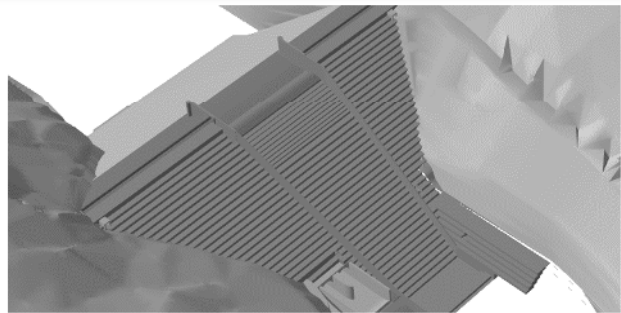




SÉCURISATION DU COMPLEXE HYDRAULIQUE FORMÉ PAR LES BARRAGES DE SAINTE-CÉCILE D'ANDORGE ET DES CAMBOUS

Pièce 8b

DOSSIER D'AUTORISATION ENVIRONNEMENTALE



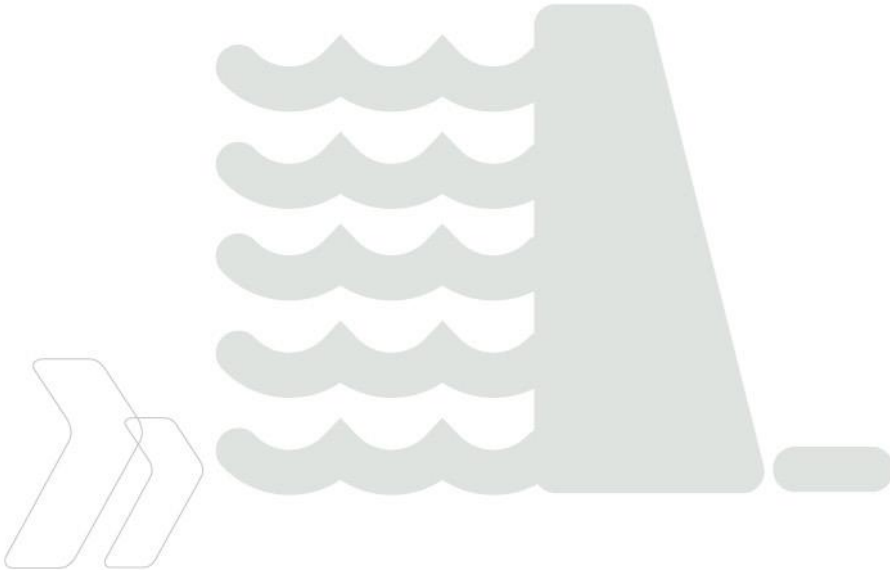
CHANGER LE SENS
DE VOTRE QUOTIDIEN

GARD.FR

Barrage de Sainte-Cécile d'Andorge
Étude de dangers (EDD) au titre de la rubrique 3.2.5.0



Barrages



SECURISATION DU COMPLEXE HYDRAULIQUE FORME
PAR LES BARRAGES DE SAINTE CECILE D'ANDORGE ET
DES CAMBOUS

Etude de danger après travaux :
Résumé non technique

+

GARD
3.0
Département

Rapport n° : 19F-148-RM-32
Révision n° : A
Date : 14/06/2023

Votre contact :
Akim SALMI
salmi@isl.fr

Rapport



ISL Ingénierie SAS - MONTPELLIER
65 rue Clément Ader
34170 - Castelnau-le-Lez
FRANCE
Tel. : +33.4.67.54.51.88
Fax : +33.1.40.34.63.36

www.isl.fr



Visa

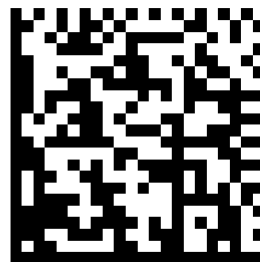
Document verrouillé du 14/06/2023.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	14/06/2023	ASA	OMU	ASA	

ASA : SALMI Akim

OMU : MUNOZ Olivier

Rapport ISL
19F-148-RM-32
Revision A
Sécurisation du complexe hydraulique formé par
<http://www.isl.fr/r.php?c=237522>



SOMMAIRE

1	RUBRIQUE 1 : RENSEIGNEMENTS ADMINISTRATIFS	1
2	RUBRIQUE 2 : OBJET DE L'ETUDE	1
3	RUBRIQUE 3 : ANALYSE FONCTIONNELLE DE L'OUVRAGE ET DE SON ENVIRONNEMENT	2
3.1	ELEMENTS DE SECURITE PROPRES AU BARRAGE EXISTANT	2
3.2	ÉLÉMENTS DE SECURITE SPECIFIQUES AU PROJET	2
4	RUBRIQUE 4 : PRESENTATION DE LA POLITIQUE DE PREVENTION DES ACCIDENTS MAJEURS ET DU SYSTEME DE GESTION DE LA SECURITE (SGS)	3
5	RUBRIQUE 5 : DIAGNOSTIC EXHAUSTIF DE L'ETAT ET BILAN DE CONCEPTION, DE COMPORTEMENT ET D'ETAT DES OUVRAGES	3
5.1	DIAGNOSTIC EXHAUSTIF	3
5.2	MODES DE RUPTURE AYANT FAIT L'OBJET D'UNE VERIFICATION PAR LE CALCUL	4
5.3	BILAN DE CONCEPTION	4
6	RUBRIQUE 6 : CARACTERISATION DES ALEAS NATURELS	5
7	RUBRIQUE 7 : ETUDE ACCIDENTOLOGIQUE ET RETOUR D'EXPERIENCE	5
7.1	CAS GENERAL DES BARRAGE EN ENROCHEMENTS	5
7.2	INCIDENTS OU ACCIDENTS SURVENUS AU BARRAGE	5
8	RUBRIQUE 8 : IDENTIFICATION ET CARACTERISATION DES RISQUES EN TERMES DE PROBABILITE D'OCCURRENCE, D'INTENSITE ET DE CINETIQUE DES EFFETS, ET DE GRAVITE DES CONSEQUENCES	5
8.1	METHODOLOGIE MISE EN ŒUVRE POUR L'ANALYSE DES SCENARIOS DE DEFAILLANCE DU BARRAGE	5

8.2	APPRECIATION DE LA GRAVITE _____	6
8.3	APPRECIATION DE LA CRITICITE _____	6
9	RUBRIQUE 9 : ETUDE DE REDUCTION DES RISQUES _____	7
10	RUBRIQUE 10 : CARTOGRAPHIE _____	7

TABLE DES ANNEXES

AUCUNE ENTREE DE TABLE DES MATIERES N'A ETE TROUVEE. **TABLE
DES FIGURES**

Figure 16 : Vue du barrage actuel (à gauche) et photomontage après travaux (à droite) ____ 2

TABLE DES TABLEAUX

Aucune entrée de table d'illustration n'a été trouvée.

1 RUBRIQUE 1 : RENSEIGNEMENTS ADMINISTRATIFS

Après les inondations majeures de 1958, le Conseil Départemental du Gard a lancé un programme de protection contre les inondations comprenant la construction de plusieurs grands barrages écrêteurs de crue. Le barrage de Sainte Cécile d'Andorge fait partie de ces ouvrages et a été achevé en 1967. Il est situé sur le Gardon d'Alès dans le département du Gard.

Il s'agit d'un barrage de classe A en enrochements de 45 m hauteur sur fondation et de 154 m de longueur en crête. Son l'étanchéité est assurée par un masque amont en béton bitumineux.

La présente étude de danger (EDD) est réalisée dans le cadre de la demande d'autorisation des travaux prévus sur le barrage. Ces travaux ont été définis jusqu'à la phase PROJET préalablement à la présente étude. Ils visent :

- à augmenter la capacité d'évacuation du barrage en période de crue ;
- à profiter des travaux pour :
 - rénover l'étanchéité vieillissante du barrage ;
 - améliorer/fiabiliser le dispositif de restitution des faibles débits à l'étiage.

2 RUBRIQUE 2 : OBJET DE L'ETUDE

L'objectif principal de l'étude de danger d'un barrage est d'évaluer les risques associés à sa conception, à son exploitation et de garantir la sécurité des populations vivant en aval. Cette étude approfondie vise à identifier les différents scénarios de rupture possible du barrage, à évaluer leurs conséquences potentielles et à proposer des mesures de réduction des risques.

L'étude de danger examine les caractéristiques techniques du barrage, telles que sa structure, ses matériaux de construction, ses systèmes de surveillance et de maintenance, son environnement (hydrologie, géologique, vent, ...). Elle prend également en compte le retour d'expérience propre à l'ouvrage et à l'échelle mondiale ainsi que les enjeux potentiellement menacés situés en aval du barrage.

Le périmètre de la présente étude de danger comprend tous les éléments qui participent à la fermeture de la retenue et qui sont modifiés par les travaux. Pour la présente étude, il inclut donc uniquement le barrage (et son dispositif d'auscultation).

3 RUBRIQUE 3 : ANALYSE FONCTIONNELLE DE L'OUVRAGE ET DE SON ENVIRONNEMENT

3.1 ELEMENTS DE SECURITE PROPRES AU BARRAGE EXISTANT

A l'exception du parement aval du barrage qui est terrassé, le barrage existant est conservé. Les éléments de sécurité propres au barrage existant et à sa fondation (traitée avant édification du barrage) sont donc conservés : évacuateur de crue existant (tulipe et galerie), plinthe, masque bitumineux, 90% du remblai, vannes...

3.2 ÉLÉMENTS DE SECURITE SPECIFIQUES AU PROJET

Sont présentées ci-dessous :

- A gauche, une photographie du barrage dans l'état actuel,
- A droite, une image de synthèse en 3D du barrage après travaux.



Figure 1 : Vue du barrage actuel (à gauche) et photomontage après travaux (à droite)

Des éléments de sécurité spécifiques au projet de modification viennent s'ajouter à ceux existants avec principalement :

- Une recharge en BCR (béton mise en œuvre par compactage au rouleau) disposée sur le barrage après scalpage du parement aval sur une épaisseur supérieure à 5 m (comptée verticalement) ; à l'extérieur, cette recharge comprendra des marches de 1,2 m de hauteur ;
- un seuil en partie centrale de la recharge qui permet aux crues importantes (période de retour > 100 ans) de s'écouler dans un chenal délimité par deux bajoyers en béton ; des dispositions spécifiques sont prévues dans cette zone d'écoulement (renforcement du BCR par un revêtement en béton armé, joint waterstop ...)
- deux nouvelles galeries de drainage situées sous cette recharge ;
- un écran en pieux sécant armé au pied du chenal d'écoulement pour prévenir un affouillement du barrage ;
- sur le parement amont, un masque complémentaire d'étanchéité (avec une membrane) apposé sur le masque existant résiduel en partie basse et sur le BCR en partie haute ; un dispositif de drainage spécifique est prévu sous ce masque ainsi qu'une protection complémentaire en béton armé en fond de retenue ;
- une légère rehausse de la RN106 (environ 20 cm) avec mise en œuvre d'une dalle en béton armé ancrée dans le substratum sous la rehausse ; l'objectif est de prévenir l'érosion en cas de surverse par la RN106 (point bas par rapport au parapet du barrage travaux).

4 RUBRIQUE 4 : PRESENTATION DE LA POLITIQUE DE PREVENTION DES ACCIDENTS MAJEURS ET DU SYSTEME DE GESTION DE LA SECURITE (SGS)

Les textes relatifs à l'exploitation de l'ouvrage sont listés dans l'EDD. En matière de sécurité, on retiendra :

- Le document d'organisation du barrage prévu à l'article R.214-122 du Code de l'Environnement,
- le plan d'alerte approuvé le 9 mars 1984 (et ses consignes d'application régulièrement mises à jour),
- le Plan Particulier d'Intervention : approuvé par la Préfecture du Gard en janvier 2013.

A noter, une nouvelle grille d'alerte du PPI a été mise au point dans le cadre des études pour s'adapter aux modifications provisoires du barrage pendant les travaux qui vont s'étaler sur 3 ans.

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

5.1 DIAGNOSTIC EXHAUSTIF

Dans le cadre des études de PROJET, un diagnostic du masque et plusieurs campagnes de reconnaissances géotechniques ont été réalisés.

Par ailleurs, des investigations complémentaires ont été réalisées pour s'assurer du niveau de sécurité des parties non modifiées par le PROJET.

- Examen aérien par drone des parties émergées du parement amont et des faces externes de la tour de prise ;
- Examen acrobatique de l'intérieur de la tour de prise et du reniflard ;
- Examen subaquatique de la partie immergée de la tour de prise : l'entonnement de la tour de prise et les dispositifs de vidange et de prises d'eau étagées ;
- Inspections vidéo des réseaux de drains et piézomètres, des organes de prise et de restitution et des organes de vidange ;
- Inspections visuelles spécifiques de la retenue amont, de la drome, du couronnement et essais de manœuvre des vannes ;
- Bathymétrie amont de la retenue autour des vannes de vidanges.

Ces investigations ont été prises en compte dans le cadre des analyses de risque pour étudier les scénarios de défaillance susceptibles d'affecter l'ouvrage (y compris des scénarios de probabilités infimes, de l'ordre d'une chance sur 10 000 à une chance sur 100 000 par an).

5.2 MODES DE RUPTURE AYANT FAIT L'OBJET D'UNE VERIFICATION PAR LE CALCUL

Les modes de rupture ayant fait l'objet d'une vérification par le calcul sont les suivants :

- stabilité générale du barrage ;
- stabilité interne de la carapace en BCR ;
- érosion externe par surverse en crête ou pars débordement du coursier (à l'aide d'une maquette au 1/40 et d'une modélisation numérique 3D) ;
- érosion externe par affouillement du pied aval ;
- stabilité externe du bloc inférieur du parement en BCR.

Ces études ont été réalisés en en prenant en compte des situations et combinaisons extrêmes de défaillance afin de garantir un très haut niveau de sécurité.

5.3 BILAN DE CONCEPTION

Après travaux, il a été vérifié que les dispositions adoptées permettaient de répondre à tous les points mentionnés dans l'arrêté technique ministériel du 6 août 2018 qui fixent des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages.

6 RUBRIQUE 6 : CARACTERISATION DES ALEAS NATURELS

Les aléas suivant ont été pris en compte dans le cadre de l'étude de danger : les crues, le vent, la température, l'ensoleillement, la géologie, la sismicité, les embâcles, l'engravement, la foudre, la neige, les feux de forêt, les mouvements de terrain et les chutes de blocs.

Plus particulièrement, la sécurité de l'ouvrage a été vérifiée jusqu'à une crue extrême dont la probabilité annuelle d'occurrence est estimée de l'ordre d'une chance sur 100 000.

7 RUBRIQUE 7 : ETUDE ACCIDENTOLOGIQUE ET RETOUR D'EXPERIENCE

7.1 CAS GENERAL DES BARRAGE EN ENROCHEMENTS

Le bulletin 188 de la Comité International des Grands Barrages a compilé les données relatives à 2 378 barrages en enrochements (comme Ste-Cécile d'Andorge) dont 33 se sont rompus (soit 1,4%). Environ un tiers de ces ruptures ont eu lieu postérieurement à la construction du barrage de Ste-Cécile d'Andorge. Elles sont très majoritairement associées à des crues inhabituelles ou extrêmes (plus des 2/3 des ruptures).

7.2 INCIDENTS OU ACCIDENTS SURVENUS AU BARRAGE

Depuis la construction du barrage en 1966 (47 ans) :

- la tulipe de l'évacuateur de crue existant n'est jamais entrée en service,
- Aucun incident notable n'a affecté le barrage.

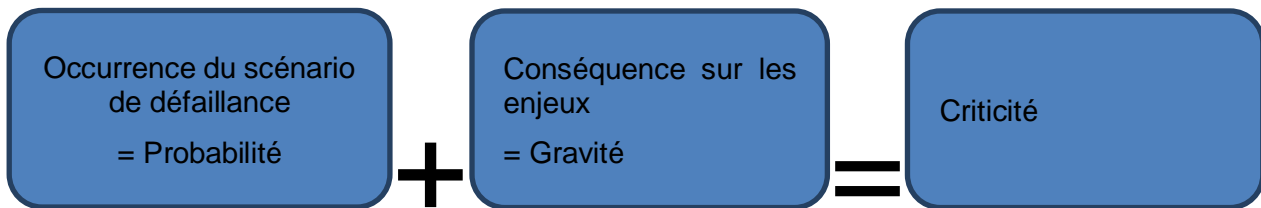
8 RUBRIQUE 8 : IDENTIFICATION ET CARACTERISATION DES RISQUES EN TERMES DE PROBABILITE D'OCCURRENCE, D'INTENSITE ET DE CINETIQUE DES EFFETS, ET DE GRAVITE DES CONSEQUENCES

8.1 METHODOLOGIE MISE EN ŒUVRE POUR L'ANALYSE DES SCENARIOS DE DEFAILLANCE DU BARRAGE

L'analyse de la **criticité** des scénarios de défaillance se déroule en 2 étapes :

- L'**analyse des risques**, qui identifie les scénarios de défaillance et leurs probabilités d'occurrence ;
- L'**évaluation de la gravité** des scénarios de défaillance.

Le schéma suivant synthétise la démarche employée.



Dans l'état actuel, l'analyse de risque a conduit à identifier deux événements redoutés centraux susceptibles de conduire à une libération intempestive de tout ou partie du volume d'eau de la retenue : la rupture par surverse et la rupture par instabilité.

Dans l'état aménagé, des scénarios complémentaires ont fait l'objet d'analyses en considérant les modifications induites par les travaux. Ont été distingués :

- Les modes de rupture ayant fait l'objet d'une vérification par le calcul (cf. § 5.2) ;
- Les modes de rupture traités par la méthode des arbres de défaillance par une équipe pluridisciplinaires d'experts :
 - Erosion externe par surverse sur la RN106 ;
 - Erosion interne du remblai du barrage ;
 - Erosion par surverse par surverse à la suite du contournement de la drome par des embâcles ;
 - Erosion par surverse par surverse à la suite de l'obstruction de l'évacuateur par des embâcles originaires de l'aval de la drome ;
 - Rupture en phase chantier.

8.2 APPRECIATION DE LA GRAVITE

La gravité d'une libération intempestive de tout le volume d'eau de la retenue a été estimée par une modélisation à partir du nombre potentiel de personnes sinistrées. Avec environ 28 000 personnes inondées (dont 18 000 en moins de 1h30), la gravité de la rupture du barrage est considérée comme **catastrophique**.

8.3 APPRECIATION DE LA CRITICITE

La criticité est appréciée par la combinaison de la gravité de l'événement et de la probabilité de l'événement. Après travaux, **l'étude de danger a estimé que les criticités de tous les scénarios étudiés étaient satisfaisantes**, y compris celles relatives aux 2 événements redoutés dans l'état actuel (rupture par surverse et rupture pas instabilité).

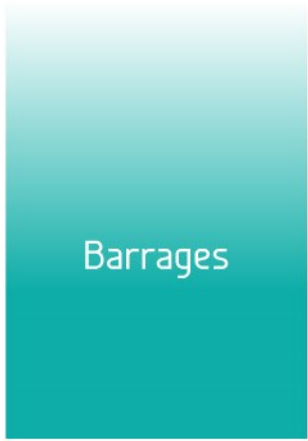
9 RUBRIQUE 9 : ETUDE DE REDUCTION DES RISQUES

Un document d'organisation de l'exploitant (CD30), spécifique à la phase travaux, doit être transmis au préfet avant le démarrage des travaux. Il a été recommandé d'y intégrer une visite régulière d'une galerie de drainage existante forée au pied du versant de rive gauche en aval du barrage. La fréquence proposée est de 1 à 2 fois par semaine et les visites sont à réaliser par le Maître d'œuvre ou par l'exploitant.

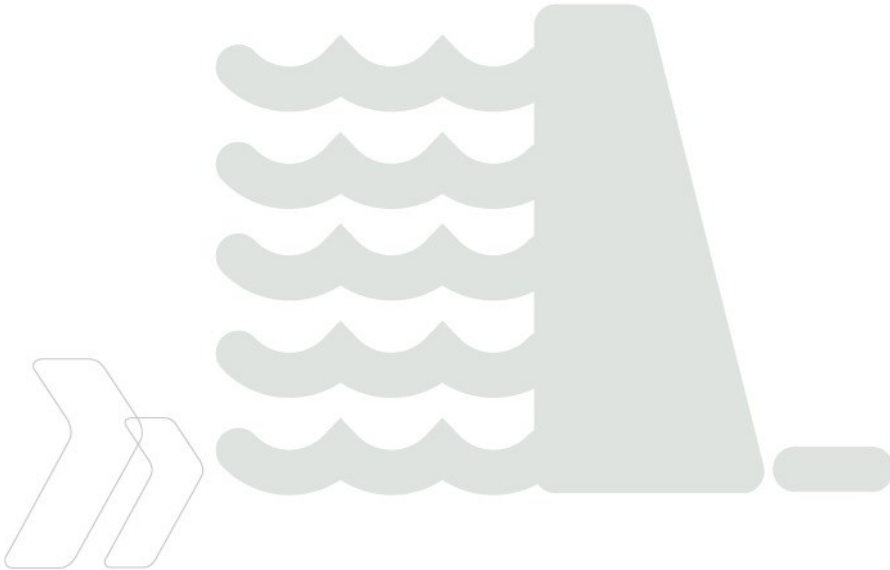
10 RUBRIQUE 10 : CARTOGRAPHIE

L'EDD comporte les cartographies produites dans le cadre du PROJET et les cartographies jointes au PPI. Ces dernières cartes présentent, en cas de rupture du barrage et libération de l'intégralité du volume de la retenue :

- les zones potentiellement inondées ;
- les temps d'arrivée de l'onde de crue ;
- l'occupation des sols ;
- les densités de population.

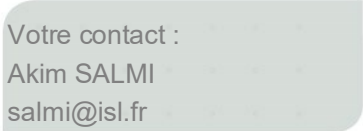
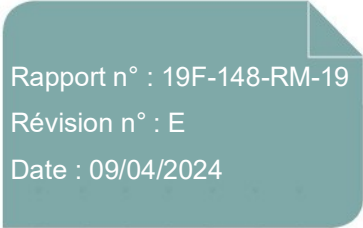


Barrages



SECURISATION DU COMPLEXE HYDRAULIQUE FORME PAR LES BARRAGES DE SAINTE CECILE D'ANDORGE ET DES CAMBOUS

Etude de dangers du barrage de Ste-Cécile d Andorge avec travaux

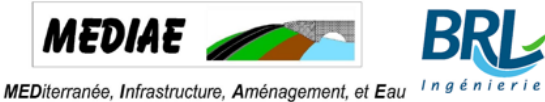


Rapport



ISL Ingénierie SAS - MONTPELLIER
65 rue Clément Ader
34170 - Castelnau-le-Lez
FRANCE
Tel. : +33.4.67.54.51.88
Fax : +33.1.40.34.63.36

www.isl.fr



MEDiterrannée, Infrastructure, Aménagement, et Eau

Ingénierie

Visa

Document verrouillé du 09/04/2024.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	22/04/2022	OMU	ASA	ASA	
B	22/04/2022	OMU	ASA	ASA	
C	08/06/2023	OMU	OMU	ASA	Prise en compte du mémoire en réponse n°1
D	15/10/2023	OMU	OMU	ASA	Prise en compte du mémoire en réponse n°2
E	09/04/2024	OMU	ASA	ASA	Prise en compte des remarques de la DREAL lors de la réunion du 28/11/2023

ASA : SALMI Akim

OMU : MUNOZ Olivier

Rapport ISL
19F-148-RM-19
Revision E
Sécurisation du complexe hydraulique formé par
<http://www.isl.fr/r.php?c=213542>



MEDIAE



BRL

Ingénierie **MED**iterranée, **I**nfrastructure, **A**ménagement, et **E**au **I**ngénierie

SOMMAIRE

0	RESUME NON TECHNIQUE	16
1.1	IDENTIFICATION DU PROPRIETAIRE ET EXPLOITANT	17
1.2	IDENTIFICATION DE L'AUTEUR DE L'ETUDE DE DANGERS	17
1.3	REFERENCES ADMINISTRATIVES	18
1.4	CADRE ADMINISTRATIF DANS LEQUEL L'EDD EST REALISEE	19
2	RUBRIQUE 2 : OBJET DE L'ETUDE	20
2.1	OUVRAGES ENGLOBES DANS LE PERIMETRE DE L'ETUDE DE DANGERS	20
2.2	PIECES ANNEXES	20
2.3	LISTE DES PLANS DU PROJET	22
3	RUBRIQUE 3 : ANALYSE FONCTIONNELLE DE L'OUVRAGE ET DE SON ENVIRONNEMENT	23
3.1	DESCRIPTION GENERALE DE L'AMENAGEMENT	23
3.2	DESCRIPTION DU BARRAGE ET ANALYSE FONCTIONNELLE INTERNE	28
3.2.1	ANALYSE FONCTIONNELLE DU BARRAGE ET DE L'EVACUATEUR	28
3.2.2	ELEMENTS DE SECURITE PROPRES AU BARRAGE EXISTANT	28
3.2.3	ÉLÉMENTS DE SECURITE SPECIFIQUES AU PROJET	33
3.3	FONCTIONS DES NOUVEAUX ELEMENTS DE SECURITE DU PROJET	36
3.4	TOPOGRAPHIE DE LA RETENUE	38
3.5	CARACTERISTIQUES DE LA FONDATION	43
3.5.1	GEOLOGIE DU SITE	43
3.5.2	ROCHER DE FONDATION	44
3.5.3	ÉTANCHEITE DE LA FONDATION	45
3.5.4	DRAINAGE DE LA FONDATION	46
3.5.4.1	Voile de drainage (Be8)	46
3.5.4.2	Galerie de drainage (Be6)	47
3.6	REMBLAI DU BARRAGE	48
3.6.1	DONNEES BIBLIOGRAPHIQUES	48
3.6.2	ZONAGE DU BARRAGE	48

3.6.3	PHASAGE DE LA CONSTRUCTION DU BARRAGE	50
3.7	DISPOSITIF ACTUEL D'AUSCULTATION	53
3.7.1	DISPOSITIF D'AUSCULTATION	53
3.7.2	DISPOSITIF DE MESURE	54
3.7.3	INTERPRETATION	54
3.8	PRESENTATION DES TRAVAUX	55
3.8.1	SYNTHESE DES DIMENSIONS ET CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU PROJET	55
3.8.2	CRETE DU BARRAGE	56
3.8.3	PAREMENT AVAL EN BCR	57
3.8.3.1	Vue générale	57
3.8.3.2	Section courante	58
3.8.3.3	Section déversante	58
3.8.4	PROTECTION DU PIED AVAL DU BARRAGE	61
3.8.5	DRAINAGE	62
3.8.6	MASQUE D'ETANCHEITE AMONT	64
3.8.6.1	Synthèse du diagnostic et de l'AVP	64
3.8.6.2	Principe d'un DEG	65
3.8.6.3	Système d'ancrage	66
3.8.6.4	Système de drainage	68
3.8.6.5	Mise en œuvre du DEG	69
3.8.6.6	Protection mécanique du DEG	72
3.8.7	REHAUSSE DE LA ROUTE NATIONALE 106	73
3.8.7.1	Préambule	73
3.8.7.2	Description des travaux de rehausse de la RN106	74
3.8.8	ACCES APRES TRAVAUX	76
3.8.8.1	Accès pour les engins	76
3.8.8.2	Accès piétons	77
4	RUBRIQUE 4 : PRESENTATION DE LA POLITIQUE DE PREVENTION DES ACCIDENTS MAJEURS ET DU SYSTEME DE GESTION DE LA SECURITE (SGS)	78
4.1	TEXTES PARTICULIERS APPLICABLES	78
4.2	ORGANISATION MISE EN PLACE POUR ASSURER L'EXPLOITATION ET LA SURVEILLANCE DE L'OUVRAGE	78
4.3	PROCEDURES DE SURVEILLANCE DE L'OUVRAGE	79
4.4	PROCEDURES DE PRISE EN COMPTE DU RETOUR D'EXPERIENCE	80

4.5	PROCEDURES DE GESTION DES SITUATIONS D'URGENCE _____	81
4.5.1	ÉTATS D'EXPLOITATION _____	81
4.5.2	ÉTAT D'EXPLOITATION NORMALE _____	81
4.5.3	ÉTAT DE VEILLE _____	81
4.5.4	ÉTAT DE CRUE _____	81
4.5.5	MATRICE PPI POUR VR, PS ET PI AVANT TRAVAUX ET APRES TRAVAUX _____	82
4.5.6	MATRICE PPI POUR VR, PS ET PI PENDANT LA PHASE TRAVAUX _____	84
4.6	MANAGEMENT DE LA QUALITE _____	84
5	RUBRIQUE 5 : DIAGNOSTIC EXHAUSTIF DE L'ETAT ET BILAN DE CONCEPTION, DE COMPORTEMENT ET D'ETAT DES OUVRAGES	85
5.1	DIAGNOSTIC EXHAUSTIF _____	85
5.2	MODES DE RUPTURE AYANT FAIT L'OBJET D'UNE VERIFICATION PAR LE CALCUL _____	86
5.2.1	ETUDES DE STABILITE INTERNE DE L'OUVRAGE _____	86
5.2.2	ETUDE DE STABILITE A L'EQUILIBRE LIMITE ULTIME (CF. RAPPORT DE PRO) _____	87
5.2.3	EROSION EXTERNE PAR SURVERSE SUR LE BARRAGE OU DEBORDEMENT PAR LE COURSIER _____	90
5.2.4	EROSION EXTERNE PAR AFFOUILLEMENT AU PIED AVAL DE L'EVACUATEUR ET DES GALERIES _____	91
5.2.5	STABILITE EXTERNE DU BLOC INFERIEUR _____	93
5.3	BILAN DE CONCEPTION _____	96
6	RUBRIQUE 6 : CARACTERISATION DES ALEAS NATURELS	102
6.1	TYPES D'ALEAS A PRENDRE EN COMPTE _____	102
6.2	LES CRUES _____	103
6.2.1	BASE REGLEMENTAIRE _____	103
6.2.2	PRESENTATION DE LA METHODE SHYPRE _____	104
6.2.3	LAMINAGE DES CRUES APRES TRAVAUX _____	104
6.3	VENT _____	106
6.3.1	IMPACT SUR LA REVANCHE _____	106
6.3.2	IMPACT SUR LA DROME _____	107
6.3.3	IMPACT SUR LE BCR _____	107

6.4	GLISSEMENTS DE TERRAIN / EBOULEMENT DANS LA RETENUE ET CREATION DE VAGUE ISOLEE	107
6.4.1	ÉTUDE DE 1997	107
6.4.2	CONSTAT RECENT	108
6.4.3	CONCLUSION	108
6.5	CHUTES DE BLOCS	108
6.6	TEMPERATURE	109
6.7	ENSOLEILLEMENT	109
6.8	FOUDRE	109
6.9	NEIGE	109
6.10	GEOLOGIE	109
6.11	SISMICITE	109
6.12	EMBACLES	110
6.13	ENGRAVEMENT	110
6.14	FEUX DE FORET	110
7	RUBRIQUE 7 : ETUDE ACCIDENTOLOGIQUE ET RETOUR D'EXPERIENCE	111
7.1	CAS GENERAL DES BARRAGE EN ENROCHEMENTS	111
7.2	INCIDENTS OU ACCIDENTS SURVENUS AU BARRAGE	112
7.2.1	ACCIDENT AU DROIT DU BARRAGE	112
7.2.2	PRINCIPAUX TRAVAUX REALISES SUR LE BARRAGE	112
7.2.3	PRECURSEURS DE LA SURETE HYDRAULIQUE (PSH)	112
8	RUBRIQUE 8 : IDENTIFICATION ET CARACTERISATION DES RISQUES EN TERMES DE PROBABILITE D'OCCURRENCE, D'INTENSITE ET DE CINETIQUE DES EFFETS, ET DE GRAVITE DES CONSEQUENCES	114
8.1	MATRICE DE CRITICITE DES SCENARIOS ACCIDENTELS DANS L'ETAT ACTUEL	114
8.2	COMPLEMENT D'ANALYSE DE RISQUE APRES TRAVAUX	116
8.2.1	SCENARIOS COMPLEMENTAIRES PRIS EN COMPTE DANS L'ANALYSE DE RISQUE	116
8.2.2	METHODOLOGIE MISE EN ŒUVRE POUR L'ANALYSE DES SCENARIOS COMPLEMENTAIRES	117
8.2.3.1	Grille d'appréciation de la gravité	117

8.2.3.2	Etude de l'onde de submersion dans l'état actuel _____	118
8.2.3.3	Onde de submersion dans l'état projeté _____	120
8.2.3.4	Onde de submersion en phase travaux _____	122
8.2.4.1	Cas des modes de rupture ayant fait l'objet d'une vérification par le calcul _____	123
8.2.4.2	Cas des modes de rupture traités par la méthode des arbres de défaillance _____	123
8.3	MODES DE RUPTURE AYANT FAIT L'OBJET D'UNE VERIFICATION PAR LE CALCUL _____	125
8.4	MODES DE RUPTURE TRAITES PAR LA METHODE DES ARBRES DE DEFAILLANCE _____	126
8.4.1	EROSION EXTERNE PAR SURVERSE SUR LA RN106 _____	126
8.4.2	EROSION INTERNE DU REMBLAI DU BARRAGE _____	126
8.4.2.1	Description du phénomène _____	126
8.4.2.2	Les différents types d'érosion interne _____	128
8.4.2.3	Modes d'érosion à étudier pour le barrage _____	128
8.4.2.4	Les chemins d'eau étudiés _____	129
8.4.2.5	Estimation de la probabilité d'occurrence _____	129
8.4.2.6	Synthèse et conclusion _____	132
8.4.3	EROSION PAR SURVERSE A LA SUITE DU CONTOURNEMENT DE LA DROME PAR LES EMBACLES _____	132
8.4.4	EROSION PAR SURVERSE SUITE A L'OBSTRUCTION DE L'EVACUATEUR PAR DES EMBACLES ORIGINAIRES DE L'AVAL DE LA DROME _____	134
8.4.5	GESTION DU RISQUE CRUE EN PHASE CHANTIER _____	135
8.4.5.1	Vigilance hydrométéorologique _____	135
8.4.5.2	Dispositions limitant le risque de retard _____	135
8.4.6	EFFONDREMENT DE LA GALERIE DE DRAINAGE EN PHASE CHANTIER _____	144
8.4.7	STABILITE DU BARRAGE PENDANT LES TERRASSEMENTS _____	145
9	RUBRIQUE 9 : ETUDE DE REDUCTION DES RISQUES _____	146
9.1	SYNTHESE DES MODES DE RUPTURE DE L'ETAT ACTUEL _____	146
9.2	SYNTHESE DES MODES DE RUPTURE COMPLEMENTAIRES ANALYSES _____	146
9.3	SYNTHESE DE LA CRITICITE _____	147
9.4	MESURES D'AMELIORATION _____	148
10	RUBRIQUE 10 : CARTOGRAPHIE _____	149
10.1	CARTOGRAPHIE DU PROJET _____	149
10.2	CINETIQUE ET OCCUPATION DES SOLS EN AVAL DU BARRAGE _____	149

10.3	CINETIQUE ET POPULATUION INSEE EN AVAL DU BARRAGE	163
11	ELEMENT BE3 : MASQUE BITUMINEUX	1
11.1	CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DU MASQUE	1
11.2	MASQUE EN SECTION COURANTE	1
11.3	RACCORDEMENT A LA PLINTHE	4
11.4	RACCORDEMENT AU PARAPET	4
11.5	SYNTHESE DU DIAGNOSTIC DU MASQUE	6
12	ELEMENT BE4 : PLINTHE	7
13	ELEMENTS BE10 : EVACUATEUR DE CRUE	8
13.1	PRESENTATION GENERALE	8
13.2	TULIPE	9
13.3	PERTUIS DE DEMI-FOND	10
13.4	GALERIES SOUS REMBLAI	10
14	BE11 : DISPOSITIF DE VIDANGE	12
15	BE12 : DISPOSITIF DE RESTITUTION DE FAIBLE DEBIT	13

TABLE DES ANNEXES

ANNEXE 1 DESCRIPTION DES ELEMENTS EXISTANTS

ANNEXE 2 PLANS ANALYSE FONCTIONNELLE

TABLE DES FIGURES

Figure 3-1 : Loi hauteur / volume	38
Figure 3-2 : Emprise retenue sous RN et sous cote de la tulipe	39
Figure 3-3 : Emprise retenue sous RN et sous cote des PHE	40
Figure 3-4 : Comparaison des levés bathymétriques entre 2010 et 2022	42
Figure 3-5 : Levé bathymétrique de la retenue amont réalisé en 2013 (source BRLi)	42
Figure 3-6 : extrait de la carte géologique d'Alès (1/50 000 – BRGM)	43

Figure 3-7 : Faille « F »	44
Figure 3-8 : Photo de la réception intermédiaire des fouilles de rive gauche (4/02/1966).....	45
Figure 3-9 : rideau d'injection et absorptions	46
Figure 3-10 : voile de drainage	47
Figure 3-11 : Drains de la galerie de drainage appui rive gauche (risberme 234 m NGF)	47
Figure 3-12 : Galerie de drainage appui rive gauche (risberme 234 m NGF)	48
Figure 3-13 : Zonage théorique du barrage	49
Figure 3-14 : phasage de la construction du barrage selon les ordres de service.....	50
Figure 3-15 : Granulométrie de phase 1.....	51
Figure 3-16 : Granulométrie de phase 2.....	51
Figure 3-17 : Granulométries de phase 3.....	52
Figure 3-18 : fuseau granulométrique de phase 3 et granulométries moyennes des phases 1 et 2	52
Figure 3-19: Photos de la construction de la phase 1 du barrage	53
Figure 3-20 : Détail de la crête du barrage	57
Figure 3-21: Parement aval en BCR.....	57
Figure 3-22 : Vue 3D de l'entonnement du seuil	58
Figure 3-23 : Principe du ferrailage des marches d'un coursier en marche d'escalier.	59
Figure 3-24 – Vue en plan – Implantation des joints	60
Figure 3-25 : Principe et phasage de réalisation du rideau de pieux sécants	62
Figure 3-26 : Détail des galeries de drainage	64
Figure 3-27 : Coupe du système breveté de fixation (Source Carpitech).....	66
Figure 3-28 : Principe de tensionnement de la membrane (Source : Carpitech).....	66
Figure 3-29 : Détail de la fixation périmétrale (source : Carpitech).....	67
Figure 3-30 : Fixation étanche (de gauche à droite : résine d'assise, garniture caoutchouc, fer plats inox, mise en œuvre des ancrages) – source : Carpitech.....	67
Figure 3-31 : Détails de bande de géodrain additionnelle en pied d'ouvrage (barrage de Salt Springs, Etats Unis 2005, à gauche) et de plaque anti-intrusion (barrage de Sabrina, Etats Unis 2006, à droite) – source : Carpitech	68
Figure 3-32 : Compartimentation du masque.....	69
Figure 3-33 : Zone de purge nécessaire à la protection de l'étanchéité amont	69
Figure 3-34 : Nacelles suspendues mobilisées dans le cadre des travaux sur La Coche en 2018 (source : Carpitech).....	70
Figure 3-35 : Désordres (cloques et fissures) devant faire l'objet d'un traitement avant la pose du DEG	71
Figure 3-36 : Coupe rive-rive de la dalle en béton sous la RN106 au droit du barrage	73
Figure 3-37 : Coupe amont-aval de la dalle en béton sous la RN106 au droit du barrage.....	74
Figure 3-38 : Coupe-type de la reconstruction de la GBA	74

Figure 3-39 : accès pour engins après travaux	76
Figure 3-40 : Accès piéton après travaux	77
Figure 5-1 : Situation n°3-bis - Normale – C'bcr=0- Etat projeté - FS min = 1,39.....	89
Figure 5-2 : Situation – n°5 - Extrême (Défaillance totale) - C'bcr=0 - Etat projeté - FS min = 1,46	89
Figure 5-3 : Modélisation physique et numérique 3D	90
Figure 5-4 : Ecran en pieux sécants et cotes minimales de la fosse	92
Figure 5-5 : Situation 1 = décrue ou défaillance du masque	93
Figure 5-6 : Situation 2 = Q10 000 et rupture du barrage des Cambous	94
Figure 5-7 : blocs de la situation 1 (à gauche) et 2 (à droite).....	95
Figure 5-8 : Zonage sismique (source Géoportail).....	96
Figure 6-1 : Application au cas de Ste-Cécile d'Andorge.....	106
Figure 6-2 : Zone de purge nécessaire à la protection de l'étanchéité amont.....	108
Figure 7-1 : mode de rupture des barrages en remblai et en enrochement	112
Figure 8-1 : Arbre-type de probabilité.....	124
Figure 8-2 : chemins d'érosion interne	129
Figure 8-3 : Massifs de la drome	132
Figure 8-4 : crue de novembre 2019.....	134
Figure 8-5 : isovitesse de surface pour la crue T=10 000 ans.....	135
Figure 8-6 : Phasage des déblais affectant la crête (janvier à juillet de l'année 3)	136
Figure 8-7 : Phase 7 – BCR en crête (juillet à aout de l'année 3)	137
Figure 8-8 : Distributions de cote saisonnières	139
Figure 8-9 : Seuil de l'évacuateur (AVP)	140
Figure 8-10 : Seuil de l'évacuateur (PROJET).....	140
Figure 8-11 : Elévation seuil de l'évacuateur (PROJET).....	141
Figure 8-12 : Cote de BCR à atteindre avant phase 4.....	142
Figure 8-13 : Phases 6 et 7	142
Figure 8-14 : Premières levées de BCR à réaliser en phase 7	143
Figure 8-15 : Excavation à proximité de la galerie	144
Figure 8-16 : Topographie de la galerie	145
Figure 11-1 : Coupe-type de l'ancien masque et des travaux de rénovation effectués en 1995	2
Figure 11-2 : traitement entre les bandes (ancien masque à gauche et masque rénové à droite) ...	3
Figure 11-3 : raccordement du masque à la plinthe	4
Figure 11-4 : réfection de la crête	5
Figure 11-5 : détail du mur anti-vague.....	5
Figure 12-1 : plinthe Be4.....	7

Figure 13-1 : Coupe longitudinale de la tour de prise et de la galerie de fuite.....	8
Figure 13-2 : Vue amont et de dessus de la tulipe (avant rehausse du reniflard).....	9
Figure 13-3 : Coupe longitudinale des pertuis	10
Figure 13-4 : saut de ski.....	11
Figure 14-1 : ouvrage de vidange (coupe).....	12
Figure 14-2 : ouvrage de vidange (élévation)	12
Figure 15-1 : prise étagée de restitution.....	13

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 0-1 : Agréments d'ISL et échéances	18
Tableau 2-1: Liste des annexes au rapport de projet	20
Tableau 2-2: Liste des annexes au rapport de projet	22
Tableau 3-1 : Eléments de sécurité propre au barrage actuel	32
Tableau 3-2 : Eléments de sécurité spécifiques au projet	35
Tableau 3-3 : volumes de la retenue par tranche.....	41
Tableau 3-4 : dimensions et caractéristiques principales du projet	56
Tableau 4-1 : Matrice proposée en phase travaux.....	84
Tableau 5-1 : Situations de référence pour le parement aval	87
Tableau 5-2 : Situations complémentaire pour le parement aval	88
Tableau 5-3 : Facteurs de sécurité pour le parement aval.....	88
Tableau 5-4 – Scénarios simulés sur le modèle numérique	91
Tableau 5-5 : Extrait de la note d'interprétation de l'ATB 2018	97
Tableau 6-1 : PHEE et Cote de danger avant et après travaux	104
Tableau 6-2 : Cotes caractéristiques et laminage	105
Tableau 7-1 : Synthèse des PSH depuis 2014 et de leur traitement	112
Tableau 8-1 : Liste des ERC retenus pour la mise à jour de l'EDD état actuel	114
Tableau 8-2 : Matrice de criticité dans l'état actuel	115
Tableau 8-3 : Classes de gravité, adaptées du guide de lecture des études de dangers	118
Tableau 8-4 : Table de propagation de l'onde de submersion (source PPI)	119
Tableau 8-5 : Population exposée (source BRLi).....	120
Tableau 8-6 : Comparaison simplifiée de l'hydrogramme dans l'état actuel et après travaux.	121
Tableau 8-7 : Classes de criticité.....	123
Tableau 8-8 : Tableau de défaillance	124

Tableau 8-9 : Mécanismes principaux d'initiation de l'érosion interne	128
Tableau 8-10 : Débits au barrage pour Q100 – scénario 1 EDD AH – après travaux.....	134
Tableau 8-11 : Distribution de cote saisonnière (Hydris Hydrologie).....	138
Tableau 11-1 : Caractéristiques dimensionnelles du masque.....	1

0 RESUME NON TECHNIQUE

Le résumé non technique a fait l'objet d'un document séparé (rapport ISL 19F-148-RM-32).

1 RUBRIQUE 1 : RENSEIGNEMENTS ADMINISTRATIFS

1.1 IDENTIFICATION DU PROPRIETAIRE ET EXPLOITANT

Le Département du Gard est le propriétaire de l'ouvrage depuis sa construction et mise en eau en 1967.

Il se fait assister d'un Bureau d'Etudes agréé au titre du Code de l'Environnement qui assure un contrat de service pour l'assistance technique à la surveillance, l'exploitation et la maintenance de l'ouvrage.

Fonction	Organisme
Propriétaire et exploitant de l'ouvrage	Département du Gard Direction de l'Eau, l'Environnement et l'Aménagement Rural Service de l'Eau et des Rivières Maison du Département 2 rue Guillemette 30044 NIMES CEDEX 9

1.2 IDENTIFICATION DE L'AUTEUR DE L'ETUDE DE DANGERS

ISL Ingénierie est l'auteur de la présente EDD. Ses coordonnées sont les suivantes :

ISL Ingénierie

Parc Castelnaud 2000

65 Av. Clément Ader

34 170 CASTENAU-LE-LEZ

Tél : 04 67 54 51 88 – Fax : 04 67 54 52 05

www.isl.fr

ISL Ingénierie, par arrêté ministériel du 2 mars 2021, dispose de tous les agréments figurant dans le tableau suivant.

Tableau 0-1 : Agréments d'ISL et échéances

Agrément	Echéance
Digues et barrages (classes A et B) Etudes et diagnostics	15 mars 2029
Digues et barrages (classes A et B) Etudes, diagnostics et suivi des travaux	15 mars 2029
Barrage de classe C et digue Etudes et diagnostics	15 mars 2029
Barrages de classe C et digues Etudes, diagnostics et suivi des travaux	15 mars 2029
Auscultation – tous les barrages	15 mars 2029
Auscultation – barrage de classe C	15 mars 2029

1.3 REFERENCES ADMINISTRATIVES

Les textes relatifs à l'exploitation de l'ouvrage sont :

- Arrêté interdépartemental des 31 janvier et 22 février 1967 portant règlement d'Eau du barrage
- Arrêté interdépartemental du 25 février 1969 modifiant le Règlement d'Eau
- Arrêté n°2007-341-10 du 7 décembre 2007 portant prescriptions complémentaires pour le barrage de Sainte Cécile d'Andorge sur le Gardon d'Alès intéressant la sécurité publique
- Courrier du préfet du 19 mars 2008 classant le barrage de Ste-Cécile d'Andorge en classe A
- Arrêté préfectoral n°2009-306-15 du 2 novembre 2009 en vue d'autoriser la manœuvre des vannes de vidange pendant la période des hautes eaux pour évacuer des sédiments
- Arrêté n°201039-17 du 8 février 2010 portant interdiction d'accès au lit et aux berges du Gardon à l'amont et à l'aval du barrage
- Arrêté n°2011193-0009 du 12 juillet 2011 portant prescription de la réalisation d'un diagnostic s de sûreté
- Arrêté n°2003120-0005 du 30 avril 2013 portant approbation du PPI du barrage
- Arrêté préfectoral du 10 juin 2014 prescrivant une étude de sécurisation du barrage par déconstruction
- Arrêté préfectoral du 8 mars 2016 mettant en demeure le Conseil Départemental de réaliser une étude de sécurisation
- Arrêté préfectoral du 13 septembre 2016 prescrivant des mesures de maîtrise des risques et des études complémentaires
- Arrêté préfectoral du 12 décembre 2016 notifiant les sanctions administratives appliquées au Conseil Départemental
- Arrêté préfectoral du 23 juillet 2018 portant prescriptions pour le projet de sécurisation du barrage
- Arrêté préfectoral du 20 mai 2021 modifiant les prescriptions fixées pour le projet de sécurisation du barrage

Les études et documents exigés (ainsi que leur périodicité) pour un barrage de classe A sont indiqués dans le tableau suivant.

