé sur d'autres ouvrages comparables dans des circonstances analogues, mais la conception est telle que le phénomène ne devrait pas se produire.* *Les piézomètres sont équipés de sonde de niveau automatique. Cela permet d'anticiper l'augmentation de la piézométrie dans l'ouvrage.*
Stabilité de l'ouvrage sans rabattement	10^{-4}	L'ensemble des calculs de stabilité présenté dans l'annexe 2 sont effectués sans prise en compte de rabattement (SFF > 1,12) Dans le cadre des travaux de modernisation les drains sont rajoutés de manière sécuritaire et pour améliorer l'auscultation générale de l'ouvrage. La probabilité choisie correspond donc à dire d'expert à « évènement extrêmement peu probable »
Probabilité ERC1-S4	$P=10^{-1} \times 10^{-1} \times 10^{-4} = \mathbf{10^{-6}}$ **Evènement extrêmement peu probable**	

Tableau 8-12 : Quantification des probabilités pour le scénario ERC1-S4

8.3.2.6 Scénario ERC1-S5: rupture du barrage en phase chantier par crue et rupture/submersion du batardeau

Description du scénario

Le scénario ERC1-S5 correspond à la surverse ou à la rupture du batardeau en phase chantier sans que l'augmentation du pertuis de vidange ne soit terminée (ou que la section ne soit pas suffisante (< à 0,8 m²) pour faire transiter le débit). Le niveau d'eau dans la retenue augmente et met en charge l'ouvrage. Par ailleurs en aval les travaux de terrassement des contreforts ont mis à nu le pied aval de l'ouvrage.

La figure ci-dessous présente l'arbre d'évènements de ce scénario.

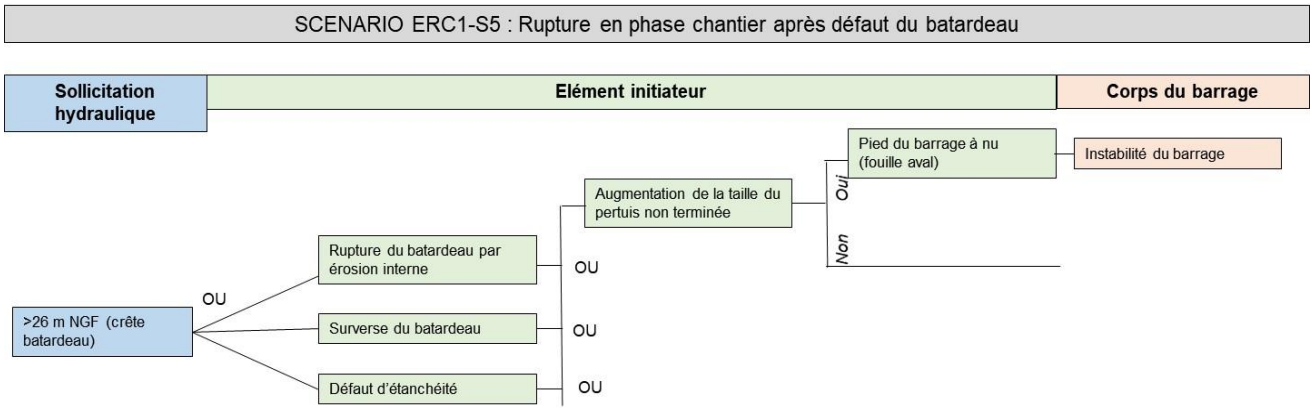


Figure 8-7 : Arbre d'événements -scénario ERC1-S5

Quantification des probabilités d'occurrence

Le tableau suivant présente les probabilités envisagées ainsi que leur justification.

	Probabilité	Justification
Niveau d'eau > 26 m NGF	10^{-1}	Crue supérieur à la crue de chantier (T=10 ans)
Rupture du batardeau par érosion interne	10^{-1}	CfTableau 8-3 : *Le phénomène a déjà été observé sur d'autres ouvrages comparables dans des circonstances analogues, mais la conception est telle que le phénomène ne devrait pas se produire* *Les matériaux mis en œuvre seront contrôlés pour atteindre les objectifs mécaniques de l'ouvrage, la conduite sera mise hors eau.*
Surverse sur le batardeau	1	Si niveau supérieur à 26 m NGF il y aura mécaniquement une surverse sur le batardeau
Défaut d'étanchéité	10^{-1}	CfTableau 8-3 : *Le phénomène a déjà été observé sur d'autres ouvrages comparables dans des circonstances analogues, mais la conception est telle que le phénomène ne devrait pas se produire* Selon la nature des matériaux, une étanchéité mécanique pourra être mise en œuvre.
Augmentation de la taille du pertuis non terminée	10^{-1}	Moins de 3 mois de travail planifié La probabilité choisie correspond à dire d'expert à « évènement courant »
Pied du barrage à nu	1	Les travaux de terrassement des contreforts (en pianotage vont commencer dès le démarrage du chantier).
Instabilité de l'ouvrage sans butée, pour une crue décennale (plus petite crue pour laquelle on peut avoir rupture du batardeau) et pour une crue extrême		Le tableau ci-dessous présente les niveaux d'eau obtenus en fonction des périodes de retour d'une crue à partir d'un niveau d'eau dans la retenue à 24 m NGF. Pour une crue décennale, avec rupture du batardeau, la cote contre le barrage est 26. Pour cette cote la stabilité est largement atteinte, y compris avec les travaux en pied de barrage. La probabilité de rupture est estimée <10-3. Pour une crue extrême : Le niveau maximum obtenu pour une crue extrême (30,30 m NGF) est 10 cm inférieur à la cote RN actuelle (30,40 m NGF). Le barrage peut être considéré comme stable dans cette situation extrême. (SFF=1,1, situation RN). La rupture du batardeau est certaine. La stabilité

		du barrage est probablement acquise, avec un facteur de sécurité faible : probabilité de rupture < 10^{-1}..
Probabilité ERC1-S5		Crue décennale : P=10^{-1} x 10^{-1} x 10^{-1} x 1 x 10^{-3} < **10^{-5}** Crue extrême : P = 1 x 1 x 3. 10^{-5} x 10^{-1} < 10^{-5}

Tableau 8-13 : Quantification des probabilités pour le scénario ERC1-S5

Le tableau ci-dessous présente le niveau atteint dans la retenue en fonction de la période de retour des différentes crues. A noter que le niveau initial dans la retenue est considéré égal à 24 m NGF.

Période de retour	Volume crue (m3)	Volume dans la retenue (m3)	Cote atteinte (m NGF)
Q5	680 000	836 494	25,74
Q10	842 000	998 494	26,00
Q1000	3 360 000	3 516 494	28,71
Q33000	5 512 000	5 668 494	30,29

Figure 8-8 : Niveau d'eau en phase travaux pour les différentes périodes de retour

8.3.3 SCENARIOS DE DEFAILLANCE MENANT A L'ERC 2

Description du scénario.

Dans le cas de l'ERC2 un seul scénario est envisagé. Il s'agit de la rupture de la vanne sous carter de la vidange de fond cumulée à l'impossibilité de fermer la vanne de garde (vanne glissière). Ce scénario ne remet pas en question la stabilité de l'ouvrage mais impact l'environnement aval avec l'augmentation subitement du débit de 7,2 m^3/s.

La figure suivante présente l'arbre de défaillance de ce scénario.

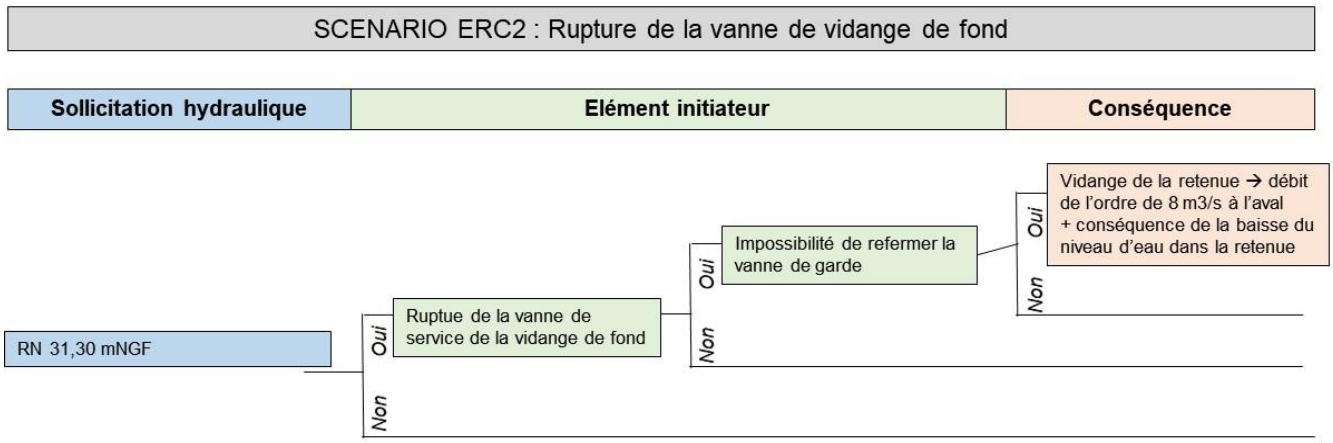


Figure 8-9 : Arbre d'événements -scénario ERC2

Quantification des probabilités d'occurrence

Le tableau suivant présente les probabilités envisagées ainsi que leur justification.

	Probabilité	Justification
Niveau d'eau à 31,30 m NGF	1	Niveau d'exploitation
Rupture de la vanne de service	10^{-4}	Cf Tableau 8-1 Le phénomène n'a pas été observé sur l'ouvrage. Il a néanmoins été observé sur des ouvrages similaires. Cependant, l'ouvrage comprend des barrières de sécurité redondantes pour prévenir l'occurrence du phénomène.
Impossibilité de fermeture de la vanne de garde de vidange	10^{-1}	Cf Tableau 8-1 *Le phénomène a déjà été observé sur d'autres ouvrages comparables dans des circonstances analogues, mais la conception est telle que le phénomène ne devrait pas se produire*
Probabilité ERC1-S5	P=1 x 10^{-4} x 10^{-1} = **10^{-5}** **Evènement extrêmement peu probable**	

Tableau 8-14 : Quantification des probabilités pour le scénario ERC2

8.4 APPRECIATION DE LA GRAVITE DES CONSEQUENCES

8.4.1 CALCUL DE L'ONDE DE RUPTURE- PRINCIPALES HYPOTHESES

Un calcul de l'onde de rupture du barrage a été réalisé afin d'évaluer les conséquences d'une rupture du barrage de Vioreau.

L'ensemble des hypothèses et des résultats sont présentés dans l'annexe n°4.

Ce calcul a été effectué avec une retenue à la cote de Danger à savoir 33,40 m NGF.

L'hydrogramme de rupture a été obtenu par modélisation sous TELEMAC 2D et comparé aux méthodes empiriques couramment utilisées. Le débit de pointe est estimé à 2 950 m^3/s.

La figure suivante présente cet hydrogramme.

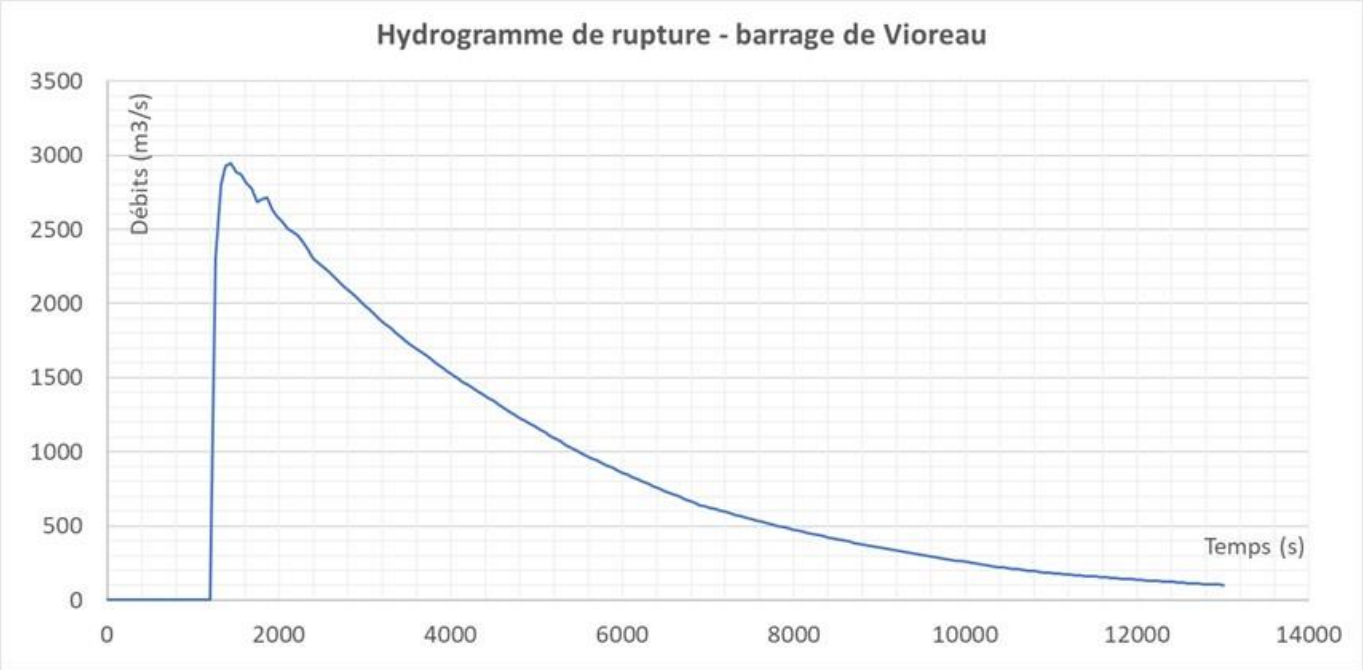


Figure 8-10 : Hydrogramme de rupture (modélisation TELEMAC 2D)

Un modèle numérique de terrain a été construit sur la base :

- du relevé Lidar de l'ensemble de la retenue et des 200 m en aval du barrage de Vioreau,
- Les courbes bathymétriques de 2021 de la retenue de Vioreau,
- d'un modèle numérique de terrain RGE ALTI de 1 à 5 m pour l'ensemble de la vallée entre Vioreau et Nantes.

Dans le modèle, le frottement est modélisé par un coefficient de Strickler. Ce coefficient traduit la rugosité du fond. Pour les modèles d'onde de rupture, on retient généralement les valeurs suivantes :

	K_Ref
Retenue de Vioreau	30
Territoires agricoles	25
Forêts	10
Cours d'eau	35
Zones urbaines	10
Routes	40

Tableau 8-15 : coefficients de Strickler retenus

8.4.2 SYNTHESE DES RESULTATS

De manière analogue au calcul de l'onde de rupture de l'ancienne EDD [9], 39 points de contrôle ont été implantés à l'aval du barrage de Vioreau. Sur chaque point un hydrogramme a été établi et le temps d'arrivée est calculé.

Les figures ci-dessous présentent l'implantation de ces points.

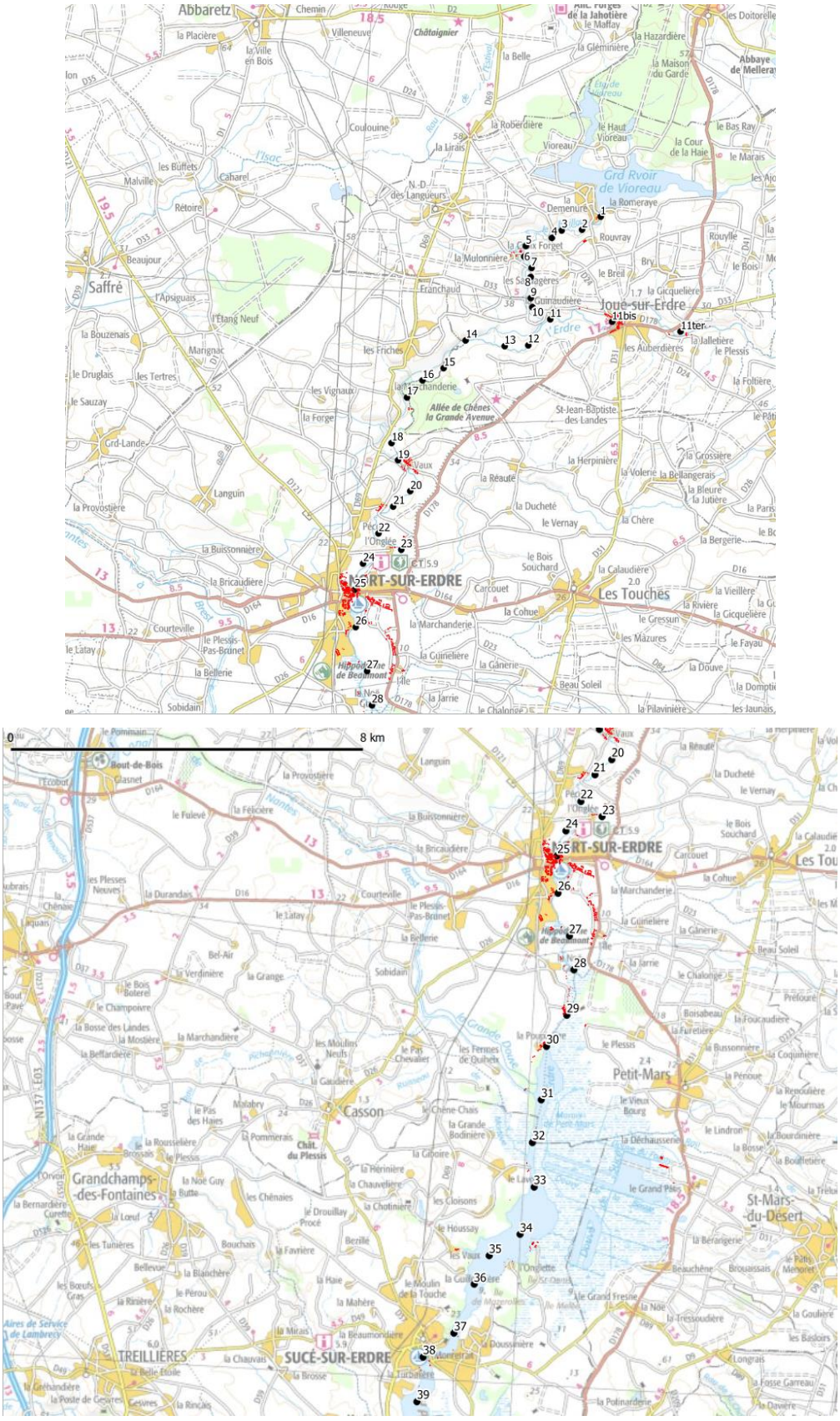


Figure 8-11 : Implantation des points de contrôle à l'aval du barrage de Vioreau

La figure suivante illustre la propagation de l'hydrogramme de rupture et l'atténuation du débit de pointe d'amont en aval.

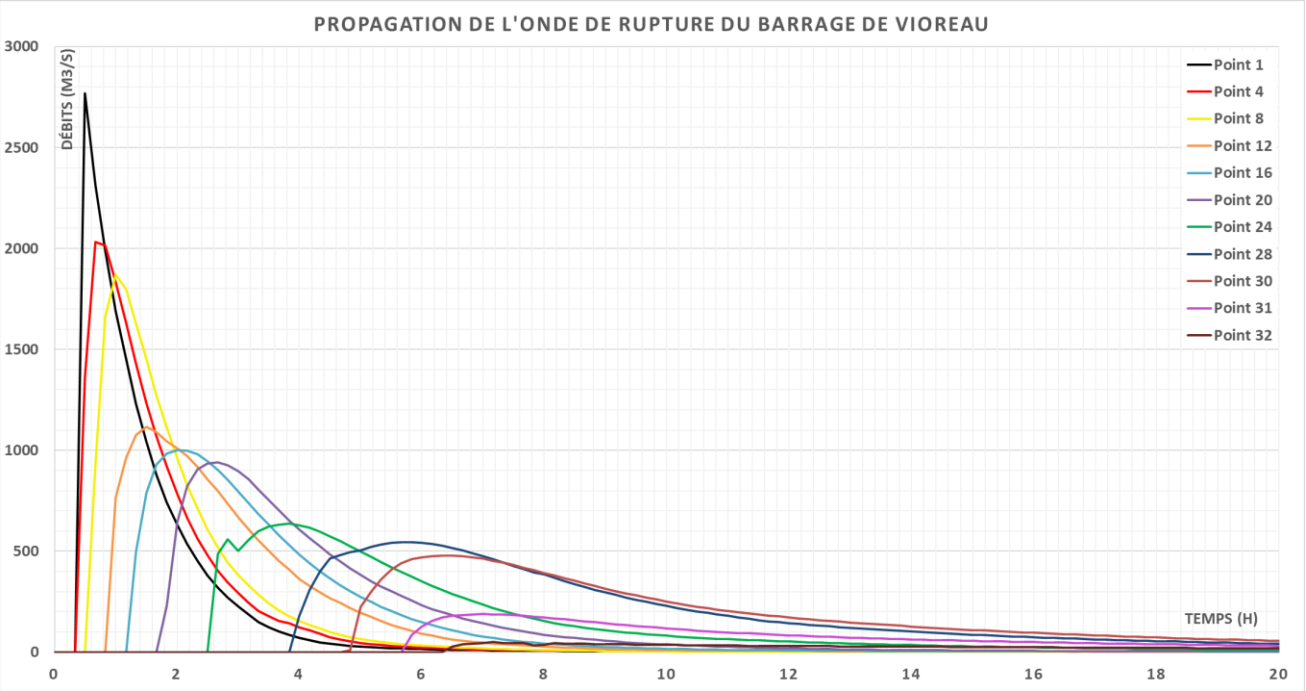


Figure 8-12 : propagation de l'hydrogramme de rupture.

La propagation de l'onde de rupture sur le Baillou est très rapide. Les hauteurs d'eau sont très importantes dans toute la vallée, souvent au-delà de 7 m. L'onde atteint la confluence avec l'Erdre au bout de 21 minutes.

Un premier amortissement de l'onde de rupture est observé au niveau de la confluence avec l'Erdre. A ce niveau une partie des débits remonte dans un premier temps vers la ville de Joué sur Erdre. A ce stade les débits observés sont deux fois moins importants qu'au droit de l'ouvrage.

La remontée de l'onde de rupture sur l'Erdre ralentie fortement les vitesses. La commune de Joué sur Erdre est impactée 34 minutes après la brèche sur le barrage de Vioreau. Le pic de l'onde arrive 1h19 après l'évènement et génère des hauteurs d'eau maximales de 3,3m. Au maximum de la crue toutes les habitations sous la cote 17,8m NGF sont inondées.

La propagation jusqu'à Nort sur Erdre se fait en 2 heures. Les venues d'eau se concentrent dans la vallée de l'Erdre avec des cotes d'eau d'environ 4 m.

A l'aval de Nort sur Erdre, l'altimétrie basse de la vallée génère un étalement spatial de l'onde de rupture. Les temps de propagations de l'onde de rupture diminuent.

Au point 31, l'onde de rupture atteint les marais de l'Erdre. Cette zone de plus de 1 000 hectares constitue un vaste secteur de stockage. Un volume de 8 300 000 m^3 vient se stoker dans les marais, soit 71% du volume d'eau dans la retenue de Vioreau au moment de la rupture.

L'effet tampon du marais freine fortement l'onde de rupture. Les débits passant de 700 m^3/s à l'aval de Nort sur Erdre à 25 m^3/s à l'aval du marais.

8.4.3 ESTIMATION DU NOMBRE DE PERSONNES POTENTIELLEMENT IMPACTEES

Le tableau suivant synthétise et localise les enjeux impactés par l'onde de rupture. Pour chaque zone identifiée, sont précisés :

- Le nombre de bâtiments touchés ;

- La taille du ménage à partir des données de l'INSEE ;
- La population estimée ;
- Le temps d'arrivée de l'onde de rupture.

556 personnes sont impactées par l'onde de rupture dans l'heure d'après la création de la brèche dans le barrage de Vioreau.

En considérant la cinétique lente (temps d'arrivée >1h), l'estimation définit la population impactée par l'onde de rupture à 4 757 personnes.

Nota : Le calcul des enjeux impactés se base sur l'ensemble des éléments de la couche cadastrale du bâti (bâti léger et bâti dur) : hypothèse sécurisante pour l'estimation de la population potentiellement impactée.

Code INSEE	Commune	Type	Nombre de bati	Taille du ménage	Population estimée	Temps d'arrivée (h)	Population	
							Cinétique rapide	Cinétique lente
44077	Joué-sur-Erdre	Bâti	214	2,6	556,4	<1	556	
44110	Nort-sur-Erdre	Bâti	875	2,46	2152,5	>1		2152
		Mairie, Ecole élémentaire publique la Sablonnaie, école maternelle, lycée professionnel de l'Erdre, école maternelle et primaire sainte Jeanne d'Arc, Camping du Port Mulon, collège Isabelle Autissier			2370	>1		2370
44122	Petit-Mars	Bâti	4	2,7	10,8	>1		11
44201	Sucé sur Erdre	Bâti	64	2,52	161,28	>1		161,
44026	Carquefou	Bâti	2	2,25	4,5	>1		5
44035	La Chapelle sur Erdre	Bâti	2	2,37	4,74	>1		5,
44109	Nantes	Bâti	19	1,86	35,34	>1		35,
44179	Saint Mars du désert	Bâti	7	2,61	18,27	>1		18,
Total			1187		5313,83		**556**	**4757**

Tableau 8-16 : Population impactée par l'onde de rupture du barrage de Vioreau

8.4.4 SYNTHESE DES GRAVITES POUR LES DIFFERENTS SCENARIOS

Le tableau suivant présente la gravité associée aux différents scénarios. La classification se base sur les critères présentés dans .Tableau 8-4.

	Classe de gravité	Nombre de personnes exposées en zone à cinétique rapide <1h	Nombre de personnes exposées en zone à cinétique lente >1h	Scénario étudié	Justification
Négligeable	0				
Modéré	1		Entre 1 et 10		
Sérieux	2	Entre 1 et 10	Entre 10 et 100	ERC2	Possibilité d'avoir entre 1 et 10 personnes à l'aval immédiat du barrage impacté par la vague de rupture de 7,2 m^3/s.
Important	3	Entre 10 et 100	Entre 100 et 1000		
Catastrophique	4	Entre 100 et 1000	Supérieur à 1000	ERC1-S1 ERC1-S2 ERC1-S3 ERC1-S4 ERC1-S5	Rupture du barrage avec une exposition de moins de 1000 personnes en 1H et 5000 personnes en plus d'1H
Désastreux	5	Supérieur à 1000	Supérieur à 10 000		

Tableau 8-17 : Gravité des différents scénarios

8.5 SYNTHESE DES ERC DANS LA MATRICE DE CRITICITE

Le tableau ci-dessous présente la synthèse des différents scénarios pour les deux ERC étudiés.

			Classe de risques				
			Modéré	Sérieux	Important	Catastrophique	Désastreux
			1	2	3	4	5
Classe de probabilité	Evènement possible mais extrêmement peu probable	0 (P<3.10-5)		ERC2		ERC1-S1 ERC1-S2 ERC1-S3 ERC1-S4 ERC1 – S5	
		0 (P>3.10-5)					
	Evènement peu probable	1					
	Evènement improbable	2					
	Evènement probable	3					
	Evènement courant	4					

ERC1-S1 : rupture du barrage sous crue extrême avec rupture du parapet

ERC1-S2 : rupture du barrage sous sollicitation sismique

ERC1-S3 : rupture du barrage par vieillissement de la maçonnerie

ERC1-S4 : rupture du barrage avec défaut de drainage

ERC1-S5 : rupture du barrage après surverse du batardeau (phase chantier)

ERC2 : rupture de la vanne de service de la vidange de fond

Tableau 8-18 : Présentation des criticités attribués aux ERC en fonction de la probabilité de défaillance et de la gravité

L'ensemble des scénarios de rupture du barrage ERC1 en phase définitive (post travaux) sont classés comme risque acceptable. Les travaux du programme de modernisation du barrage permettent d'améliorer significativement le degré de sureté de l'ouvrage.

Le scénario ERC1-S5 est considéré comme tolérable en phase provisoire de chantier. Il est néanmoins nécessaire de surveiller ce scénario par le strict respect des consignes en phase travaux.

L'ERC2 est considéré comme acceptable du fait de la conséquence qui est uniquement une augmentation subite du débit aval (7,2 m^3/s), ce débit est du même ordre de grandeur que la crue décennale non laminée et que la crue centennale laminée.

9 ETUDE DE REDUCTION DES RISQUES

9.1 SCÉNARIOS ERC-1 S1 À S4

Comme évoqué auparavant les 4 premiers scénarios (ERC1 S1 à S4) sont évalués en risque acceptable. La gravité ne peut pas être modifiée pour ces scénarios de rupture de l'ouvrage. Néanmoins la probabilité d'occurrence des différents évènements doit être maintenue par stricte application des consignes de l'ouvrage.

9.2 SCENARIOS ERC-1 S5 (PHASE TRAVAUX)

En phase travaux, le niveau de protection envisagé est la cote 26 m NGF. Cette cote a été défini en fonction du niveau obtenu avec une crue de période de retour 10 ans.

A noter que le système de pompage et de gestion des eaux pourra éventuellement être différent en phase travaux en fonction des équipements mis en œuvre par l'entrepreneur retenu.

Néanmoins le strict respect des consignes en travaux permet de réduire très fortement le risque de submersion pour l'ensemble des événements avec une période de retour inférieure à 10 ans.

D'autre part la réduction du temps de construction de l'ouverture du pertuis de la vidange de fond permet de réduire le risque de mise en charge de l'ouvrage en phase temporaire. L'optimisation du phasage de l'entreprise avec cette contrainte particulière sera imposée aux entreprises dès la rédaction du DCE.

9.3 SCENARIO ERC2

Les conséquences du scénario 2 (rupture de la vanne de service de la vidange de fond sans possibilité de fermeture de la vanne de garde) sont considérées comme sérieux car impact de personnes à proximité immédiate de l'ouvrage dans le lit mineur du Baillou.

Pour réduire la gravité de ce scénario il est recommandé de procéder à la mise en œuvre d'affichage spécifique dans le cours d'eau pour expliquer la possibilité de la survenue d'une vague dans le cours d'eau. Cet affichage permettra de sensibiliser les riverains sur la dangerosité potentielle de la zone.

A noter que ce débit correspond à un débit du même ordre de grandeur que le débit de pointe d'une crue décennale.

10 CARTOGRAPHIE

La cartographie de l'onde de rupture est présentée dans l'Annexe 4.

ANNEXE 1 ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE- ETUDE AVP

Barrages

DEPARTEMENT DE LA LOIRE ATLANTIQUE

MOE REQUALIFICATION DU BARRAGE DE VIOREAU

Annexe 2_AVP Etude hydraulique / hydrologie

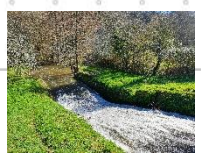
Rapport n° : 21F-015-RA-5

Révision n° : C

Date : 12/10/2021

Rapport

Votre contact :
Thomas NOBLET
noblet@isl.fr


ISL Ingénierie SAS - ANGERS
25 rue Lenepveu
49100 - Angers
FRANCE
Tel. : +33.2.41.36.01.77
Fax : +33.2.41.36.10.55

www.isl.fr

Loire Atlantique

ISL Ingénierie

Visa

Document verrouillé du 12/10/2021.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	26/05/2021	BPE	TNO	ADB	
B	02/07/2021	BPE	BPE	ADB	
C	12/10/2021	BPE	TNO	BSE	

ADB : de BONVILLER Arnaud

BPE : PELTIE Benjamin

BSE : SEUROT Benjamin

TNO : NOBLET Thomas

Rapport ISL
21F-015-RA-5
Revision C

http://www.isl.fr/r.php?c=201892

Ingénierie

SOMMAIRE

2.1 HYDROLOGIE 1
2.2 LOI HSV 3
2.3 AUTRES CARACTERISTIQUES 3
3.1 PRISE EN COMPTE DE LA NOUVELLE LOI HSV 4
3.2 DIMENSIONNEMENT DU PROJET D'EVACUATEUR 5
3.2.1 COTES CARACTERISTIQUES 5
3.2.2 DIMENSIONNEMENT EN SITUATION EXCEPTIONNELLE (Q1000) 5
3.2.2.1 Critères de dimensionnement 5
3.2.2.2 Scénarios testés 5
3.2.2.3 Résultats des différents scénarios pour la crue de projet (Q1000) 7
3.2.2.4 Vérification du scénario retenu vis-à-vis des embâcles 8
3.2.2.5 Tests de sensibilité aux paramètres d'entrée du scénario retenu 9
3.2.2.6 Autres aménagements à prévoir en phase projet 11
3.2.3 VERIFICATION EN SITUATION EXTREME 11
4.1 ETUDE DE LA CONDITION AVAL 13
4.2 SOLUTION 1 : ELARGISSEMENT DU SEUIL 13
4.3 SOLUTION 2 : ELARGISSEMENT DU SEUIL + VANNE VERTICALE 14
4.4 SOLUTION 3 : CLAPET 15
4.5 CONCLUSION 15
5.1 PERTES DE CHARGES 17
5.2 DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE DEBIT RESERVE 17
5.3 DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE PRISE D'EAU 18
5.4 DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE VIDANGE 20
5.5 DIMENSIONNEMENT DE LA GALERIE ET DU CANAL 22
6.1 HYPOTHESES 24
6.2 PHASE 1 24
6.2.1 APPROCHE N°1 - POMPAGE 24
6.2.2 APPROCHE N°2 - SIPHONS 25
6.2.2.1 Evénements redoutés 25
6.2.2.2 Dimensionnement hydraulique 28
6.2.3 CONSTITUTION DE LA SOLUTION SIPHON 29
6.2.4 FONCTIONNEMENT DU DISPOSITIF 30
6.3 PHASE 2 30

6.3.1 COMMENTAIRE SUR LA PERIODE DES TRAVAUX 32

TABLE DES ANNEXES

ANNEXE 1 LIGNES D'EAU DANS LE COURSIER EN SITUATION EXCEPTIONNELLE POUR LES DIFFERENTS SCENARIOS D'AMENAGEMENT TESTES DE L'EVC

TABLE DES FIGURES

Figure 1 : Hydrogrammes de crue de période de retour 1000 ans et 33 000 ans (étude SAFEGE 2020) 2

Figure 2 : Hydrogrammes de crue de période de retour 100 ans au droit du barrage de Vioreau (étude SAFEGE 2020) 2

Figure 3 : Hydrogrammes de crue de période de retour 10 ans au droit du barrage de Vioreau (étude SAFEGE 2020) 3

Figure 4 : Comparaison des lois HSV historiques et 2021 3

Figure 5 : Profil en long du fond pour le scénario S4c 6

Figure 6 : Ligne d'eau dans le coursier en situation exceptionnelle (Q1000) pour le scénario 4c d'aménagement de l'EVC 8

Figure 7 : Courbe de tarage de l'ouvrage de franchissement (scénario 4b) avec et sans application de réduction de débitance de 30 %. 8

Figure 8 : Ligne d'eau dans le coursier en situation exceptionnelle (Q1000) pour le scénario 4b d'aménagement de l'EVC avec réduction de 30% de la débitance de l'ouvrage de franchissement (embâcles) 9

Figure 9 : Risques de surverse aval (flèches bleues) en crue millénale après réaménagement de l'EVC 11

Figure 10 : Ligne d'eau dans le coursier en situation extrême (Q33000) pour le scénario 4c d'aménagement de l'EVC 12

Figure 11 : Condition aval du seuil 13

Figure 12 : Principe d'aménagement de la solution 2 15

Figure 13 Evolution de la cote d'eau dans le bassin de dissipation en fonction du débit 16

Figure 14 : jaugeages et courbe de tarage proposée par CACG (2020) 18

Figure 15 : Modèle HECRAS de vidange de la retenue 21

Figure 16 : Courbe de vidange de la retenue depuis la future RN (31,30 m NGF) en considérant la vidange recalibrée 22

Figure 17 : profil en long hydraulique en début de vidange 23

Figure 18 : profil en travers en amont de la galerie en début de vidange 23

Figure 19 : scénario pompage 25

Figure 20 : laminage de la crue de chantier par 2 siphons de 500 mm 26
Figure 21 : données SHYREG 27
Figure 22 : gestion des crues pour un événement pluvieux de 72 h 27
Figure 23 : implantation des siphons de dérivation provisoire 28
Figure 24 : Dimensionnement d'un siphon de 600 mm sous une cote amont de 24,50 m NGF 29
Figure 25 : débitance des siphons 29
Figure 26 : Configuration en phase 2 31

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Caractéristiques de la vanne de prise d'eau existante 4
Tableau 2 : simulation en état actuel pour la loi HSV historique et la loi 2021 4
Tableau 3 : simulation pour le scénario 4 avec RN à 31,45 m NGF pour la loi HSV historique et la loi 2021 4
Tableau 4 : Hypothèses de dimensionnement des différents scénarios d'aménagement du nouvel ECV 6
Tableau 5 : Valeurs des critères de dimensionnement de l'EVC pour chacun des scénarios 7
Tableau 6 : Résultats des tests de sensibilité sur les paramètres de calage du modèle hydraulique du futur évacuateur de crue 10
Tableau 7 : Principaux résultats du calcul de laminage de la crue Q33000 pour le scénario S4c d'aménagement de l'EVC 12
Tableau 8 : pertes de charges pour la conduite de débit réservé 17
Tableau 9 : pertes de charges pour la conduite de prise d'eau 19
Tableau 10 : Débit de la conduite de prise pour différents diamètre de conduite 20
Tableau 11 : dimensions de la galerie et du canal à l'air libre 22
Tableau 12 : dérivation des eaux via la vidange de fond 31

1 PREAMBULE

Cette présente annexe a été réalisée dans le cadre de la rédaction du rapport d'Avant Projet Définitif des travaux de requalification du barrage de Vioreau.

Pour mémoire une annexe hydraulique liée au premier rapport d'Avant Projet Provisoire avait été diffusée fin mars 2021 ([1], *21F-015_RA-2_REVA_Annexe 2_Note hydraulique hydrologie*). Depuis les données topographiques notamment bathymétriques ont été réalisées. De plus, le MOA a décidé de s'orienter vers la réalisation d'une tour de prise étagée et une augmentation de la section du pertuis de vidange de fond existant.

A noter que la future cote de Retenue Normale a été actée à la cote **31,30 m NGF**.

A la vue de ces nouveaux éléments, les objectifs de cette annexe sont les suivants :

- Vérifier si la nouvelle loi HSV du réservoir issue des mesures topographiques et bathymétrique réalisée en 2021 modifie les résultats des calculs présentés dans l'AVPP ;
- Simuler le scénario 4 retenu à ce stade en considérant une cote de RN et une cote de seuil de l'évacuateur de crue de 31,30 m NGF au lieu de 31,45 m NGF jusqu'à présent. Simuler le cas d'une crue de période de retour 100 ans ;
- Dimensionner les ouvrages hydrauliques de la tour de prise pour les prises d'eau principale et débit réservé ;
- Dimensionner les conditions hydrauliques de réalisation des ouvrages de dérivation provisoire pour la mise à sec du chantier et déterminer les cotes des batardeaux de chantier.

2 DONNEES D'ENTREE

2.1 HYDROLOGIE

L'analyse hydrologique des crues extrêmes a été réalisée par le bureau d'études SAFEGE en janvier 2020. Une analyse critique a été formulée par ISL dans [1].

Les débits de pointes sont de 30 m^3/s pour Q1000 et 48 m^3/s pour Q33000. Les hydrogrammes sont rappelés ci-dessous.

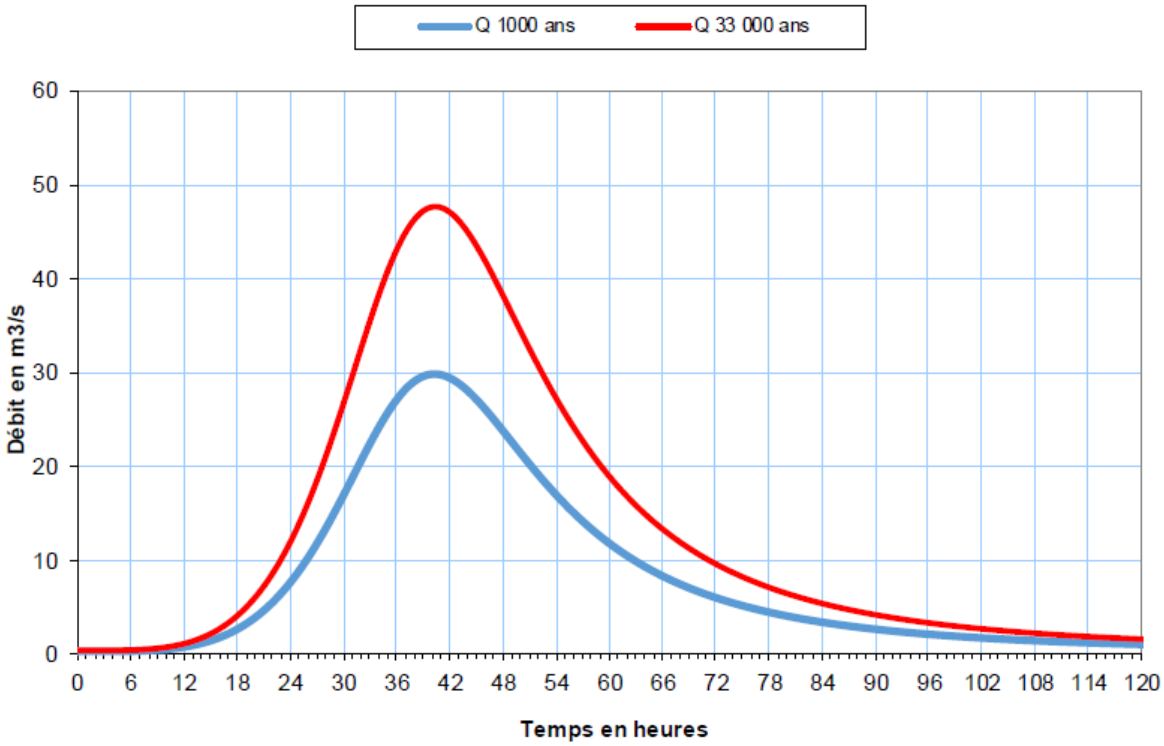


Figure 1 : Hydrogrammes de crue de période de retour 1000 ans et 33 000 ans (étude SAFEGE 2020)

Le débit de pointe de la crue de 10 ans est fixé à 6,6 m^3/s d'après les données SHYREG.

L'application du Gradex présenté dans le rapport [1] permet de fixer la valeur du débit centennale. Le Gradex des pluies est de 8 mm, le coefficient de pointe de 1,4, la surface du bassin versant de 38,9 km^2, la durée caractéristique de la crue de 27 heures. Le débit de pointe de la crue centennale est alors de 18,4 m^3/s. SAFEGE indique une valeur de 19 m^3/s. Cette valeur plus sécuritaire est retenue pour les études à ce stade.

D'après le rapport de SAFEGE, l'hydrogramme de la crue de 100 ans est le suivant :

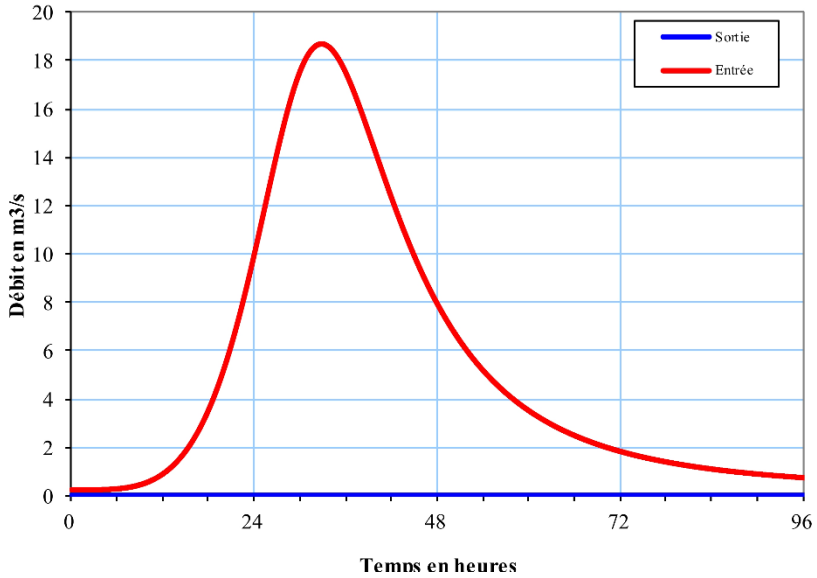


Figure 2 : Hydrogrammes de crue de période de retour 100 ans au droit du barrage de Vioreau (étude SAFEGE 2020)

L'hydrogramme de la crue de 10 ans est le suivant :

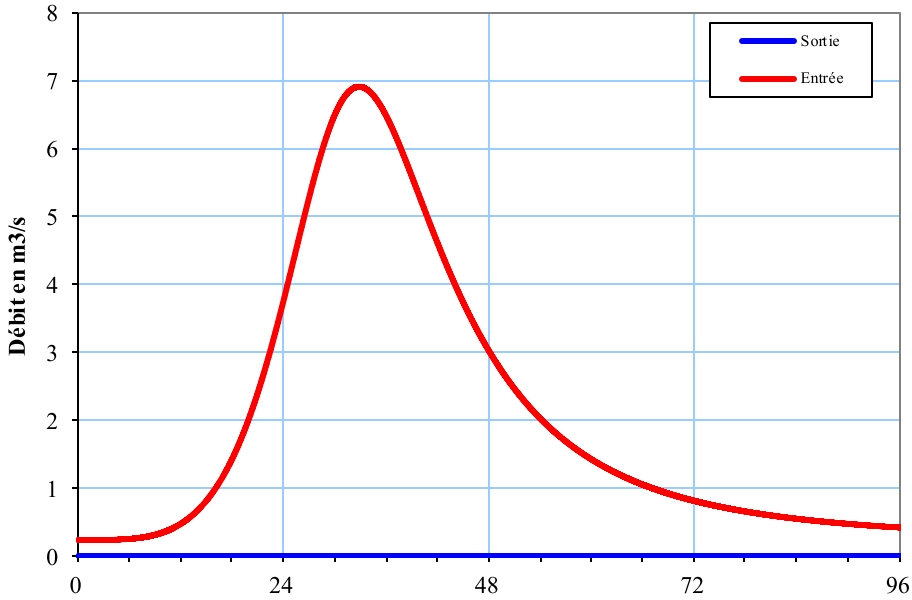


Figure 3 : Hydrogrammes de crue de période de retour 10 ans au droit du barrage de Vioreau (étude SAFEGE 2020)

2.2 LOI HSV

La loi HSV a été revue en 2021. Le graphique ci-dessous présente la nouvelle loi HSV et l'ancienne.

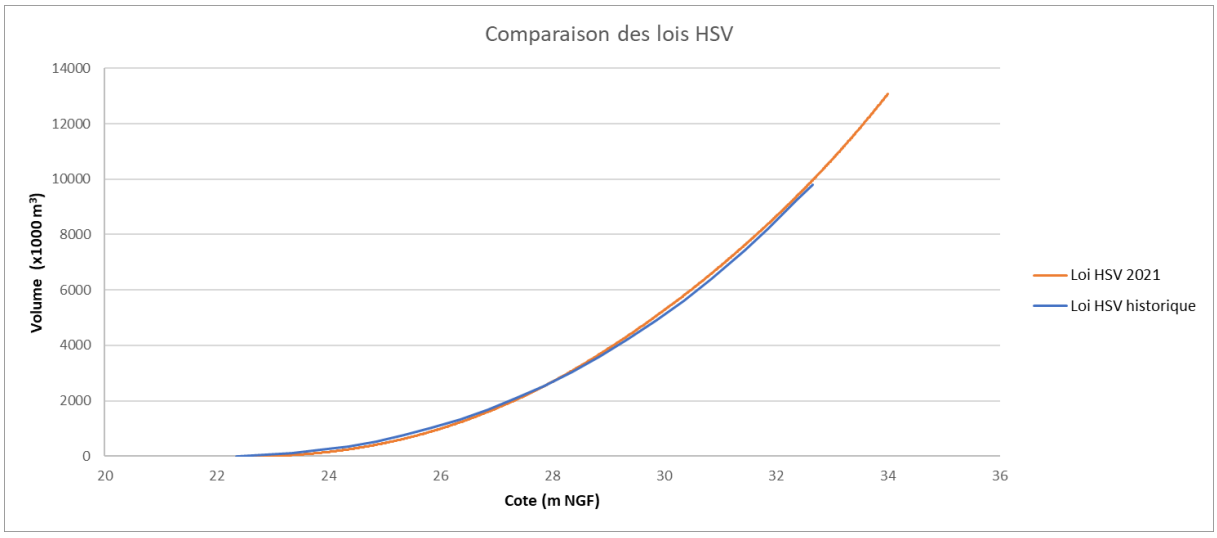


Figure 4 : Comparaison des lois HSV historiques et 2021

On observe que les deux lois sont très proches. A priori, la nouvelle loi HSV ne devrait pas modifier substantiellement les résultats des simulations hydrauliques réalisées dans la phase d'Avant-Projet Provisoire.