Classe	A
EDD (format classique)	tous les 10 ans
EDD ouvrage hydraulique (arrêté du 7 avril 2017)	tous les 10 ans ¹
Rapport de surveillance	Tous les ans
Rapport d'auscultation	Tous les 2 ans
VTA	Tous les ans ET Evolution susceptible de provoquer un endommagement
Accord du préfet pour première mise en eau	Oui

1.4 CADRE ADMINISTRATIF DANS LEQUEL L'EDD EST REALISEE

La présente EDD est réalisée dans le cadre du « cas 2 » mentionné en annexe de l'arrêté du 3 septembre 2018 modifiant l'arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'EDD des barrages et des digues et en précisant le contenu.

« 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. »

Les travaux prévus sur le barrage constituent effectivement une « *modification substantielle* » au sens de l'article R181-46 du code de l'environnement pour un barrage « *loi sur l'eau* », sous l'angle de la sécurité.

Par ailleurs, par application de l'arrêté du 15 mars 2017 (*précisant les documents techniques relatifs aux barrages prévus par les articles R. 214-119 et R. 214-122 du code de l'environnement*), seuls « *les chapitres pertinents de l'étude de dangers* » ont été mis à jour.

¹ Uniquement si l'ouvrage joue un rôle de protection contre les crues

2 RUBRIQUE 2 : OBJET DE L'ETUDE

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

Le périmètre doit comprendre tous les éléments qui participent à la fermeture de la retenue et qui sont modifiés par les travaux. Pour la présente étude, il inclut donc uniquement le barrage (et son dispositif d'auscultation).

Par rapport à une étude de danger initiale ou périodique (cas n°1 ou n°3), ont été notamment exclus du périmètre de l'étude de danger :

- L'évacuateur de crue existant (tulipe, pertuis et galerie),
- La vantellerie des ouvrages de prise et de vidange (et son contrôle commande),
- Le dispositif d'alerte et les schémas généraux de télécommunication.

2.2 PIECES ANNEXES

Les documents annexes accompagnant le rapport de PROJET sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 2-1: Liste des annexes au rapport de projet

Annexe	N°	Référence	Contenu
Plans du barrage existant	Documents annexe 1		Cette annexe présente un recueil de plans du barrage existant.
Plans du PROJET	Document annexe 2		Cette annexe est constituée de l'intégralité des plans émis en phase PROJET
Cartographie	Document annexe 3		Cette annexe présente les cartes suivantes : <ul style="list-style-type: none"> • Emprise des travaux sur le site du barrage • Installation de chantier sur le site des 2 lacs • Site annexe de stockage de Mercoirol
Planning des travaux	Document annexe 4		Cette annexe présente le planning (Gantt) des travaux.
Etude hydrologique	Document annexe 5	RM12-09_F	Cette annexe (issue du dossier de révision spéciale) présente l'étude hydrologique.
Campagne géotechnique complémentaires	Document annexe 6		Cette annexe présente le rapport géotechnique factuel et l'interprétation faite dans le cadre du dossier de révision spéciale ainsi que les rapports factuels des campagnes réalisées dans le cadre du Projet.

Annexe	N°	Référence	Contenu
Etude hydraulique sur modèle physique	Document annexe 7	Modèle en similitude Rapport de construction et analyse des résultats (SCP, version 4 juillet 2021)	Cette annexe est constituée par le rapport de modélisation physique.
Etude hydraulique sur modèle numérique 3D	Document annexe 8	19F-148-RM-4-MH3D	Cette annexe est constituée par le rapport de modélisation numérique 3D des écoulements.
Etudes des tassements et thermomécaniques 3D	Document annexe 9	19F-148-RM-15	Cette annexe est constituée par le rapport présentant les calculs de tassement et de résistance interne du parement en BCR réalisés à l'aide d'une modélisation thermomécanique 3D.
Etude de formulation du béton compacté au rouleau (BCR)	Document annexe 10	19F-148-RM-14	Cette annexe est constituée par le rapport d'étude de formulation du BCR.
Etude de l'érosion en pied aval du barrage	Document annexe 11	19F-148-RM-16	Cette annexe est constituée par le rapport d'analyse prédictive de la fosse susceptible de se constituer au pied aval du nouvel évacuateur.
Diagnostic du masque du barrage de Sainte Cécile d'Andorge	Document annexe 12	19F-148-RM9	Cette annexe est constituée par le rapport de diagnostic du masque.
Avant-projet de la rénovation du masque du barrage de Sainte Cécile d'Andorge	Document annexe 13	19F-148-RM12	Cette annexe est constituée par le rapport d'AVP et présente l'analyse comparative de 2 solutions (masque en béton bitumineux ou DEG).
Analyse préliminaire du risque de surverse sur la RN 106	Document annexe 14	19F-148-RM8	Cette annexe est constituée par le rapport d'analyse du risque induit par la surverse par la RN106 avec les dispositions arrêtées en phase PROJET.
Projet de la rehausse de la RN 106	Document annexe 15	19F-148-PRO-SCA	Cette annexe est constituée par le rapport de PROJET de la rehausse de la Route Nationale n°106.

Annexe	N°	Référence	Contenu
Gestion des plans d'eau durant les travaux	Document annexe 16	19F148-RM18	Cette annexe est constituée par le rapport présentant les dispositions prises pour la gestion des retenues des barrages durant les travaux (abaissement, étiage, crue).

2.3 LISTE DES PLANS DU PROJET

La liste des plans du projet est présentée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 2-2: Liste des annexes au rapport de projet

Plan	N°
Plan de situation	19F148-PRO-SCA-001
Vue en plan des travaux	19F148-PRO-SCA-002
Vue en plan des excavations	19F148-PRO-SCA-003
Elévation aval	19F148-PRO-SCA-004
Elévation Amont	19F148-PRO-SCA-005
Profils en travers : A-A	19F148-PRO-SCA-006
Profils en travers : B-B	19F148-PRO-SCA-007
Profils en travers : C-C et D-D	19F148-PRO-SCA-008
Profils longitudinaux : 1-1 et 2-2 et 3-3	19F148-PRO-SCA-009
Profils longitudinaux : 4-4 et 5-5 et 6-6	19F148-PRO-SCA-010
Phasage des travaux 1/2	19F148-PRO-SCA-011
Phasage des travaux 2/2	19F148-PRO-SCA-012
Plan de l'auscultation	19F148-PRO-SCA-013
Implantation des reconnaissances	19F148-PRO-SCA-014
Profils géologiques	19F148-PRO-SCA-015
Travaux sur la chambre de vanne existante	A00593-PRO-SCA-001
Chambre de vanne et débitmètre projetée	A00593-PRO-SCA-002
Chambre de vanne et débitmètre projetée	A00593-PRO-SCA-003
Illustrations 3D du projet	19F148-PRO-SCA-016

3 RUBRIQUE 3 : ANALYSE FONCTIONNELLE DE L'OUVRAGE ET DE SON ENVIRONNEMENT

3.1 DESCRIPTION GENERALE DE L'AMENAGEMENT

Après les catastrophiques inondations de septembre et octobre 1958 (40 morts) le Conseil Départemental du Gard (CD30) a lancé un vaste programme de protection contre les inondations, essentiellement basé sur la construction d'une dizaine de barrages - écrêteurs sur les bassins des Gardons, du Vidourle et de la Cèze.

Cinq de ces barrages, dont celui de Sainte Cécile d'Andorge ont successivement été réalisés entre 1965 et 1970.

Le barrage de Ste-Cécile fait partie de ces ouvrages et a été achevé en 1967 sur le Gardon d'Alès dans le département du Gard. Il est situé à environ 1,6 km en amont du barrage des Cambous et contrôle un bassin versant de 116 km². Il s'agit d'un barrage de classe A en enrochements de 45 m hauteur sur fondation et de 154 m de longueur en crête. Son l'étanchéité est assurée par un masque amont en béton bitumineux.

L'évacuation des crues est assurée par deux pertuis de demi-fond pour les débits courants et une corolle pour les débits rares. Les pertuis et la corolle débitent tous deux dans deux galeries d'évacuation traversant le barrage. L'effet du barrage sur les crues au droit des enjeux aval est important notamment au droit de la Grande Combe (9 700 habitants) et d'Alès (41 000 habitants).

Au-delà de la stricte prévention des inondations le barrage de Sainte-Cécile remplit aussi en fin d'été une fonction de soutien d'étiage par la vidange de son plan d'eau sous la cote de la retenue normale. Le soutien d'étiage est assuré par 4 vannes de restitution étagées. Le soutien d'étiage peut être complété en mobilisant la retenue des Cambous, située immédiatement à l'aval.

Les tableaux présentés ci-après présentent les principales caractéristiques de l'ouvrage et de sa retenue (source : Dossier de Révision Spéciale – document A – 2016)

1	DONNEES GENERALES	
1.01	Dénomination du barrage	Barrage de Sainte Cécile d'Andorge
1.02	Ministère présentant le dossier	Ministère de la transition écologique
1.03	Maître d'ouvrage	Conseil Départemental du Gard
1.04	Bureau d'étude en charge du projet au sens de l'article R. 214-119 du code de l'environnement	Groupement BRL ingénierie-ISL ingénierie
1.05	Organisme assurant la maîtrise d'œuvre au sens des articles R. 214-120 et R. 214-121 du code	Groupement BRL ingénierie-ISL ingénierie
1.06	Cours d'eau	Gardon d'Alès
1.07	Département	Gard
1.08	Ville la plus proche	La Grand'Combe
1.09	Destinations principales et secondaire du barrage	Usage principal : écrêtement des crues Usage secondaire : soutien d'étiage
1.10	Période des travaux de construction de l'ouvrage initial	1966-1967
1.12	Nature des travaux de modification substantielle (ouvrage complémentaire ou travaux de confortement liés à par exemple à une révision spéciale, etc.) qui sont projetés	Ajout d'un nouvel évacuateur de crue sur le remblai

2 CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE		
2.01	Type de barrage	Barrage en enrochements avec masque amont en béton bitumineux
2.02	Terrain de fondation	Schistes cristallins métamorphiques
2.03	Hauteur au-dessus du terrain naturel et au dessus du point le plus bas des fondations	Hauteur / T.N. : 42 m Hauteur / fondation : 45 m
2.04	Longueur en crête	154 m
2.05	Largeur en crête	6 m
2.06	Largeur maximale au niveau du terrain naturel	136 m
2.07	Fruit du parement amont	1,7H / 1V au-dessus de la cote 235,4 m NGF Vertical sous la cote 235,4 m NGF (atardeau type poids en béton)
2.08	Fruit du parement aval	1,4H / 1V avec 3 risbermes de 4,5 m Fruit moyen de 1,75 avec les risbermes
2.09	Rayon de courbure à l'amont de la crête	Crête rectiligne
2.1	Altitude de la crête du barrage	Variable entre 267,2 et 267,5 m NGF ² (arase du mur anti-vague : variable entre 268,1 et 268,3 m NGF ³)
2.11	Altitude de la crête du déversoir	261.3 m NGF ⁴
2.12	Volume du corps du barrage	244 000 m ³
2.13	Altitude de la retenue maximale en exploitation normale	242.0 m NGF
2.13	Altitude de la retenue maximale en exploitation exceptionnelle	266.8 m NGF ⁵
2.14	Aire de la retenue au niveau normal	0.25 km ²
2.15	Aire de la retenue au niveau maximal exceptionnel	0.96
2.16	Capacité totale de la retenue normale	0.8 x 10 ⁶ m ³
2.17	Capacité utile de la retenue	14.7 x 10 ⁶ m ³ (PHEE) / 10.2 x 10 ⁶ m ³ (sous le déversoir)

² 267,0 m NGF dans les documents historiques

³ 267,8 m NGF dans les documents historiques

⁴ 261,2 m NGF dans les documents historiques

⁵ Concernant les PHE, l'arrêté d'autorisation valant règlement d'eau du 22 février 1967 donne les indications suivantes :

- Cote atteinte par le plan d'eau de la retenue pour une crue de périodicité 5000 ans arrivant dans la retenue vide à la cote 242,00 de la retenue permanente : 263.07 m NGF,
- Cote atteinte par le plan d'eau de la retenue pour une crue de périodicité 5000 ans arrivant dans la retenue pleine à la cote 261.20 du seuil de l'évacuateur : 265.95 m NGF.

Même si la cote de 266.80 m NGF est utilisée comme référence à la suite d'une première actualisation de l'hydrologie en 1993, elle n'a pas fait l'objet d'aucune régularisation administrative.

2 CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE		
2.18	(pour un ouvrage existant qui est modifié) Dispositif d'auscultation	<p>Débites de fuite : 6 points de mesure Ecartements des joints : 18 dispositifs de mesure Suivi planimétrique : 15 cibles sur le parement amont 1 cible sur la tour de prise 2 cibles extérieures Suivi altimétrique 5 repères sur le couronnement et les risbermes du parement aval</p>
2.19	(pour un ouvrage existant qui est modifié) Date de première mise en eau	La cote maximale atteinte a été inférieure de 7 m à celle de la tulipe
2.20	(pour un ouvrage existant qui est modifié) Nature et date des principaux incidents constatés depuis la première mise en eau	<p>2002 : accident de voiture avec chute sur le parement amont sans conséquence. 2002 : Décrochement d'un bloc rocheux sur le parement amont sans conséquence. Aout 2008 : encombrement d'un pertuis par un arbre. Septembre 2008 : détachement d'un bloc rocheux sur la galerie de drainage rive gauche sans conséquence. Juillet 2013 : Défaut de fonctionnement de groupe électrogène entraînant son remplacement.</p>
2.21	(pour un ouvrage existant qui est modifié) Nature et date des principales réparations effectuées sur l'ouvrage	<p>1995 : Rénovation complète de la couche superficielle du masque (cout des travaux de 1,3 M€ en considérant une actualisation de 2% par an). 1997 : Rénovation de la vanne de vidange coté gauche 1998 : Rénovation des deux prises d'eau supérieures 1999 : Rénovation de la vanne de réglage aval de la prise d'eau 2016 : Pose d'une nouvelle drome</p>

3 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES ET HYDROLOGIQUES		
3.01	Températures extrêmes en année normale	38°
3.02	Aire du bassin versant (en km ²)	116 km ²
3.03	Précipitations annuelles moyennes (en mm)	760 mm
3.04	Débit annuel moyen de la rivière (en m ³ /s)	5.4 m ³ /s
3.05	Ancienneté des relevés de crues	1975
3.06	Date de la plus forte crue connue	Octobre 1977
3.07	Débit de la plus forte crue connue	519 m ³ /s
3.08	Dérivation provisoire (type et débit)	Via les galeries des pertuis
3.09	Ouvrages d'évacuation des crues (nombre, type, débit maximal exceptionnel)	<p>2 galeries de fond de 6 m de diamètre Chaque galerie est alimentée par :</p> <ul style="list-style-type: none"> un puits à seuil libre (longueur déversante de 22,8 m calée à 261,2 m NGF) un pertuis de demi-fond (largeur 6 m et hauteur 1,5 m calé à 242,0 m NGF)
3.10	Ouvrage de prise (type et débit)	<p>4 conduites de prise 800 mm calées à 230,0 / 232,0 / 234,0 / 235,5 m NGF débouchant dans une unique conduite de 800 mm située entre les galeries de fond et débouchant en aval Débit maximal de prise : 5 m³/s</p>
3.11	Ouvrage de vidange (type, débit maximal normal, débit maximal exceptionnel)	<ul style="list-style-type: none"> conduite 800 mm calée à 229,0 m NGF débouchant dans la galerie gauche conduite 800 mm calée à 231,9 m NGF débouchant dans la galerie droite <p>Débit maximal de vidange : 10 m³/s</p>
3.12	Débit total maximal susceptible d'être évacué (pendant la construction de l'ouvrage après la mise en service)	<p>Pendant la construction : variable Après la mise en service : 920 m³/s</p>
3.13	Temps de vidange (pour réduire de moitié la charge et pour la vidange totale)	Non calculé (barrage écrêteur de crue)

3.2 DESCRIPTION DU BARRAGE ET ANALYSE FONCTIONNELLE INTERNE

3.2.1 ANALYSE FONCTIONNELLE DU BARRAGE ET DE L'EVACUATEUR

L'analyse fonctionnelle de l'ouvrage permet d'identifier la fonction de chacun des éléments et sous-éléments constituant l'ouvrage.

Les éléments sont représentés sur la vue en plan et les coupes-type du barrage insérés en annexe 1 du présent document :

- Coupe au droit des galeries de fond
- Coupe dans l'axe du nouvel évacuateur

3.2.2 ELEMENTS DE SECURITE PROPRES AU BARRAGE EXISTANT

Le tableau suivant présente les éléments de sécurité propres au barrage existant (indice Be).

A la demande de l'appui technique, une description complémentaire de certains de ces éléments a été ajoutée en ANNEXE 1.

Code	Nature	Description
Be1	Fondation rocheuse	<p>La fondation gneissique est de qualité et son tassement n'est pas à considérer. Elle comprend un rideau d'injection et un voile de drainage.</p> <p><i>Pour plus d'information, se reporter :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • au § 3.5 • au document annexe n°6 du projet (extraits du dossier de révision spécial) • au document annexe n°11 du projet : étude de l'érosion au pied aval du barrage • au plan n°014 qui présente l'interface remblai/fondation et les logs de forages
Be2	Matériau constituant le remblai du barrage drainant	<p>Les matériaux grossiers constituant le barrage sont drainants (50% des éléments en masse >100 mm, et sur la fraction 0/100, 99% des éléments en masse > 80 µm). Le caractère drainant a été attesté en 2012 par les pertes de fluides de forage lors des carottages.</p> <p>Les matériaux du barrage présentent toutes les caractéristiques d'un matériau :</p> <ul style="list-style-type: none"> • à fort angle de frottement (granulométrie grossière étalée, éléments anguleux, matériau compact), • peu sensible à l'érosion interne (granulométrie grossière étalée avec un coefficient d'uniformité Cu d'environ 20, éléments anguleux, matériau compact). <p>Le compactage du remblai a été réalisé avec soin. Le résultat est attesté par les tassements mesurés : en 45 ans, le tassement maximal observé est de 13 cm en crête en partie centrale du barrage soit environ 0,3 % de la hauteur. En pratique, le tassement résiduel diminue au fil du temps et il est estimé aujourd'hui de l'ordre d'un demi-millimètre par an (0,001%).</p> <p>Dans le cadre du projet, une partie du remblai doit être terrassée en crête et sur le parement aval pour libérer l'espace nécessaire à la mise en œuvre du BCR. Le déblai sera utilisé comme granulats pour le barrage.</p> <p>Des éléments complémentaires sont présentés au § 3.6</p>
Be3	Masque bitumineux	<p>L'étanchéité amont est assurée par un masque bitumineux disposant d'une certaine élasticité. Il a été entièrement rénové en 1996 et fait l'objet d'un suivi rigoureux.</p> <p><i>Pour plus d'information, se reporter :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • à l'ANNEXE 1 qui présente le masque et la synthèse de son diagnostic ; • au document annexe n°12 : diagnostic du masque du barrage de Ste-Cécile d'Andorge <p>Dans le cadre du projet :</p> <ul style="list-style-type: none"> • le masque existant est à supprimer au-dessus de la cote 259,7 m NGF ; • un nouveau masque (DEG) sera apposé sur le masque existant résiduel (sous la cote 259,7 m NGF) et assurera l'étanchéité au-dessus de la cote 259,7 m NGF.

Be4	Plinthe	<p>La plinthe est un ouvrage en béton armé périmétral sur lequel vient se refermer le masque existant. Elle est décrite en ANNEXE 1.</p> <p>Elle accueille la galerie de visite rive-rive du barrage. Elle permet en outre d'accéder à la tulipe. Elle débouche sur les 2 rives sur le parement aval du barrage à quelques mètres sous la crête.</p> <p>Dans le cadre du projet, des forages seront réalisés en crête de la plinthe pour évacuer les eaux de drainage en pied du nouveau masque.</p>
Be5	Drainage sous masque	<p>Le masque est posé sur une couche drainante, constituée de 2 m d'épaisseur d'enrochements de granulométrie 5-200 mm. Les eaux sont actuellement perdues de manière diffuse dans le remblai du barrage.</p> <p>Dans le cadre du projet, les eaux de drainage sous le nouveau masque seront dirigées vers la galerie via des forages en crête de la plinthe.</p>
Be6	Galerie de drainage	<p>Une galerie de drainage a été forée dans le versant. Elle est décrite au §3.5.4.2.</p> <p>Les travaux ne prévoient pas d'intervention sur cette galerie (à l'exception de terrassement à proximité de son entrée). Des purges d'éventuels coins devenus instables seront néanmoins réalisés (si nécessaires) en fin de travaux.</p>
Be7	Rideau d'injection	<p>L'étanchéité de la plinthe a été prolongée par un voile d'injection vertical périmétral réalisé sous la plinthe (62 forages de 8 à 27 m de longueur). Il est décrit au §3.5.3.</p>
Be8	Voile de drainage	<p>Un voile de drainage incliné a été réalisé depuis la galerie périmétrale avec des forages de 18 m à 30 m de longueur. Il est décrit au §3.5.4.</p>
Be9	Inspections	<p>Les inspections régulières prévues par les consignes permettent d'identifier les désordres susceptibles d'affecter l'ouvrage (en particulier le masque).</p> <p>Une fois les travaux réalisés, le programme d'inspection devra être modifié.</p>
Be10	Evacuateur de crue existant	<p>L'évacuateur existant est décrit en ANNEXE 1.</p> <p>L'évacuateur comprend une tulipe et des pertuis de demi-fond alimentant deux galeries sous remblai. Il n'est prévu aucune modification de l'évacuateur existant dans le cadre du projet.</p>
Be11	Dispositif de vidange	<p>Le dispositif de vidange est décrit en ANNEXE 1. Il n'est prévu aucune modification du dispositif de vidange dans le cadre du projet.</p> <p>Le Conseil Départemental prévoit néanmoins un désengrèvement de la prise d'eau la plus basse préalablement aux travaux.</p>

Be12	Dispositif de restitution des faibles débits	<p>Le dispositif de restitution des faibles débits est décrit en ANNEXE 1. Dans le cadre du projet, il est prévu une modification du point de sortie du fait de la mise en place du BCR. Le nouvel exutoire traversera le rideau de pieux sécants (Bp10).</p> <p>Le Conseil Départemental prévoit par ailleurs un désengrèvement de la prise d'eau la plus basse préalablement aux travaux.</p>
------	--	---

Be13	Dispositif d'auscultation	<p>Le dispositif actuel et le bilan synthétique de l'auscultation sont décrits au §3.7.</p> <p>Le dispositif d'auscultation permet de suivre et d'apprécier le comportement du barrage notamment en termes de tassements (cibles topographiques réparties sur le parement amont et le couronnement), de piézométrie (piézomètres) et d'infiltration (suivi du débit des drains).</p> <p>Dans le cadre du projet, les travaux entraîneront la disparition d'une part important des cibles. De nouvelles cibles seront aménagées.</p> <p>Le suivi des drains sera complété par la mesure des eaux issues :</p> <ul style="list-style-type: none">• des nouveaux drains forés dans la crête de la plinthe,• des galeries de drainage.
------	---------------------------	---

Tableau 3-1 : Eléments de sécurité propre au barrage actuel

3.2.3 ÉLÉMENTS DE SECURITE SPECIFIQUES AU PROJET

Le tableau suivant présente les éléments de sécurité spécifiques au projet de modification.

Nature	Nature	Description
BP1	Rechargement du barrage en BCR	<p>Une recharge en BCR est mise en place depuis le bas vers le haut après scalpage du parement sur une épaisseur supérieure à 5 m (comptée verticalement). Le parement comprend des marches de 1,2 m de hauteur.</p> <p>En pied, la recharge en BCR est fondée au rocher sain. Le profil en marches d'escalier participe à la dissipation de l'énergie de la lame d'eau déversée.</p> <p><i>Pour plus d'information, se reporter :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • au document annexe n°9 du projet : étude des tassements et thermomécanique 3D • au document annexe n°10 du projet : étude de formulation du BCR
BP6	Revêtement des marches en béton armé	<p>Dans l'emprise de l'évacuateur, les marches sont renforcées par un revêtement de 30 cm de béton armé. Au droit des contremarches, le revêtement est connecté au BCR par des ancrages.</p> <p><i>Cf. détail 7 du plan n°006</i></p>
BP13	Revêtement des marches en GERCC	<p>Hors emprise de l'évacuateur, les marches sont renforcées par un GERCC (BCR surdosé par injection de ciment puis vibration).</p> <p><i>Cf. détail 6 du plan n°00</i></p>
BP2	Drain/filtre sous le BCR	<p>Le drain/filtre sous le BCR vise à drainer/filtrer la sous-face du BCR. Il assure également une transition granulométrique qui permet un bon compactage du BCR au contact du remblai (qui pourrait être compromis par les plus gros blocs présents dans le remblai).</p> <p><i>Cf. détail 7 du plan n°006</i></p>
BP14	Joint amont/aval au sein du BCR	<p>Dans et hors emprise de l'évacuateur, la fissuration au sein du BCR est contrôlée par des joints secs perpendiculaires au barrage réalisés dans la masse au fil de l'édification des couches. Ces découpes sont continues d'amont vers l'aval et concerne toute l'épaisseur du BCR.</p> <p><i>Cf. plan n°002</i></p>
BP15	Waterstop	<p>Dans l'emprise de l'évacuateur, les joints longitudinaux sont équipés en surface de joint waterstop insérés dans le béton du revêtement des marches.</p>

Nature	Nature	Description
BP7	Bajoyers	<p>Les bajoyers en béton armé permettent de canaliser les écoulements vers le bassin y compris pour une crue de période de retour 100 000 ans.</p> <p>Le calage des bajoyers a été vérifié par une modélisation physique et une modélisation numérique 3D.</p> <p><i>Cf. plan n°002</i></p>
BP9	Murs guideau	<p>Les murs guideau en béton armé et BCR permettent d'améliorer la débitance de l'évacuateur tout en réduisant les perturbations de l'écoulement.</p> <p><i>Cf. plan n°002</i></p>
BP10	Ecran en pieux sécants	<p>Un écran en pieux sécants assure la fonction de batardeau pendant le chantier et une protection complémentaire du BCR contre l'affouillement en pied d'ouvrage pour les crues majeures.</p> <p><i>Cf. détail 3 du plan n°006</i></p>
BP4 et BP5	Galerie inférieure et galerie supérieure	<p>La sous-face du BCR est drainée par deux galeries rive-rive qui récupèrent les eaux après filtration. Elles débouchent sur le parement aval :</p> <ul style="list-style-type: none"> • sur les deux rives pour la galerie supérieure • sur la rive gauche pour la galerie inférieure. <p>Elles permettent d'éviter l'accumulation de sous-pressions sous la recharge en BCR.</p> <p>Leur dimensionnement a fait l'objet d'une modélisation numérique 2D des écoulements internes en considérant une hypothèse extrême (rupture du masque en crue).</p> <p>Les galeries sont préfabriquées et livrées sur site (section intérieure H=2,3 m et l=1,5 m). Au contact du béton drainant, des ouvertures de sont pratiquées dans le piédroit coté amont et dans le radier. Elles permettent d'assurer une forte capacité de drainage des galeries.</p> <p>Les galeries comprennent une rigole pour l'écoulement et la mesure des eaux de drainage.</p> <p><i>Cf. détail 2 du plan n°006</i></p>
BP3	Béton drainant autour des galeries	<p>Sous les galeries et au contact du piédroit, du fait de sa cohésion, il rend possible la réalisation des ouvertures dans les galeries de drainage.</p> <p>Sous les galeries, le béton drainant permet également d'assurer un support plan pour la pose des éléments préfabriqués.</p> <p><i>Cf. détail 2 du plan n°006</i></p>
BP9	Parapet	<p>Un parapet en béton armé réalisé en crête permet de se prémunir contre une surverse jusqu'à une période de retour 100 000 ans.</p> <p><i>Cf. détail 6 du plan n°007</i></p>

Nature	Nature	Description
BP11	Nouveau masque (DEG)	<p>Le projet prévoit un masque (DEG) apposé sur le masque existant résiduel sous la cote 259,7 m NGF et sur le BCR au-dessus de cette cote.</p> <p>Le DEG comprend une membrane étanche, une âme drainante et un géotextile au contact du barrage. Il est segmenté en 7 compartiments. Chaque compartiment comprend 2 drains qui débouchent dans la galerie périmétrale.</p> <p><i>Cf. plan 005</i></p> <p><i>Cf. détails 4 et 5 sur plan 006</i></p>
BP12	Protection du masque DEG en partie basse	<p>Le projet prévoit une protection par un masque en béton du pied du masque. Cette protection vise à faciliter le nettoyage du masque sous la retenue normale et à limiter les risques induits par la chute de pierres depuis les versants.</p> <p><i>Cf. plan 005</i></p>
BP8	Seuil de contrôle	<p>Le seuil de contrôle est profilé et réalisé en béton armé et ancré dans le BCR.</p> <p><i>Cf. détail 1 sur plan 006</i></p>
BP16	Complément du système d'auscultation	<p>Le projet prévoit l'installation de nouvelles cibles topographiques sur la crête et sur le nouveau parement aval en BCR.</p> <p>Par ailleurs, le circuit de visite intégrera les galeries de drainage situées en sous-face du BCR.</p> <p><i>Cf. plan 012</i></p>
BP17	Rehausse et dalle BA de la RN106	<p>Dans le prolongement du barrage, en rive gauche, le projet prévoit une légère rehausse de la RN106 (environ 20 cm) avec mise en œuvre d'une dalle en béton armé sous la rehausse. La dalle est ancrée dans le substratum.</p> <p>Cette dalle permet de limiter les risques d'érosion en cas de surverse par la RN106 (point bas par rapport au parapet du barrage).</p> <p><i>Cf. document annexe 15 : projet de la rehausse de la RN106</i></p>
BP18	Purge des blocs instables du versant de rive droite et pose d'un grillage	<p>Cette disposition prévue en rive droite doit permettre de limiter le risque de perforation de la membrane par des chutes de blocs (dans le secteur où ce phénomène a été observé par le passé).</p> <p><i>Cf. plan 002</i></p>

Tableau 3-2 : Eléments de sécurité spécifiques au projet

3.3 FONCTIONS DES NOUVEAUX ELEMENTS DE SECURITE DU PROJET

Neuf fonctions sont prises en compte dans l'analyse fonctionnelle du barrage Le tableau suivant classe les éléments de sécurité spécifiques au projet de modification selon ces 9 fonctions.

L'indice **Be** est attribué aux éléments existants.

L'indice **Bp** est attribué aux éléments réalisés dans le cadre des travaux.

Fonctions	Description	Composants associés à cette fonction
Etanchéité	Aptitude à retenir l'eau et à éviter les infiltrations et fuites (digue et fondation)	<p>Be1 : fondation rocheuse</p> <p>Be3 : masque bitumineux</p> <p>Be4 : plinthe (et son voile d'injection)</p> <p>Be7 : rideau d'injection</p> <p>Bp11-1 : DEG (membrane du DEG)</p> <p>Bp13 : waterstop</p>
Résistance à l'érosion interne	Aptitude en cas d'infiltrations ou de fuites à résister à l'érosion interne (digue et fondation)	<p>Be1 : fondation rocheuse</p> <p>Bp1 : BCR</p> <p>Bp2 : drain/filtrant sous BCR</p> <p>Bp3 : béton drainant</p> <p>Bp6 : revêtement en béton armé</p> <p>Bp7 : revêtement en GERCC</p> <p>Bp11-2 : DEG (âme drainante du DEG)</p>
Filtration	Aptitude à retenir les particules emportées par l'eau	<p>Bp2 : drain/filtrant sous BCR</p> <p>Bp3 : béton drainant</p>
Drainage	Aptitude collecter les fuites existantes (dans un matériau non sensible à l'érosion interne) et évacuer ces fuites sans monter en pression	<p>Be5 : drain sous masque existant</p> <p>Be6 : galerie de drainage existante</p> <p>Be8 : voile de drainage existant</p> <p>Bp2 : drain/filtrant sous BCR</p> <p>Bp4 et Bp5 : galeries de drainage sous BCR</p> <p>Bp11-2 : DEG (âme drainante du DEG)</p> <p>Bp11-3 : DEG (drains forés du DEG)</p>
Stabilité	Aptitude à assurer la stabilité de l'ouvrage	<p>Be1 : fondation rocheuse</p> <p>Be2 : remblai du barrage</p> <p>Bp1: BCR</p>
Protection	Aptitude à protéger la surface du remblai des effets de l'environnement	<p>Bp1 : BCR</p> <p>Bp6 : revêtement des marches en béton armé</p> <p>BP13 : revêtement des marches en GERCC</p> <p>BP10 : écran en pieux sécant</p> <p>BP17 : dalle en béton armé sous la RN106</p> <p>BP18 : purge des blocs instables du versant rive gauche et grillage de protection</p>

Fonctions	Description	Composants associés à cette fonction
Evacuation	Aptitude à évacuer les crues et rejeter l'eau excédentaire à l'endroit prévu et à partir de la cote prévue	Bp9 : mur guideau Bp7 : mur guideau Bp8 : seuil en béton armé Be10 : évacuateur de crue existant
Auscultation	Aptitude à suivre le comportement du barrage	Be13 : dispositif d'auscultation Be9 : Inspections Bp16 : complément du système d'auscultation

3.4 TOPOGRAPHIE DE LA RETENUE

Le graphique suivant présente la loi cote / volume du barrage de Sainte Cécile d'Andorge.

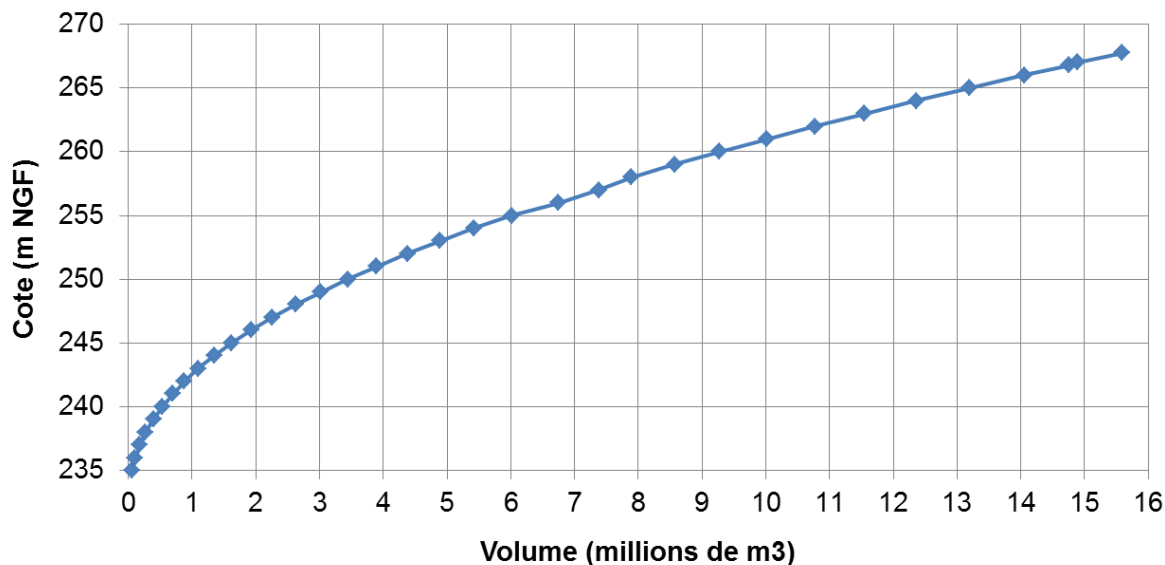


Figure 3-1 : Loi hauteur / volume

La retenue normale est fixée par la cote des pertuis de demi-fond (242,0 m NGF). Sous cette cote, le volume d'eau de la retenue (hors engravement) est estimé à environ 0.8 millions de m³ et la surface du plan d'eau est de l'ordre de 25 ha (environ 1,4 km de longueur).

La carte ci-après présente l'emprise de la retenue à la cote des pertuis (242,0 m NGF) et à celle du seuil de la tulipe (261,34 m NGF).

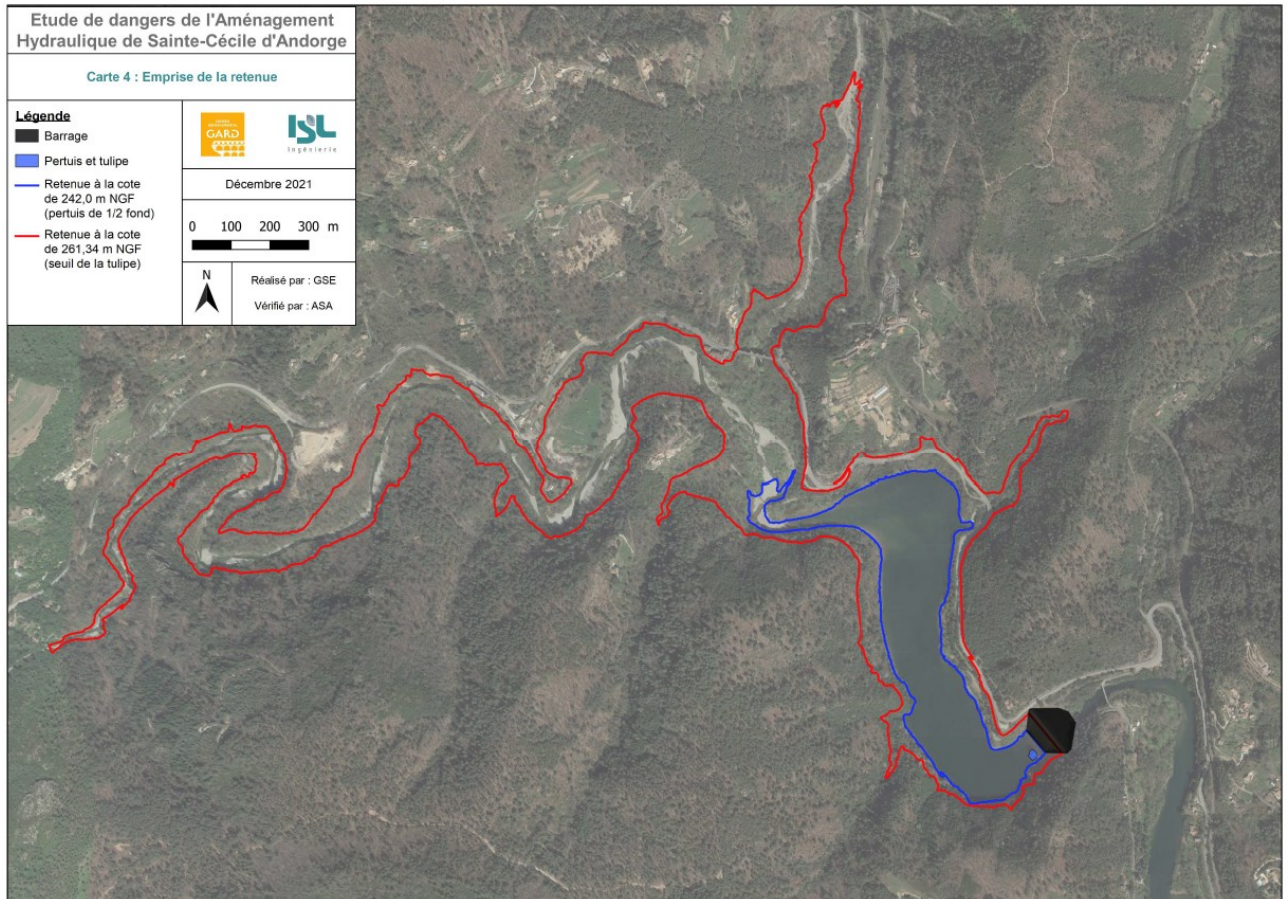


Figure 3-2 : Emprise retenue sous RN et sous cote de la tulipe

La carte ci-après présente l'emprise de la retenue à la cote des pertuis (242,0 m NGF) et à celle correspondant aux futures PHE après travaux (267,2 m NGF).

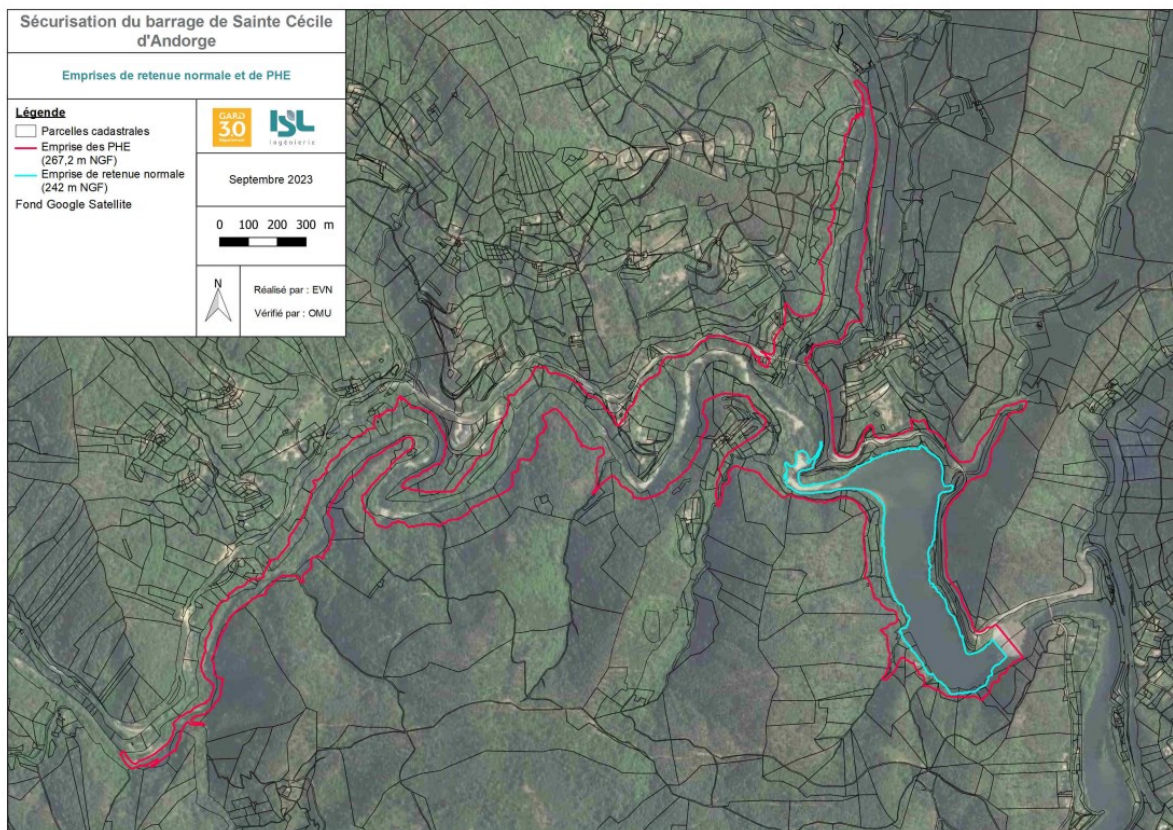


Figure 3-3 : Emprise retenue sous RN et sous cote des PHE

L'engrèvement actuel du plan d'eau sous la retenue normale est estimé de l'ordre de 800 000 m³. Les diverses approches mises en œuvre pour apprécier la vitesse d'engrèvement ont conduit à une valeur d'environ 18 000 m³/an (environ 2/3 de sables limoneux et 1/3 de graves sableuses).

Des travaux localisés de dégrèvement du pied de la tour de prise sont régulièrement entrepris par l'exploitant.

Le marnage du plan d'eau est faible et la retenue est quasiment toujours à la cote de retenue normale avec un creux de quelques mètres en fin d'été du fait du soutien d'étiage.

En crue, la montée du plan d'eau est rapide de l'ordre de quelques heures. La cote maximale atteinte depuis la création du barrage (crue d'octobre 1977) est d'environ 253 m NGF soit environ 8 m sous la cote d'entrée en service de la tulipe (qui n'a donc jamais fonctionné).

Les principaux chiffres à retenir sont figurés dans le tableau suivant.

Tableau 3-3 : volumes de la retenue par tranche

Localisation	Cote m NGF	Volume de la tranche (millions de m ³)	Volume total (millions de m ³)
Sous la cote des pertuis de demi-fond (RN)	229,0 / <u>242,0</u>	0,8	<u>0,8</u>
De la RN au déversement sur la tulipe	242,0 / <u>261,3</u>	9,4	<u>10,2</u>
Du déversement sur la tulipe aux PHE après travaux	261,3 / <u>267,1</u>	6,6	<u>16,8</u>
Des PHE après travaux à la cote de danger après travaux (parapet)	267,1 / <u>268,8</u>	2,4	<u>19,2</u>

Concernant les PHE, l'arrêté d'autorisation valant règlement d'eau du 22 février 1967 contient les indications suivantes :

- Cote atteinte par le plan d'eau de la retenue pour une crue de périodicité 5000 ans arrivant dans la retenue vide à la cote 242,00 de la retenue permanente : 263.07 m NGF,
- Cote atteinte par le plan d'eau de la retenue pour une crue de périodicité 5000 ans arrivant dans la retenue pleine à la cote 261.20 du seuil de l'évacuateur : 265.95 m NGF.

Même si la cote de 266.80 m NGF est mentionnée dans certain document, elle n'a fait l'objet d'aucune régularisation administrative. Dans l'état actuel, la crue décennale conduirait à dépasser la cote de crête du parapet (267,2 à 267,5) soit une cote supérieure à la nouvelle cote de PHE proposée (267,1 m NGF). On ne peut donc pas considérer qu'il y a une révision à la hausse des PHE et un impact associé.

Un levé bathymétrique en amont immédiat de la tour de prise a été réalisé par l'Exploitant en 2022. Ce relevé, ainsi que l'inspection subaquatique de 2022, confirment un fort niveau d'envasement. Dans l'axe des vannes de vidange, le niveau d'envasement actuel se situe entre les cotes 231,8 m NGF et 232,1 m NGF. A titre de comparaison, on enregistre une hausse d'environ 1,9 m dans l'axe des vannes de vidange par rapport au relevé 2014, et une hausse d'environ 0,4 m depuis la dernière chasse datant de 2019.

Il est à souligner que cette évolution de la bathymétrie, et notamment la présence massive d'embâcles et sédiments sur toute la partie basse de la tour, a empêché la détection et l'inspection des conduites et des vannes du circuit de vidange et de la partie inférieure des prises d'eau étagées.