2.3 AUTRES CARACTERISTIQUES

Les autres hypothèses principales utilisées dans le cadre de ce rapport sont rappelées ci-dessous :

- Le débit réservé est fixé à 25 l/s
- La vanne de prise supérieure existante possède les caractéristiques suivantes :

	Dimensions (LxH) / section	Fil d'eau	Coefficient de débit à pleine ouverture (dénoyé) – condition aval
Vanne supérieure	0,6m x 0,77m – 0,46m²	26,84 m NGF	0,66 *(selon jaugeages CACG)*

Tableau 1 : Caractéristiques de la vanne de prise d'eau existante

A pleine ouverture et sous la cote de RN actuelle, le débit de la prise supérieur est ainsi de 2,5 m³/s.

3 EVACUATEUR DE CRUE

3.1 PRISE EN COMPTE DE LA NOUVELLE LOI HSV

Les simulations effectuées dans le rapport [1] 21F015_RA_REVB_Annexe2 ont été réalisée à nouveau avec la nouvelle loi HSV. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Situation actuelle	Nouvelle HSV 2021		HSV historique	
Scénario	33000 ans	1000 ans	33000 ans	1000 ans
Débit de pointe entrant (m3/s)	48	30	48	30
Cote (m NGF)	32,52	31,81	32,51	31,80
Débit de pointe sortant (m3/s)	14	7	14	7

Tableau 2 : simulation en état actuel pour la loi HSV historique et la loi 2021

Scénario 4 – RN 31,45 m NGF	Nouvelle HSV 2021		HSV historique	
Scénario	33000 ans	1000 ans	33000 ans	1000 ans
Débit de pointe entrant (m3/s)	48	30	48	30
Cote (m NGF)	32,69	32,29	32,69	32,28
Débit de pointe sortant (m3/s)	28	17	28	17

Tableau 3 : simulation pour le scénario 4 avec RN à 31,45 m NGF pour la loi HSV historique et la loi 2021

Comme anticipé en comparant les loi HSV historiques et 2021, les résultats sont très proches voir identiques pour les deux lois HSV que ce soit en situation actuelle ou en situation aménagée pour le scénario 4. Cette nouvelle loi HSV ne remet donc pas en cause les études et choix réalisés dans les rapports précédents.

Les nouvelles simulations sont dorénavant réalisées en tenant compte de la loi HSV 2021.

3.2 DIMENSIONNEMENT DU PROJET D'EVACUATEUR

Le scénario 4 a été retenu à l'issu de l'avant-projet provisoire. Toutefois, afin de se conformer à l'arrêté d'autorisation préfectorale du barrage de Vioreau et conformément à la nouvelle loi HSV, nous étudions dorénavant un scénario alternatif avec une cote de RN de 31,30 au lieu de 31,45 m NGF. La cote de l'EVC est donc fixée à 31,30 m NGF. Ce scénario est appelé scénario 4c.

3.2.1 COTES CARACTERISTIQUES

Les cotes caractéristiques du barrage et de sa retenue ne sont à ce stade pas encore définies. En première approche, nous avons considéré les cotes suivantes pour le dimensionnement de l'ouvrage :

- Cote de Retenue Normale : 31,30 m NGF. Elle correspond au niveau du futur seuil de l'évacuateur de crues.
- Cote des Plus Hautes Eaux (hydraulique non réglementaire) : 32,15 m NGF, elle a été fixée arbitrairement à la future cote de crête (32,40 m NGF) moins 25 cm.
- Cote de danger : 33,40 m NGF. La cote de danger a été estimée pour le moment à l'arase du futur parapet du barrage.

Remarque : Pour augmenter le tirant d'air sous la passerelle de l'évacuateur de crue, cette dernière est surélevée localement de 50 cm par rapport à la crête du barrage, soit une cote de 32,90 m NGF localement.

3.2.2 DIMENSIONNEMENT EN SITUATION EXCEPTIONNELLE (Q1000)

3.2.2.1 Critères de dimensionnement

Afin de vérifier le bon dimensionnement de l'aménagement de l'évacuateur de crue, plusieurs critères ont été retenus et listés ci-après :

- *Critère n°1* : **Revanche par rapport à la crête du barrage**. Le niveau maximal atteint dans la retenue doit être inférieur à la cote de PHE, soit une cote atteinte inférieure à 32,30 m NGF et donc une revanche minimale de 25 cm par rapport à la crête du barrage.
- *Critère n°2* : **Revanche par rapport à la cote du parapet**. La revanche entre le niveau d'eau maximal atteint dans la retenue et la cote d'arase du parapet réhaussé du barrage (33,45 m NGF) doit être inférieure à la hauteur significative de vague générée par un vent de période de retour 50 ans soufflant sur la retenue d'après les recommandations du CFBR. La valeur obtenue dans l'étude CACG de 2020 est de 65 cm.
- *Critère n°3* : **Tirant d'air sous le tablier de l'ouvrage de franchissement**. Afin de limiter le risque d'embâcles, on cherchera à obtenir une valeur minimale de 1,5 m. Une vérification de sensibilité aux embâcles du scénario de dimensionnement retenu est ensuite réalisée au 3.2.2.4 selon les recommandations du CFBR.
- *Critère n°4* : **Revanche par rapport au haut de berge gauche du coursier**. Par sécurité, une revanche minimale de 40 cm est recherchée. L'approfondissement du coursier actuel pourra se faire en maintenant un fruit minimal des talus à 0,2H/1V. Si possible on cherchera à adoucir ce fruit à 0,4H/1V.
- *Critère n°5* : **Seuil dénoyé**. Pour une meilleure débitance du seuil, un régime d'écoulement dénoyé est recherché jusque des crues de période de retour 1000 ans (crue de projet).

3.2.2.2 Scénarios testés

Les hypothèses de dimensionnement des différents scénarios d'aménagement de l'EVC sont spécifiées dans le tableau ci-après.

Scénarios testés	S4	S4c
Longueur du seuil	14 m	14 m
Coefficient de débit du seuil	0,35	0,35
Largeur du franchissement	4 m	4 m
Approfondissement sur le profil amont du coursier (au niveau du PT 124.1)	1 m	1 m
Pente du coursier	1 %	1 %
Pente des talus	0,4H/1	vertical
Strickler du coursier en aval du barrage	25 (rocher)	60 (béton)
Strickler du coursier en amont du barrage (béton)	60	60
Retenue initiale = cote d'arase du seuil	31,45 m NGF	31,30 m NGF

Tableau 4 : Hypothèses de dimensionnement des différents scénarios d'aménagement du nouvel ECV

Le profil en long du fond du coursier du scénario S4c est identique à celui du scénario S4. Pour rappel il est présenté ci-dessous.

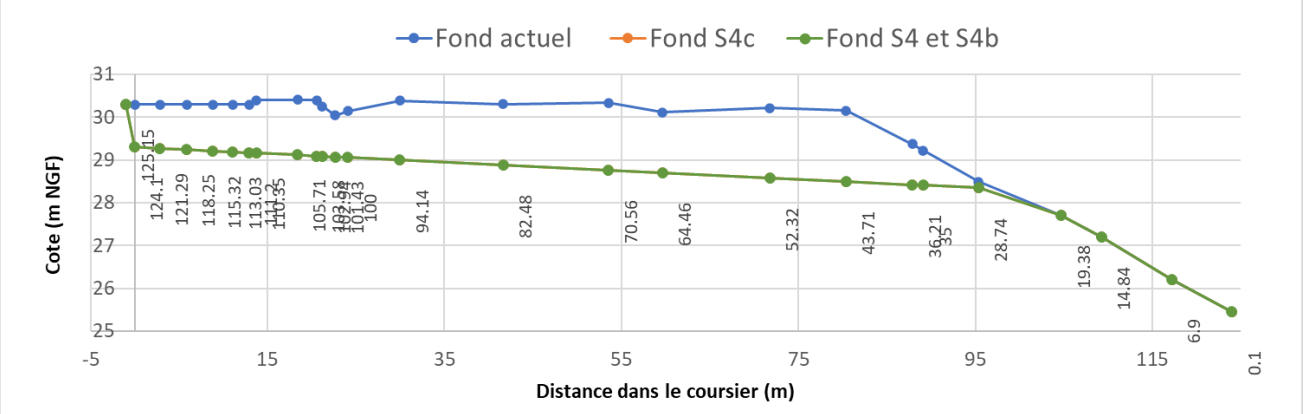


Figure 5 : Profil en long du fond pour le scénario S4c

3.2.2.3 Résultats des différents scénarios pour la crue de projet (Q1000)

Les résultats des différents scénarios sont donnés dans le tableau ci-après pour chacun des critères de dimensionnement. Les cases orangées correspondent aux critères de dimensionnement non respectés.

Scénarios testés	S4	S4c
Qentrant dans la retenue	30 m^3/s	30 m^3/s
Débit sortant de la retenue	16,5 m^3/s	17,07 m^3/s
Cote maximale atteinte dans la retenue	32,28 m NGF	32,15 m NGF
Cote maximale atteinte sous le franchissement	31,04 m NGF	30,83 m NGF
Critère n°1 revanche positive vis à vis de la crête du projet : **Revanche par rapport à la crête**	27 cm *(crête projet = 32,55 m NGF)*	25 cm *(crête projet = 32,40 m NGF)*
Critère n°2 revanche positive vis-à-vis de la cote du parapet en situation de projet : **Revanche par rapport au parapet**	1,22 m *(cote parapet projet = 33,45 m NGF)*	1,15 m *(cote parapet projet = 33,40 m NGF)*
Critère n°3 tirant d'air >= à 1,5 m: **Tirant d'air sous tablier du franchissement**	1,51 m *(sous face = 32,55 m NGF)*	1,52 *(sous face = 32,35 m NGF)*
Critère n°4 revanche supérieure à 40 cm : **Revanche par rapport au haut de berge rive gauche du coursier**	60 cm	84 cm
Critère n°5 régime noyé / dénoyé : **Régime d'écoulement du seuil**	Limite noyé/dénoyé	Limite noyé/dénoyé

Tableau 5 : Valeurs des critères de dimensionnement de l'EVC pour chacun des scénarios

Le scénario 4c répond à l'ensemble des critères de dimensionnement que nous nous sommes fixés.

Les lignes d'eau dans le coursier pour les différents scénarios testés en situation exceptionnelle (Q1000) sont données en ANNEXE 1.

La Figure 6 donne la ligne dans le coursier pour le scénario 4c retenu.

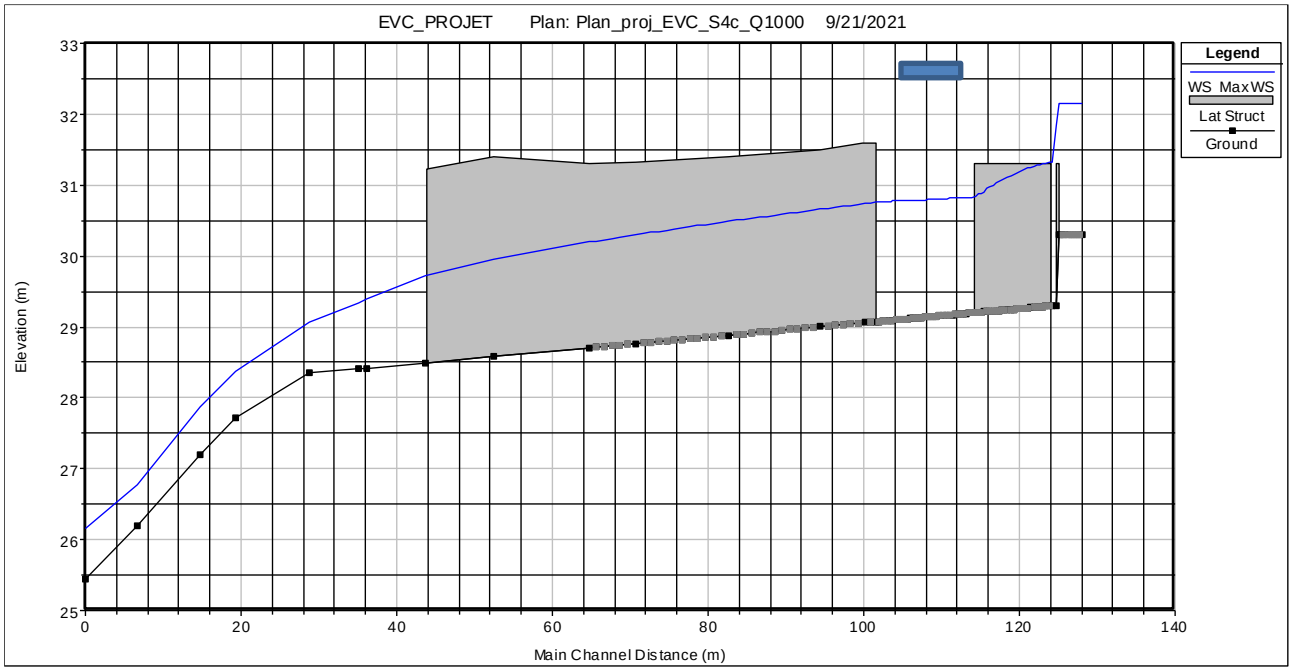


Figure 6 : Ligne d'eau dans le coursier en situation exceptionnelle (Q1000) pour le scénario 4c d'aménagement de l'EVC

3.2.2.4 Vérification du scénario retenu vis-à-vis des embâcles

La figure ci-après présente la courbe de tarage de l'ouvrage avec (rouge) et sans (bleue) application de réduction de débitance de 30 %, pour le profil immédiatement en amont de l'ouvrage de franchissement.

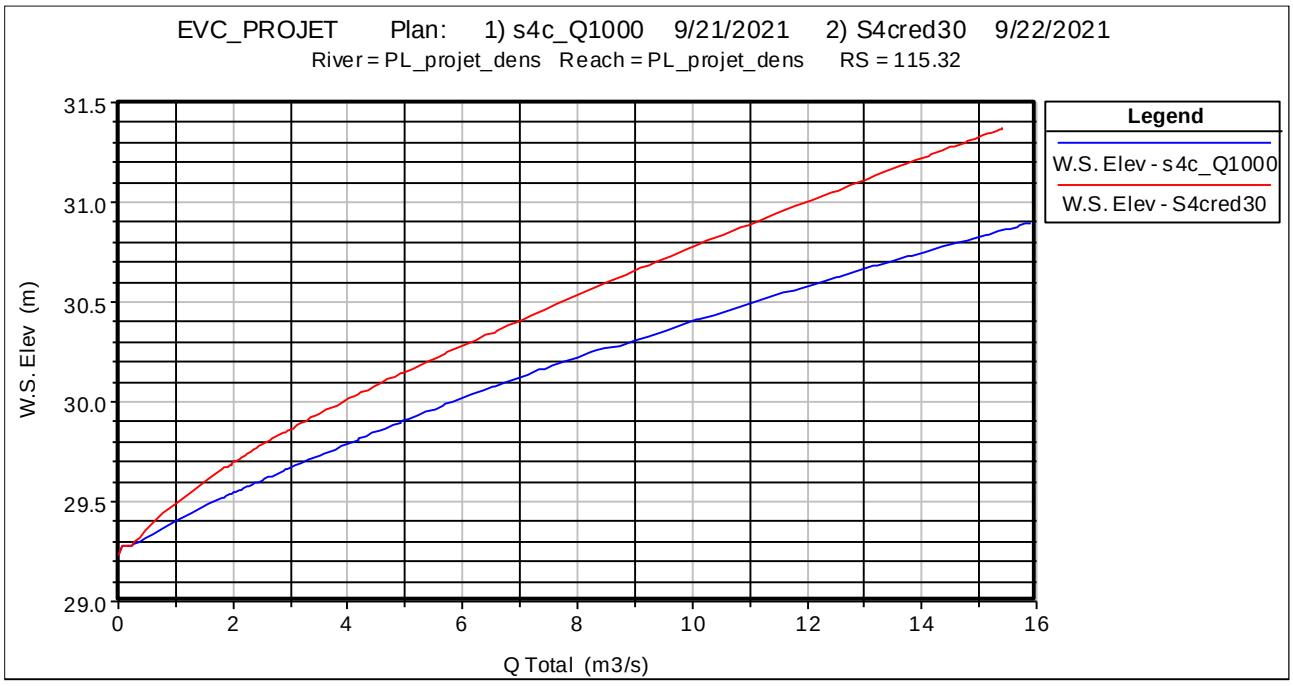


Figure 7 : Courbe de tarage de l'ouvrage de franchissement (scénario 4b) avec et sans application de réduction de débitance de 30 %.

La Figure 8 donne la ligne d'eau calculée dans le coursier en situation exceptionnelle (Q1000) pour le scénario 4c d'aménagement de l'EVC avec (rouge) et sans (bleue) réduction de 30% de la débitance de l'ouvrage de franchissement (embâcles).

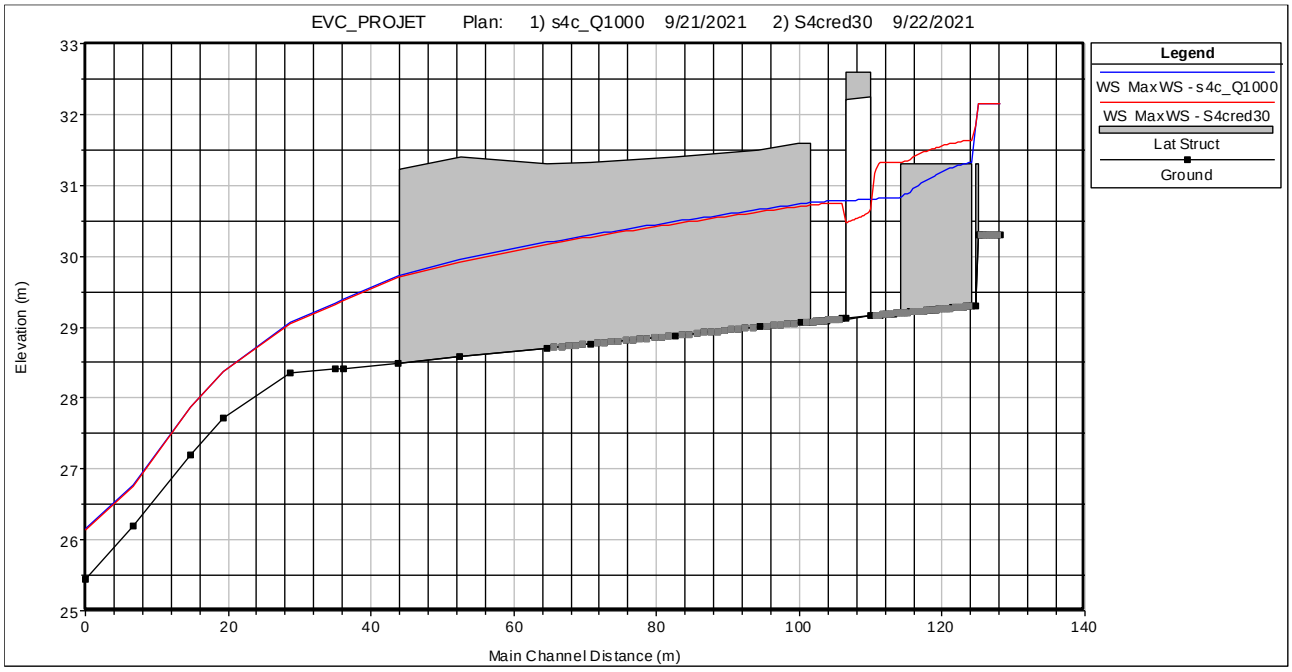


Figure 8 : Ligne d'eau dans le coursier en situation exceptionnelle (Q1000) pour le scénario 4b d'aménagement de l'EVC avec réduction de 30% de la débitance de l'ouvrage de franchissement (embâcles)

On constate qu'une réduction de 30% de la débitance entraine une surélévation d'environ 50 cm en amont immédiat de l'ouvrage de franchissement et un ennoiement plus marqué du seuil latéral. Cet ennoiement aval entraine un abaissement du coefficient de débit de 0,34 au lieu de 0,35 en régime dénoyé du seuil latéral. **La répercussion sur la cote de retenue maximale atteinte est négligeable, inférieure au centimètre. La cote de la retenue pour la crue de 1000 ans avec une réduction de 30% de la débitance est de 32,15 m NGF.**

Le dimensionnement proposé (scénario 4c) répond donc aux critères de dimensionnement du CFBR vis-à-vis du risque d'embâcles.

3.2.2.5 Tests de sensibilité aux paramètres d'entrée du scénario retenu

Afin d'analyser la sensibilité du modèle aux paramètres d'entrée fixés, il a été réalisé 2 simulations complémentaires à partir du scénario 4b d'aménagement de l'EVC :

- Test de sensibilité n°1 : -10% sur le coefficient de Strickler du coursier et sur le coefficient de débit du seuil,
- Test de sensibilité n°2 : + 10% sur le coefficient de Strickler du coursier et sur le coefficient de débit du seuil.

Scénarios testés	S4c	S4c -10%	S4c+10%
Qentrant dans la retenue	**30 m³/s**	30 m³/s	30 m³/s
Débit sortant de la retenue	**17,07 m³/s**	16,32 m³/s	17,78 m³/s
Cote maximale atteinte dans la retenue	**32,15 m NGF**	32,11 m NGF	32,18 m NGF
Cote maximale atteinte sous le franchissement	30,83 m NGF	30,75 m NGF	30,86 m NGF
Critère n°1 revanche positive vis à vis de la crête du projet : **Revanche par rapport à la crête** **(crête projet = 32,40 m NGF)**	**25 cm**	**29 cm**	**22 cm**
Critère n°2 revanche positive vis-à-vis de la cote du parapet en situation de projet : **Revanche par rapport au parapet** **(cote parapet projet = 33,40 m NGF)**	**1,15 m**	**1,19 m**	**1,12 m**
Critère n°3 tirant d'air >= à 1,5 m: **Tirant d'air sous tablier du franchissement (tablier = 32,35 m NGF)**	**1,52**	1,60 m	1,49 m
Critère n°4 revanche supérieure à 40 cm : **Revanche par rapport au haut de berge rive gauche du coursier**	**84 cm**	90 cm	79 cm
Critère n°5 régime noyé / dénoyé : **Régime d'écoulement du seuil**	**Limite noyé/dénoyé**	Limite noyé/dénoyé	Limite noyé/dénoyé

Tableau 6 : Résultats des tests de sensibilité sur les paramètres de calage du modèle hydraulique du futur évacuateur de crue

Une variation de ±10% du paramètre de Strickler dans le coursier n'aura pas d'impact sur le niveau de retenue pour le scénario S4c.

Une variation ±10% du coefficient de débit du seuil aura une incidence de ±4 cm sur le niveau maximal atteint dans la retenue par rapport au scénario S4b et une incidence de ±0,70 m³/s du débit évacué.

Une variation de 10% du paramètre de Strickler aura en moyenne une incidence de ± 8 cm sur la ligne d'eau dans le coursier en aval du barrage sur le linéaire à faible pente.

Pour les 2 tests de sensibilité les critères de dimensionnement fixés sont encore respectés.

3.2.2.6 Autres aménagements à prévoir en phase projet

Les calculs montrent que les modifications proposées sur l'évacuateur de crue vont entrainer une augmentation importante du débit évacué par la crue millénale. En situation actuelle, le débit évacué est de l'ordre de 7,4 m^3/s, et il sera d'environ 17 m^3/s après aménagement.

Les exutoires du bassin de dissipation (rigole d'alimentation et déversoir vers cours d'eau naturel) ne seront plus à même d'absorber ce surplus d'apports sans par ailleurs engendrer des surverses non maitrisées sur le canal d'évacuation de la vanne de vidange (cf. plan ci-après).

Il apparaît nécessaire de prévoir les aménagements nécessaires pour rediriger les apports vers le lit naturel de façon maitrisée et éviter tout risque de dégradation du canal d'évacuation de la vidange.

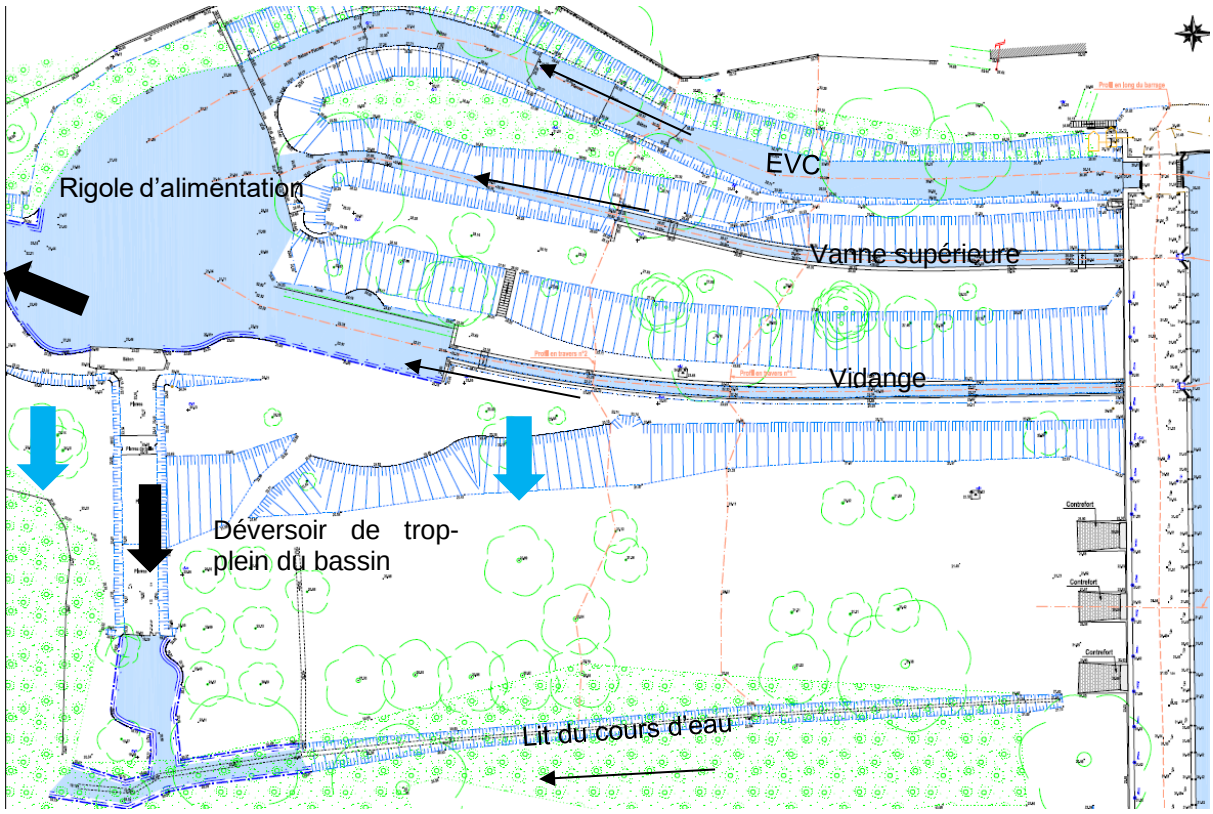


Figure 9 : Risques de surverse aval (flèches bleues) en crue millénale après réaménagement de l'EVC

3.2.3 VERIFICATION EN SITUATION EXTREME

Le tableau ci-dessous donne les principaux résultats du calcul de laminage de la crue de période de retour 33000 ans en considérant le scénario S4c d'aménagement de l'évacuateur de crue.

Scénarios testés	S4c
Qentrant dans la retenue	48 m³/s
Débit sortant de la retenue	28 m³/s
Cote maximale atteinte dans la retenue	32,56 m NGF

Tableau 7 : Principaux résultats du calcul de laminage de la crue Q33000 pour le scénario S4c d'aménagement de l'EVC

Le niveau maximal atteint dans la retenue dépasse d'environ 16 cm le niveau de crête du barrage après réhausse. Une revanche confortable est encore disponible avant atteinte de la cote d'arase du parapet.

Dans ces conditions, le seuil est ennoyé et la ligne d'eau dans le coursier de l'évacuateur de crue est alors en limite de débordement en rive gauche. Un tirant d'air d'environ 0,88 m est conservé sous le tablier de l'ouvrage de franchissement.

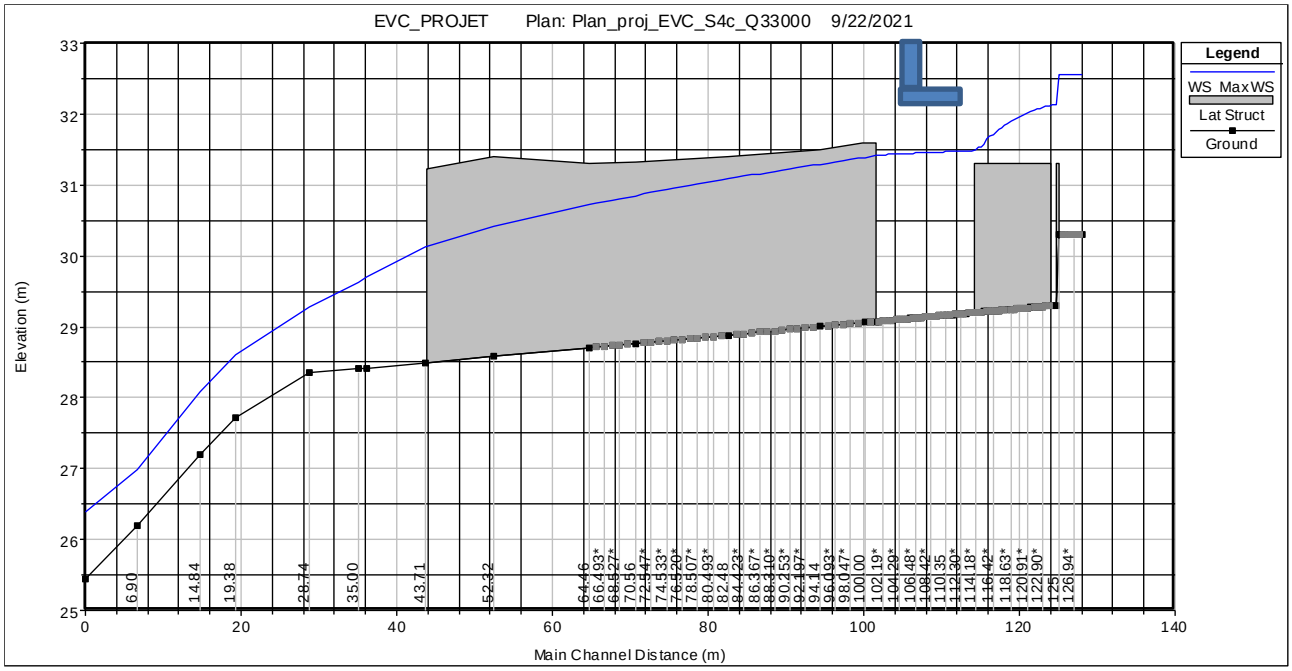


Figure 10 : Ligne d'eau dans le coursier en situation extrême (Q33000) pour le scénario 4c d'aménagement de l'EVC

3.2.4 SYNTHESE DES DIFFERENTES CRUES

Le tableau ci-dessous résume les différentes cotes et débit de crue avec le nouvel aménagement sans prise en compte des embâcles.

	Qamont	Qaval	Z max
10 ans	6,6 m³/s	2,04 m³/s	31,54 m NGF
100 ans	18,4 m³/s	9 m³/s	31,85 m NGF
1000 ans	28,7 m³/s	17,07 m³/s	32,15 m NGF

Tableau 8 : Synthèse des niveaux d'eau et des débits en crue

4 BASSIN DE DISSIPATION ET VIDANGE

Afin d'éviter tout débordement pour la crue de projet, il est nécessaire de recalibrer le déversoir de trop plein du bassin de dissipation vers le cours d'eau naturel. Cela doit également permettre d'améliorer les conditions de vidange afin de diminuer le temps en fin de vidange pour rester sous le critère des 21 jours. Trois solutions sont envisagées :

- Elargissement du seuil du déversoir ;
- Elargissement du seuil du déversoir + installation d'une vanne verticale pour augmenter la débitance ;
- Mise en place d'un clapet à la place du seuil du déversoir.

4.1 ETUDE DE LA CONDITION AVAL

La condition en aval du seuil, dans le cours d'eau naturel, est fixé par une loi de Manning-Strickler, pour une hypothèse de pente de 0,2% qui tient compte de la pente des niveaux d'eau mesurés au droit du pont 250 m en aval et en pied de déversoir. La cote atteinte pour la crue de projet (17 m^3/s) est alors de 21,30 m NGF.

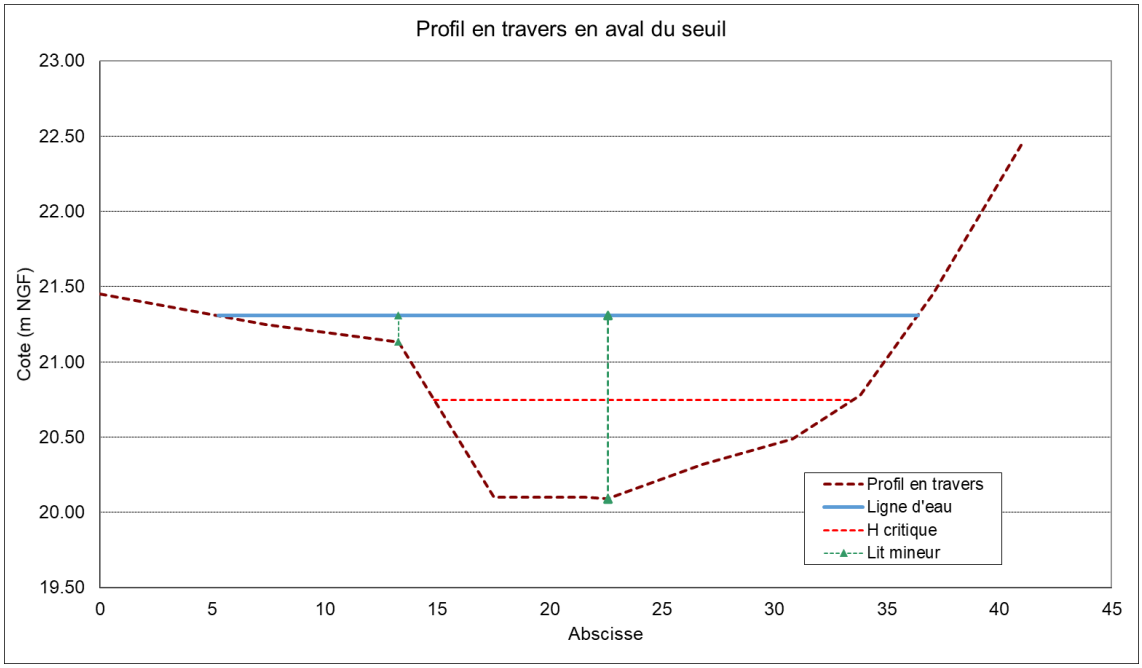


Figure 11 : Condition aval du seuil

La condition aval est basse et n'a a priori pas d'influence sur la débitance de la vanne verticale dont le radier est situé à la cote 21,50 m NGF.

4.2 SOLUTION 1 : ELARGISSEMENT DU SEUIL

Le seuil libre est modélisé par une loi de seuil épais avec un coefficient de débitance de 0,35 calé à la cote 23,20 m NGF. Dans ces conditions, le seuil libre devrait faire 22 m de longueur pour faire transiter la crue de projet sans débordement. Cette largeur parait surdimensionnée pour le site. En outre cela ne permet pas l'amélioration de la fin de vidange. Cette solution n'est pas retenue.

4.3 SOLUTION 2 : ELARGISSEMENT DU SEUIL + VANNE VERTICALE

L'objectif est de déterminer la section nécessaire de la vanne.

Le débit de la crue de projet laminé à faire transiter est de 17 m3/s. Il est fait l'hypothèse que la totalité du débit de crue transit vers le cours d'eau naturel via le déversoir et organes associés, et qu'aucun débit ne transite via le canal. Cette hypothèse conservatrice pourra être affinée en phase PRO. La cote du seuil existant est de 23,2 m NGF.

Un calcul hydraulique est réalisé en considérant une loi d'orifice avec un coefficient de 0,55 et une loi de seuil avec un coefficient de 0,35.

Ce calcul conduit à :

- Une vanne levante verticale de 3 m de large et 1 m de hauteur prolongée par un dalot en béton enterré, puis ouvert. Le fil d'eau de la vanne est à la cote 21,50 m NGF. La hauteur d'eau en aval de la vanne, est de 1,20 m ; l'écoulement est ainsi à surface libre dans le dalot. La débitance du dalot est d'environ 11 m^3/s pour une cote de 23,80 m NGF.
- Un seuil libre de 8 m de large, la débitance du seuil est alors d'environ 6 m^3/s environ.

L'ouverture de la vanne devra être intégrée dans les consignes de gestion du barrage en crue afin d'anticiper son ouverture en cas de crue. Le cric de manœuvre sera donc automatisé. En position haute la vanne sera comprise entre les cotes 22,50 et 23,50 m NGF, soit légèrement sous la cote de la berge actuelle. La vanne et son système de manœuvre sont donc au moins en partie dissimulé. L'aspect paysager du site est ainsi préservé.

Le schéma ci-dessous présente le principe d'aménagement.



Figure 12 : Principe d'aménagement de la solution 2

4.4 SOLUTION 3 : CLAPET

Dans ce cas un premier calcul indique qu'il faudrait un clapet de 5 m de large et de 1,7 m de hauteur avec un radier à la cote 21,50 m NGF pour pouvoir transiter la crue de projet sans débordement.

Cette variante n'est pas retenue en raison des dimensions trop importantes du clapet et de l'impact paysager engendré.

4.5 CONCLUSION

La solution n°2 a été retenue et validée par le Maitre d'Ouvrage.

5 TOUR DE PRISE : DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE

La tour de prise comporte la prise d'eau supérieure, la prise d'eau pour le débit réservé et la prise de la vidange. La vidange traverse la tour de prise et rejette dans la galerie. Le débit réservé est en conduite jusqu'en aval du barrage afin d'être rejeté directement dans le lit mineur et laisser la galerie à sec hors période de vidange.

Concernant la prise d'eau, deux solutions sont envisageables :

- Rejet dans la galerie : permet de diminuer la longueur de la conduite à débit identique et limite l'encombrement de la conduite en galerie
- Rejet dans le canal : nécessite de faire passer la conduite dans la galerie.

Les deux solutions sont étudiées dans les paragraphes suivants.

Les hypothèses sont les suivantes :

- La cote de RN dans la retenue est de 31,30 m NGF
- La cote du radier de la galerie est de 22,23 m NGF
- La cote de fil d'eau de la prise d'eau supérieure est de 26,84 m NGF
- La cote de fil d'eau de la vidange est de 22,23 m NGF
- Le niveau d'eau dans le bassin aval est fixé par la courbe de tarage imposée en condition aval du modèle HECRAS.

La rigole de la vanne de vidange est sous influence du niveau d'eau du bassin de dissipation. Les eaux dans le bassin de dissipation peuvent être soit évacuées par la rigole d'alimentation, soit par le seuil latéral. En condition limite aval de la rigole de vidange, nous avons donc imposé une courbe de tarage construite à partir des courbes de débitance de ces 2 exutoires. Le débit évacué par la rigole d'alimentation est calculé par une loi de Manning Strickler en faisant une hypothèse de pente par défaut de 0,002 et un Strickler de 25. Sa largeur est de 1,24 m et présente une forme de U. Le déversoir du bassin a une largeur de 4 m environ pour une cote d'arase de 23,2 m NGF. Sa débitance est calculée via une loi de seuil dénoyé avec un coefficient de débit de 0,35. La courbe de tarage imposée à l'aval de la rigole de vidange est donnée ci-après :

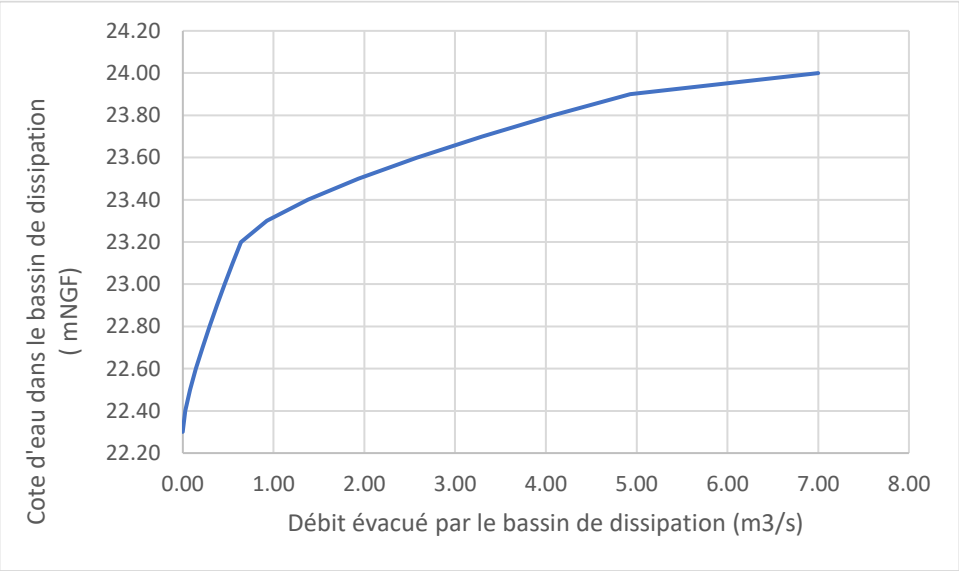


Figure 13 Evolution de la cote d'eau dans le bassin de dissipation en fonction du débit

5.1 PERTES DE CHARGES

Les pertes de charges sont calculées sous la forme de pertes de charges linéaires et pertes de charge singulières :

- ***Pertes de charge linéaires*** : ces pertes sont dues à l'écoulement de l'eau dans la conduite et dépendent du diamètre de la conduite, du débit, de la rugosité de la paroi intérieure de la conduite et de la viscosité du fluide.

Le calcul des pertes de charges linéaires s'effectue à partir de la formule de Colebrook et White :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log_{10}\left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}}\right)$$

Avec :

λ = coefficient de perte de charge (sans dimension)
Re = nombre de Reynolds (sans dimension)
ε = rugosité absolue de la conduite (en m), pris égale à 0,1 mm pour une conduit en usage
D = diamètre de la conduite (en m)
ε_r = k/D = rugosité relative (sans dimension)

Les pertes de charge régulières dans la conduite sont calculées selon la formule :

$$\Delta H_{reg} = \lambda * L/D * V^2/2g = K * V^2$$

- ***Pertes de charge singulières*** : partout où la conduite impose une modification du vecteur vitesse de l'écoulement (coude, étranglement, diffuseur, etc.), c'est-à-dire aux changements de section ou de direction, des pertes de charges s'additionnent aux pertes régulières. Ces pertes dépendent de la forme locale de la conduite.

Les pertes de charge singulières dans la conduite sont calculées selon la formule :

$$\Delta H_{sing} = k * V^2/2g$$

5.2 DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE DEBIT RESERVE

Le débit réservé est d'au maximum 50l/s en période hivernale. Pour ce débit, le niveau aval est de 22,43 m NGF. La conduite est en acier.

Les pertes de charges singulières sont les suivantes :

Pertes de charge	Nombre	Coefficient K
Entrée	1	1
Vanne plate amont	1	Négligeable
Coude à 90 °	4	0,30
Vanne de réglage	2	0,15
Sortie	1	0,5

Tableau 9 : pertes de charges pour la conduite de débit réservé

Pour le calcul des pertes de charge linéaires **:** le linéaire de conduite considéré est de 60 m (55 m horizontaux et 5 m verticaux en puit).

Un calcul itératif permet d'aboutir à un diamètre nécessaire de 150 mm pour faire transiter le débit réservé de 50 l/s sous la cote minimale d'exploitation fiée à 27,30 m NGF avec une sortie de al conduite à la cote 21,75 m NGF, dans le lit mineur de la rivière en pied de barrage.

Ecoulement en charge	
Charge Amont Ha	5.55
Charge Aval Hb	0.00
Diamètre D (m)	0.15
Longueur canalisation L (m)	60.00
Pente (%)	0.00%
S (m²)	0.02
V (m/s)	3.17
Pente d'energie J (m/m)	6.44%
Q (m3/s)	0.056

Perte de charge singulières	
Coeff. Entrée ke	0.50
Coeff. Sortie ks	1.00
Coeff. Coude	1.80
Total Pdc singulières	3.3

Colebrook-White	
Viscosité cinématique (m²/s)	1.30E-06
Rugosité k (mm)	0.1
Reynolds Re	3.65E+05
Coeff. frottement f	0.019

La conduite descend dans la tour de prise avant de partir horizontalement en galerie jusqu'en aval de la galerie. Elle se prolonge ensuite jusque dans le lit mineur de la rivière en pied de barrage. La conduite est fixée au niveau de la génératrice supérieure de la voute de la galerie, puis est installée en tranchée.

5.3 DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE PRISE D'EAU

La prise d'eau supérieur est intégrée à la tour de prise. A ce jour la débitance requise pour la prise d'eau n'a pas été exprimée par le Maitre d'Ouvrage. Nous avons noté que l'exploitant n'arrive pas à débiter suffisamment par la prise d'eau existante lorsque la cote de la retenue est proche du niveau minimal d'exploitation de 27,30 m NGF.

Des jaugeages ont été effectués en 2020 et son présentés ci-dessous :

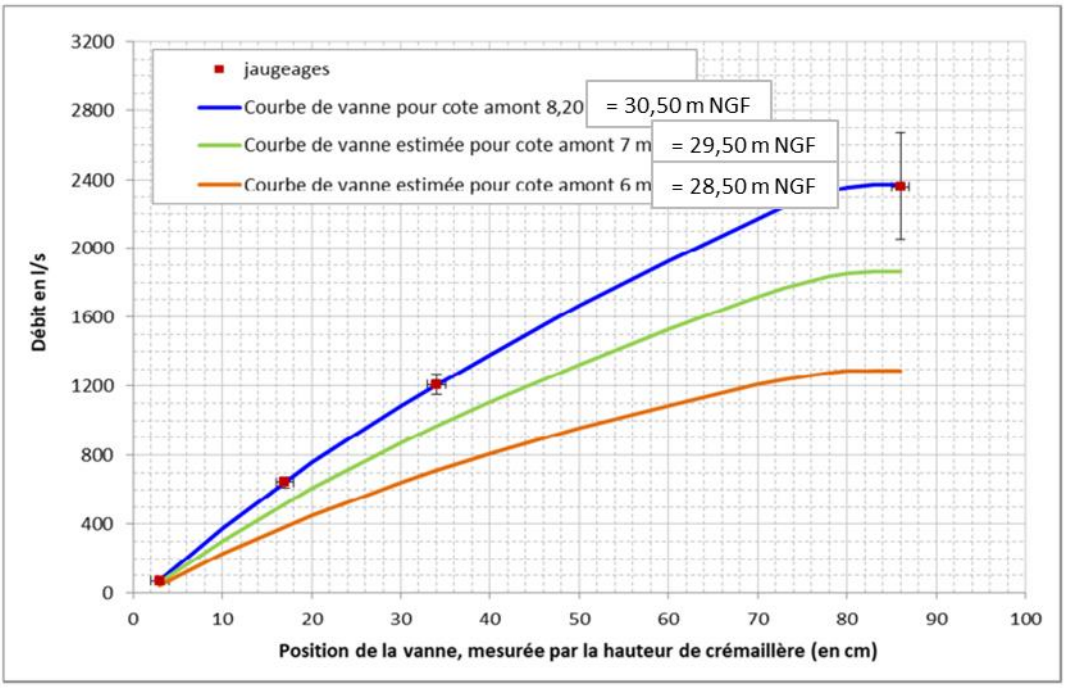


Figure 14 : jaugeages et courbe de tarage proposée par CACG (2020)

D'après la lecture du graphique précédent et de manière conservative, nous proposons de fixer le débit minimal devant être évacué par la prise d'eau à 1,5 m^3/s, sous la cote minimale d'exploitation.