Figure 3-4 : Comparaison des levés bathymétriques entre 2010 et 2022

Contrôle bathymétrique - Sainte Cécile d'Andorge
Profil P1 - Devant la tour de prise

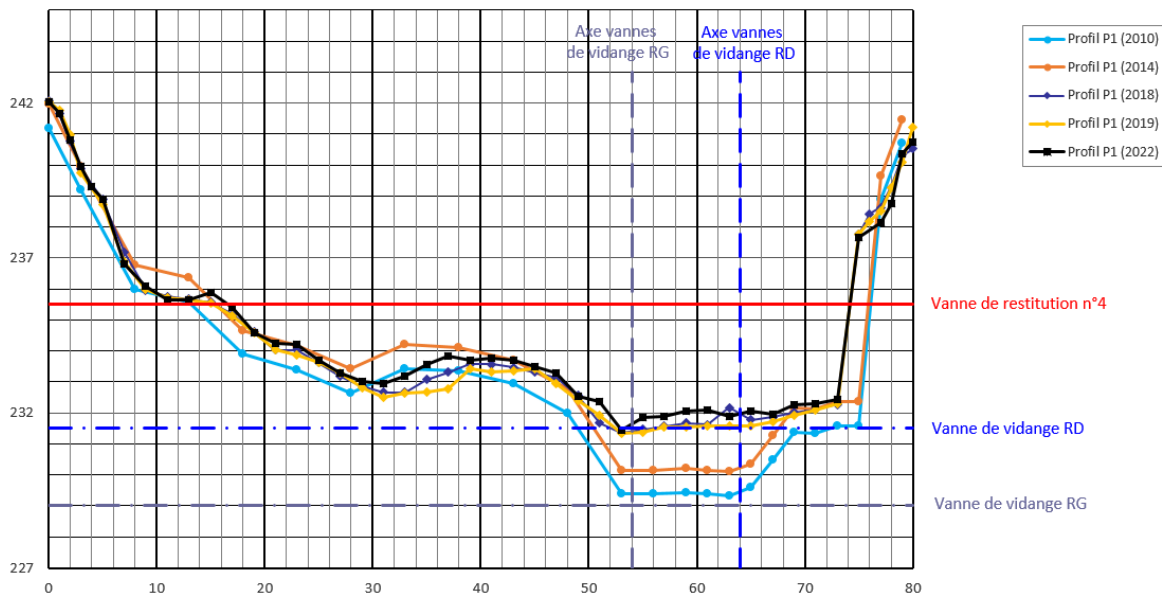
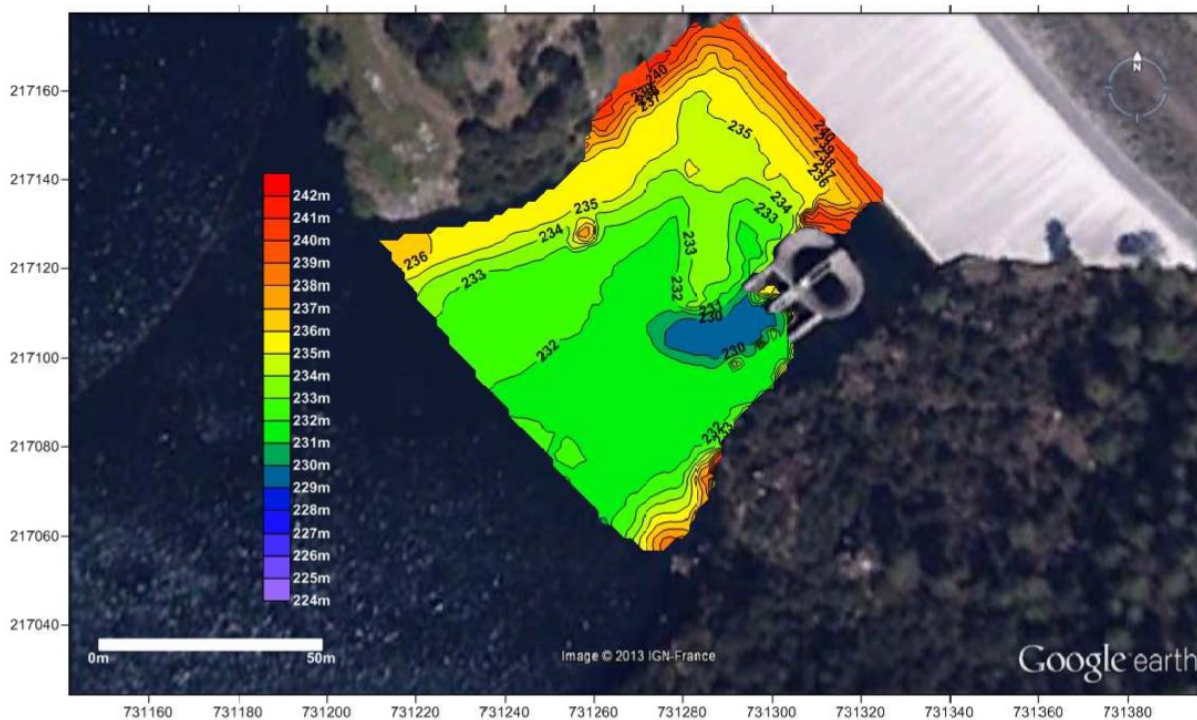


Figure 3-5 : Levé bathymétrique de la retenue amont réalisé en 2013 (source BRLi)



Ce phénomène est potentiellement critique pour les deux vannes de la vidange noyées sous les sédiments. Cet aléa a néanmoins été pris en compte dans les scénarios de défaillance de l'étude de dangers avant travaux. Sa criticité a été jugée acceptable et les travaux prévus n'ont pas d'impact sur cette conclusion.

3.5 CARACTERISTIQUES DE LA FONDATION

Nota : les paragraphes suivants sont directement issus du projet.

3.5.1 GEOLOGIE DU SITE

La vallée du Gardon d'Alès est creusée, au droit du site, dans les formations cristallophylliennes de l'ensemble métamorphique cévenol, situées sous les discordances carbonifère et mésozoïque dont les séries sédimentaires affleurent à proximité à la faveur de grands accidents tectoniques (cf. carte géologique).

Globalement ces roches métamorphiques présentent une composition minéralogique relativement homogène. Ce sont des roches quartzo-feldspathiques, micacées, recristallisées, dans lesquelles l'albite de néoformation est, à peu près, toujours présente.

Dans le détail, ces roches sont variées, d'une part, par leur composition minéralogique quantitative avec des proportions relatives des minéraux constituants très variables et d'autre part, par leur texture et leur structure. Les passages entre les différentes roches se font toujours d'une façon graduelle.

Ces différenciations ont néanmoins conduit à distinguer deux grands ensembles qui regroupent, eux-mêmes, divers faciès :

- le premier ensemble hétérogène intéresse le site du barrage ; il regroupe diverses variétés de gneiss ;
- le second ensemble, d'aspect plus monotone, est largement présent plus en amont dans la vallée ; il est surtout représenté par des micaschistes (au sens large).

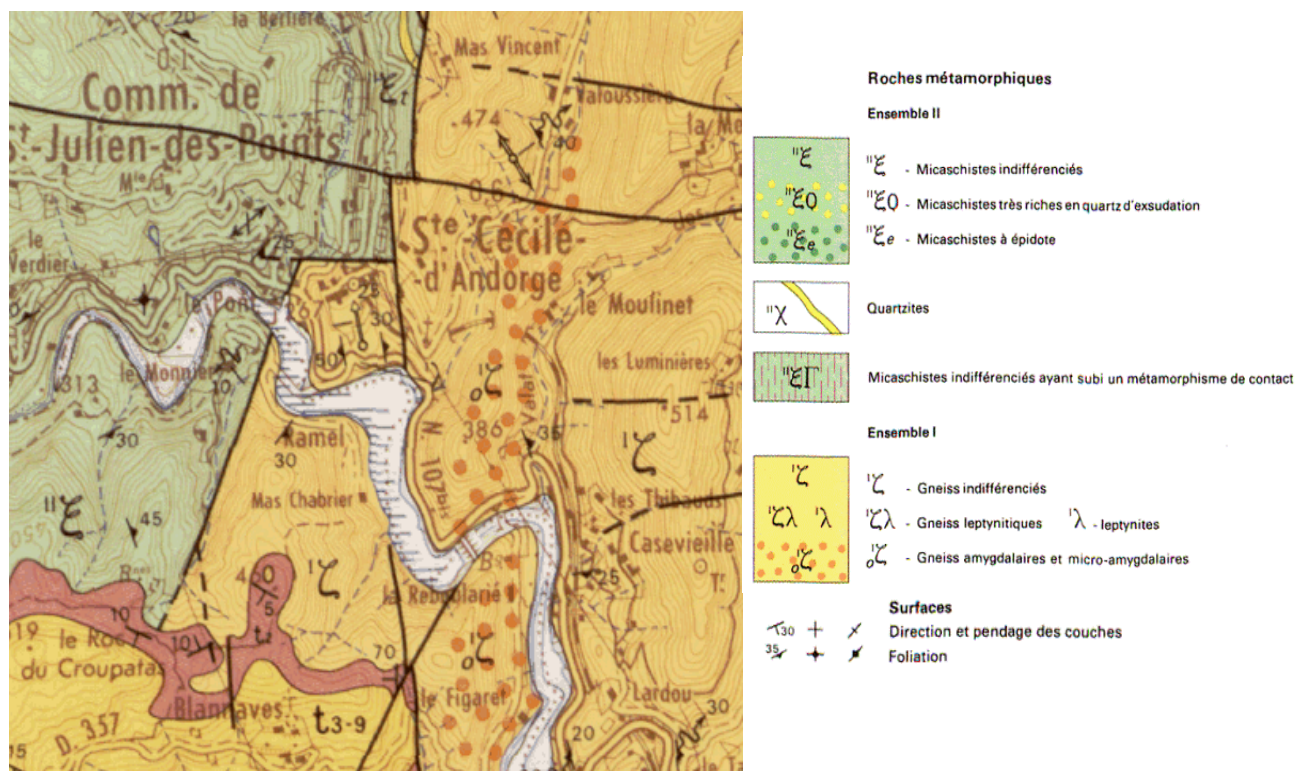


Figure 3-6 : extrait de la carte géologique d'Alès (1/50 000 – BRGM)

Dans l'ensemble, la disposition de ce matériel métamorphique est très régulière. Cependant, de loin en loin, on relève quelques dislocations, avec torsion et déchirures de la foliation, cicatrisées par des filons de quartz. Ces accidents ne constituent donc pas des points de moindre résistance. La foliation au droit du site plonge d'une trentaine de degré vers la rive droite.

Aucune faille majeure, d'extension régionale, ne se trouve dans la zone proche du barrage.

Le substratum ne présente aucune trace de broyage ou de dislocation, en dehors d'une faille mineure, notée F, relevée lors des investigations, d'orientation NNW-SSE, avec un remplissage argileux et localement des mylonites, pouvant atteindre près de 2 m en rive droite.

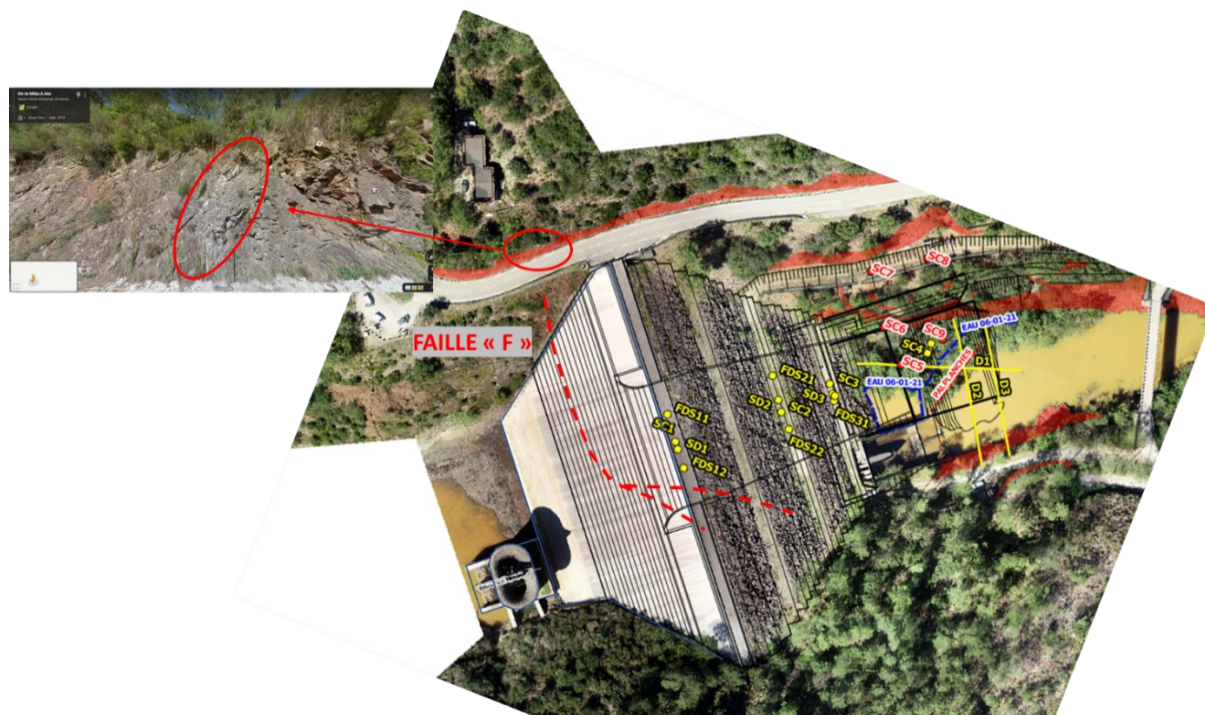


Figure 3-7 : Faille « F »

La roche est affectée de diaclases, réparties en deux systèmes subverticaux, sensiblement orthogonaux, dont l'un est transversal à la vallée.

Il faut également noter des paléooltérations localement très marquées avec une rubéfaction de la roche (cristallisation d'oxydes de fer avec surtout de l'hématite), liées aux paléosurfaces (contact discordant entre le socle et le Trias).

3.5.2 ROCHER DE FONDATION

Le barrage est fondé sur une fondation hétérogène, surtout caractérisée par la présence de gneiss amygdalaires et micro-amygdalaires associés à des gneiss plus fins et micacés. Des termes de transition s'observent entre les divers faciès.

Les gneiss amygdalaires et micro-amygdalaires sont des roches d'aspect massif à foliation et linéation irrégulièrement marquées, avec un débit en dalles de 3 à 5 cm d'épaisseur présentant des surfaces de feuilletage bosselées. Elles sont formées d'une trame quartzo-feldspathique, plus ou moins micacée, de granulométrie variable, homogène ou hétérogène, dans laquelle on observe des éléments de taille et de composition variables. La trame présente une texture granoblastique ; localement granolépido-blastique dans les faciès les plus fins et les plus micacés.

Le massif de fondation est traversé par de nombreuses discontinuités tectoniques avec une orientation et une densité constante. La roche ne présente aucune trace notable de broyage en dehors de la faille F relevée lors des investigations sur le barrage. Elle est néanmoins affectée par quelques failles anciennes de moindre importance, avec des brèches recimentées, ou des injections de filon de quartz.

Les reconnaissances réalisées lors des études de conception ont mis en évidence une faible altération dans la masse de la roche. Cependant, l'altération en grand, liée à la fracturation et à la rubéfaction du massif est loin d'être négligeable, avec des oxydations localement très profondes.

Un levé topographique des fouilles a été réalisé après leur réception. Le décapage a été réalisé jusqu'à atteindre un substratum relativement sain.



Figure 3-8 : Photo de la réception intermédiaire des fouilles de rive gauche (4/02/1966)

Les PV de réception des fouilles du Professeur J. Avias en date du 4 février et du 22 avril 1966 font état :

- d'un gneiss relativement sain, affecté de diaclases et de fractures à faible rejet,
- de l'absence de fracture ouverte notable ou zone de broyage conséquente à remplissage meuble,
- un substratum décapé apte à recevoir directement les enrochements.

En fond de vallée, le décapage a atteint la cote 222,5 m NGF soit une profondeur de 3 à 4 mètres. Compte tenu de la cote de crête du barrage, la hauteur du remblai est donc de 45 m.

Au droit des galeries d'évacuation situées au pied du versant de rive droite, les fouilles ont atteint la cote 225,3 m NGF. La bathymétrie réalisée en 2012 a montré qu'une fosse d'érosion s'était développée entre 10 et 25 m en aval de la sortie des galeries. La cote de fond de la fosse atteint précisément aujourd'hui la cote des fouilles en fond de vallée (222,5 m NGF).

3.5.3 ETANCHEITE DE LA FONDATION

La perméabilité du rocher de fondation a été testée par des essais Lugeons. Il faut noter que pour ne pas déstructurer la partie superficielle, les essais n'ont commencé qu'après 10 m de profondeur et que la tranche 10-15 m n'a pas dépassé le palier de 5 bars.

La perméabilité moyenne est de l'ordre de 4 unités Lugeon (UL), et elle n'a qu'exceptionnellement dépassé 10 UL avec un maximum de 15 UL. Aucune aptitude au débouillage n'a été constatée, même dans les zones de faille où par ailleurs la perméabilité ne présente pas d'anomalie.

L'étanchéité des fondations a été réalisée au moyen d'un rideau d'injection dont les caractéristiques étaient les suivantes :

- forages inclinés depuis le fond de fouille à 45° dans le plan du voile ;
- profondeur de 8 à 26 m ;
- espacement de 2,5 m ;
- injection par passes descendantes sous une pression constante (1 bar par mètre de profondeur).

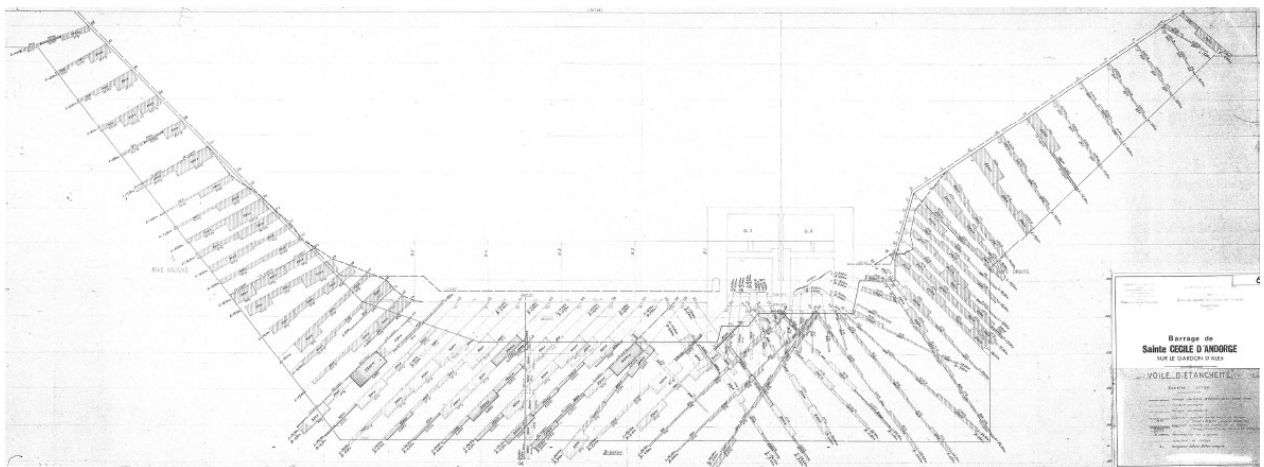


Figure 3-9 : rideau d'injection et absorptions

Les quantités de coulis injectés ont été faibles sur l'ensemble des 62 forages exécutés (forage de collage exclus). Elles ont atteint en moyenne 30 kg de ciment par mètre linéaire de forage.

Des forages de collage ont été exécutés entre les forages d'injection (et dans le même plan) le long de la plinthe et de la tête amont de la galerie. Les profondeurs de ces forages ont été ajustées de manière à atteindre une profondeur de 3 à 5 m sous le niveau des fouilles. Ils ont été injectés avec une pression de 3 à 5 bars.

3.5.4 DRAINAGE DE LA FONDATION

3.5.4.1 Voile de drainage (Be8)

Un voile de drainage a été exécuté sous les ouvrages amont du barrage à quelques mètres en aval du voile d'étanchéité.

Le voile de drainage est constitué de drains espacés de 3 m environ, de longueur variant de 17 à 30 m, faiblement inclinés sous la plinthe amont en béton et les têtes des galeries, fortement inclinés dans les murets de rives droite et gauche de manière à pouvoir se vider par gravité dans les cunettes des galeries de visite de ces murets.

L'ensemble de l'eau collectée par les drains est récupéré par des caniveaux ou collecteurs le long des galeries et débouche dans un puisard situé dans la galerie batardeau. Ce puisard est équipé d'une pompe d'exhaure et d'une pompe de secours.

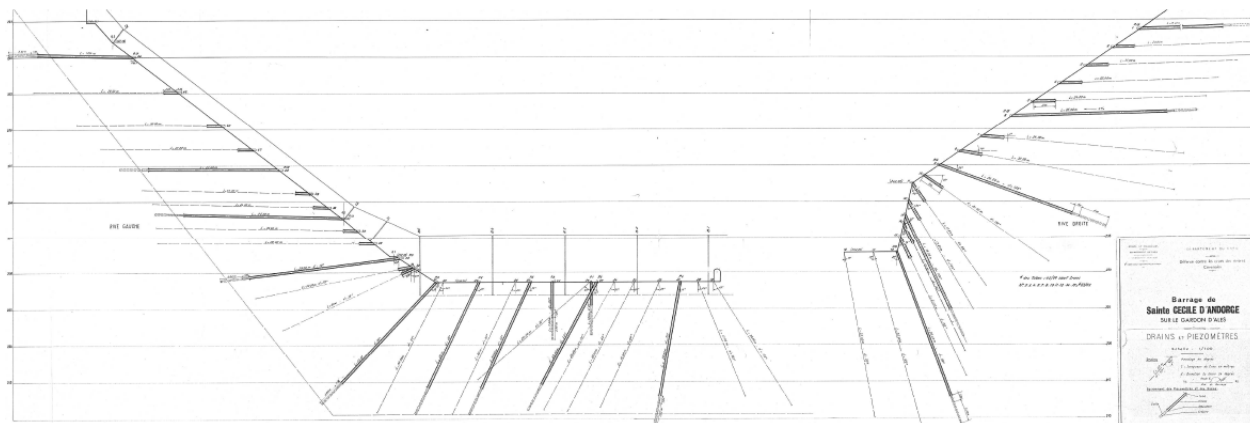


Figure 3-10 : voile de drainage

3.5.4.2 Galerie de drainage (Be6)

Une galerie de drainage de l'appui rive gauche du barrage (Be6) a été creusée à l'explosif à partir de la risberme 234 m NGF, en 1971, postérieurement à la construction du barrage. Longue d'une cinquantaine de mètres, la galerie débute presque perpendiculairement au talus de la rive, puis, effectue un coude à 90° pour revenir vers l'axe du barrage avec une direction sensiblement parallèle à l'axe de la vallée. Elle se termine par des forages drainants, orientés vers l'amont du barrage et vers le centre de la vallée.

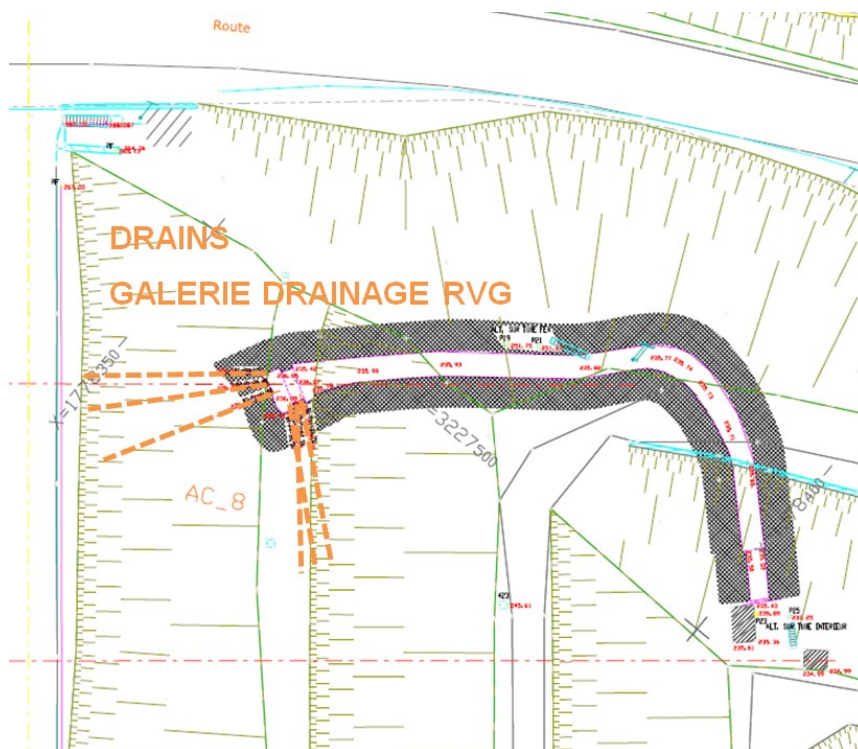


Figure 3-11 : Drains de la galerie de drainage appui rive gauche (risberme 234 m NGF)



Figure 3-12 : Galerie de drainage appui rive gauche (risberme 234 m NGF)

Le rapport de la visite annuelle de 1999 dresse un court historique de l'origine de cette galerie. L'idée d'une galerie a été initiée par la piézométrie observée lors des premiers mois de fonctionnement de l'ouvrage (en 1967). Ces observations ont conduit le CTPB à préconiser en 1968 le forage de piézomètres dans le versant depuis la risberme supérieure (cote 256 m NGF). C'est pourtant l'idée d'une galerie courte qui sera reprise, simplifiée et exécutée en 1971.

3.6 REMLAI DU BARRAGE

Nota : les paragraphes suivants sont directement issus du projet.

3.6.1 DONNEES BIBLIOGRAPHIQUES

Ce chapitre présente le résultat de l'analyse de la bibliographie mise à disposition d'ISL par le Département du Gard. Les éléments complémentaires acquis dans le cadre de la mission confiée à ISL sont présentés dans le document C du dossier de révision spéciale.

3.6.2 ZONAGE DU BARRAGE

L'extrait de plan suivant précise le zonage du barrage et la numérotation des couches selon les documents d'archives.

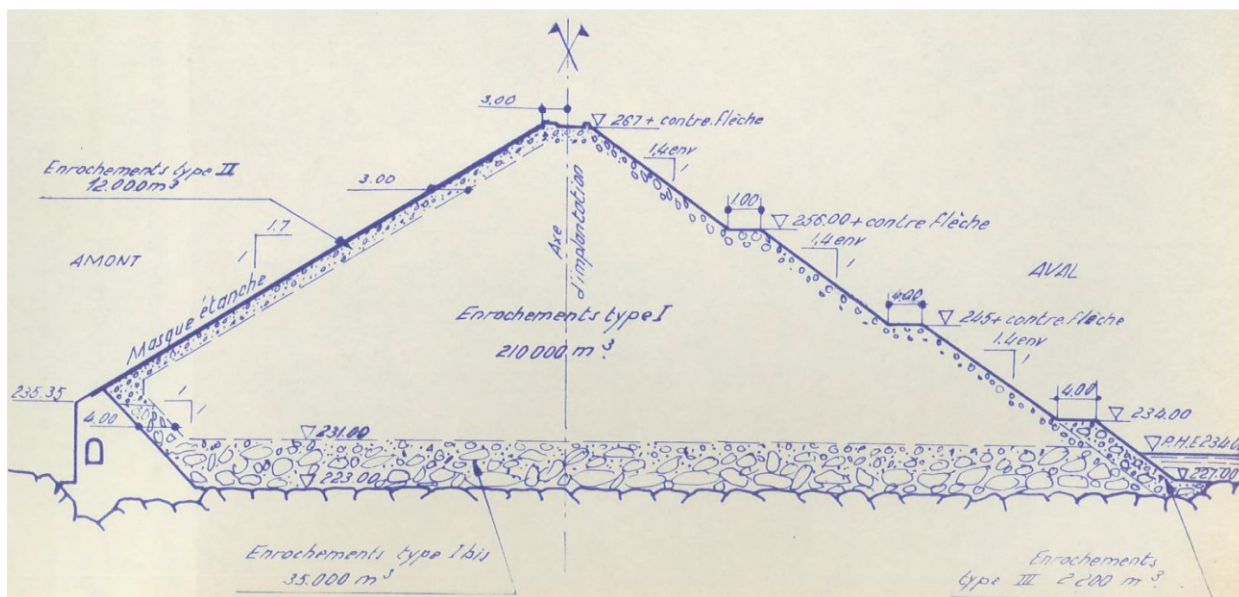


Figure 3-13 : Zonage théorique du barrage

Le massif de la digue est constitué par des enrochements de gneiss extraits dans une carrière ouverte en rive droite dans la retenue à quelques centaines de mètres à l'amont du barrage. Selon les archives :

- la zone dite 1bis correspond à la base du barrage jusqu'à la cote 231 m NGF (environ 8 m pour 10 couches) ;
- la zone dite 1 correspond au corps du barrage au-dessus de la cote 231 m NGF (environ 37 m pour 33 couches).

Dans la zone 1, la granulométrie des enrochements avant compactage devait répondre aux caractéristiques suivantes :

- moins de 15% de passant au tamis de 5 mm,
- moins de 50 % de passant au tamis de 100 mm,
- $D_{max} < 1m$.

Un caractère drainant était recherché pour la zone 1bis en réduisant la proportion de fines :

- moins de 10% de passant au tamis de 5 mm,
- moins de 30 % de passant au tamis de 100 mm,
- $D_{max} < 1m$.

En pratique, l'examen des ordres de service et des granulométries réalisées durant le chantier a montré que cette nuance trop ténue entre les deux enrochements n'a pu être strictement respectée.

Sur le parement aval, une granulométrie plus grossière a été obtenue au moyen d'un lavage à la lance à eau.

Sur le parement amont (zone 2), un matériau drainant calcaire 5/200 mm a été mise en œuvre.

Au pied aval du barrage (zone 3), un massif de gros enrochements 500-2500 kg a été disposé de manière à protéger le pied de digue contre l'érosion. Cette carapace constitue la risberme inférieure.

Les 45 m de remblai ont été mis en œuvre suivant 43 couches. L'épaisseur moyenne est donc de l'ordre du mètre mais certaines couches ont atteint 1,3 m d'épaisseur après compactage. L'épaisseur des plus minces a été de l'ordre de 0,6 m.

L'édification s'est faite au rythme de 1 à 3 jours de mise en place pour une journée de compactage (3 jours en partie basse et 1 en partie haute). Les enrochements ont été régalez au bulldozer, arrosés à raison de 350 L/m³ en moyenne et compactées au rouleau vibrant ABG de 10,5 tonnes tracté par un bulldozer de 22 tonnes (quatre passes minimum).

Hors compactage, la mise en place du remblai a été réalisée en un peu plus de 100 jours de travail sur une période de 6 mois (de février à juillet 1966). Les cadences correspondantes sont de l'ordre de 2000 m³ par jour.

Le rapport relatif aux planches d'essais mentionne que l'enrochement obtenu était assez plein du fait de la granulométrie continue des matériaux de carrière.

Une contre-flèche de 0,5 m a été adoptée en crête.

3.6.3 PHASAGE DE LA CONSTRUCTION DU BARRAGE

Le phasage de la construction du barrage a été réalisé de manière à limiter le risque de rupture par surverse. Il a été reconstitué à partir des ordres de service délivrés pendant le chantier. Il est différent du phasage prévisionnel prévu au marché.

Les 3 phases sont illustrées sur le schéma suivant.

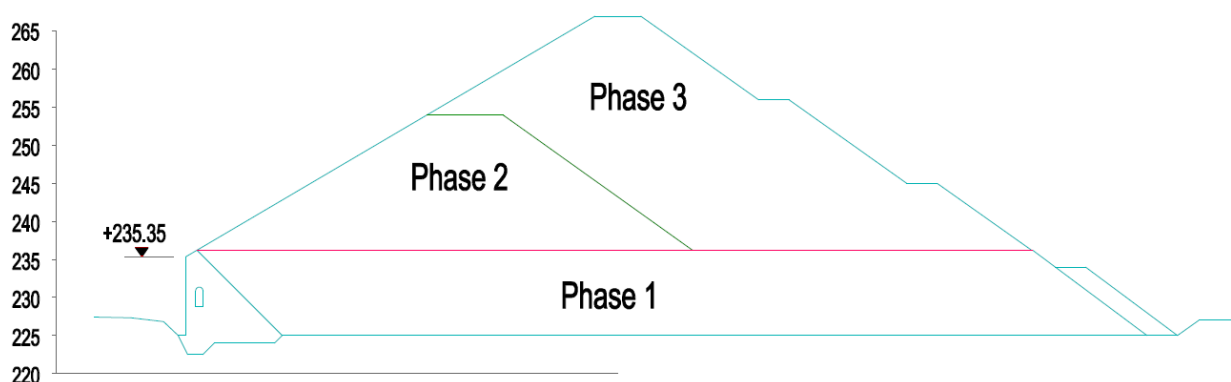


Figure 3-14 : phasage de la construction du barrage selon les ordres de service

En phase 1 (du 11 février au 5 avril 1966), le remblai a été édifié jusqu'à la cote 235 m NGF. Jusqu'à cette cote, le risque de rupture était nul les galeries sous le remblai n'étaient pas encore obstruées par les seuils des pertuis de fond.

En phase 2 (du 16 avril au 24 juin), le remblai amont a été monté jusqu'à environ 254 m NGF. Cette phase était la plus à risque en termes de rupture par surverse malgré l'ouverture des galeries.

En phase 3 (du 27 juin au 17 juillet), le remblai a été monté jusqu'à la crête.

Une analyse des granulométries réalisées durant le chantier sur des échantillons de 10 tonnes a été menée par ISL.

Le graphique suivante présente les 6 granulométries disponibles pour la phase 1 (zone 1bis étendue). La courbe noire correspond à la courbe moyenne.

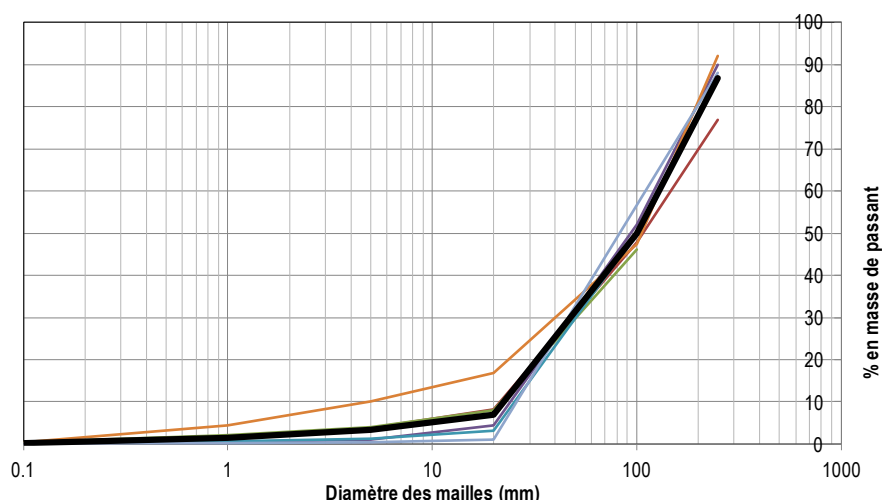


Figure 3-15 : Granulométrie de phase 1

Le fuseau est étroit. Le passant à 5 mm est a priori respecté (<10%). Le passant à 100 mm est de l'ordre de 50%. Il est supérieur à l'objectif (<30% pour la zone 1bis). Environ 85% des éléments ont un diamètre inférieur à 250 mm.

Le graphique suivante présente les 6 granulométries disponibles pour la phase 2. La courbe noire correspond à la courbe moyenne.

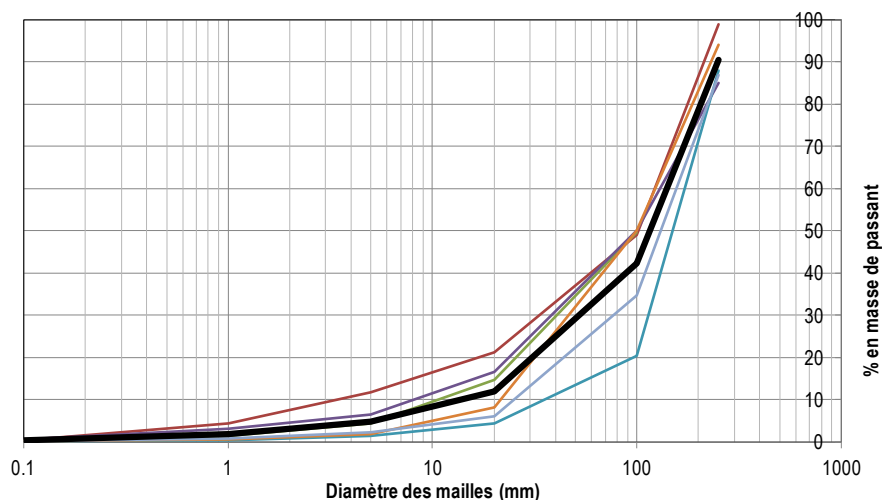


Figure 3-16 : Granulométrie de phase 2

Le fuseau est plus large que pour la phase 1. Le passant à 5 mm est a priori respecté (<15%). Le passant à 100 mm est compris entre 20 et 50%. Il est conforme à l'objectif (<50%). Environ 90% des éléments ont un diamètre inférieur à 250 mm.

Le graphique suivant présente les 31 granulométries disponibles pour la phase 3.

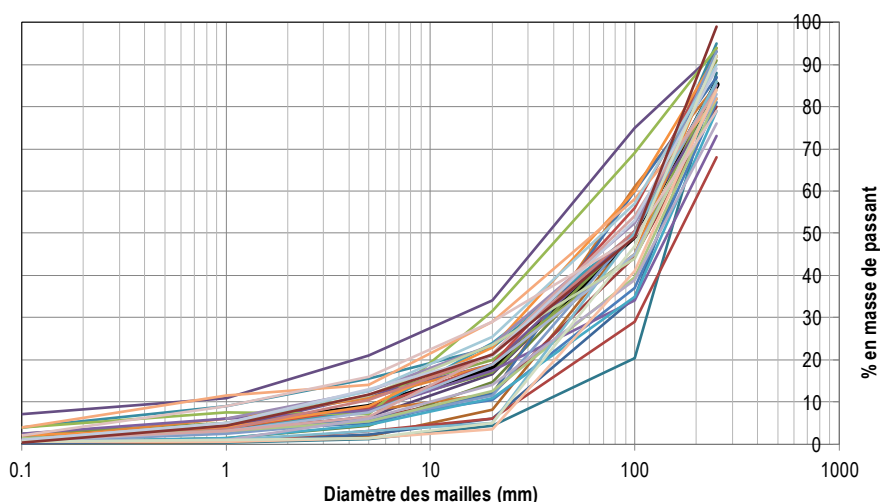


Figure 3-17 : Granulométries de phase 3

Le fuseau est plus large que pour les phases précédentes. Le passant à 5 mm est majoritairement respecté (<15%). Le passant à 100 mm est compris entre 20 et 75% pour un objectif <50%. Environ 70 à 95% des éléments ont un diamètre inférieur à 250 mm.

Le graphique suivant présente une synthèse des graphiques précédents avec :

- en vert : la courbe moyenne de phase 1 ;
- en noir : la courbe moyenne de phase 2 ;
- en rouge : le fuseau de la phase 3 en excluant les 3 granulométries s'écartant le plus des autres.

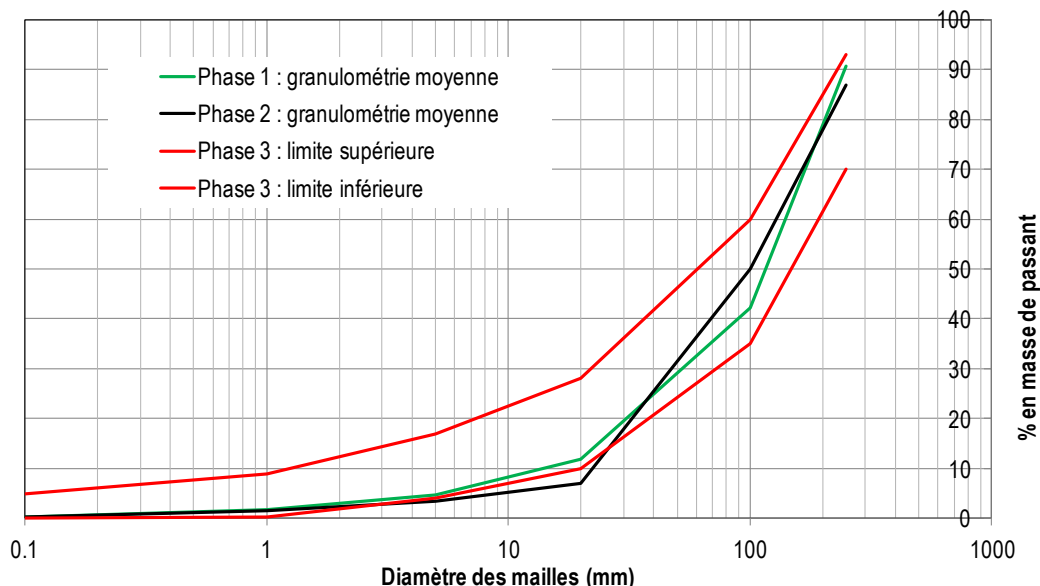


Figure 3-18 : fuseau granulométrique de phase 3 et granulométries moyennes des phases 1 et 2

Les enrochements de phase 1 au fuseau étroit apparaissent effectivement comme plus pauvres en éléments fins que les enrochements des autres phases. A ce titre, les enrochements de phase 2 sont intermédiaires entre ceux de phase 1 et ceux de phase 3 dont la production a sans doute fait l'objet d'un contrôle moins important.

On note surtout la faible proportion d'éléments supérieurs à 250 mm : en moyenne de l'ordre de 20% en masse. La granulométrie est très étalée avec coefficient d'uniformité ($C_u = D_{60}/D_{10}$) de l'ordre de 30. Il est probable que le compactage ait conduit à une réduction complémentaire des plus gros éléments.

L'enrochement peut être considéré comme un enrochement fin bien gradué et il ne faut pas se fier aux enrochements visibles en parement aval. Ce type d'enrochement correspond à celui recherché par l'approche moderne des barrages en enrochements.

Le caractère bien fermé du remblai est visible sur les photographies prises pendant la construction.

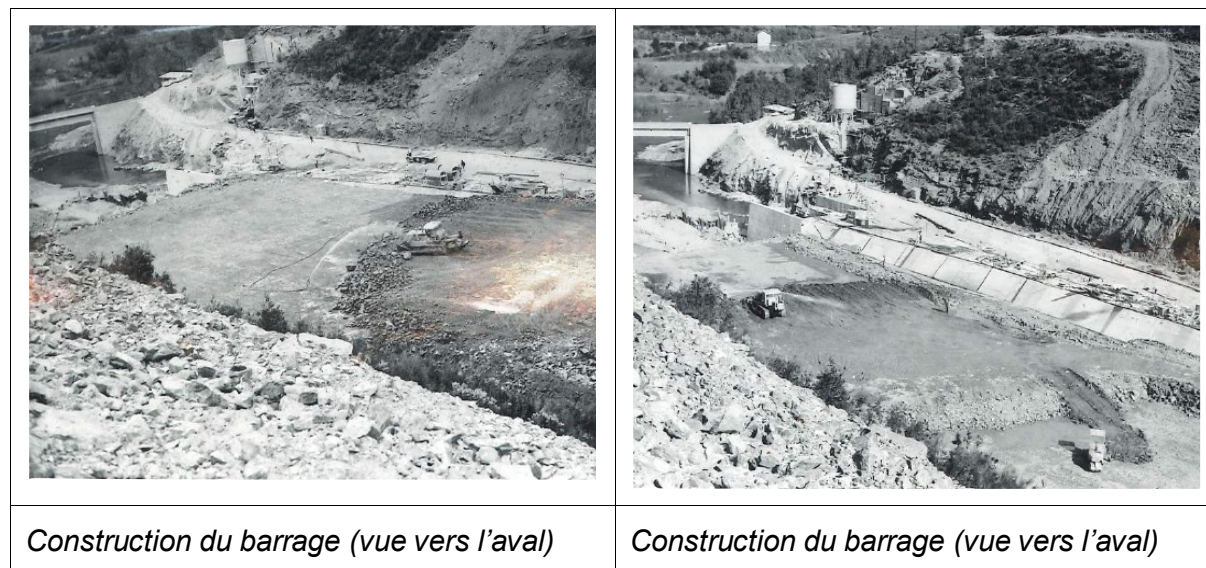


Figure 3-19: Photos de la construction de la phase 1 du barrage

3.7 DISPOSITIF ACTUEL D'AUSCULTATION

Nota : les paragraphes suivants sont directement issus du projet.

3.7.1 DISPOSITIF D'AUSCULTATION

Le dispositif d'auscultation du barrage comprend les éléments suivants.

Du point de vue de la surveillance du comportement hydraulique :

Le barrage est équipé au total d'un réseau de 45 drains dont les débits sont collectés et suivis au droit de 6 points de mesure des débits de fuites du corps du barrage, de ses fondations et de ses galeries de rives.

- 7 des 12 drains de la galerie batardeau sont tubés et crépinés et sont également mesurés en piézométrie, dont 5 au moyen de manomètres.
- 4 drains en galerie rive gauche et 5 drains en galerie rive droite sont également tubés et crépinés.

Un seuil de mesure permet également de mesurer les débits de drainage d'une galerie de reconnaissance forée dans le versant de rive gauche au pied du barrage.

Le barrage est également équipé en pied aval d'un réseau de huit piézomètres extérieurs mesurés à la sonde.

Du point de vue de la surveillance des déplacements et phénomènes géomécaniques :

- 18 dispositifs de mesure d'écartement des joints, 12 en galerie ovoïde, 2 en galerie batardeau, 3 en galerie RG et 1 en galerie RD.

Du point de vue topographique :

En planimétrie et altimétrie :

- 15 cibles réparties sur 3 niveaux du parement amont (masque bitumineux)
- 1 cible sur la tour de prise
- 2 cibles extérieures

En altimétrie uniquement :

- 5 repères de nivellement sur le couronnement et les risbermes du parement aval.

3.7.2 DISPOSITIF DE MESURE

Les données hydroclimatiques (pluviométrie au local de surveillance du barrage de Sainte Cécile d'Andorge) et hydrauliques (cote du plan d'eau amont) sont mesurées hebdomadairement par le surveillant (lors de la tournée d'inspection visuelle et de contrôle) et en continu par les appareils.

La cote du plan d'eau est mesurée au moyen :

- d'une échelle limnimétrique, située au droit du muret de rive du masque, en rive gauche, ainsi qu'au droit de la tour de l'évacuateur de crues,
- d'un limnimètre bulle à bulle, implanté au droit de la tour de l'évacuateur de crues puis dans la chambre de manœuvre de la vanne de vidange rive gauche,

La pluviométrie est mesurée par un radar (en partenariat avec le SPC Grand Delta) installé au sommet de la tour.

L'archivage des données se fait sur support informatique et sur le registre de l'ouvrage.

3.7.3 INTERPRETATION

- Piézométrie :

Les piézomètres en pied de barrage ont un niveau piézométrique stabilisé qui augmente après chaque montée du plan d'eau, et revient ensuite à sa mesure d'origine. Ce constat est également lié à la pluviométrie. Concernant les piézomètres dans l'emprise du barrage, leur comportement est stable avec un niveau piézométrique bien inférieur à celui du plan d'eau, ce qui témoigne de l'efficacité du voile d'étanchéité. Seul le piézomètre D29P6 réagit de manière significative aux variations du plan d'eau avec un calage piézométrique plus haut, situé 5m sous le niveau de plan d'eau. Néanmoins le comportement de ce piézomètre reste stable ce qui permet de relativiser le phénomène.