Le niveau aval maximal est fixé à 23,20m NGF, ce qui correspond à la cote du déversoir, dans l'hypothèse où le déversoir ne surverse pas lors des phases d'alimentation de la rigole. La conduite est en acier.

Les pertes de charges singulières sont les suivantes :

Pertes de charge	Nombre	Coefficient K
Entrée	1	1
Vanne plate amont	1	Négligeable
Coude à 90 °	2	0,30
Vanne de réglage à passage intégral	1	Négligeable
Sortie	1	0,5

Tableau 10 : pertes de charges pour la conduite de prise d'eau

Une vanne à passage intégrale est utilisée afin de limiter le risque de blocage par des embâcles par rapport à une vanne type papillon.

Pour le calcul des pertes de charge linéaires **:** le linéaire de conduite considéré est de 13 : 8 m horizontaux en galerie et 5 m verticaux en puit. A noter que l'influence de la longueur de conduite est négligeable sur la débitance.

Ecoulement en charge	
Charge Amont Ha	5.07
Charge Aval Hb	0.97
Diamètre D (m)	0.60
Longueur canalisation L (m)	17.00
Pente (%)	0.00%
S (m²)	0.28
V (m/s)	5.69
Pente d'energie J (m/m)	3.76%
Q (m3/s)	1.608

Perte de charge singulières	
Coeff. Entrée ke	0.50
Coeff. Sortie ks	1.00
Coeff. Coude	0.60
Total Pdc singulières	2.1

Colebrook-White	
Viscosité cinématique (m²/s)	1.30E-06
Rugosité k (mm)	0.1
Reynolds Re	2.62E+06
Coeff. frottement f	0.014

Le diamètre nécessaire est de 0,60 m.

Le débit devant transiter par la vanne de prise a été fixé en prenant l'hypothèse de se conformer à la situation actuelle à pleine ouverture. La valeur de ce débit n'étant donc pas définie par un besoin clairement identifié, nous proposons ci-dessous de calculer le diamètre de la conduite pour des débits inférieurs.

Diamètre de conduite (m)	Débit de prise d'eau (m3/S) Sous cote de minimale d'exploitation (27,30 m NGF	Débit de prise d'eau (m3/S) Sous cote de RN (31,30 m NGF)
0,60	1,5	2,2
0,50	1,1	1,5
0,40	0,7	0,96

Tableau 11 : Débit de la conduite de prise pour différents diamètre de conduite

Finalement :

- Le diamètre retenu est assez important. Il pourra être réévalué en phase PROJET en fonction des débits réellement nécessaires,
- **La cote d'implantation de la prise d'eau fixée à 26,30 m NGF devra être ajustée pour éviter la formation de vortex lorsque le plan d'eau est sous la cote de 28,80 m NGF et que l'on souhaite faire transiter le débit de 1,5 m^3/s. Cette cote devra être déterminée en fonction du débit réellement nécessaire lorsque la retenue est basse, du phénomène de vortex et de la cote minimale acceptable pour capter une eau de qualité, pas trop chargée en particule. Ces différents points seront vérifiés en phase PROJET en concertation avec l'exploitant.**

5.4 DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE VIDANGE

Un modèle HECRAS a été réalisé afin de vérifier que le dimensionnement répond aux critères de vidange de demi-charge en 8 jours et vidange complète en 21 jours. L'ouverture complète de la vanne de 1x3 m permet d'obtenir un écoulement contrôlé par la débitance du canal de vidange et non pas par le seuil de l'évacuateur de crue en situation actuelle.

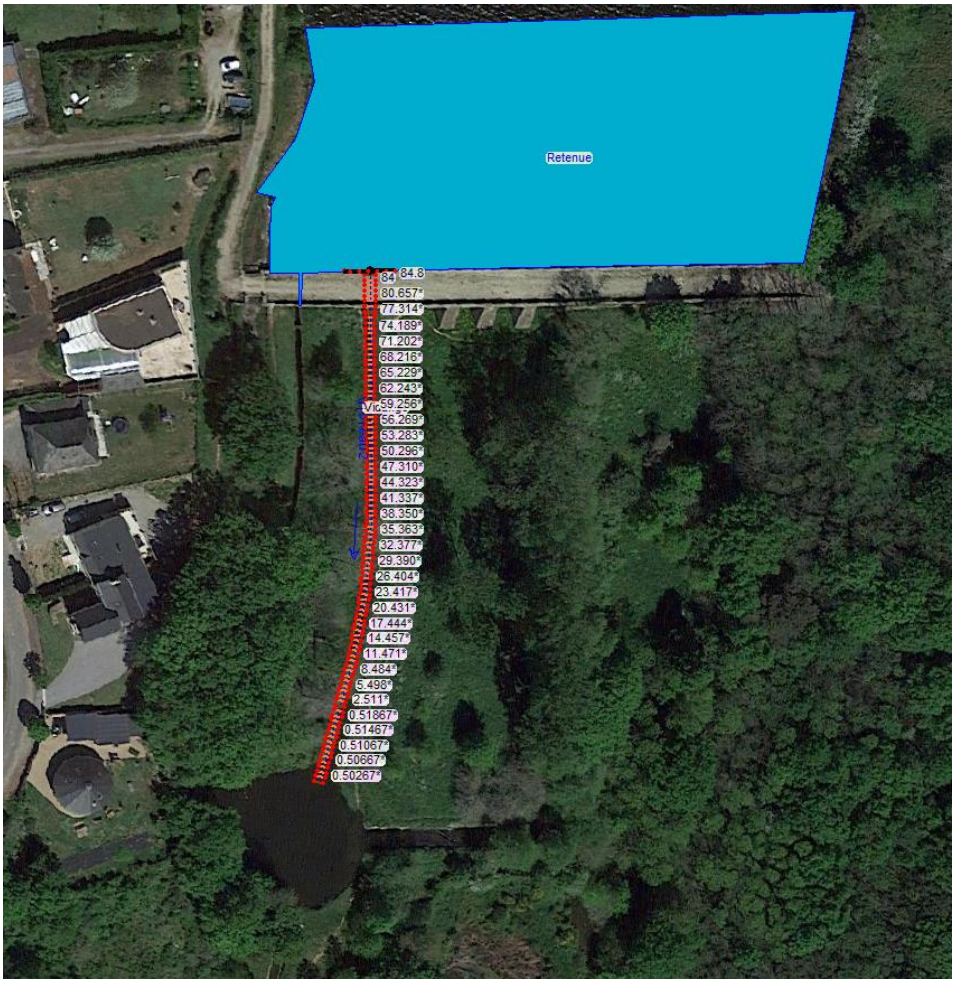


Figure 15 : Modèle HECRAS de vidange de la retenue

Le graphique ci-dessous montre les résultats obtenus avec la modélisation pour une conduite de 1 m de diamètre.

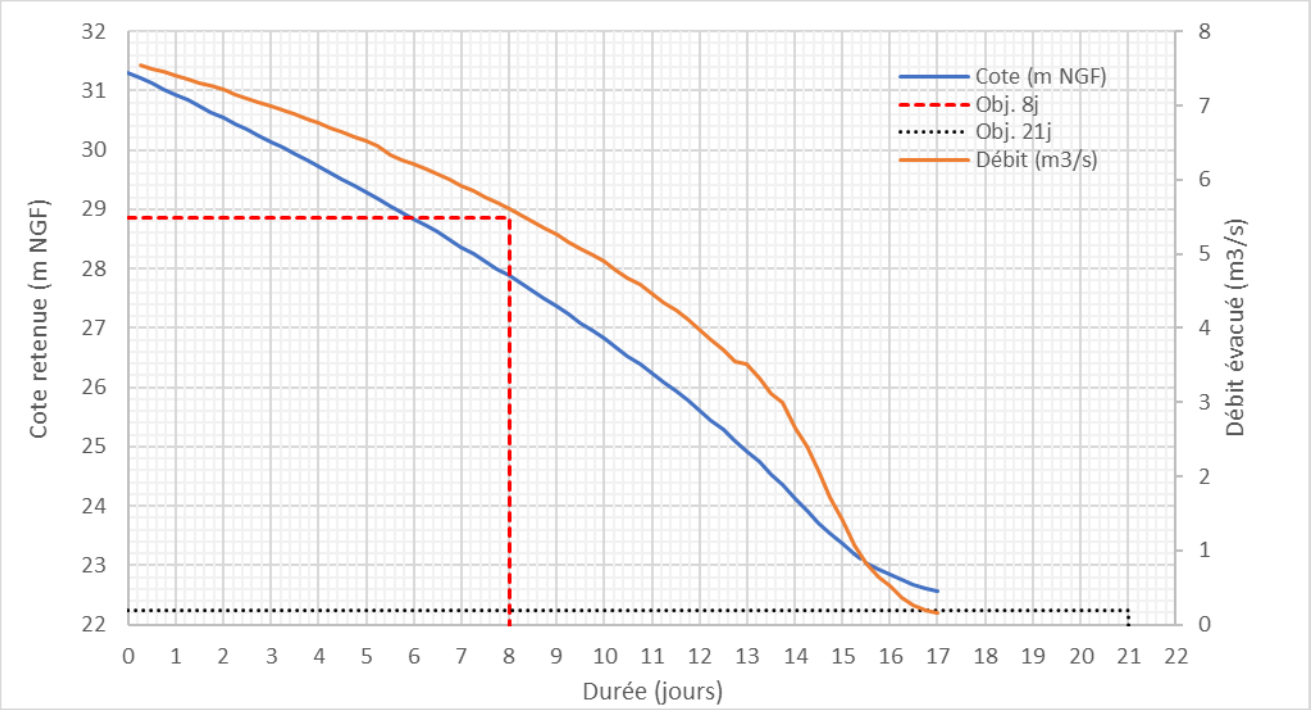


Figure 16 : Courbe de vidange de la retenue depuis la future RN (31,30 m NGF) en considérant la vidange recalibrée

Au bout de 8j, la cote atteinte est de 28,05 m NGF. La vidange complète (22,23 m NGF) est estimée à 18 jours. Les deux critères sont donc respectés.

Le débit de vidange maximum est de 7,2 m3/s.

5.5 DIMENSIONNEMENT DE LA GALERIE ET DU CANAL

La galerie dans le barrage fait 2,5 m de large et 2 m de hauteur au niveau de la clé de voute. Le radier est à la cote 22,23 m NGF. La conduite de prise d'eau est posée dans la galerie, dans un coffrage en béton de section 1x1m.

Il s'agit de vérifier la hauteur d'eau dans la galerie lors de la vidange de la retenue. La condition aval du modèle est une pente normale de 2,6% qui correspond à la pente entre la fin du canal et le radier de la vanne de 3x1 m : 0,5 m d'élévation sur 19 m horizontaux. La vidange est contrôlée par la conduite de vidange de diamètre 1000 mm, pendant 80% de la vidange, puis par la débitance du canal en aval. La vanne de 3x1 est considérée ouverte. Sa débitance est suffisamment grande pour ne pas influencer la vidange.

Afin de conserver un tirant d'air de 50 cm dans la galerie en phase de vidange, il est proposé le dimensionnement suivant :

	PK	Largeur	Cote du radier
En galerie	0 à 7,5 m	1,5 m jusqu'à 23,23 m NGF puis 2,5 m.	22,23 m NGF
Canal de fuite à l'air libre	7,5 m à 99 m	2,0 m	22,00 m NGF

Tableau 12 : dimensions de la galerie et du canal à l'air libre

Dans ce ces conditions le niveau maximal atteint dans la galerie en début de vidange est de 23,50 m NGF. Le tirant d'air résiduel minimal est alors de 0,73 m, soit 37% de la hauteur.

Les figures suivantes présentes les résultats du modèle HECRAS. En pointillés rouges est figurée l'emprise de la galerie.

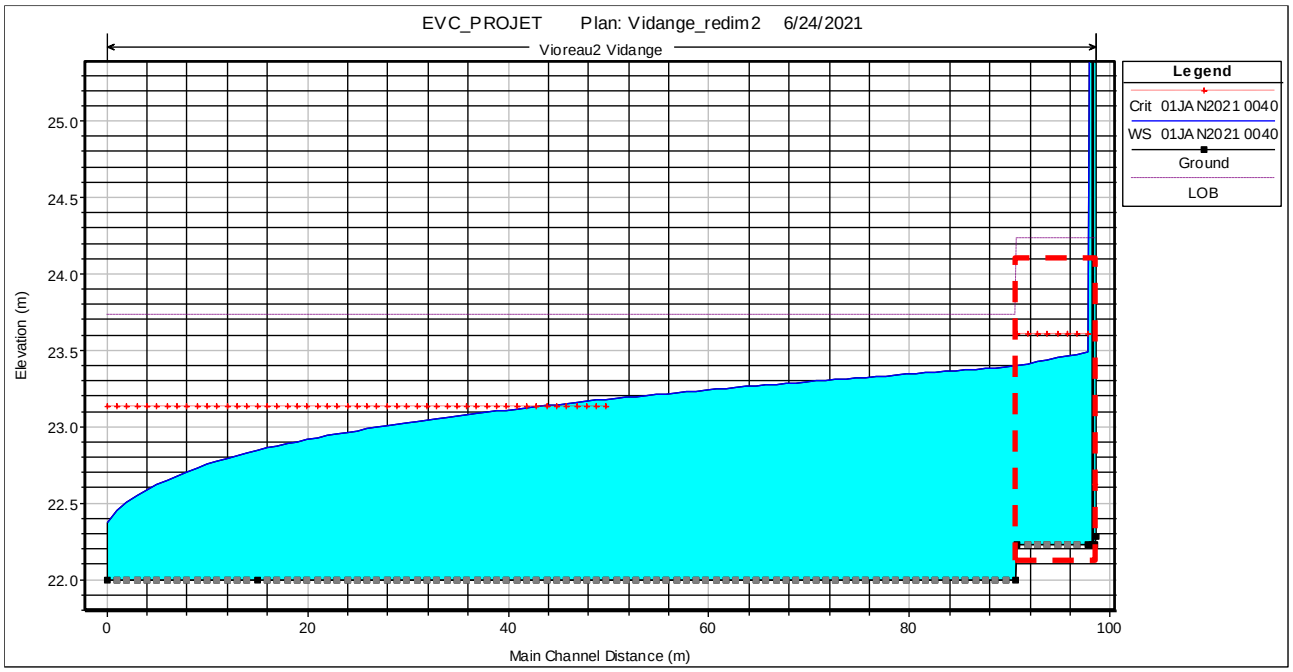


Figure 17 : profil en long hydraulique en début de vidange

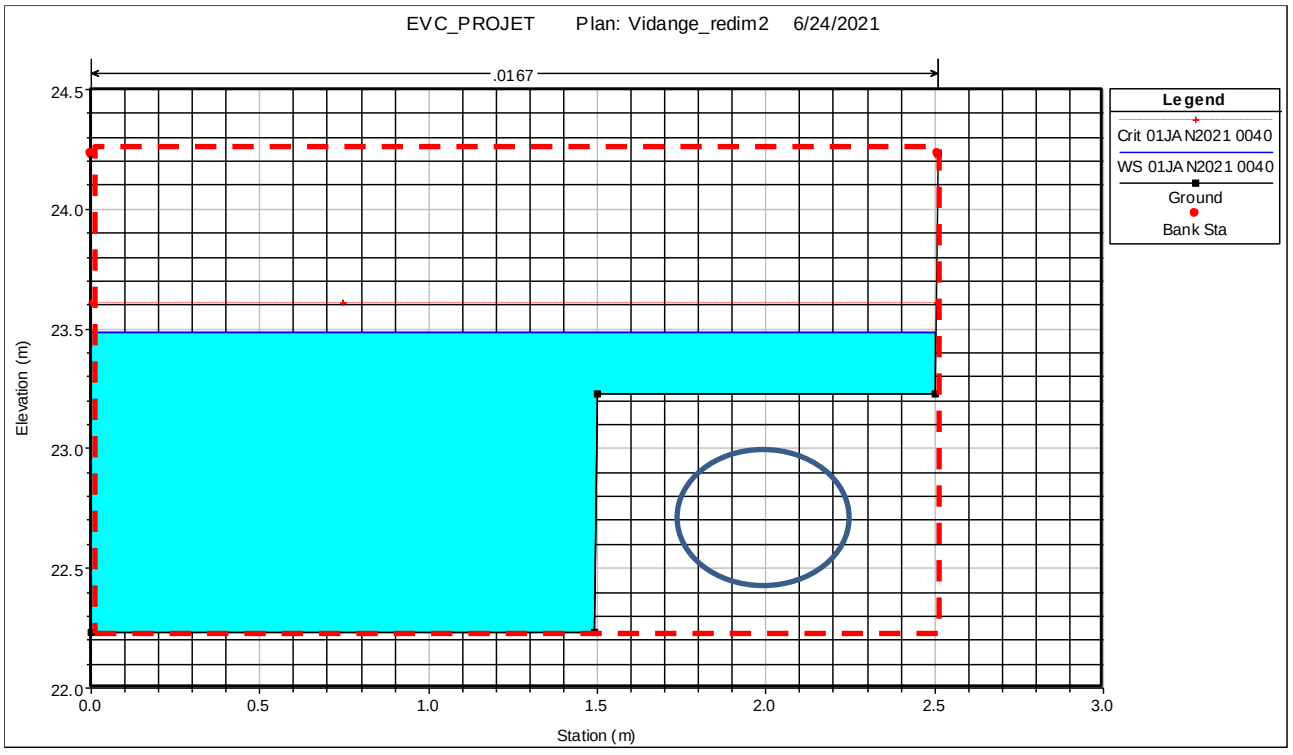


Figure 18 : profil en travers en amont de la galerie en début de vidange

6 CONTROLE DES EAUX EN PHASE CHANTIER

6.1 HYPOTHESES

Deux phases de travaux sont envisagées :

- Phase 1 : durée 4-5 mois
- Phase 2 : durée 9-10 mois

Compte-tenu de la durée du chantier, la crue de protection du chantier est fixée à la crue décennale annuelle. Le débit de pointe est de 6,6 m^3/s.

Plusieurs solutions sont envisagées.

6.2 PHASE 1

La retenue sera intégralement vidangée au démarrage des travaux. En suite le niveau de la retenue sera maintenu entre la cote basse de 24,00 m NGF et la cote haute de 25,50 m NGF. Pour cela différentes approches sont envisagées.

Cette phase aura a priori lieu sur les mois d'hivers. Le débit moyen des mois de janvier/février est d'environ 3 x le module interannuel soit 0,7 m^3/s. Ce débit est retenu comme débit de base pendant 24 h avant le passage de la crue décennale.

6.2.1 APPROCHE N°1 - POMPAGE

Dans cette approche, on considère :

- Une retenue vidangée au démarrage des travaux de phase 1
- La mise en place de plusieurs pompes.

Le pompage est effectué via la prise intermédiaire à la cote 26,84 m NGF. Afin de satisfaire aux cote minimale et maximale de la retenue en phase travaux, un débit de pompage de 0,50 m^3/s est nécessaire.

La figue ci-dessous présente l'évolution de la cote du plan d'eau pour la crue de 10 ans avec pompage.

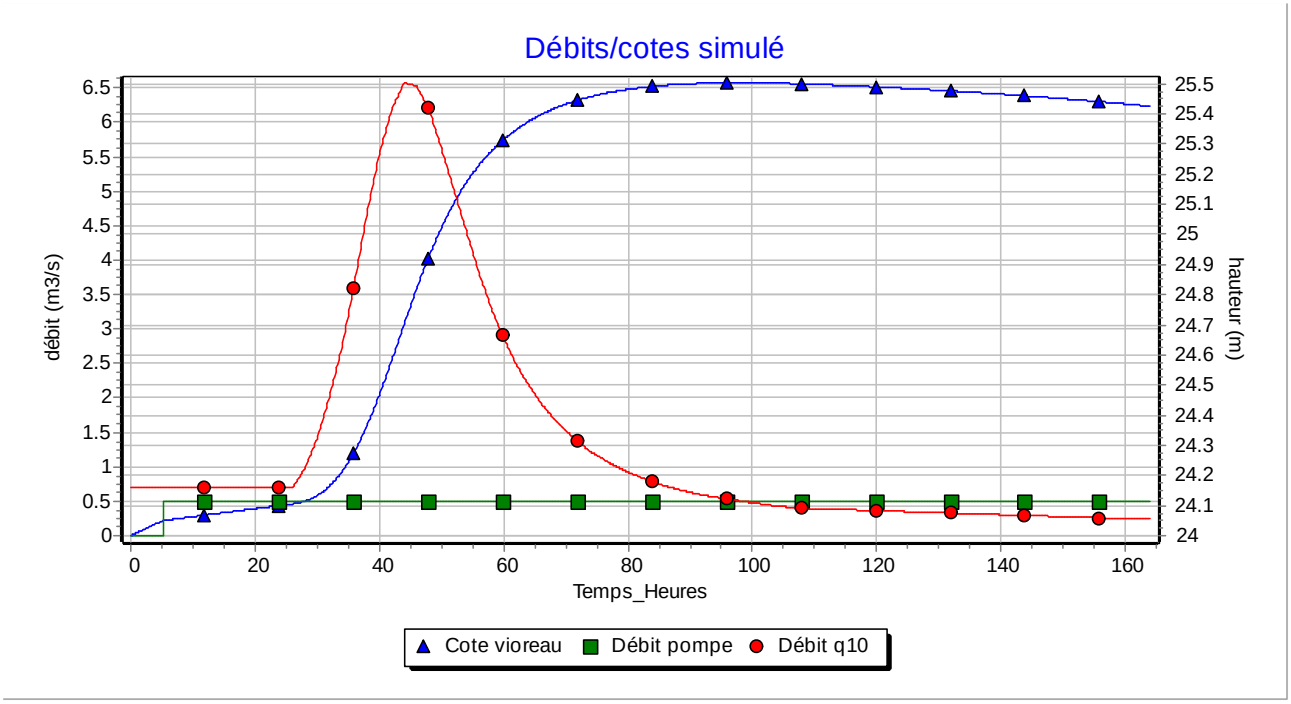


Figure 19 : scénario pompage

Le débit de pompage obtenu est élevé. En effet, cela nécessiterait environ trois pompes de type BS2250 MT de FLYGT, 540 kg et 59 KW chacune, soit 180 KW de pompage. Les pompes doivent être installées sur la durée du chantier, ce qui engendre un coût très élevé.

Cette solution n'est pas retenue au stade de l'Avant Projet.

6.2.2 APPROCHE N°2 - SIPHONS

Dans cette approche, on considère :

- Une retenue vidangée au démarrage des travaux de phase 1
- La mise en place de plusieurs siphons, dont le fonctionnement est déclenché par paliers,
- Une pompe de petite capacité pour l'amorçage des siphons.

Cette solution permet d'améliorer la sécurité du chantier sur la phase 1 en disposant d'un moyen complémentaire et passif de contrôle du niveau d'eau par siphonnage et de se ainsi protéger contre des pluies moins intenses que celles conduisant un hydrogramme décennale, mais sur une durée de plusieurs jours.

6.2.2.1 Evénements redoutés

Crue de 10 ans

Une simulation est effectuée pour la crue de chantier de 10 ans. Il apparait que 2 conduites de 500 mm installées en siphon permettent de limiter le niveau d'eau à 25,48 m NGF.

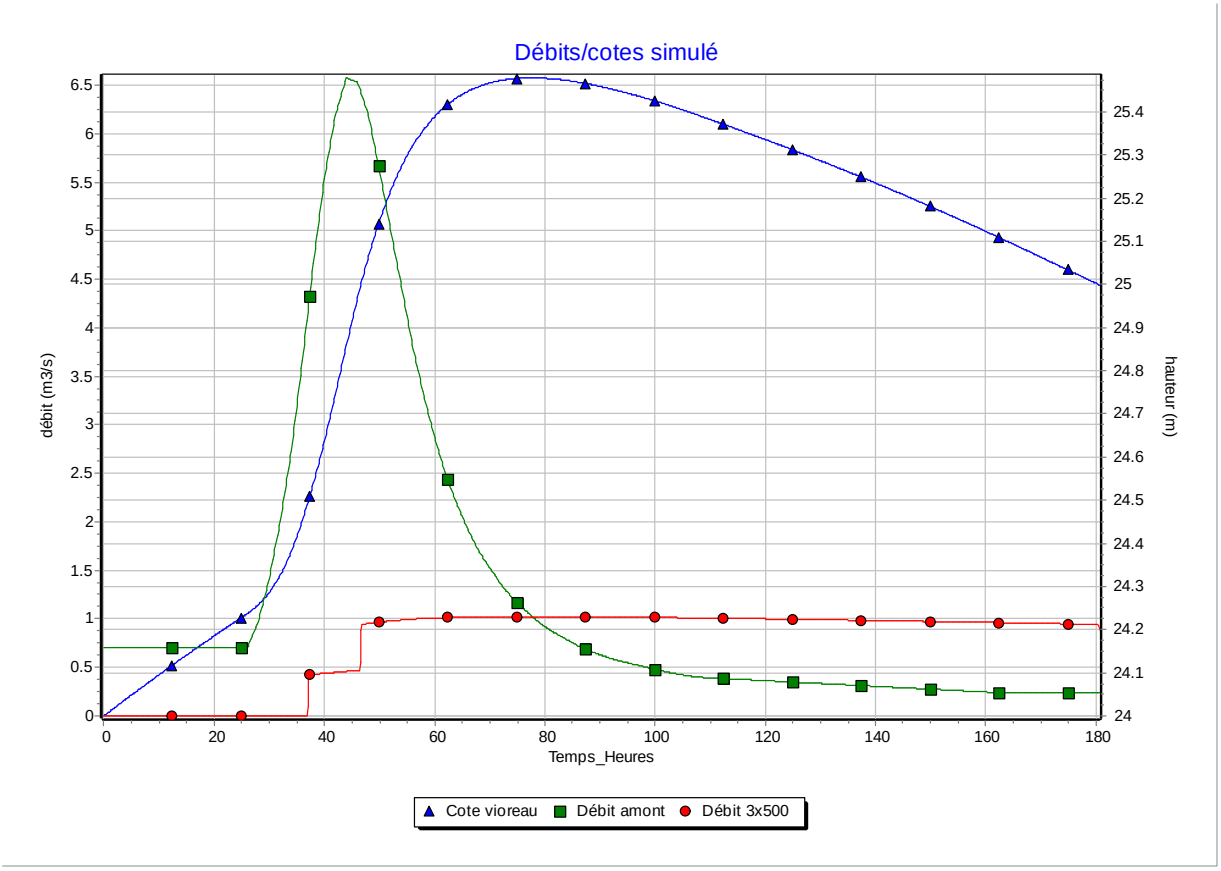


Figure 20 : laminage de la crue de chantier par 2 siphons de 500 mm

En revanche, il est également nécessaire de protéger le chantier contre un épisode pluvieux moins brutal mais sur une durée plus longue, qui pourrait finalement être plus contraignant que la crue de 10 ans.

Pluie de 72 h

Nous avons regardé un événement de pluie sur 72 h, de période de retour 10 ans. Compte -tenu de la durée sur 3 jours de cet événement, il est prévu qu'une prévision météorologique associé à une gestion de crise permettra de décider de démarrer les 3 siphons immédiatement, et non par palier comme pour la crue de 10 ans.

Les données SHYREG indiquent que le débit moyen entrant dans la retenue de Vioreau est de 3,82 m3/s.

Debits (m3/s) – Durees (h) – Periode de retour (annee)

	Pointe	Jour	1h	2h	3h	4h	6h	12h	24h	48h	72h
T= 1000	23	13.6	21.1	20.5	19.9	19.2	18.2	16.2	14.2	11	9.18
T= 500	19.2	11.9	17.7	17.3	16.8	16.4	15.6	14.1	12.5	9.9	8.34
T= 100	12.8	8.8	12	11.8	11.5	11.3	10.9	10.1	9.15	7.59	6.51
T= 50	10.7	7.62	10.1	9.91	9.75	9.58	9.29	8.64	7.91	6.63	5.71
T= 20	8.26	6.12	7.81	7.72	7.61	7.5	7.31	6.87	6.35	5.38	4.64
T= 10	6.6	5.03	6.28	6.21	6.13	6.06	5.92	5.6	5.21	4.44	3.82
T= 5	5.09	3.98	4.86	4.82	4.77	4.72	4.62	4.4	4.11	3.52	3.01
T= 2	3.35	2.69	3.22	3.2	3.17	3.14	3.09	2.96	2.78	2.37	2

Figure 21 : données SHYREG

En considérant un coefficient de ruissellement de 30%, ce débit correspond à une pluie de 85 mm sur 3 jours. Pour comparaison l'atlas Météo-France réalisé en 199 par la méthode du renouvellement indique un cumul de 69 mm pour la pluie de 10 ans sur 3 jours. La valeur SHYREG est retenue.

En considérant une répartition constante sur les 3 jours, une simulation a été réalisée. Il apparait que 2 conduites de 500 mm sont insuffisantes et que 3 conduites de 500 mm entrainent une cote maximale de 25,70 m NGF, également insuffisant.

Il est nécessaire d'utiliser **3 conduites de 600 mm** afin de limiter le niveau maximal dans la retenue à 25,39 m NGF soit 61 cm sous la cote de crête du batardeau.

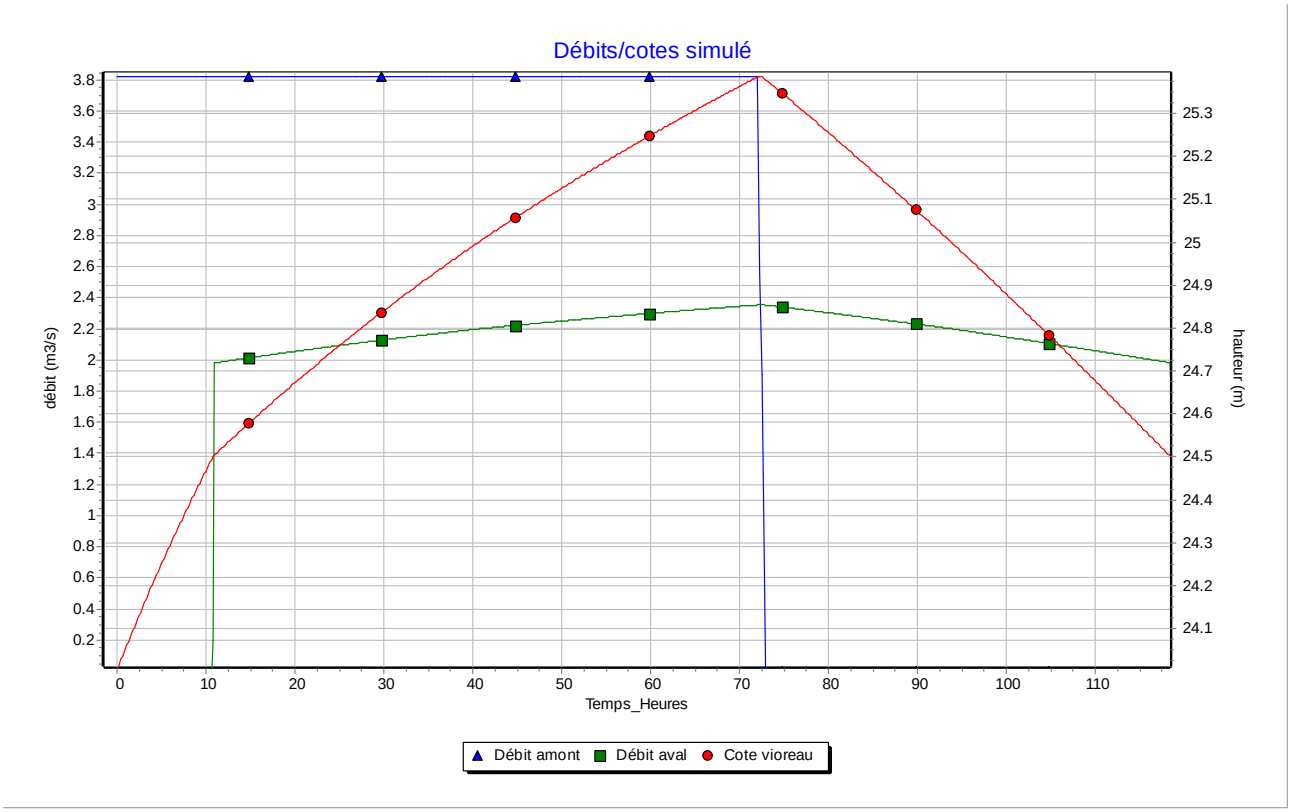


Figure 22 : gestion des crues pour un événement pluvieux de 72 h

6.2.2.2 Dimensionnement hydraulique

Les conduites circuleront depuis l'amont du batardeau (cote 24,00 m NGF), jusqu'à l'aval de l'ouvrage (cote 21,50 m NGF) en passant par l'évacuateur de crue et le coursier actuel.

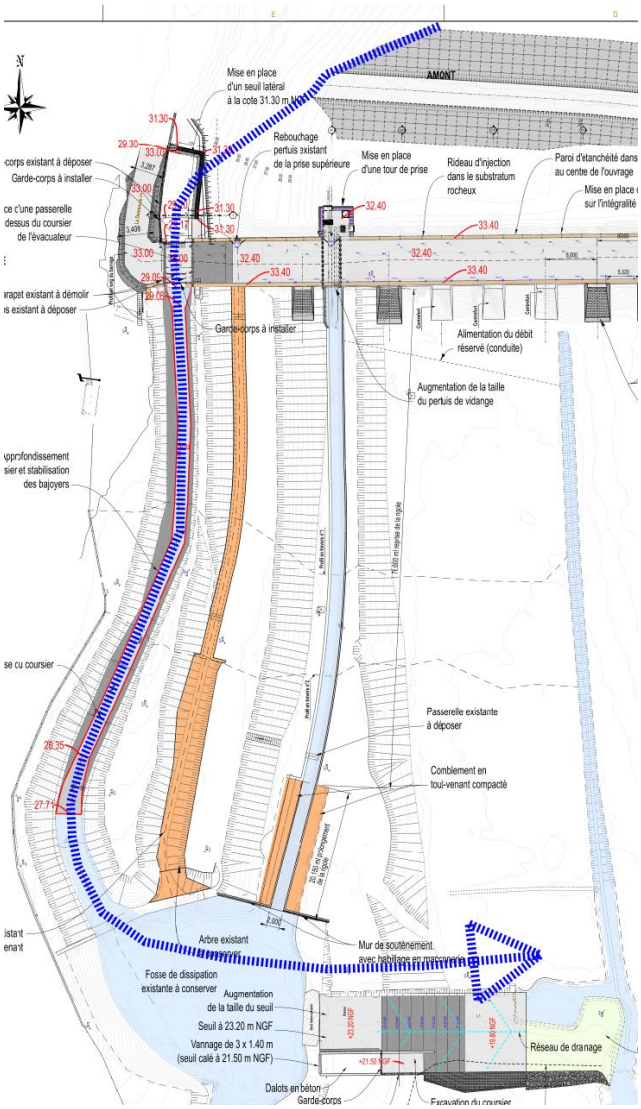


Figure 23 : implantation des siphons de dérivation provisoire

Le dimensionnement hydraulique des conduites est calculé en utilisant la formule de Colebrook White, en considérant un linéaire de conduite de 250 m, des pertes de charges de K=2 (entrée 0,5, sortie 1, vannes et autres 0,5).

Ecoulement en charge	
Charge Amont Ha	2.50
Diamètre D (m)	0.60
Longueur canalisation L (m)	250.00
Pente (%)	0.00%
S (m²)	0.28
V (m/s)	2.33
Pente d'energie J (m/m)	0.66%
Pdc (m)	2.2
Q (m3/s)	0.660

Perte de charge singulières	
Coeff. Entrée ke	0.5
Coeff. Sortie ks	1
Coeff. Divers	0.50
Total Pdc singulières	2

Colebrook-White	
Viscosité cinématique (m²/s)	1.30E-06
Rugosité k (mm)	0.1
Reynolds Re	1.08E+06
Coeff. frottement f	0.0142

Figure 24 : Dimensionnement d'un siphon de 600 mm sous une cote amont de 24,50 m NGF

Une conduite de 600 mm permet d'évacuer 660 l/s sous une cote amont de 24,50 m NGF.

Cote de la retenue (m NGF)	24	24.5	25	25.5
Débit (l/s)	0	660	732	799

Figure 25 : débitance des siphons

6.2.3 CONSTITUTION DE LA SOLUTION SIPHON

Le dispositif est constitué de :

- 3 conduites de diamètre 600 mm de250 m de longueur verrouillées entre elles, en fonte, PEHD, acier ou autre. Les pressions en jeu sont faibles (<2 bars) et le choix du matériau sera dicté par la disponibilité des tuyaux pour l'entreprise et la robustesse pour assurer une pérennité sur la durée du chantier.
- Une vanne « de pied » de sectionnement, manuelle, en aval de chaque siphon, type vanne plate sous carter ou autre. Une vanne réglante permettant un réglage du débit pourrait être utile. Il faudra prévoir un ancrage temporaire de la vanne de pied pour reprendre l'effet de fond lors de la fermeture de la vanne notamment. Par exemple : vanne de pied soudée sur des plaques métalliques posées au sol qui reprennent les efforts par frottement, ou scellée à des blocs béton.
- Un évent pour évacuation de l'air en partie haute, par exemple un raccord en T avec une vanne de petite section.
- Un autre T en partie haute pour raccorder la pompe d'amorçage

L'amorçage des siphons se fait par une petite pompe selon le protocole suivant :

- fermeture vanne de pied ouverte
- ouverture évent
- remplissage jusqu'à gavage et rejet par l'évent
- attendre stabilisation et remontée d'éventuelles poches d'air par l'évent
- fermeture évent
- fermeture vanne de pompage
- ouverture vanne de pied pour vérifier amorçage avec contrôle du débit pendant au moins 30s (> au temps de vidange du tuyau si entrée d'air).
- fermeture vanne de pied

A noter que si les raccords au point haut de conduite (évent et pompage) sont étanches alors l'amorçage peut rester actif plusieurs jours. L'entreprise devra toutefois vérifier à une fréquence journalière que l'amorçage est effectif par ouverture de la vanne de pied pendant une durée supérieur au temps de vidange du tuyau.

6.2.4 FONCTIONNEMENT DU DISPOSITIF

Une prévision météorologique sera prévue sur le chantier. Le déclenchement des siphons sera effectué en fonction de la cote de la retenue. Il est prévu plusieurs paliers :

Mode de fonctionnement normal :

Les siphons sont déclenchés par paliers :

	Cote de la retenue			
	24	**24,5**	**25**	**25,5**
siphon 1		En fonctionnement	En fonctionnement	En fonctionnement
siphon 2			En fonctionnement	En fonctionnement
siphon 3				En fonctionnement
Q total (m^3/s)	0	0,660	0,1464	2,397

Mode de fonctionnement avec alerte météorologique :

Les siphons sont déclenchés tous dès la cote 24,50 m NGF.

	Cote de la retenue			
	24	**24,5**	**25**	**25,5**
siphon 1		En fonctionnement	En fonctionnement	En fonctionnement
siphon 2		En fonctionnement	En fonctionnement	En fonctionnement
siphon 3		En fonctionnement	En fonctionnement	En fonctionnement
Q total (m^3/s)	0	2,397	2,397	2,397

6.3 PHASE 2

Cette phase prévoit l'utilisation de la future vidange de fond pour faire transiter la crue de chantier.

La figure ci dessous présente la configuration envisagée.

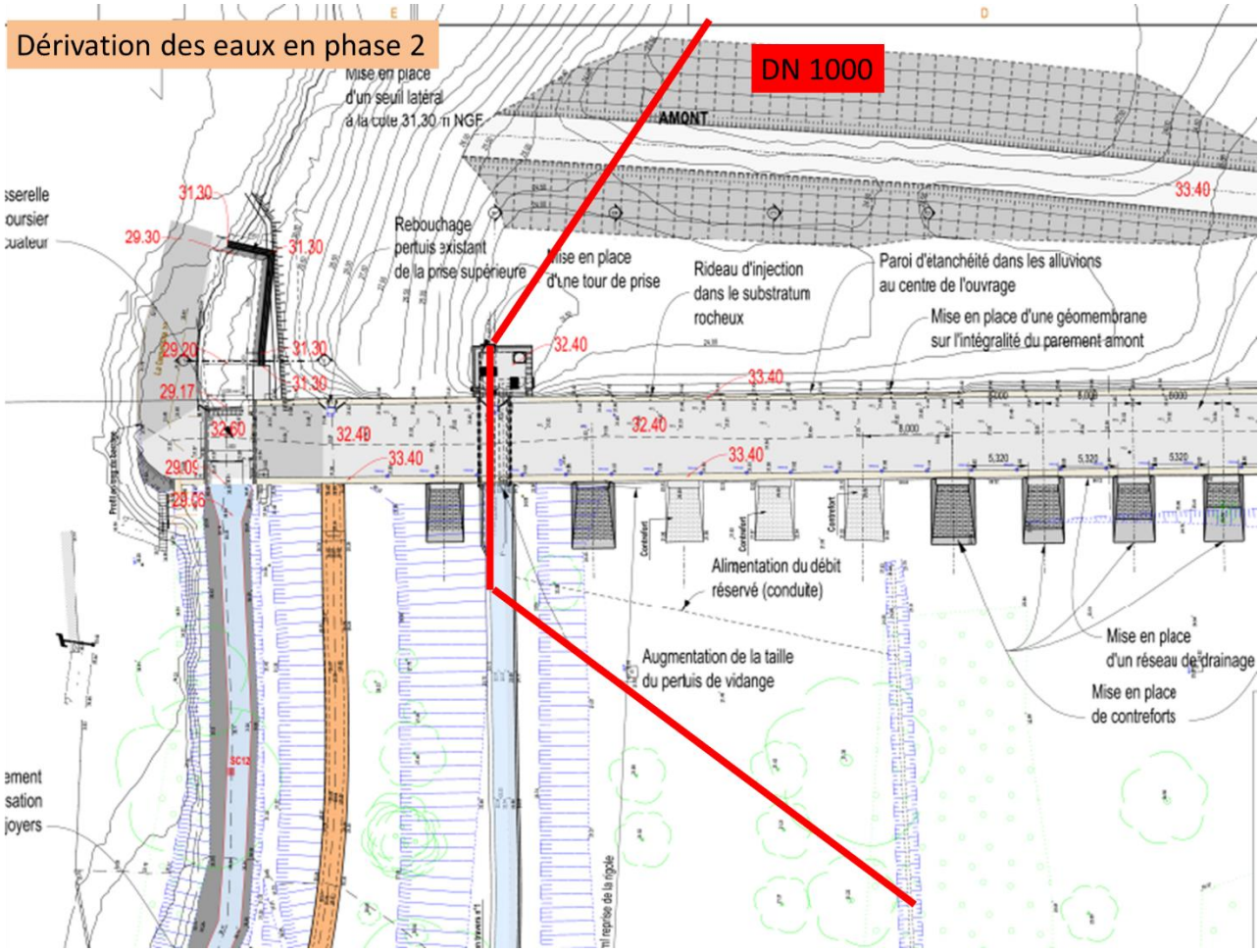


Figure 26 : Configuration en phase 2

On vérifie ici le niveau maximum atteignable en cas de crue de chantier (Q10 ans).

L'objectif est de maintenir une cote dans la retenue inférieure à 25,50 m NGF pour une cote minimale de 24,00 m NGF.

Une vanne de régulation temporaire pourra éventuellement être mise en œuvre pour permettre la gestion du débit de restitution.

Une simulation HEC-RAS est effectuée pour la crue de 10 ans avec transit via la vidange de fond (DN1000 dans le batardeau puis dans la vidange). La modélisation de ce scénario se base donc sur le modèle réalisé pour le dimensionnement de la vidange de fond et de la galerie + canal à surface libre en aval. Il est considéré que le niveau d'eau dans la fosse de dissipation est maintenu à un niveau bas par l'ouverture de la vanne de 3x1 m. La condition aval du modèle est alors fixée par la pente du canal et non la fosse de dissipation. Les résultats sont les suivants :

Tableau 13 : dérivation des eaux via la vidange de fond

Cote initiale de la retenue	Cote maximale atteinte pour Q10	Débit aval maximal pour Q10
25,00 m NGF	25,32 m NGF	3,75 m3/s
25,25 m NGF	25,50 m NGF	3,90 m3/s

On observe que :

- Le laminage de la crue de chantier entre les cotes 25,00 et 25,50 m NGF est possible en utilisant la seule vidange de fond DN1000,
- la capacité de la vidange de fond est de 3,90 m^3/s pour une cote de 25,50 m NGF.
- Le scénario d'une pluie sur 3 jours engendrant un débit de 3,82 m3/s sera facilement géré par la vidange de fond, avec une cote de la retenue inférieure à 25,50 m NGF.

Pendant la phase 2, le niveau sera maintenu la plupart du temps à 24 m NGF.

Commentaire sur la période des travaux

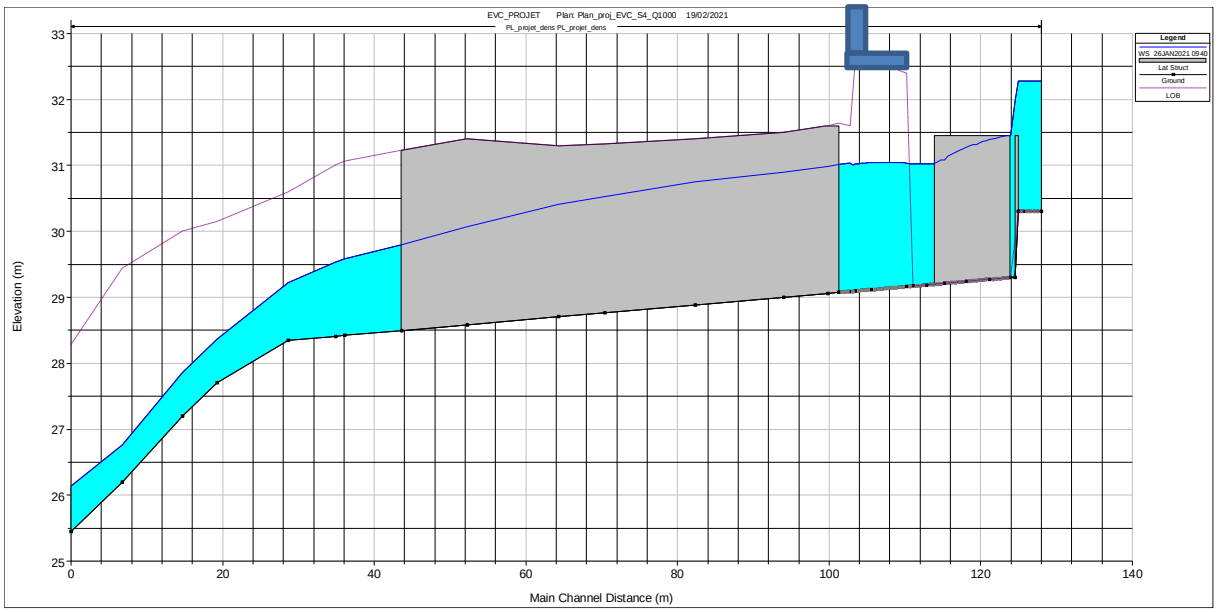
La période de réalisation de la phase 1 entre janvier et avril, période de hautes eaux, n'est pas favorable compte-tenu des travaux prévus et de la teneur des travaux ce qui engendre une augmentation du risque liée au contrôle des eaux sur cette phase.

Au stade du PRO il pourrait être judicieux de recaler le phasage et la période de travaux, ce qui permettrait, si la période de travaux se situe en dehors des périodes de hautes eaux, de considérer des crues saisonnalisées et diminuer en phase 1 le nombre de siphon et leur diamètre.