- Drainage :

Les débits cumulés des drains rive droite et rive gauche ainsi que dans la galerie de reconnaissance sont sensiblement identiques au fil des années et n'ont connu qu'une évolution limitée.

Hors période de crues, le débit total des drains dans le barrage est actuellement de l'ordre de 23 L/min, dont 21 L/min pour la galerie batardeau, (elle-même conditionnée principalement par les drains 19-20). Le débit de la galerie batardeau était de 32 L/min en moyenne sur la période 2001-2011 et atteignait les 50 L/min en 1995. En effet, on observe une diminution des débits des drains de la galerie batardeau, plus particulièrement des drains 19-20 mais également, dans une moindre mesure, des drains D26, D23 et 25p4 dans le thalweg de la vallée.

La piézométrie dans ce secteur reste constante. Les drains ont pu légèrement se colmater et l'eau utilise un autre cheminement puisqu'on n'observe pas d'augmentation de la piézométrie. Une autre explication pourrait être un étanchement des réseaux de circulation d'eau par l'augmentation du dépôt solide en fond de retenue et plus particulièrement à proximité de l'ouvrage.

Concernant les galeries RD et RG, les augmentations ponctuelles des débits sont principalement dues à une augmentation des débits en partie haute de l'ouvrage, notamment des drains 44p17 et 1p18, et dans une moindre mesure par les drains 37p13 et 5p16. Ces drains horizontaux sont tubés sur une grande partie de leur linéaire et crépinés sur leurs 4 derniers mètres. De plus, les deux principaux drains débitants sont situés à une cote de 260 m NGF. Les débits semblent donc influencés par le ressuyage des versants lors des événements pluvieux.

- Topographie :

L'analyse des mesures altimétriques des repères de nivellement sur la face aval montre une poursuite des tassements de façon homogène sur l'ensemble des repères, à raison de 0,4 mm par an en moyenne. Les maxima sont logiquement observés en partie centrale où ils atteignent 11,9 cm (hauteur de remblai la plus importante). Les tassements moyens annuels sont de l'ordre du millimètre pour cette partie d'ouvrage. L'analyse des mesures altimétriques des cibles et piliers en face amont montre également une poursuite des tassements de façon homogène.

Concernant les déplacements altimétriques, il faut noter le cas particulier des cibles 186 et 189. En effet, ces cibles ne semblent pas indiquer une baisse des tassements en rives par rapport aux cibles situées plus au centre. Ceci est encore corrélé par le fait que ces cibles sont affectées d'un mouvement régulier vers l'amont alors que la tendance sur les autres cibles est un déplacement vers l'aval ou pas de déplacement. Ce comportement pourrait peut-être s'expliquer par les désordres observés sur le masque. En effet les cocardes étant en contact direct avec le masque, il est possible qu'un fluage de celui-ci entraîne ces cocardes vers le bas et vers l'amont. A noter que plusieurs fissures ont été observées au dessus de la cocarde 186.

3.8 PRESENTATION DES TRAVAUX

Nota : les paragraphes suivants sont directement issus du projet.

3.8.1 SYNTHÈSE DES DIMENSIONS ET CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DU PROJET

Le tableau ci-dessous présente la synthèse des dimensions et caractéristiques principales du projet.

Les valeurs de débits sont **celles déduites des derniers résultats de la modélisation 3D hydraulique et de la modélisation physique** qui ont définitivement figées la loi d'évacuation ($Q=f(z)$) du nouvel évacuateur. Elles ont volontairement été arrondies à la dizaine pour éviter toute précision illusoire.

Nota : Concernant les débits évacués par la tulipe et l'évacuateur pour différentes périodes de retour, dans les documents annexes, des valeurs légèrement différentes de celles présentées dans le tableau suivant peuvent apparaître. Elles sont la conséquence des délais réduits de réalisation des études qui a conduit à mener en parallèle de nombreuses analyses avant d'avoir définitivement figé la loi d'évacuation de l'évacuateur. Ces écarts ne remettent pas en cause la conclusion de ces analyses.

Tableau 3-4 : dimensions et caractéristiques principales du projet

Elément du projet	Caractéristiques
Cote de crête	267,80 m NGF
Cote du parapet	268,80 m NGF
Seuil de l'évacuation de surface	Altitude : 262,50 m NGF Largeur amont : 48,9 m Largeur aval : 46,1 m
Crue millénaire Q1000	Q entrant = 1 610 m ³ /s Q total sortant = 1 090 m ³ /s Q _{evc} = 240 m ³ /s Q _{galerie} = 850 m ³ /s Cote de retenue : 264,45 m NGF
Crue décennale Q10 000	Q entrant = 2 520 m ³ /s Q total sortant = 1 790 m ³ /s Q _{evc} = 870 m ³ /s Q _{galerie} = 920 m ³ /s Cote de retenue : 267,06 m NGF
Crue cent-millénaire : Q100 000	Q entrant = 3 280 m ³ /s Q total sortant = 2 322 m ³ /s Q _{evc} = 1 360 m ³ /s Q _{galerie} = 950 m ³ /s Q _{RN106} = 12 m ³ /s Cote de retenue : 268,65 m NGF
RN 106	Altitude de la route après rehausse à l'axe du barrage : 267,88 m NGF (à l'axe de la chaussée)

3.8.2 CRETE DU BARRAGE

La crête du barrage est présentée sur le plan n°19F148-PRO-SCA-007.

La crête du barrage a une largeur totale de 6,0 m et une largeur circulaire de 4,9 m. Elle est calée à la cote 267,8 m NGF.

L'accès à la crête se fait directement depuis la RN106. Il est sécurisé par un portail d'accès coulissant, étanche et permettant de résister à une charge hydraulique de 0,8 m correspondant à celle d'une crue de période de retour de 100 000 ans.

Côté aval, la crête est munie d'une glissière de sécurité type GS4 prévenant tout risque de chute pour les véhicules. Côté amont, elle est munie d'un parapet en béton armé qui assure également la fonction de pare-vague. Ce parapet a une hauteur d'un mètre et sa cote d'arase est 268,8 m NGF.

La circulation se fait directement sur une dalle de béton armé de 30cm d'épaisseur mise en œuvre sur la dernière couche de BCR. En rive gauche, cette dalle est solidarisée par des armatures à celle réalisée sous la RN106. En rive droite, elle se referme sur le rocher de l'appui.

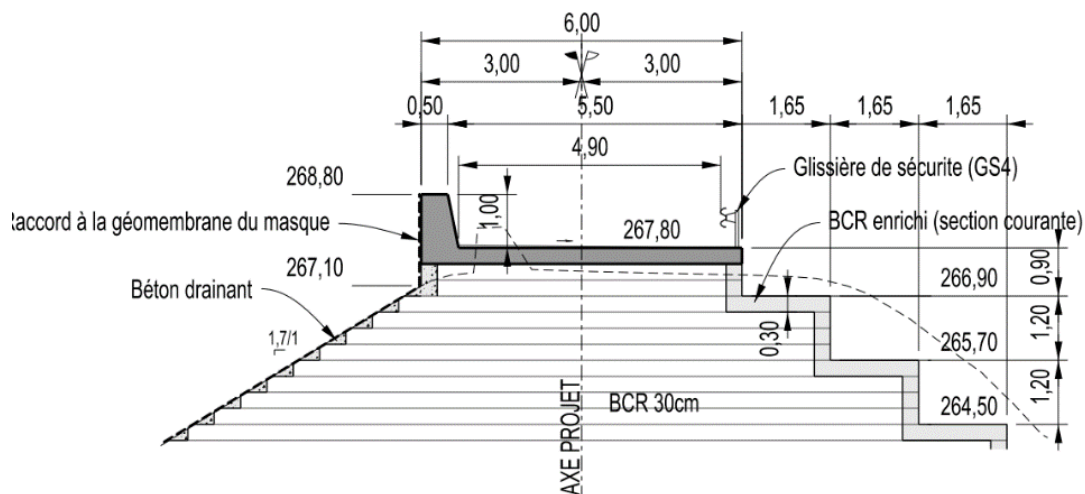


Figure 3-20 : Détail de la crête du barrage

3.8.3 PAREMENT AVAL EN BCR

3.8.3.1 Vue générale

Le parement aval en BCR (béton compacté au rouleau) est présenté sur la figure suivante.

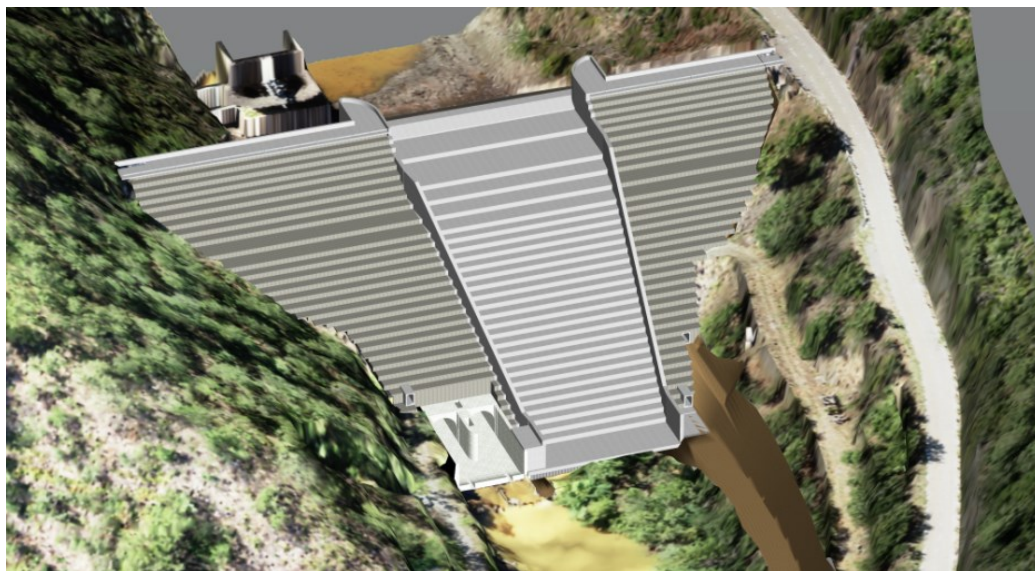


Figure 3-21: Parement aval en BCR

3.8.3.2 Section courante

La section courante du barrage est présentée sur les plans n°19F148-PRO-SCA-007 et 19F148- PRO-SCA-008.

En section courante, la hauteur des marches est de 1,2 m et elles sont réalisées en BCR enrichi au coulis. Ce choix est motivé par :

- l'absence de déversement ;
- des exigences moindres en matière de fissuration lors de la prise du BCR ;
- la qualité du rendu du parement souhaitée.

Ces marches sont réalisées à l'avancement du BCR, elles sont coffrées (coffrage unique depuis l'aval), le BCR est mis en œuvre contre le coffrage puis enrichi avec un coulis de ciment sur une épaisseur allant de 1 à 2 fois l'épaisseur d'une couche (30 à 60 cm).

Une variante visant à remplacer le BCR enrichi par un BCV (béton conventionnel vibré) ferrailé reste envisageable en phase chantier.

3.8.3.3 Section déversante

La section déversante du barrage est présentée sur les plans n°19F148-PRO-SCA-006.

Entonnement de l'évacuateur

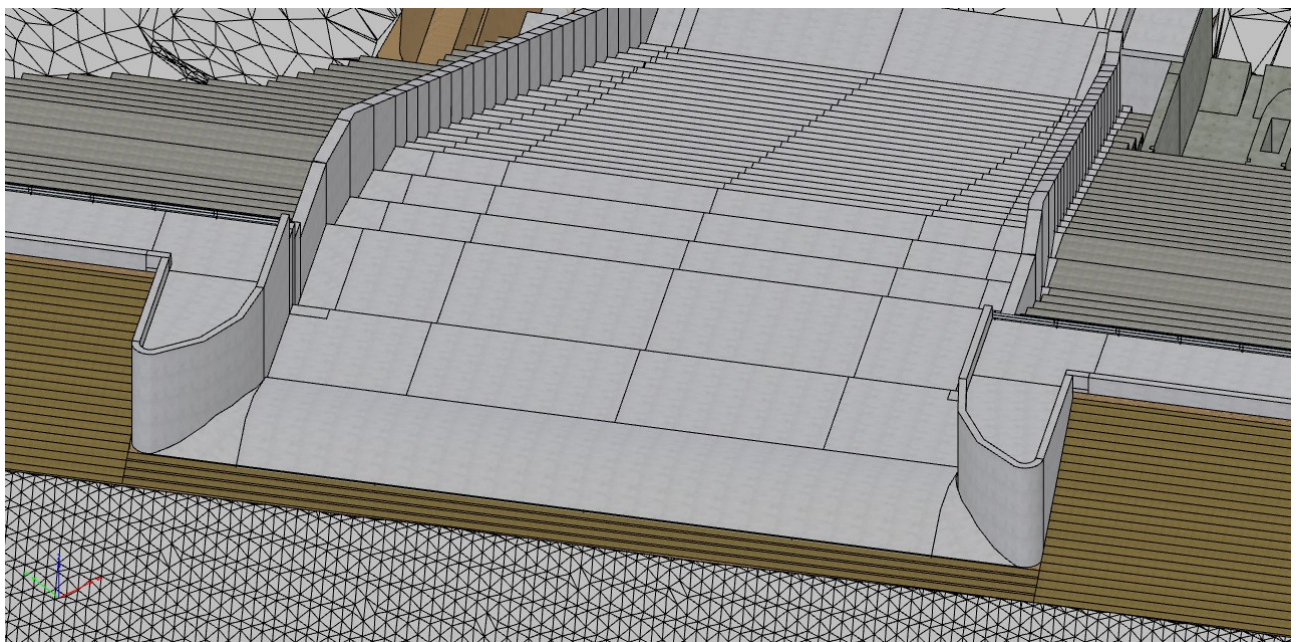


Figure 3-22 : Vue 3D de l'entonnement du seuil

L'entonnement de l'évacuateur de crues se fait entre deux bajoyers massifs (BCR) profilés hydrauliquement de manière à améliorer les conditions d'écoulement dans ce secteur.

Le profil hydraulique des bajoyers a été déterminé à partir des résultats du modèle 3D effectué dans le cadre de l'avant-projet et validé par la modélisation physique.

Le profil incurvé des bajoyers se termine au niveau du seuil de l'évacuateur de crue. Celui-ci est calé à la cote 262,50 m NGF et est réalisé en béton armé, ancré dans les couches inférieures de BCR. La longueur du seuil est entre 48,9 m sur l'arrête amont et 46,1 m sur l'arrête aval.

Coursier

En section déversante, la hauteur des marches est de 1,2 m et elles sont réalisées en BCR armé. Ce choix est motivé par :

- Les fortes sollicitations en cas de déversement :
 - ◆ les vitesses d'écoulement peuvent aller jusqu'à 20 m/s ;
 - ◆ les pressions hydrauliques sont fluctuantes avec un risque de cavitation (faible selon les analyses réalisées) dans les zones de changement de pente et de fortes vitesses.
- Des exigences en termes de fissuration lors de la prise du BCR : les ouvertures de fissures doivent être minimales pour maintenir la fonction d'étanchéité du béton.

La figure ci-dessous présente le principe de ferrailage des marches du parement aval dans la section déversante. L'épaisseur de BCR est de 30 cm.

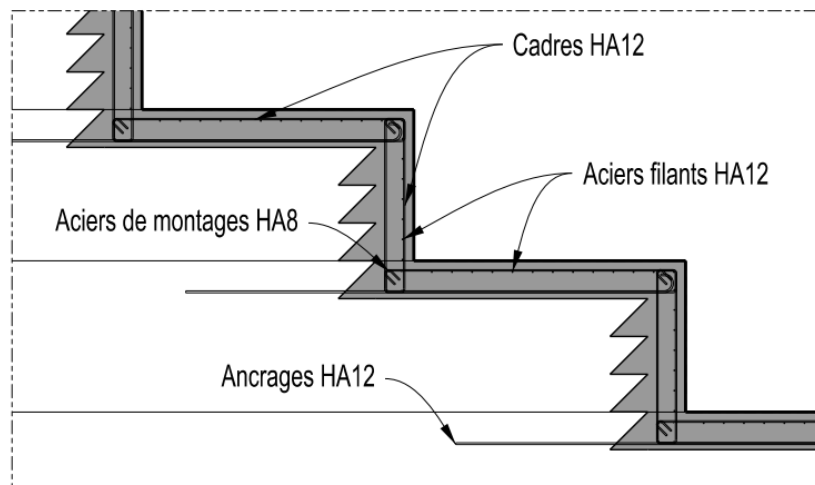


Figure 3-23 : Principe du ferrailage des marches d'un coursier en marche d'escalier.

Joint

Le parement en BCR comprend des joints amont/aval. Le plan de calepinage des joints est présenté sur la figure suivante. Il a été déterminé à partir du le modèle thermomécanique et l'étude des tassements. L'espacement maximal entre joints transversaux est de 19 m.

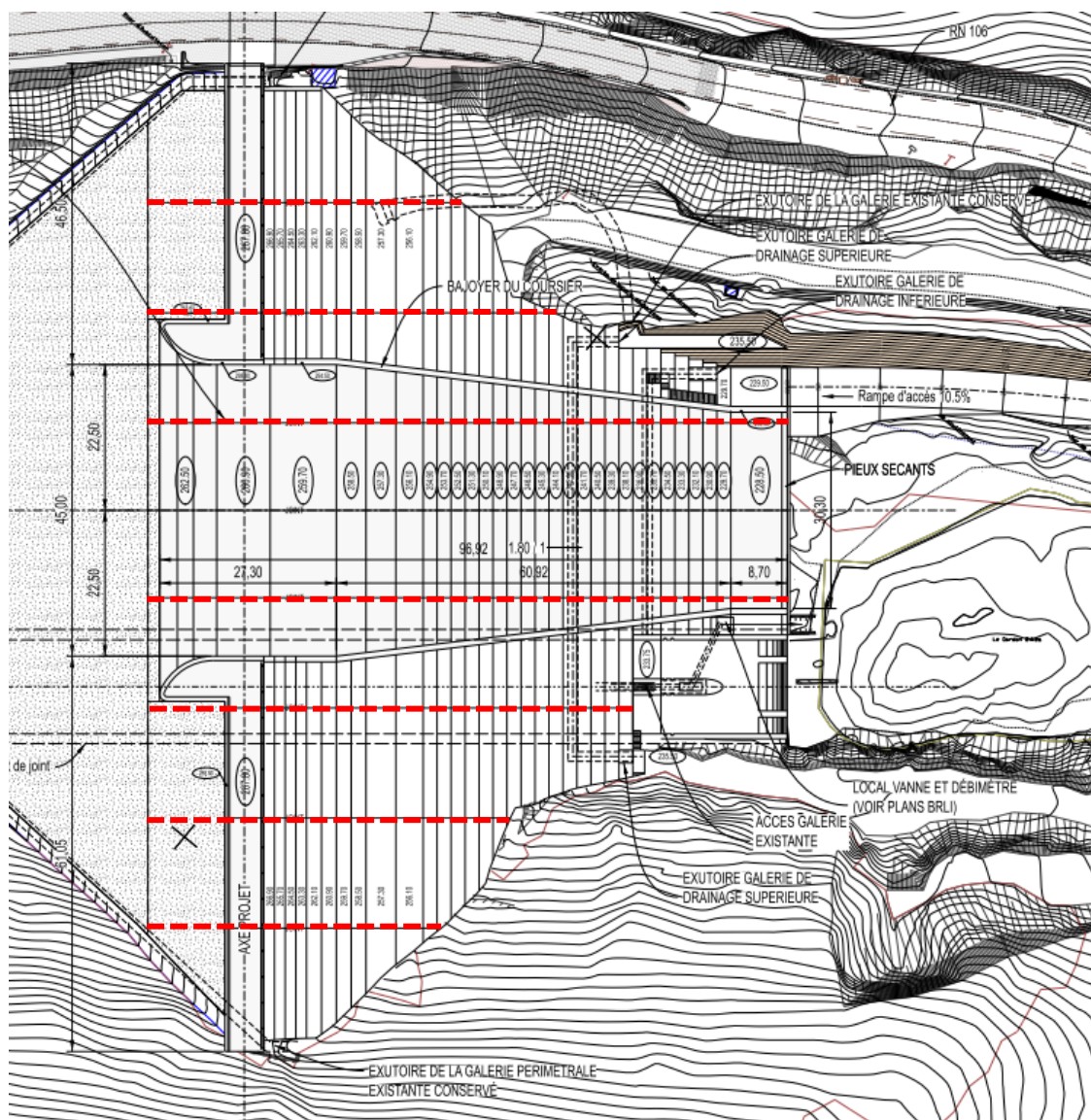


Figure 3-24 – Vue en plan – Implantation des joints

Les joints préviennent d'une fissuration importante de la recharge en BCR durant son refroidissement et réduisent les contraintes de flexion dans la direction rive à rive durant les tassements.

Dans la section déversante, les joints réalisés sont pourvus de joints waterstop installés en sous-face des marches dans le BCV, parallèlement au parement. Il est maintenu par un gabarit avant les phases de bétonnage.

Dans la section courante, les joints sont réalisés au fur et à mesure de la mise en œuvre du BCR par fendage de toutes les couches et sont équipés d'une lame de PVC. La possibilité de réduire le nombre de couches refendues sera étudiée sur la planche d'essai.

3.8.4 PROTECTION DU PIED AVAL DU BARRAGE

La section déversante du barrage est présentée sur le plan n°19F148-PRO-SCA-006.

En aval, la dissipation d'énergie est réalisée par le matelas d'eau formé par le débit transitant par les galeries d'évacuation et par le nouvel évacuateur de crues. Aucun bassin de dissipation revêtu n'est prévu, la puissance résiduelle de l'écoulement en pied des marches du coursier viendra, selon son intensité, éroder la terrasse alluviale puis le rocher.

Ce choix est motivé principalement par :

- la difficulté à assurer la protection du chantier contre les venues d'eau lors des phases de terrassement et de bétonnage d'un bassin de dissipation (fouilles initialement prévues 5,7 m sous le niveau d'eau à l'aval) avec une faible emprise disponible pour les ouvrages provisoires vu la proximité des galeries d'évacuation maintenues en service durant toute la durée du chantier ;
- les conséquences en termes de soutien d'étiage liées à l'abaissement du plan d'eau des Cambous sur une longue durée (dont le plan d'eau est à 227,0 m NGF à hauteur normale et atteint le pied du barrage du barrage de Sainte-Cécile d'Andorge).

Pour prévenir tout risque d'érosion régressive pouvant menacer le pied aval du barrage, un écran en pieux sécants (diamètre 800 mm) est mis en œuvre entre les galeries d'évacuation et l'appui rive gauche du barrage. Cet écran est ancré dans le rocher sain en fond de vallée (sur une profondeur minimale de 7,50m) et sur la rive jusqu'à une cote de 214,5 m NGF.

Le rideau assure également la fonction de batardeau durant le chantier pour une crue de période de retour 50 ans ($Z_{50} = 229,50$ m NGF) et permet la réalisation des déblais et la mise en place du BCR à sec au contact du substratum à son pied amont immédiat.

L'écran assurera également une fonction de parafouille y compris dans la situation extrême selon laquelle la cote minimale serait atteinte au pied immédiat du barrage.

Le rideau se compose d'une alternance de pieux primaires non armés et secondaires armés, d'un diamètre de 800 mm et forés depuis une plateforme en remblai préalablement réalisée à la cote 229,50 m NGF.

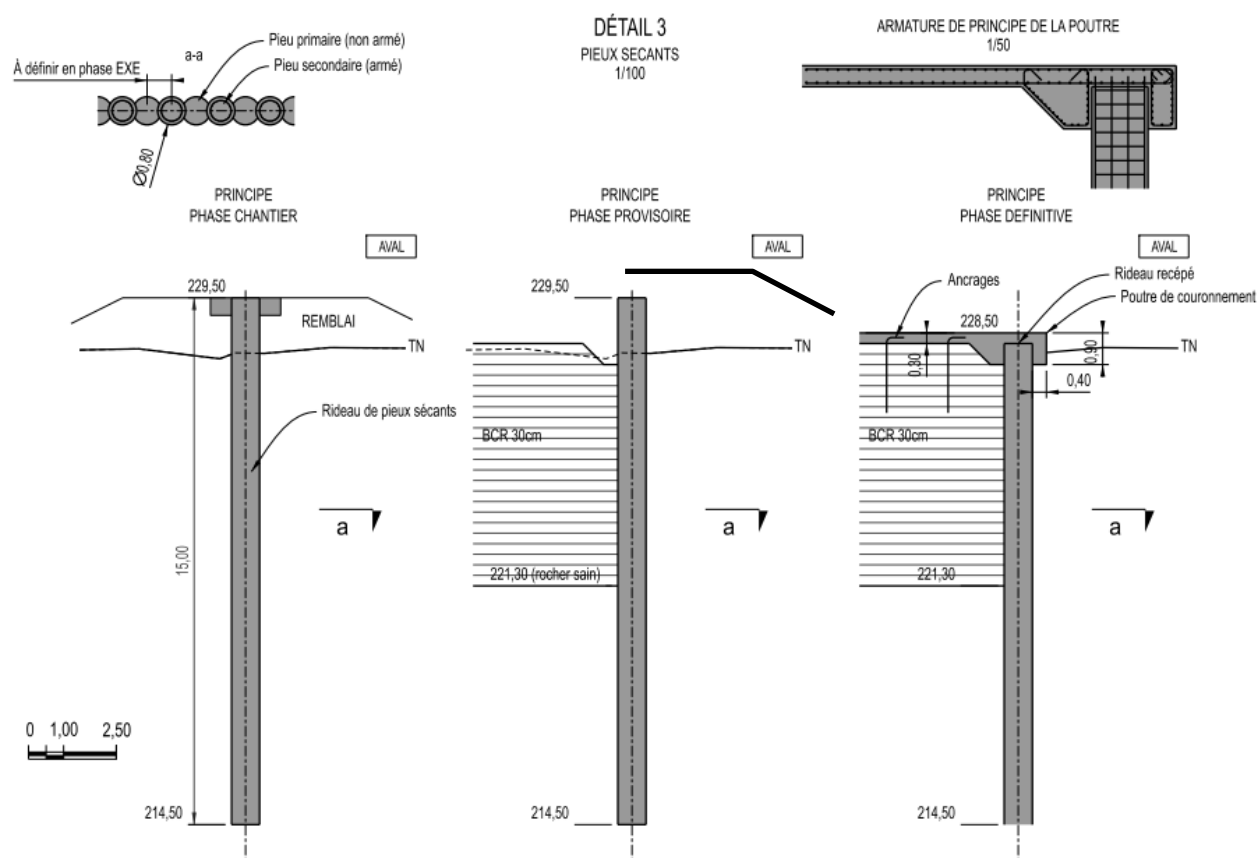


Figure 3-25 : Principe et phasage de réalisation du rideau de pieux sécants

Les dimensions principales de l'écran en pieux sécants sont les suivantes :

- Longueur : 41 m
- Cote de fondation : 214,5 m NGF
- Cote supérieure avant recépage (fonction de batardeau) : 229,5 m NGF
- Cote supérieure après recépage : 228,2 m NGF
- Cote supérieure avec poutre de couronnement : 228,5 m NGF

3.8.5 DRAINAGE

Le drainage des éventuelles venues d'eau en sous face de la recharge en BCR est assuré par :

- un drain autofiltrant en 20/40 mm disposé à l'interface du talus terrassé et de la recharge en BCR ;
- deux galeries implantées à deux niveaux distincts, ont pour rôle d'évacuer les eaux collectées par le drain en situation accidentelle extrême et de les restituer en aval du barrage ;

La galerie supérieure est implantée à la cote 235,7 m NGF (altitude de la couche de BCR sur laquelle la galerie est posée), lui assurant un fonctionnement dénoyé jusqu'à la crue décennallénale (niveau aval à 235,3 m NGF).

Le point haut de la galerie supérieure est situé au centre du linéaire. Les eaux drainées sont collectées dans une cunette qui les restitue en aval en deux exutoires servant d'accès (en rive gauche au niveau de l'aile en BCR et en rive droite face à la piste d'accès existante). Sa longueur totale est de 75 m environ.

La galerie inférieure est implantée à la cote 229,7 m NGF (altitude de la couche de BCR sur laquelle la galerie est posée), lui assurant un fonctionnement dénoyé lorsque la retenue des Cambous est à sa cote de retenue normale et jusqu'à la crue cinquantennale (niveau aval à 229,5 m NGF).

La galerie inférieure ne dispose que d'un accès en rive gauche depuis l'aile en BCR. Son extrémité en rive droite s'arrête au bajoyer des galeries existantes d'évacuation. Le point haut de la galerie est situé à son extrémité en rive droite. Les eaux drainées sont collectées dans une cunette qui les restituent en aval en rive gauche. Sa longueur totale est de 46 m environ.

Chaque exutoire est équipé d'un dispositif de mesure des débits de type « seuil en V ».

Chaque galerie se compose d'une succession de cadres préfabriqués en béton, ajourés à la base du pied droit amont et au niveau du radier. En complément, des buses et demi-buses (PHI 100mm) sont installées dans le béton drainant pour augmenter la capacité de drainage et connecter drain le 20/40mm à la galerie directement.

Pour des contraintes d'accessibilité, la section intérieure est de 2,30 m (H) par 1,50 m (l). Cette section permet également l'évacuation des eaux drainées en situation accidentelle de défaillance du masque.

Un béton drainant est mis en œuvre en sous-face et en amont de chaque galerie en vue au vu des risques induits par la concentration des écoulements dans ces zones. Des drains crépinés de type ½ coque (Ø 100 mm) sont mis en œuvre à deux niveaux dans le béton drainant pour améliorer l'évacuation de l'eau drainée.

Chaque accès est muni d'une grille empêchant l'accès tout en assurant l'évacuation des eaux drainées.

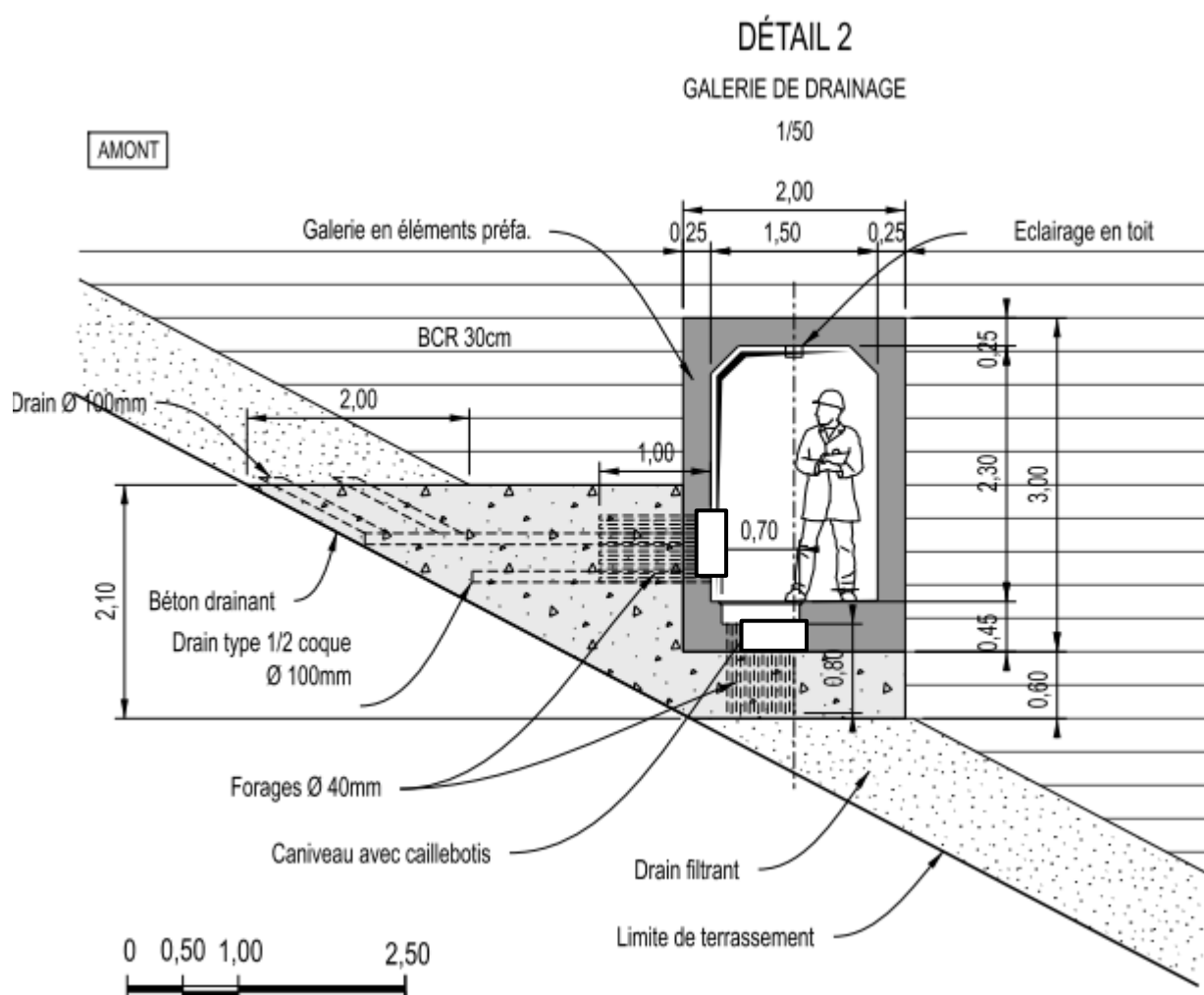


Figure 3-26 : Détail des galeries de drainage

3.8.6 MASQUE D'ÉTANCHEITE AMONT

3.8.6.1 Synthèse du diagnostic et de l'AVP

Le diagnostic du masque existant en béton bitumineux a montré que :

- l'étanchéité du masque du barrage de Ste-Cécile d'Andorge n'est pas au niveau attendu par comparaison aux standards actuels et du fait de son état ;
- les dégradations par décollement/fluage vont s'accroître et conduiront probablement à devoir le reprendre dans moins de 20 ans.

Ce constat est aggravé par le fait que cette étanchéité ne peut véritablement être éprouvée (ce qui est essentiel avec ce type de technique) :

- S'agissant d'un barrage écrêteur, sa performance peut difficilement être mesurée par une mise en eau contrôlée (cf. document annexe n°6 du dossier de révision spéciale relatif à la faisabilité d'une mise en eau contrôlée) ;
- Les débits de fuite du masque ne sont pas collectés dans la plinthe mais se perdent de manière diffuse dans le corps du barrage ce qui ne permet pas un véritable suivi.

Enfin, le remplissage significatif le plus récent⁶ du barrage (2008) n'a représenté que 53% de la charge maximale sous les PHE (actuelles et futures). Il est possible qu'un remplissage important conduise à des cisaillements et des écoulements entre les couches superficielles A et B du masque susceptibles d'accentuer les désordres.

Ces points sont à nuancer par le fait que l'étanchéité imparfaite d'un barrage en enrochements à masque n'est pas rédhibitoire :

- L'augmentation de la piézométrie induite n'est pas de nature à générer des instabilités (dans l'état actuel comme dans l'état aménagé comme l'a démontré le dossier de révision spéciale en considérant l'arrachement du masque sur toute la partie supérieure – cf. Document C) ;
- En matière d'érosion interne, selon le guide bulletin CIGB 164, ce type de barrage est sensible uniquement au déchaussement régressif (type Tokwé-Mukorsi avec une mise en eau avant réalisation du masque) ; dans l'état aménagé, les écoulements seront filtrés et l'instabilité sera « bloquée » par la recharge en BCR (comme démontré dans le dossier de révision spéciale – Cf. Document C).

À la suite de la conclusion du diagnostic, Il a toutefois été décidé d'anticiper la rénovation du masque. Deux variantes ont été envisagées :

- Un masque en béton bitumineux,
- Un masque de type DEG (Dispositif d'Etanchéité par Géomembrane).

Une analyse comparative ainsi qu'une analyse multicritères ont été menées et ont conduit à retenir la mise en œuvre d'un DEG.

3.8.6.2 Principe d'un DEG

L'étanchéité du masque existant est complétée en surimposant un DEG composé (de l'amont vers l'aval) :

- d'une géomembrane en PVC de 3,0 mm d'épaisseur, de couleur gris-ciment qui apporte la fonction d'étanchéité,
- d'un géotextile anti-poinçonnement en polypropylène de 500 g/m² qui renforce la résistance à la tension et au poinçonnement,
- d'un géodrain assurant le drainage sous le revêtement étanche,
- d'un réseau de forages évacuant les eaux drainées dans la galerie périmétrale du barrage.

Ce type de DEG est très déformable et élastique (allongement à la rupture de l'ordre de 300 à 400 %), assurant des performances élevées en ce qui concerne l'adaptation à la structure existante et la résistance à l'ouverture d'éventuelles fissures.

Le DEG est maintenu :

- par des profilés verticaux assurant aussi sa tension rive-à-rive pour la tenue au vent,
- par une fixation étanche sur la plinthe périmétrale existante et sur le BCR du futur évacuateur de crue.

Il recouvre l'ensemble du parement amont depuis la plinthe en pied de barrage (environ 235,5 m NGF) jusqu'à la crête (268,80 m NGF). La surface totale à couvrir est d'environ 12 000 m².

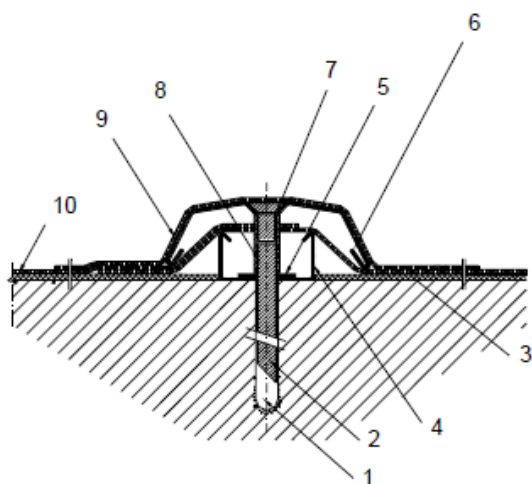
⁶ On écarte ici le remplissage maximal atteint en 1977 avec un masque de moins de 10 ans.

3.8.6.3 Système d'ancrage

Système d'ancrage et de tensionnement

Le géocomposite est maintenu par des lignes longitudinales d'ancrages, réalisées avec des profilés de tensionnement en acier inoxydable. Les profilés sont dimensionnés pour résister à des chargements tels que le vent, la neige/glace ou des hauteurs d'eau supérieures à 100 m.

Ils sont installés sur le parement en lignes continues depuis la fixation haute en crête jusqu'à la fixation basse sur la plinthe. Ils sont ancrés par des chevilles mécaniques traversant le géocomposite et recouverts par une bande d'étanchéité en membrane, de matériau et épaisseur identique à ceux du géocomposite d'étanchéité, mais dépourvue du géotextile pour permettre les opérations de soudage.



1. Ancrage chimique
2. Tige filetée en acier
3. Géogrille
4. Profilé interne en inox
5. Rondelle en inox
6. Profilé externe
7. Vis en inox
8. Coupleur
9. Bande membrane de couverture
10. Membrane composite

Figure 3-27 : Coupe du système breveté de fixation (Source Carpitech)

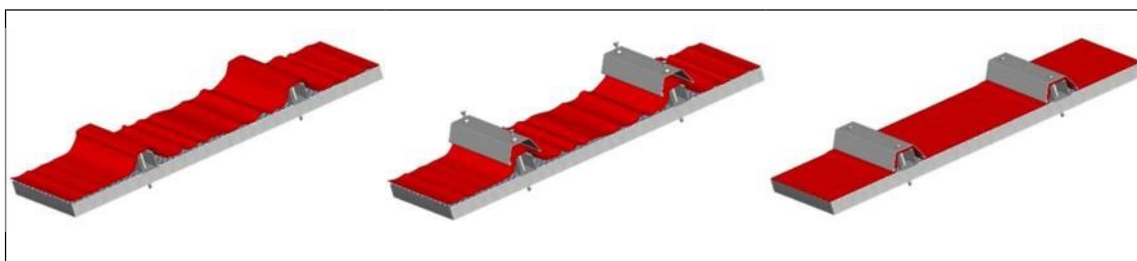


Figure 3-28 : Principe de tensionnement de la membrane (Source : Carpitech)

Des essais d'arrachement sur différents types d'ancrage dans le masque bitumineux en place seront réalisés en phase chantier pour valider la conception.

Le système de fixation assure également le tensionnement du DEG.

Les profilés jouent également le rôle d'évents et maintiennent la membrane à la pression atmosphérique. En cas de montée du plan d'eau, la formation de poches d'air sous la membrane est ainsi évitée.

Fixations périmétrales

En périphérie, le DEG est maintenu par une fixation mécanique étanche mise en œuvre sur la plinthe périmétrale existante et sur le nouveau parapet. La cote inférieure d'ancrage est de 235,5 m NGF et la cote supérieure est de 268,8 m NGF en section courante et 261,0 m NGF en section déversante.

Les fixations périphériques étanches sont constituées d'un profilé plat en acier inoxydable serrant le DEG contre le béton par l'intermédiaire d'un joint de compression.

Le couvre-joint situé entre le masque en béton bitumineux et le béton armé de la galerie périmétrale est entièrement retiré pour recevoir le nouveau système de fixation. Un ragréage de la surface à l'aide de résine type EPOXY sera réalisé afin de permettre une assise et une adhérence parfaite au support.

DET. SYSTÈME DE FIXATION

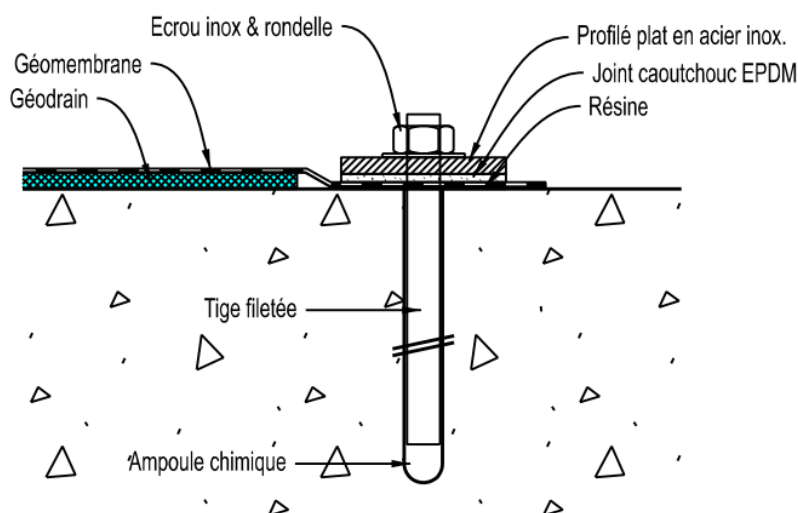


Figure 3-29 : Détail de la fixation périmétrale (source : Carpitech)



Figure 3-30 : Fixation étanche (de gauche à droite : résine d'assise, garniture caoutchouc, fer plats inox, mise en œuvre des ancrages) – source : Carpitech

La fixation périmétrale fera l'objet d'un renforcement particulier dans la zone de l'évacuateur de crues pour éviter tout risque d'arrachement lié aux vitesses importantes (jusqu'à 3 m/s à l'extrémité amont des bajoyers, jusqu'à 8 m/s sur le seuil et plus au-delà). Le dimensionnement sera effectué en phase d'exécution.

3.8.6.4 Système de drainage

Description du système de drainage

Le système d'étanchéité est drainé par un géodrain installée sur la totalité du parement amont avec une bande additionnelle longitudinale de géodrain à capacité drainante élevée en partie basse du DEG en sous-couche du géocomposite.

Pour acheminer les eaux collectées par le système, des exutoires de drainage sont réalisés en pied d'ouvrage vers la galerie de drainage du barrage par réalisation d'un carottage et mise en place d'un tube en acier inox scellé dans ce carottage. Les dimensions envisagées sont de 76 mm pour le diamètre intérieur minimal du tube scellé, deux drains seront installés par compartiment.

Chaque exutoire est équipé en amont d'une plaque anti-intrusion en acier inoxydable afin d'éviter les phénomènes d'intrusion ou d'aspiration des matériaux et de colmatage du drain.

Les fixations intermédiaires seront conçues de façon telle à permettre l'écoulement des eaux drainées vers la partie basse du DEG.

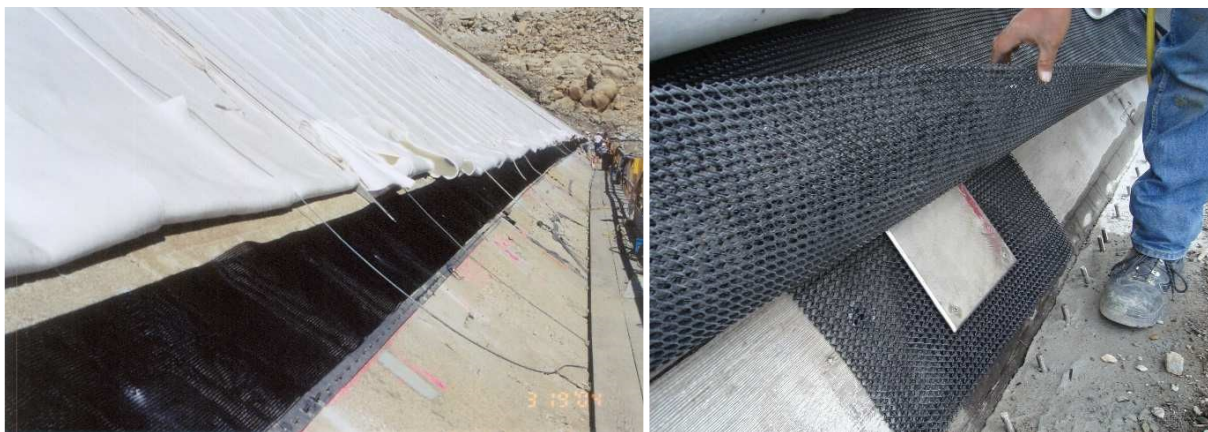


Figure 3-31 : Détails de bande de géodrain additionnelle en pied d'ouvrage (barrage de Salt Springs, Etats Unis 2005, à gauche) et de plaque anti-intrusion (barrage de Sabrina, Etats Unis 2006, à droite) – source : Carpitech

Compartimentation du réseau de drainage

Le DEG est compartimenté pour permettre d'une part, en cas par exemple d'endommagement de la couche étanche (vandalisme, accidentelle, chocs ...), de localiser rapidement une dégradation en identifiant le drain fuyard du compartiment et d'autre part de maintenir à sec la structure sur les autres compartiments.

La séparation entre deux compartiments est assurée par un profilé vertical de tensionnement au droit duquel le géodrain sera interrompu.