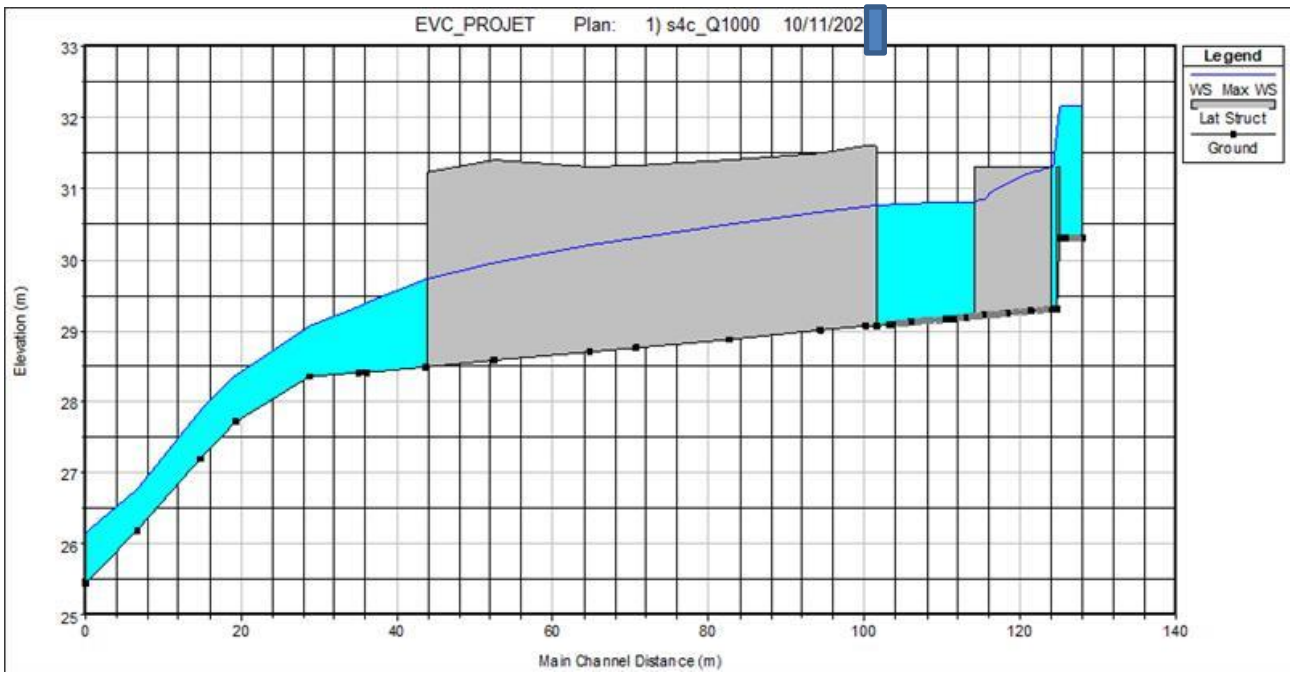
Les contraintes environnementales liées à la vidange complète de l'ouvrage seront prises en compte et discutés avec les services de l'état ainsi qu'avec la fédération de pêche.

ANNEXE 1 LIGNES D'EAU DANS LE COURSIER EN SITUATION EXCEPTIONNELLE POUR LES DIFFERENTS SCENARIOS D'AMENAGEMENT TESTES DE L'EVC

Scénario 4 :



Scénario 4c :



ANNEXE 2 ETUDE DE STABILITE – BARRAGE REHAUSSE ET CONFORTE

Barrages

MOE REQUALIFICATION DU BARRAGE DE VIOREAU

Annexe 2_EDD Etude de stabilité

Rapport n° : 21F-015-RA-13
Révision n° : A
Date : 08/10/2021

Rapport

Votre contact :
Thomas NOBLET
noblet@isl.fr

ISL Ingénierie SAS - ANGERS
25 rue Lenepveu
49100 - Angers
FRANCE
Tel. : +33.2.41.36.01.77
Fax : +33.2.41.36.10.55

www.isl.fr

Ingénierie

VisaVisa

Document actualisé le 08/10/2021.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	08/10/2021	MPI	TNO	ABA	

ABA : BAIL Alan

MPI : PIRIOU Maëlle

TNO : NOBLET Thomas

Rapport ISL
21F-015-RA-13
Revision A

http://www.isl.fr/r.php?c=208066

SOMMAIRE

1 OBJET 1

2 DOCUMENTS DE REFERENCE 2

2.1 DONNEES SUR L'OUVRAGE EXISTANT ET CONTEXTE GEOTECHNIQUE 2

2.2 ETUDES TECHNIQUES 2

2.3 RÉFÉRENCIEL TECHNIQUE 2

3 DONNEES D'ENTREE 3

3.1 GEOMETRIE DE L'OUVRAGE CONFORTE 3

3.2 NIVEAUX D'EAU AMONT ET AVAL 4

3.3 SOUS-PRESSIONS A L'INTERFACE BARRAGE/FONDATION 4

3.4 PRISE EN COMPTE DE LA FISSURATION 5

3.5 SEISME 6

3.6 SYNTHESE DES CARACTERISTIQUES UTILISEES POUR LES CALCULS DE STABILITE DE CONFORTEMENT SUR STAB 3D ISL 7

4 CRITERES DE STABILITE 7

4.1 ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES 8

4.2 ETAT LIMITE DE RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT 9

4.3 ETAT LIMITE DE RESISTANCE A LA COMPRESSION 10

4.4 TABLEAU SYNTHETIQUE 11

5 PRINCIPE DE CALCUL DE STABILITE DU BARRAGE 12

5.1 MODELISATION 12

5.2 ACTIONS CONSIDEREES 12

5.3 CALCULS DE STABILITE 13

6 STABILITE DU PROFIL « COURSIER » ZONE 1 14

6.1 HYPOTHESES DE MODELISATION 14

6.1.1 LOCALISATION DU CONTREFORT MODELISE DE LA ZONE 1 14

6.1.2 HAUTEUR DU PROFIL, REMBLAI ET SEDIMENTS 14

6.1.3 HYPOTHESES DE SOUS PRESSION 15

6.1.4 HYPOTHESES DE NIVEAU D'EAU A L'AVAL 16
6.2 RESULTATS 17
6.2.1 EFFET DES HYPOTHESES DE SOUS PRESSIONS 17
6.2.2 EFFET DU NIVEAU D'EAU AVAL 17
6.2.3 EFFET DU REMBLAI AVAL SUR LA STABILITE DU PLOT CONFORTE POUR LA PHE 18
6.2.4 CALCULS DES DIFFERENTES SITUATION EN CONFIGURATION DEFAVORABLE 18
6.3 SYNTHESE 19

7 STABILITE DU PROFIL EN RIVE DROITE ZONE 2 20
7.1 HYPOTHESES DE MODELISATION 20
7.1.1 LOCALISATION DU CONTREFORT MODELISE DE LA ZONE 2 20
7.1.2 HAUTEUR DU PROFIL, REMBLAI ET SEDIMENTS 20
7.1.3 HYPOTHESES DE SOUS PRESSIONS 21
7.1.4 HYPOTHESES DE NIVEAU D'EAU A L'AVAL 21
7.2 RESULTATS 21
7.2.1 EFFET DES HYPOTHESES DE SOUS PRESSIONS SUR LA STABILITE PLOT CONFORTE POUR LA PHE 21
7.2.2 EFFET DU NIVEAU D'EAU AVAL SUR LA STABILITE PLOT CONFORTE POUR LA PHE 22
7.2.3 EFFET DU REMBLAI AVAL SUR LA STABILITE DU PLOT CONFORTE POUR LA PHE 22
7.2.4 CALCULS DES DIFFERENTES SITUATION EN CONFIGURATION DEFAVORABLE 22
7.3 SYNTHESE 23

8 STABILITE DU PROFIL CENTRAL ZONE 3 24
8.1 HYPOTHESE DE MODELISATION 24
8.1.1 LOCALISATION DU CONTREFORT MODELISE DE LA ZONE 3 24
8.1.2 HAUTEUR DU PROFIL, REMBLAI ET SEDIMENTS 24
8.1.3 HYPOTHESES DE SOUS PRESSIONS 25
8.1.4 HYPOTHESES DE NIVEAU D'EAU A L'AVAL 25
8.2 RESULTATS 25
8.2.1 EFFET DES HYPOTHESES DE SOUS PRESSIONS SUR LA STABILITE PLOT CONFORTE POUR LA PHE 25
8.2.2 EFFET DU NIVEAU D'EAU AVAL SUR LA STABILITE PLOT CONFORTE POUR LA PHE 25
8.2.3 EFFET DU REMBLAI AVAL SUR LA STABILITE DU PLOT CONFORTE POUR LA PHE 26
8.2.4 CALCULS DES DIFFERENTES SITUATION EN CONFIGURATION DEFAVORABLE 26
8.3 SYNTHESE 27

9 STABILITE ET COTE DE DANGER 28
9.1 COMBINAISON EXTREME - COTE DE DANGER 28

10 SYNTHESE 31

TABLE DES ANNEXES

ANNEXE 1 ETABLISSEMENT DE LA GEOMETRIE SUR STAB3DISL

ANNEXE 2 TABLEAU RECAPITULATIFS STAB3DISL DES ACTIONS POUR CHAQUE SITUATION ET ZONE D'ETUDE.

TABLE DES FIGURES

Figure 1-1 : Elévation et zone instable en rive 1
Figure 1-2 : Elévation après confortement 1
Figure 1-3 : Coupe et niveaux d'eau 2
Figure 3-1 : Localisation des zones d'étude 3
Figure 3-2 : Profils d'étude 3
Figure 3-3 : Rabattement et répartition des sous pression selon les prescriptions du CFBR 4
Figure 3-4 : Répartition des sous pressions sans fissuration 5
Figure 3-5-Schéma de répartition des sous-pressions 5
Figure 3-6 : Zonage sismique Loire Atlantique 6
Figure 5-1 : Géométrie d'un plot type contrefort 12
Figure 5-2 : Schéma de principes des actions 13
Figure 6-1 : Localisation du profil de calcul de la zone 1 14
Figure 6-2 : Modélisation STABisl et position cotes aval/amont, sédiment et remblais 15
Figure 6-3 : Hypothèse de sous pressions sous le barrage, entre deux contreforts 15
Figure 6-4 : Schéma de principe configurations 01 et 02 16
Figure 6-5 : Hypothèses de niveaux d'eau 16
Figure 6-6 : Schéma de principe configuration 01 et 04 18
Figure 7-1 : Localisation du profil de calcul de la zone 2 20
Figure 7-2 : Modélisation STABisl et position cotes aval/amont, sédiment et remblais 21
Figure 7-3 : Résultats des calculs de stabilité conforté zone 2 23
Figure 8-1 : Localisation du profil de calcul de la zone 3 24
Figure 8-2 : Modélisation STABISL 3D et position cotes aval/amont, sédiment et remblais 24

Figure 8-3 : Résultats des calculs de stabilité conforté zone 3 27
Figure 9-1 : Modélisation profil en rive zone 2_ cote de Danger 28
Figure 9-2 : Graphiques profil, cote de dangers 29
Figure 9-3 : Graphiques tangente Phi et SFF, cote de danger 29
Figure 9-4 : Graphiques des contraintes, cote de danger 30
Figure 9-5 : Synthèse de la stabilité Zone 2, situation cote de danger 30

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 3-1 : Niveaux d'eau amont 4
Tableau 4-1 : Valeurs du coefficient partiel de résistance à la traction 8
Tableau 4-2 : Conditions d'état-limite d'ouverture de fissure 8
Tableau 4-3 : coefficients partiels pour l'EL de résistance à l'effort tranchant Jeux de 9
Tableau 4-4 : Jeux de coefficients partiels pour l'EL de résistance à la compression 10
Tableau 4-5 : Synthèse des états limites et coefficients partiels 11
Tableau 7-1 : Zone de contact de référence pour la zone 1 14
Tableau 7-2 : Résultats configuration 01 et 02 pour la zone 1 17
Tableau 7-3 : Résultats configurations 01 et 03 pour la zone 1 17
Tableau 7-4 : Résultats configurations 01 et 04 pour la zone 1 18
Tableau 7-5 : Résultats des calculs de stabilité conforté zone 1 19
Tableau 7-6 : Synthèse de la stabilité pour la zone 1 19
Tableau 8-1 : Zone de contact de référence pour la zone 2 20
Tableau 8-2 : Résultats configuration 01 et 02 pour la zone 2 21
Tableau 8-3 : Résultats configuration 01 et 03 pour la zone 2 22
Tableau 8-4 : Résultats configuration 01 et 04 pour la zone 2 22
Tableau 8-5 : Synthèse de la stabilité pour la zone 2 23
Tableau 6-1 : Zone de contact de référence pour la zone 3 24
Tableau 6-2 : Résultats configuration 01 et 02 pour la zone 3 25
Tableau 6-3 : Résultats configurations 01 et 03 pour la zone 3 25
Tableau 6-4 : Résultats configuration 01 et 04 pour la zone 3 26
Tableau 6-5 : Synthèse de la stabilité pour la zone 3 27
Tableau 6-2 : Résultats des calculs de stabilité conforté zone 2 28

1 OBJET

La présente note, annexée à l'étude de danger dans le cadre des travaux de modernisation du barrage de Vioreau traite de la stabilité du barrage après les travaux de surélévation et du confortement du barrage.

Les différentes études menées à ce jour ont conclu aux résultats suivants : :

- **Etat actuel** : Instabilité des profils sans contrefort selon l'étude de Safege (5.0 Etude de Stabilité Safège, Février 2017).
- **Après rehausse de la crête du barrage** : Instabilité des profils en rive selon l'étude AVP (21F-015_RA-3_REVB_Annexe 3_Note de stabilité, ISL mars 2021). Ci-dessous une figure présentant les zones dites instables.

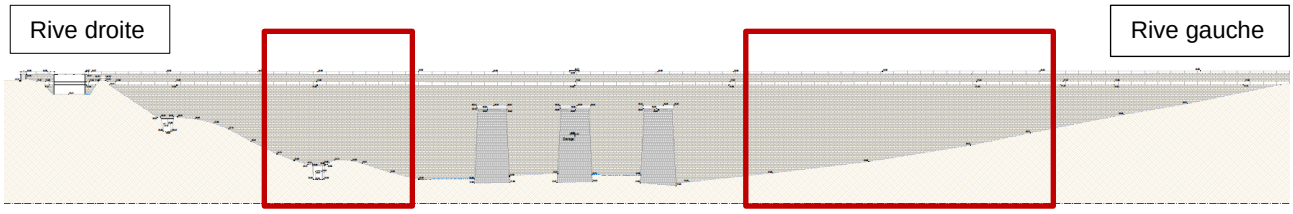


Figure 1-1 : Elévation et zone instable en rive

A la suite de ces études, il a été décidé de conforter le barrage à l'aide de contreforts. L'opération consiste à renforcer la structure existante par ajout de sept contreforts en aval du barrage. La géométrie et les espacements des nouveaux contreforts sont similaires à la configuration actuelle afin de préserver l'esthétique de l'ouvrage.

- **Etat conforté** : Justification de la stabilité du barrage après confortement (rehausse et ajout de contrefort),. Deux axes sont traités :
  - Vérification de l'ouvrage conforté pour trois zones d'étude présentant des caractéristiques différentes.

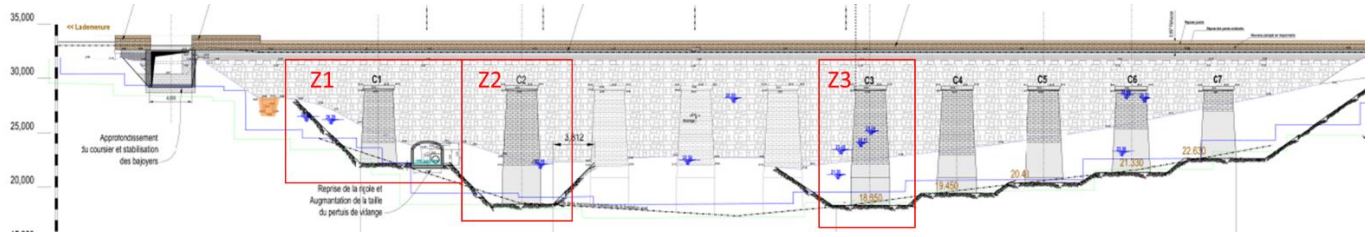


Figure 1-2 : Elévation après confortement

  - Choix de la cote de danger ; c'est-à-dire la cote à partir de laquelle la stabilité du barrage n'est plus garantie.

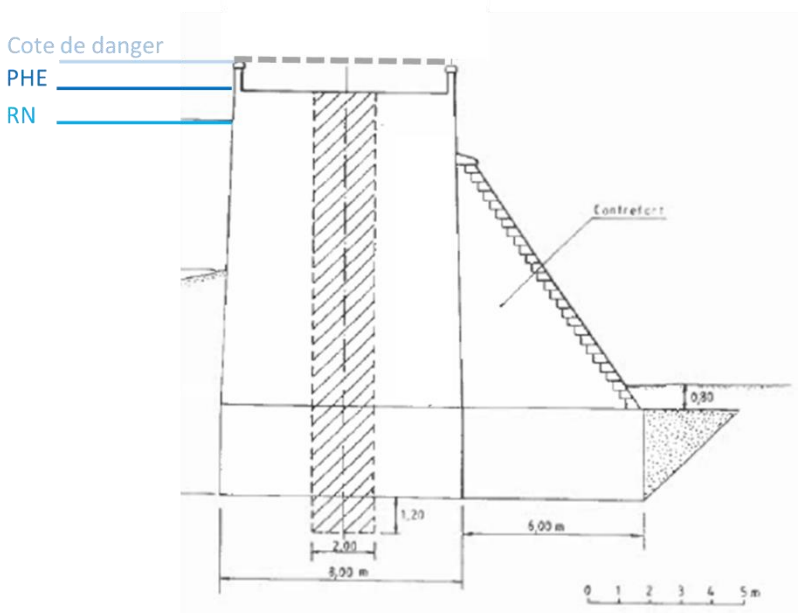


Figure 1-3 : Coupe et niveaux d'eau

2 DOCUMENTS DE REFERENCE

2.1 DONNEES SUR L'OUVRAGE EXISTANT ET CONTEXTE GEOTECHNIQUE

- Levé topographique (ATLANTIQUE INFOGEO, 2014),
- Plans d'archives de l'ouvrage, (CETE Ouest, 1987)
- Reconnaissances géotechniques (Rapport G1, HYDROGEOTECHNIQUE, 2020).

2.2 ETUDES TECHNIQUES

- 13.0 Etude Stabilité V5 Safège Avril 2020 ,
- 12.1 Diagnostic barrage Vioreau_CD44_Ind.3 Hydrogéotechnique février 2020.pdf,
- 21F-015_RA-1_Annexe 1_G2 AVP, ISL, mars 2021,
- 21F-015_RA-5_Annexe 2_AVP_Note hydraulique, ISL, juin 2021.
- 21F-015_RA-3_REVB_Annexe 3_Note de stabilité
- 21F-015_RA-6_REVB_Annexe3_AVP_Note de stabilité

2.3 RÉFÉRENCIEL TECHNIQUE

- Recommandations CFBR pour la justification de la stabilité des barrages poids octobre 2012,
- Arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages, JORF n°0198 du 29 août 2018.
- Guide de lecture des études de dangers de barrages, août 2012

3 DONNEES D'ENTREE

3.1 GEOMETRIE DE L'OUVRAGE CONFORTE

La largeur du barrage en crête est de 7,5 m. La largeur en base (entre deux contreforts) est de 8 m.

Une vue en élévation de l'ouvrage conforté est donnée sur la Figure 3-1.

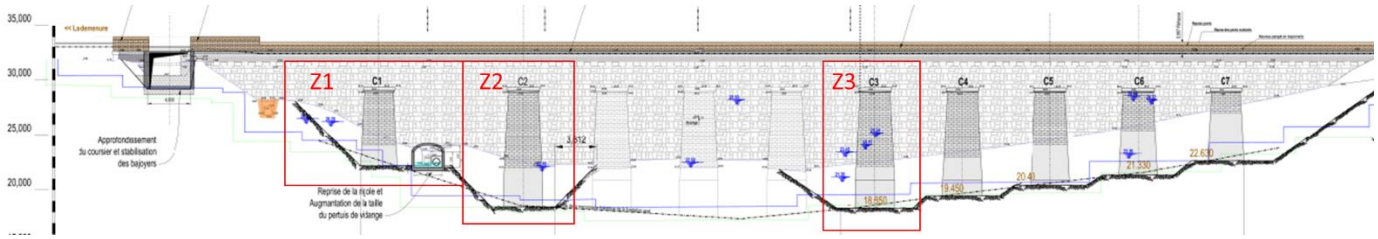


Figure 3-1 : Localisation des zones d'étude

La crête de l'ouvrage réhaussé est fixée à 32,40 m NGF.

Pour les études de stabilité en état conforté, trois profils sont considérés :

- Un profil de rive (Zone1) situé en rive droite entre les deux coursiers, avec une largeur 16,5 m ;
- Un profil de rive (Zone 2) avec une largeur de 10,5 m ;
- Un profil type correspondant au profil de plus grande hauteur, situé en rive gauche. (Zone 3) avec une largeur de 8m.

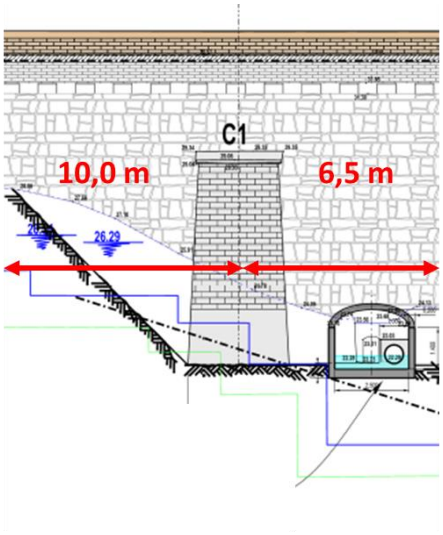
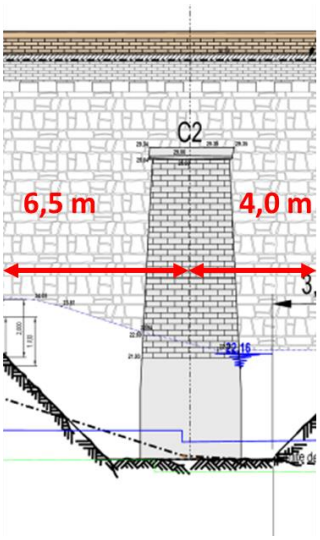
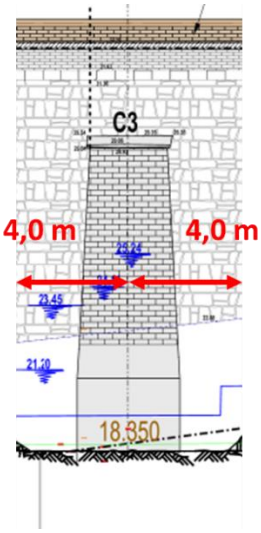
		
Profil coursier - Zone 1	Profil rive droite proche coursier - Zone 2	Profil de rive type – Zone 3

Figure 3-2 : Profils d'étude

Pour chaque profil, diffèrent :

- La hauteur du barrage sur fondation,
- Le niveau du remblai à l'aval,
- Le niveau de sédiments à l'amont,
- La largeur d'influence du contrefort considéré.

3.2 NIVEAUX D'EAU AMONT ET AVAL

Les niveaux d'eau dans la retenue à considérer sont les suivants :

	Situation normale (RN)	Situations des PHE
Etat initial	30,4 m NGF	31,69 m NGF
Après surélévation	31,3 m NGF	**32,40 m NGF**

Tableau 3-1 : Niveaux d'eau amont

Le niveau d'eau en aval du barrage n'est pas connu avec précision. Plusieurs hypothèses vont être testées dans ce rapport . Pour la suite de l'étude, on retiendra la configuration la plus défavorable pour la stabilité de l'ouvrage.

3.3 SOUS-PRESSIONS A L'INTERFACE BARRAGE/FONDATION

Les diagrammes des sous-pressions à l'interface barrage/fondation sont déterminés conformément aux recommandations du CFBR (Comité Français des Barrages et Réservoirs). La figure suivante illustre le calcul de rabattement :

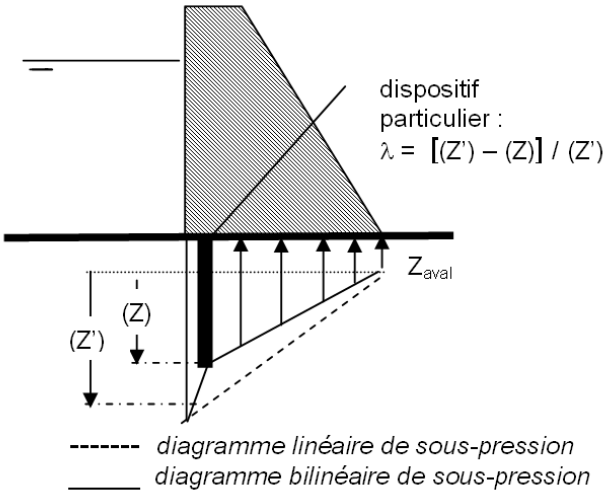


Figure 3-3 : Rabattement et répartition des sous pression selon les prescriptions du CFBR

La répartition des sous pressions peut être différente selon que l'on considère le remblai drainant ou non. Ainsi, pour les profils avec contrefort, une configuration b) et c) peuvent exister comme présenter sur la figure ci-dessous :

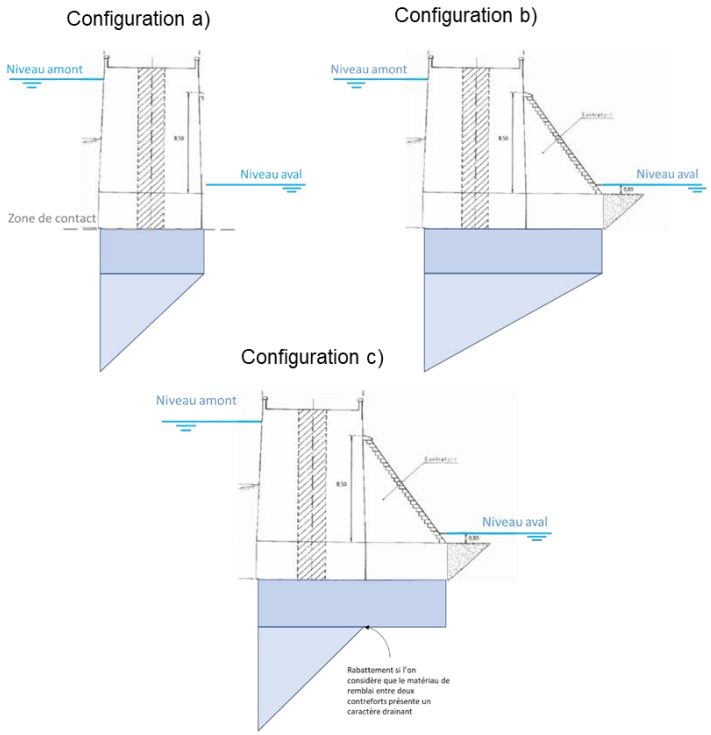


Figure 3-4 : Répartition des sous pressions sans fissuration

Les diverses configurations sont testées. La plus défavorable pour la stabilité du barrage sera utilisée pour la suite de l'étude.

3.4 PRISE EN COMPTE DE LA FISSURATION

Des contraintes de traction peuvent apparaitre en pied amont de l'ouvrage et générer une fissuration. L'eau en s'introduisant, dans la fissure modifie la répartition des sous pressions et la répartition des contraintes, et donc la longueur de fissure.

Les calculs de stabilité sont menés de manière itérative : les sous pressions sont automatiquement recalculées dans la zone fissurée. En cas de fissuration amont, la sous pression est maximale et non rabattue dans l'intégralité de la fissure qui s'est développée. Au-delà de la fissure (sans dispositifs de drainage), le profil de sous-pression adopté est un profil trapézoïdal entre l'extension de la fissure et le pied aval de l'ouvrage :

- Jusqu'à l'extension de la fissure, la sous-pression est égale à la charge amont.
- Au pied aval, la sous-pression est égale à la charge aval.

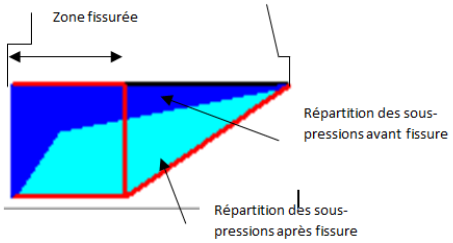


Figure 3-5-**Schéma de répartition des sous-pressions**

3.5 SEISME

Le principal risque de rupture d'un barrage poids sujet à un séisme est une fissuration excessive pouvant entraîner une instabilité par glissement ou basculement. Au cours d'un séisme, l'énergie transmise par la fondation se traduit par la mise en mouvement de l'ouvrage qui se met alors en vibration. Le barrage est soumis à deux sollicitations mécaniques : la force d'inertie due à son poids ainsi que les forces hydrodynamiques appliquées par la retenue (s'ajoutant à la force hydrostatique).

L'accélération à prendre en compte pour la vérification au séisme est fonction :

- de la classe de l'ouvrage
- du zonage sismique.

Le barrage de Vioreau, selon le zonage sismique de la France et d'après l'article D.563-8-1 du code de l'environnement, est situé en zone 2.

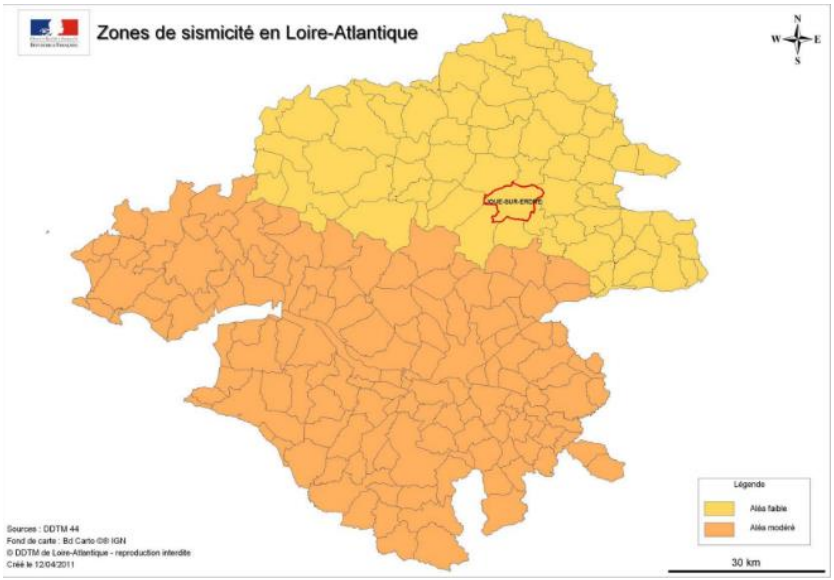


Figure 3-6 : Zonage sismique Loire Atlantique

Les accélérations de calcul horizontale a_g et verticale a_{gv} au niveau d'un sol de type rocheux réputé de classe A sont fixées dans le tableau ci-après en fonction de la zone de sismicité considérée et de la classe du barrage au sens de l'article R. 214-112 du code de l'environnement :

Zone de sismicité	Accélérations horizontales pour le SES (en m/s2) en fonction de la classe du barrage (au sens de l'art. R. 214-112)			Accélérations verticales pour le SES (en m/s2) en fonction de la classe du barrage (au sens de l'art. R. 214-112)		
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe A	Classe B	Classe C
3	2,0	1,6		1,8	1,4	
4	3,0	2,4	1,7	2,4	2,1	1,5
5	5,6	3,6	3,0	4,5	2,9	2,4

D'après l'ATB (Arrêté technique barrages), pour un barrage de classe B en zone 2, aucune justification obligatoire n'est demandée.

https://www.legifrance.gouv.fr/loda/id/JORFTEXT000037345568/

Le barrage étant proche de la zone à aléa modéré, il sera considéré pour l'étude la zone 3 de sismicité. Ainsi, selon l'ATB, pour un barrage de classe B, les accélérations à prendre en compte sont les suivantes :

- Accélérations horizontales pour le SES = 1,6 m/s²
- Accélérations verticales pour le SES = 1,4 m/s²

3.6 SYNTHESE DES CARACTERISTIQUES UTILISEES POUR LES CALCULS DE STABILITE DE CONFORTEMENT SUR STAB 3D ISL

Les différentes caractéristiques retenues pour les calculs de stabilité à l'état conforté sont rappelées ci-dessous :

- Propriétés matériaux :
  - Barrage :
    - Densité humide : 2,17
    - Φ = 45°
    - c = 110 kPa
    - Résistance à la traction : 0 kPa
    - Résistance à la compression : 8 MPa
  - Interface barrage / fondation
    - Φ = 35°
    - c = 20 kPa
    - Résistance à la traction : 0 kPa
  - Fondation (non-prise en compte dans le calcul) :
    - Φ = 45°
    - c = 76 kPa
    - Résistance à la traction : 0 kPa
- Remblai :
  - Densité (non déjaugé) = 1,8
  - Φ = 35°
  - Coefficient poussée des terres au repos $K_0 = 1 - sin\varphi = 0{,}42$
  - Coefficient de frottement sol-maçonnerie = 0

- Sédiment :
  - Φ = 31°
  - Densité (non déjaugée) = 1,7
  - Coefficient de poussée des terres au repos $K_0 = 1 - sin\varphi = 0{,}48$
  - Coefficient de frottement sol-maçonnerie = 0

Pour la suite des calculs, une valeur de résistance à la compression de la fondation $f_{ck} = 8\,MPa$ est considérée. Cette valeur e confirmée en fonction des résultats des reconnaissances géotechniques complémentaires. A noter toutefois, dans le cas de la présente étude, que la résistance à la compression n'est pas dimensionnante vis-à-vis de la stabilité.

4 CRITERES DE STABILITE

Les recommandations du CFBR distinguent trois états limites à examiner pour les barrages poids pour justifier de leur stabilité : l'état limite d'ouverture des fissures, l'état limite de résistance à l'effort tranchant et l'état limite de résistance à la compression. Les calculs de stabilité du barrage sont réalisés en utilisant les coefficients de sécurité proposés par le CFBR et les caractéristiques aux pics des matériaux.

Les vérifications sont menées en considérant :

- Une combinaison d'action quasi permanente pour les calculs à la cote de RN,
- Une combinaison d'action rare, pour les calculs à la cote de PHE,
- Une combinaison d'action extrême, pour les calculs à la cote de danger et pour les séismes.

4.1 ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES

Ce critère vise à vérifier que durant les sollicitations dans la vie de l'ouvrage aucune fissure ne se produit sur le parement amont du barrage. Il vise également quand cela se produit à vérifier que la fissuration ne se propage pas dans le corps de l'ouvrage.

La condition de non-fissuration s'écrit :

$$\sigma'_n(x) > -f_{tk}/\gamma_{mft}$$

Avec :

- $\sigma'_N(x)$ la contrainte effective normale calculée à la position x de la section étudiée (x = 0 correspond à la section au droit du parement amont).
- f_{tk} La valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau étudié (ici les maçonneries ou l'interface barrage/fondation). Dans le cas d'une résistance à la traction nulle du matériau, la condition de non-fissuration est vérifiée s'il n'y a aucune contrainte négative (de traction) dans la section étudiée.
- γ_{mft} Coefficient partiel venant affecter f_{tk} qui dépend de la situation examinée

Coefficient partiel Ɣmft	Combinaison quasi permanente Ɣmft-qp	Combinaisons rare Ɣmft-rare	Combinaisons extrêmes Ɣmft-ext
Corps du barrage	3	3	1
Interface barrage fondation	3	3	1

Tableau 4-1 : Valeurs du coefficient partiel de résistance à la traction

La condition d'état limite d'ouverture de fissure dépend de la situation étudiée

	Conditions d'état-limite
Quasi-permanent	Absence de fissuration
Rare	Ouverture de la fissure au maximum jusqu'au voile de drainage Ou 25% maximum de la section fissurée en absence de voile de drainage
Accidentelle	Pas de condition mais calcul de la longueur maximal fissurée (< 100 %)

Tableau 4-2 : Conditions d'état-limite d'ouverture de fissure

4.2 ETAT LIMITE DE RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

Ce critère vise à vérifier que durant les sollicitations dans la vie de l'ouvrage la section étudiée est assez résistante pour supporter les efforts horizontaux engendrés par les sollicitations et ainsi empêcher le glissement du barrage.

La condition d'état-limite de résistance à l'effort tranchant s'exprime de la manière suivante :

$$\left[\frac{C_k}{\gamma_{mC}}.L + N.(tan\varphi)_k/\gamma_{mtan\varphi}\right] > \gamma_{d1}.T$$

Avec :

- C_k et $(tan\varphi)_k$ la cohésion et la tangente de l'angle de frottement interne du matériau (maçonnerie ou interface barrage/fondation).
- L la Largeur amont/aval **non fissurée** de la section étudiée.
- N et T les efforts normal et tangentiel agissant sur la section étudiée.
- γ_{mC} et $\gamma_{mtan\varphi}$ les coefficients partiels venant affecter les valeurs caractéristiques des résistances au cisaillement du matériau.
- γ_{d1} le coefficient de modèle de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant. Il est pris égal à 1.

Les coefficients partiels à prendre en compte sont les suivants :

- Cohésion

Coefficients partiels γ_{mC}	Combinaison quasi-permanente	Combinaisons rares	Combinaisons extrêmes
Corps du barrage	3	2	1
Interface barrage-fondation	3	2	1
Fondation	3	2	1

- Angle de frottement

Coefficients partiels γ_{mC}	Combinaison quasi-permanente	Combinaisons rares	Combinaisons extrêmes
Corps du barrage	1,5	1,2	1
Interface barrage-fondation	1,5	1,2	1
Fondation	1,5	1,2	1

Tableau 4-3 : coefficients partiels pour l'EL de résistance à l'effort tranchant Jeux de

La condition d'états-limites à vérifier dans toutes les situations est :

$$\frac{\left[\frac{C_k}{\gamma_{mC}}.L + N.(tan\varphi)_k/\gamma_{mtan\varphi}\right]}{T} > 1$$

4.3 ETAT LIMITE DE RESISTANCE A LA COMPRESSION

Ce critère vise à vérifier que durant les sollicitations dans la vie de l'ouvrage la section étudiée est assez résistante pour supporter les efforts verticaux engendrés par les sollicitations. L'état limite de résistance à la compression dans le corps du barrage et à l'interface avec la fondation s'écrit :

$$\gamma_{d2}.\sigma'_N(x) < f_{ck}/\gamma_{mfc}$$

Avec :

- γ_{mfc} le coefficient partiel venant affecter la valeur de la caractéristique de la résistance à la compression du matériau.
- γ_{d2} le coefficient de modèle de l'état-limite de résistance à la compression. Il est pris égal à 1.
- f_{ck} la valeur caractéristique de la résistance à la compression du matériau étudié.

La contrainte normale effective σ'_N en pied aval, selon les hypothèses de Navier est déterminée via la relation :

$$\sigma'_N = \frac{N}{L} + 6\frac{M}{L^2}$$

Avec :

- N la composante normale de la résultante des actions s'appliquant sur la section considérée,
- M le moment de cette résultante par rapport au centre de la section ;
- L la largeur de la section (remplacer L par L' -largeur non fissuré- en cas de fissuration partielle de la section).

Les coefficients partiels à prendre en compte sont les suivants :

Coefficient partiel γ_{mfc}	Combinaison quasi-permanente	Combinaisons rares	Combinaisons extrêmes
Corps du barrage	3	2	1
Interface barrage-fondation	3	2	1

Tableau 4-4 : Jeux de coefficients partiels pour l'EL de résistance à la compression

4.4 TABLEAU SYNTHETIQUE

Le tableau ci-dessous récapitule les différentes cotes de retenue et les vérifications effectuées.

		Etats limites					
		Fissuration		Effort tranchant		Effort compression	
Combinaisons	Cote de retenue (m NGF)	Coefficient sur Rt	Conditions ouverture de fissure	Coefficient sur c	Coefficient sur φ	Coefficient sur c	Coefficient sur Rc
Quasi-Permanente	31,3	3	Absence de fissuration	3	1,5	3	3
Rares	32,40	3	Section fissurée à 25%	2	1,2	2	2
Extrêmes	33,40	1	Pas de limite d'ouverture, mais pas de rupture	1	1	1	1

Tableau 4-5 : Synthèse des états limites et coefficients partiels

5 PRINCIPE DE CALCUL DE STABILITE DU BARRAGE

5.1 MODELISATION

Le plot type est modélisé dans $STAB_{ISL}$ 3D par des coupes dans le sens amont/aval. Chaque coupe est définie à partir des points amont et aval pour différentes cotes altimétriques données.

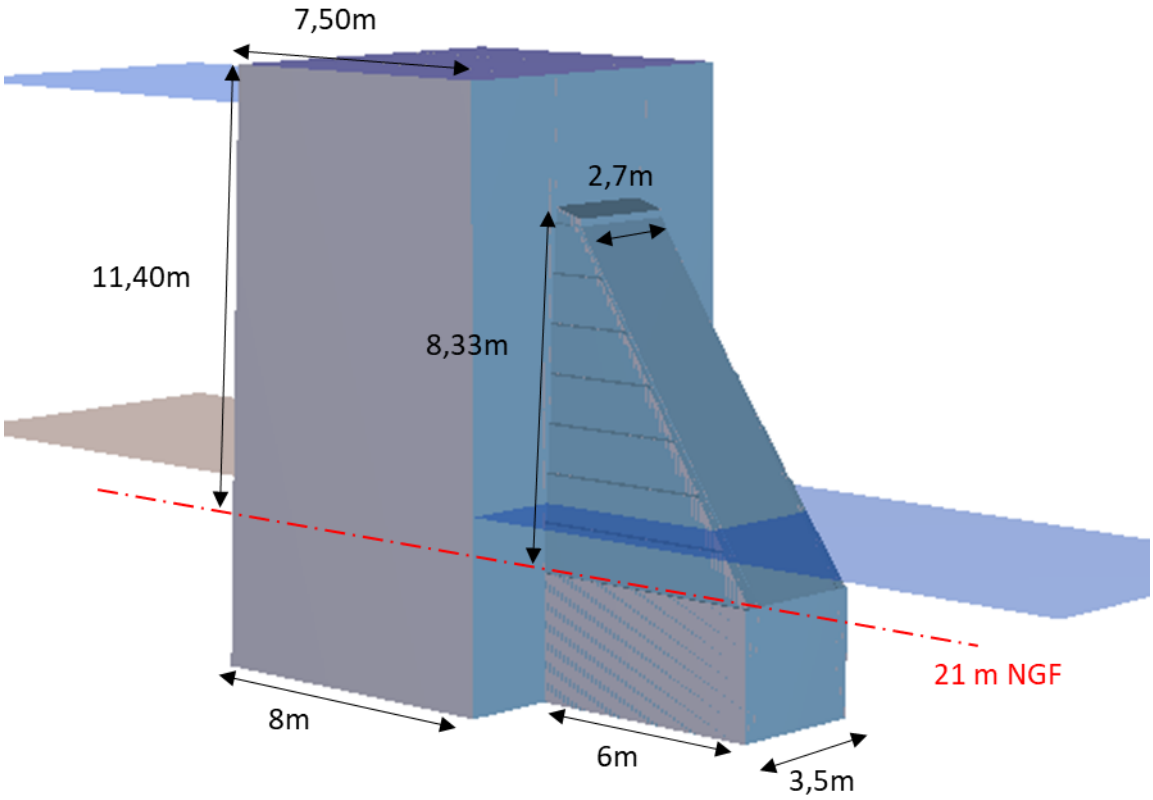


Figure 5-1 : Géométrie d'un plot type contrefort

Les murs parapets amont et aval ne sont pas modélisés (poids négligeable pour la stabilité du barrage) pour l'ensemble des situations sauf pour le cas de la cote de danger.

5.2 ACTIONS CONSIDEREES

Conformément aux préconisations du CFBR, les actions considérées sont les suivantes :

- Poids propre du barrage G_0 (kN/ml)
- Poussée des sédiments G_1 (kN/ml)
- Poussée du remblais G_2 (kN/ml)
- Poussée hydrostatique amont Q_1 (kN/ml)
- Poussée hydrostatique aval Q_3 (kN/ml)
- Actions des sous pressions Q_2 (kN/ml)

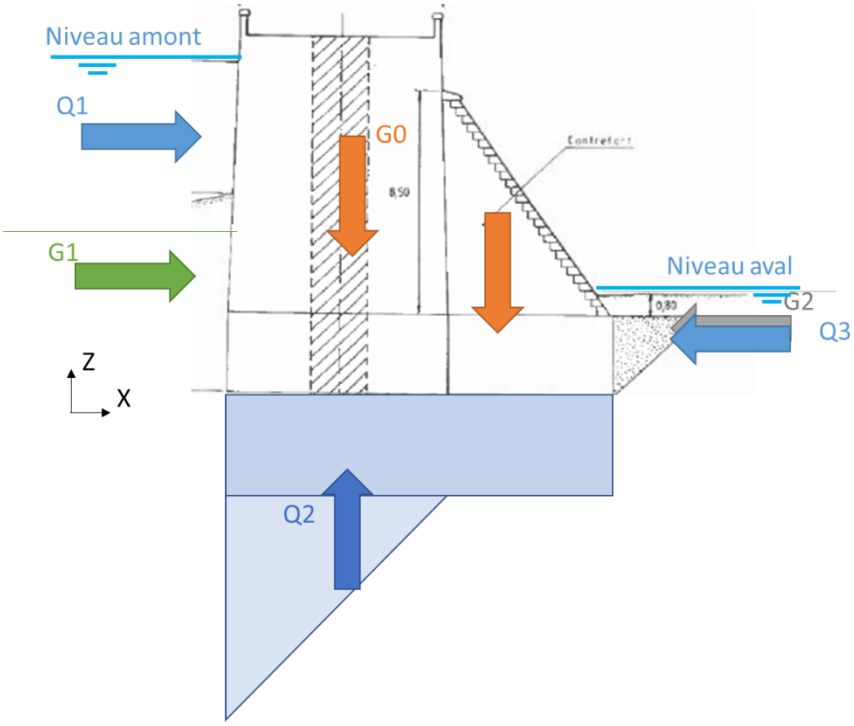


Figure 5-2 : Schéma de principes des actions

5.3 CALCULS DE STABILITE

Les tableaux du bilan des actions pour chaque situation se trouvent à l'ANNEXE 2. Dans la suite de l'étude, on vérifie la stabilité de l'ouvrage rehaussé pour différentes hypothèses avec une crête à la cote 32,40 m NGF

Le calcul de l'ouvrage conforté est ensuite mené en cumulant les hypothèses défavorables pour se placer du côté de la sécurité.

6 STABILITE DU PROFIL « COURSIER » ZONE 1

6.1 HYPOTHESES DE MODELISATION

6.1.1 LOCALISATION DU CONTREFORT MODELISE DE LA ZONE 1

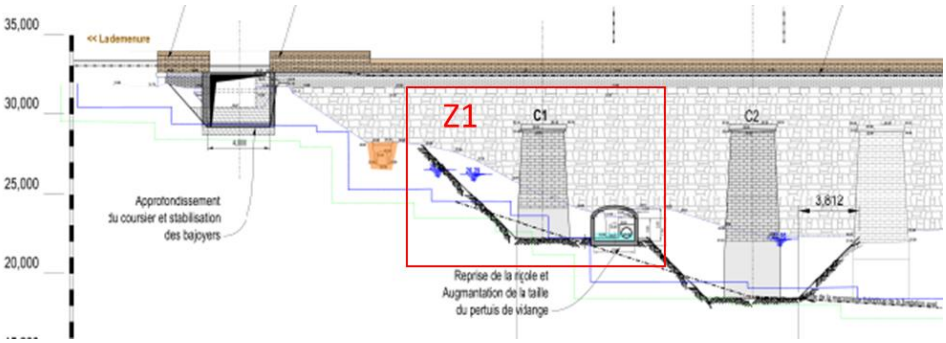


Figure 6-1 : Localisation du profil de calcul de la zone 1

6.1.2 HAUTEUR DU PROFIL, REMBLAI ET SEDIMENTS

Les calculs de stabilité sont menés à l'interface barrage/fondation, dont le niveau a été reconnu par les sondages SC3, SC4 et CS21 réalisés par Hydrogéotechnique lors de la campagne de 2019. Les niveaux des interfaces pour ces sondages sont présentés :

Sondages	Zones de contact (mNGF)
SC3	24,44
SC4	23,49
SC21	18,6

Tableau 6-1 : Zone de contact de référence pour la zone 1

En croisant les données d'archive, les résultats des sondages il a été décidé de positionner la fondation à 21,9 m NGF qui est la zone de contact la plus basse que l'on pourrait rencontrer.

Le niveau d'arase du remblai est fixé à la cote 24 m NGF.

On retient une hauteur de sédiment de 0,1 m (cote à 22 m NGF), selon les données de la bathymétrie réalisée par Ingéo en 2021. Les données choisies sont présentées sur la Figure 6-2 : Modélisation STABisl et position cotes aval/amont, sédiment et remblais

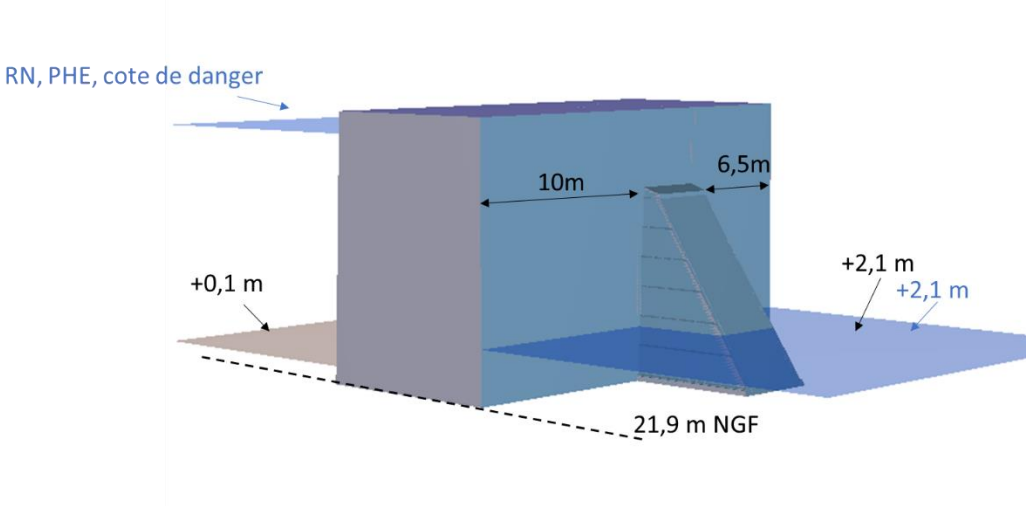


Figure 6-2 : Modélisation STABisl et position cotes aval/amont, sédiment et remblais

6.1.3 HYPOTHESES DE SOUS PRESSION

Les hypothèses de sous pressions sont les suivantes :

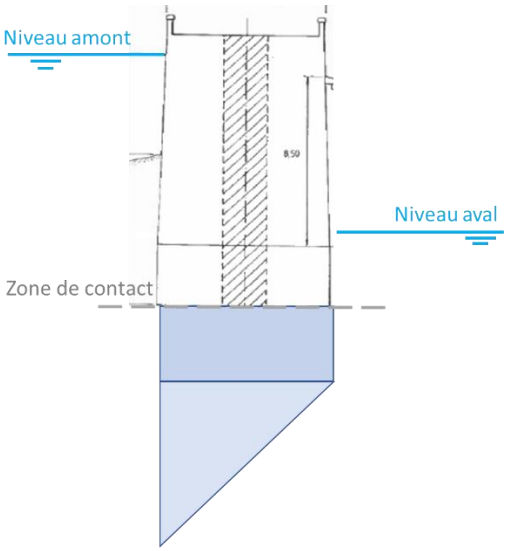


Figure 6-3 : Hypothèse de sous pressions sous le barrage, entre deux contreforts

Deux hypothèses de sous pressions sont considérées sous le contrefort :

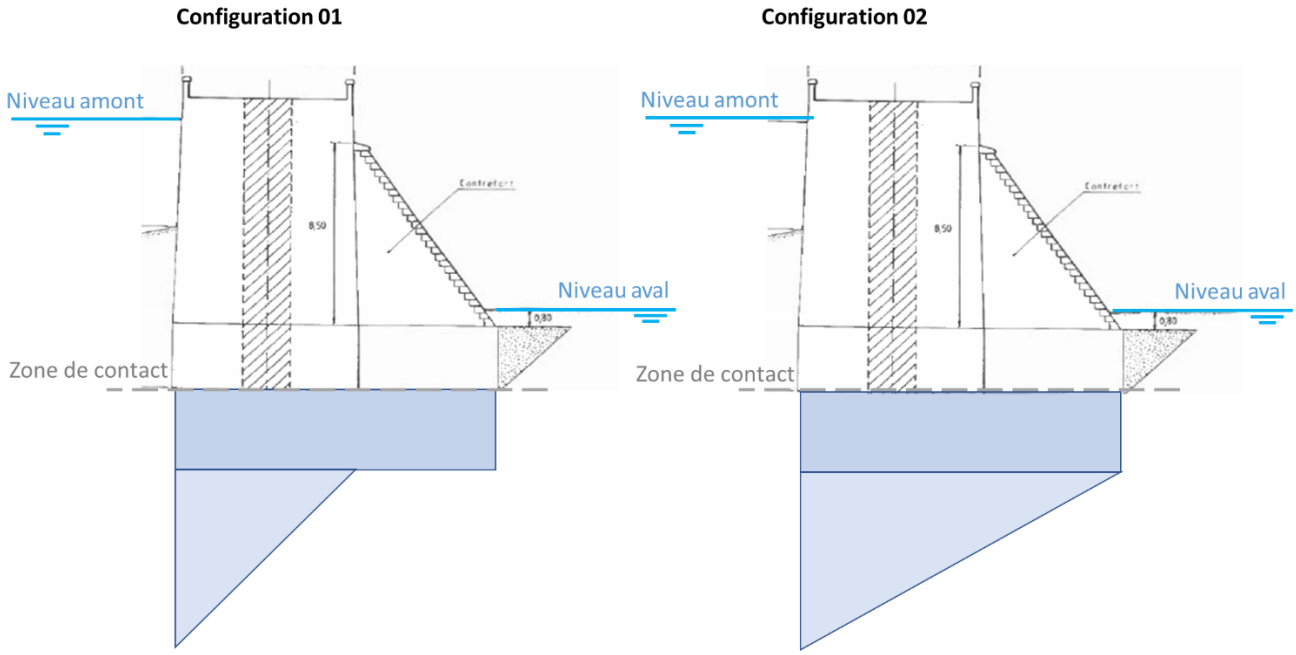


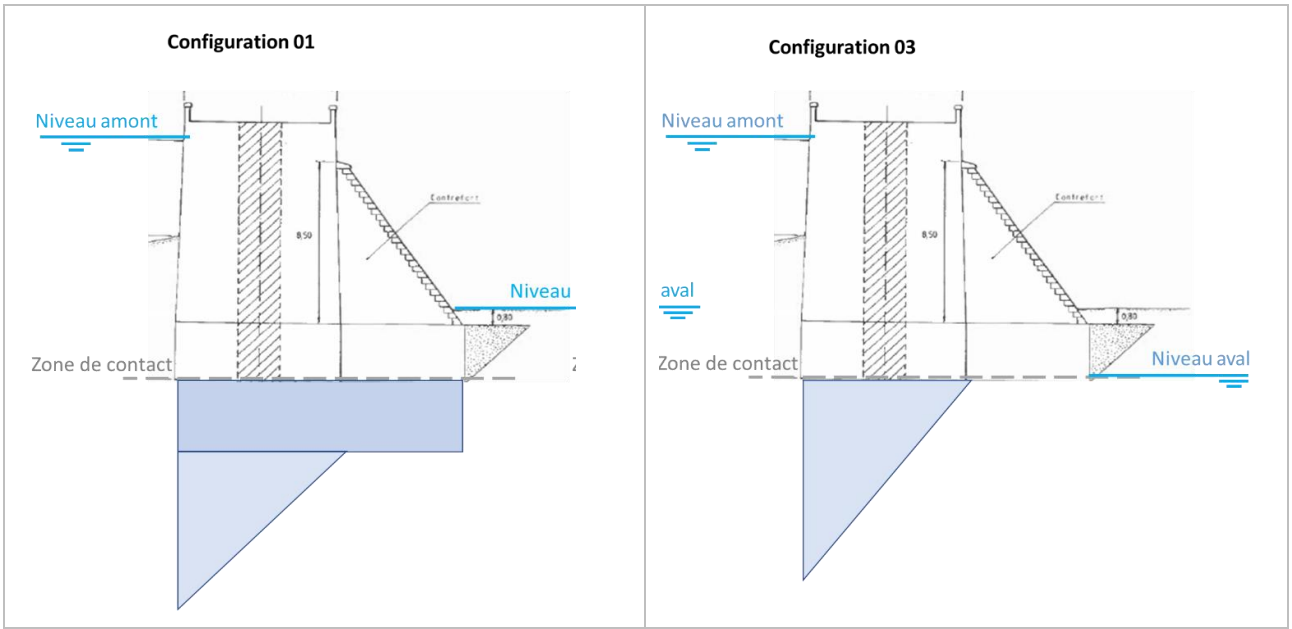
Figure 6-4 : Schéma de principe configurations 01 et 02

La configuration n°1 correspond au cas où l'on considère que le matériau de remblai entre deux contreforts présente un caractère drainant et les sous pressions sont libres de se dissiper.

Pour la configuration n°2, l'aspect drainant du remblai n'est pas pris en compte, on applique alors une répartition linéaire des sous pressions.

6.1.4 HYPOTHESES DE NIVEAU D'EAU A L'AVAL

Le niveau d'eau à l'aval du barrage n'est pas connu. Deux hypothèses de niveau d'eau à l'aval sont considérées.



Niveau d'eau aval affleurant au TN	Niveau d'eau aval au niveau de la fondation

Figure 6-5 : Hypothèses de niveaux d'eau

6.2 RESULTATS

6.2.1 EFFET DES HYPOTHESES DE SOUS PRESSIONS

	Cote amont (m NGF) PHE	Remblai aval	Fondation (m NGF)	Cote aval (m NGF)	SFF*	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ av (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
Config.01	32,4	Non	21,9	24	1,66	0,00	0%	54	322	28675	-22127	8680
Config.02	32,4	Non	21,9	24	1,61	0,00	0%	54	307	26917	-21356	8680

* SFF calculé après pondération de c et φ

Tableau 6-2 : Résultats configuration 01 et 02 pour la zone 1

Les résultats sont similaires à ceux de la zone 3. L'absence de rabattement à l'aval immédiat du barrage (configuration 2) est défavorable pour le calcul de stabilité du barrage. Cette hypothèse est retenue pour les études de stabilité.

6.2.2 EFFET DU NIVEAU D'EAU AVAL

	Cote amont (m NGF) PHE	Remblai aval	Fondation (m NGF)	Cote aval (m NGF)	SFF*	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ av (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
Config.01	32,4	Non	21,9	24	1,66	0,00	0%	54	322	28675	-22127	8680
Config.03	32,4	Non	21,9	21,9	1,69	0,00	0%	57	347	30884	-23731	9041

** SFF calculé après pondération de c et φ*

Tableau 6-3 : Résultats configurations 01 et 03 pour la zone 1

Comme pour la zone 2, la prise en compte du niveau d'eau à l'aval est défavorable pour la stabilité du barrage

6.2.3 EFFET DU REMBLAI AVAL SUR LA STABILITE DU PLOT CONFORTE POUR LA PHE

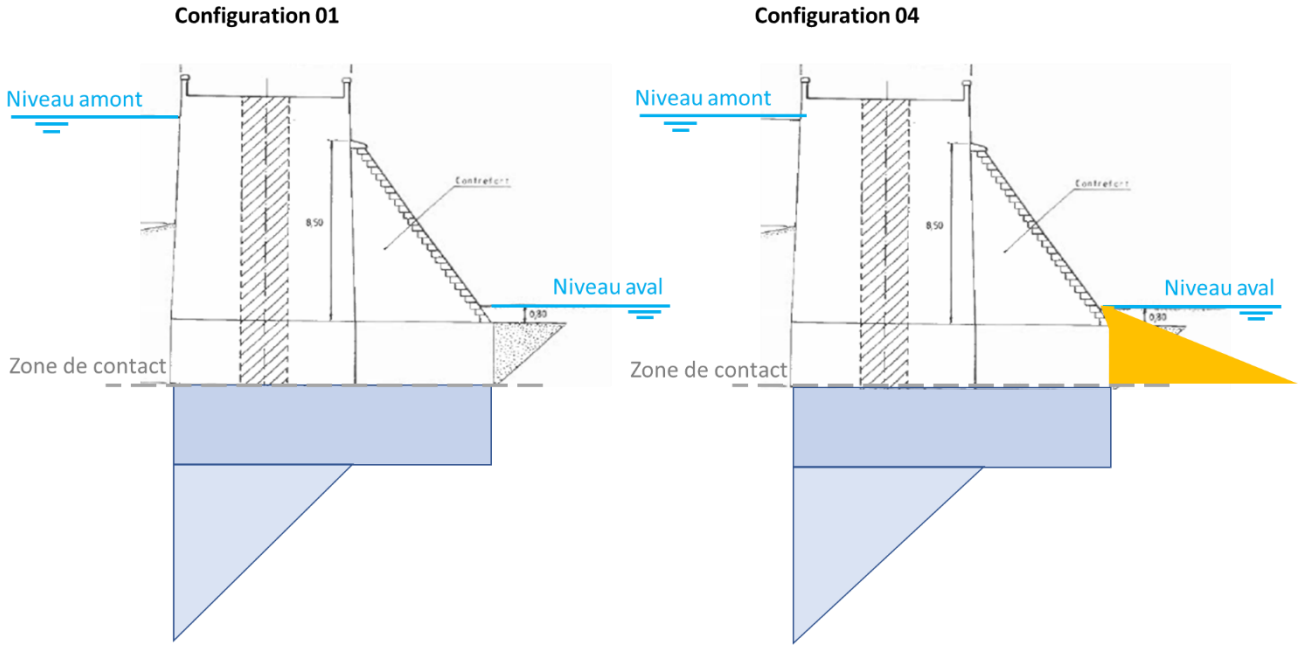


Figure 6-6 : Schéma de principe configuration 01 et 04

	Cote amont (m NGF) PHE	Remblai aval	Fondation (m NGF)	Cote aval (m NGF)	SFF*	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ av (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
Config.01	32,4	Non	21,9	24	1,66	0,00	0%	54	322	28675	-22127	8680
Config.04	32,4	Oui	21,9	24	1,72	0,00	0%	48	343	31518	-22632	8547

** SFF calculé après pondération de c et φ*

Tableau 6-4 : Résultats configurations 01 et 04 pour la zone 1

La prise en compte du rempli aval dans le calcul de stabilité est :

- Favorable pour la stabilité au glissement.
- Défavorable pour la stabilité au basculement.

Quelle que soit l'hypothèse retenue, la stabilité du barrage est acquise.

6.2.4 CALCULS DES DIFFERENTES SITUATION EN CONFIGURATION DEFAVORABLE

On vérifie la stabilité du profil, pour la configuration la plus défavorable, c'est-à-dire la plus conservative vis à vis de la sécurité :

- **Niveau d'eau aval au TN,**
- **Pas de remblai aval modélisé,**
- **Pas de rabattement.**

Les tableaux du bilan des actions pour chaque situation, établie par STAB3D, se trouve à l'ANNEXE 2. On résume dans le tableau ci-dessous les résultats des différentes simulations.

	PE m NGF	SFF*	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ am (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
Quasi permanent	31,3	1,64	0,00	0%	93	252	16978	-22104	6885
Rare	32,4	1,61	0,00	0%	54	307	26917	-21356	8680
Accidentelle Crue	33,4	1,67	0,00	0%	16	364	37144	-20822	10484
Accidentelle Séisme	31,3	1,67	0,00	0%	34	441	43431	-26534	12919

** SFF calculé après pondération de c et φ*

Tableau 6-5 : Résultats des calculs de stabilité conforté zone 1

6.3 SYNTHESE

Les calculs mettent en évidence les éléments suivants :

	Analyse	Conclusion
Glissement	Le SFF calculé est supérieur à 1 pour toutes les situations.	Stabilité démontrée
Basculement	La contrainte amont pour le cas de charge accidentel de crue est faible. Une fissuration pourrait apparaitre. Néanmoins, le CFBR n'impose pas de condition d'état-limite d'ouverture de fissure pour les combinaisons d'actions extrêmes.	Stabilité démontrée
Résistance à la compression	Les contraintes sont maximales à l'aval. Elles sont faibles au regard des contraintes admissibles, quelle que soit la valeur de f_{ck} (5 MPa ou 8 MPa)	Stabilité démontrée

Tableau 6-6 : Synthèse de la stabilité pour la zone 1

Les différentes configurations testées dans le cas des PHE montre que, pour toutes hypothèses émises, le plot de la zone 1 respecte les conditions de stabilité préconisée par le CFBR.

7 STABILITE DU PROFIL EN RIVE DROITE ZONE 2

7.1 HYPOTHESES DE MODELISATION

7.1.1 LOCALISATION DU CONTREFORT MODELISE DE LA ZONE 2

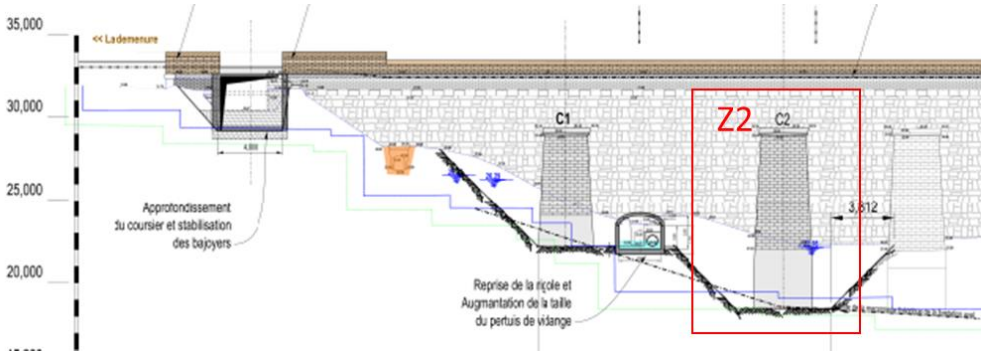


Figure 7-1 : Localisation du profil de calcul de la zone 2

7.1.2 HAUTEUR DU PROFIL, REMBLAI ET SEDIMENTS

Les calculs de stabilité sont menés à l'interface barrage/fondation, dont le niveau a pu être reconnu par les sondages SC20 et SC22 réalisés par Hydrogéotechnique lors de la campagne de 2019. Les niveaux des interfaces pour ces sondages sont présentés :

Sondages	Zones de contact (mNGF)
SC20	18,6
SC21	18,5
SC5	15,8

Tableau 7-1 : Zone de contact de référence pour la zone 2

Une fondation à 18 m NGF est définie pour la modélisation ce qui correspond au profil de plus grande hauteur.

Le remblai est positionné à 22,6 m NGF

On retient une hauteur de sédiment de 6 m (cote à 24 m NGF), selon les données de la bathymétrie réalisé par Ingéo en 2021. Les données choisies sont présentées Figure 7-2 :

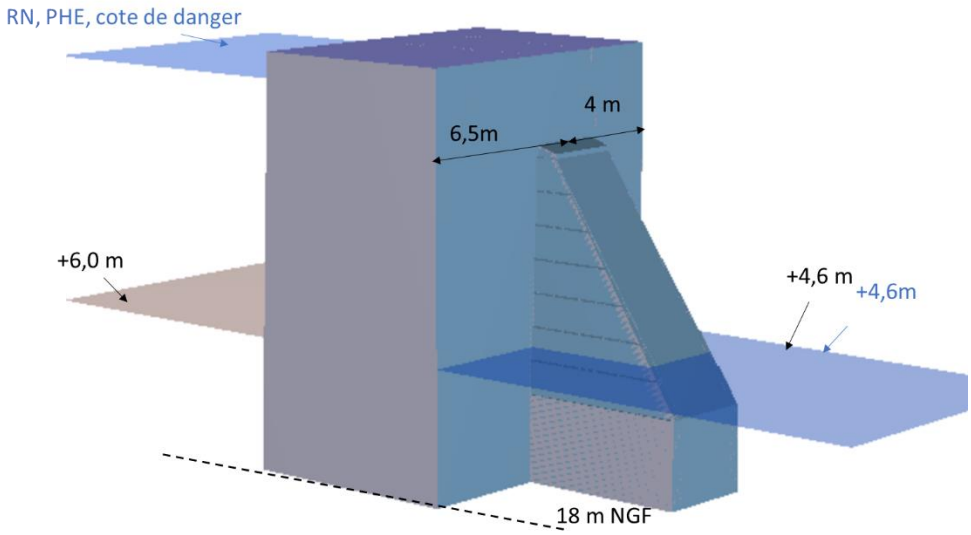


Figure 7-2 : Modélisation STABisl et position cotes aval/amont, sédiment et remblais

7.1.3 HYPOTHESES DE SOUS PRESSIONS

Cf §6.1.5

7.1.4 HYPOTHESES DE NIVEAU D'EAU A L'AVAL

Cf §6.1.6

7.2 RESULTATS

7.2.1 EFFET DES HYPOTHESES DE SOUS PRESSIONS SUR LA STABILITE PLOT CONFORTE POUR LA PHE

	Cote amont (m NGF) PHE	Remblai aval	Fondation (m NGF)	Cote aval (m NGF)	SFF*	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ av (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
Config.01	32,4	Non	18	22,6	1,23	0,00	0%	8	487	45282	-20090	10373
Config.02	32,4	Non	18	22,6	1,18	0,00	0%	6	464	43306	-19073	10373

** SFF calculé après pondération de c et φ*

Tableau 7-2 : Résultats configuration 01 et 02 pour la zone 2

Les résultats sont similaires à ceux des zones 2 et 3. L'absence de rabattement à l'aval immédiat du barrage (configuration 2) est défavorable pour le calcul de stabilité du barrage. Cette hypothèse est retenue pour les études de stabilité.

7.2.2 EFFET DU NIVEAU D'EAU AVAL SUR LA STABILITE PLOT CONFORTE POUR LA PHE

	Cote amont (m NGF) PHE	Remblai aval	Fondation (m NGF)	Cote aval (m NGF)	SFF*	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ av (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
Config.01	32,4	Non	18	22,6	1,23	0,00	0%	8	487	45282	-20090	10373
Config.03	32,4	Non	18	18	1,18	0,00	0%	6	521	48695	-21384	11479

** SFF calculé après pondération de c et φ*

Tableau 7-3 : Résultats configuration 01 et 03 pour la zone 2

Comme pour les zones 2 et 3, la stabilité du barrage est peu sensible aux variations de nappe aval. Le calcul est légèrement plus défavorable en considérant un niveau de nappe affleurant au TN.

7.2.3 EFFET DU REMBLAI AVAL SUR LA STABILITE DU PLOT CONFORTE POUR LA PHE

	Cote amont (m NGF)	Remblai aval	Fondation (m NGF)	Cote aval (m NGF)	SFF*	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ av (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
Config.01	32,4	Non	18	22,6	1,23	0,00	0%	8	487	45282	-20090	10373
Config.04	32,4	Oui	18	22,6	1,31	0,00	0%	3	508	47777	-20638	9994

** SFF calculé après pondération de c et φ*

Tableau 7-4 : Résultats configuration 01 et 04 pour la zone 2

Comme pour les profils étudiés précédemment, le remblai tend à :

- Améliorer la stabilité au glissement.
- Diminuer la stabilité au basculement.

Pour le calcul de stabilité, on considérera l'absence de remblai.

7.2.4 CALCULS DES DIFFERENTES SITUATION EN CONFIGURATION DEFAVORABLE

On vérifie la stabilité du profil, pour la configuration la plus défavorable, c'est-à-dire la plus conservative vis à vis de la sécurité :

- **Niveau d'eau aval au TN**
- **Pas de remblai aval modélisé**
- **Pas de rabattement**

L'ensemble de ces hypothèses correspond à la configuration n°2.

Les tableaux du bilan des actions pour chaque situation, établie par $STAB_{ISL}$ 3D, se trouve à l'ANNEXE 2. On résume dans le tableau ci-dessous les résultats des différentes simulations.

	PE m NGF	SFF *	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ av (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
Quasi permanent	31,3	1,12	0,00	0%	59	393	31516	-19592	8779
Rare	32,4	1,18	0,00	0%	6	464	43306	-19073	10373
Accidentelle Crue	33,4	1,18	1,75	22%	-5	555	56629	-17705	11931
Accidentelle Séisme	31,3	1,30	0,90	11%	0	656	65242	-23717	14238

** SFF calculé après pondération de c et φ*

Figure 7-3 : Résultats des calculs de stabilité conforté zone 2

7.3 SYNTHESE

Les calculs mettent en évidence les éléments suivants :

	Analyse	Conclusion
Glissement	Le SFF calculé est supérieur à 1 pour toutes les situations.	Stabilité démontrée
Basculement	Des contraintes de traction apparaissent en pied amont, pour les cas de charge accidentel. La longueur fissure maximale est de 22%. Or le CFBR n'impose pas de condition d'état-limite d'ouverture de fissure pour les combinaisons d'actions extrêmes. La contrainte amont pour le cas de charge rare de crue est faible, de 8 kPa. Une fissuration pourrait apparaitre. Le CFBR impose, en condition d'état-limite, une ouverture de fissure inférieur à 25%. La situation est donc stable au regard du CFBR.	Stabilité démontrée
Résistance à la compression	Les contraintes sont maximales à l'aval. Elles sont faibles au regard des contraintes admissibles, quelle que soit la valeur de f_{ck} (5 MPa ou 8 MPa)	Stabilité démontrée

Tableau 7-5 : Synthèse de la stabilité pour la zone 2

Les différentes configurations testées dans le cas des PHE montrent que, pour toutes hypothèses émises, le plot de la zone 2 respecte les conditions de stabilité préconisée par le CFBR.

8 STABILITE DU PROFIL CENTRAL ZONE 3

8.1 HYPOTHESE DE MODELISATION

8.1.1 LOCALISATION DU CONTREFORT MODELISE DE LA ZONE 3

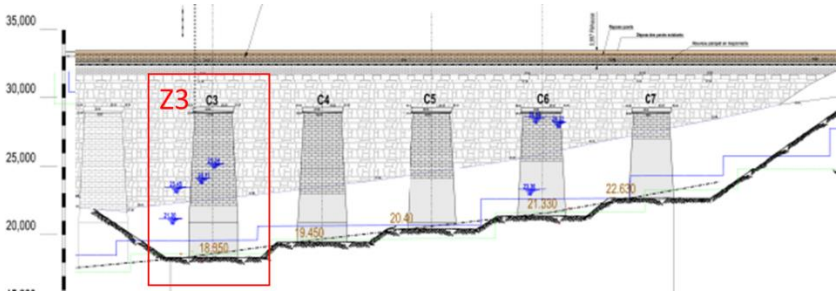


Figure 8-1 : Localisation du profil de calcul de la zone 3

8.1.2 HAUTEUR DU PROFIL, REMBLAI ET SEDIMENTS

Les calculs de stabilité sont menés à l'interface barrage/fondation, dont le niveau a pu être reconnu par les sondages SC8, SC9 et SC10 réalisés par Hydrogéotechnique lors de la campagne de 2019. Les niveaux des interfaces pour ces sondages sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Sondages	Zones de contact (mNGF)
SC8	18,31
SC9	18,51
SC10	19,19

Tableau 8-1 : Zone de contact de référence pour la zone 3

Bien que la moyenne de la zone de contact de ces forages soit de 18,7 m NGF, on considère un niveau de fondation légèrement inférieur à savoir 18 m NGF.

Cette hypothèse est conservative pour la stabilité du barrage.

Le toit du remblai est positionné à la cote 22,6 m NGF

On retient une hauteur de sédiment de 6 m (cote à 24 m NGF), selon les données de la bathymétrie réalisé par Ingéo en 2021, comme illustrée sur la Figure 8-2 :

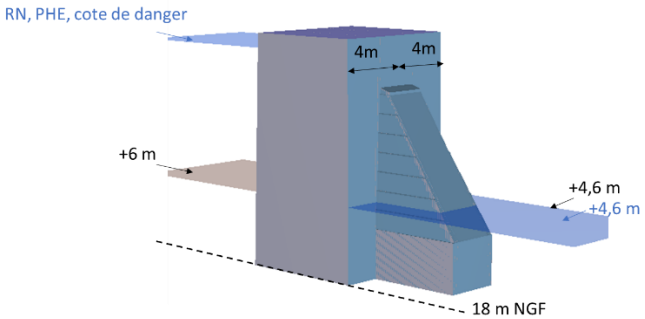


Figure 8-2 : Modélisation $STAB_{ISL}$ 3D et position cotes aval/amont, sédiment et remblais

8.1.3 HYPOTHESES DE SOUS PRESSIONS

Cf §6.1.5

8.1.4 HYPOTHESES DE NIVEAU D'EAU A L'AVAL

Cf §6.1.6

8.2 RESULTATS

8.2.1 EFFET DES HYPOTHESES DE SOUS PRESSIONS SUR LA STABILITE PLOT CONFORTE POUR LA PHE

On vérifie la sensibilité de la stabilité du barrage pour différente hypothèses de sous pressions :

	Cote amont (m NGF) PHE	Remblai aval	Fondation (NGF)	Cote aval (m NGF)	SFF*	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ av (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
Config.01	32,4	Non	18	22,6	1,28	0,00	0%	31	414	31947	-15840	7894
Config.02	32,4	Non	18	22,6	1,20	0,00	0%	27	390	30306	-14823	7894

** SFF calculé après pondération de c et φ*

Tableau 8-2 : Résultats configuration 01 et 02 pour la zone 3

Les résultats montrent que ;

- La stabilité du barrage au glissement est démontrée pour les deux hypothèses. L'hypothèse de l'absence de drainage entre les contreforts (configuration 2) est défavorable pour la stabilité au glissement.
- La fondation reste entièrement comprimée pour les deux hypothèses. L'hypothèse de l'absence de drainage entre les contreforts (configuration 2) est défavorable pour la stabilité au renversement.
- Les contraintes restent faibles et bien inférieures aux contraintes admissibles. L'hypothèse de l'absence de drainage entre les contreforts (configuration 2) tend à réduire les contraintes de compression en pied aval.

La stabilité de l'ouvrage est acquise quelle que soit l'hypothèse de sous pressions considérée. La configuration n°2 est la plus défavorable pour la stabilité de l'ouvrage. On retiendra cette hypothèse pour la vérification de la stabilité de l'ouvrage conforté.

8.2.2 EFFET DU NIVEAU D'EAU AVAL SUR LA STABILITE PLOT CONFORTE POUR LA PHE

	Cote amont (m NGF) PHE	Remblai aval	Fondation (m NGF)	Cote aval (m NGF)	SFF*	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ av (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
Config.01	32,4	Non	18	22,6	1,28	0,00	0%	31	414	31947	-15840	7894
Config.03	32,4	Non	18	18	1,31	0,00	0%	34	478	37116	-18170	8736

* SFF calculé après pondération de c et φ

Tableau 8-3 : Résultats configurations 01 et 03 pour la zone 3

Les calculs montrent :

- La stabilité du barrage au glissement est démontrée pour les deux hypothèses. La prise en compte d'un niveau à l'aval (configuration 1) est défavorable pour la stabilité de l'ouvrage.
- La stabilité du barrage au renversement est démontrée pour les deux hypothèses. Les contraintes de compression en pied amont sont plus faibles pour la configuration n°1. Cette hypothèse est défavorable pour le calcul de stabilité de l'ouvrage.
- Les contraintes de compression transmises à la fondation sont inférieures aux contraintes admissibles pour les deux hypothèses. Les contraintes en pied aval sont maximales sans niveau d'eau aval.

La stabilité du plot central est peu sensible aux hypothèses de niveau d'eau aval. La stabilité de l'ouvrage est acquise quelle que soit l'hypothèse retenue. Pour la suite des calculs de stabilité, nous considérons un niveau d'eau aval affleurant au TN.

8.2.3 EFFET DU REMBLAI AVAL SUR LA STABILITE DU PLOT CONFORTE POUR LA PHE

	Cote amont (m NGF) PHE	Remblai aval	Fondation (m NGF)	Cote aval (m NGF)	SFF*	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ av (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
Config.01	32,4	Non	18	22,6	1,28	0,00	0%	31	414	31947	-15840	7894
Config.04	32,4	Oui	18	22,6	1,37	0,00	0%	26	438	34397	-16389	7603

* SFF calculé après pondération de c et φ

Tableau 8-4 : Résultats configuration 01 et 04 pour la zone 3

Les calculs montrent que la prise en compte du remblai aval (de faible hauteur) :

- Améliore les conditions de stabilité au glissement.
- Est défavorable pour la stabilité au renversement.

8.2.4 CALCULS DES DIFFERENTES SITUATION EN CONFIGURATION DEFAVORABLE

On vérifie la stabilité du profil, pour la configuration la plus défavorable, c'est-à-dire la plus conservative vis à vis de la sécurité :

- **Avec un niveau d'eau aval au TN,**
- **Sans remblai aval,**
- **Sans rabattement.**

Les tableaux du bilan des actions pour chaque situation se trouve à l'ANNEXE 2. On résume dans le tableau ci-dessous les résultats des différentes simulations.

	PE m NGF	SFF*	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ av (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
Quasi permanent	31,3	1,15	0,00	0%	77	331	21248	-15245	6681
Rare	32,4	1,20	0,00	0%	27	390	30306	-14823	7894
Accidentelle Crue	33,4	1,26	0,80	10%	-5	454	40047	-14166	9080
Accidentelle Séisme	31,3	1,33	0,27	3%	0	551	46866	-18491	10957

** SFF calculé après pondération de c et φ*

Figure 8-3 : Résultats des calculs de stabilité conforté zone 3

8.3 SYNTHESE

Les calculs mettent en évidence les éléments suivants :

	Analyse	Conclusion
Glissement	Le SFF calculé est supérieur à 1 pour toutes les configurations.	Stabilité démontrée
Basculement	Des contraintes de traction apparaissent en pied amont, pour les cas de charge accidentel. La longueur fissure maximale est de 10%. Or le CFBR n'impose pas de condition d'état-limite d'ouverture de fissure pour les combinaisons d'actions extrêmes.	Stabilité démontrée
Résistance à la compression	Les contraintes sont maximales à l'aval. Elles sont faibles au regard des contraintes admissibles, quelle que soit la valeur de f_{ck} (5 MPa ou 8 MPa)	Stabilité démontrée

Tableau 8-5 : Synthèse de la stabilité pour la zone 3

Les différentes configurations testées dans le cas des PHE montrent que, pour toutes hypothèses émises, le plot de la zone 3 respecte les critères de stabilité préconisées par le CFBR.

9 STABILITE ET COTE DE DANGER

L'ensemble des calculs est réalisé sans prise en compte d'un rabattement des pressions interstitielles. L'étude de stabilité menée en AVP a montré que cette configuration était la plus défavorable pour la stabilité de l'ouvrage.

9.1 COMBINAISON EXTREME - COTE DE DANGER

Le calcul de la cote en cas extrême a été effectuée avec les deux cotes suivantes :

- 33,40 m NGF qui correspond à la hauteur de l'arase supérieur du parapet amont,
- 34,00 m NGF qui correspond à la cote minimale à partir de laquelle la stabilité du barrage n'est plus assurée selon les recommandations du CFBR.

A la différence des calculs précédents, le parapet est modélisé, de manière à bien prendre en compte les effets de la poussée hydrostatique sur le barrage.

La figure ci-dessous présente le modèle utilisé pour le calcul.

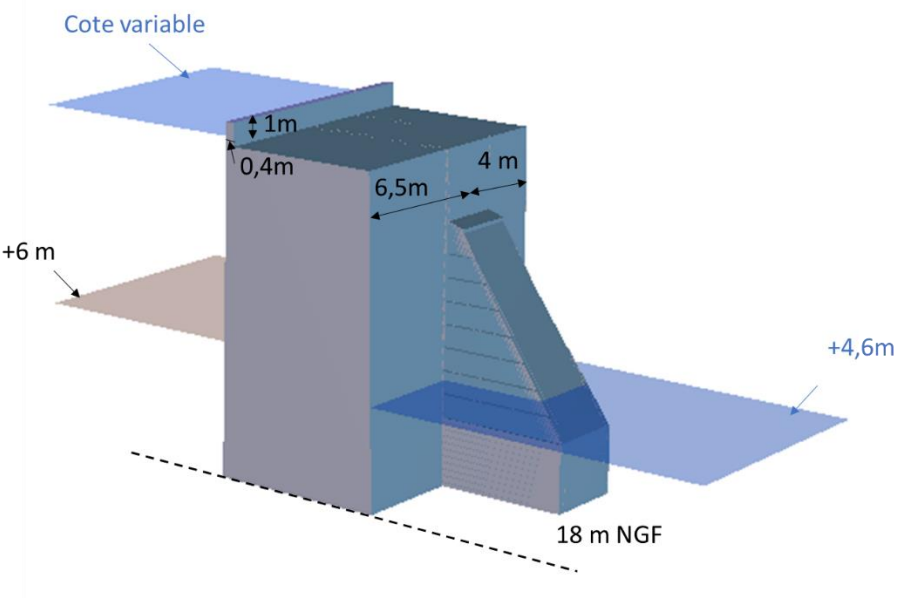
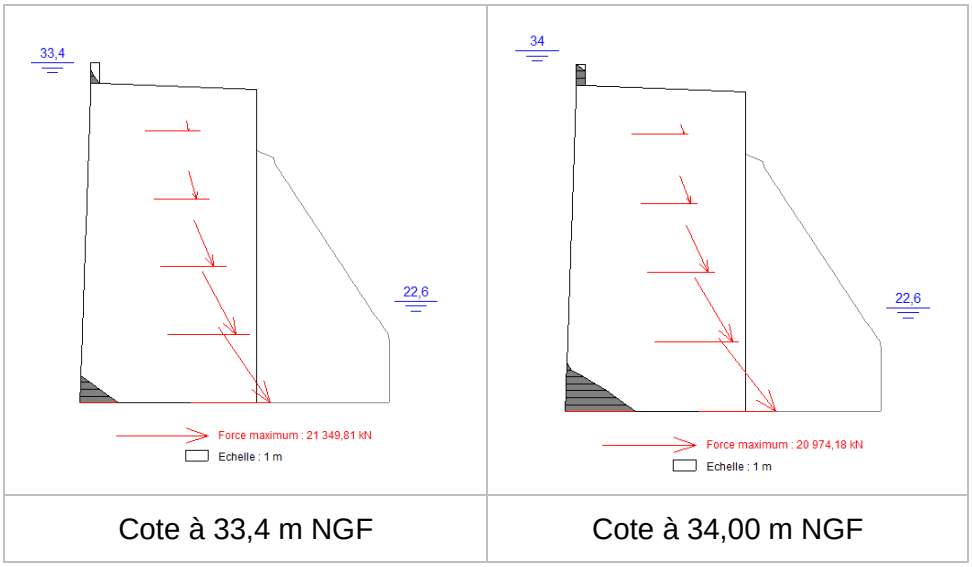


Figure 9-1 : Modélisation profil en rive zone 2_ cote de Danger

PE m NGF	SFF*	Prof Fiss (m)	% fiss	σ am (kPa)	σ av (kPa)	My (kNm)	Fz (kN)	Fx (kN)
33,40	1,18	1,75	22%	0	555	56629	-17705	11931
34,00	1,00	3,14	39%	0	643	64914	-16540	12898

** SFF calculé après pondération de c et φ*

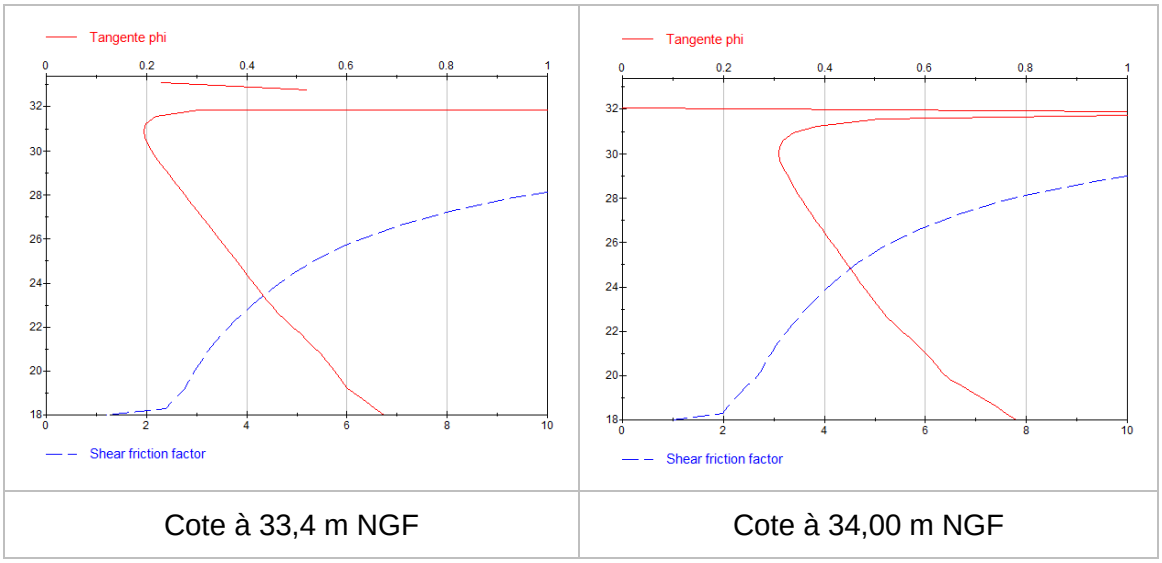
Tableau 9-1 : Résultats des calculs de stabilité conforté zone 2



Cote à 33,4 m NGF	Cote à 34,00 m NGF

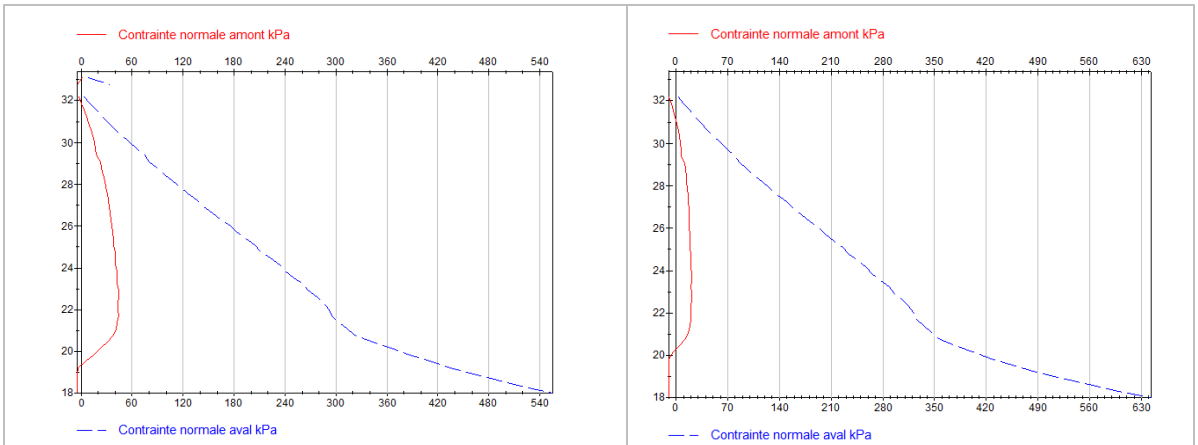
Figure 9-2 : Graphiques profil, cote de dangers

Le calcul met en évidence l'apparition de contrainte de traction sur le parapet. Le nouveau parapet étant un ouvrage en béton armé scellé dans le corps du barrage, aucune rupture par glissement ou renversement n'est en réalité possible ici.



Cote à 33,4 m NGF	Cote à 34,00 m NGF

Figure 9-3 : Graphiques tangente Phi et SFF, cote de danger



Cote à 33,4 m NGF	Cote à 34,00 m NGF

Figure 9-4 : Graphiques des contraintes, cote de danger

Les calculs mettent en évidence les éléments suivants :

	Analyse	Conclusion
Glissement	Le SFF calculé est supérieur à 1 pour toutes les configurations sauf pour la cote de retenue positionnée à 34 m NGF qui égal à 1. Au-delà de cette cote le SFF<1, la stabilité du barrage n'est plus démontrée, avec les hypothèses cosiodérées	Stabilité non acquise au-delà de la cote de retenue de 34,00 m NGF
Basculement	Dans le cas des combinaisons extrêmes, aucune condition limite d'ouverture de fissure n'est imposé par le CFBR. Néanmoins, les résultats montrent qu'une fissuration apparait dès une cote de la retenue à 32,6 m NGF. A partir d'une cote de la retenue à 34,00 m NGF, la fissuration est de 39%.	Stabilité démontrée
Résistance à la compression	Les contraintes sont maximales à l'aval. Elles sont faibles au regard des contraintes admissibles, quelle que soit la valeur de f_{ck} (5 MPa ou 8 MPa)	Stabilité démontrée

Figure 9-5 : Synthèse de la stabilité Zone 2, situation cote de danger

Les résultats montrent que la stabilité du barrage, n'est plus démontrée avec les hypothèses considérées pour une cote de plan supérieure à la cote 34,00 m NGF. Nous proposons néanmoins de retenir la cote **33,40 m NGF comme cote de danger**. Cette correspond à la cote de l'arase supérieur du parapet amont.

En effet, en cas de montée de plan d'eau au-delà de la cote 33,40, il y a surverse par-dessus l'ouvrage et donc un risque d'affouillement de la fondation et de déchaussement du pied du barrage, qui pourrait entrainer la ruine du barrage. En cas de déversement sur l'aval, la stabilité du barrage n'est plus garantie pour un plan d'eau à la cote 34,00 m NGF.

10 SYNTHESE

Les calculs de stabilité, pour ces différentes zones sous les situations ; quasi permanente, rare et extrême, présentent des coefficients de sécurité satisfaisants, conformes aux recommandations du CFBR.

Les différentes hypothèses considérées ont permis d'identifier la configuration la plus défavorable au basculement, cet état limite s'étant révélé critique pour la stabilité de l'ouvrage existant, à savoir :

- La prise en compte d'un niveau d'eau aval affleurant au TN,
- L'absence de poussée du remblai aval,
- L'absence de rabattement des sous-pressions.

Malgré la prise en compte de ces hypothèses défavorables, la stabilité du barrage conforté par des contreforts est acquise démontrant ainsi la robustesse de la solution proposée. La géométrie des contreforts notamment en rive gauche sera adaptée en fonction des contraintes géotechniques et esthétiques.

Avec les hypothèses considérées, les études de stabilité sur le profil le plus défavorable ont montré que :

- **La stabilité du barrage conforté est démontrée pour une cote de PHE à 32,40 m NGF. Cette cote correspond à la cote de crête du barrage après rehausse.**

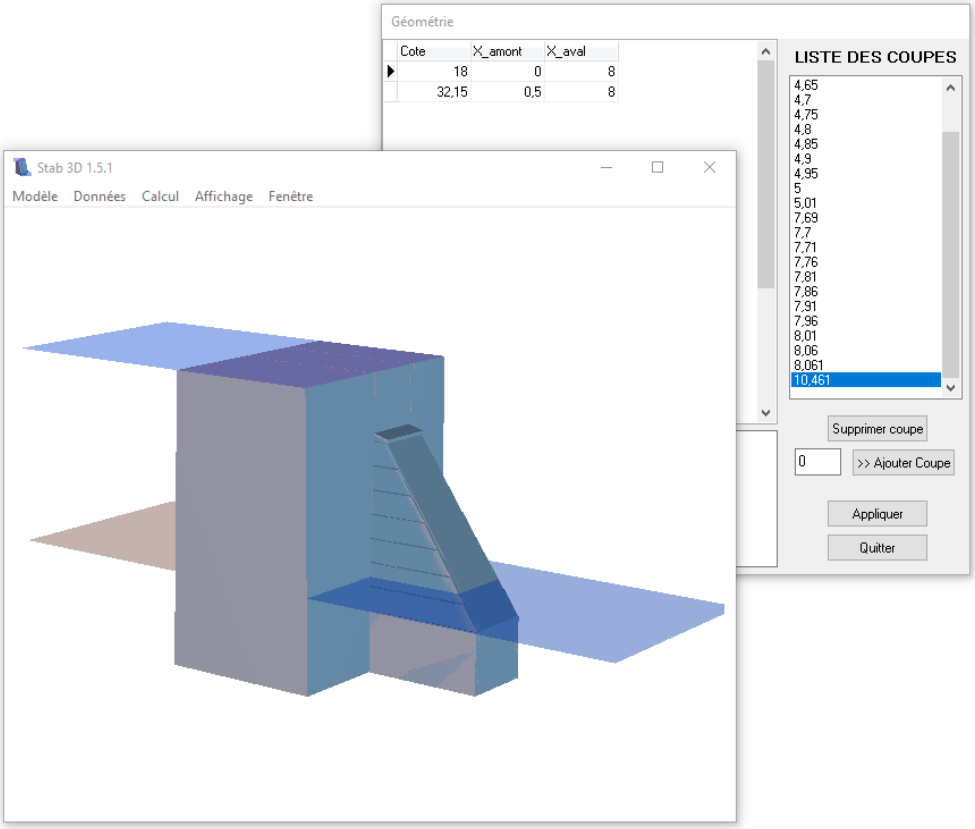
- **La stabilité du barrage conforté est démontrée jusqu'à la cote 33,40 m NGF, cote que nous proposons de retenir comme cote de danger. Cette cote correspond à l'arase supérieur du parapet amont. Au-delà de cette cote, le risque important d'affouillement de l'ouvrage en cas de surverse, ne permet plus de justifier de la stabilité de l'ouvrage.**

En réalité, il est probable que le barrage supporte une cote de plan d'eau supérieure à la cote de danger proposée. Le calcul de stabilité, mené en supposant des hypothèses conservatives, comporte des marges de sécurité « cachées », non prises en compte dans le calcul du barrage conforté, comme (liste non exhaustive) :

- L'effet stabilisateur du remblai aval ;
- L'effet du dispositif d'étanchéité qui tend à réduire les pressions interstitielles dans le corps du barrage ;
- L'effet du rideau d'injection en fondation qui tend à rabattre les sous pressions à l'interface ;
- L'effet du rabattement des sous pressions sous les contreforts.