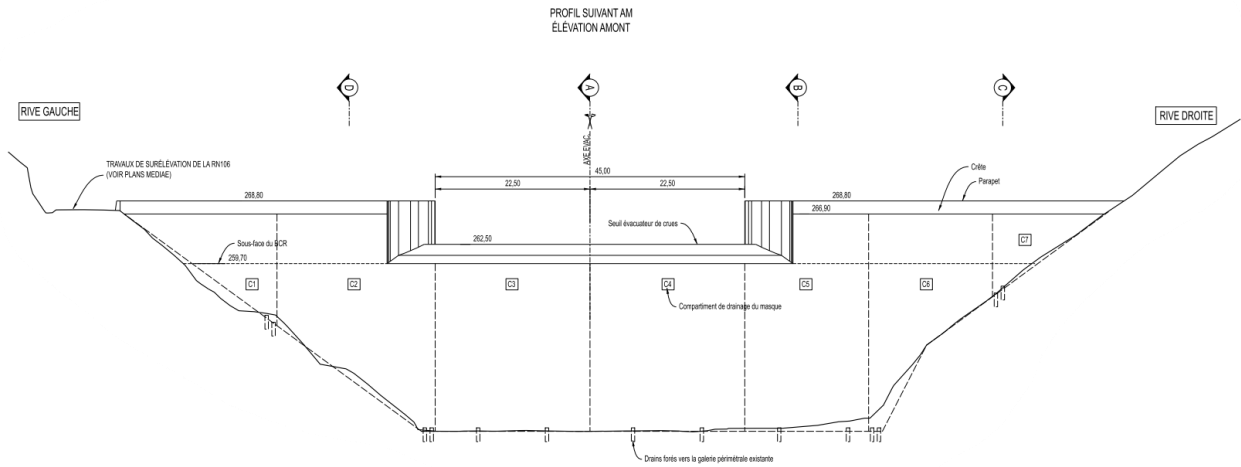


Figure 3-32 : Compartimentation du masque

3.8.6.5 Mise en œuvre du DEG

Purge des blocs sur les versants

Le site du barrage, et particulièrement le versant en rive droite, est soumis au risque de chutes de blocs rocheux sur le DEG. Au démarrage des travaux, une purge des blocs rocheux instables est réalisée sur ce versant pour diminuer le risque d'endommagement du masque. La zone de purge est présentée sur la figure ci-dessous.

En complément, un grillage de protection est mis en œuvre sur toute la surface purgée.

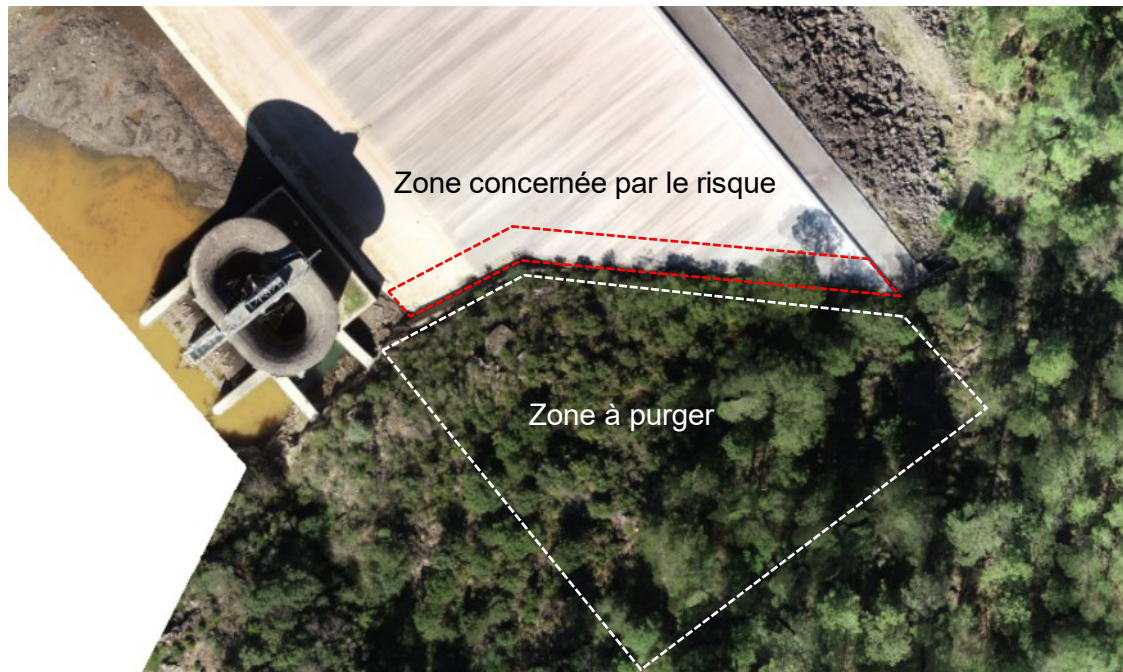


Figure 3-33 : Zone de purge nécessaire à la protection de l'étanchéité amont

Accès

La mise en œuvre du DEG sera effectuée à partir de deux nacelles mobiles suspendues, spécialement conçues ou modifiées pour les besoins du barrage de Sainte Cécile. Ces nacelles seront amenées sur le couronnement de l'ouvrage, suspendues à des systèmes de potences, puis descendues et maintenues en place à l'aide de câbles métalliques.

Elles ont l'avantage d'être légères, maniables et adaptées à ce genre de travaux, permettant d'optimiser les temps de mise en œuvre du DEG, l'ergonomie des postes de travaux et d'assurer la qualité et le phasage optimal des opérations.

Les photos ci-dessous présentent l'installation d'un DEG sur le bassin de La Coche en France qui présente un profil similaire au parement amont du barrage de Sainte Cécile.



Figure 3-34 : Nacelles suspendues mobilisées dans le cadre des travaux sur La Coche en 2018 (source : Carpitech)

Préparation du support

Les opérations de préparation du support ont pour objectif de garantir une surface stable et sans irrégularités excessives. Il n'y a pas d'exigences en termes de planéité, car le masque assure une planéité suffisante.

Dans le cadre du projet de confortement du barrage de Sainte Cécile d'Andorge, en concertation avec l'AMO, il a été décidé que le DEG serait directement apposé sur le masque existant sans rabotage de la couche A. En effet, il est supposé que :

- la nouvelle étanchéité permet de réduire voire de stopper l'extension du décollement constaté en certains points entre la couche A et B, car elle était causée par la pénétration de l'eau et le piégeage des sous-pressions ;
- la déformabilité de la membrane permet de se prémunir en cas de décollement résiduel ;
- le rabotage de la couche A est de nature à dégrader l'étanchéité du masque existant (et donc le principe d'une double étanchéité).

La couche A est donc laissée en place tout en respectant les contraintes d'adéquation pour la pose du DEG suivantes :

- Retrait du couvre joint en béton bitumineux disposé sur le joint entre la plinthe et de masque ;
- Purge de toutes les parties instables (éléments qui sonnent creux, éléments libres qui pourraient se détacher et se retrouver en pied de système et obturer le système drainant) ;
- Les éventuelles cavités importantes sont remplies avec un mortier ou une résine ;
- Les irrégularités ponctuelles excessives éliminées par cisellement (> 20 mm) ;
- Enlèvement de tous les éléments saillants (pièces métalliques, ...) dans l'emprise du DEG ;
- Traitement des angles saillants (arrondi ou découpe à 45°).

Un hydro-lavage de l'ensemble de la surface sera exécuté à l'issu des travaux de préparation pour nettoyer la surface et éliminer tous les résidus de travaux de génie civil.

La figure ci-dessous présente l'ensemble des désordres (cloques et fissures) qui doivent faire l'objet d'un traitement. Cela concerne principalement les fissures et les cloques. Le traitement a pour seul objectif d'obtenir une surface de pose homogène et plane (sans cavité).

Les fissures d'ouverture pluri-millimétriques seront rebouchées à l'aide d'un produit de rebouchage classique utilisé sur les enrobés routiers. Les cloques seront purgées et comblées à l'aide d'un enrobé à chaud compacté à la table vibrante.

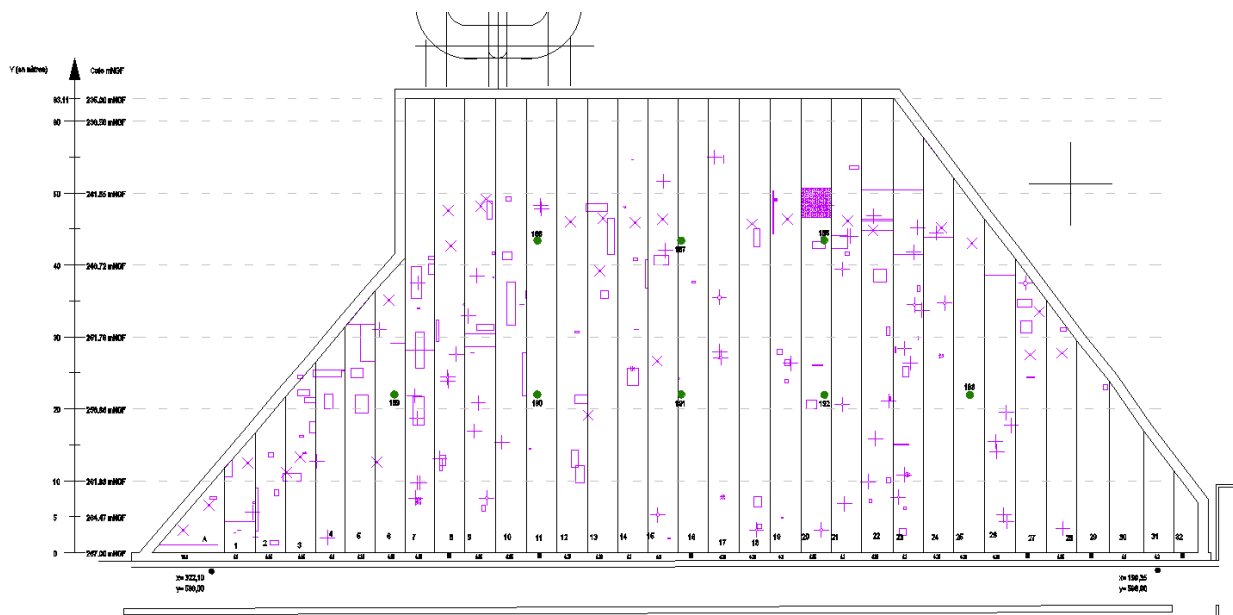


Figure 3-35 : Désordres (cloques et fissures) devant faire l'objet d'un traitement avant la pose du DEG

Levage

Les opérations de levage les plus conséquentes envisageables pour l'installation du DEG sont :

- levage des rouleaux au droit de leur zone d'installation pour déroulage (max 500 kg/unité environ) ;
- mise en place et déplacement des structures type PORTAFIX et des nacelles suspendues sur le couronnement (max 400 kg/ unité environ).

Une réflexion sera menée durant la préparation du chantier sur la possibilité d'utiliser les moyens de levage disponibles sur place (grue à tour, grue mobile, manuscopique ...).

Mise en œuvre du géocomposite

Le DEG est fourni en lés de 2,10 mètres de largeur. Sa fabrication est réalisée de telle sorte à éviter les soudures horizontales sur le système. Par conséquent, la longueur de chaque lé / rouleau de DEG sera ajustée au projet en usine, permettant par la même occasion de minimiser la production de déchets sur chantier et d'optimiser les temps de mise en œuvre du dispositif.

Un plan de calepinage précis sera établi en phase d'exécution.

Après installation du système de drainage, les feuilles de géocomposite constituant le revêtement imperméable seront appliquées à partir du couronnement, par déroulage jusqu'à la longrine de pied. Les lés seront déroulés de manière que deux lés adjacents se superposent de 5 cm minimum environ.

Les lés adjacents seront thermo-soudés soit par soudure automatique ou semi-automatique à double ou simple cordon soit par soudure manuelle à simple cordon suivant les règles de l'art et compte tenu de la configuration de l'ouvrage. Le tout formera un complexe homogène et unique sur l'ensemble de la zone équipée.

Les soudures seront systématiquement contrôlées. Le contrôle des soudures, et l'inspection finale, devront garantir l'étanchéité de l'ensemble du DEG.

Les rouleaux nécessaires à la mise en œuvre journalière seront transportés depuis l'aire de stockage (site des deux lacs) au droit du poste de travail. Au droit de leur mise en place, l'extrémité supérieure de chaque rouleau sera fixée provisoirement au niveau de la limite supérieure (cote 268,80 m NGF en section courante et cote 260,90m NGF) sur la structure BCR. Les rouleaux sont ensuite déroulés jusqu'à leur limite en partie basse tout en contrôlant le bon alignement des lés et le bon recouvrement utile à l'exécution des soudures selon les règles de l'art.

Dès que deux rouleaux seront déroulés, un opérateur commencera les soudures verticales tandis que d'autres continueront la pose des nouveaux rouleaux. L'avancement des travaux devrait être rapide et ne nécessitera finalement que peu de moyens, compte tenu de la surface à étancher et de la configuration de l'ouvrage.

3.8.6.6 Protection mécanique du DEG

Les risques d'endommagement du DEG lors des opérations de nettoyage mécanique au pied de l'ouvrage (phénomène déjà observé à l'occasion d'une intervention passée sur le masque actuel) nécessitent une protection mécanique complémentaire du DEG.

Cette protection concerne l'ensemble du DEG sous la cote 242,0 m NGF.

Elle est assurée par des dalles de protection préfabriquées d'une épaisseur de 10 cm disposées sur une géotextile épais (masse supérieure à 2000 g/m²) recouvrant le DEG.

Une butée de pied en béton armé ancrée à la plinthe existante prévient tout risque de glissement des dalles.

3.8.7 REHAUSSE DE LA ROUTE NATIONALE 106

3.8.7.1 Préambule

Les révisions de l'hydrologie et des débits des crues ont conclu à la possibilité de surverse sur la route nationale 106 longeant le barrage pour une crue de période de retour supérieure à 10 000 ans.

Dans son avis rendu à la suite de la séance du 29 mars 2017, le CTPBOH a demandé, en vue de l'établissement du Projet définitif, « d'inclure dans le périmètre de responsabilité du maître d'œuvre [...] la continuité de l'étanchéité en rive gauche dans l'emprise de la route nationale. »

Une analyse préliminaire de risques a été menée visant à apprécier les conséquences d'une telle surverse pour la crue extrême. Elle a permis d'arrêter la cote de rehausse de la RN106 et d'engager les études de renforcement de la RN106.

Elle a conduit à intégrer la réalisation d'une dalle en béton armé ancrée dans le substratum rocheux mise en œuvre pour prévenir le risque d'érosion régressive.

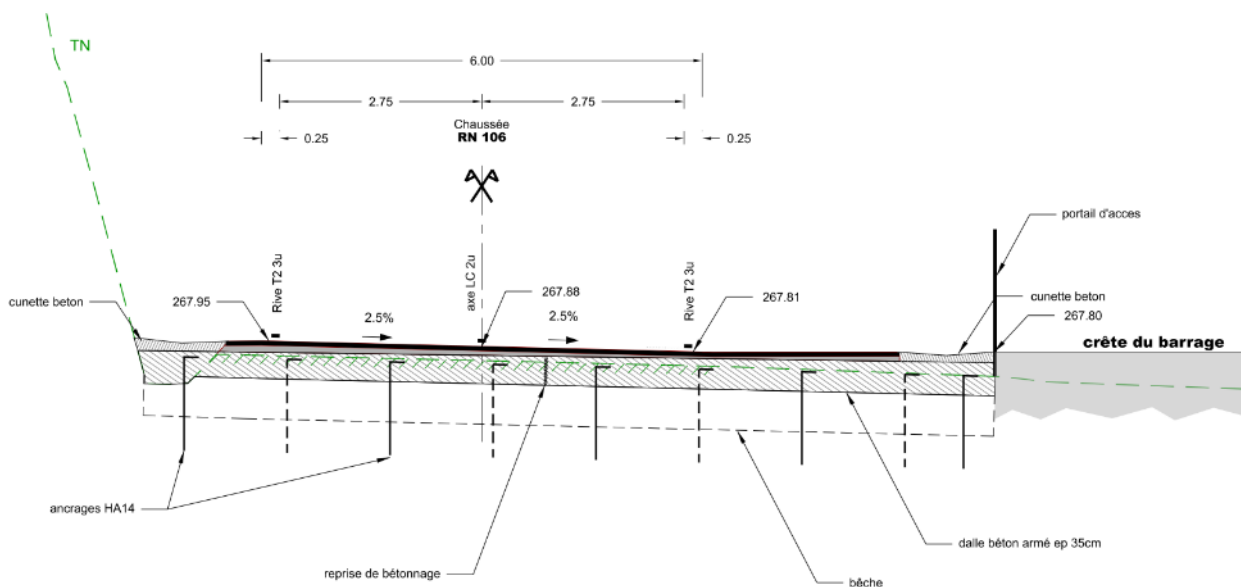


Figure 3-36 : Coupe rive-rive de la dalle en béton sous la RN106 au droit du barrage

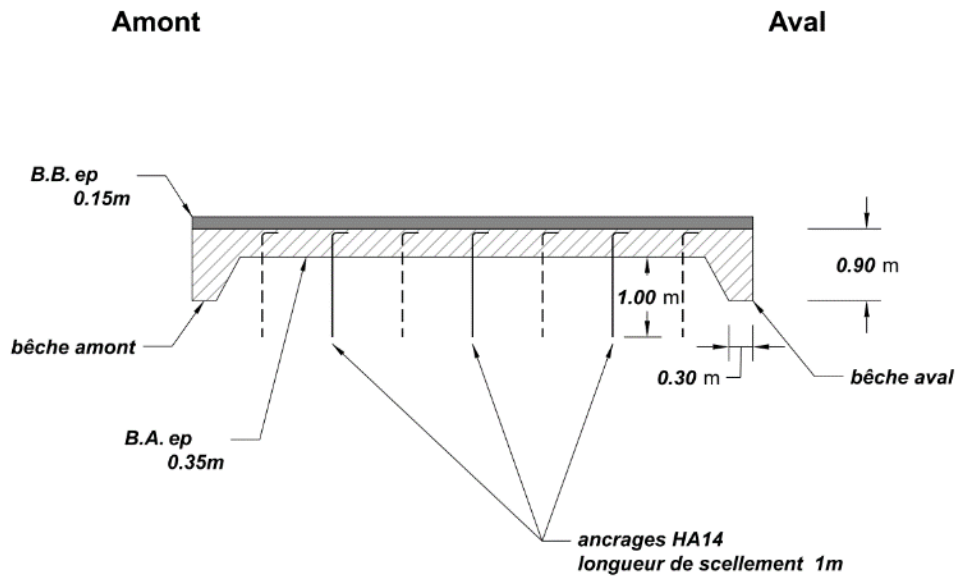


Figure 3-37 : Coupe amont-aval de la dalle en béton sous la RN106 au droit du barrage

Avec les dispositions prévues au droit de la RN106 et sans GBA pour guider l'eau en aval du barrage, il est estimé que pour le risque occasionnée par la surverse en crue extrême ($p=10^{-5}$) acceptable.

Pour réduire encore le risque, il est prévu la canalisation des eaux débordées en réalisant une glissière en béton armé (GBA) sur une longueur de 55 m. Avec une hauteur de 0,8 m, la GBA canalisera l'écoulement sur la chaussée (dont les hauteurs sont inférieures à 0,5 m pour une crue de période de retour 100 000 ans).

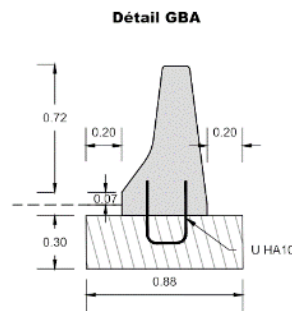


Figure 3-38 : Coupe-type de la reconstruction de la GBA

3.8.7.2 Description des travaux de rehausse de la RN106

Le PROJET de rehausse de la route nationale 106 est présenté dans le document annexe 15.

La chaussée est surélevée sur une épaisseur variable (5 à 20 cm) sur 150 m environ avec, suivant les sections :

- Reprofilage en micro grave ou grave bitume (GB) et reprise des devers adaptés à la géométrie,
- Couche de base en grave bitume classe 4, GB4 0/14, 7 cm mini d'épaisseur,
- Couche de roulement en béton bitumineux semi-grenu, BBSG 0/10, 6 cm d'épaisseur,
- Engravure par rabotage aux extrémités.

Le fossé bétonné côté falaise, qui outre le drainage assure le rôle de « piège à cailloux », est repris de manière à conserver la section et la profondeur initiale, avec renforcement de l'accotement en béton tel qu'actuellement (sauf au droit de la dalle en béton armé au contact du barrage). Des seuils empierrés sont mis en place pour réduire la vitesse d'écoulement.

La boucle existante de détection des véhicules est reprise à l'identique.

La glissière de sécurité métallique en amont du barrage est remplacée pour mise en conformité avec une glissière de type N1W2 équipée d'un écran motocycliste. L'accotement au niveau de cette glissière est reconstitué avec apport d'une grave non traitée (GNT) compactée sur 15 à 20 cm d'épaisseur.

La GBA existante à l'aval du barrage est remplacée afin d'assurer la mise en conformité de la hauteur et d'assurer son ancrage par la réalisation d'une fondation avec une semelle en béton liée avec la GBA avec des cadres en U type HA10 (Figure 3-38).

Au droit du barrage, une dalle béton est réalisée sur la largeur de la voie en continuité du barrage et jusqu'à la paroi rocheuse. Cette dalle de 7 m de largeur est positionnée 20 cm en dessous de la ligne projet avec une épaisseur de 35 cm et pentée à 2,5% vers le barrage. Elle est ancrée dans le substratum rocheux avec des barres type HA14 disposées en quinconce sur toute la surface de la dalle (cf. Figure 3-37).

La dalle est munie d'une bèche de 55cm de profondeur ancrée dans le substratum rocheux en amont et en aval.

3.8.8 ACCES APRES TRAVAUX

3.8.8.1 Accès pour les engins

La figure suivante présente les accès pour les engins après travaux :

- La crête est accessible via la RN106 (après ouverture d'une barrière coulissante verrouillée) ;
- Le pied aval de rive gauche est accessible depuis le pont de la RD357 via un nouvel accès excavé dans le versant rocheux (après ouverture d'une barrière levante) ;
- Le pied aval de rive droite est accessible après avoir franchi le pont de la RD357 (limité à 50 tonnes) ;
- Il existe 2 pistes, en rive gauche et en amont du barrage, qui permettent d'atteindre le parement amont du barrage et le pied de la tulipe.

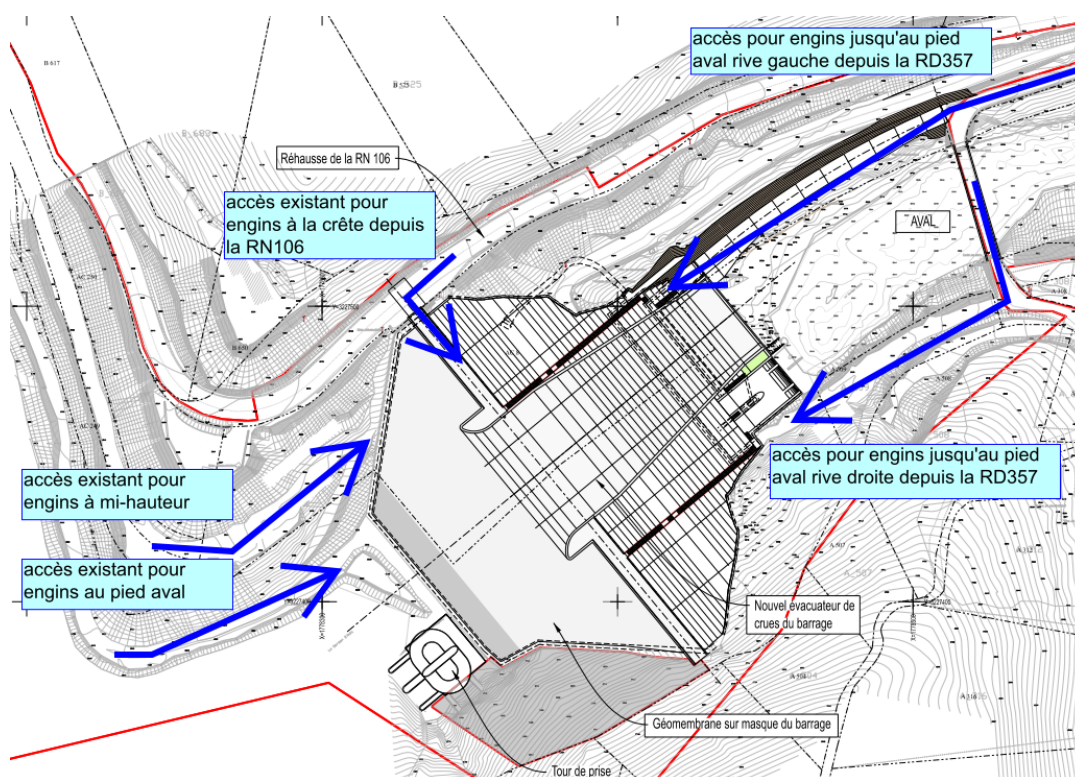


Figure 3-39 : accès pour engins après travaux

3.8.8.2 Accès piétons

La figure suivante présente les accès piétons pour atteindre différentes parties du barrage avec :

- en rouge les accès à l'extérieur du barrage depuis la crête, le pied aval rive gauche et celui de rive droite:
 - accès à la crête, au parement aval et à l'entrée de toutes les galeries ;
 - accès au nouvel évacuateur via une échelle à crinoline amovible ; elle est insérée dans une engravure réalisée au sein du bajoyer de rive gauche du seuil ;
- en bleu les parties souterraines :
 - galerie périmétrale existante insérée dans la plinthe accessible via la rive gauche et droite par des entrées situées au contact du versant, juste sous la crête ;
 - galerie de drainage existante dans le versant de rive droite ;
 - nouvelles galeries de drainage sous le BCR :
 - accessible via la rive gauche et droite pour la galerie supérieure,
 - accessible seulement depuis la rive gauche pour la galerie inférieure ;
 - galerie ovoïde existante située entre les 2 galeries d'évacuation des crues ;
 - accès à la tulipe et aux vannes de restitution via la galerie ovoïde ou la galerie périmétrale ;
 - accès à la nouvelle chambre aval de restitution (au contact du bajoyer gauche à l'exutoire des galeries d'évacuation des crues).

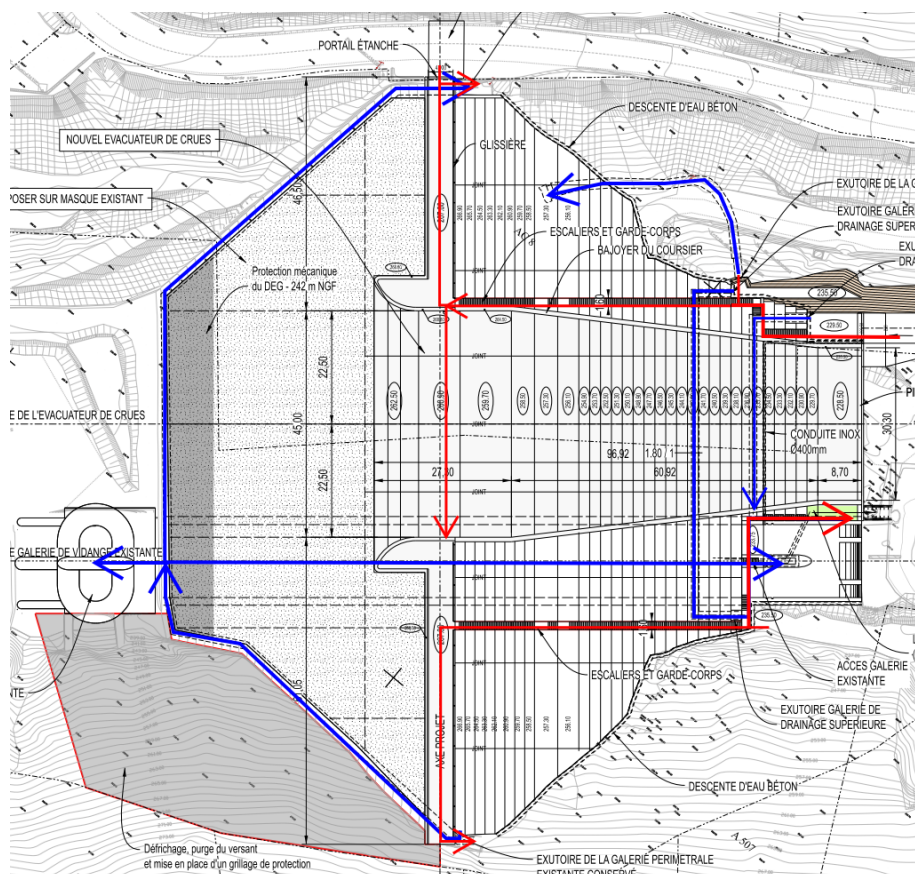


Figure 3-40 : Accès piéton après travaux

4 RUBRIQUE 4 : PRESENTATION DE LA POLITIQUE DE PREVENTION DES ACCIDENTS MAJEURS ET DU SYSTEME DE GESTION DE LA SECURITE (SGS)

4.1 TEXTES PARTICULIERS APPLICABLES

Les textes relatifs à l'exploitation de l'ouvrage sont :

- le règlement d'eau de Sainte Cécile d'Andorge approuvé par les arrêtés de février 1967 et de février 1969,
- les consignes écrites prévues à l'article R.214-122 du Code de l'Environnement,
- l'arrêté du 2 novembre 2009 qui autorise la manœuvre des vannes de vidange pendant la période des hautes eaux pour évacuer des sédiments,
- l'arrêté n°201039-17 du 8 février 2010 portant interdiction d'accès au lit et aux berges du Gardon à l'amont et à l'aval du barrage de Sainte Cécile d'Andorge.

Les textes relatifs à la surveillance de l'ouvrage et à l'organisation mise en place pour déclencher l'alerte aux autorités et aux populations sont :

- le plan d'alerte approuvé le 9 mars 1984,
- la consigne d'application du plan d'alerte régulièrement mise à jour,
- l'arrêté du 22 février 2002 pris en application du décret n°32-337 du 15 septembre 1992 relatif aux plans particuliers d'intervention concernant certains aménagements hydrauliques
- le décret n°2005-1158 du 13 septembre 2005 relatif aux plans particuliers d'intervention concernant certains ouvrages ou installations fixes et pris en application de l'article 15 de la loi n°2004-811 du 13 août 2004 relative à la modernisation de la sécurité civile
- le Plan Particulier d'Intervention : approuvé par la Préfecture du Gard en janvier 2013

Les points qui suivent se basent sur les documents cités ci-avant. Le lecteur pourra s'y référer pour plus de détails.

4.2 ORGANISATION MISE EN PLACE POUR ASSURER L'EXPLOITATION ET LA SURVEILLANCE DE L'OUVRAGE

Le Département du Gard est propriétaire du barrage de Sainte Cécile d'Andorge et en assure l'exploitation et la maintenance.

Le personnel affecté à cette mission est rattaché à la Direction de l'Eau, l'Environnement et l'Aménagement Rural – Service de l'Eau et des Rivières et se répartit entre le site du barrage (1 surveillant sur place) et Nîmes (chef de service, ingénieur, technicien, surveillants mobiles et personnel administratif). Plusieurs cadres du service interviennent en complément pendant les périodes d'astreinte.

L'organisation spécifique mise en place permet d'assurer la continuité de la mission, tant à Nîmes que sur site grâce à l'intervention des surveillants mobiles. En périodes d'équinoxe (printemps et automne), particulièrement propices aux situations hydrométéorologiques perturbées, l'organisation est complétée par des astreintes programmées (cadres à Nîmes et surveillants sur site) pendant les weekends et les jours fériés. Des astreintes non programmées (nuit, WE hors périodes d'équinoxe) peuvent également être décidées au cas par cas selon les événements.

Le Département du Gard est également assisté, via un marché de services, par un prestataire extérieur, agréé au titre du Code de l'Environnement (articles R.214-148 à 214-151), pour :

- le contrôle et l'interprétation des données d'auscultation ;
- la réalisation des Visites Techniques Approfondies ;
- la rédaction des rapports de surveillance ;
- l'aide à la programmation des travaux de maintenance et d'amélioration ;
- l'assistance pour les visites de contrôle ;
- des inspections particulières à la suite d'un événement exceptionnel ;
- une veille réglementaire.

Les outils d'information sur la situation hydrométéorologique du bassin versant concerné (tous accessibles par internet) et les moyens de communication entre Nîmes et le local de surveillance du barrage sont indispensables au fonctionnement optimal de la mission. Toutefois, des moyens dégradés sont également prévus pour que le surveillant de barrage puisse agir de façon autonome sur site.

4.3 PROCEDURES DE SURVEILLANCE DE L'OUVRAGE

Surveillance normale

La surveillance de l'ouvrage est effectuée par :

- des tournées d'inspection visuelle et de contrôle programmées à une fréquence hebdomadaire,
- des tournées d'inspection et d'essais (GE, liaisons, sirènes...) programmées à une fréquence mensuelle,
- des essais de vannes programmés à une fréquence mensuelle (conditions de réalisation variables : en charge ou non, alimentation électrique principale ou secourue, modes de manœuvre...)
- le contrôle approfondi des dromes programmé à une fréquence annuelle
- des tournées d'auscultation réalisées à une fréquence mensuelle et en crue (pour certains instruments).

Surveillance lors d'évènement particuliers

On entend par événements particuliers : résultats d'auscultation anormaux, crue majeure, variation brutale du niveau de la retenue (par exemple en fin d'étiage), glissement de terrain dans la retenue, séisme, vidange, incendie dans les ouvrages, dommage ou panne importante d'un organe de vantellerie...

La connaissance des événements d'origine externe aux ouvrages se fait par des acteurs spécialisés dans chaque domaine via des conventions de partenariat spécifiques, notamment :

- hydrométéorologie : Météo France et Service de Prévision des Crues (SPC) – Grand Delta ;
- sismique : Commissariat à l'Energie Atomique et aux Energies Alternatives – Département Analyse, Surveillance, Environnement – Laboratoire de Détection et de Géophysique (CEA-DASELTG).

Des mesures adaptées à chaque situation sont alors prises, directement par l'exploitant, à des pas de temps adaptés :

- Tournées d'inspection visuelle ;
- Tournées d'auscultation ;
- Essais de manœuvre (vannes, groupe électrogène...);
- Essai non sonore des sirènes ;
- ...

Dans le cas où ces mesures amèneraient à constater des faits anormaux sur les divers équipements du barrage de Sainte-Cécile d'Andorge, des mesures complémentaires pourront être prises, avec la participation de prestataires extérieurs :

- Campagnes topographiques ;
- Tournée d'inspection par un spécialiste du domaine concerné (génie civil, hydromécanique...);
- Travaux en urgence ;
- ...

Le service de contrôle du barrage, le Préfet et les différentes structures susceptibles d'être concernés (Service de Prévision des Crues, service de Police de l'Eau, syndicat de bassin versant, mairies...) sont informés par le Maître d'ouvrage.

4.4 PROCEDURES DE PRISE EN COMPTE DU RETOUR D'EXPERIENCE

Chaque évènement marquant est consigné dans le registre du barrage qui constitue ainsi un historique des faits marquants depuis la construction de l'ouvrage.

Un suivi thématique pour chaque organe du barrage est également assuré par des fiches de maintenance.

De plus, le cas échéant, les événements particuliers font l'objet de déclarations d'événements précurseurs pour la sûreté hydraulique (PSH) ou d'événements importants pour la sûreté hydraulique (EISH).

Tout évènement nouveau constaté sur l'ouvrage peut ainsi être examiné en regard de ces historiques.

4.5 PROCEDURES DE GESTION DES SITUATIONS D'URGENCE

4.5.1 ETATS D'EXPLOITATION

On observe trois états d'exploitation du barrage de Sainte Cécile d'Andorge : l'état normal (intégrant la période de gestion de l'étiage), l'état de veille et l'état de crue.

L'organisation spécifique mise en place permet d'assurer la continuité de la mission d'exploitation, tant sur site qu'à Nîmes :

- sur site : les surveillants interviennent pour appliquer les consignes d'exploitation,
- à Nîmes : l'encadrement assure hebdomadairement une veille hydrométéorologique sur le département et déclenche, au cas par cas, selon les événements, des astreintes (cadres et surveillants).

4.5.2 ETAT D'EXPLOITATION NORMALE

En exploitation normale, aucune préoccupation relative à la tenue et à la sûreté de l'ouvrage n'est détectée.

L'exploitation et la surveillance du barrage sont assurées conformément à la réglementation générale et à la réglementation spécifique, notamment précisée dans la consigne de surveillance et d'auscultation du barrage de Sainte Cécile d'Andorge.

4.5.3 ETAT DE VEILLE

L'état de veille est caractérisé par les conditions suivantes :

prévisions de précipitations supérieures à 60 mm en 24h (valeurs moyennes) sur le secteur Cévennes Gardoises (zonage et données Météo France) ;

ou conditions particulières (par exemple : prévisions de précipitations inférieures mais avec une cote haute au barrage ou prévisions de précipitations inférieures mais faisant suite à un cumul pluvieux important durant les jours précédents ou constatations particulières sur l'ouvrage) ; ces conditions particulières sont évaluées en concertation entre le cadre et le surveillant de barrage.

4.5.4 ETAT DE CRUE

Le passage de l'état de veille à l'état de crue est décidé par le cadre d'astreinte, en concertation avec le surveillant, en cas de :

- montée rapide de la cote dans la retenue, à partir de la cote 246 m NGF environ correspondant à la mise en charge des 2 pertuis de crue ;
- ou autres conditions particulières ; ces conditions particulières sont évaluées en concertation entre le cadre et le surveillant de barrage.

La surveillance de la cote au barrage est alors assurée régulièrement par le cadre : soit sur internet, soit en lien avec le surveillant de barrage. La présence du surveillant sur le site du barrage (local, galeries ou abords) est décidée en fonction du déroulement de la crue.

En cas de rupture totale des communications entre le cadre et le surveillant ou le barrage, le surveillant assure seul la surveillance de l'ouvrage, uniquement depuis le local de surveillance (pour raisons de sécurité d'intervention de l'agent).

Les crues exceptionnelles peuvent entraîner le déclenchement du Plan d'Alerte (ou du Plan Particulier d'Intervention selon son état d'avancement).

Les conditions précises de ce déclenchement sont mentionnées dans la consigne d'application spécifique, qui définit également les règles de surveillance particulières selon les situations :

- Vigilance Renforcée (VR) ;
- Préoccupations Sérieuses (PS) ;
- Péril Imminent (PI).

4.5.5 MATRICE PPI POUR VR, PS ET PI AVANT TRAVAUX ET APRES TRAVAUX

VIGILANCE RENFORCEE

La mise en place de la vigilance renforcée (VR) sur le barrage est décidée dans les circonstances suivantes :

- dans les cas d'apports exceptionnels dépassant les possibilités d'emmagasinement et d'évacuation de l'ouvrage caractérisés par les seuils pluviométriques et limnigraphiques suivants (risque de dépassement ou dépassement de la cote 252 m NGF = Z8ans) :

		Cumul pluvieux (mm) sur 3h observé sur le BV à l'instant t							
		102	141	156	198	215	232		
Cote (m NGF) observée au barrage à l'instant t	264	PI	PI	PI	PI	PI	PI	PI	PI
	261.2	PS	PS	PS	PI	PI	PI	PI	PI
	257	VR	PS	PS	PI	PI	PI	PI	PI
	252	VR	VR	VR	PS	PI	PI	PI	PI
	247		VR	VR	PS	PS	PI	PI	PI
	242			VR	VR	PS	PS	PI	PI

- en cas de faits anormaux susceptibles de compromettre la tenue de l'ouvrage, à terme (quelques semaines) ;
- dans le cadre de l'organisation générale de la défense.

La situation de vigilance renforcée ne déclenche pas l'alerte aux populations, telle qu'elle est prévue par le Plan d'Alerte.

PREOCCUPATIONS SERIEUSES

La décision de placer le barrage en état de préoccupations sérieuses (PS) est prise dans les situations suivantes :

- dans les cas d'apports exceptionnels dépassant les possibilités d'emmagasinement et d'évacuation de l'ouvrage caractérisés par les seuils pluviométriques et limnigraphiques suivants (risque de dépassement ou dépassement de la cote 261.2 m NGF = Z30ans = cote de la tulipe déversante) :

		Cumul pluvieux (mm) sur 3h observé sur le BV à l'instant t							
		102	141	156	198	215	232		
Cote (m NGF) observée au barrage à l'instant t	264	PI	PI	PI	PI	PI	PI	PI	
	261.2	PS	PS	PS	PI	PI	PI	PI	
	257	VR	PS	PS	PI	PI	PI	PI	
	252	VR	VR	VR	PS	PI	PI	PI	
	247		VR	VR	PS	PS	PI	PI	
	242			VR	VR	PS	PS	PI	

- en cas de faits anormaux susceptibles de compromettre la tenue de l'ouvrage, à court terme (quelques jours).

La situation de préoccupations sérieuses ne déclenche pas l'alerte aux populations, telle qu'elle est prévue par le Plan d'Alerte.

PERIL IMMINENT

La décision de placer le barrage en état de péril imminent (PI) est prise dans les situations suivantes :

- dans les cas d'apports exceptionnels dépassant les possibilités d'emmagasinement et d'évacuation de l'ouvrage caractérisés par les seuils pluviométriques et limnigraphiques suivants (risque de dépassement ou de dépassement de la cote 264.0 m NGF = Z100ans = saturation de la tulipe déversante) :

		Cumul pluvieux (mm) sur 3h observé sur le BV à l'instant t							
		102	141	156	198	215	232		
Cote (m NGF) observée au barrage à l'instant t	264	PI	PI	PI	PI	PI	PI	PI	
	261.2	PS	PS	PS	PI	PI	PI	PI	
	257	VR	PS	PS	PI	PI	PI	PI	
	252	VR	VR	VR	PS	PI	PI	PI	
	247		VR	VR	PS	PS	PI	PI	
	242			VR	VR	PS	PS	PI	

- en cas de faits anormaux susceptibles de compromettre la tenue de l'ouvrage, à court terme (quelques heures).

Cette décision entraîne le déclenchement des moyens d'alerte aux populations telle qu'elle est prévue au Plan d'Alerte.

4.5.6 MATRICE PPI POUR VR, PS ET PI PENDANT LA PHASE TRAVAUX

Une analyse a été menée conjointement par le maître d'œuvre et le gestionnaire pour adapter la matrice du PPI en phase chantier (rapport ISL 19F-148-31-A-MATRICE-PPI de 2023).

Le tableau suivant présente la matrice proposée pour les deux périodes d'arasement prévues dans le cadre du phasage des travaux.

Vigilance renforcée	VR
Préoccupation sérieuse	PS
Péril imminent	PI

Tableau 4-1 : Matrice proposée en phase travaux

Cote de la retenue (m NGF)	De janvier à mai	De juin à aout
262,5	Surverse	Surverse
	PI	PI
261,3	Entrée en service de la tulipe	Surverse
	PI	PI
259,7		Surverse
	PI	PI
257,5	T ~ 780 ans	
	PS	PI
254,7	T ~ 350 ans	T > 10 000 ans (juin/juillet) T ~ 350 ans (aout)
	VR	PS
247,5	T ~ 30 ans	T ~ 1000 ans
		VR
244,7		T ~ 190 ans (juin/juillet) T < 10 ans (aout)
242,0	Retenue normale	Retenue normale

4.6 MANAGEMENT DE LA QUALITE

Des procédures spécifiques ont été rédigées par le Département pour l'astreinte, l'exploitation et la maintenance de l'ouvrage.

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

5.1 DIAGNOSTIC EXHAUSTIF

Nota : quand l'étude de dangers est établie dans le cas 2 (cas des travaux constituant une modification substantielle à autoriser sur un barrage existant) : « Le diagnostic exhaustif du barrage comporte uniquement les études de diagnostic permettant de renseigner le maître de l'ouvrage sur l'état de l'ouvrage existant et sur la faisabilité de l'opération. »

Dans le cadre des études de PROJET, les diagnostics suivants ont été réalisés :

- Document annexe n°6 : campagnes de reconnaissances géotechniques complémentaires

Le bilan synthétique concernant le barrage et sa fondation a été présenté aux § 3.4 et 3.6 du présent document.

- Document annexe n°12 : diagnostic du masque

Le bilan synthétique concernant l'état du masque a été présenté aux § 3.8.6.1 du présent document.

Par ailleurs, des investigations ont été réalisées dans le cadre de la mise à jour de l'EDD dans l'état actuel.

- Examen aérien par drone des parties émergées du parement amont et des faces externes de la tour de prise ;
- Examen acrobatique de l'intérieur de la tour de prise et du reniflard ;
- Examen subaquatique de la partie immergée de la tour de prise : l'entonnement de la tour de prise et les dispositifs de vidange et de prises d'eau étagées ;
- Inspections vidéo des réseaux de drains et piézomètres, des organes de prise et de restitution et des organes de vidange ;
- Inspections visuelles spécifiques de la retenue amont, de la drome, du couronnement et essais de manœuvre des vannes ;
- Bathymétrie amont de la retenue autour des vannes de vidanges.

Le bilan de ces investigations est présenté dans la mise à jour de l'étude de danger dans l'état actuel (rapport BRLi A00807-SCE-EDD2022-Rapport-principal). Ces investigations ont été prises en compte dans le cadre des analyses de risque pour définir les ERC présentés au § 8.1.

5.2 MODES DE RUPTURE AYANT FAIT L'OBJET D'UNE VERIFICATION PAR LE CALCUL

5.2.1 ETUDES DE STABILITE INTERNE DE L'OUVRAGE

Le document annexe n°9 présente les hypothèses et les résultats des calculs thermomécaniques et leur prise en considération pour la conception de l'aménagement (avec la recharge en BCR).

Les calculs présentés dans cette note ont permis de vérifier le comportement mécanique et thermomécanique de la carapace BCR. Cette carapace peut en effet subir plusieurs chargements :

- la contraction liée au refroidissement du BCR,
- le tassement lié à son poids propre,
- le tassement des remblais lié à des situations "long terme" : tassement différé naturel, tassements sous chargement sismique ou sous imbibition,
- chargement hydraulique en cas de crue.

Les calculs ont permis d'affiner certains détails géométriques de la carapace :

- le calepinage des joints : les joints sont plus resserrés que la configuration originale, la largeur des plots après adaptation est comprise entre 13 m et 19 m,
- la géométrie en crête : les marches de 2,4 m ont été abandonnés pour des marches plus courtes qui suivent la pente moyenne initiale.

Deux formulations type de BCR ont été considérées dans les calculs :

- formulation BCR1 : avec 110 kg/m³ de liants dont 60 kg/m³ de clinker,
- formulation BCR2 : avec 60 kg/m³ de clinker dont 40 kg/m³ de clinker.

Les résistances de ces BCR type ont été estimées respectivement à 12 MPa et 6 MPa pour la résistance à la compression simple et 1,6 MPa et 1,0 MPa pour la résistance moyenne à la traction simple. Des essais sont nécessaires pour vérifier ou ajuster ces valeurs dans les prochaines phases du projet.

Les calculs ont montré que le comportement global est satisfaisant pour les deux formulations aux exceptions suivantes :

- une fissuration de peau est prévisible, en particulier pour la formulation BCR2 : il est nécessaire de protéger le coursier avec un BCR enrichi ou un BCV armé pour éviter tout risque de fragilisation du BCR sous l'effet des écoulements,
- dans les premières couches en crête situées juste au dessus des remblais : un BCR de type BCR1 est nécessaire pour éviter les risques de fissuration dans les zones sensibles,
- d'une façon plus générale et pour les zones où la fissuration peut être préjudiciable : un BCR de type BCR1 est à privilégier.

5.2.2 ETUDE DE STABILITE A L'EQUILIBRE LIMITE ULTIME (CF. RAPPORT DE PRO)

Une analyse de stabilité a été menée selon la méthode des cercles aux états limites conformément aux recommandations du CFBR dans le cadre de la révision spéciale en phase avant-projet. Ces résultats sont repris ci-après.

Trois géométries ont été considérées :

- la situation actuelle (cf. figure suivante),
- l'état des excavations les plus défavorables (cf. figure suivante) en termes de stabilité,
- l'état aménagé (recharge en BCR).

Les calculs ont été menés pour le parement aval conformément aux recommandations du CFBR en considérant les cas les plus défavorables.

S'agissant d'un barrage écrêteur de crues en enrochements à masque, les cas dimensionnants sont figurés dans le tableau suivant.

Tableau 5-1 : Situations de référence pour le parement aval

N°	Etat du barrage	Etat de la retenue	Situation	Réduction de $\tan \phi'$ et C'	Coefficient de modèle
1	Actuel	RN à 242 m NGF	Normale	1.25	1.1
2	Excavation	RN à 242 m NGF	Transitoire	1.1	1.1
3	Projet	RN à 242 m NGF	Normale	1.25	1.1
4	Projet	Q10 000 et défaillance partielle du masque	Extrême accidentelle	1	1.1
5	Projet	Q10 000 et défaillance complète du masque	Extrême accidentelle	1	1.1

Les **situations extrêmes** correspondent à la situation exceptionnelle de crue avec une défaillance totale ou partielle du masque. Les lignes piézométriques prises en compte correspondent à celles obtenues à l'aide du modèle hydrodynamique réalisé dans le cadre de la révision spéciale.

Pour ces situations extrêmes, la défaillance du masque suivante a été simulée :

- pour la défaillance partielle, par une ouverture sur 0,5 m de hauteur
- pour la défaillance totale, par une ouverture complète au-dessus de la cote 260,00m NGF correspondant à la zone de raccordement du masque avec le BCR en crête de l'ouvrage.

A la demande de l'AMO, **deux cas de charge complémentaires ont été adjoints dans le cadre de la présente étude**. Ils correspondent à l'annulation de la cohésion du BCR (anomalie sur les reprises aux intercouches ou mauvais collage sur la fondation).

Tableau 5-2 : Situations complémentaire pour le parement aval

N°	Etat du barrage	Etat de la retenue	Situation	Réduction de tan Ø' du remblai et du BCR	Réduction de C' du BCR	Coefficient de modèle
3-bis	Projet	RN à 242 m NGF	Normale	1.25	Annulation de la cohésion du BCR	1.1
5-bis	Projet	Q10 000 et défaillance complète du masque	Extrême accidentelle	1	Annulation de la cohésion du BCR	1.1

Le tableau suivant présente les facteurs de sécurité obtenus dans les diverses configurations.

Tableau 5-3 : Facteurs de sécurité pour le parement aval

N°	Etat du barrage	Etat du barrage	Situation	Facteur de sécurité cible	Facteur de sécurité estimé
1	Actuel	RN à 242 m NGF	Normale	1,0	1,30
2	Excavation	RN à 242 m NGF	Transitoire	1,0	1,15
3	Projet	RN à 242 m NGF	Normale	1,10	1,81
3-bis	Projet	RN à 242 m NGF	Normale Annulation de la cohésion du BCR	1,10	1,39
4	Projet	Q10 000 et défaillance partielle du masque	Extrême/accidentelle	1,0	1,93
5	Projet	Q10 000 et défaillance complète du masque	Extrême/accidentelle	1,0	1,85
5-bis	Projet	Q10 000 et défaillance complète du masque	Extrême/accidentelle Annulation de la cohésion du BCR	1,0	1,46

Les graphiques suivants illustrent les résultats des scénarios 3bis et 4bis.

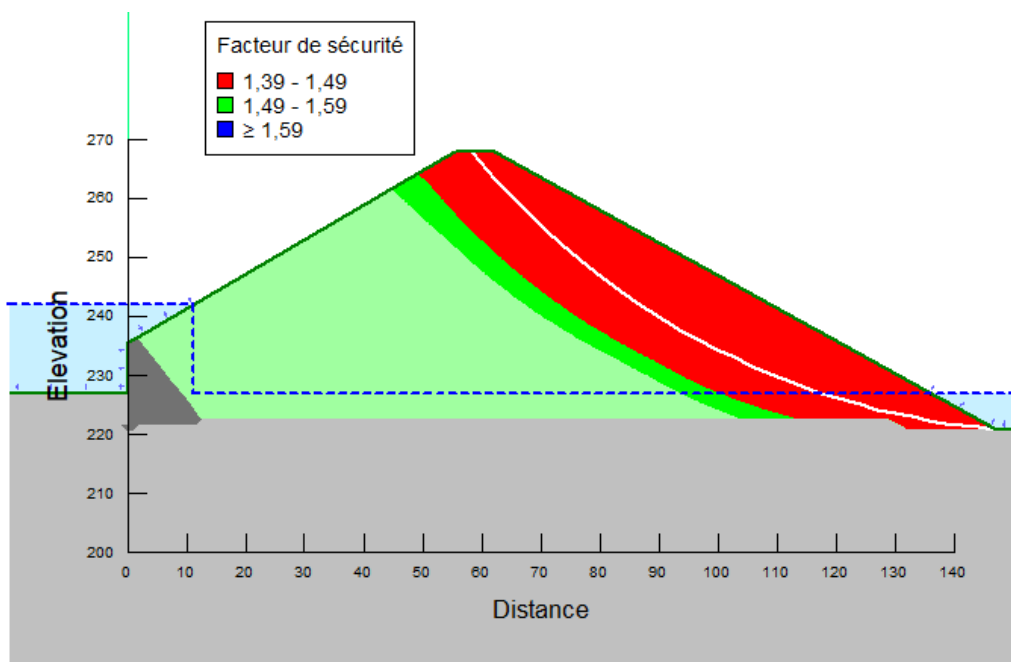


Figure 5-1 : Situation n°3-bis - Normale – C'bcr=0- Etat projeté - FS min = 1,39

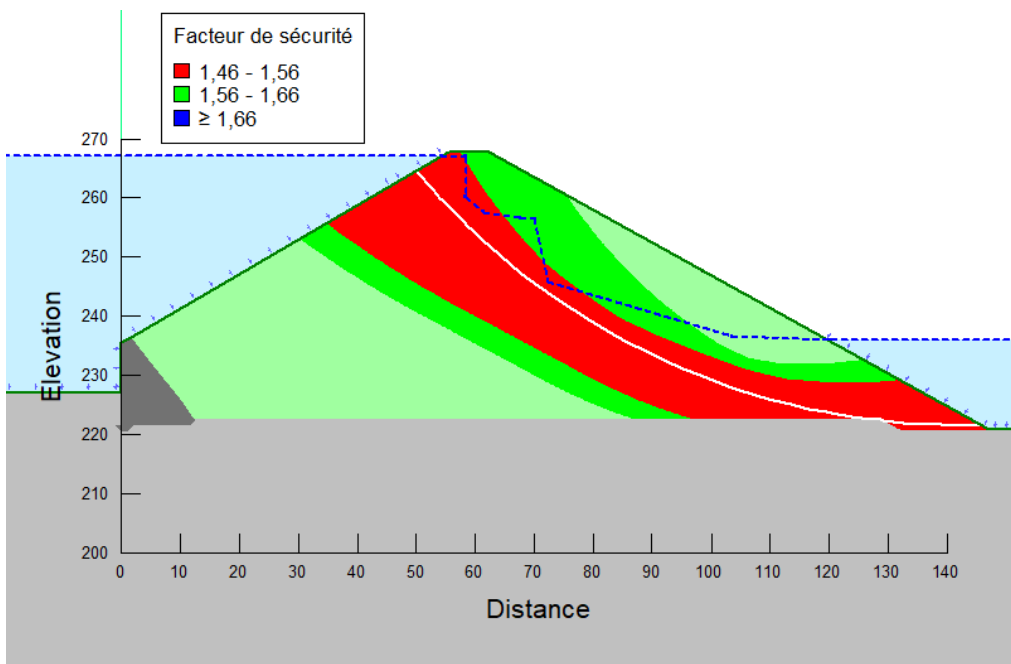


Figure 5-2 : Situation – n°5 - Extrême (Défaillance totale) - C'bcr=0 - Etat projeté - FS min = 1,46

Les coefficients de sécurité sont toujours supérieurs aux coefficients requis en particulier pour la phase d'excavation la plus défavorable.

Pour la situation normale, le projet conduit à une augmentation du coefficient de sécurité importante (de 1,3 à 1,8 soit +40%). En cas de défaillance des intercouches, l'augmentation est moins importante mais significative (de 1,3 à 1,4 soit +8%).

Les facteurs de sécurité obtenus pour les situations extrêmes (n°4 et n°5) sont élevés et plus importants que pour la situation normale du fait de coefficients réducteurs moins élevés sur $\tan \varnothing$ (1,0 contre 1,25 dans la situation normale).

5.2.3 EROSION EXTERNE PAR SURVERSE SUR LE BARRAGE OU DEBORDEMENT PAR LE COURSIER

Le fonctionnement hydraulique de l'évacuateur a fait l'objet d'une double analyse :

- Document an exe 7 : rapport de modélisation physique
- Document an exe 8 : rapport de modélisation hydraulique 3D

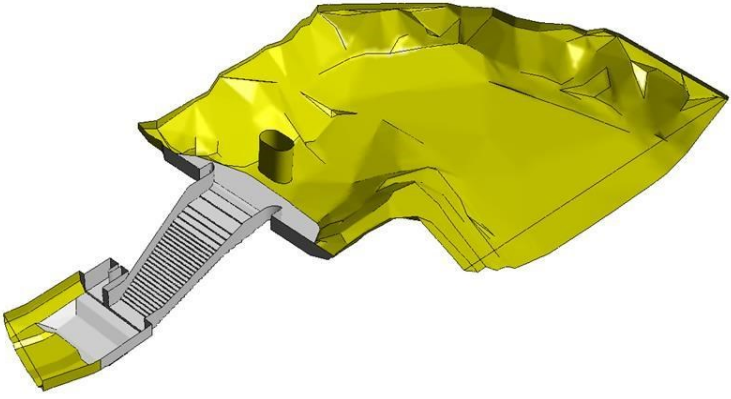

	Géométrie du modèle 3D
	Emprise du modèle physique

Figure 5-3 : Modélisation physique et numérique 3D

Les débits simulés sur le modèle numérique sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 5-4 – Scénarios simulés sur le modèle numérique

	Situation	Niveau retenue (m NGF)	Niveau aval (m NGF)	Débit en sortie de galeries (m ³ /s)	Débit EVC sur BCR (m ³ /s)
Crue 1	2 m de charge sur l'évacuateur (proche de Q1000)	264,50	232,79	850	261
Crue 2	Niveau prévisionnel des PHE	267,20	236,60	920	920
Crue 3	Niveau prévisionnel du mur pare-vague	268,80	238,43	920	1440
Crue 4	0,8 m de charge sur l'évacuateur	263,40	230,83	490	80

Les deux modèles ont été employés pour améliorer le projet et réaliser toutes les vérifications nécessaires.

- Vérification de la loi d'évacuation,
- Vérification de la revanche en crue sur le barrage et sur les bajoyers,
- Respect de la condition de non-cavitation sur le coursier.

5.2.4 EROSION EXTERNE PAR AFFOUILLEMENT AU PIED AVAL DE L'EVACUATEUR ET DES GALERIES

Il n'est pas prévu d'excaver une fosse de dissipation au pied aval du nouvel évacuateur du barrage. Il est apparu nécessaire d'évaluer les conséquences que pourrait avoir l'occurrence de la crue de projet en matière d'érosion et de vérifier qu'elles sont compatibles avec les dispositions techniques retenues.

Le document annexe n°11 présente l'analyse du risque d'affouillement au pied aval de l'évacuateur et des galeries.

Deux approches semi-empiriques ont été menées :

- L'approche éprouvée dite EIM « Erodability Index Method » proposée par Annandale (1995) et basée sur près de 150 observations (sols et roches).
- L'approche récente dite « eGSI/RMEI » (erosion Global Strength Index / Rock Mass Erosion Index) du chercheur S.Pells (2016) basée sur près de 118 références provenant de 26 évacuateurs de crues de barrages en Australie, Afrique du Sud et Etats-Unis.

Par ailleurs :

- les données hydrauliques nécessaires à l'analyse ont été extraites de la modélisation hydraulique 3D ;
- des reconnaissances géologiques et géotechniques spécifiques ont été réalisées pour qualifier ce risque ;
- le REX de l'érosion en aval des galeries existantes a été pris en compte.

La puissance maximale dissipée a été calculée **en considérant, pour chaque zone de fort cisaillement, la vitesse maximale calculée dans la zone considérée**. Les calculs de puissance dissipée ont été menés :

- pour 3 crues caractéristiques : 1977 et crues estimées de période de retour 10 000 et 100 000 ans ;
- à l'aide d'un modèle 3D hydraulique dont la géométrie correspond approximativement au départ des alluvions déposés au pied du barrage ;
- en sortie des galeries pour analyser la cohérence avec le REX et au pied du futur évacuateur.

L'érodabilité de la fondation a ensuite été analysée sur la base des données géologiques et à l'aide des approches les plus récentes proposées par la littérature. Les résultats de ces approches ont conduit à des résultats cohérents avec les observations en aval de la galerie :

- la frange modérément altérée à très altérée du gneiss a été décapée, sans doute plus que ne le laisserait supposer les approches de la littérature (mais ce point est difficile à apprécier faute d'avoir réalisé un calcul 3D correspondant à la bathymétrie juste après la fin de construction du barrage) ;
- la frange peu altérée n'a pas été entaillée (ou pas de manière sensible selon le profil géophysique de rive à rive).

L'utilisation de ces approches de manière prospective conduit à estimer que la fosse d'affouillement susceptible de se former au pied de l'évacuateur devrait atteindre une cote minimale de 217 à 218 m NGF.

La figure suivante présente l'ancrage de l'écran en pieux sécants (en béton armé) prévu au droit de l'ouvrage. Il est prévu de le fonder jusqu'à une cote de 214,5 m NGF soit environ 2,5 m sous le niveau minimal susceptible de s'établir au pied aval du coursier.

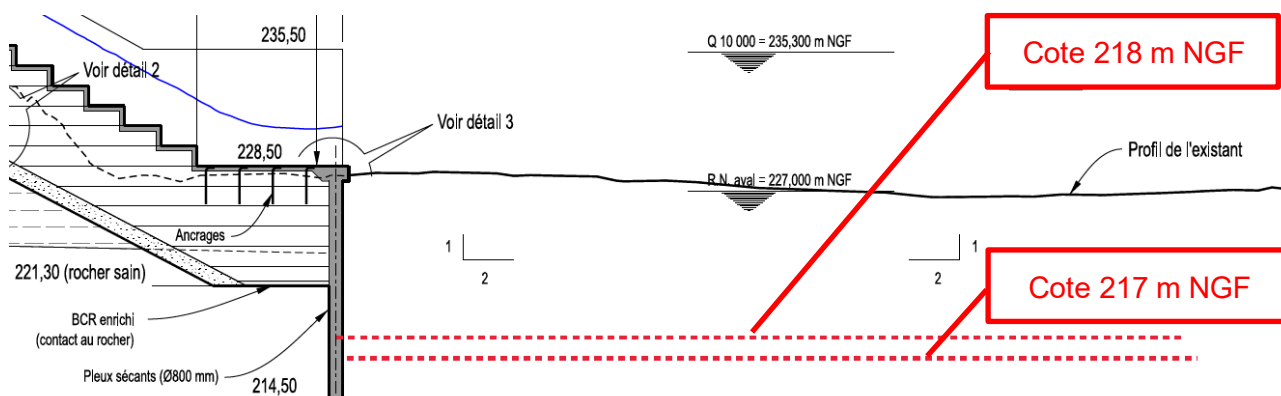


Figure 5-4 : Ecran en pieux sécants et cotes minimales de la fosse

L'écran, qui assure en premier lieu la fonction de batardeau pour l'élévation du BCR en partie basse, assurera donc également une fonction de parafouille y compris dans la situation extrême selon laquelle la cote minimale serait atteinte au pied immédiat du barrage.

5.2.5 STABILITE EXTERNE DU BLOC INFERIEUR

Ce mode de rupture a été traité dans le cadre de l'EDD à la demande de l'AMO EDF CIH.

En crue, la partie basse en BCR du barrage peut être soumise des sous-pressions sous les BCR alors que le niveau aval est bas. Les deux modes de rupture correspondant sont :

- Le soulèvement par flottaison,
- Le glissement sur la fondation.

Deux cas ont été étudiés :

- Situation 1 : fin de crue ou défaillance du masque
 - Niveau piézométrique sous le BCR situé au niveau du radier de la galerie inférieure
 - Niveau d'eau au pied du barrage correspondant au niveau de la RN des Cambous
- Situation 2 : Q10 000 avec rupture du barrage des Cambous
 - Niveau piézométrique sous le BCR situé au niveau atteint par Q10 000 en aval du barrage (la pression rentre dans le remblai par les galeries)
 - Pas d'eau au pied aval du barrage

La situation 1 et 2 peuvent résulter :

- d'une défaillance totale du masque ;
- d'une défaillance du drainage (du fait de la galerie inférieure et/ou des drains inox 400 mm amont/aval prévus en partie basse du BCR (cf. figure suivante).

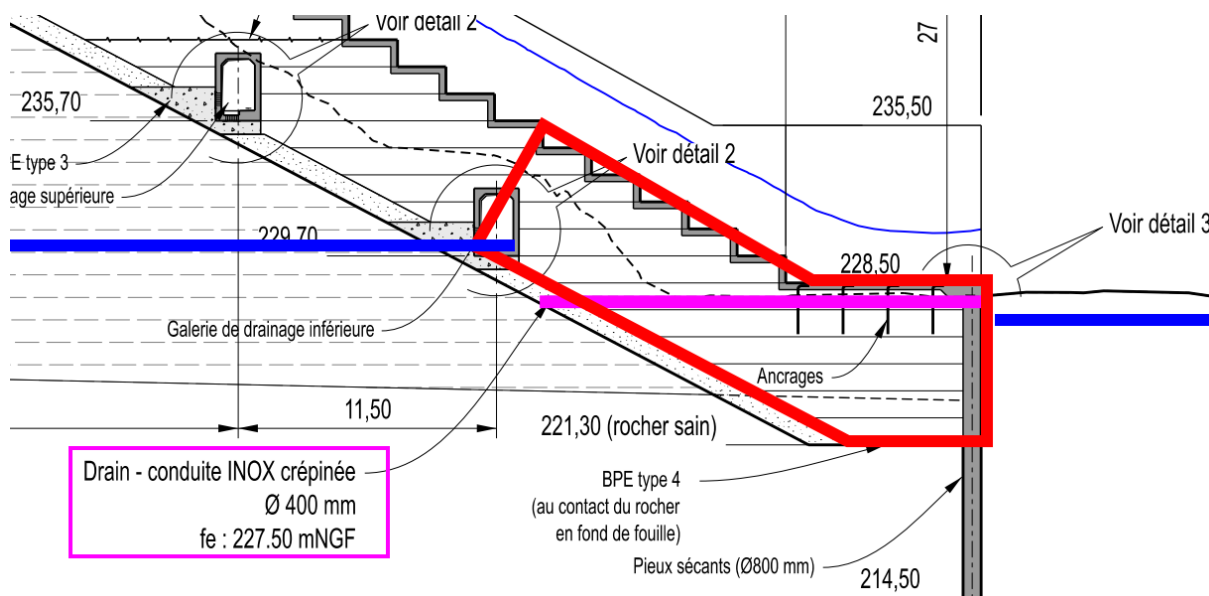


Figure 5-5 : Situation 1 = décrue ou défaillance du masque

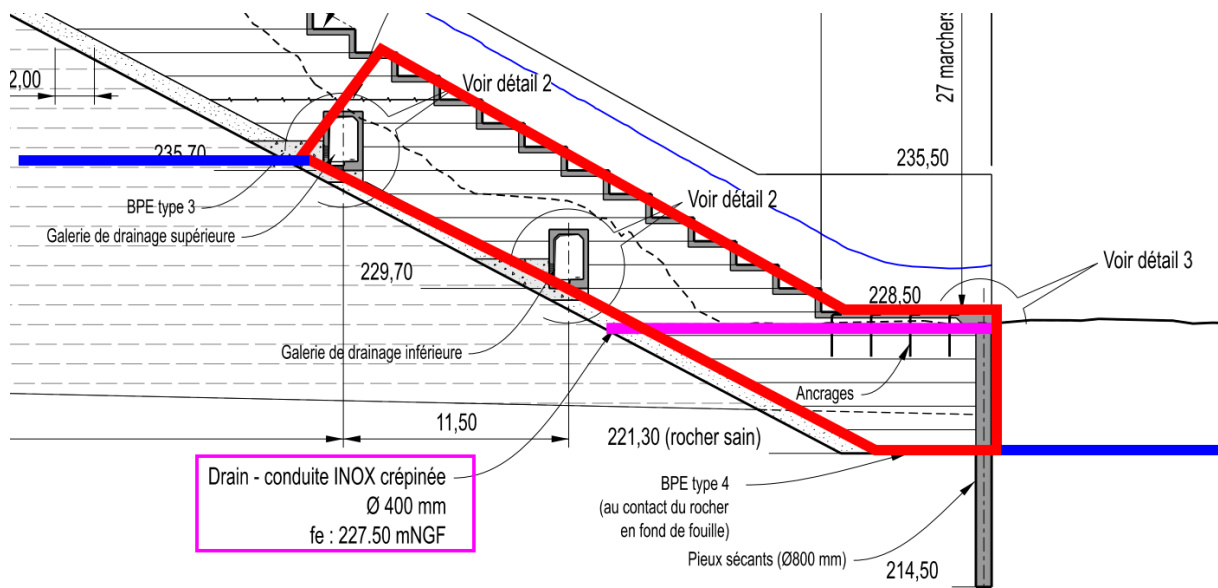


Figure 5-6 : Situation 2 = Q10 000 et rupture du barrage des Cambous

Pour le soulèvement par flottaison :

- L'effort résistant considéré est le poids du bloc considéré ($d=2,4$)
- L'effort moteur est la sous-pression.

Pour le glissement sur fondation :

- L'efforts résistant considéré est le frottement du bloc (avec un angle de frottement de 45°)
- L'effort moteur est la sous-pression.

De manière prudente, les efforts suivants n'ont pas été considérés :

- La cohésion sur la longueur de contact (5 m) entre le BCR (GERCC),
- la butée sur l'écran en pieux sécants,
- la résistance interne du BCR.

Les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel ANSYS.

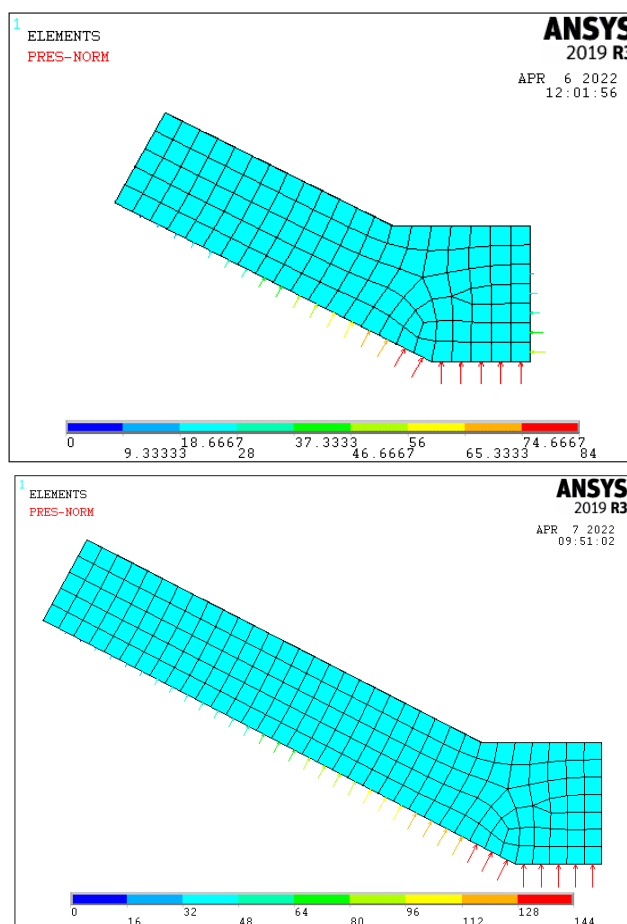


Figure 5-7 : blocs de la situation 1 (à gauche) et 2 (à droite)

Le tableau suivant présente les résultats des analyses pour les 2 situations pour une tranche de largeur 1 m du barrage.

	Situation 1		Situation 2	
	FX (kN)	FZ (kN)	FX (kN)	FZ (kN)
Poids propre	0	-2 921		-4 526
Pressions eau	192	1 090	1 037	2 690
Frottement (45°)	-1 831	0	-1 836	0
Coef sécurité à la flottaison		2,7		1,7
Coef sécurité au glissement sur fondation		9,5		1,8

Malgré les hypothèses prudentes, les coefficients de sécurité sont :

- très largement supérieurs à 1 pour la situation 1 (événement initiateur de probabilité de l'ordre de 10^{-1}),
- proche de 2 pour la situation 2 (événement initiateur de probabilité de l'ordre de 10^{-5})

La probabilité de rupture par ce scénario est donc considérée $< 10^{-5}$.

5.3 BILAN DE CONCEPTION

Les tableaux insérés dans les pages suivantes présentent l'analyse de la conformité à l'ATB 2018. En complément de ce tableau, les situations ne concernant pas le barrage sont commentées ci-après.

Situation transitoire de vidange

Le barrage de Sainte Cécile d'Andorge n'est pas concerné par ce cas car :

- Le corps du barrage est drainant ;
- Un matériau filtrant et drainant est installé en sous-face de la recharge en BCR ;
- Deux galeries de drainage sont mises en œuvre dans la recharge en BCR.

Le cas d'une vidange de la retenue avec un niveau piézométrique élevé dans le barrage n'est donc pas envisageable.

Séisme

Le barrage de Sainte Cécile se situe en zone de sismicité n°2. La conformité à l'ATP ne requiert pas d'étude de stabilité au séisme. L'impact du tassement du remblai induit par un séisme a néanmoins été pris en compte dans le cadre des études thermomécaniques.

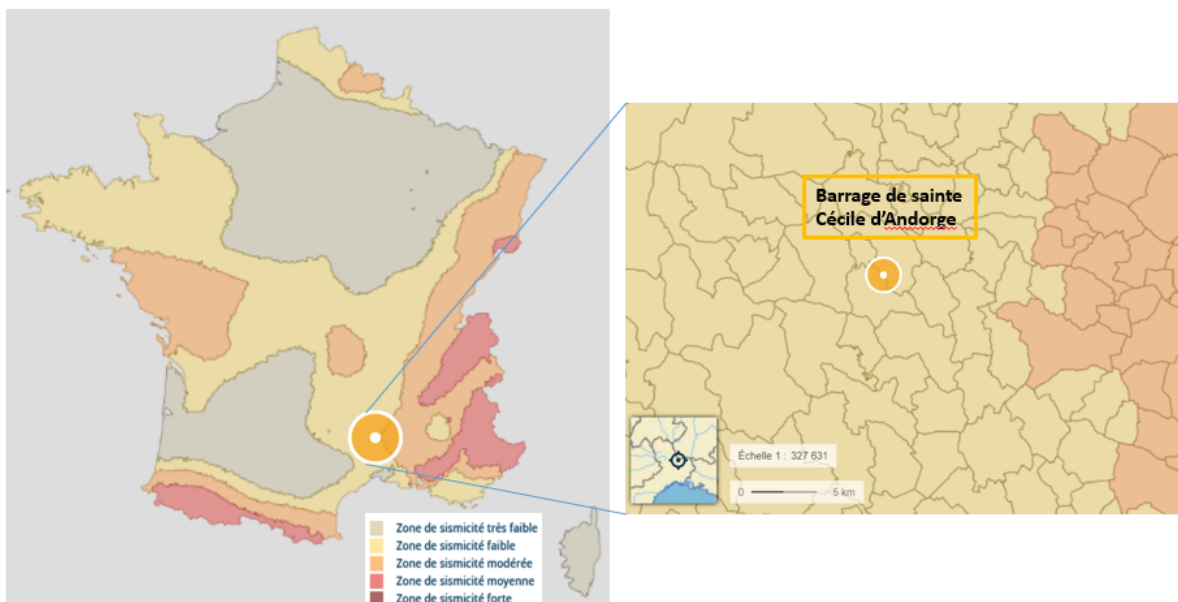


Figure 5-8 : Zonage sismique (source Géoportail)

Tableau 5-5 : Extrait de la note d'interprétation de l'ATB 2018

Zone de sismicité	Classe du barrage							
	A	B	C					
1	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">Pas d'étude requise</div>							
2								
3								
4 et 5	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">Etude spécifique ou forfaitaire, au choix</div>							
	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">Etude spécifique : déterministe ou probabiliste</div>							
	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">Etude déterministe type SMHV</div>		<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">Etude probabiliste</div>					
	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">Faille active proche OU $H^2V^{0.5} > 30000$</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">Faille active proche ET $H^2V^{0.5} > 30000$</div>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3000 ans</td> <td>1500 ans</td> <td>600 ans</td> </tr> </tbody> </table>	A	B	C	3000 ans	1500 ans
A	B	C						
3000 ans	1500 ans	600 ans						
	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">Majoration 0.5 (intensité MSK)</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">Majoration 1.0 (intensité MSK)</div>						

Effondrement de terrain dans la retenue

La caractérisation de l'aléa « effondrement dans la retenue » a été réalisée dans la mise à jour de l'EDD par BRLi (§6.3 du rapport de BRLi).

Le document mentionne en conclusion :

« Les versants de la retenue ne présentent pas d'indices géologiques et morphologiques qui pourraient faire craindre un mouvement de terrain présentant un impact significatif sur la retenue du barrage (risque de vague, d'obstruction de la retenue ou d'impact direct sur le barrage). »

Cette conclusion est basée sur une étude réalisée en 1997 par Coyne et Bellier ainsi que sur le retour d'expérience de l'exploitant.

	Référence annexe 1	CONFORME (conformité avérée)	NON-CONFORMITE (non-conformité avérée sur un ou plusieurs points)	NON-CONFORMITE SUSPECTE	MANQUE d' INFORMATION (il manque des informations pour se prononcer)	Non concerné (Justifier dans ce cas la raison pour laquelle l' ouvrage n' est pas concerné par l' item)	Référence du document justificatif (Etude de dangers, étude techniques spécifiques...)	Echéance de remise des vérifications approfondies le cas échéant	Rappel de l' échéance de la prochaine EDD	Echéance pour la mise en conformité (au regard des impératifs de sécurité publique et de l' ampleur des travaux)	Echéance limite réglementaire pour la mise en conformité
1	Conditions normales	Chapitre II	X				cf. § 5.2 et 8.4				
2	Crues exceptionnelles	Chapitre III	X				cf. § 5.2 et 8.4				
3	Séisme	Chapitre IV				En toute rigueur, l'ATB ne prévoit pas de justification au séisme pour un barrage en zone sismique 2.	Le séisme a été pris en compte dans les études de stabilité interne (en considérant le tassement attendu du remblai). Cf. §5.2.1				
4	Situation transitoire de vidange	Chapitre V, 22 et 25				Le barrage est constitué de matériaux de forte perméabilité. Ce type de matériaux n'est pas sensible à la vidange rapide.					
5	Formation et poussée de la glace	Chapitre V, 23 et 25				Le climat est méditerranéen et cette situation est à considérer pour les barrages poids (et pas pour les barrages en remblai).					

		Référence annexe 1	CONFORME (conformité avérée)	NON-CONFORMITE (non-conformité avérée sur un ou plusieurs points)	NON-CONFORMITE SUSPECTE	MANQUE d' INFORMATION (il manque des informations pour se prononcer)	Non concerné (Justifier dans ce cas la raison pour laquelle l' ouvrage n' est pas concerné par l' item)	Référence du document justificatif (Etude de dangers, étude techniques spécifiques...)	Echéance de remise des vérifications approfondies le cas échéant	Rappel de l' échéance de la prochaine EDD	Echéance pour la mise en conformité (au regard des impératifs de sécurité publique et de l' ampleur des travaux)	Echéance limite réglementaire pour la mise en conformité
6	Perte ou dégradation significative de la capacité de drainage	Chapitre V, 24 et 25	X					cf. § 5.2 et 8.4				
7	Pertes ou dégradation significative de l'étanchéité	Chapitre V, 24 et 25	X					cf. § 5.2 et 8.4				
8	Pertes ou dégradation d'une autre fonction importante de sécurité telle que mis en exergue par l'EDD	Chapitre V, 24 et 25	X					Cf. § 8.2.1 et 8.4				
9	Combinatoire Défaillance prévue aux articles 21 à 24 + crue	Chapitre V, 25	X					cf. § 5.2, 8.2.1 et 8.4				
10	Effondrement de terrain dans la retenue	Chapitre V, 26	x					cf. § 6.4 et 6.5				

		Référence annexe 1	CONFORME (conformité avérée)	NON-CONFORMITE (non-conformité avérée sur un ou plusieurs points)	NON-CONFORMITE SUSPECTE	MANQUE d' INFORMATION (il manque des informations pour se prononcer)	Non concerné (Justifier dans ce cas la raison pour laquelle l' ouvrage n' est pas concerné par l' item)	Référence du document justificatif (Etude de dangers, étude techniques spécifiques...)	Echéance de remise des vérifications approfondies le cas échéant	Rappel de l' échéance de la prochaine EDD	Echéance pour la mise en conformité (au regard des impératifs de sécurité publique et de l' ampleur des travaux)	Echéance limite réglementaire pour la mise en conformité
11	Avalanches	Chapitre V, 26					X					
12	Choc de bateau	Chapitre V, 26					X					
13	Le barrage dispose d'une revanche suffisante	Chapitre VI, 27	X					cf. §5.2.3, 8.4.1, 8.4.3 et 8.4.4				
14	Le barrage est équipé d'un dispositif conforme à l'arrêté permettant d'évaluer les débits entrant et sortant	Chapitre VI, 28	X					Le projet prévoit de rénover la vidange de fond et de l'équiper d'un débitmètre pour les bas débits. Le limnimètre existant permet de reconstituer les débits entrants.				

		Référence annexe 1	CONFORME (conformité avérée)	NON-CONFORMITE (non-conformité avérée sur un ou plusieurs points)	NON-CONFORMITE SUSPECTE	MANQUE d' INFORMATION (il manque des informations pour se prononcer)	Non concerné (Justifier dans ce cas la raison pour laquelle l' ouvrage n' est pas concerné par l' item)	Référence du document justificatif (Etude de dangers, étude techniques spécifiques...)	Echéance de remise des vérifications approfondies le cas échéant	Rappel de l' échéance de la prochaine EDD	Echéance pour la mise en conformité (au regard des impératifs de sécurité publique et de l' ampleur des travaux)	Echéance limite réglementaire pour la mise en conformité
15	Le barrage est équipé d'un dispositif de mesure des mouvements sismiques	Chapitre VI, 29						Le barrage est en zone de sismicité 2 (faible). Néanmoins, le document d'organisation prévoit une alerte par le CEA et une inspection post-sismique.				

6 RUBRIQUE 6 : CARACTERISATION DES ALEAS NATURELS

6.1 TYPES D'ALEAS A PRENDRE EN COMPTE

Les aléas à prendre en compte sont les suivants :

- les crues,
- le vent,
- la température,
- l'ensoleillement,
- la géologie,
- la sismicité,
- les embâcles,
- les chutes de blocs,
- l'engravement,
- la foudre,
- la neige,
- les feux de forêt.

6.2 LES CRUES

La révision de l'hydrologie des crues du barrage de Ste-Cécile d'Andorge a été réalisée entre 2013 et 2014 dans le cadre du dossier de révision spéciale (cf. document annexe 5). Ces conclusions ont été validées par le CTPBOH. Les résultats suivants sont issus de ce document.

6.2.1 BASE REGLEMENTAIRE

Deux situations sont à considérer :

- la situation exceptionnelle qui doit conduire à une cote inférieure ou égale à celle des PHEE ;
- les situations extrêmes qui conduisent à une cote inférieure ou égale à la cote de danger, la cote de danger étant la cote au-delà de laquelle la sécurité du barrage est sérieusement menacée.

Pour le barrage de Ste-Cécile, barrage en remblai de classe A :

- **En situation exceptionnelle :**
 - la période de retour de l'événement hydrologique considéré est de 10 000 ans ;
 - le laminage dans la retenue est pris en compte ;
 - les évacuateurs fonctionnent normalement ;
 - une revanche de sécurité doit encore être disponible par rapport aux PHEE avant déversement.
- **En situation extrême**, il convient de considérer une combinaison de situations dont la probabilité globale est de l'ordre de 10^{-5} .

La situation extrême doit amener la retenue à une cote inférieure ou égale à la cote de danger, cote définie par une probabilité de rupture qui devient significative (de l'ordre de 10^{-1}).

Dans le cadre de la révision spéciale, les situations extrêmes suivantes ont été étudiées :

- situation 1 : un événement hydrologique de probabilité 10^{-5} avec un fonctionnement nominal des évacuateurs ; conformément aux recommandations du CFBR, la crue $Q_{100\ 000}$ est appréciée à $1.3 Q_{10\ 000}$
- situation 2 : un événement hydrologique de probabilité 10^{-4} avec un fonctionnement dégradé de la tulipe dégradé (réduction de 30 à 50% de la capacité de la tulipe selon la cote de retenue).

Les calculs ont montré que la situation 1 ($Q_{100\ 000}$) était nettement plus défavorable que la situation 2.

Le tableau suivant présente les cotes des PHEE et les cotes de dangers avant et après travaux tels que présentés au CTPBOH.

Tableau 6-1 : PHEE et Cote de danger avant et après travaux

	Cote des PHEE	Cote de danger
Etat actuel	266,8 m NGF ⁷	267,0 m NGF Cote du couronnement du barrage
Après travaux	267,1 m NGF Cote atteinte pour la crue décenniale	268,8 m NGF Cote du futur parapet du barrage

6.2.2 PRESENTATION DE LA METHODE SHYPRE

La méthode SHYPRE est une méthode de Simulation d'Hydrogrammes pour la PRÉdétermination des crues. Elle associe un générateur stochastique de pluies horaires et une transformation de la pluie en débit. Elle permet de générer de très longues chroniques de pluies horaires (sur 100 000 ans, par exemple) et d'hydrogrammes de crue. Elle a été développée par l'IRSTEA en partenariat avec Météo-France et la Direction de Prévention des Pollutions et des Risques (DPPR) du ministère de l'Environnement et du Développement Durable.

La version 2010 de SHYPRE a été adoptée pour l'étude. Elle intègre les derniers développements menés par IRSTEA sur la modélisation stochastique des pluies horaires (« Impacts du changement climatique sur les pluies extrêmes par l'utilisation d'un générateur stochastique de pluie ». Mémoire de Thèse, Philippe Cantet, 2009). Ces développements visent à améliorer les résultats notamment en région montagneuse où la version précédente (2008) avait tendance à surestimer les quantiles aux vues des observations.

Ils conduisent à une meilleure modélisation des pluies en une heure et à une meilleure prise en compte du phénomène de persistance des averses générant les cumuls de pluies extrêmes.

6.2.3 LAMINAGE DES CRUES APRES TRAVAUX

Le tableau suivant présente les cotes caractéristiques du projet et les résultats du laminage des crues exceptionnelle et extrême.

⁷ Concernant les PHE, l'arrêté d'autorisation valant règlement d'eau du 22 février 1967 donne les indications suivantes :

- Cote atteinte par le plan d'eau de la retenue pour une crue de périodicité 5000 ans arrivant dans la retenue vide à la cote 242,00 de la retenue permanente : 263.07 m NGF,
- Cote atteinte par le plan d'eau de la retenue pour une crue de périodicité 5000 ans arrivant dans la retenue pleine à la cote 261.20 du seuil de l'évacuateur : 265.95 m NGF.

Même si la cote de 266.80 m NGF est utilisée comme référence à la suite d'une première actualisation de l'hydrologie en 1993, elle n'a pas fait l'objet de régularisation administrative.

Tableau 6-2 : Cotes caractéristiques et laminage

Cote de crête	267,80 m NGF
Cote du parapet	268,80 m NGF
Seuil de l'évacuation de surface	Altitude : 262,50 m NGF Largeur : 45 m
Crue millénaire Q1000	Q entrant = 1 610 m ³ /s Q total sortant = 1 090 m ³ /s Q _{evc} = 240 m ³ /s Q _{galerie} = 850 m ³ /s Cote de retenue : 264,45 m NGF
Crue décennelle Q10 000	Q entrant = 2 520 m ³ /s Q total sortant = 1 790 m ³ /s Q _{evc} = 870 m ³ /s Q _{galerie} = 920 m ³ /s Cote de retenue : 267,06 m NGF
Crue cent-millénaire : Q100 000	Q entrant = 3 280 m ³ /s Q total sortant = 2 322 m ³ /s Q _{evc} = 1 360 m ³ /s Q _{galerie} = 950 m ³ /s Q _{RN106} = 12 m ³ /s Cote de retenue : 268,65 m NGF
RN 106	Altitude de la route après rehausse à l'axe du barrage : 267,88 m NGF (à l'axe de la chaussée)

La revanche liée aux vagues pour les PHE a été estimée à 1,35 m dans le cadre de l'étude de danger après travaux (rapport 19F-148-RM-19). En appliquant cette revanche à l'altitude du parapet (268,8 m NGF), il vient une cote maximale des PHE de 267,45 m NGF.

Après travaux :

- l'hydrogramme décennal retenu conduit à une cote arrondie à 267,1 m NGF ;
- La cote de débordement de la RN106 après rehausse est de 267,8 m NGF (soit une cote égale à celle du couronnement du barrage).

Il est proposé de retenir comme cote des PHE la valeur de 267,1 m NGF. Elle permet de ménager une revanche de :

- 1,7 m avant déversement sur le parapet,
- 0,7 m avant débordement par la RN106

La cote de danger correspond à la cote au-delà de laquelle les marges de sécurité ne peuvent plus être quantifiées. **Après travaux, la cote de danger est fixée à la cote du parapet soit 268,8 m NGF.** Il s'agit d'une valeur prudente compte tenu de la résistance à la surverse de la structure en BCR.

6.3 VENT

6.3.1 IMPACT SUR LA REVANCHE

Le calcul de la revanche par rapport au franchissement des vagues a été conduit selon les recommandations du CFBR.

Les principales hypothèses et résultats sont présentés ci-dessous.

- Pente du talus amont = **1 7H/1V** ;
- Type d'ouvrage : Barrage en remblais à parement amont lisse ;
- Profondeur d'eau pour le cas n°1 ($P_{vent} \sim 50$ ans et PHE) : **37 m** ;
- Profondeur d'eau pour le cas n°2 ($P_{vent} \sim 1000$ ans et RN) : **12 m** ;
- Zonage NV65 : Zone 2, site exposé

Cette dernière hypothèse a conduit à retenir les vents de projet suivants :

- cas n°1 : vitesse normale (assimilable au vent de période de retour 50 ans) = **12 km/h** ;
- cas n°2 : vitesse extrême (assimilable au vent de période de retour 1000 ans) = **17 km/h** ;

Le calcul du Fetch est réalisé en considérant l'approche proposée par "Hydraulics of dams and reservoirs", Fuat Sentürk, Ph. D., Water Resources Publications (USA)". Cette approche est illustrée par la figure suivante. Elle prend en compte toutes les directions du vent et les fetchs correspondants.

L'application de la méthode au cas de Ste-Cécile est présentée ci-après.

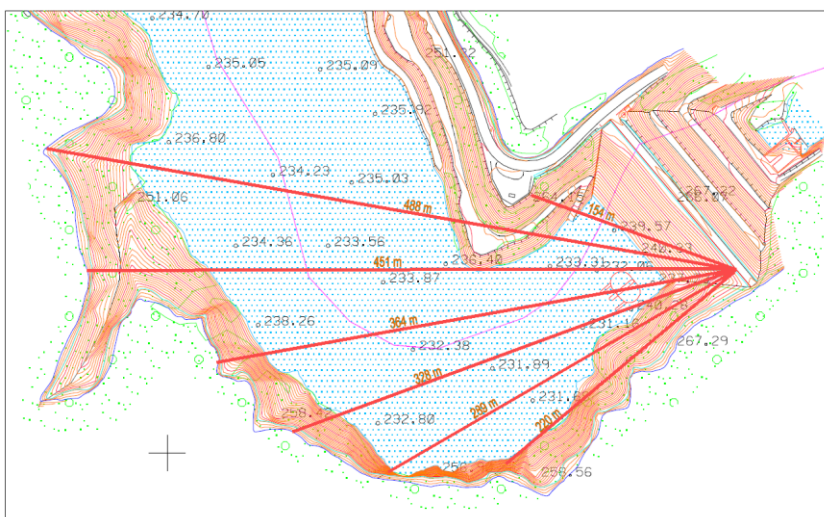


Figure 6-1 : Application au cas de Ste-Cécile d'Andorge

Le calcul conduit à un fetch équivalent d'environ 330 m.

Le pourcentage de vagues que l'on autorise à passer sur l'ouvrage dépend de la résistance des matériaux à l'impact des vagues. Une valeur prudente de 13% a été retenue. Elle correspond aux recommandations du CFBR pour les barrages à parement aval en enrochements ($K = 1,00$)

Ces hypothèses ont conduit aux revanches suivantes :

- Cas n°1 ($P_{vent} \sim 50$ ans e PHE) : $R_{PHE} = 1.35$ m
- Cas n°2 ($P_{vent} \sim 1000$ ans t RN) : $R_{RN} = 2.0$ m

Les résultats de la démarche sont présentés ci-dessous :

- $PHE + R_{PHE} = 267.2$ m NGF + 1.35 m = **268.55 m NGF**
- $RN + R_{RN} = 242$ m NGF + 2.0 m = **244.0 m NGF**

Le calage du parapet à la cote 268,8 m NGF permet de répondre aux recommandations du CFBR.

6.3.2 IMPACT SUR LA DROME

La protection des évacuateurs de crues contre les corps flottants est assurée par une drome dimensionnée pour les cas de charges suivants :

Les cas de charge pris en compte pour le dimensionnement ont été les suivants :

- Cas n°1 (exceptionnel) : crue de période de retour 1 000 ans avec un vent de période de retour 10 ans,
- Cas n°2 (extrême) : crue de période de retour 1 000 ans combinée avec un vent de période de retour 100 ans,
- Cas n°3 (exceptionnel) : Crue de période de retour 10 000 ans sans vent,
- Cas n°4 (extrême) : Crue de période de retour 100 000 ans sans vent.

Les cas de charge considérant les actions du vent sont les plus dimensionnants.

6.3.3 IMPACT SUR LE BCR

Le vent au droit du site a été prise en compte dans le cadre des calculs thermomécaniques du BCR (cf. document annexe 9).

En pratique la vitesse du vent n'a d'influence sur la modélisation que via le coefficient d'échange convectif en paroi avec le BCR.

6.4 GLISSEMENTS DE TERRAIN / EBOULEMENT DANS LA RETENUE ET CREATION DE VAGUE ISOLEE

6.4.1 ÉTUDE DE 1997

L'aléa de mouvement de terrain dans la retenue a fait l'objet d'une étude en 1997 dans le cadre de l'établissement du Plan Particulier d'Intervention. Dans ce document, COYNE ET BELLIER, en collaboration avec le LDG (Laboratoire de Détection et de Géophysique du Commissariat à l'Énergie Atomique), a réalisé une inspection des berges et cuvettes.

Les rives de la retenue se trouvent essentiellement dans des formations métamorphiques, des gneiss pour la très grande majorité du site, des micaschistes pour l'extrémité amont au NW des lieux-dits le Monnier et le Pont.

Les pentes sont comprises pour les parties les plus abruptes entre 25° et 35° et sont toujours recouvertes de végétations assez denses.

Dans les versants, pratiquement aucune trace de rupture récente ou même ancienne n'a été observée sur le site. Les seuls points suspects concernent des volumes estimés inférieurs au mètre cube, les ruptures qui pourraient se produire ne présentent pas de menaces du fait de volumes limités et de vitesse des masses réduites après parcours dans la forêt. Ces points sont plus présents dans la zone de marnage.