ANNEXE 1 ETABLISSEMENT DE LA GEOMETRIE SUR STAB3D$_{ISL}$

Les données géométriques sont rentrées coupes par coupes en précisant pour chaque les position, z(cote) x aval et x amont.



Détermination des actions sous STAB3D$_{ISL}$ et selon les recommandations du CFBR

- Détermination des actions

Poids propre du barrage G_0 (Kn/ml) :

$$G_0 = \gamma \times S$$

Avec

γ: poids volumique humide des matériaux du barrage (kN.m^{-3})

S : surface du profil étudié (m²)

Poussée des sédiments G_1 (kN/ml) :

$$G_1 = \frac{1}{2}\gamma' H^2 K$$

Avec

γ'$_{sédiment}$: poids volumique déjaugé des sédiments (kN.m^{-3})

$\phi_{sédiment}$: angle de frottement interne des sédiments (°)

K : coefficient de poussée des sédiments

H : hauteur relative des sédiments (m)

Poussée du remblai G_2 (kN/ml) :

$$G_2 = \frac{1}{2}\gamma' H^2 K$$

Avec

$\gamma'_{sédiment}$: poids volumique déjaugé des sédiments ($kN.m^{-3}$)

$\phi_{sédiment}$: angle de frottement interne du sol de la recharge (°)

K : coefficient de poussée

H : hauteur relative du remblai (m)

Poussée hydrostatique Q (kN/ml) :

$$Q = \frac{1}{2}\gamma_w H^2$$

Avec

γ_w : poids volumique de l'eau ($kN.m^3$) (dans la retenue pour la poussée hydrostatique amont)

H : Niveau d'eau relatif (m) (niveau de la retenue pour la poussée hydrostatique amont)

Sous pressions Q_2 (kN/ml) :

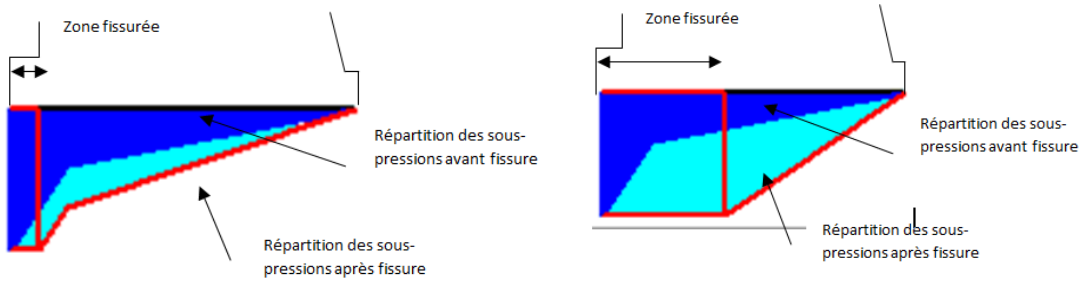
$$Q = \gamma_w S_{répartition}$$

Avec

γ_w : poids volumique de l'eau ($kN.m^{-3}$)

$S_{répartition}$: Surface de répartition des sous-pressions (m^2)

La répartition des sous-pressions en l'absence d'organe de drainage et linéaire comme présenté ci-dessous. Néanmoins, le logiciel prend en compte la fissuration pour la répartition des sous - pressions, sur la zone fissurée, il y a pleine sous-pressions, après la fissure, la distribution triangulaire réapparait. À savoir que le calcul de cette fissure se fait par itération.



Répartition des sous-pressions appliquées dans le logiciel ISL

ANNEXE 2 TABLEAU RECAPITULATIFS STAB3D$_{ISL}$ DES ACTIONS POUR CHAQUE SITUATION ET ZONE D'ETUDE.

ZONE 1

Combinaisons rares : PHE configuration 1

Bilan à la cote 21,9

Calcul par rapport au point G = (4,893 , 8,4183 , 21,9)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-30 187,9	3 952,2	-13 765,0	0,0
P.amont	9 041,1	0,0	-314,9	67,0	30 183,8	1 969,3
P.aval	-361,7	0,0	-135,3	-201,5	684,9	-79,1
Sous pressions	0,0	0,0	8 511,4	-1 180,0	11 571,8	0,0
P.Sediments	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1
TOTAL	8 679,7	-0,1	-22 126,7	2 637,8	28 675,5	1 890,2

Combinaisons rares : PHE configuration 2

Bilan à la cote 21,9

Calcul par rapport au point G = (4,893 , 8,4183 , 21,9)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-30 187,9	3 952,2	-13 765,0	0,0
P.amont	9 041,1	0,0	-314,9	67,0	30 183,8	1 969,3
P.aval	-361,7	0,0	-135,3	-201,5	684,9	-79,1
Sous pressions	0,0	0,0	9 281,8	0,0	9 813,0	0,0
P.Sediments	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1
TOTAL	8 679,7	-0,1	-21 356,3	3 817,8	26 916,6	1 890,2

Combinaisons rares : PHE configuration 3

Bilan à la cote 21,9

Calcul par rapport au point G = (4,893 , 8,4183 , 21,9)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-30 187,9	3 952,2	-13 765,0	0,0
P.amont	9 041,1	0,0	-314,9	67,0	30 183,8	1 969,3
P.aval	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Sous pressions	0,0	0,0	6 771,8	-1 475,0	14 464,8	0,0
P.Sediments	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1
TOTAL	9 041,3	0,0	-23 731,0	2 544,2	30 883,5	1 969,4

Combinaisons rares : PHE configuration 4

Calcul par rapport au point G = (4,893 , 8,4183 , 21,9)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-30 187,9	3 952,2	-13 765,0	0,0
P.amont	9 041,1	0,0	-314,9	67,0	30 183,8	1 969,3
P.aval	-361,7	0,0	-135,3	-201,5	684,9	-79,1
Sous pressions	0,0	0,0	8 511,4	-1 180,0	11 571,8	0,0
P.Sediments	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1
P.Remblais	-133,1	-77,1	-505,7	-1 481,1	2 842,9	-400,0
TOTAL	8 546,6	-77,1	-22 632,4	1 156,7	31 518,4	1 490,2

Combinaisons quasi permanentes RN

Bilan à la cote 21,9

Calcul par rapport au point G = (4,893 , 8,4183 , 21,9)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-30 187,9	3 952,2	-13 765,0	0,0
P.amont	7 246,0	0,0	-252,6	53,4	21 530,0	1 578,3
P.aval	-361,7	0,0	-135,3	-201,5	684,9	-79,1
Sous pressions	0,0	0,0	8 471,4	0,0	8 528,0	0,0
P.Sediments	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1
TOTAL	6 884,6	-0,1	-22 104,3	3 804,2	16 977,8	1 499,2

Combinaisons extrêmes DANGER

Calcul par rapport au point G = (4,893 , 8,4183 , 21,9)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-30 330,4	3 983,3	-14 362,2	0,0
P.amont	10 845,2	0,0	-374,7	80,1	39 839,7	2 362,3
P.aval	-361,7	0,0	-135,3	-201,5	684,9	-79,1
Sous pressions	0,0	0,0	10 018,4	0,0	10 981,2	0,0
P.Sediments	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1
TOTAL	10 483,8	-0,1	-20 822,0	3 861,9	37 143,6	2 283,2

Combinaisons extrêmes :SEISME

Bilan à la cote 21,9

Calcul par rapport au point G = (4,893 , 8,4183 , 21,9)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-30 330,4	3 983,3	-14 362,2	0,0
P.amont	7 246,0	0,0	-252,6	53,4	21 530,0	1 578,3
P.aval	-361,7	0,0	-135,3	-201,5	684,9	-79,1
Sous pressions	0,0	0,0	8 471,4	0,0	8 528,0	0,0
P.Sediments	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1
Seisme	6 034,4	0,0	-4 287,4	566,4	27 050,1	894,8
TOTAL	12 919,0	-0,1	-26 534,2	4 401,6	43 430,8	2 394,0

ZONE 2

Combinaisons rares : PHE configuration 1

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,3916 , 5,4789 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-28 506,0	3 071,7	-16 064,3	0,0
P.amont	10 846,0	0,0	-376,6	93,5	50 092,9	2 694,2
P.aval	-1 106,8	0,0	-91,0	-85,1	-1 071,0	-274,9
Sous pressions	0,0	0,0	8 905,6	-1 018,6	11 174,1	0,0
P.Sediments	633,5	0,0	-22,0	5,5	1 149,9	157,4
TOTAL	10 372,7	0,0	-20 090,0	2 066,9	45 281,6	2 576,7

Combinaisons rares : PHE configuration 2

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,3916 , 5,4789 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-28 506,0	3 071,7	-16 064,3	0,0
P.amont	10 846,0	0,0	-376,6	93,5	50 092,9	2 694,2
P.aval	-1 106,8	0,0	-91,0	-85,1	-1 071,0	-274,9
Sous pressions	0,0	0,0	9 923,1	0,0	9 198,5	0,0
P.Sediments	633,5	0,0	-22,0	5,5	1 149,9	157,4
TOTAL	10 372,7	0,0	-19 072,5	3 085,6	43 306,0	2 576,7

Combinaisons rares : PHE configuration 3

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,3916 , 5,4789 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-28 506,0	3 071,7	-16 064,3	0,0
P.amont	10 846,0	0,0	-376,6	93,5	50 092,9	2 694,2
P.aval	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Sous pressions	0,0	0,0	7 520,7	0,0	13 516,1	0,0
P.Sediments	633,5	0,0	-22,0	5,5	1 149,9	157,4
TOTAL	11 479,5	0,0	-21 383,9	3 170,7	48 694,7	2 851,6

Combinaisons rares : PHE configuration 4

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,3916 , 5,4789 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-28 506,0	3 071,7	-16 064,3	0,0
P.amont	10 846,0	0,0	-376,6	93,5	50 092,9	2 694,2
P.aval	-1 106,8	0,0	-91,0	-85,1	-1 071,0	-274,9
Sous pressions	0,0	0,0	8 905,6	-1 018,6	11 174,1	0,0
P.Sediments	633,5	0,0	-22,0	5,5	1 149,9	157,4
P.Remblais	-379,2	-67,7	-548,3	-1 171,6	2 495,3	-438,0
TOTAL	9 993,5	-67,7	-20 638,3	895,3	47 776,9	2 138,7

Combinaisons quasi permanentes RN

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,3916 , 5,4789 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-28 506,0	3 071,7	-16 064,3	0,0
P.amont	9 252,2	0,0	-321,3	79,8	39 335,6	2 298,3
P.aval	-1 106,8	0,0	-91,0	-85,1	-1 071,0	-274,9
Sous pressions	0,0	0,0	9 348,6	0,0	8 166,0	0,0
P.Sediments	633,5	0,0	-22,0	5,5	1 149,9	157,4
TOTAL	8 779,0	0,0	-19 591,7	3 071,8	31 516,2	2 180,8

Combinaisons extrêmes DANGER

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,3916 , 5,4789 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-28 596,8	3 094,2	-16 490,3	0,0
P.amont	12 404,7	0,0	-428,9	106,5	61 440,6	3 081,4
P.aval	-1 106,8	0,0	-91,0	-85,1	-1 071,0	-274,9
Sous pressions	0,0	0,0	11 434,0	-245,6	11 600,1	0,0
P.Sediments	633,5	0,0	-22,0	5,5	1 149,9	157,4
TOTAL	11 931,4	0,0	-17 704,7	2 875,5	56 629,3	2 963,9

Combinaisons extrêmes :SEISME

Calcul par rapport au point G = (5,3916 , 5,4789 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-28 596,8	3 094,2	-16 490,3	0,0
P.amont	9 252,2	0,0	-321,3	79,8	39 335,6	2 298,3
P.aval	-1 106,8	0,0	-91,0	-85,1	-1 071,0	-274,9
Sous pressions	0,0	0,0	9 348,6	0,0	8 166,0	0,0
P.Sediments	633,5	0,0	-22,0	5,5	1 149,9	157,4
Seisme	5 459,5	0,0	-4 034,3	440,8	34 151,9	714,7
TOTAL	14 238,5	0,0	-23 716,7	3 535,2	65 242,1	2 895,4

ZONE 3

Combinaisons rares : PHE configuration 1

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,7211 , 3,9804 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-22 451,7	-46,7	-15 786,8	0,0
P.amont	8 254,0	0,0	-286,6	0,0	38 027,1	-1,0
P.aval	-842,3	0,0	-91,0	6,1	-695,5	0,1
Sous pressions	0,0	0,0	7 005,6	0,4	9 532,1	0,0
P.Sediments	482,1	0,0	-16,7	0,0	869,6	-0,1
TOTAL	7 893,8	0,0	-15 840,5	-40,3	31 946,5	-1,0

Combinaisons rares : PHE configuration 2

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,7211 , 3,9804 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-22 451,7	-46,7	-15 786,8	0,0
P.amont	8 254,0	0,0	-286,6	0,0	38 027,1	-1,0
P.aval	-842,3	0,0	-91,0	6,1	-695,5	0,1
Sous pressions	0,0	0,0	8 023,1	0,0	7 891,8	0,0
P.Sediments	482,1	0,0	-16,7	0,0	869,6	-0,1
TOTAL	7 893,8	0,0	-14 823,0	-40,7	30 306,3	-1,0

Combinaisons rares : PHE configuration 3

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,7211 , 3,9804 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-22 451,7	-46,7	-15 786,8	0,0
P.amont	8 254,0	0,0	-286,6	0,0	38 027,1	-1,0
P.aval	-842,3	0,0	-91,0	6,1	-695,5	0,1
Sous pressions	0,0	0,0	7 005,6	0,4	9 532,1	0,0
P.Sediments	482,1	0,0	-16,7	0,0	869,6	-0,1
P.Remblais	-290,3	-67,7	-548,3	-622,6	2 450,9	-330,6
TOTAL	7 603,5	-67,7	-16 388,8	-662,8	34 397,4	-331,5

Combinaisons rares : PHE configuration 4

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,7211 , 3,9804 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-22 451,7	-46,7	-15 786,8	0,0
P.amont	8 254,0	0,0	-286,6	0,0	38 027,1	-1,0
P.aval	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Sous pressions	0,0	0,0	4 585,5	0,6	14 006,3	0,0
P.Sediments	482,1	0,0	-16,7	0,0	869,6	-0,1
TOTAL	8 736,1	0,0	-18 169,5	-46,2	37 116,3	-1,1

Combinaisons quasi permanentes RN

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,7211 , 3,9804 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-22 451,7	-46,7	-15 786,8	0,0
P.amont	7 041,1	0,0	-244,5	0,0	29 854,5	-0,9
P.aval	-842,3	0,0	-91,0	6,1	-695,5	0,1
Sous pressions	0,0	0,0	7 558,6	0,0	7 006,0	0,0
P.Sediments	482,1	0,0	-16,7	0,0	869,6	-0,1
TOTAL	6 680,9	0,0	-15 245,3	-40,7	21 247,8	-0,8

Combinaisons extrêmes DANGER

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,7211 , 3,9804 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-22 520,9	-46,7	-16 133,9	0,0
P.amont	9 440,2	0,0	-326,4	0,0	46 649,8	-1,2
P.aval	-842,3	0,0	-91,0	6,1	-695,5	0,1
Sous pressions	0,0	0,0	8 789,1	0,0	9 356,5	0,0
P.Sediments	482,1	0,0	-16,7	0,0	869,6	-0,1
TOTAL	9 080,0	0,0	-14 165,9	-40,7	40 046,5	-1,1

Combinaisons extrêmes :SEISME

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,7211 , 3,9804 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-22 520,9	-46,7	-16 133,9	0,0
P.amont	7 041,1	0,0	-244,5	0,0	29 854,5	-0,9
P.aval	-842,3	0,0	-91,0	6,1	-695,5	0,1
Sous pressions	0,0	0,0	7 558,6	0,0	7 006,0	0,0
P.Sediments	482,1	0,0	-16,7	0,0	869,6	-0,1
Seisme	4 276,1	0,0	-3 176,3	-6,5	25 965,0	-7,6
TOTAL	10 957,0	0,0	-18 490,8	-47,2	46 865,7	-8,4

Cote de danger, combinaisons extrêmes

Zone 2 33,40 m NGF

Bilan à la cote 18,0

Calcul par rapport au point G = (5,3916 , 5,4789 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-28 596,8	3 094,2	-16 490,3	0,0
P.amont	12 404,7	0,0	-428,9	106,5	61 440,6	3 081,4
P.aval	-1 106,8	0,0	-91,0	-85,1	-1 071,0	-274,9
Sous pressions	0,0	0,0	11 434,0	-245,6	11 600,1	0,0
P.Sediments	633,5	0,0	-22,0	5,5	1 149,9	157,4
TOTAL	11 931,4	0,0	-17 704,7	2 875,5	56 629,3	2 963,9

Zone 2 34,00 m NGF

Calcul par rapport au point G = (5,3916 , 5,4789 , 18)

	FX(KN)	FY(KN)	FZ(KN)	MX(KN.m)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
Poids propre	0,0	0,0	-28 596,8	3 094,2	-16 490,3	0,0
P.amont	13 371,3	0,0	-460,3	114,3	68 722,0	3 321,5
P.aval	-1 106,8	0,0	-91,0	-85,1	-1 071,0	-274,9
Sous pressions	0,0	0,0	12 630,5	-465,0	12 603,6	0,0
P.Sediments	633,5	0,0	-22,0	5,5	1 149,9	157,4
TOTAL	12 898,0	0,0	-16 539,6	2 664,0	64 914,2	3 204,0

ANNEXE 3 CALCUL DE REVANCHE

Barrages

MOE REQUALIFICATION DU BARRAGE DE VIOREAU

Annexe 3_Calcul de revanche

Rapport n° : 21F-015-RA-14
Révision n° : A
Date : 08/10/2021

Rapport

Votre contact :
Thomas NOBLET
noblet@isl.fr

ISL Ingénierie SAS - ANGERS
25 rue Lenepveu
49100 - Angers
FRANCE
Tel. : +33.2.41.36.01.77
Fax : +33.2.41.36.10.55

www.isl.fr

ISL Ingénierie

Visa

Document verrouillé du 08/10/2021.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	08/10/2021	EBO	TNO	OBA	

EBO : BOURGEON Emmanuelle

OBA : BARBET Olivier

TNO : NOBLET Thomas

Rapport ISL
21F-015-RA-14
Revision A

http://www.isl.fr/r.php?c=208370

SOMMAIRE

1 INTRODUCTION 1

2 PHASE 1 : ESTIMATION DES CARACTERISTIQUES DE LA HOULE LEVEE PAR LE VENT SUR LE PLAN D'EAU 1

2.1 ETAPE 1-1 : ESTIMATION DE LA VITESSE DU VENT 1

2.2 ETAPE 1-2 : ESTIMATION DU FETCH 4

2.3 ETAPE 1-3 : CALCUL DE LA HAUTEUR DE VAGUE SIGNIFICATIVE 4

2.3.1 FORMULES DE DONELAN (CF. (CETMEF, 2009)) 5

2.3.2 FORMULES DE SMITH (CF. (SMITH, 1991)) 5

2.3.3 FORMULES DU ROCK MANUAL (CF. (CETMEF, 2009)) 5

2.3.4 FORMULES DE HR WALLINGFORD (CF. (WALLINGFORD, 1996)) 6

2.3.5 FORMULES DU CFBR (CF. (CFBR, 2013)) 6

3 PHASE 2 : ESTIMATION DE LA REVANCHE POUR LIMITER LES FRANCHISSEMENTS SUR LA CRETE 6

3.1 ETAPE 2-1 : ESTIMATION DE LA VAGUE DE PROJET 6

3.2 ETAPE 2-2 : CALCUL DE LA HAUTEUR DE DEFERLEMENT 6

4 RESULTATS 7

4.1 VENT DE PERIODE DE RETOUR 1000 ANS SUR LA RETENUE A LA COTE RN 7

4.2 VENT DE PERIODE DE RETOUR 50 ANS EN PHE 7

AUCUNE ENTREE DE TABLE DES MATIERES N'A ETE TROUVEE.**TABLE DES FIGURES**

Figure 1-1 : Revanche sur les PHE pour un barrage équipé d'un mur pare-vagues 1

Figure 2-1 : Cartographie de la valeur de base de la vitesse de référence du vent (Eurocodes). 2

Figure 2-2 : Cartographie du coefficient correcteur suivant le secteur angulaire de provenance du vent (Eurocodes). 3

Figure 2-3 : Fetch maximal du barrage de Vioreau 4

Figure 2-4 : Illustration de l'angle entre la direction du vent et la direction de la houle. _____ 5

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 4-1 : Calcul de la hauteur significative de vague – vent de période de retour 1000 ans..... 7
Tableau 4-2 : Calcul de la hauteur significative de vague – vent de période de retour 50 ans..... 8

1 INTRODUCTION

La revanche est la différence entre la cote de la retenue et la crête du barrage, éventuellement majorée de la hauteur d'un mur pare-vagues (cf Figure 1-1).

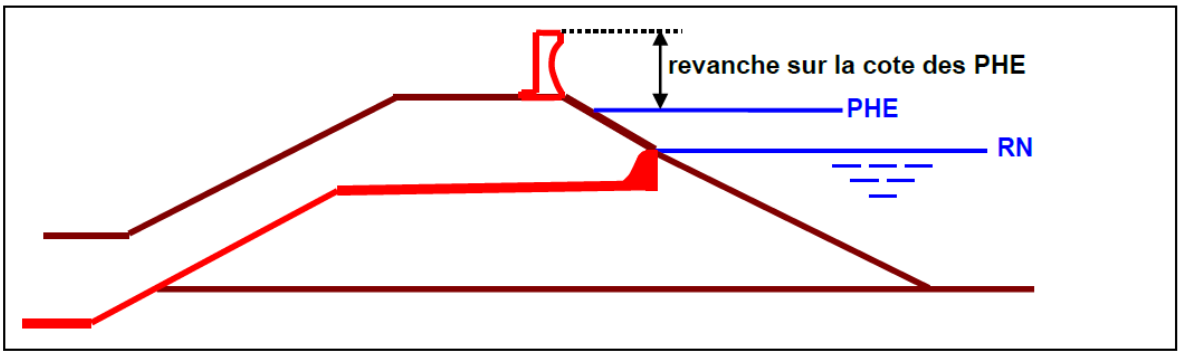


Figure 1-1 : Revanche sur les PHE pour un barrage équipé d'un mur pare-vagues

La méthode d'estimation de la revanche d'un barrage compte deux phases principales, elles-mêmes sous-divisées en étapes :

- Phase 1 : estimation des caractéristiques de la houle levée par le vent sur le plan d'eau ;
  - Etape 1-1 : estimation de la vitesse du vent à prendre en compte ;
  - Etape 1-2 : estimation du fetch ;
  - Etape 1-3 : calcul des caractéristiques des vagues.
- Phase 2 : estimation de la revanche pour limiter les franchissements sur la crête :
  - Etape 2-1 : estimation de la vague de projet ;
  - Etape 2-2 : calcul de la hauteur de déferlement.

2 PHASE 1 : ESTIMATION DES CARACTERISTIQUES DE LA HOULE LEVEE PAR LE VENT SUR LE PLAN D'EAU

2.1 ETAPE 1-1 : ESTIMATION DE LA VITESSE DU VENT

Il est d'usage de prendre les valeurs des Eurocodes pour les vents. Les Eurocodes donnent une valeur unique régionalisée de la valeur de base de la vitesse de référence du vent $V_{b,0}$ suivant la carte de la Figure 2-1.

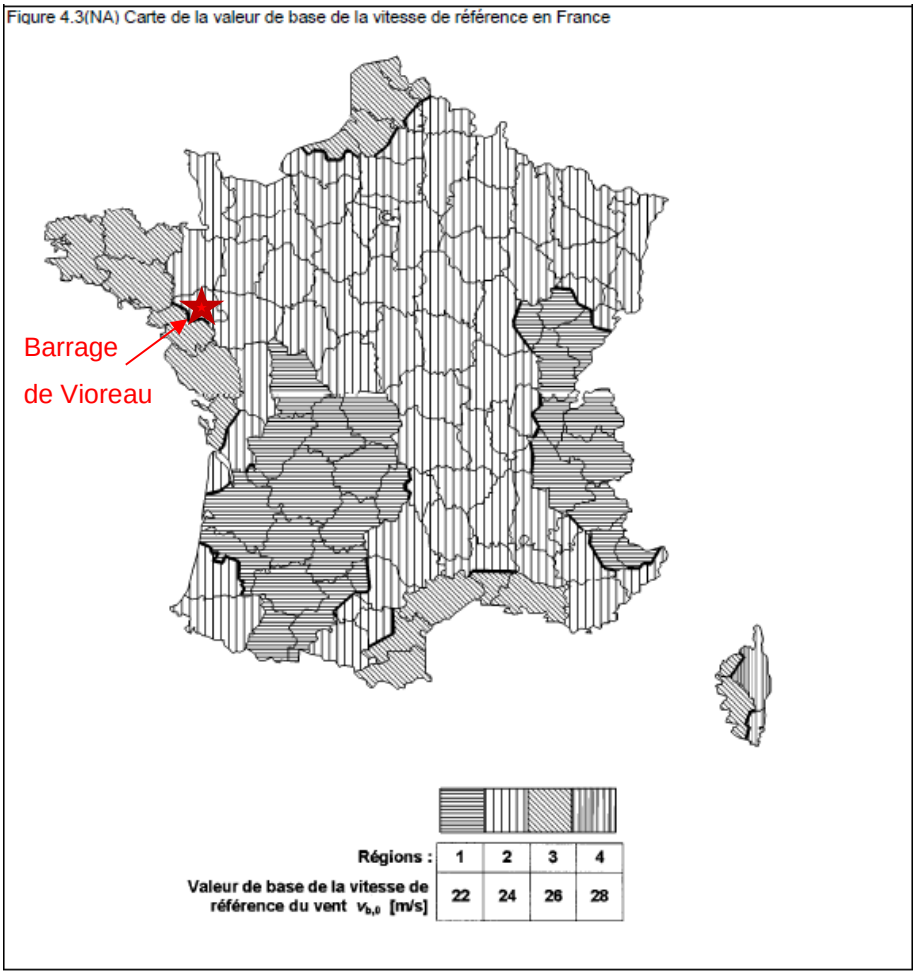


Figure 2-1 : Cartographie de la valeur de base de la vitesse de référence du vent (Eurocodes).

La valeur de base de la vitesse de référence du vent est donnée pour une période de retour de **50 ans** et pour une durée d'action du vent de **10 minutes**.

Correction selon la direction du vent

Afin de tenir compte des directions dominantes des vents forts, une seconde carte donne des coefficients correcteurs régionalisés à appliquer à la vitesse de référence selon les directions de vents étudiées :

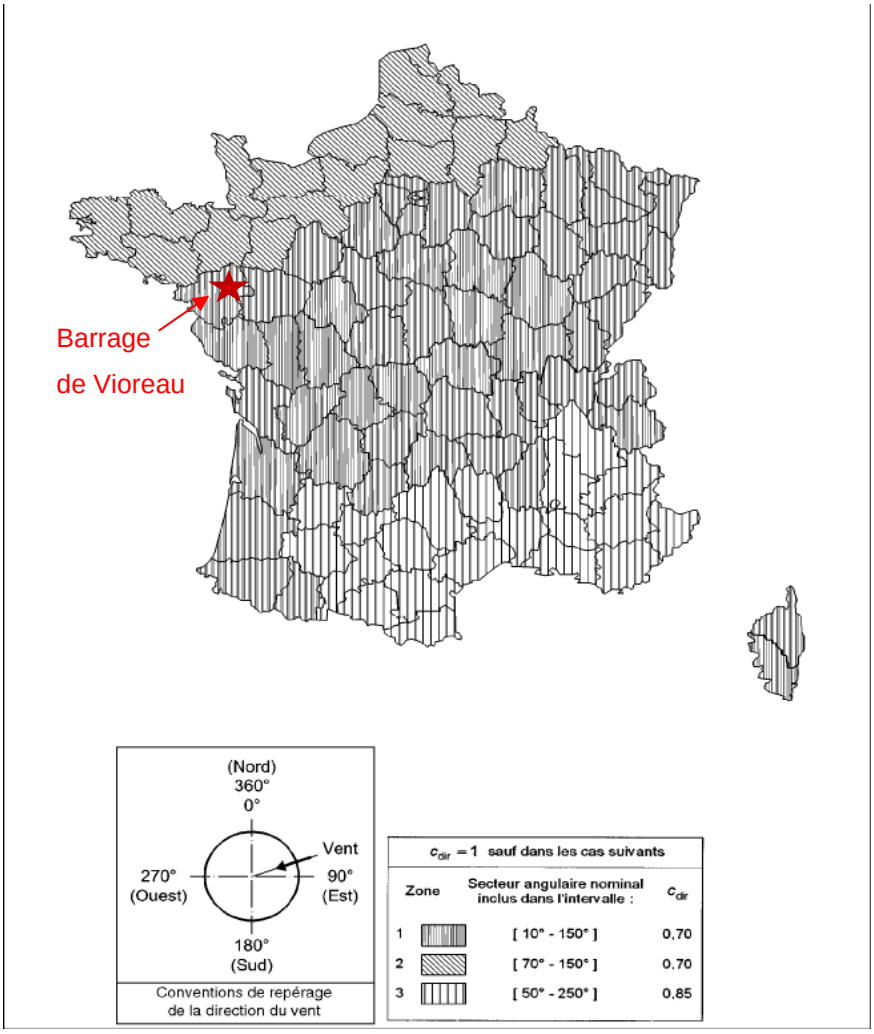


Figure 2-2 : Cartographie du coefficient correcteur suivant le secteur angulaire de provenance du vent (Eurocodes).

Ainsi, d'après les cartes des Eurocodes (cf Figure 2-1et Figure 2-2) le barrage de Vioreau se trouve en zone 2 pour la vitesse de référence et en zone 1 pour la correction de direction.

Ainsi, la vitesse de référence à prendre en compte est de 24 m/s (période de retour 50 ans, durée de 10 minutes). Un coefficient correctif de 0,70 peut être appliqué pour les vents provenant du secteur [10°N-150°N].

Correction liée à la période de retour

D'après les recommandations du CFBR, pour le vent millénal, la vitesse de période de retour 50 ans doit être multipliée par 1,2.

Facteur correctif lié à la surface lisse du plan d'eau

Ce facteur tient compte du frottement moindre du vent sur la surface de l'eau. Pour les eaux intérieures (ce qui est généralement le cas pour les réservoirs de barrages), les données de vent sont issues de stations terrestres. Ce facteur dépend de la longueur du fetch sur le plan d'eau :

Pour un fetch d'une longueur proche de 1000m, le facteur de correction à appliquer est égal à 1,1.

Facteur correctif lié à la durée d'action du vent sur le plan d'eau

Ce facteur permet de convertir la vitesse du vent (souvent horaire) pour la durée d'action adaptée à la retenue. Cette durée d'action correspond au temps minimum (t_{min}) pour que la houle soit totalement formée sur le plan d'eau. La vitesse corrigée est obtenue par calculs itératifs selon (USACE, 1984).

$$\frac{U_{tmin}}{U_{3600}} = 1,277 + 0,296.tanh\left(0,9.log\left(\frac{45}{t_{min}}\right)\right) \text{ si } t_{min} < 3600 \text{ s ;} \quad \textbf{[Équation 1]}$$

$$\frac{U_{tmin}}{U_{3600}} = 1,5334 - 0,15.\log\left(t_{min}\right) \text{ si } t_{min} > 3600 \text{ s ;} \quad \textbf{[Équation 2]}$$

2.2 ETAPE 1-2 : ESTIMATION DU FETCH

En l'absence de données sur la direction principale du vent, la méthode retenue pour l'estimation du fetch est de prendre la plus grande distance sur le plan d'eau soit un fetch de 1435 m pour le barrage de Vioreau.

La Figure 2-3 ci-dessous présente le fetch retenu.



Figure 2-3 : Fetch maximal du barrage de Vioreau

2.3 ETAPE 1-3 : CALCUL DE LA HAUTEUR DE VAGUE SIGNIFICATIVE

Cinq méthodes ont été comparées pour le calcul des caractéristiques des vagues. Elles sont détaillées dans les paragraphes ci-après.

La valeur de hauteur de vague significative retenue correspond à la moyenne des cinq méthodes.

Les variables utilisées dans les équations suivantes sont :

- F : fetch en m (suivant définition de Donelan) ;
- U10 : vitesse à 10 m en m/s, moyennée sur la durée d'action du vent t_{min} ;
- θ : angle entre la direction du vent et la direction des vagues ;
- H_s : hauteur significative des vagues en m ;
- T_p : période de la houle en s ;
- t_{min} : temps d'action du vent en s.

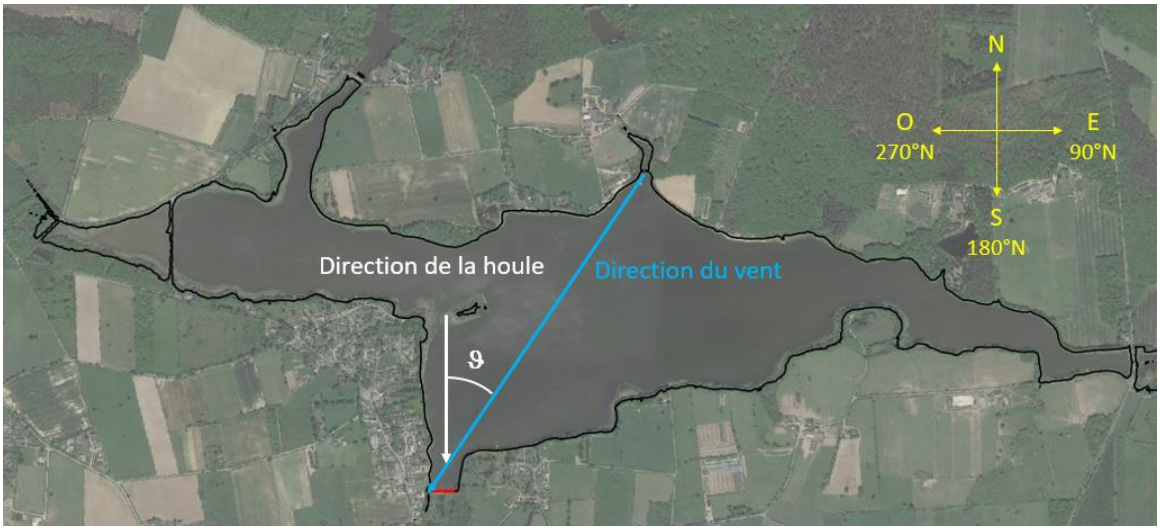


Figure 2-4 : Illustration de l'angle entre la direction du vent et la direction de la houle.

L'orientation de la houle la plus défavorable pour le franchissement est la direction normale au barrage.

De plus, on considère que le vent souffle dans la direction du fetch maximal, ce qui permet de fixer la valeur de l'angle θ à 324°.

2.3.1 FORMULES DE DONELAN (CF. (CETMEF, 2009))

Les équations de Donelan s'écrivent :

$$H_s = 0,00088.\left(U_{10}.cos(\theta)\right)^{1,24}.F^{0,38}\ ; \qquad \textbf{[Équation 3]}$$

$$T_p = 0,0934.\left(U_{10}.cos(\theta)\right)^{0,54}.F^{0,23}\ ; \qquad \textbf{[Équation 4]}$$

$$t_{min} = 17,803.\left(U_{10}.cos(\theta)\right)^{-0,54}.F^{0,77}\ ; \qquad \textbf{[Équation 5]}$$

2.3.2 FORMULES DE SMITH (CF. (SMITH, 1991))

Les équations issues de Smith sont dérivées des travaux de Donelan. Elles s'écrivent :

$$H_s = 0,00048.U_{10}.cos(\theta).\sqrt{F}\ ; \qquad \textbf{[Équation 6]}$$

$$T_p = 0,0743.\left(U_{10}.cos(\theta)\right)^{0,44}.F^{0,28}\ ; \qquad \textbf{[Équation 7]}$$

$$t_{min} = 27,0.\left(U_{10}.cos(\theta)\right)^{-0,44}.F^{0,72}\ ; \qquad \textbf{[Équation 8]}$$

Dans la publication, J. Smith intègre une correction sur la vitesse afin de prendre en compte la variabilité du coefficient de traîné sur l'eau. Cette « vitesse efficace » est évaluée par la formulation suivante (cf. (USACE, 1984)) :

$$U_{10} = 0,71.(U_{10})^{1,23}\ ; \qquad \textbf{[Équation 9]}$$

2.3.3 FORMULES DU ROCK MANUAL (CF. (CETMEF, 2009))

D'après le Rock Manual, il est plutôt recommandé d'utiliser la formule de Wilson (1955) pour les fetchs très limités (inférieurs à 1 km). Les équations s'écrivent :

$$H_s = 0,3.\frac{\left(U_{10}.cos(\theta)\right)^2}{g}.\left[1-\left(1+0,004.\sqrt{\frac{g.F}{\left(U_{10}.cos(\theta)\right)^2}}\right)^{-2}\right]; \qquad \textbf{[Équation 10]}$$

$$T_s = 8,61.\frac{U_{10}.cos(\theta)}{g}.\left[1-\left(1+0,008.\left(\frac{g.F}{(U_{10}.cos(\theta))^2}\right)^{\frac{1}{3}}\right)^{-5}\right]; \quad \textbf{[Équation 11]}$$

$$t_{min} = 23,22.\left(U_{10}.cos(\theta)\right)^{-0,46}.F^{0,73}; \quad \textbf{[Équation 12]}$$

2.3.4 FORMULES DE HR WALLINGFORD (CF. (WALLINGFORD, 1996))

Les équations retenues par HR Wallingford en 1996 s'écrivent :

$$H_s = 0,00057.U_{10}.cos(\theta).\sqrt{F}\ ; \quad \textbf{[Équation 13]}$$

$$T_p = 0,07118.\left(U_{10}.cos(\theta)\right)^{0,4}.F^{0,3}\ ; \quad \textbf{[Équation 14]}$$

Pour la durée d'action du vent, HR Wallingford recommande de retenir 10 à 20 minutes pour les réservoirs au Royaume-Uni.

2.3.5 FORMULES DU CFBR (CF. (CFBR, 2013))

Les formulations reprises dans les recommandations du CFBR sont les formulations de J. Smith (cf. 2.3.2) pour le calcul de H_s et T_p et t_{min}.

Dans les recommandations du CFBR, la notion de vitesse efficace est également intégrée avec une formulation différente de celle de J. Smith :

$$U_{10} = U_{10}.\sqrt{0,75+0,067.U_{10}}\ ; \quad \textbf{[Équation 15]}$$

3 PHASE 2 : ESTIMATION DE LA REVANCHE POUR LIMITER LES FRANCHISSEMENTS SUR LA CRETE

3.1 ETAPE 2-1 : ESTIMATION DE LA VAGUE DE PROJET

La hauteur de la vague de projet dépend du pourcentage de vagues du spectre que l'on accepte de laisser dépasser la crête. Elle est calculée en appliquant un coefficient multiplicatif à la hauteur significative de la houle.

D'après les recommandations du CFBR, pour un barrage poids conforté par un remblai aval et fondé sur un terrain meuble ou érodable, il faut appliquer un coefficient 1,25 à la hauteur de vagues significatives (ce qui correspond à laisser passer 5% des vagues).

3.2 ETAPE 2-2 : CALCUL DE LA HAUTEUR DE DEFERLEMENT

La hauteur de déferlement (run-up) dépend de la géométrie du parement amont du barrage : pente, rugosité des matériaux, …

D'après les recommandations du CFBR, pour un barrage en maçonnerie ou en béton à parement amont vertical ou quasiment vertical, la hauteur de déferlement est équivalente à la hauteur de houle en eau profonde Cela signifie que la hauteur de déferlement est égale à la hauteur de la vague de projet.

4 RESULTATS

On considère généralement deux situations de projet :

- Un vent de période de retour 50 ans en période de hautes eaux (PHE) de la retenue,
- Un vent de période de retour 1 000 ans sur la retenue à sa cote normale (RN).

4.1 VENT DE PERIODE DE RETOUR 1000 ANS SUR LA RETENUE A LA COTE RN

Le calcul de la hauteur de vague significative pour un vent de période de retour 1000 ans est résumé dans le Tableau 4-1 ci-dessous.

Tableau 4-1 : Calcul de la hauteur significative de vague – vent de période de retour 1000 ans

	CFBR	Wilson	Smith	Donelan	HR Wall.
Vitesse de référence (m/s)	28,8				
Direction vent (°N)	35				
Direction houle (°N)	359				
Fetch (m)	1435				
Angle vent/houle - θ	324				
Correction direction vent	0,7				
Correction surface de l'eau	1,1				
Vitesse locale de référence (m/s)	22,2				
	CFBR	**Wilson**	**Smith**	**Donelan**	**HR Wall.**
t_{min} (min)	19	22	19	15	15
Vitesse ajustée (m/s)	26,0	17,4	25,2	17,6	17,6
Hauteur significative de vague : H_s (m)	0,47	0,49	0,46	0,49	0,38
Période de la houle : T_p (s)	2,3	2,02	2,35	2,34	1,99
Longueur d'onde de la houle : L (m)	8,2	6,37	8,64	8,55	6,15

Globalement, les différentes formulations existant dans la littérature donnent des résultats assez proches.

Ainsi, on obtient :

- Hauteur significative de vague : 0,46 m (moyenne des cinq méthodes) ;
- Hauteur de la vague de projet : 0,57 m (=0,46 x 1,25) ;
- Hauteur de vague après déferlement : 0,57 m (parement quasi vertical) ;
- Cote de l'eau après déferlement : 31,87 m NGF (=31,30+0,57).

La cote du parapet amont est de 33,4 m NGF, soit une revanche de **1,53 m**.

4.2 VENT DE PERIODE DE RETOUR 50 ANS EN PHE

Le calcul de la hauteur de vague significative pour un vent de période de retour 50 ans est résumé dans le Tableau 4-2 ci-dessous.

Tableau 4-2 : Calcul de la hauteur significative de vague – vent de période de retour 50 ans

	CFBR	Wilson	Smith	Donelan	HR Wall.
Vitesse de référence (m/s)	24,0				
Direction vent (°N)	35				
Direction houle (°N)	359				
Fetch (m)	1435				
Angle vent/houle - θ	324				
Correction direction vent	0,7				
Correction surface de l'eau	1,1				
Vitesse locale de référence (m/s)	18,5				
	CFBR	**Wilson**	**Smith**	**Donelan**	**HR Wall.**
t_{min} (min)	21	24	21	17	17
Vitesse ajustée (m/s)	20,4	14,5	20,1	14,6	14,6
Hauteur significative de vague : H_s (m)	0,37	0,40	0,37	0,39	0,32
Période de la houle : T_p (s)	2,1	1,88	2,13	2,12	1,84
Longueur d'onde de la houle : L (m)	6,6	5,51	7,07	7,00	5,30

Globalement, les différentes formulations existant dans la littérature donnent des résultats assez proches.

Ainsi, on obtient :

- Hauteur significative de vague : 0,37 m (moyenne des cinq méthodes) ;
- Hauteur de la vague de projet : 0,46 m (=0,37 x 1,25) ;
- Hauteur après déferlement : 0,46 m (parement quasi vertical).

La cote maximale admissible pour en PHE est donc de 33,4-0,46= **32,94 mNGF**.

ANNEXE 4 ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE

Barrages

MOE REQUALIFICATION DU BARRAGE DE VIOREAU

Annexe 4_EDD_Calcul onde de rupture

Rapport n° : 21f-015-RA-15
Révision n° : B
Date : 28/01/2022

Rapport

Votre contact :
Thomas NOBLET
noblet@isl.fr

ISL Ingénierie SAS - ANGERS
25 rue Lenepveu
49100 - Angers
FRANCE
Tel. : +33.2.41.36.01.77
Fax : +33.2.41.36.10.55

www.isl.fr

Visa

Document actualisé le 07/02/2022.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	07/10/2021	SBI	TNO	BSE	
B	28/01/2022	SBI	SBI	BSE	Prise en compte des remarques de la DREAL 3/12/2021

BSE : SEUROT Benjamin

SBI : BILLAUDEAU Simon

TNO : NOBLET Thomas

SOMMAIRE

1 CONTEXTE ET OBJECTIFS 1
1.1 PRESENTATION DU SITE 1
1.1.1 SITUATION 1
1.1.2 CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE 2
2 HYDROLOGIE GENERALE 5
3 CONSTRUCTION DE L'HYDROGRAMME DE RUPTURE 5
3.1 GENERALITES 5
3.2 UTILISATION DES FORMULES EMPIRIQUES 6
3.2.1 PREAMBULE 6
3.2.2 DEBIT MAXIMAL DE RUPTURE 6
3.2.2.1 Formule de Hagen (US Army Corps of Engineers) 6
3.2.2.2 Formule de Ritter 7
3.2.2.3 Formule de Costa 7
3.2.2.4 Formule de Molinaro 7
3.2.2.5 Formule de Froelich 7
3.2.2.6 Synthèse 8
3.3 HYDROGRAMME DE RUPTURE 9
3.3.1 HYPOTHESES DE RUPTURE 9
3.3.2 APPROCHE HYDRAULIQUE 2D 9
3.4 SYNTHESE 9
4 INTENSITE ET CINETIQUE DE L'INONDATION 11
4.1 DEMARCHE 11
4.2 TOPOGRAPHIE 11
4.3 CONSTRUCTION DU MODELE 12
4.3.1 CREATION DU MAILLAGE 2D 12
4.3.2 DEFINITION DE LA BATHYMETRIE DU MODELE : NIVEAU DE TERRAIN NATUREL 13
4.3.3 CONDITIONS AUX LIMITES 15
4.4 RESULTATS DES SIMULATIONS ET CARTOGRAPHIE 17
4.4.1 CORRECTIONS APPORTEES AUX RESULTATS DU CALCUL 17

4.4.2 RESULTATS 17
4.4.3 SYNTHESE 20
4.4.4 ANALYSE DES ECARTS AVEC L'ONR DE SAFEGE 20
4.5 ANALYSE DES ENJEUX IMPACTES 22
4.5.1 SECTEURS HABITES 22
4.5.2 VOIRIES IMPACTEES 22
4.5.3 SYNTHESE 22

TABLE DES FIGURES

Figure 1-1 : Localisation du barrage de Vioreau 2
Figure 1-2 : Coupe type sans contrefort (source CETE 1987) 3
Figure 1-3 : Coupe type avec contrefort (source CETE 1987) 3
Figure 1-4 : relation cote/surface/volume de la retenue de Vioreau. 5
Figure 3-1 : Modélisation de la retenue de Vioreau 9
Figure 3-2 : hydrogrammes de rupture du barrage de Vioreau. 10
Figure 4-1 : Débits à Nort sur Erdre – Banque hydro 01/06/2008 11
Figure 4-2 : emprise du modèle 2D. 12
Figure 4-3 : détail du maillage. 13
Figure 4-4 : modèle après intégration de la bathymétrie – détail au droit de la retenue de Vioreau 14
Figure 4-5 : courbe hauteur/volume de la retenue de Vioreau dans le modèle 2D. 14
Figure 4-6 : illustration de la répartition des coefficients de Strickler. 16
Figure 4-7 : propagation de l'hydrogramme de rupture. 18

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Fiche synoptique du barrage 4
Tableau 3-1 : Synthèse des paramètres retenus pour les calculs de l'hydrogramme de rupture 6
Tableau 3-2 : application des formules empiriques. 8
Tableau 3-3 : synthèse des débits de pointe calculés. 10
Tableau 4-1 : coefficients de Strickler retenus. 15
Tableau 4-2 : Synthèse des corrections apportées aux valeurs brutes de modélisation 17
Tableau 4-3 : Résultats de l'onde de rupture 19
Tableau 4-4 : Comparaison des temps de propagation ONR ISL 2021-SAFEGE 2019 21
Tableau 4-5 : Population impactée par l'onde de rupture du barrage de Vioreau 23

1 CONTEXTE ET OBJECTIFS

Le Département de Loire Atlantique est propriétaire du barrage et de sa retenue depuis le 1er janvier 2008. A ce titre, le Département est responsable de l'exploitation, de l'entretien et de la surveillance du barrage, de sa retenue et de ses équipements connexes. La réalisation de travaux de requalification du barrage de VIOREAU nécessite la mise à jour de l'Etude de Dangers de l'ouvrage. Elle est réalisée selon les modalités de l'arrêté du 3 septembre 2018 modifiant l'arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues.