6.4.2 CONSTAT RECENT

Un léger éboulement a été constaté par l'exploitant lors de sa tournée hebdomadaire en janvier 2023. Ce désordre est situé en amont rive droite de la drome. Toutefois, la taille de cet élément et la distance avec le barrage ne présentent pas de risques majeurs pour l'ouvrage.

6.4.3 CONCLUSION

Les versants de la retenue ne présentent pas d'indices géologiques et morphologiques qui pourraient faire craindre un mouvement de terrain présentant un impact significatif sur la retenue du barrage (risque de vague, d'obstruction de la retenue ou d'impact direct sur le barrage).

6.5 CHUTES DE BLOCS

Le site du barrage, et particulièrement le versant en rive droite, est soumis au risque de chutes de blocs rocheux sur le DEG. En effet, lors des inspections, des blocs ont été observés au pied de ce versant avec un endommagement du masque en béton bitumineux.

Au démarrage des travaux, une purge des blocs rocheux instables sera réalisée pour diminuer le risque d'endommagement. La zone de purge est présentée sur la figure ci-dessous.

En complément, un grillage de protection sera mis en œuvre pour prévenir la chute de blocs qui se détacheraient de la surface purgée.

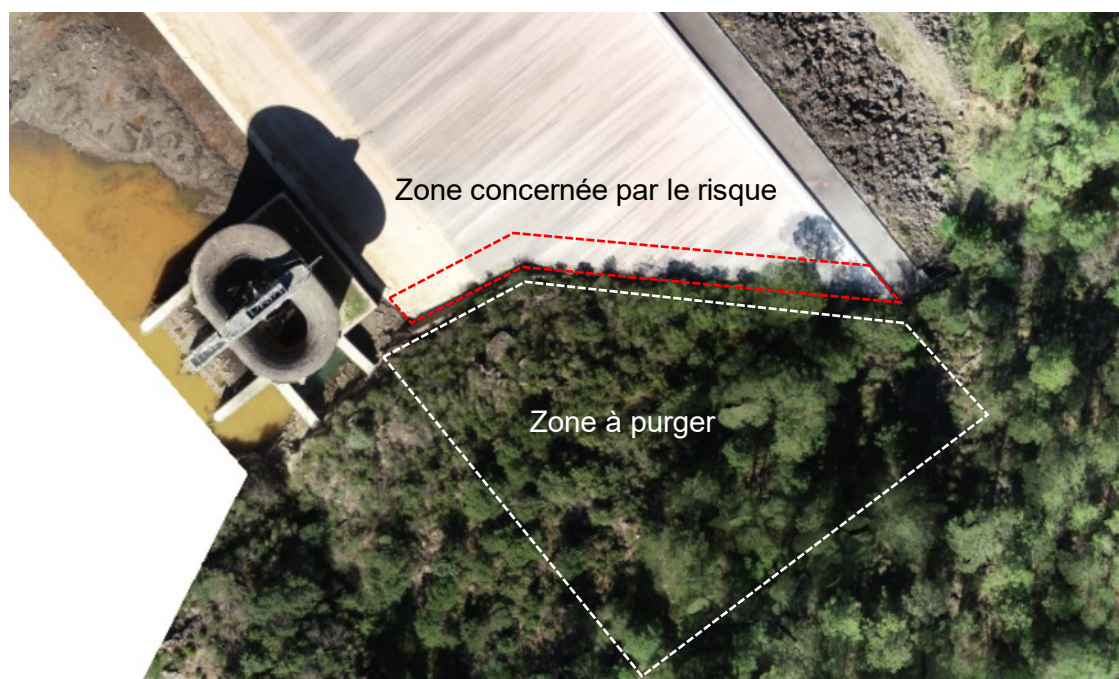


Figure 6-2 : Zone de purge nécessaire à la protection de l'étanchéité amont

L'aléa « chute de blocs » a été pris en compte.

6.6 TEMPERATURE

Les températures au droit du site (hiver et été) ont été prises en compte dans le cadre des calculs thermomécaniques du BCR (cf. document annexe 9).

6.7 ENSOLEILLEMENT

L'ensoleillement (flux solaire en W/m^2) au droit du site a été pris en compte dans le cadre des calculs thermomécaniques du BCR (cf. document annexe 9).

6.8 Foudre

Aucun système électrique ne conditionne le bon fonctionnement du nouveau masque et du nouvel évacuateur.

Cet aléa n'a pas été pris en compte.

6.9 NEIGE

La neige n'a pas d'impact sur l'ouvrage mais peut entraîner des difficultés d'accès au barrage.

La neige ne peut-être préjudiciable qu'en cas de concomitance neige et crue rare. Cette concomitance ne correspond pas à la climatologie des Cévennes (crues rares en fin d'été et en automne du fait des remontées de flux d'air chaud méditerranéen)

Cet aléa n'a pas été pris en compte.

6.10 GEOLOGIE

La géologie du site a été présentée au § 3.5.1. Cet aléa a été pris en compte.

6.11 SISMICITE

Le barrage de Sainte-Cécile est un barrage de classe A situé en zone de sismicité 2 (faible). L'arrêté technique du 6 août 2018 définit le niveau sismique forfaitaire à considérer dans ce cas :

- accélération horizontale maximale du sol sous SES = **1,5 m/s²** (noté par la suite PGA⁸)
- accélération verticale maximale du sol sous SES = **1,4 m/s²**.

La magnitude du séisme, nécessaire pour le calcul empirique des tassements, peut être estimée à $M = 5,5$ en se référant aux recommandations "Risque sismique et Sécurité des ouvrages hydrauliques" du MEDDE, octobre 2014).

Le séisme a été pris en compte dans le cadre des calculs thermomécaniques du BCR (cf. document annexe 9).

⁸ Peak Ground Acceleration

6.12 EMBACLES

Le retour d'expérience montre que l'apport d'embâcle dans la retenue peut être important (ce qui est normal compte tenu de la faible épaisseur des sols, du couvert forestier et de la capacité érosive du Gardon d'Alès.

La protection des évacuateurs de crues contre les corps flottants est assurée par une drome dimensionnée pour des cas extrêmes.

Néanmoins, l'aléa « embâcles » a été pris en compte.

6.13 ENGRAVEMENT

La retenue du barrage est sujette à un engravement important. Cet engravement n'est cependant pas suffisant pour atteindre les pertuis de fond de la tulipe existante et ne peuvent compromettre en rien le fonctionnement du nouvel évacuateur de crue.

L'aléa engravement n'a pas été pris en compte dans la présente étude.

Nota : les conséquences d'une indisponibilité partielle du volume de la retenue ont néanmoins été pris en compte dans le cadre de l'EDD 3.2.6.0 au titre d'un aménagement de protection contre les inondations.

6.14 FEUX DE FORET

Les zones boisées présentes aux abords du barrage sont sensibles à cet aléa. La concomitance de feux de forêts et de crues majeures est cependant nettement improbable.

Cet aléa n'a pas été pris en compte.

7 RUBRIQUE 7 : ETUDE ACCIDENTOLOGIQUE ET RETOUR D'EXPERIENCE

7.1 CAS GENERAL DES BARRAGE EN ENROCHEMENTS

Le bulletin 188 de la CIGB a compilé les données relatives à 311 ruptures d'un parc constitué de 35 230 barrages.

Height range	Existing dams	Failed dams	Ratio
< 15 m	6984	45	0.64%
15 - 30 m	18831	188	1.00%
30 - 50 m	5570	52	0.93%
50 -75 m	2218	22	0.99%
75 - 100 m	866	3	0.35%
> 100 m	761	1(*)	0.13%
Total	35230	311	0.88%

* *Vajont* Table 6-1 : Failures versus dams' height

Parmi ces ruptures, pour les barrages construits comme Ste-Cécile d'Andorge entre 1959 et 1975 (soit environ 9 000 ouvrages dans l'échantillon) :

- 59% des ruptures se sont produites moins de 5 ans après l'achèvement des travaux ;
- Plus de la moitié des ruptures est associée à des crues qualifiées « d'inhabituelles ou d'extrêmes ».

Le parc total étudié (35 230) inclut 2 378 barrages en enrochements (comme Ste-Cécile d'Andorge) dont 33 se sont rompus (soit 1,4%). Environ un tiers de ces ruptures ont eu lieu postérieurement à la construction du barrage de Ste-Cécile d'Andorge. Elles sont très majoritairement associées à des crues inhabituelles ou extrêmes (plus des 2/3 des ruptures).

Parmi les 33 ruptures de barrages en enrochements dont les causes ont pu être identifiées :

- 72% sont dues à une surverse,
- 12% sont dues à l'érosion interne,
- 9% sont dues à une instabilité structurale.

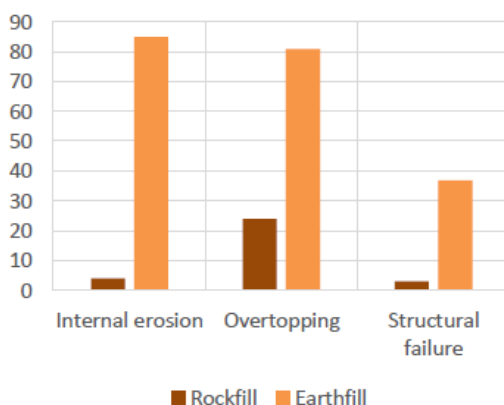


Figure 7-1 : mode de rupture des barrages en remblai et en enrochement

7.2 INCIDENTS OU ACCIDENTS SURVENUS AU BARRAGE

7.2.1 ACCIDENT AU DROIT DU BARRAGE

Dans un premier temps, il convient de rappeler que, depuis la création du barrage en 1966 (55 ans), la tulipe n'est jamais entrée en service. La cote maximale atteinte a été d'environ 253 m NGF en octobre 1977. Cette cote représente :

- un remplissage de 11 m au-dessus de la cote de RN (242 NGF) ;
- une cote située environ 8 m sous la cote du seuil de la tulipe.

Aucun incident notable n'a affecté le barrage depuis sa construction.

7.2.2 PRINCIPAUX TRAVAUX REALISES SUR LE BARRAGE

Les principaux travaux engagés par le passé ont concerné :

- la rénovation du masque en 1995 ;
- la rénovation des vannes de vidange et de prise d'eau entre 1997 en 1999 ;
- la mise en place de la drome (et de ses massifs d'ancrage) en 2016.

7.2.3 PRECURSEURS DE LA SURETE HYDRAULIQUE (PSH)

Plusieurs évènements classés en tant que PSH ont eu lieu sur la période allant de 2013 à 2022 et sont analysés ci-dessous.

Tableau 7-1 : Synthèse des PSH depuis 2014 et de leur traitement

Date	Évènements et mesures d'amélioration
11/10/2014 Limnimètre	Perte d'information sur limnimètre → La collecte rapide au pas de temps 5 minutes assurée par radio s'est arrêtée et a été remplacée automatiquement par la collecte téléphonique au pas de temps 1 heure le temps de la réparation.
11/10/2014 Cote d'état de crue	Arrivée d'eau au niveau de la tour de prise du barrage (cote d'état de crue supérieur à 246 m NGF) → Suivi pour assurer du bon constat et de réfléchir aux possibles travaux d'étanchéité à mener au niveau du déversement des pertuis en cas d'augmentation des fuites.

Date	Évènements et mesures d'amélioration
17/11/2014 Débit de drain	Augmentation du débit du drain 34p11 (passage de 1,5 l/min le 14/11 à 5,3 l/min le 17/11) → réalisation de plusieurs mesures de contrôle, avant de déclencher une demande de contrôle de 3 ^{ème} niveau des résultats d'auscultation à l'assistant technique BRLi (prestation sous 24h) → maintien d'une mesure journalière du drain 34p11, des drains voisins, du drain 44p17 et du total RG, jusqu'au retour à la normale.
28/10/2015 Limnimètre	Absence de données d'une cote de plan d'eau en crue → problème de transmission entre la station et le SPC à Nîmes : la liaison principale (radio) n'a pas fonctionné et le secours par GSM n'a pas non plus réussi à établir la liaison → équipements sous la responsabilité du SPC GD.
27/06/2019 Limnimètre	Défaillance des capteurs de mesure du plan d'eau (PSH clôturée le 15/01/2020) → Modernisation du capteur bulle à bulle LPN 8/2 du Département par un capteur de nouvelle génération HYDRO L1660 → Echange régulier avec le SPC GD pour garantir la continuité des données limnimétriques <u>Conséquence potentielle</u> : perte de données limnimétriques empêchant le suivi de la cote du plan d'eau.

Hors PSH, il a été relevé un nombre important d'essais de communication non concluants entre la console de gestion du système d'alerte aux populations et les sirènes qui constituent ce système.

8 RUBRIQUE 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 MATRICE DE CRITICITE DES SCENARIOS ACCIDENTELS DANS L'ETAT ACTUEL

BRLi a produit en 2023 une mise à jour de l'EDD dans l'état actuel de l'ouvrage (réf : A00807-SCE-EDD2022-Rapport-principal). Ont été retenus des événements relatifs à une libération de tout ou partie du volume d'eau de la retenue, ainsi qu'à une libération de débits supérieurs aux débits prévus, et des événements relatifs à une perte de contrôle du niveau du plan d'eau. L'analyse des potentiels de dangers a permis d'identifier 5 ERC figurés dans le tableau suivant.

Tableau 8-1 : Liste des ERC retenus pour la mise à jour de l'EDD état actuel

DESIGNATION	ÉVÈNEMENT REDOUTE CENTRAL
ERC1	Rupture progressive et totale du barrage de Sainte Cécile d'Andorge : <ul style="list-style-type: none"> - RC1.1 : Rupture du barrage par érosion externe (surverse) - RC1.2 : Rupture du barrage par érosion interne - RC1.3 : Rupture du barrage par glissement
ERC2	Ouverture intempestive du circuit de vidange
ERC3	Ouverture intempestive du circuit de restitution

L'ERC1 a été scindé en plusieurs ERC afin de représenter différents scénarios accidentels aux probabilités d'occurrence différentes.

Les différents scénarios d'accidents sont positionnés les uns par rapport aux autres, en fonction de leur probabilité d'occurrence et de la gravité des conséquences, en prenant en considération l'atteinte aux enjeux humains et matériels. Ils ont été positionnés dans la matrice de criticité sur la figure suivante.

Tableau 8-2 : Matrice de criticité dans l'état actuel

		Occurrence				
		1E-05	1E-04	1E-03	1E-02	
		1	2	3	4	5
Gravité	Désastreux	5 ERC1.2		ERC1.1 ERC1.3		
	Catastrophique	4				
	Important	3				
	Sérieux	2				
	Modéré	1 ERC3		ERC2		

L'évènement redouté central ERC1.1 (rupture par érosion externe par surverse) et l'ERC1.3 (instabilité) sont considérés en zone rouge.

Les ERC suivants ont été réexaminés dans le cadre de la présente étude :

- l'ERC1.1 : rupture par surverse
- l'ERC1.2 : rupture par érosion interne
- l'ERC1.3 : rupture par instabilité

Les travaux n'ont pas d'impact sur les ERC2 (ouverture intempestive du circuit de vidange) et ERC3 (ouverture intempestive du circuit de restitution).

8.2 COMPLEMENT D'ANALYSE DE RISQUE APRES TRAVAUX

8.2.1 SCENARIOS COMPLEMENTAIRES PRIS EN COMPTE DANS L'ANALYSE DE RISQUE

Par rapport à l'EDD portant sur l'état actuel, des scénarios complémentaires ont fait l'objet d'analyse en considérant les modifications induites par les travaux. Ont été distingués :

- Les modes de rupture ayant fait l'objet d'une vérification par le calcul :
 - stabilité interne du BCR > ce scénario peut conduire à un endommagement progressif du BCR (fissuration) ;
 - stabilité à l'équilibre limite en prenant en compte des combinaisons extrêmes de défaillance (crue et défaillance du BCR et de la membrane) > ce scénario peut conduire à la rupture du barrage = ERC_A ;
 - Erosion externe par surverse en crête ou débordement du coursier au moyen d'une modélisation physique et d'une modélisation numérique 3D > ce scénario peut conduire à un endommagement partiel du BCR au fil de chacune des crues exceptionnelles à extrêmes ($10^{-3} < p < 10^{-5}$) ;
 - Erosion externe par affouillement du pied aval au moyen des approches d'Annandale et Pells et de la modélisation numérique 3D > ce scénario peut conduire à un endommagement progressif du BCR au fil de chacune des crues exceptionnelles à extrêmes ($10^{-3} < p < 10^{-5}$) ;
 - Stabilité externe du bloc inférieur du parement en BCR en tenant compte d'une combinaison extrême (crue de T=10 000 ans et rupture du barrage des Cambous) > ce scénario peut conduire à la rupture du barrage = ERC_B ;

Les justifications produites ont été synthétisées au § 5.2.

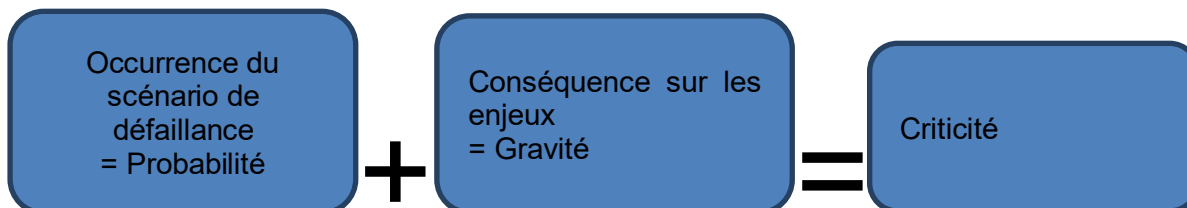
- Les modes de rupture traités par la méthode des arbres de défaillance :
 - Erosion externe du BCR par surverse sur la RN106 > ce scénario peut conduire à un endommagement localisé du BCR pour une crue extrême ($p < 10^{-4}$) ;
 - Erosion interne du remblai du barrage > ce scénario peut conduire à un endommagement progressif du barrage (au fil des remplissages qui sont rares ($10^{-1} < p < 10^{-2}$) ;
 - Erosion par surverse du BCR à la suite du contournement de la drome par des embâcles > ce scénario peut conduire à un endommagement du BCR pour des crues exceptionnelles à extrêmes ($10^{-3} < p < 10^{-5}$) ;
 - Erosion par surverse du BCR à la suite de l'obstruction de l'évacuateur par des embâcles originaires de l'aval de la drome > ce scénario peut conduire à un endommagement du BCR pour des crues exceptionnelles à extrêmes ; ($10^{-3} < p < 10^{-5}$) ;
 - Rupture en phase chantier :
 - Erosion par surverse du remblai du barrage en phase chantier > ce scénario peut conduire à une rupture du barrage = ERC_C ;
 - Instabilité du remblai du barrage pendant les terrassements > ce scénario peut conduire à une rupture du barrage = ERC_D ;
 - Effondrement de la galerie de drainage pendant les travaux > ce scénario peut conduire à une réduction partielle de la capacité de drainage du versant.

8.2.2 METHODOLOGIE MISE EN ŒUVRE POUR L'ANALYSE DES SCENARIOS COMPLEMENTAIRES

L'analyse de la **criticité** des scénarios de défaillance se déroule en 2 tapes :

- L'**analyse des risques**, qui identifie les scénarios de défaillance et leurs probabilités d'occurrence ; ces derniers sont ceux conduisant à une gravité jugée importante (ici la rupture du barrage) ;
- L'**évaluation de la gravité** des scénarios de défaillance.

Le schéma suivant synthétise la démarche employée :



L'étude de dangers et son analyse de risque ont été réalisés par ISL. Sa rédaction (ainsi que celles des documents appelés en référence) a mobilisé une équipe qui participe aux études de confortement de l'ouvrage depuis plus de 10 ans :

- A. Salmi (25 ans d'expérience) : ingénieur expert en ouvrages hydrauliques
- T. Guillemot (20 ans d'expérience) : ingénieur expert en ouvrages hydrauliques
- M. Jellouli (20 ans d'expérience) : ingénieur expert en calculs scientifiques appliqués au génie civil
- Y. Larger (20 ans d'expérience) : expert géologue spécialisé dans les barrages
- O. Munoz (15 ans d'expérience) : ingénieur spécialisé en ouvrages hydrauliques
- G. Sénéchal (14 ans d'expérience) : ingénieur spécialisé en hydraulique fluviale et hydrologie

Par ailleurs, les études techniques exploitées dans le cadre de cette EDD ont fait l'objet d'un contrôle technique par l'AMO du Gestionnaire (EDF CIH) notamment représentés par les experts suivants : J.J. Fry, F. Delorme, E. Brevet, A. Rousselin, B. Blancher.

8.2.3 APPRECIATION DE LA GRAVITE

8.2.3.1 Grille d'appréciation de la gravité

Les conséquences physiques (cinétique, intensité) de la défaillance de l'ouvrage sont évaluées à partir de la modélisation de la rupture du barrage et de la propagation à l'aval des écoulements.

La gravité (nombre potentiel de victimes) est évaluée à partir de la cartographie du champ d'inondation.

Pour chaque scénario, le niveau de gravité est défini suivant 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 très rapide	Nombre de personnes exposées en zone à cinétique rapide	Nombre de personnes exposées en zone à cinétique lente
Faible	1			Entre 1 et 10
Modéré	2		Entre 1 et 10	Entre 10 et 100
Sérieux	3	Entre 1 et 10	Entre 10 et 100	Entre 100 et 1000
Important	4	Entre 10 et 100	Entre 100 et 1000	Supérieur à 1000
Catastrophique	5	Supérieur à 100	Supérieur à 1000	Supérieur à 10 000

Tableau 8-3 : Classes de gravité, adaptées du guide de lecture des études de dangers

La distinction entre les trois zones (cinétique très rapide, cinétique rapide, cinétique lente) correspond aux critères suivants :

- Cinétique très rapide : alerte donnée moins de 1/4h avant l'arrivée de l'onde
- Cinétique rapide : alerte donnée entre 1/4h et 1h30 avant l'arrivée de l'onde
- Cinétique lente : alerte donnée plus de 1h30 avant l'arrivée de l'onde.

8.2.3.2 Etude de l'onde de submersion dans l'état actuel

Une étude de l'onde de submersion et de sa propagation a été effectuée dans le cadre de la rédaction du Plan Particulier d'Intervention, en janvier 1999 par SIEE et le CEMAGREF.

Le logiciel RUPRO du CEMAGREF a été utilisé. Il caractérise les ruptures progressives de digues homogènes, selon les deux modes de ruptures (surverse et renard hydraulique) et permet l'obtention d'hydrogrammes de crue relatifs à chaque type de rupture.

Plusieurs simulations ont été effectuées sous RUPRO de manière à caractériser les différents potentiels de dangers relatifs à une rupture partielle et progressive du barrage :

- Rupture par renard hydraulique en pied de l'ouvrage, 225 m NGF ;
- Rupture par submersion, niveau de la brèche à 266 m NGF ;
- Rupture par submersion, niveau de la brèche à 263 m NGF.

Pour chacun des scénarios les hypothèses suivantes ont été retenues :

- Le barrage a été modélisé par un remblai homogène de géométrie trapézoïdale ;
- Il n'a pas été considéré de débit entrant à l'amont de la retenue ;
- Le niveau dans la retenue a été supposé égal à la cote du couronnement du barrage : 267 m NGF soit un volume libéré d'environ 15 millions de m³ ;
- La rupture du barrage de St-Cécile d'Andorge induit la rupture du barrage des Cambous.

Les paramètres de calcul ont été pris en compte en fonction de leur influence sur l'hydrogramme. Des tests de sensibilité ont été effectués de manière à obtenir des paramètres représentatifs de la réalité physique de l'ouvrage tout en majorant les débits.

L'hydrogramme le plus pénalisant a été retenu :

- le débit maximal est de 10 500 m³/s ;
- la rupture est quasiment instantanée avec un débit maximal atteint au bout de 12 minutes ;
- la vidange de la retenue dure 47 minutes.

Les résultats tiennent compte d'une marge d'incertitude tenant compte des recommandations du Comité Technique Permanent des Barrages (CTPB), à avoir :

- Les hauteurs d'eau maximales sont majorées de 15%, avec minimum d'un mètre.
- Les temps d'arrivée de l'onde et d'obtention des hauteurs maximales sont minorés de 13%.

Tableau 8-4 : Table de propagation de l'onde de submersion (source PPI)

PK	Commune	Temps d'arrivée de l'onde Débit 600 m ³ /s début du danger	Temps d'arrivée de l'onde Débit maximal (m ³ /s)	Hauteur maximale du tirant d'eau (m)	Vitesse maximale atteinte (m/s)	Cote maximale atteinte (m NGF)
0	Ste Cécile d'Andorge barrage	0 h 0 min	0 h 10 min	28	6,0	253
6	La Grand-Combe	0 h 7 min	0 h 23 min	18	6,1	203
10	Laval-Pradel	0 h 19 min	0 h 32 min	10	4,7	176
13	Saint Martin de Valgalgues	0 h 29 min	0 h 41 min	9	5,2	163
19	Alès	0 h 48 min	1 h 04 min	13	6,9	145
26	Saint Christol les Ales/ Saint Hilaire de Brethmas	1 h 09 min	1 h 52 min	11	4,8	124
29	Vézénobres	1 h 26 min	2 h 10 min	7	2,2	112

Les calculs de l'écoulement à l'aval du barrage ont été menés sur une distance totale de 98 km. Ils sont arrêtés au droit de la confluence avec le Rhône en considérant le seuil à l'amont de la confluence comme la limite aval du modèle.

La cartographie de l'onde de submersion est présentée apparaît au chapitre §10.

Le tableau suivant présente la population concernée dans les zones à cinétique lente et rapide.

Tableau 8-5 : Population exposée (source BRLi)

	Superficie exposée en zone à cinétique rapide (km ²)	Superficie exposée en zone à cinétique lente (km ²)	Densité (p/km ²)	Nombre de personnes exposées en zone à cinétique rapide	Nombre de personnes exposées en zone à cinétique lente
Urbain Dense	0.95	0	10 000	9 460	0
Urbain	7.2	2.3	1 000	7 148	2 334
Milieu rural	9.4	58	100	942	5785
Zones naturelles	1.2	18	20	24	361
TOTAL (arrondi)				17 574	8 480

Le nombre de personnes exposées étant largement supérieur à 1000 en zone à cinétique rapide, **la classe de gravité de la rupture est de 5 (catastrophique)**.

A noter, le département du Gard a mené une évaluation à partir d'une base de données relatives aux taxes départementales. Elle a conduit à un résultat comparable (28 000 personnes concernées en totalité).

8.2.3.3 Onde de submersion dans l'état projeté

Les travaux conduisent à augmenter la cote de danger portée à 268,8 m NGF après travaux. Le volume stocké sous cette cote est d'environ 19 millions de m³ qui peut être réduit à environ 18 millions de m³ en considérant l'engravement et la non-libération du volume sous la plinthe (barrage poids qui devrait rester en place après rupture).

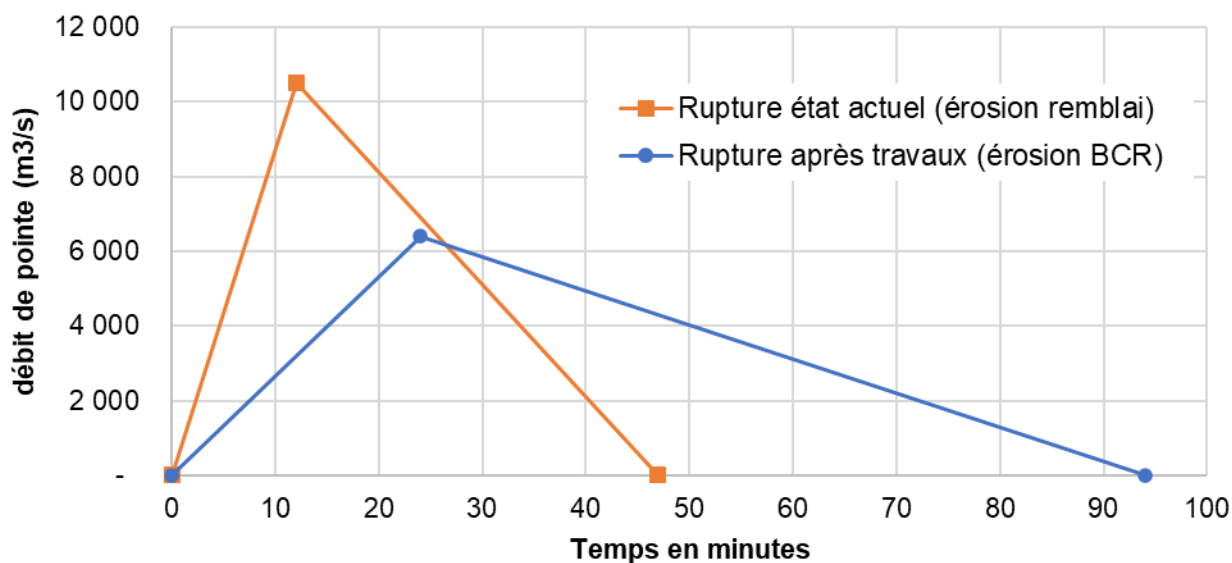
La sécurisation conduit donc à un volume potentiel libérable (18 millions de m³) plus important que celui considéré dans l'onde de rupture disponible (15 millions de m³).

Il n'a pas été réalisé de nouvelle étude d'onde de submersion dans l'état projeté.

Toutefois, il convient de considérer que la carapace en BCR du barrage devrait considérablement réduire la cinétique d'érosion du barrage et donc conduire à un temps de rupture bien supérieur aux 12 minutes prises en compte dans l'onde de rupture disponible.

La figure suivante présente deux hydrogrammes triangulaires de débit maximal Q_m , de volume V , avec l'occurrence de Q_m au temps T_m en considérant 2 situations :

- Une situation comparable à l'hydrogramme obtenu par l'onde de rupture dans l'état actuel (10 500 m³/s après 12 minutes et vidange complète de 15 millions de m³ en 48 minutes) ;
- Une situation avec temps de vidange et un temps d'occurrence du débit maximal deux fois plus importants (24 minutes et 96 minutes) et un volume libéré de 18 millions de m³ ; cette situation pourrait correspondre, de manière très défavorable, à l'érosion du BCR.

Tableau 8-6 : Comparaison simplifiée de l'hydrogramme dans l'état actuel et après travaux.

Il vient un débit de pointe d'environ 6 400 m³/s. Cette approche simplifiée permet d'estimer que, malgré un volume libéré potentiellement supérieur, le débit de pointe résultant de la rupture du barrage après travaux devrait être nettement inférieur à celui considéré dans l'onde de rupture dans l'état actuel.

Les résultats de l'onde de rupture dans l'état actuel (rupture du barrage de St-Cécile d'Andorge puis du barrage des Cambous) ont donc été repris dans le cadre de la présente étude pour apprécier les effets potentiels de la rupture du barrage. Cette approche est sécuritaire pour apprécier les enjeux concernés en cas de rupture après travaux.

8.2.3.4 Onde de submersion en phase travaux

L'arasement de la crête du barrage durant l'année 3 a été identifiée comme une phase sensible au risque de crue. La gravité maximale correspond à la première opération d'arasement (cote 262,50 m NGF) qui correspond à un volume stocké d'environ 10 millions de m³.

Les terrassements vont mettre à nu le cœur du remblai, plus érodable que le parement aval. En effet, lors de la construction, ce dernier avait fait l'objet d'un lavage à la lance à incendie pour éliminer les éléments les plus fins.

Le volume libérable est moindre que celui pris en compte dans le cadre du calcul de l'onde de rupture (cf. § 8.2.3.2) mais l'érosion et la rupture pourraient être plus rapides. Les conséquences de la rupture durant la phase travaux n'ont pas fait l'objet d'une modélisation spécifique mais on peut donc considérer qu'elles conduiront également à une classe de gravité de 5 (catastrophique).

APPRECIATION DE LA CRITICITE

La criticité est appréciée par la conjugaison de la gravité de l'événement et de la probabilité de l'événement. L'évaluation de la criticité comprend les classes de couleur suivantes.

	La criticité est satisfaisante
	la criticité doit être réduite s'il existe des mesures raisonnables (compte tenu des facteurs économiques) qui le permettent (principe ALARP)
	la criticité doit être réduite

Le tableau ci-après présente la grille de criticité retenue pour l'étude.

		1 - Faible	2 - Modéré	3 - Sérieux	4 - Important	5 - Catastrophique
Probabilité très faible	10^{-4}					
Probabilité faible	10^{-3}					
Probabilité moyenne	10^{-2}					
Probabilité élevée	10^{-1}					
Probabilité très élevée						

Tableau 8-7 : Classes de criticité

Après travaux, les scénarios doivent se situés en zone verte (soit une probabilité < 10^{-4} pour une gravité catastrophique).

8.2.4 APPRECIATION DES PROBABILITES

8.2.4.1 Cas des modes de rupture ayant fait l'objet d'une vérification par le calcul

De nombreux modes de rupture ont fait l'objet de vérification par le calcul.

Il s'agit alors d'associer le facteur ou la marge de sécurité obtenu par le calcul en conformité avec les recommandations du CFBR ou les bonnes pratiques internationales pour les points non développés dans les recommandations actuellement disponibles.

Pour un barrage de classe A, la conformité aux exigences de l'ATB ou aux recommandations du est censée garantir des marges de sécurité suffisantes (coefficient de sécurité pour la stabilité, revanche pour les crues ...) en considérant la gravité associée à ces ouvrages (prise en compte par les exigences graduées de l'ATB ou des recommandations du CFBR en fonction de la classe du barrage concerné).

Après vérification par un calcul conforme aux exigences de l'ATB ou aux recommandations du CFBR, on considérait que la criticité est satisfaisante.

8.2.4.2 Cas des modes de rupture traités par la méthode des arbres de défaillance

Pour les scénarios pour lesquels une vérification numérique n'est pas envisageable, la méthodologie mise en œuvre dans le cadre de l'analyse des risques s'appuie sur la construction d'arbres de défaillance qui décrivent l'enchaînement des événements depuis un événement initiateur jusqu'à l'occurrence de l'accident.

Chaque étape est associée à une probabilité à établir sur la base de l'analyse de l'ensemble des connaissances disponibles.

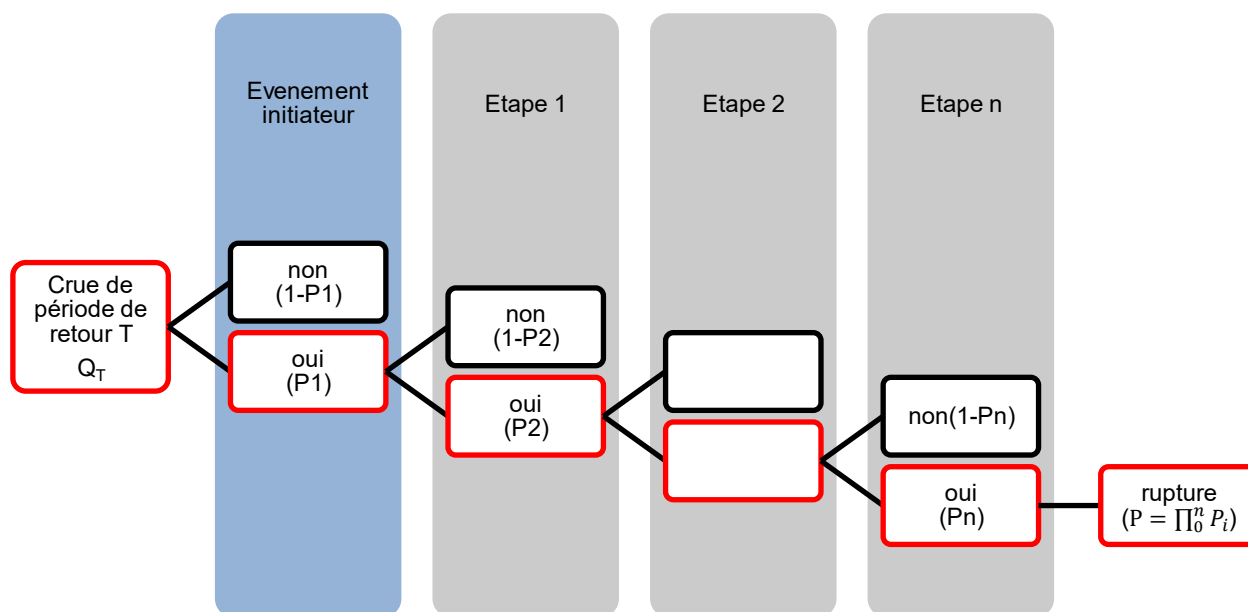


Figure 8-1 : Arbre-type de probabilité

Nota : cet arbre peut être simplifié de la manière suivante, lorsque la rupture est la conséquence de la défaillance de l'ensemble des étapes ou composants.

	Etape 1	Etape 2	...	Etape n	Probabilité de rupture
P0	probabilité de défaillance P1	probabilité de défaillance P2	...	probabilité de défaillance Pn	$P = \prod_0^n P_i$

Tableau 8-8 : Tableau de défaillance

Les résultats de l'analyse doivent être cohérents avec le REX. Des écarts sont cependant possibles si les conditions ne sont pas stationnaires (vieillessement des matériaux, évolution des sollicitations ...).

A titre d'exemple, sauf perte de performance majeur d'un des composants, il ne faut pas arriver à la conclusion qu'une rupture est très probable pour une crue décennale si ce phénomène n'a pas été observé au cours des 30 dernières années (ce qui correspond à une probabilité de 4%).

Le choix de considérer ou non une étape dans l'arbre de défaillance dépend strictement de la confiance que l'ingénieur accorde à sa capacité d'affecter une probabilité à cette étape. Ce niveau de confiance repose sur :

- l'état des connaissances sur l'ouvrage et les incertitudes associées ;
- l'état de l'art sur les modes de rupture.

Dans cet exercice, les écueils à éviter sont :

- agréger par confort des étapes qui peuvent être dissociées ;
- réduire artificiellement la probabilité d'une chaîne d'événements en multipliant les étapes alors même que l'indice de confiance en la capacité d'attribuer une probabilité à chacune des étapes n'est pas satisfaisant.

Il est donc demandé à l'ingénieur de pousser au maximum son analyse en prenant en compte toutes les données et d'évaluer, en toute rigueur, sa capacité à délivrer une probabilité.

Pour certains modes de rupture, l'analyse doit intégrer la capacité du gestionnaire à détecter et intervenir sur un désordre avant et durant la crue en lien avec le contenu des consignes écrites, le REX et une analyse objective des ambitions affichées par le gestionnaire.

8.3 MODES DE RUPTURE AYANT FAIT L'OBJET D'UNE VERIFICATION PAR LE CALCUL

Cf. § 5.2

8.4 MODES DE RUPTURE TRAITES PAR LA METHODE DES ARBRES DE DEFAILLANCE

8.4.1 EROSION EXTERNE PAR SURVERSE SUR LA RN106

L'analyse préliminaire du risque de surverse sur la route nationale 106 est présentée dans le document annexe 14.

L'analyse préliminaire du risque de surverse a été conduite en intégrant la réalisation d'une dalle en béton armé ancrée dans le substratum rocheux.

Les modes de défaillance envisageables ont été étudiés :

1. instabilité de la dalle en béton armé (soulèvement, glissement),
2. érosion régressive par :
 - a. affouillement de la dalle,
 - b. affouillement du versant et du barrage,
3. érosion interne de la fondation de la dalle,
4. perturbation d'une des fonctions d'un des composants du barrage (drainage, auscultation...) par le déversement,
5. la rupture partielle du portail sous la charge hydraulique, ce dernier cas étant écarté car il est fait l'hypothèse que le portail existant sera démoli et qu'un nouveau portail sera dimensionné pour reprendre la charge correspondant à la crue extrême.

Avec les dispositions prévues au droit de la RN106 et sans GBA pour guider l'eau en aval du barrage, il est estimé que pour les surverses occasionnées par la crue extrême ($p=10^{-5}$), une défaillance en rive gauche susceptible de conduire à une libération d'eau incontrôlée apparaît très improbable ($p=10^{-2}$). Il en vient une probabilité $< 10^{-7}$ ($10^{-5} \times 10^{-2}$) considérée comme acceptable.

Cette probabilité a encore été réduite en prévoyant la canalisation des eaux débordées en réalisant une glissière en béton armé (GBA) sur une longueur de 55 m. Avec une hauteur de 0,8 m, la GBA canaliserait l'écoulement sur la chaussée (dont les hauteurs sont inférieures à 0,5 m pour une crue de période de retour 100 000 ans).

8.4.2 EROSION INTERNE DU REMBLAI DU BARRAGE

8.4.2.1 Description du phénomène

L'érosion interne regroupe les phénomènes d'arrachement puis mise en mouvement continue de particules dans le corps d'un ouvrage en remblai ou sa fondation par les écoulements internes.

L'analyse d'un mécanisme d'érosion interne nécessite en préalable l'identification d'un (ou plusieurs) chemin(s) d'érosion correspondant à un chemin préférentiel d'écoulement (cavité, interface, horizon perméable ...).

L'érosion interne résulte d'une succession de phase, le processus pouvant être interrompu au cours de chacune de ces phases : Initiation, non-filtration (ou continuation), progression, rupture.

1. Initiation :

Les particules sont arrachées et entraînées par les forces motrices (force de pression et force de trainée) qui dépasse les forces résistantes (cohésion, poids et contrainte de confinement).

En pratique, les forces motrices sont inférieures de plusieurs ordres de grandeur à la contrainte de confinement. L'initiation ne pourra donc se produire que quand la contrainte de confinement est nulle c'est-à-dire (hors claquage hydraulique) :

- Pour les particules de surface (sortie à l'air libre et paroi de conduit)
- Pour les particules fines au sein d'un squelette constitué par un assemblage de grain plus grossier.

2. Non-filtration (ou continuation) :

Lors de leur cheminement, les particules peuvent atteindre un exutoire sans être bloquées. La filtration correspond à un blocage de la migration le long du chemin d'eau par la constriction imposée par un autre matériau ou un géotextile qui joue le rôle de filtre. Les particules vont s'accumuler au point de blocage.

3. Progression (ou continuation) :

Le phénomène se poursuit (voire s'accélère) sans parvenir à une configuration stabilisée.

4. Rupture :

La quantité de matériaux entraînés est telle qu'une brèche se développe par combinaison avec d'autres mécanismes d'instabilité (instabilité, effondrement, surverse après tassement ...).

8.4.2.2 Les différents types d'érosion interne

On distingue classiquement 4 types d'érosion interne décrits succinctement avec leurs conséquences dans le tableau suivant et avec les cinématiques. En pratique, il ressort des incidents et accidents documentés qu'ils font souvent intervenir un couplage entre ces différents types.

C'est un phénomène complexe pour lequel les connaissances scientifiques s'améliorent d'année en année dans le cadre de nombreux programmes de recherche.

Pour un ouvrage existant, plutôt que d'étudier chacun des modes isolément, l'ingénieur doit s'attacher à mobiliser son expertise et le retour d'expérience afin, compte tenu des spécificités de l'ouvrage :

- identifier le mode d'érosion interne le plus probable,
- quantifier avec prudence, pour ce mode spécifique, la probabilité de rupture.


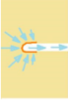



mécanisme d'érosion	Image	Description	Conséquences	Cinématique jusqu'à la rupture
érosion de conduit		Arrachement et expulsion de particules d'un matériau le long des parois d'un vide préexistant entre l'amont et l'aval (interface le long d'un ouvrage traversant, fissures, terriers, trou laissé par une racine...)	Elargissement du vide (conduit) Désordres : effondrement du toit conduisant à des fontis ou une rupture	Quelques minutes à quelques heures pour un matériau de paroi érodable Des jours à de des mois sans évolution constatés au sein de matériaux cohésifs sur des canaux en eau
érosion régressive		Erosion d'un matériau depuis l'aval vers l'amont	Sandboils Formation d'un conduit => érosion de conduit Déchaussement au pied aval => instabilité du talus	Quelques heures à quelques jours
suffusion		Erosion sélective des particules fines entre les particules plus grossière qui forme un squelette	Désordres : tassements, fontis <u>Ne peut seule conduire à une rupture</u> mais favorise d'autres modes de rupture (augmentation de la perméabilité et affaiblissement des caractéristiques mécaniques du matériau)	Peu de rupture pour étalonnage mais, a priori, quelques semaines à quelques dizaines d'années
érosion de contact	Cas 1  Cas 2 	Erosion sélective de particules d'un matériau fin A au contact avec un matériau B siège d'un écoulement important	Peut conduire à une érosion régressive et/ou une érosion de conduit Progression variable suivant que le couche grossière surplombe la couche fine ou l'inverse	Peu de rupture pour étalonnage mais, a priori, quelques semaines à quelques dizaines d'années

Tableau 8-9 : Mécanismes principaux d'initiation de l'érosion interne

8.4.2.3 Modes d'érosion à étudier pour le barrage

Le barrage écrêteur de Ste-Cécile d'Andorge n'est significativement en eau que quelques jours par an. Il n'est donc pas concerné par le risque de suffusion et d'érosion de contact, qui sont des mécanismes à cinétique d'érosion très lente (quelques semaines à quelques dizaines d'années).

Le mode de rupture le plus probable est donc l'érosion de conduit :

- Induite par un défaut initial
- Consécutives à la formation d'un conduit par érosion régressive.

Dans la suite de l'analyse, l'érosion régressive est donc considérée comme un mécanisme initiateur de l'érosion de conduit et non comme un mode de rupture à part entière (ce mécanisme ne pouvant pas conduire à la rupture de l'ouvrage par lui seul).

L'analyse du risque d'érosion interne se concentrera donc sur le mécanisme d'érosion de conduit.

8.4.2.4 Les chemins d'eau étudiés

Pour qu'il y ait érosion interne du remblai, il faut qu'il y ait résurgence.

Après travaux, les chemins d'eau possibles sont les suivants (cf. figure suivante) :

- (chemin 1-1) : conduit dont l'entrée est dans le masque et dont l'exutoire est un des joints du BCR en dehors de la zone de surverse (pas de waterstop),
- (chemin 1-2) : conduit dont l'entrée est dans le masque et dont l'exutoire est une des galeries de drainage inférieure et supérieure,
- (chemin 2-1) : conduit longeant la galerie et dont l'exutoire est un des joints du BCR,
- (chemin 2-2) : conduit longeant la galerie et dont l'exutoire dans l'une des galeries.