Le barrage de Vioreau relève de la classe B au sens de l'arrêté préfectoral du 16 janvier 2012. Le décret n° 2015-526 du 12 mai 2015 ne modifie pas le classement du barrage de Vioreau.

Dans le cadre de cette étude de dangers, une mise à jour de l'étude de simulation de l'onde de submersion en cas de rupture du barrage doit être entreprise pour intégrer la réhausse de la retenue. La précédente étude de simulation datant de 2018 représentait le barrage dans son état actuel.

ISL-Ingénierie a été missionné afin de réaliser l'étude de simulation de l'onde de submersion du barrage de Vioreau, objet du présent rapport.

1.1 PRESENTATION DU SITE

1.1.1 SITUATION

Le barrage de Vioreau est situé sur la commune de Joué sur Erdre. Il a pour principal vocation l'alimentation en eau du canal de Nantes à Brest.

Il permet le stockage de l'eau pendant la période hivernale ce qui permet un soutient de l'étiage en période de navigation.

La figure ci-dessous présente sa localisation.



Figure 1-1 : Localisation du barrage de Vioreau

1.1.2 CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE

Le barrage a été construit en 1834, il est composé de :

- Deux parements en maçonnerie traditionnelle ;
- Une partie centrale en béton cyclopéen.

La figure suivante présente une coupe type de l'ouvrage (section courante sans contrefort).

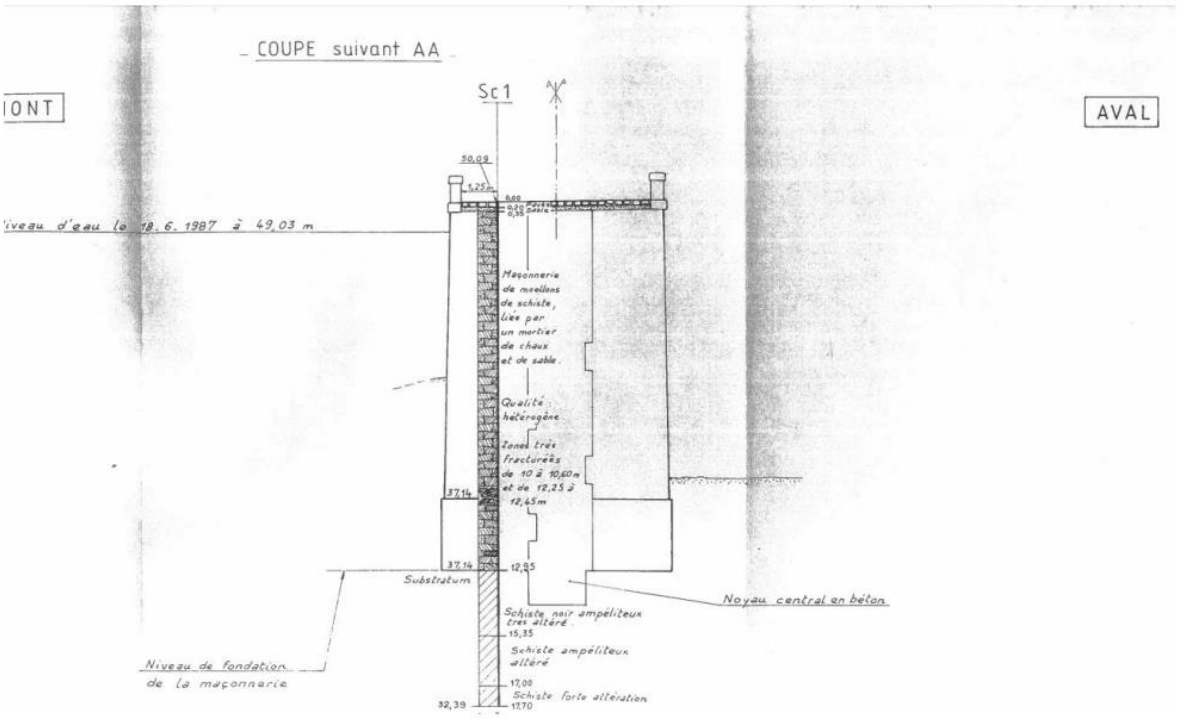


Figure 1-2 : Coupe type sans contrefort (source CETE 1987)

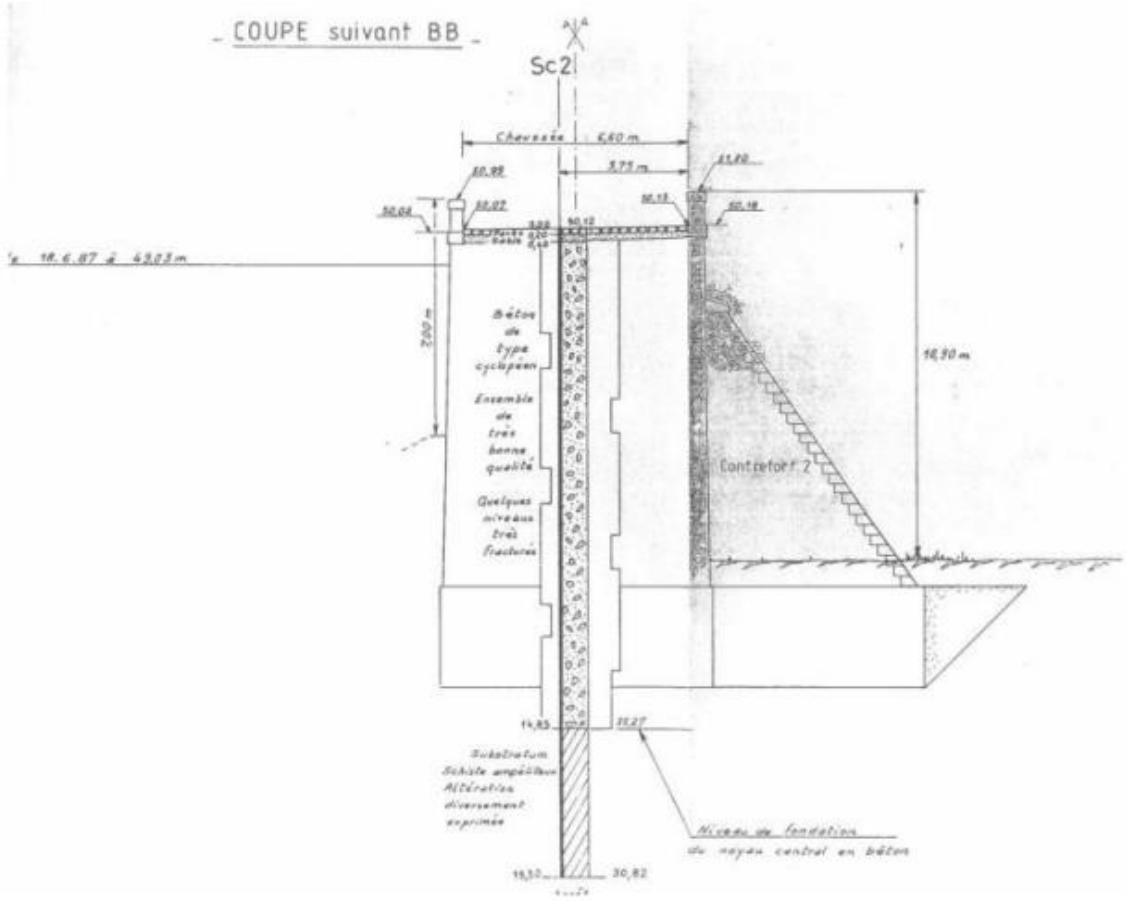


Figure 1-3 : Coupe type avec contrefort (source CETE 1987)

Cet ouvrage est un barrage poids de 13,7 m de hauteur (entre le parapet et la fondation) avec trois contreforts en partie centrale (rajoutés après la construction suite à l'apparition de suintements et de fissures).

La tableau ci-dessous présente l'ensemble des caractéristiques de l'ouvrage.

	Barrage de Vioreau
Construction	1834
Classe du barrage	Classe B (arrêté de janvier 2012) / $H^2\sqrt{v} = 290$
Composition	Parements maçonnés avec zone en béton cyclopéen encastrée au centre de l'ouvrage
Fondation	Schiste (altérée en surface)
Longueur	131,6 m
Hauteur au dessus du TN et de la fondation	9,3 m (TN/Crête) 10,3 m (TN/Parapet) 13,7 m (Fondation / Parapet)
Largeur en crête	7,4 m en crête
Cote de la crête	31,50 m NGF +0,9 = 32,40 m NGF
Cote du déversoir de crues	Seuil libre : 31,30 m NGF
Cote de Danger	33,40 m NGF (cote parapet amont)
Cote de RN	31,30 m NGF (9 m RL)
Volume à la RN	7,4 Mm^3
Surface	175,8 ha
Fruit du parement amont	Subverticale
Fruit du parement aval	Subverticale
Contreforts	Année de construction : 1887 Nombre : 10 unités
Tour de prise	**Vanne de vidange de fond** - Vanne de garde, levante à galets (section 1,2*1,2m), fe = 22,20m NGF - Vanne de service, sous carter sur DN1000 **Vannes de prise** - Vanne de garde, levante à galets (section 0,8*0,8m), fe = 26,80m NGF - Vanne de service, sous carter sur DN600 **Vanne de débit réservé** - Vanne de garde, levante à galets (section 0,2*0,2m), fe = 26,80m NGF - Vanne de service, sous carter sur DN100

Tableau 1-1 : Fiche synoptique du barrage

La relation cote/surface/volume est redéfinie dans le cadre de l'AVP des travaux requalification du barrage de VIOREAU :

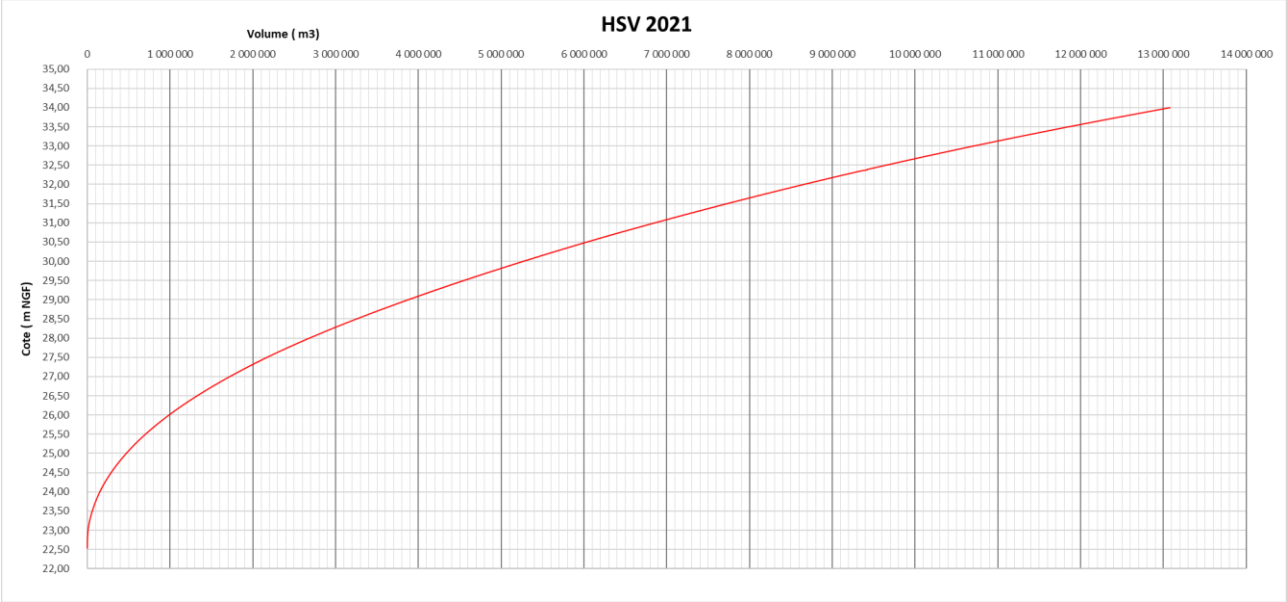


Figure 1-4 : relation cote/surface/volume de la retenue de Vioreau.

2 HYDROLOGIE GENERALE

Dans le cadre de l'étude de modélisation de l'onde de submersion du barrage de Vioreau, il est fait l'hypothèse d'une rupture totale et instantanée du barrage pour un niveau d'eau à la cote du parapet aval, soit 33,40m NGF.

3 CONSTRUCTION DE L'HYDROGRAMME DE RUPTURE

3.1 GENERALITES

Il existe deux méthodes pour évaluer l'hydrogramme de rupture d'un barrage en béton :

- La première méthode consiste à utiliser les formules empiriques existantes, calées sur des ruptures réelles, permettant d'évaluer les dimensions de la brèche, le temps de formation de la brèche et le débit maximal de rupture ;
- La seconde méthode consiste à utiliser une approche hydraulique (modélisation) reproduisant le mode de formation de la brèche (type, temps de formation et paramètres géométriques).

Ces deux méthodes sont mises en œuvre, elles correspondent à la démarche classique utilisée y compris pour les plus grands barrages.

3.2 UTILISATION DES FORMULES EMPIRIQUES

3.2.1 PREAMBULE

Il existe de nombreuses formules empiriques permettant d'évaluer les caractéristiques des brèches (dimensions, temps de formation…) et le débit maximal relâché au moment de la rupture.

Ces formules reposent sur l'analyse de ruptures réelles de barrages à travers le monde et résultent de corrélations entre diverses caractéristiques de la rupture et des paramètres simples représentatifs de la retenue.

De manière générale, les paramètres représentatifs de la retenue sont :

- H en m, la hauteur du plan d'eau au dessus du lit au moment de la rupture ;
- V en m^3, le volume de la retenue au moment de la rupture.

Le tableau suivant synthétise les paramètres utilisés pour les calculs empiriques :

	Hauteur du plan d'eau (m)	Surface (m^2)	Volume de la retenue (m^3)	Cote du plan d'eau (m NGF)
Vioreau	11 m	2 351 928	11 615 976	33,40 m NGF

Tableau 3-1 : Synthèse des paramètres retenus pour les calculs de l'hydrogramme de rupture

3.2.2 DEBIT MAXIMAL DE RUPTURE

Les formules empiriques sont basées sur des corrélations entre le débit observé (ou estimé) et les deux paramètres hauteur d'eau et volume de la retenue au moment de la retenue.

Les formules les mieux documentées sont les suivantes :

- Formule de Hagen ;
- Formule de Ritter ;
- Formule de Costa ;
- Formule de Molinaro ;
- Formule de Froelich.

3.2.2.1 Formule de Hagen (US Army Corps of Engineers)

Cette formule est présentée dans la référence suivante : Quatorzième congrès des grands barrages – Rio de Janeiro – 1982 – Q52 R29 "Re-evaluation of design floods and dam safety".

La formule est la suivante :

$$Q = 1{,}205 \times (H \times V)^{0{,}48}$$

Avec : Q = Débit de pointe en m^3/s ;

H = Hauteur du plan d'eau au moment de la rupture en m ;

V = Volume de la retenue au moment de la rupture en m^3.

La formule est basée sur l'analyse de 17 ruptures et fournit l'enveloppe supérieure des valeurs constatées, comme le montre la figure ci-dessous extraite de l'article cité en référence.

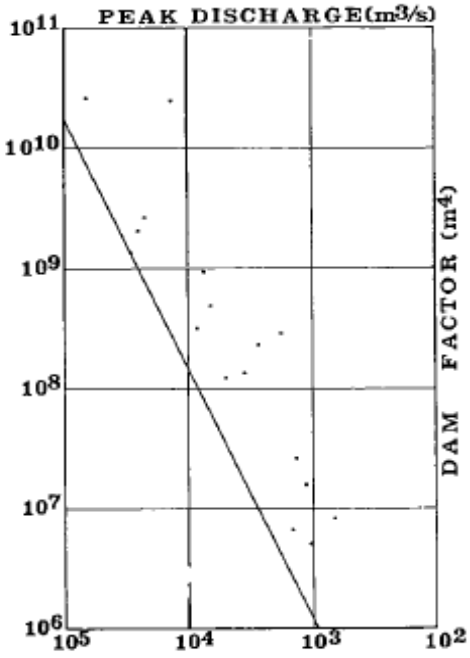


Fig. 2.

Peak Discharges From dam failure.

Débit maximum suivant une rupture de barrage.

La formule, basée sur une enveloppe supérieure de tous les cas analysés, surestime en général largement le débit constaté.

3.2.2.2 Formule de Ritter

Cette formule s'écrit :

$$Q = 0{,}928 \times L \times H^{1{,}5}$$

3.2.2.3 Formule de Costa

Cette formule s'écrit :

$$Q = 0{,}981 \times (H \times V)^{0{,}42}$$

3.2.2.4 Formule de Molinaro

Cette formule s'écrit :

$$Q = 0{,}116 \times \sqrt{g \times H} \times H^2 \times \left(\frac{V}{H^3}\right)^{0{,}22}$$

La formule ne correspond pas à l'enveloppe supérieure des valeurs, mais au meilleur ajustement des données utilisées. Elle conduit en conséquence à une estimation qui peut être dépassée.

3.2.2.5 Formule de Froelich

La formule est la suivante :

$$Q = 0{,}544 \times V^{0{,}336} \times H^{1{,}22}$$

Elle est basée sur le meilleur ajustement de 22 cas, dont les caractéristiques sont données dans le tableau ci-dessous.

TABLE 5

Flood peaks from actual dam failures

Name of dam, location and year of failure	Peak outflow (m^3/s)	Depth * (m)	Storage at time of failure ($m^3 \times 10^6$)
Johnstown, PA 1889	7 080	21.9	14.18
Hatchtown, UT 1914	5 070	15.8	16.77
Schaeffer, CO 1921	4 640	27.4	4.44
Apishapa, CO 1923	6 850	32.0	22.81
Castlewood, CO 1933	3 570	21.3	6.17
Fred Burr, MT 1948	655	10.2	.752
Oros, Brazil 1960	11 610	35.4	702.81
Little Deer Creek, UT 1963	1 330	21.3	1.23
Baldwin Hills, CA 1963	991	18.0	.863
Swift, MT 1964	24 950	47.9	42.29
Lower Two Medicine, MT 1964	1 800	11.0	25.81
Hell Hole, CA 1964	7 360	30.5	30.58
Buffalo Creek, wv 1972	1 420	14.0	.498
Teton, ID 1976	65 140	83.8	310.35
Sandy Run, PA 1977	433	8.5	.057
Laurel Run, PA 1977	1 050	12.8	.382
Kelly Barnes, PA 1977	680	10.4	.777
Florida Power & Light, FL 1979	3 120	8.5	135.63
Lawn Lake, CO 1982	510	7.9	.831

* Height of crest of dam above streambed if dam was overtopped or depth of water above original streambed at dam axis if dam was not overtopped.

3.2.2.6 Synthèse

Le tableau suivant récapitule les formules utilisées et présente les estimations du débit de pointe pour le scénario de rupture considéré :

Numéro	Auteur	Expression	Débit de pointe
1	Hagen	$Q = 1{,}205 \times (H \times V)^{0{,}48}$	9 398 m³/s
2	Ritter	$Q = 0{,}928 \times L \times H^{1{,}5}$	2 386 m³/s
3	Costa	$Q = 0{,}981 \times (H \times V)^{0{,}42}$	2 496 m³/s
4	Molinaro	$Q = 0{,}116 \times \sqrt{g \times H} \times H^2 \times \left(\frac{V}{H^3}\right)^{0{,}22}$	1 082 m³/s
5	Froelich	$Q = 0{,}544 \times V^{0{,}336} \times H^{1{,}22}$	2 412 m³/s

Tableau 3-2 : application des formules empiriques.

La formule de Hagen surestime largement les débits de pointe : ce constat est assez général. La formule de Molinaro à l'inverse sous estime fortement les débits de pointe. Les trois autres formules présentent des résultats assez homogènes.

3.3 HYDROGRAMME DE RUPTURE

3.3.1 HYPOTHESES DE RUPTURE

Le scénario considéré est une rupture instantanée et totale survenant à la cote des parapets : 33,40m NGF.

Le temps de formation de la brèche est ainsi de 0 s.

Les dimensions finales de la brèche sont reprises de l'ancienne EDD :

- Largeur : 70m
- Hauteur : 11 m

La rupture a lieu lorsque le niveau atteint les 33,4 mNGF, le volume dans la retenue est alors de 11,61 Mm^3.

3.3.2 APPROCHE HYDRAULIQUE 2D

Cette approche s'appuie sur le modèle 2D de propagation de l'onde de submersion qui intègre la retenue du barrage de Vioreau (cf. chapitre suivant).

Dans cette modélisation, la retenue de Vioreau est intégrée explicitement dans la topographie du modèle. Le calcul prend ainsi en compte les conditions hydrauliques, à la fois à l'aval et dans la retenue.

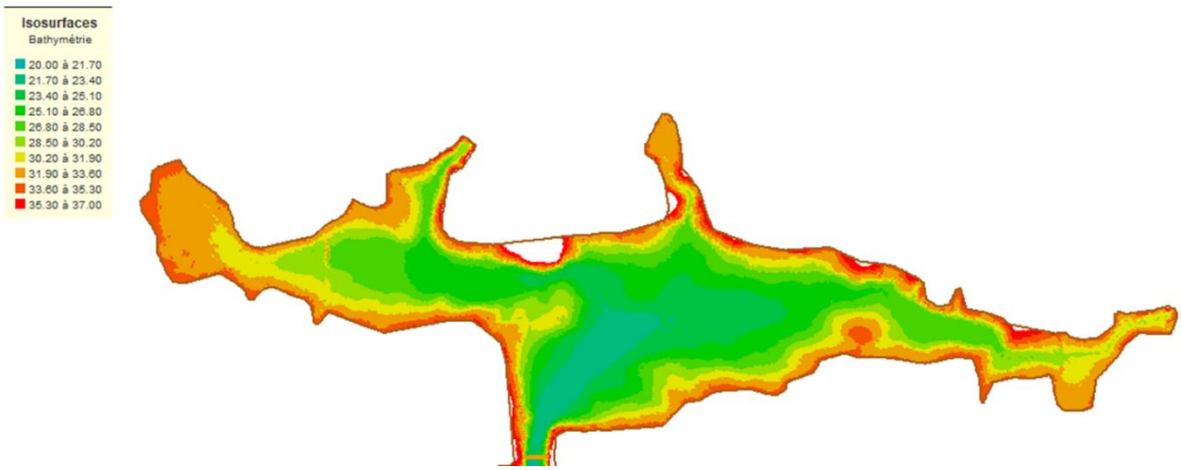


Figure 3-1 : Modélisation de la retenue de Vioreau

La brèche se créée instantanément à la 20ème minute de la simulation. La cote dans le barrage est alors de 33,40m NGF.

Le débit maximal en sortie est de 2 943 m^3/s.

3.4 SYNTHESE

Le tableau suivant synthétise les débits maxima obtenus par les différentes approches :

Méthode	Auteur	Débit de pointe
Empirique	Hagen	9 398 m^3/s
	Ritter	2 386 m^3/s
	Costa	2 496 m^3/s
	Molinaro	1 082 m^3/s
	Froelich	2 412 m^3/s
Modélisation hydraulique	TELEMAC 2D	2 943 m^3/s

Tableau 3-3 : synthèse des débits de pointe calculés.

La figure suivante donne l'hydrogramme de rupture obtenu par modélisation :

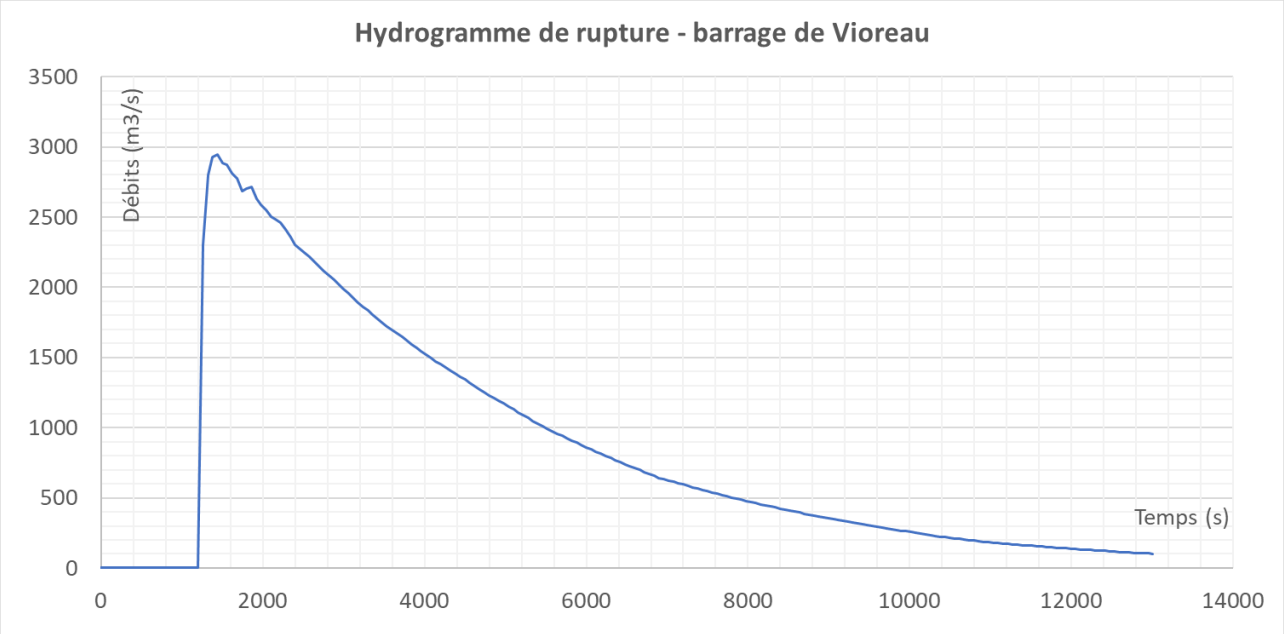


Figure 3-2 : hydrogrammes de rupture du barrage de Vioreau.

Le modèle TELEMAC 2D donne une valeur de débit de pointe homogène avec les formulations empiriques (mis à part Hagen et Molinaro).

Le modèle TELEMAC 2D prenant en compte l'inertie de la retenue, nous retiendrons l'hydrogramme calculé par TELEMAC 2D dans la suite de l'étude.

4 INTENSITE ET CINETIQUE DE L'INONDATION

4.1 DEMARCHE

L'intensité et la cinématique de l'inondation sont évaluées par modélisation hydraulique sur le code de calcul TELEMAC-2D développé par le LNHE.

4.2 TOPOGRAPHIE

Un modèle numérique de terrain a été construit sur la base :

- du relevé Lidar de l'ensemble de la retenue et des 200m en aval du barrage de Vioreau
- Les courbes bathymétriques de 2021 de la retenue de Vioreau
- d'un modèle numérique de terrain RGE ALTI de 1 à 5m pour l'ensemble de la vallée entre Vioreau et Nantes

Sur la partie Lidar, la précision altimétrique est d'environ 50cm.

Les MNT existants ne permettent pas de représenter les lits mineurs des cours d'eau. Les MNT ont été créés le 1er juin 2008.

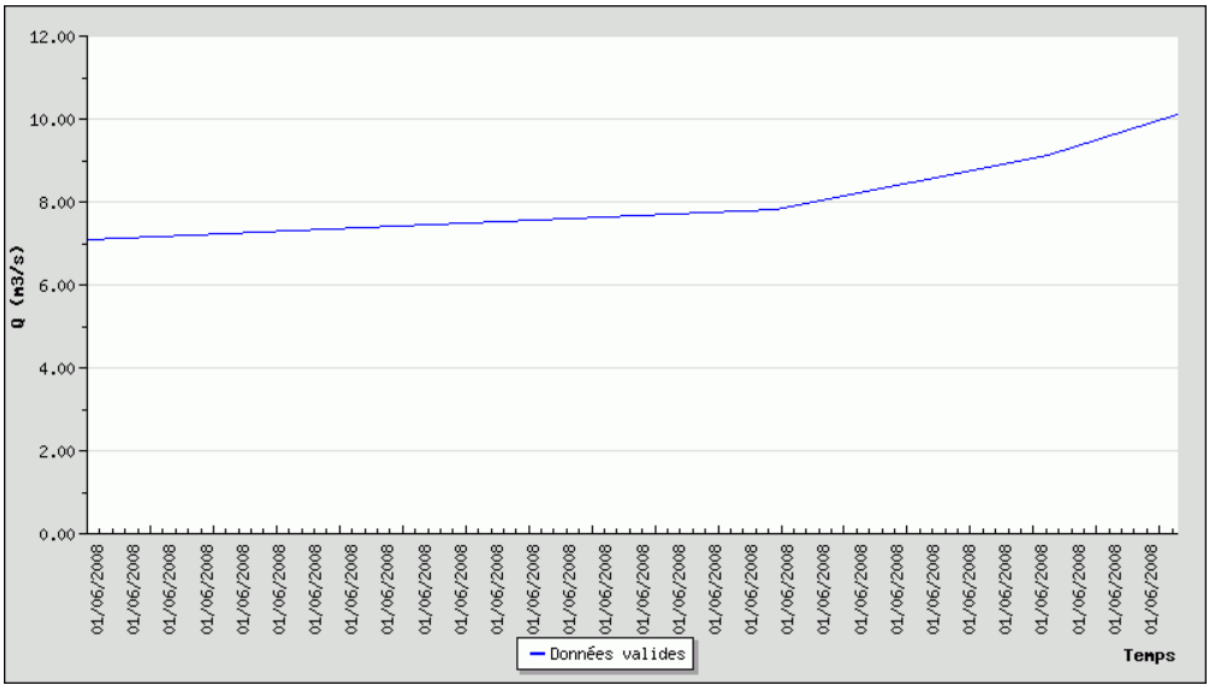


Figure 4-1 : Débits à Nort sur Erdre – Banque hydro 01/06/2008

A cette date les débits à Nort sur Erdre sont de 7,8 m^3/s. Soit un débit équivalent à un débit moyen mensuel de janvier ou février. Les MNT utilisés représentent un niveau d'eau élevé permettant un calcul sécuritaire pour l'onde de rupture. La simulation sera réalisée sur fond sec afin de ne pas surestimer la hauteur d'eau dans les cours d'eau avant l'arrivée de l'onde de rupture.

Le système de projection employé pour l'ensemble de la démarche est la projection Lambert 93.

4.3 CONSTRUCTION DU MODELE

4.3.1 CREATION DU MAILLAGE 2D

Le modèle s'étend de la retenue du barrage de Vioreau incluse à l'ile de Versailles au cœur de Nantes. Il couvre ainsi une superficie de 165,17 km².

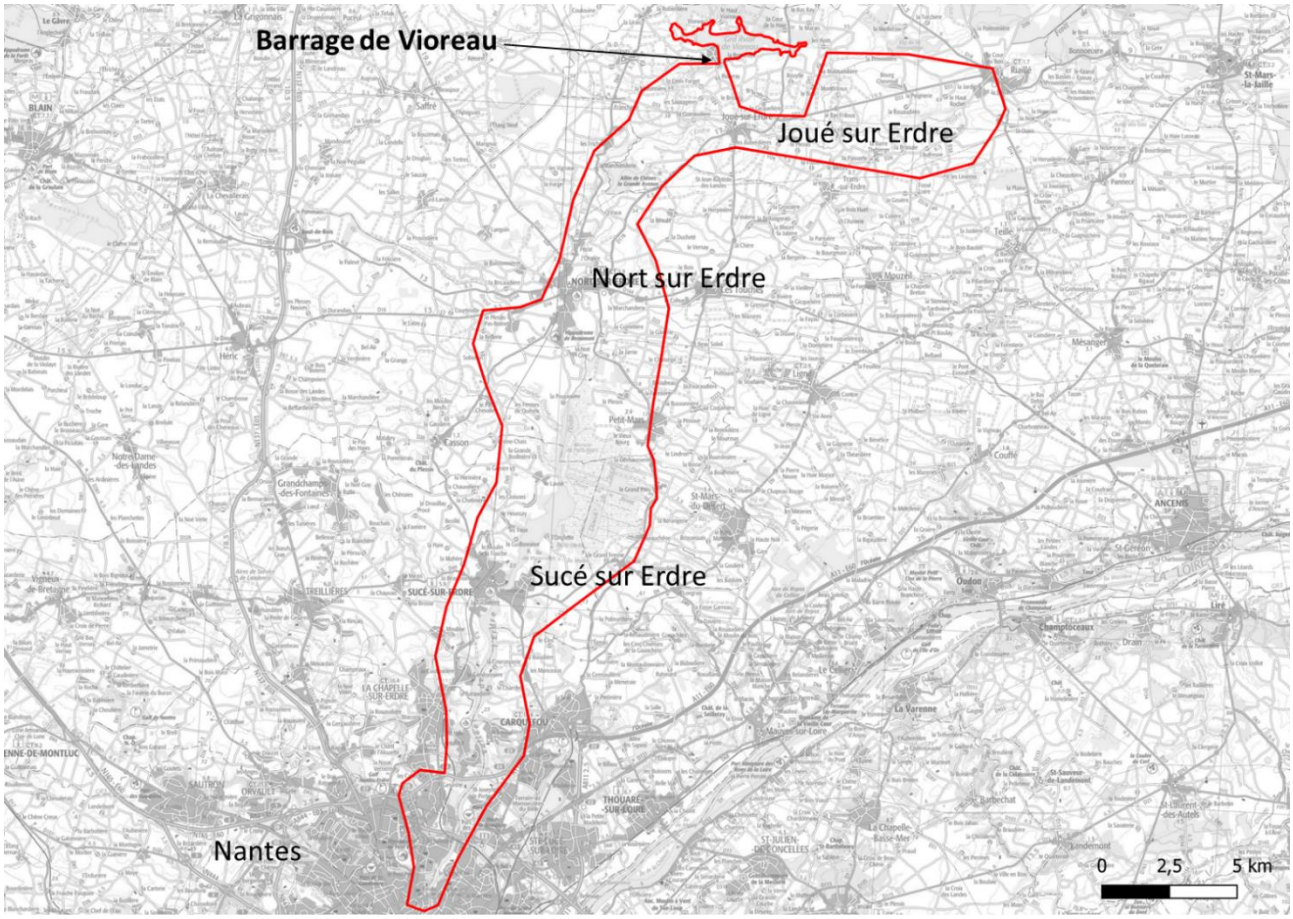


Figure 4-2 : emprise du modèle 2D.

Le maillage est construit à partir d'éléments triangulaires, de différentes tailles en fonction des besoins :

- 20 m de côté dans les cours d'eau et les vallées ;
- 10 m sur les routes et remblais principaux ;
- 5 à 10 m dans la retenue de Vioreau ;
- 50 m sur le reste de l'emprise.

Le nombre total de nœuds est de 133 584, pour près de 263 474 mailles.

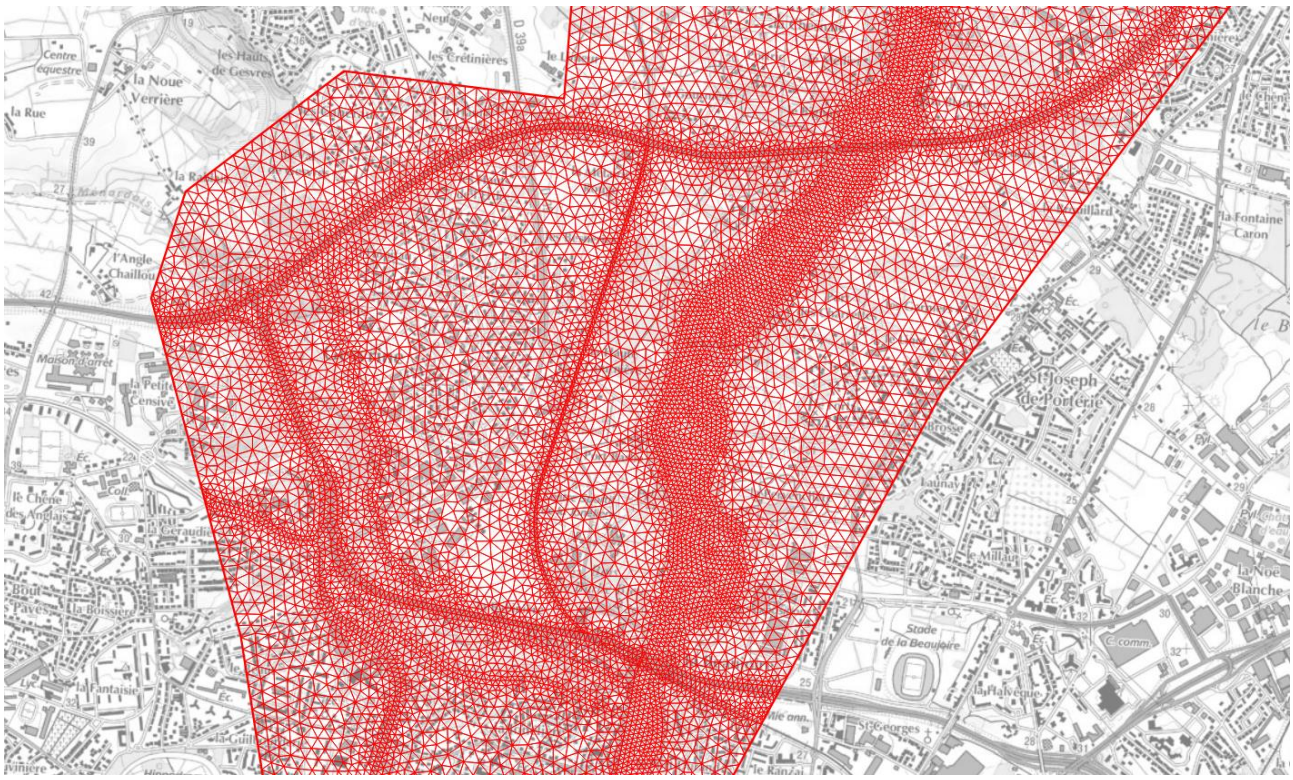


Figure 4-3 : détail du maillage.

4.3.2 DEFINITION DE LA BATHYMETRIE DU MODELE : NIVEAU DE TERRAIN NATUREL

A ce stade, nous disposons d'une grille de calcul (le maillage) construite à partir de lignes et de points insuffisamment denses pour être représentatifs du terrain naturel.

Plusieurs traitements successifs permettent d'affecter à chaque nœud du maillage sa cote de terrain naturel :

- Extraction de l'ensemble des nœuds du maillage sous SIG ;
- Affectation automatique des cotes de terrain naturel avec le MNT ;
- Affectation manuelle et traitements particuliers sur certains nœuds ;
- Export des nœuds sous forme de semis de points ;
- Mise à jour des cotes du modèle sous l'éditeur de projet de FUDAA-PREPRO à partir du semis de points édité.

L'image suivante représente le modèle après l'intégration des données bathymétriques.

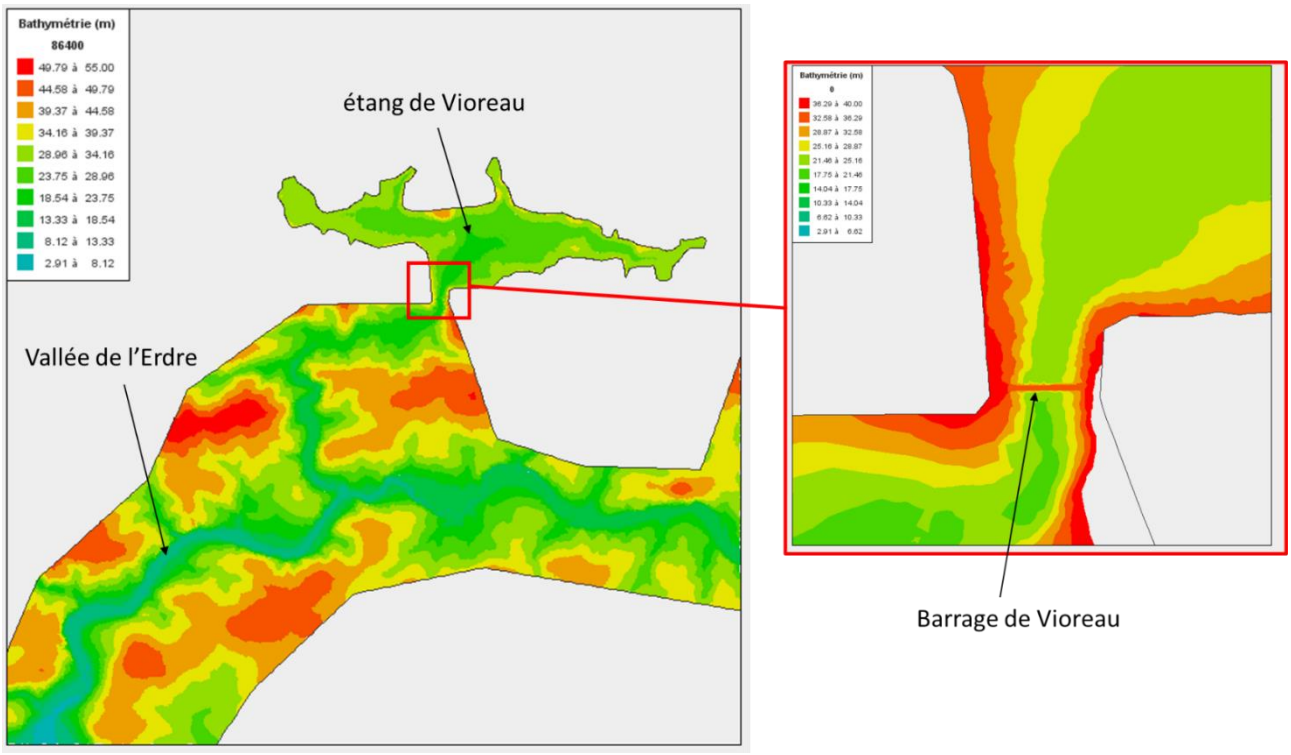


Figure 4-4 : modèle après intégration de la bathymétrie – détail au droit de la retenue de Vioreau

La Figure 4-5 compare la courbe hauteur/volume issue du MNT du modèle TELEMAC 2D et celle établie pour l'AVP :

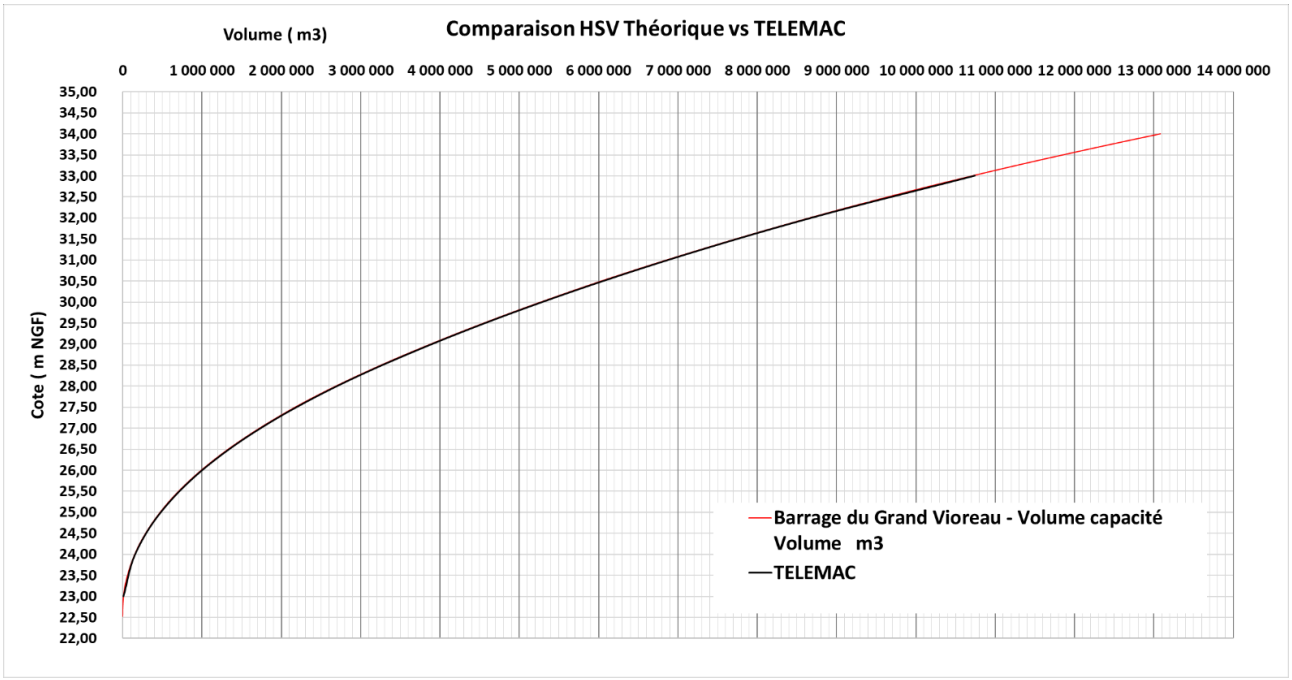


Figure 4-5 : courbe hauteur/volume de la retenue de Vioreau dans le modèle 2D.

L'onde de rupture est simulée pour une cote de 33,40m NGF dans la retenue. Pour ce niveau le volume dans la retenue modélisée est de 11 638 808 m^3. Un écart de 22 832 m^3 est observé par rapport à la courbe théorique, soit une surestimation de 0,2% du volume de la retenue.

4.3.3 CONDITIONS AUX LIMITES

Sur la frontière aval, le débit en sortie de l'Erdre est considéré libre.

A l'amont aucun débit n'est injecté. Choix des coefficients de Strickler

Dans le modèle, le frottement est modélisé par un coefficient de Strickler. Ce coefficient traduit la rugosité du fond. Pour les modèles d'onde de rupture, on retient généralement les valeurs suivantes :

	K_Ref
Retenue de Vioreau	30
Territoires agricoles	25
Forêts	10
Cours d'eau	35
Zones urbaines	10
Routes	40

Tableau 4-1 : coefficients de Strickler retenus.

Les zones urbaines ont un impact sur la propagation de l'onde de submersion, d'autant plus que les villes principales comme Nort sur Erdre, Sucé sur Erdre et Nantes se situent relativement loin de la retenue. Un coefficient de 10 est appliqué sur ces zones.

La figure suivante présente un détail de la répartition des coefficients de Strickler à l'aval du barrage.