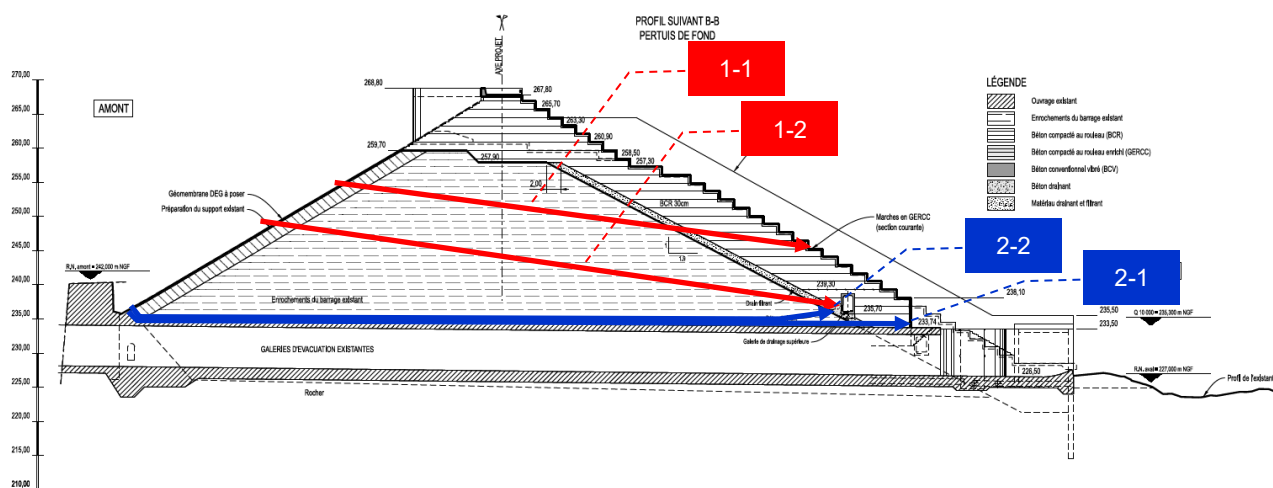


Figure 8-2 : chemins d'érosion interne

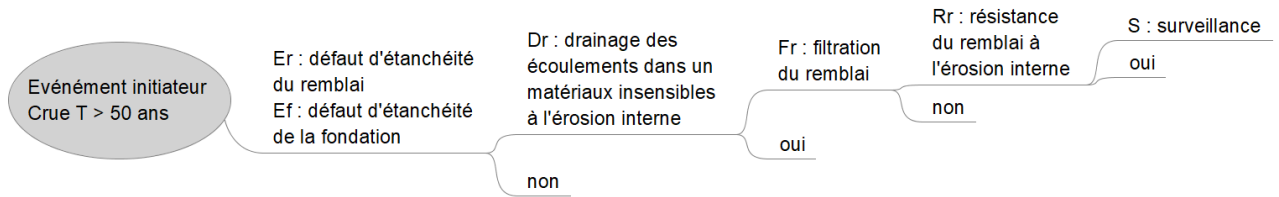
Quel que soit l'exutoire, les entrées d'eau peuvent être les suivantes :

- Via la fondation,
- Au travers des masques (DEG + masque existant) notamment au droit des raccords (dont celui de la galerie).

8.4.2.5 Estimation de la probabilité d'occurrence

L'arbre de défaillance ci-dessous illustre les conditions menant à la formation d'une brèche par érosion interne. La rupture a lieu si chacune des phases du mécanisme d'érosion (initiation, non-filtration, progression) est enclenchée. La probabilité totale est donc obtenue en faisant le produit des probabilités conditionnelles de déclenchement des phases de l'érosion.

La phase initiation inclut un remplissage significatif de la retenue lors d'une crue (événement initiateur).



Le tableau ci-dessous présente l'analyse de la fiabilité de l'étanchéité de la fondation et du remblai.

	Composant	Epreuve	Commentaire	Probabilité de mise en défaut
Er	Be3 : masque bitumineux	Pas de remplissage > 53% des PHE	Des venues d'eau dans la galerie périmétrale avec de faibles remplissages. Une rupture partielle de l'étanchéité ne modifie pas sensiblement la piézométrie.	10%
Er	Bp11 : masque DEG	Pas d'épreuve possible	Une protection contre les chutes de bloc depuis le versant rive gauche (Bp18)	10%
Ef	Be1 : fondation rocheuse	De nombreuses reconnaissances PV de réception des fouilles		10%
Ef	Be4 : plinthe	Pas de remplissage > 53% des PHE	Des venues d'eau dans la galerie périmétrale pour de faibles remplissages	10%
Ef	Be7 : rideau d'injection	Pas de remplissage > 53% des PHE	Des venues d'eau dans la galerie périmétrale pour de faibles remplissages	10%
Probabilité de défaillance retenue pour Ef OU Er = 1%				

Le tableau ci-dessous présente l'analyse de la fiabilité du drainage.

	Composant	Epreuve	Commentaire	Probabilité de mise en défaut
Dr	Be8 : voile de drainage en fondation	Pas de remplissage > 53% des PHE		10%
Dr	Be5 : drain sous le masque bitumineux	Pas de remplissage > 53% des PHE	Pas d'exutoire	50%
Dr	Bp11 : masque DEG (âme drainante et drain)			10%
Dr	Bp4 et Bp5 : galeries de drainage			10%
Dr	Bp2 : drain filtre sous BCR			10%
Probabilité de défaillance retenue pour Dr = 1%				

Le tableau ci-dessous présente l'analyse de la fiabilité de la filtration du remblai.

	Composant	Epreuve	Commentaire	Probabilité de mise en défaut
Fr	Bp2 : drain/filtrant sous BCR			10%
Fr	Bp3 : béton drainant sous galerie			10%
Probabilité de défaillance retenue pour Fr = 10%				

Le tableau ci-dessous présente l'analyse de la fiabilité de la résistance à l'érosion du remblai.

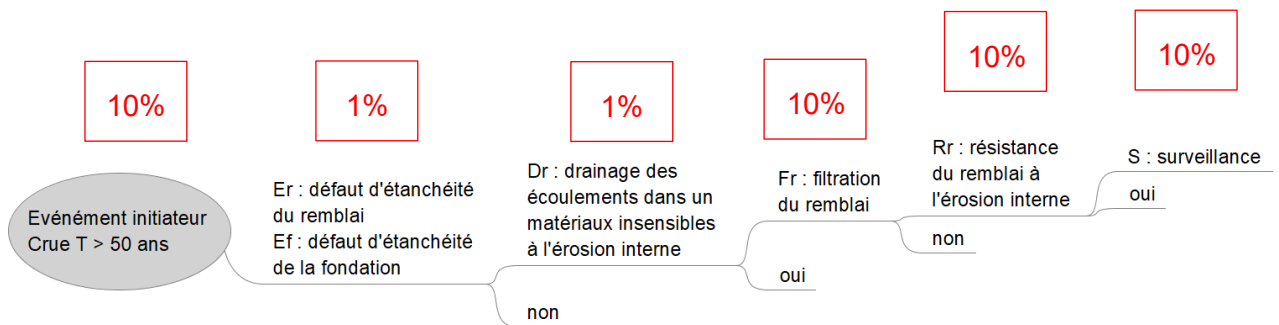
	Composant	Epreuve	Commentaire	Probabilité de mise en défaut
Rf	Be2 : remblai du barrage	Pas de remplissage > 53% des PHE	Sol dont le squelette est à granulométrie grossière Cu > 20 Gradient de l'ordre de 0,3 à 0,5	10%
Probabilité de défaillance retenue pour Rf = 10%				

Le tableau ci-dessous présente l'analyse de la fiabilité de la surveillance.

	Composant	Epreuve	Commentaire	Probabilité de mise en défaut
S	Be13 : dispositif d'auscultation			10%
S	Be9 : inspections			10%
Probabilité de défaillance retenue pour S = 10%				

8.4.2.6 Synthèse et conclusion

L'arbre suivant synthétise les résultats. Il vient une probabilité d'érosion interne du remblai $\leq 10^{-5}$.



8.4.3 EROSION PAR SURVERSE A LA SUITE DU CONTOURNEMENT DE LA DROME PAR LES EMBACLES

Ce mode de rupture a été traité dans le cadre de l'EDD à la demande de l'AMO EDF CIH.

L'altimétrie des massifs de la drome (267,2 m NGF) correspond au niveau atteint pour une crue de période de retour 10 000 ans (267,1 m NGF).

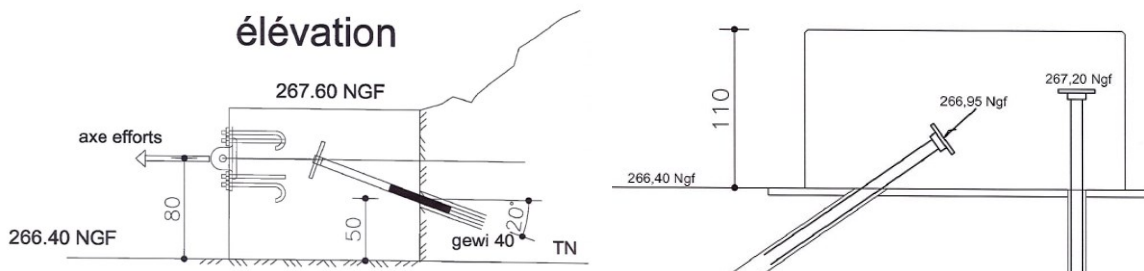


Figure 8-3 : Massifs de la drome

Pour une crue de période de retour 100 000 ans, le niveau de la retenue atteint le sommet du nouveau parapet du barrage soit environ 268,8 m NGF soit +1,2 m au-dessus des ancrages.

Sur les rives, sur une dizaine de mètres, une partie de la drome sera immergée.

La suite d'évènements suivant est alors envisageable :

- Contournement de la drome par une partie des corps flottants,
- Obturation partielle de la tulipe,
- Surverse sur le barrage (et augmentation des débits transitant en rive gauche par la RN106),
- Erosion du BCR et rupture du barrage.

Dans un premier temps, il est précisé que l'événement initiateur est de probabilité 10^{-5} soit une valeur inférieure à la valeur nécessaire pour atteindre une criticité acceptable ($<10^{-4}$).

Dans un second temps, sans analyse complémentaire, on peut considérer que la suite d'évènements évoquée ci-dessus a une probabilité $\leq 0,1$ (**ramenant la probabilité du scénario à une valeur $\leq 10^{-5}$**).

En effet :

- Après agglomération et enchevêtrement des flottants en amont de la drome, la fonction de rétention est essentiellement assurée par le radeau de flottant (la drome ayant à supporter les efforts du radeau) ce qui limite le risque de franchissement ; ceci est d'autant plus vrai que l'immersion est faible (1,2 m aux extrémités) et que le franchissement ne peut donc concerner qu'une dizaine de mètres sur chaque rive ;
- En rive gauche, ces embâcles seront naturellement aspirés par le nouvel évacuateur dont la largeur interdit l'obstruction ;
- La tulipe devrait pouvoir aspirer une partie des corps flottants distillés par la fenêtre dans la drome en rive gauche (la tulipe a une dimension proche de celle de cette fenêtre) ;
- En admettant qu'un tiers de la capacité de la tulipe soit obstrué, il vient un surdébit de l'ordre de 200 m³/s à évacuer par surverse sur un linéaire 150 m en crête soit un débit spécifique de l'ordre de 1 m/s/ml ; il est hautement improbable que cette valeur conduise à l'érosion du BCR et de la dalle en béton armé en rive gauche.

A noter, dans le cadre de l'EDD AH 3260 de l'aménagement hydraulique (rapport ISL 19F-148-RM-6), le scénario 1 a analysé les conséquences de l'indisponibilité totale de l'aménagement hydraulique pour une crue centennale après travaux en considérant les hypothèses suivantes :

- pertuis de demi-fond indisponibles en totalité,
- tulipe disponible,
- niveau initial dans la retenue correspondant au niveau du couronnement de la tulipe, soit 261,34 m NGF).

Dans ces conditions, le nouveau déversoir (cote de déversement à 262,5 m NGF) entre en service. Les résultats au niveau du barrage sont figurés dans le tableau suivant.

Tableau 8-10 : Débits au barrage pour Q100 – scénario 1 EDD AH – après travaux

Période de retour des crues au droit du barrage	1 : Qp entrant (m ³ /s)	2 : Qp sortant (m ³ /s)	Réduction de débit ([2]-[1]) / [1]	Cote de la retenue (m NGF)
100 ans	890	760	14%	265,0

Le scénario 1 de l'EDD AH 3206 conduit pour la crue centennale à un niveau de 265,0 m NGF largement inférieur à la cote de danger (268,8 m NGF).

8.4.4 EROSION PAR SURVERSE SUITE A L'OBSTRUCTION DE L'EVACUATEUR PAR DES EMBACLES ORIGINAIRES DE L'AVAL DE LA DROME

Ce mode de rupture a été traité dans le cadre de l'EDD à la demande de l'AMO EDF CIH.

La drome bloque les embâcles en provenance du bassin versant. A la demande de l'AMO, la production d'embâcles en aval de la drome a été analysée.

Dans un premier temps, selon le REX, lors des crues récentes pour lesquelles la drome a bloqué d'importantes quantités de flottants, il n'a pas été retrouvé d'embâcle en aval de la drome.



Figure 8-4 : crue de novembre 2019

Ce REX est cohérent avec les résultats du modèle 3D qui montre que les vitesses sur les versants demeurent faibles (<0,5 m/s), y compris pour les crues majeures (comme le montre la figure suivante issue du document annexe n°8)

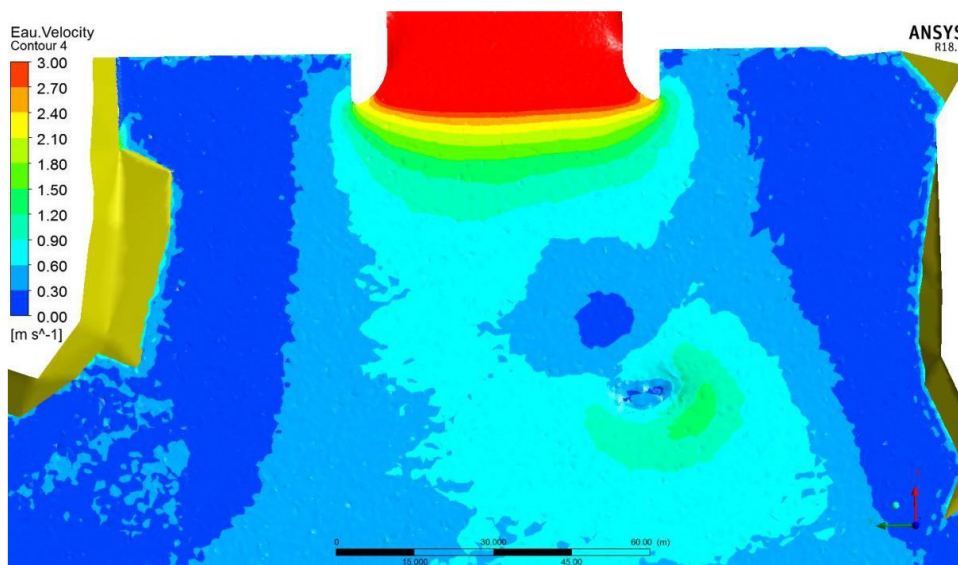


Figure 8-5 : isovitesses de surface pour la crue T=10 000 ans

La probabilité de rupture par ce scénario est donc considérée $< 10^{-5}$.

8.4.5 GESTION DU RISQUE CRUE EN PHASE CHANTIER

8.4.5.1 Vigilance hydrométéorologique

La vigilance météo sera assurée par le MOA pour la sécurité du barrage et par l'Entreprise pour l'inondation de ses installations (et l'évacuation de ses matériels).

Concernant la sécurité du barrage, une analyse conjointe a conduit à proposer des nouveaux seuils pour le PPI (vigilance renforcée, préoccupation sérieuse, péril imminent) spécifiques aux phases d'arasement du barrage (cf. 4.5.6).

Par ailleurs, un outil de prévision du niveau est en cours d'élaboration. Il convient toutefois de préciser qu'il ne faut pas attendre grand-chose de l'outil de prévision pour influencer sur la marche du chantier vu les temps de montée (quelques heures).

8.4.5.2 Dispositions limitant le risque de retard

Rappel de la problématique

L'arasement de la crête du barrage durant l'année 3 a été identifiée comme une phase sensible au risque de crue. L'arasement est réalisé en deux phases (cf. Figure 8-6) :

- une première à la cote 262,50 m NGF à partir du mois de janvier,
- une deuxième à la cote 259,70 m NGF à partir du mois de juillet.

Le BCR se substituant au remblai jusqu'en crête doit être achevé avant la fin du mois d'août (cf. Figure 8-7).

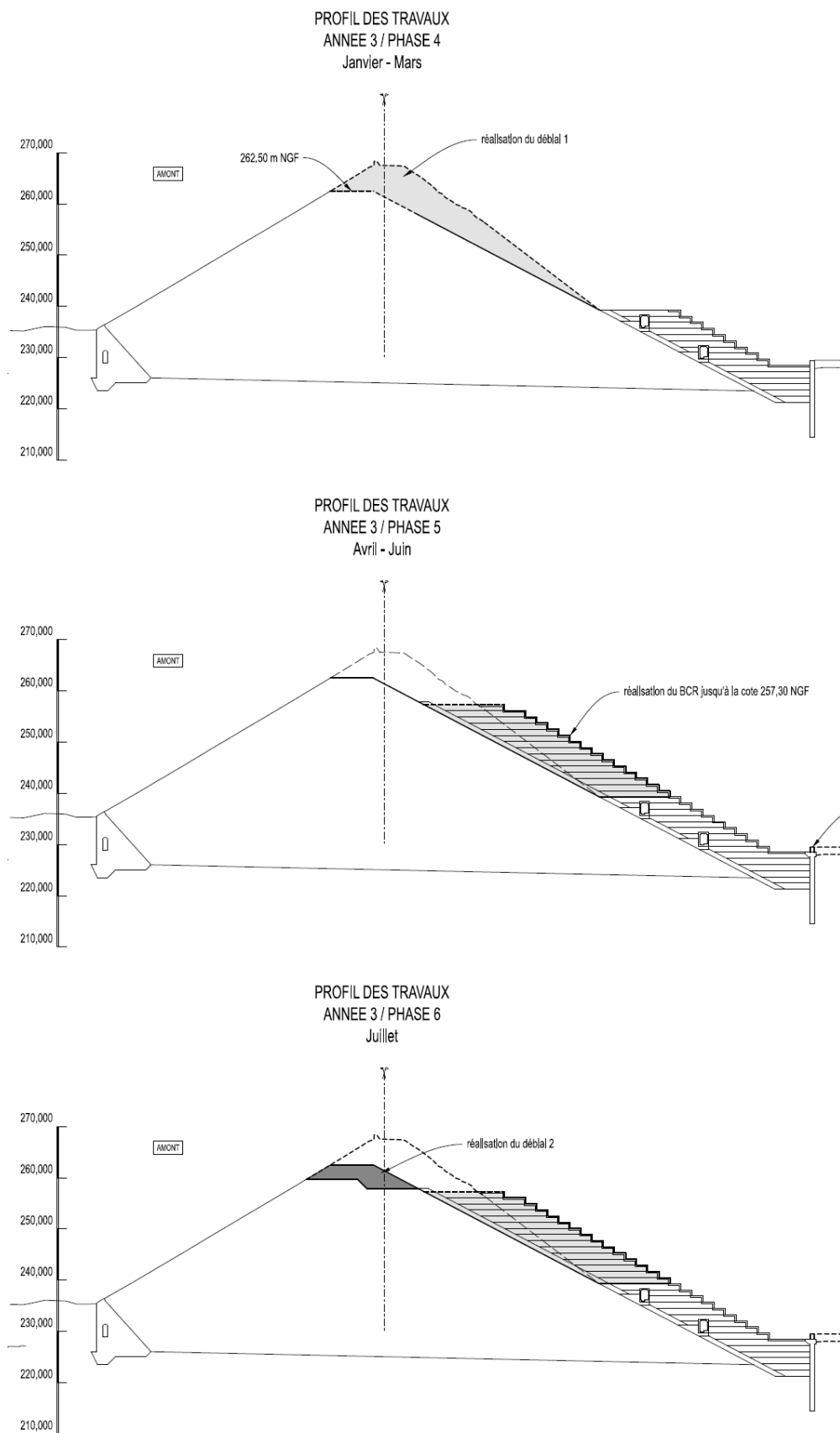


Figure 8-6 : Phasage des déblais affectant la crête (janvier à juillet de l'année 3)

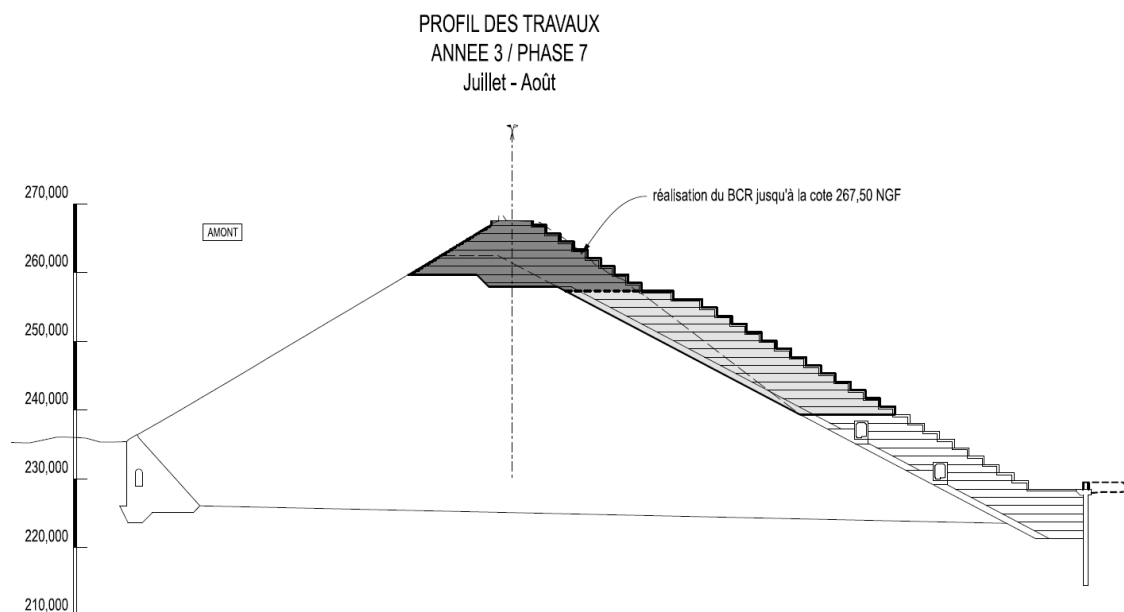


Figure 8-7 : Phase 7 – BCR en crête (juillet à aout de l'année 3)

La première phase (arasement à la cote 262,5 m NGF) est réalisée en janvier.

De janvier à juin, la cote 262,5 m NGF permet la mise en service de la tulipe et l'évacuation d'un débit de 435 m³/s (75 m³/s par la tulipe et 360 m³/s par les pertuis).

Rappel de l'hydrologie saisonnière

Dans le cadre de l'étude hydrologique, l'approche en cote SHYREG a également été développée sur 2 saisons : juin/juillet, janvier-août. Le tableau suivant présente les distributions saisonnières de la cote de retenue pour ces périodes.

Tableau 8-11 : Distribution de cote saisonnière (Hydris Hydrologie)

Ref : SHYPRE 2010 -Nelle loi HQ-Sbv-Calage 01/13		
Cote (m NGF)		
T(an)	Juin-juillet	Janvier-août
10000	254,12	263,10
3333	250,82	261,66
2000	249,19	260,56
1429	248,30	259,65
1111	247,68	258,75
909	247,12	258,07
769	246,64	257,40
667	246,39	256,75
588	246,14	256,34
526	245,95	255,92
476	245,78	255,58
400	245,52	255,06
345	245,34	254,56
303	245,21	254,15
256	245,04	253,59
222	244,90	253,11
189	244,75	252,61
159	244,60	252,07
133	244,45	251,55
112	244,32	251,03
95	244,19	250,53
80	244,07	250,02
67	243,95	249,51
56	243,84	249,01
47	243,74	248,51
40	243,64	248,03
33	243,54	247,57
28	243,45	247,14
24	243,36	246,74
20	243,29	246,36
17	243,21	246,03
14	243,14	245,74
12	243,07	245,57
10	243,01	245,41

Ces distributions sont présentées jusqu'à une période de retour 10 000 ans sur la figure suivante. Elles sont comparées aux cotes :

- de l'entrée en service de la tulipe (261,3 m NGF),
- de l'arasement à réaliser entre janvier et mai (262,5 m NGF),
- de l'arasement à réaliser entre juin et juillet (259,7 m NGF).

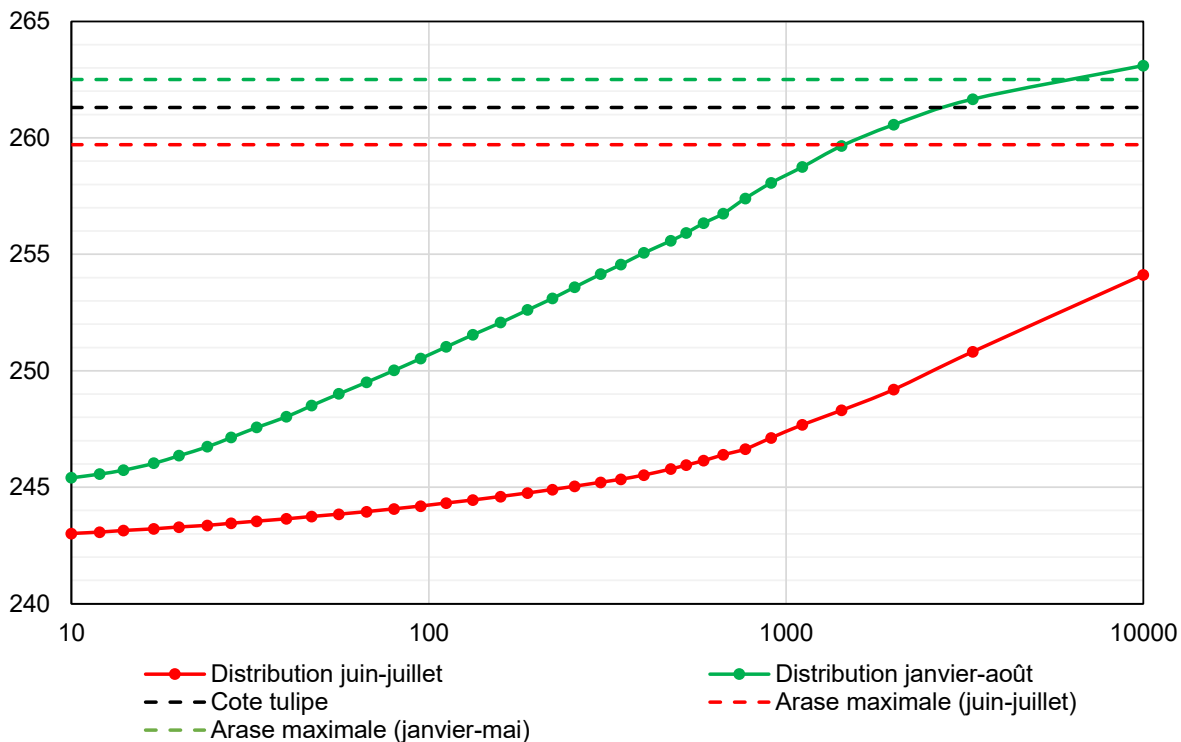


Figure 8-8 : Distributions de cote saisonnières

La période de retour de la crue saisonnière susceptible de conduire à une surverse lors de la première phase d'arasement (262,5 m NGF) est > 5 000 ans.

La période de retour de la crue saisonnière (juin-juillet) susceptible de conduire à une surverse lors de la seconde phase d'arasement (259,7 m NGF) est > 10 000 ans. Toutefois, en cas de retard durant le chantier, l'arasement à la cote de 259,7 m NGF devient plus critique :

- avec un dépassement de cette phase sur le mois d'août, cette cote est associée à une crue de période de retour d'environ 1500 ans ;
- avec un dépassement de cette phase jusqu'en septembre et le début de la saison automnale des crues (cf. crue historique dans le Gard des 8/9 septembre 2002) :
 - si on se base sur l'étude hydrologique, la cote de 259,7 m NGF est associée à une crue de période de retour théorique de 60 ans ;
 - si on se base sur le REX, la cote historique atteinte depuis 1966 est d'environ 253,3 m NGF ; seule une crue de type 1958 a potentiellement pu dépassé la cote de 253,3 m NGF (sans être certain qu'elle a pu atteindre la cote 259,7 m NGF) ; il vient que la fréquence empirique de la seule crue (1958) qui aurait potentiellement pu dépasser la cote d'arase de 259,7 m NGF est de 65 ans (fréquence empirique de Weibull) à 128 ans (fréquence empirique de Hazen).

Période de préparation

Le chantier dispose d'une période de préparation d'un an (durant l'année 1). Cette période est dédiée à la préparation de l'entreprise en vue du démarrage des travaux. Elle permet la mise au point des plans et procédures d'exécution, des formulations de BCR, et la réalisation de la planche d'essai. Elle doit a minima permettre que le retard dans les études n'impactent pas le chantier.

Modification du design

Le design a été modifié en lien avec la remarque suivante issue du CR de la réunion le 1er mai 2017 avec la DREAL : « il convient de favoriser les designs qui permettent de faire de la préfabrication plutôt que de gros travaux de ferrailage ou de bétonnage in situ (afin de maîtriser les délais en particulier ceux prévus dans le calendrier de l'année 3) ».

L'AVP prévoyait pour l'évacuateur sur le remblai le design de la Figure 8-9.

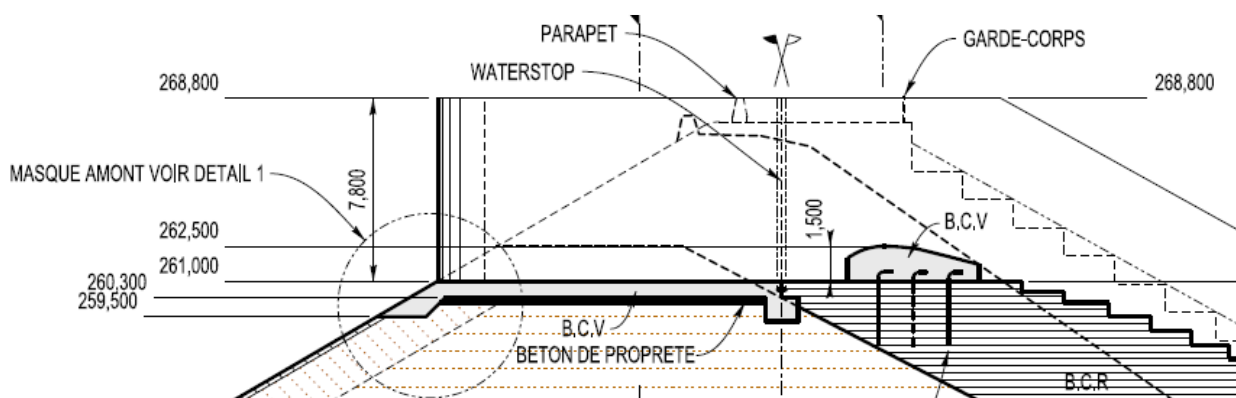


Figure 8-9 : Seuil de l'évacuateur (AVP)

Le projet prévoit de mettre en place directement du BCR sur le remblai (cf. Figure 8-10) afin de disposer rapidement d'une première protection en cas de surverse (protection contre l'érosion et limitation des infiltrations dans le remblai).

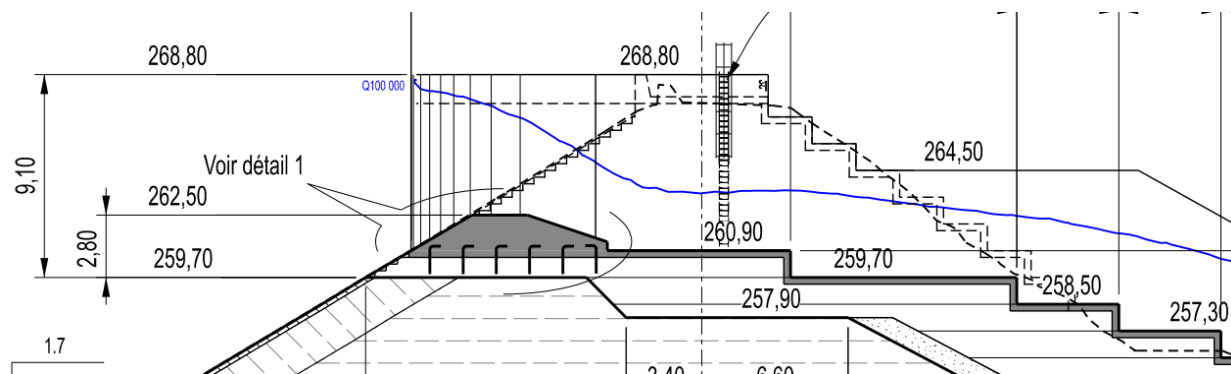


Figure 8-10 : Seuil de l'évacuateur (PROJET)

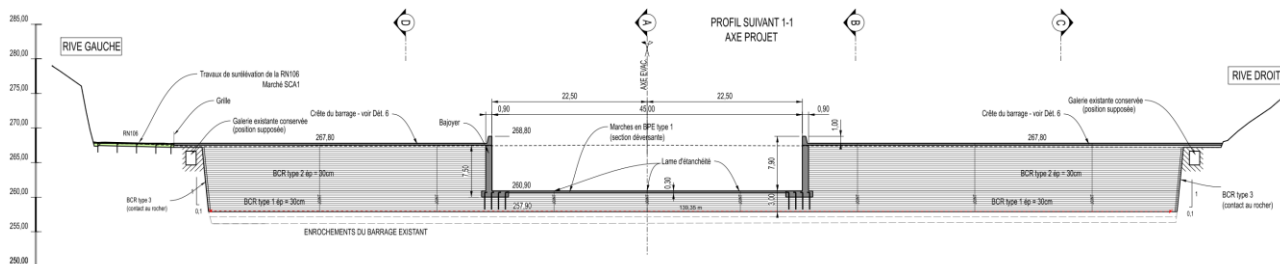


Figure 8-11 : Elévation seuil de l'évacuateur (PROJET)

Assurer les cadences de réalisation

Plus de 13 500 m³ de BCR sont mis en œuvre durant l'année 2. Cette phase des travaux est une planche d'essai dans les conditions réelles des travaux. Elle permettra le contrôle de l'application des procédures de mise en œuvre du BCR, le contrôle des cadences et identifiera les difficultés rencontrées par l'entreprise. **Le retour d'expérience de l'année 2 permettra d'améliorer la mise en œuvre du BCR durant l'année 3 et de limiter ainsi le risque de retard.**

Durant l'année 3, le volume de BCR à mettre en œuvre pour atteindre la cote 260 m NGF est de 6500 m³. Une fois cette cote atteinte, le remblai est intégralement revêtu de BCR ce qui limite le risque d'érosion par surverse et les infiltrations dans le remblai. Ce volume représente un délai d'environ 3 semaines soit une protection minimale assurée entre la fin du mois de juillet et le début du mois d'août.

Augmentation des cadences

En dernier recours, en cas de retard prévisionnel, les cadences pourront être augmentées (les longues journées estivales y étant propices) en multipliant les postes.

En cas de retard sur l'année 2 – Phase 3

La première phase d'arasement de la crête du barrage est précédée par l'année 2. Avant le début des terrassements de l'année 3 (phase 4), l'élévation du BCR doit avoir atteint la cote 239,3 m NGF au plus tard à la fin du mois de décembre de l'année 2 (cf. figure suivante). Si, malgré toutes les mesures précédemment présentées, cette cote n'est pas atteinte avant le début de la phase 4 (qui doit démarrer en janvier), cette phase sera décalée d'un an.

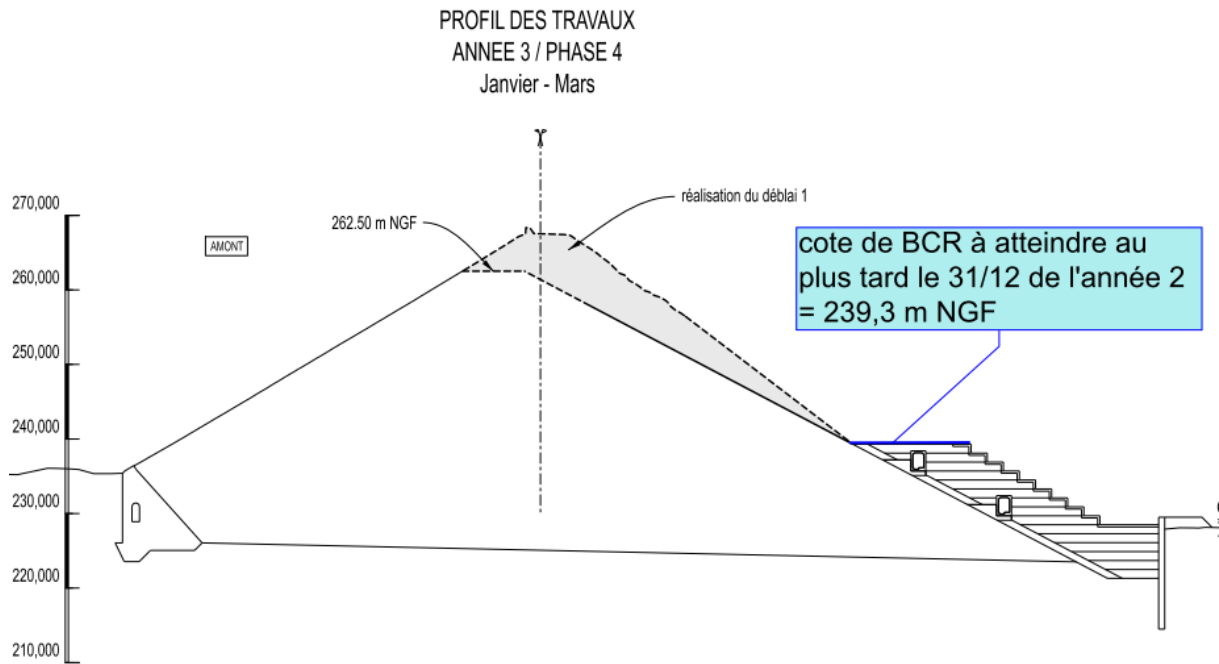


Figure 8-12 : Cote de BCR à atteindre avant phase 4

La seconde phase d'arasement (phase 6) doit démarrer au plus tard le 1^{er} juillet de l'année 3 avec un BCR édifié jusqu'à la cote 257,3 m NGF (cf. figure suivante). Si, malgré toutes les mesures précédemment présentées, cette cote n'est pas atteinte à cette date, il n'est pas prévu d'arrêter le chantier. En effet cela reviendrait à devoir supporter une saison hydrologique à risque avec une cote du remblai arasée à 262,5 m NGF (correspondant approximativement à un niveau de période de retour de 100 ans).

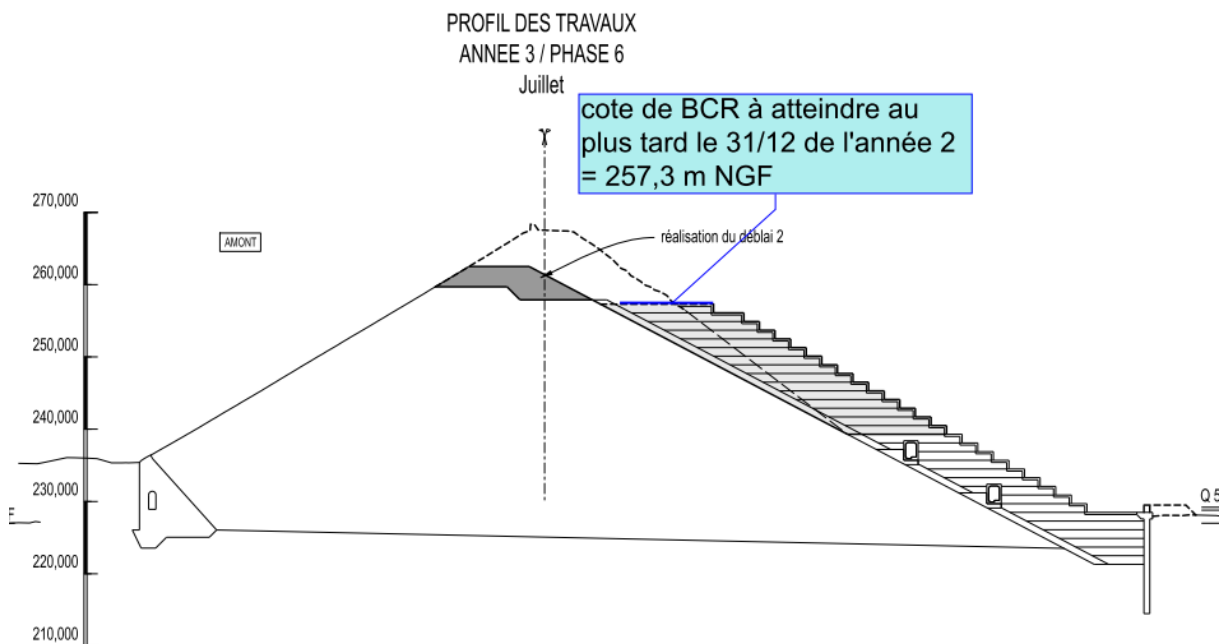


Figure 8-13 : Phases 6 et 7

En pratique la saison à risque démarre en septembre. Il est prévu de réaliser a minima, avant le 1^{er} septembre, les premières levées de BCR de la phase 7 pour assurer une certaine résistance à la surverse (cf. figure suivante). Cette résistance augmentera à mesure que les couches de BCR seront élevées. En complément, il pourra être mis en œuvre une étanchéité provisoire au raccordement avec le masque.

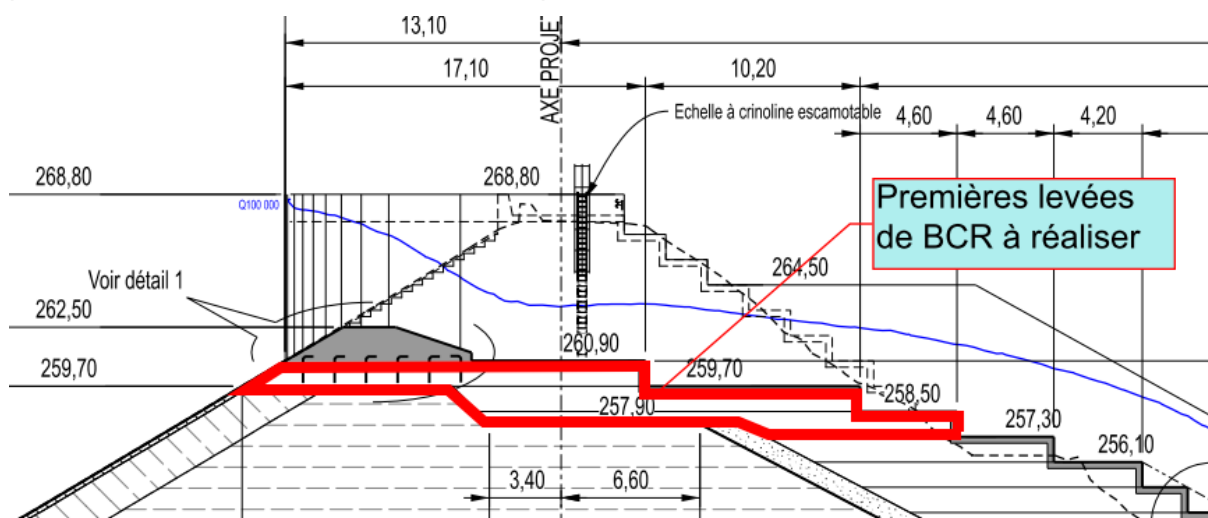


Figure 8-14 : Premières levées de BCR à réaliser en phase 7

Stabilité externe du bloc inférieur

Un calcul de stabilité du bloc inférieur a été intégré au PROJET. En crue, la partie basse en BCR du barrage peut être soumise des sous-pressions alors que le niveau aval est bas.

Les deux modes de rupture correspondant sont :

- Le soulèvement par flottaison,
- Le glissement sur la fondation.

Deux cas ont été étudiés :

- Situation 1 : fin de crue ou défaillance du masque
 - ◆ Niveau piézométrique sous le BCR situé au niveau du radier de la galerie inférieure
 - ◆ Niveau d'eau au pied du barrage correspondant au niveau de la RN des Cambous
- Situation 2 : Q10 000 avec rupture du barrage des Cambous
 - ◆ Niveau piézométrique sous le BCR situé au niveau atteint par Q10 000 en aval du barrage (la pression rentre dans le remblai par les galeries)
 - ◆ Pas d'eau au pied aval du barrage

La situation 2 peut également résulter d'une défaillance totale du masque **ou de l'occurrence d'une crue durant la phase critique (l'eau s'écoulant sur le remblai non revêtu conduit à une saturation du remblai).**

Pour la situation 2, malgré les hypothèses prudentes, les coefficients de sécurité sont proches de 2. La stabilité du bloc est donc assurée pour un événement initiateur dont la probabilité est de l'ordre de 10^{-5} .

Conclusion sur la gestion du risque crue en phase chantier

Le risque crue est considéré maîtrisé. Cette conclusion devra néanmoins être perpétuellement révisée pendant le chantier en fonction des conditions d'avancement et de respect du planning.

8.4.6 EFFONDREMENT DE LA GALERIE DE DRAINAGE EN PHASE CHANTIER

Ce scénario a été étudié à la demande de la DREAL. L'extrait de plan suivant présente la galerie de drainage.

En effet, un éboulement s'est produit de 2008 (cf. revue de sûreté). Le maître d'ouvrage avait initialement envisagé des travaux mineurs de confortement (purges de petits coins potentiellement instables). Compte tenu des terrassements à réaliser en rive gauche, ils sont maintenant prévus après les travaux de sécurisation.

Concernant les travaux à réaliser dans le cadre du nouvel évacuateur, on distingue à proximité de la galerie sur le schéma suivant :

- En rouge : les excavations théoriques dans le rocher ; elles sont limitées et n'impactent potentiellement que la sortie de la galerie ; il est probable qu'en phase chantier, les plans de détail des fouilles ne prévoient pas d'intervention en sortie immédiate de la galerie qui doit être conservée en l'état ;
- En bleu : le décapage prévu pour atteindre le rocher au contact entre le BCR et le versant.

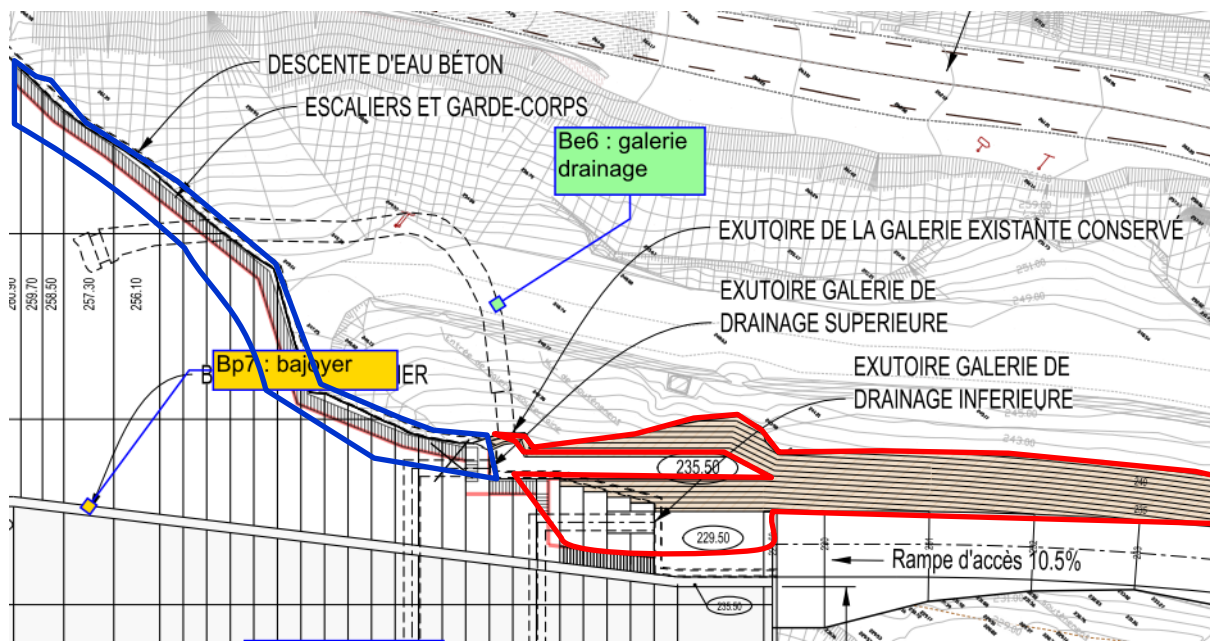


Figure 8-15 : Excavation à proximité de la galerie