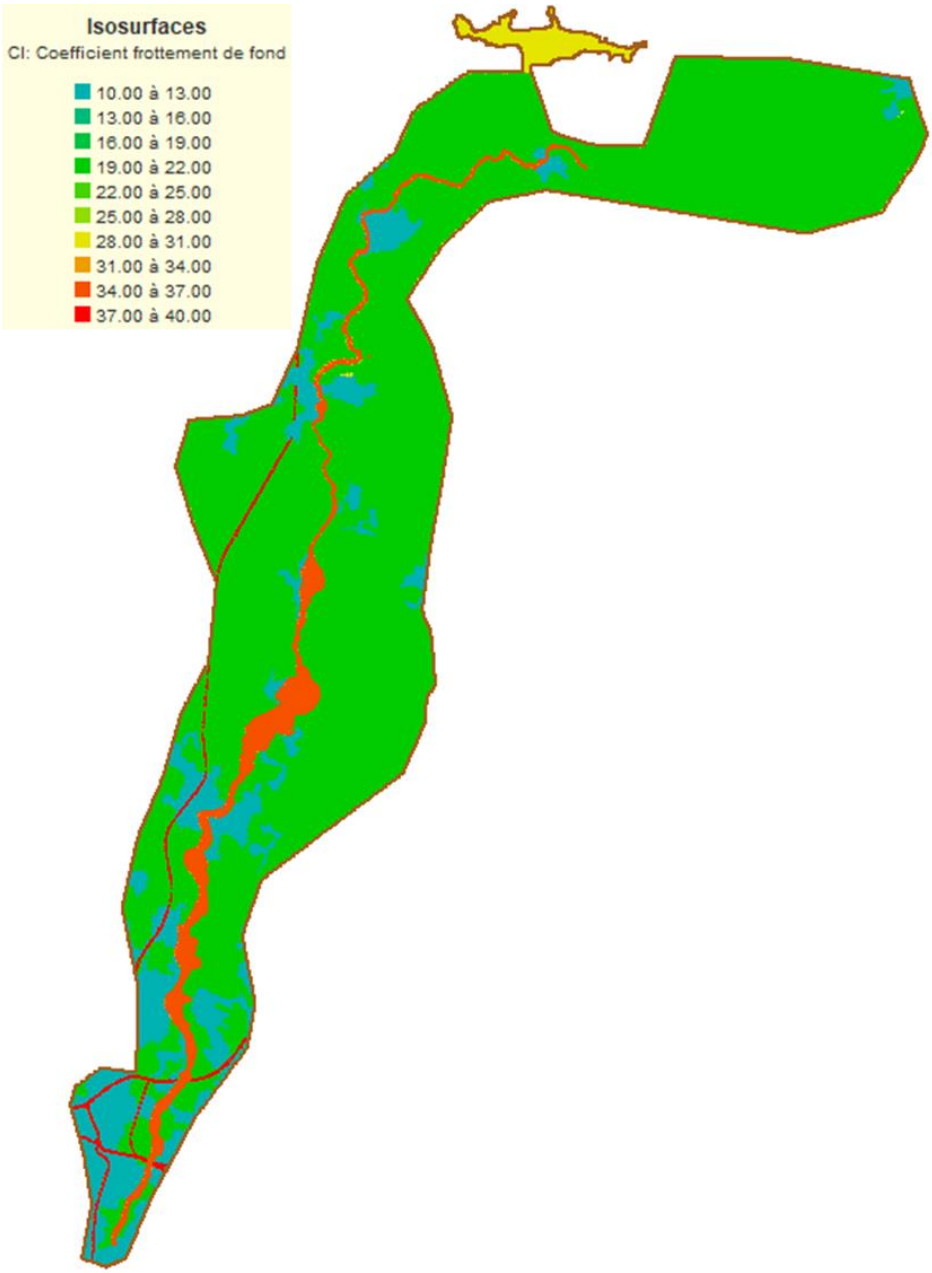


Figure 4-6 : illustration de la répartition des coefficients de Strickler.

4.4 RESULTATS DES SIMULATIONS ET CARTOGRAPHIE

4.4.1 CORRECTIONS APPORTEES AUX RESULTATS DU CALCUL

Les calculs présentés dans ce rapport donnent une évaluation de ce que pourrait être l'onde de submersion en cas de rupture.

Ces calculs sont peu précis : ils dépendent de nombreux paramètres difficiles à calibrer, et utilisent des hypothèses simplificatrices importantes. En aucun cas ces calculs ne doivent être utilisés pour définir les zones qui seraient "épargnées" par une éventuelle rupture.

Les valeurs brutes de modélisation sont les cotes et les hauteurs d'eau maximales atteintes par l'onde, les temps d'arrivée du front d'onde, les débits maximaux atteints.

Afin de se conformer aux recommandations du CTPBOH[1], des valeurs recommandées ont été calculées de la manière suivante à partir des valeurs brutes de modélisation :

- Majoration des hauteurs d'eau maximales de 15 % avec un minimum d'un mètre pour les valeurs de hauteur supérieures ou égales à un mètre. Les hauteurs inférieures à un mètre sont doublées. Les cotes maximales sont majorées en conséquence,
- Minoration des temps de 13 %,
- Les valeurs de vitesses et de débits ne sont pas modifiées.

	Hauteurs d'eau	Débit	Vitesse	Temps
Hauteurs > 1 m	Majoration par max(1 m ; 15 %)	Majoration de 15% à l'aval de Nort sur Erdre	Inchangée	Minoration de 13 %
Hauteurs < 1 m	Inchangées	Majoration de 15% à l'aval de Nort sur Erdre	Inchangée	Minoration de 13 %

Tableau 4-2 : Synthèse des corrections apportées aux valeurs brutes de modélisation

4.4.2 RESULTATS

La figure suivante illustre la propagation de l'hydrogramme de rupture et l'atténuation du débit de pointe d'amont en aval.

[1] Comité Technique Permanent des Barrages et des Ouvrages Hydrauliques

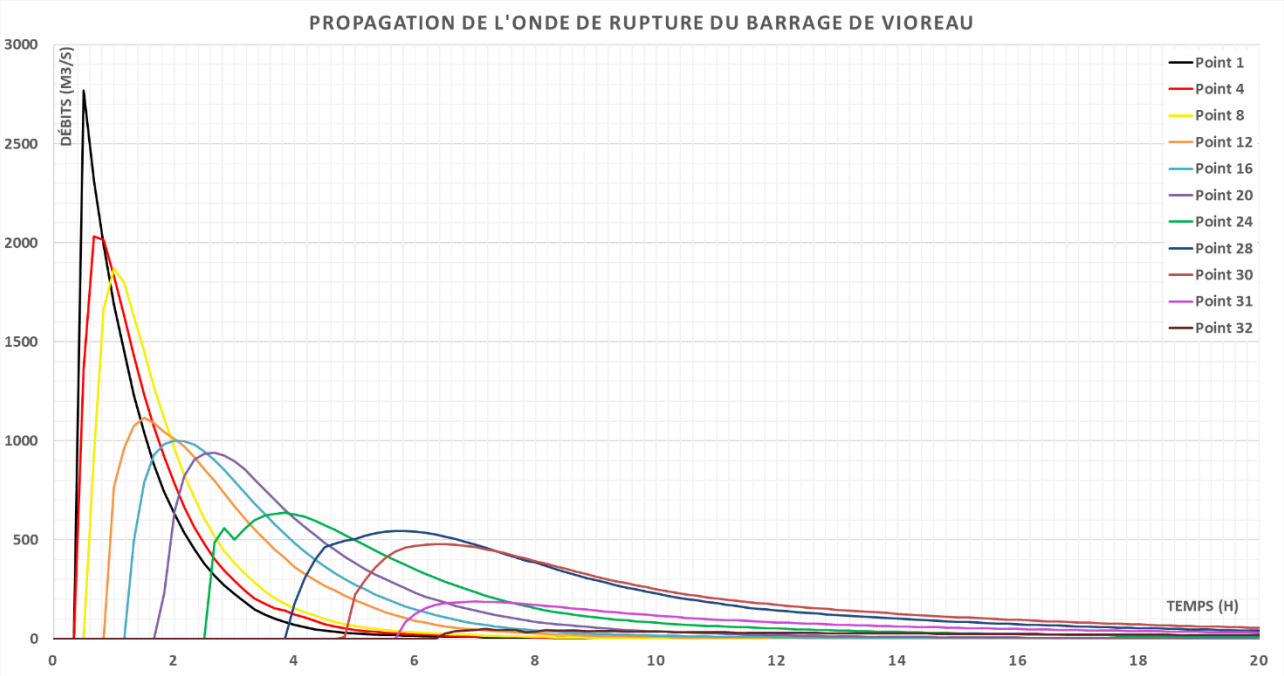


Figure 4-7 : propagation de l'hydrogramme de rupture.

Le tableau suivant détaille les résultats du scénario par point de mesure :

Points	T Arrivée onde de rupture (h :mn)	T Maximum onde de rupture (h :mn)	Hauteur max (m)	Surface libre max (m NGF)	Débits max (m3/s)
1	0:00	0:03	7,1	27,8	2943
2	0:02	0:22	7,9	27,5	2208
3	0:04	0:23	8,2	27,2	2088
4	0:05	0:26	7,4	26,3	2033
5	0:08	0:33	7,5	24,8	1942
6	0:10	0:33	7,9	24,6	1861
7	0:13	0:37	7,0	22,3	1891
8	0:13	0:37	7,9	22,1	1870
9	0:17	0:38	6,0	20,5	1825
10	0:19	0:39	6,2	19,6	1807
11	0:21	1:00	7,4	17,8	1173
11bis	0:34	1:19	3,3	17,8	380
11ter	1:01	1:41	1,8	17,6	117
12	0:26	1:16	6,3	16,7	1116
13	0:30	1:22	6,8	16,3	1057
14	0:36	1:30	6,2	15,7	1042
15	0:42	1:33	6,2	15,0	1002
16	0:46	1:37	4,8	14,4	999
17	0:52	1:38	4,5	13,7	1037
18	1:03	1:57	3,6	11,3	980
19	1:06	1:58	3,7	11,1	834
20	1:16	2:09	3,8	9,9	941
21	1:21	2:14	3,6	9,5	940
22	1:29	2:59	3,7	9,1	872
23	1:37	3:12	3,1	8,8	845
24	1:53	3:13	4,1	8,7	636
25	2:01	3:14	4,1	8,6	735
26	2:19	4:46	2,4	7,0	785
27	2:44	4:52	2,3	6,9	549
28	3:11	4:55	2,1	6,7	546
29	3:37	5:13	1,3	6,0	495
30	4:03	5:39	1,1	5,6	479
31	4:38	5:56	0,8	5,3	188
32	5:13	7:41	0,5	5,0	52
33	6:14	20:35	0,3	4,7	28

Tableau 4-3 : Résultats de l'onde de rupture

La propagation de l'onde de rupture sur le Baillou est très rapide. Les hauteurs d'eau sont très importantes dans toute la vallée, souvent au-delà de 7 m. L'onde atteint la confluence avec l'Erdre au bout de 21 minutes.

Un premier amortissement de l'onde de rupture est observé au niveau de la confluence avec l'Erdre. A ce niveau une partie des débits remonte dans un premier temps vers la ville de Joué-sur-Erdre. A ce stade les débits observés sont deux fois moins importants qu'au droit de l'ouvrage.

La propagation jusqu'à Nort-sur-Erdre se fait en 2 heures. Les venues d'eau se concentrent dans la vallée de l'Erdre avec des hauteurs d'eau maximales d'environ 4 m.

La remontée de l'onde de rupture sur l'Erdre ralentie fortement les vitesses. La commune de Joué sur Erdre est impactée 34 minutes après la brèche sur le barrage de Vioreau. Le pic de l'onde arrive 1h19 après l'évènement et génère des hauteurs d'eau maximales de 3,3m. Au maximum de la crue toutes les habitations sous la cote 17,8m NGF sont inondées. A l'aval de Nort-sur-Erdre, l'altimétrie basse de la vallée génère un étalement spatial de l'onde de rupture. Les temps de propagations de l'onde de rupture diminuent.

Au point 31, l'onde de rupture atteint les marais de l'Erdre. Cette zone de plus de 1 000 hectares constitue un vaste secteur de stockage. Un volume de 8 300 000 m^3 vient se stoker dans les marais, soit 71% du volume d'eau dans la retenue de Vioreau au moment de la rupture.

L'effet tampon du marais freine fortement l'onde de rupture. Les débits passant de 700 m3/s à l'aval de Nort-sur-Erdre à 25 m3/s à l'aval du marais.

4.4.3 SYNTHESE

L'onde de rupture du barrage de Vioreau s'amortit assez rapidement : le débit de pointe est diminué de plus de 50 % sur les 3 premiers kilomètres environ (confluence entre l'Erdre et le Baillou).

Les marais de l'Erdre jouent un rôle tampon stoppant l'onde de rupture en récupérant 71% des volumes d'eau stockés dans la retenue.

Les villes de Joué et Nort sur Erdre sont les plus touchées. La ville de Nantes n'est pas impactée par l'onde de rupture.

4.4.4 ANALYSE DES ECARTS AVEC L'ONR DE SAFEGE

Le tableau suivant compare les temps de propagation entre l'onde de rupture réalisée dans la précédente Etude de dangers par Safège et celle réalisée pour la présente EDD.

Points	T Arrivée onde de rupture ISL (h)	T Arrivée onde de rupture SAFEGE (h)
1	0:00	00:01
2	0:02	00:02
3	0:04	00:04
4	0:05	00:05
5	0:08	00:08
6	0:10	00:09
7	0:13	00:14
8	0:13	00:16
9	0:17	00:19
10	0:19	00:21
11	0:21	00:22
11bis	0:34	/
11ter	1:01	/
12	0:26	00:24
13	0:30	00:25
14	0:36	00:34
15	0:42	00:39
16	0:46	00:45
17	0:52	00:55
18	1:03	01:03
19	1:06	01:05
20	1:16	01:09
21	1:21	01:14
22	1:29	01:31
23	1:37	01:45
24	1:53	01:57
25	2:01	02:07
26	2:19	02:13
27	2:44	02:36
28	3:11	02:44
29	3:37	02:58
30	4:03	03:08
31	4:38	03:11
32	5:13	03:35
33	6:14	03:47
34	8:24	04:15
35	10:26	04:27
36	12:28	04:42
37	15:04	04:59
38	17:15	05:08

Tableau 4-4 : Comparaison des temps de propagation ONR ISL 2021-SAFEGE 2019

Les temps de simulations sont similaires jusqu'à la ville de Nort sur Erdre. Sur toute cette section, l'onde de rupture se canalise dans la vallée de l'Erdre. La modélisation 1D HEC-RAS de Safège et la modélisation 2D TELEMAC d'ISL sont similaires.

A l'aval de Nort sur Erdre, l'altimétrie des terrains permet à l'onde de rupture de s'étaler spatialement. Les modélisations 1D HEC-RAS présentent des limites dans ces conditions en n'intégrant pas cet étalement. L'effet tampon des marais de l'Erdre n'est donc pas intégré, justifiant les écarts avec la modélisation TELEMAC 2D réalisée par ISL.

Pour rappel les marais de l'Erdre jouent un rôle tampon stoppant l'onde de rupture en récupérant 71% des volumes d'eau stockés dans la retenue.

4.5 ANALYSE DES ENJEUX IMPACTES

4.5.1 SECTEURS HABITES

Les secteurs habités touchés sont identifiés sur le SCAN25® de l'IGN. Ils se situent tous dans la vallée de l'Erdre, entre Joué sur Erdre et Nantes. Les principales communes concernées sont :

- Joué sur Erdre ;
- Nort sur Erdre ;
- Sucé sur Erdre ;
- Nantes ;

La quasi-totalité des enjeux touchés sont situés en amont des marais de l'Erdre.

Les bâtiments situés dans l'emprise de l'onde de rupture sont représentés en rouge sur les cartographies de l'événement.

4.5.2 VOIRIES IMPACTEES

La voie départementale D 33 entre Franchaud et Joué sur Erdre et la voie D164 dans le centre de Nort sur Erdre sont noyées sous plus de 2 m d'eau.

Les voies départementales D69 et D178 sont elles-aussi noyée sous plus de 1 m d'eau.

Plusieurs voies communales le long de la vallée et dans les bourgs traversés par l'onde de rupture sont inondées.

4.5.3 SYNTHESE

Le tableau suivant synthétise et localise les enjeux impactés par l'onde de rupture. Pour chaque zone identifiée, sont précisés :

- Le nombre de bâtiments touchés
- La taille du ménage à partir des données de l'INSEE
- La population estimée
- Le temps d'arrivée de l'onde de rupture

556 personnes sont impactées par l'onde de rupture dans l'heure d'après la création de la brèche dans le barrage de Vioreau.

En considérant la cinétique lente (temps d'arrivée >1h), l'estimation définit la population impactée par l'onde de rupture à 4 757 personnes.

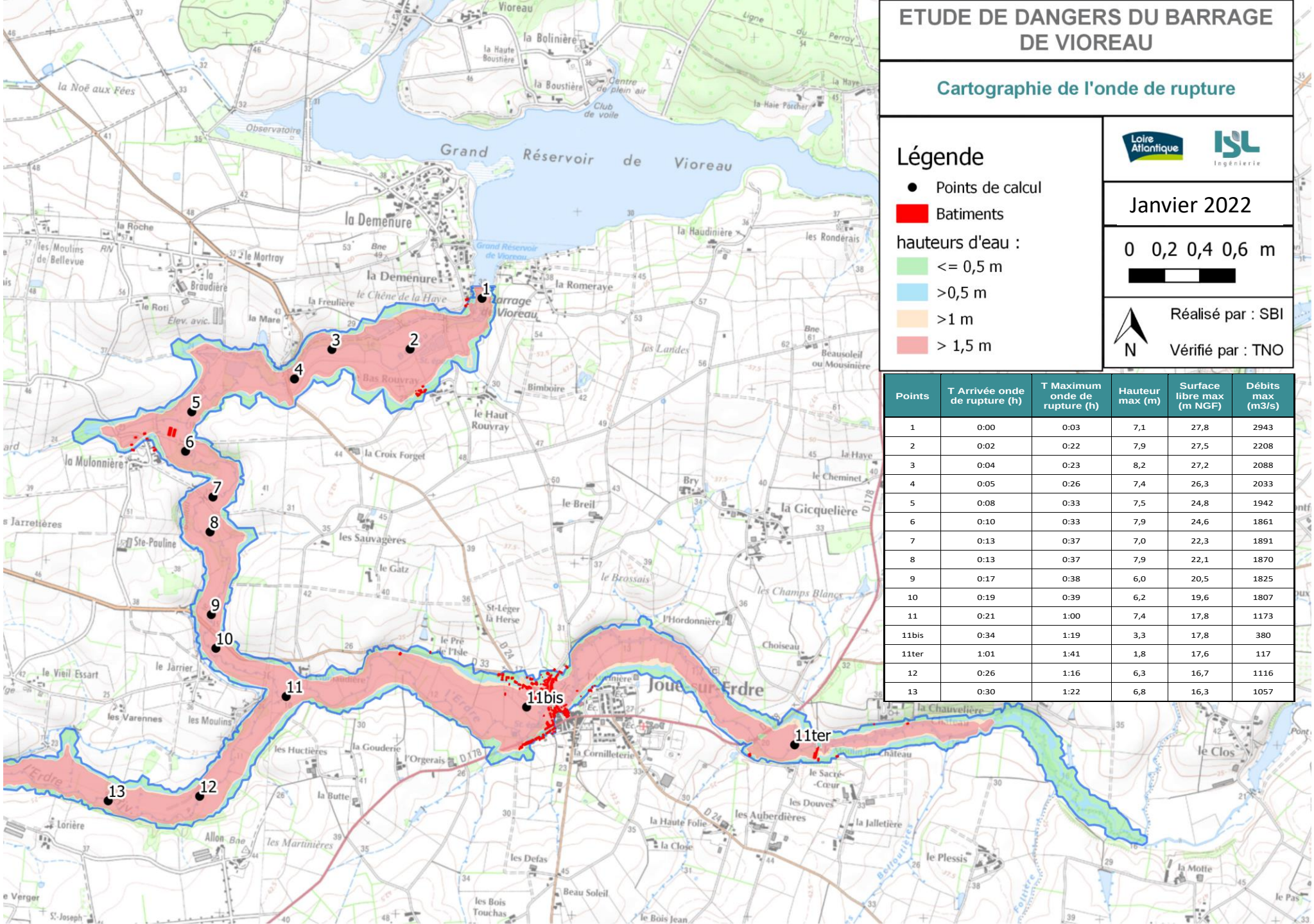
Nota : Le calcul des enjeux impactés se base sur l'ensemble des éléments de la couche cadastrale du bâti (bâti léger et bâti dur) : hypothèse sécurisante pour l'estimation de la population potentiellement impactée.

Code INSEE	Commune	Type	Nombre de bati	Taille du ménage	Population estimée	Temps d'arrivée (h)	Population	
							Cinétique rapide	Cinétique lente
44077	Joué-sur-Erdre	Bâti	214	2,6	556,4	<1	556	
44110	Nort-sur-Erdre	Bâti	875	2,46	2152,5	>1		2152
		Mairie, Ecole élémentaire publique la Sablonnaie, école maternelle, lycée professionnel de l'Erdre, école maternelle et primaire sainte Jeanne d'Arc, Camping du Port Mulon, collège Isabelle Autissier			2370	>1		2370
44122	Petit-Mars	Bâti	4	2,7	10,8	>1		11
44201	Sucé sur Erdre	Bâti	64	2,52	161,28	>1		161,
44026	Carquefou	Bâti	2	2,25	4,5	>1		5
44035	La Chapelle sur Erdre	Bâti	2	2,37	4,74	>1		5,
44109	Nantes	Bâti	19	1,86	35,34	>1		35,
44179	Saint Mars du désert	Bâti	7	2,61	18,27	>1		18,
Total			1187		5313,83		**556**	**4757**

Tableau 4-5 : Population impactée par l'onde de rupture du barrage de Vioreau

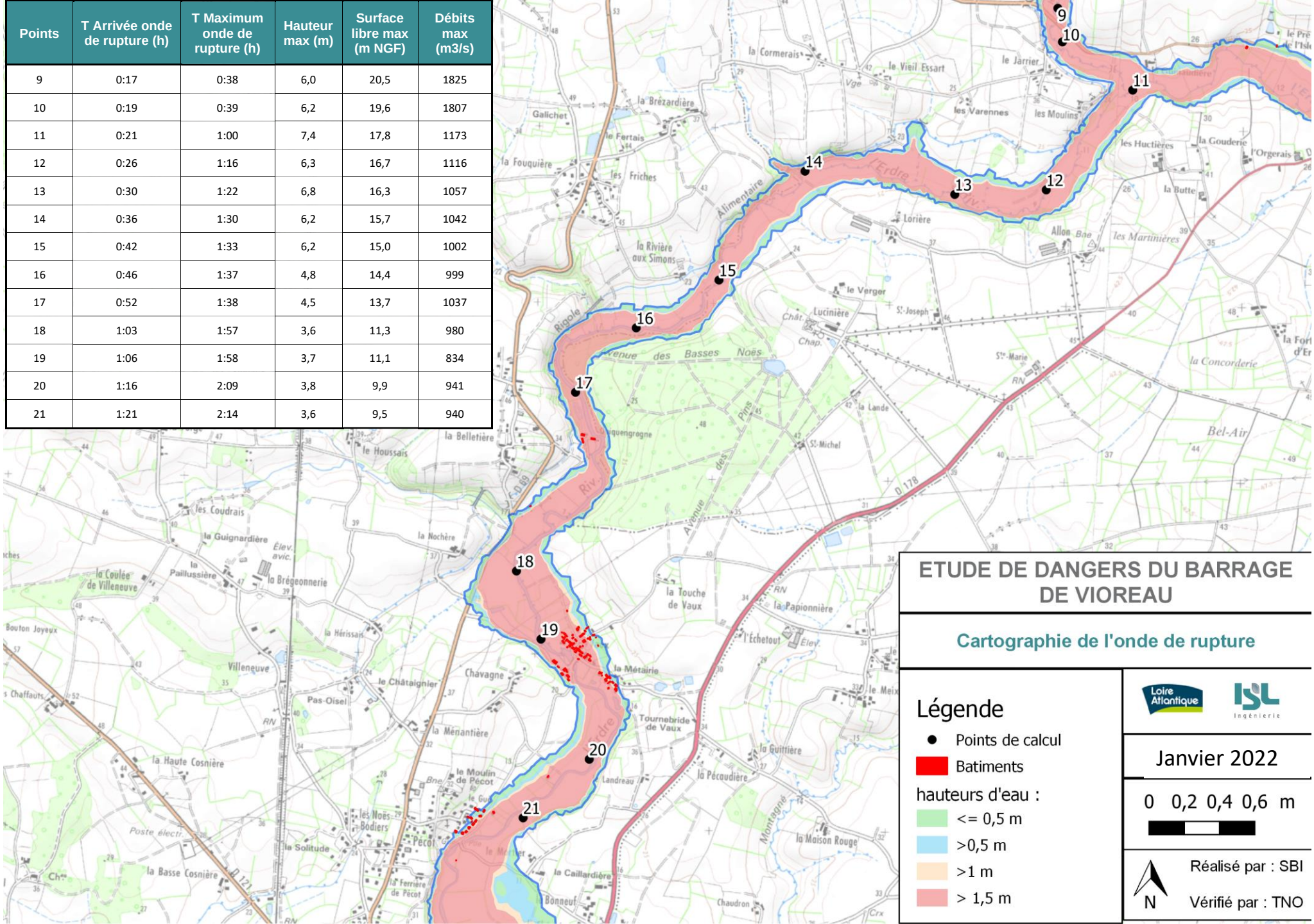
ETUDE DE DANGERS DU BARRAGE DE VIOREAU

Cartographie de l'onde de rupture



Points	T Arrivée onde de rupture (h)	T Maximum onde de rupture (h)	Hauteur max (m)	Surface libre max (m NGF)	Débits max (m3/s)
1	0:00	0:03	7,1	27,8	2943
2	0:02	0:22	7,9	27,5	2208
3	0:04	0:23	8,2	27,2	2088
4	0:05	0:26	7,4	26,3	2033
5	0:08	0:33	7,5	24,8	1942
6	0:10	0:33	7,9	24,6	1861
7	0:13	0:37	7,0	22,3	1891
8	0:13	0:37	7,9	22,1	1870
9	0:17	0:38	6,0	20,5	1825
10	0:19	0:39	6,2	19,6	1807
11	0:21	1:00	7,4	17,8	1173
11bis	0:34	1:19	3,3	17,8	380
11ter	1:01	1:41	1,8	17,6	117
12	0:26	1:16	6,3	16,7	1116
13	0:30	1:22	6,8	16,3	1057

Points	T Arrivée onde de rupture (h)	T Maximum onde de rupture (h)	Hauteur max (m)	Surface libre max (m NGF)	Débits max (m3/s)
9	0:17	0:38	6,0	20,5	1825
10	0:19	0:39	6,2	19,6	1807
11	0:21	1:00	7,4	17,8	1173
12	0:26	1:16	6,3	16,7	1116
13	0:30	1:22	6,8	16,3	1057
14	0:36	1:30	6,2	15,7	1042
15	0:42	1:33	6,2	15,0	1002
16	0:46	1:37	4,8	14,4	999
17	0:52	1:38	4,5	13,7	1037
18	1:03	1:57	3,6	11,3	980
19	1:06	1:58	3,7	11,1	834
20	1:16	2:09	3,8	9,9	941
21	1:21	2:14	3,6	9,5	940



ETUDE DE DANGERS DU BARRAGE DE VIOREAU

Cartographie de l'onde de rupture

Légende

- Points de calcul
- Batiments

hauteurs d'eau :

- <= 0,5 m
- >0,5 m
- >1 m
- > 1,5 m

Janvier 2022

0 0,2 0,4 0,6 m

N

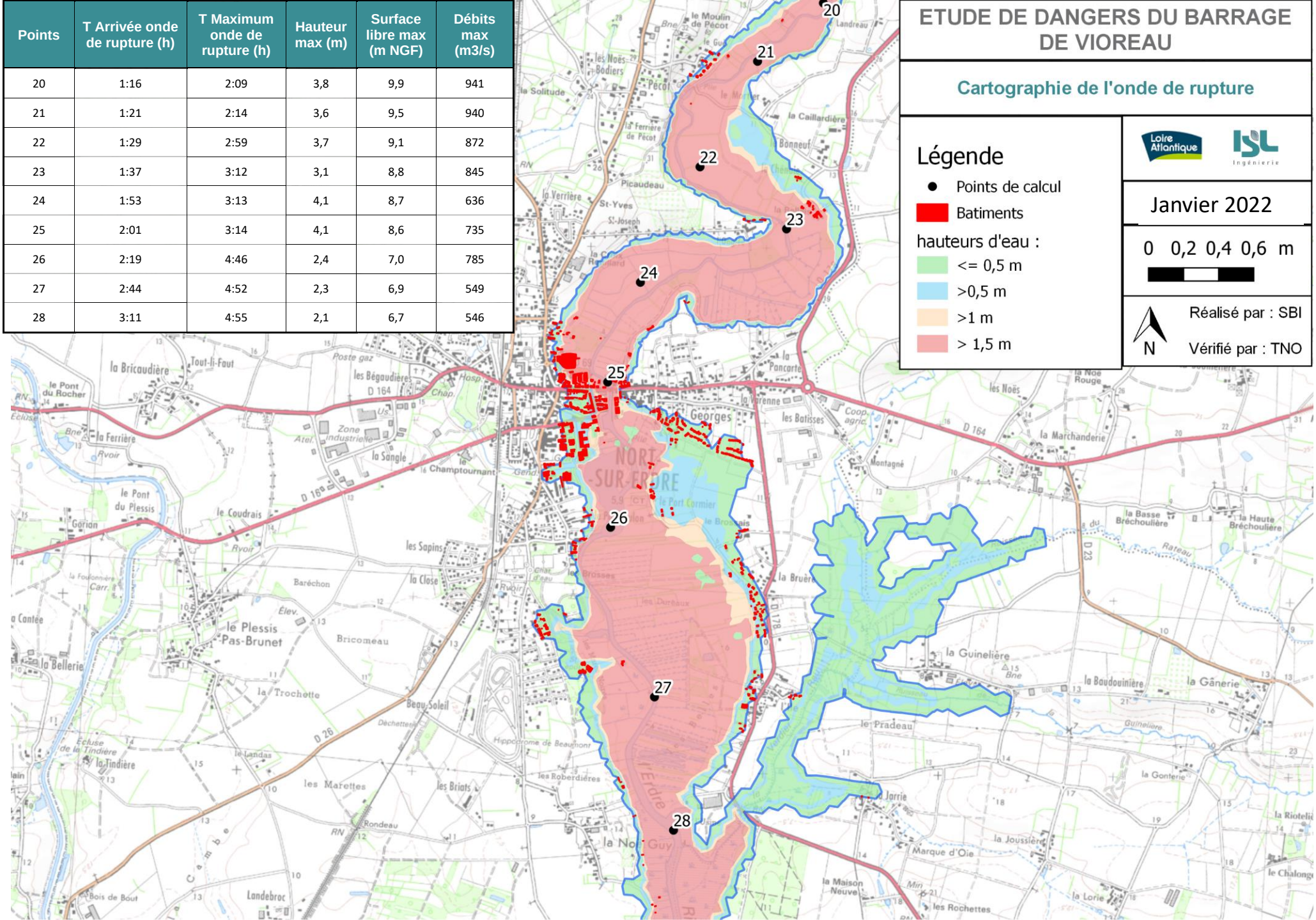
Réalisé par : SBI

Vérifié par : TNO

Points	T Arrivée onde de rupture (h)	T Maximum onde de rupture (h)	Hauteur max (m)	Surface libre max (m NGF)	Débits max (m3/s)
20	1:16	2:09	3,8	9,9	941
21	1:21	2:14	3,6	9,5	940
22	1:29	2:59	3,7	9,1	872
23	1:37	3:12	3,1	8,8	845
24	1:53	3:13	4,1	8,7	636
25	2:01	3:14	4,1	8,6	735
26	2:19	4:46	2,4	7,0	785
27	2:44	4:52	2,3	6,9	549
28	3:11	4:55	2,1	6,7	546

ETUDE DE DANGERS DU BARRAGE DE VIOREAU

Cartographie de l'onde de rupture



Janvier 2022

0 0,2 0,4 0,6 m

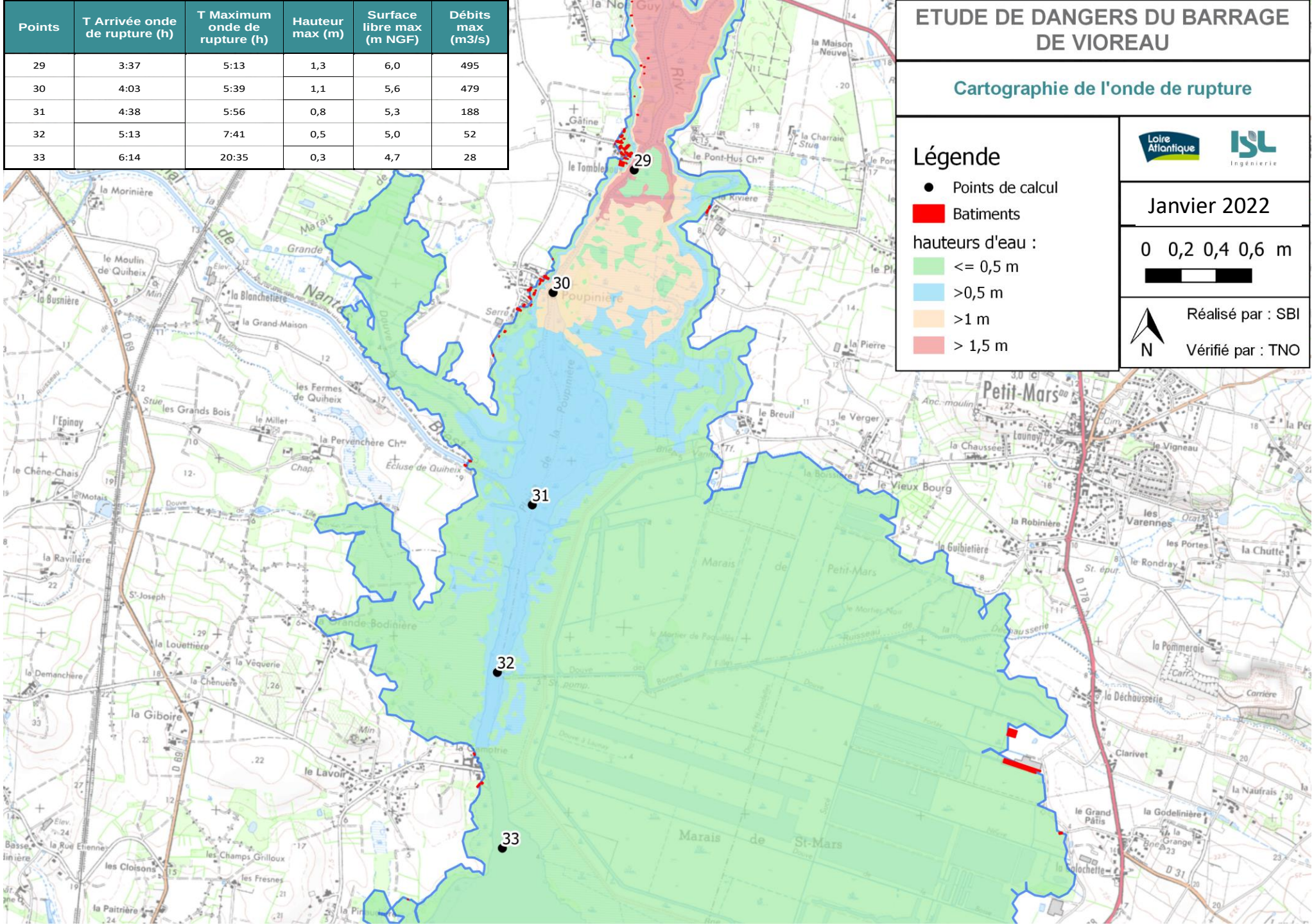
Réalisé par : SBI

Vérifié par : TNO

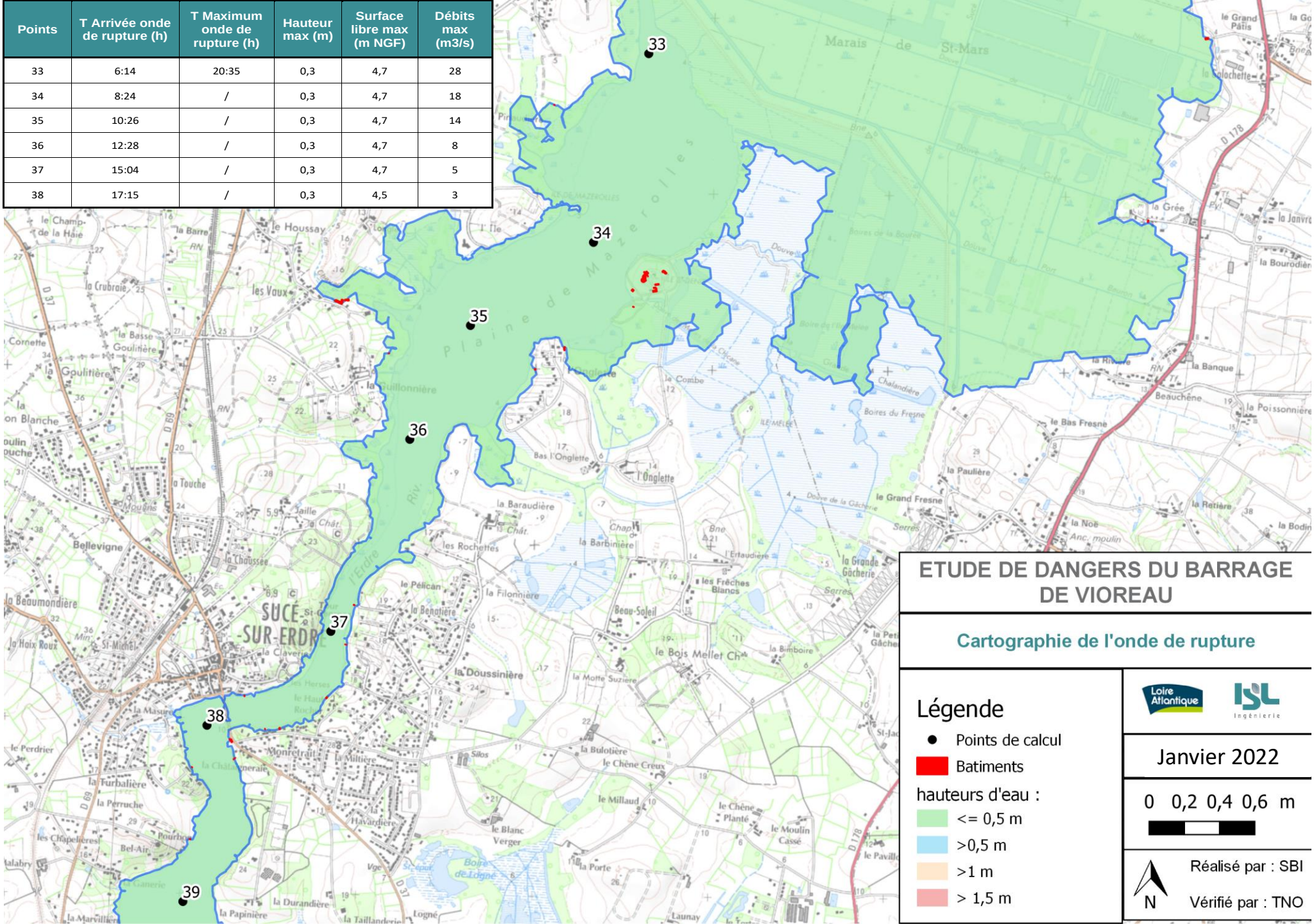
Points	T Arrivée onde de rupture (h)	T Maximum onde de rupture (h)	Hauteur max (m)	Surface libre max (m NGF)	Débits max (m3/s)
29	3:37	5:13	1,3	6,0	495
30	4:03	5:39	1,1	5,6	479
31	4:38	5:56	0,8	5,3	188
32	5:13	7:41	0,5	5,0	52
33	6:14	20:35	0,3	4,7	28

ETUDE DE DANGERS DU BARRAGE DE VIOREAU

Cartographie de l'onde de rupture



Points	T Arrivée onde de rupture (h)	T Maximum onde de rupture (h)	Hauteur max (m)	Surface libre max (m NGF)	Débits max (m3/s)
33	6:14	20:35	0,3	4,7	28
34	8:24	/	0,3	4,7	18
35	10:26	/	0,3	4,7	14
36	12:28	/	0,3	4,7	8
37	15:04	/	0,3	4,7	5
38	17:15	/	0,3	4,5	3



ETUDE DE DANGERS DU BARRAGE DE VIOREAU

Cartographie de l'onde de rupture

Légende

- Points de calcul
- Batiments

hauteurs d'eau :

- <= 0,5 m
- >0,5 m
- >1 m
- > 1,5 m

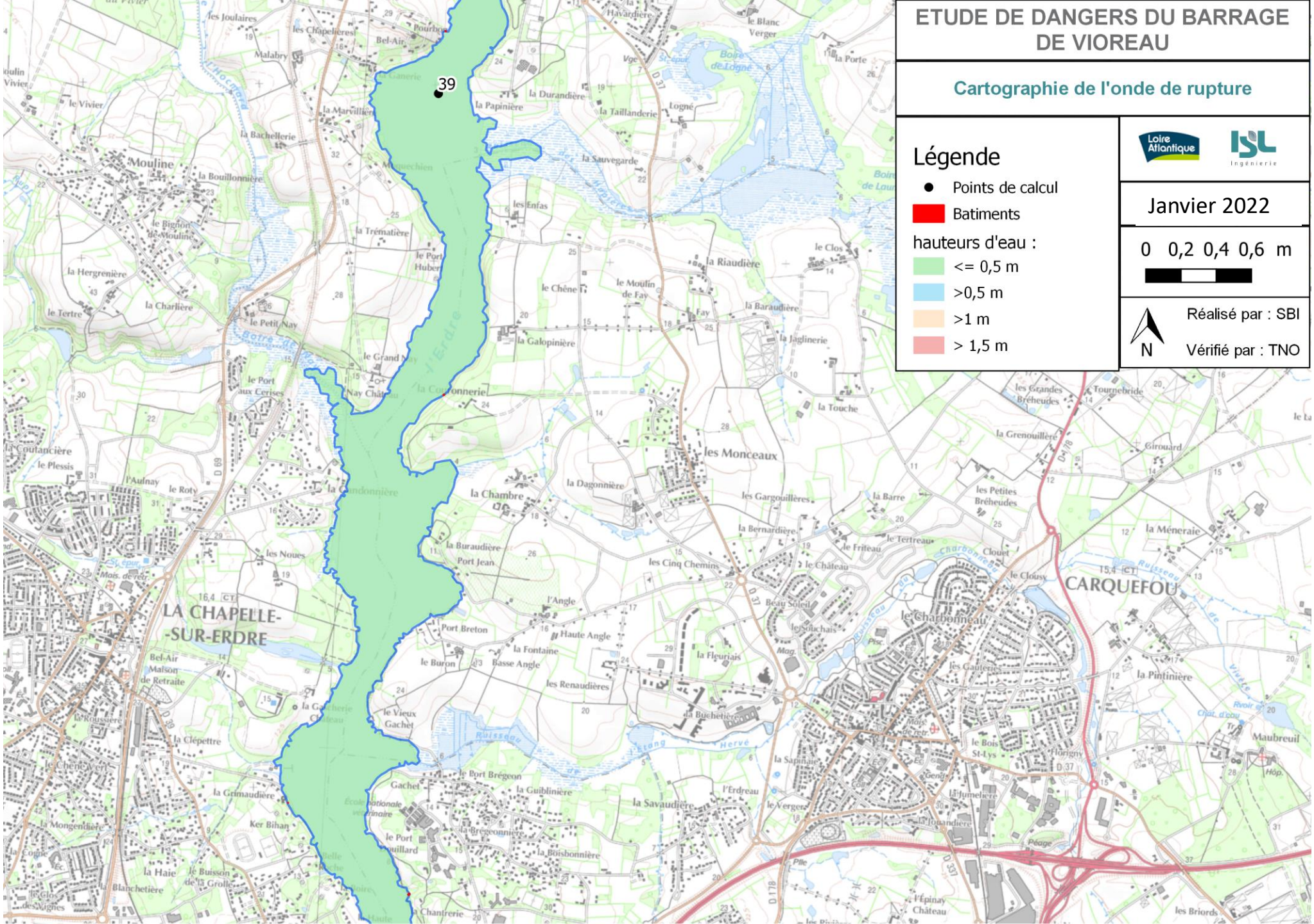
Janvier 2022

0 0,2 0,4 0,6 m

N

Réalisé par : SBI

Vérifié par : TNO


ETUDE DE DANGERS DU BARRAGE DE VIOREAU
Cartographie de l'onde de rupture
Légende
Points de calcul
Batiments
hauteurs d'eau :
<= 0,5 m
>0,5 m
>1 m
> 1,5 m
Janvier 2022
0 0,2 0,4 0,6 m
N
Réalisé par : SBI
Vérifié par : TNO
39
LA CHAPELLE-SUR-ERDRE
CARQUEFOU

ETUDE DE DANGERS DU BARRAGE DE VIOREAU

Cartographie de l'onde de rupture

Légende

- Points de calcul
- Batiments

hauteurs d'eau :

- <= 0,5 m
- >0,5 m
- >1 m
- > 1,5 m

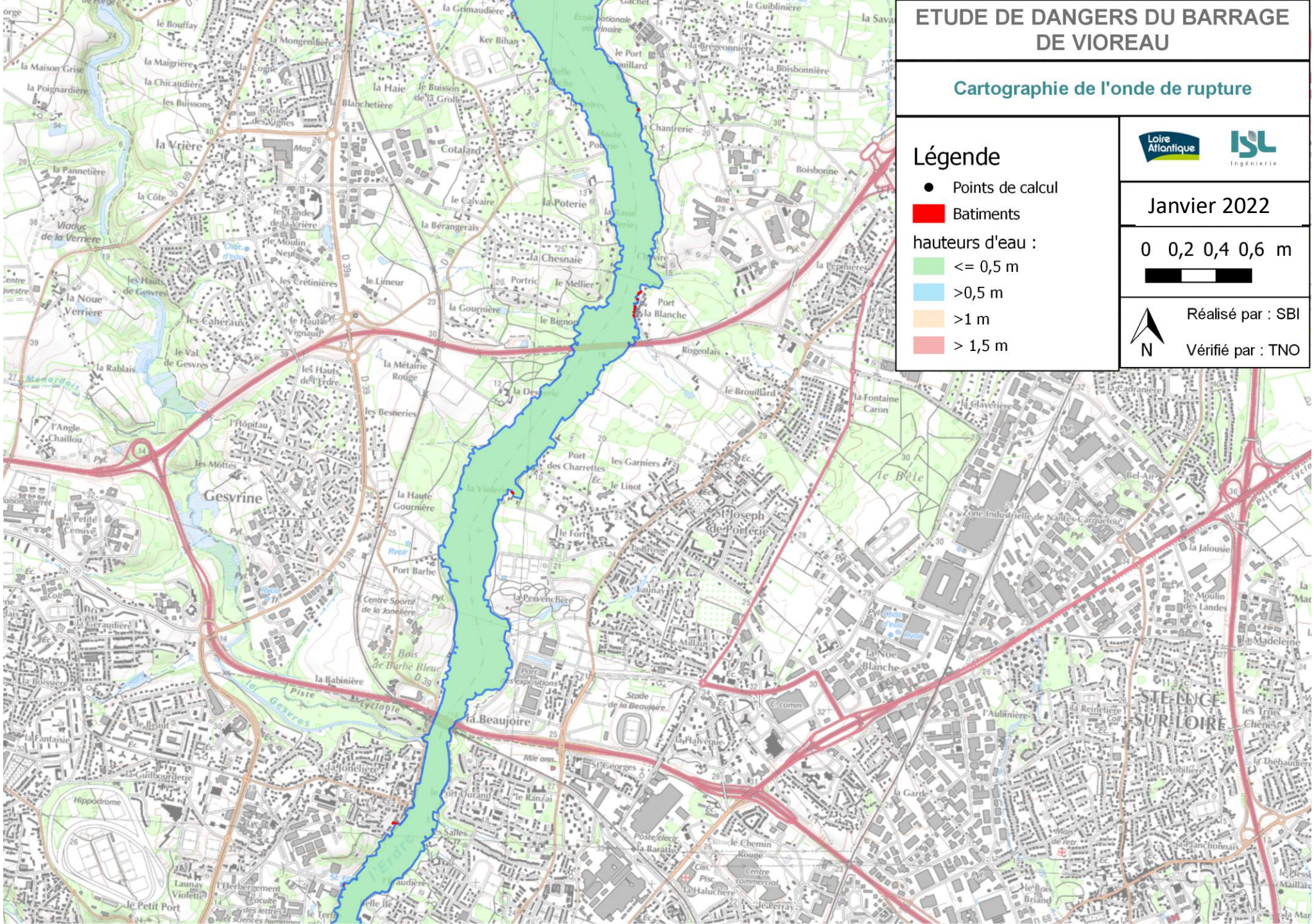
Janvier 2022

0 0,2 0,4 0,6 m

N

Réalisé par : SBI

Vérifié par : TNO



ETUDE DE DANGERS DU BARRAGE DE VIOREAU

Cartographie de l'onde de rupture

