



En complément, une pompe sera mise en œuvre « dans la cuvette » (avec un fond autour de 207.5 m NGF) qui se trouve une dizaine de mètres devant les chambres aval (cf. Figure 62).

4.4.2.4 Gestion des crues et du risque de surverse

Le débit d'évacuation des siphons est établi à 4 m³/s. Si on tient compte de l'écrêtement des petites crues par ces siphons (à raison d'un débit de restitution de 4 m³/s durant la montée du plan d'eau jusqu'à la surverse), les volumes de crues en période juin-juillet deviennent les suivants :

Tableau 24 : Volume des crues saisonnières (juin-juillet) stocké au droit du barrage des Cambous avec fonctionnement du siphon (en m³)

T(an)	QP(m3/s)	LM1	LM2	LM3	LM4	LM6	LM12	LM24	LM48	LM72
112	164	586 876	1 145 232	1 654 856	2 116 244	2 889 104	4 489 724	6 128 068	7 516 732	8 007 512
56	121	433 984	849 740	1 234 000	1 583 912	2 181 436	3 445 644	4 814 288	6 007 776	6 478 716
20	73	258 400	507 748	742 960	961 308	1 348 652	2 224 244	3 261 188	4 223 788	4 602 224
10	51	174 576	343 944	505 252	657 136	932 384	1 579 196	2 400 380	3 196 820	3 475 312
8	46	156 720	309 224	454 908	592 160	842 112	1 437 836	2 203 964	2 952 912	3 202 636
7	42	140 600	277 604	408 656	532 764	759 776	1 305 404	2 015 732	2 711 236	2 927 480
6	37	125 596	248 092	365 504	477 088	681 532	1 177 436	1 832 336	2 471 420	2 652 572
5	34	111 708	220 688	325 452	424 884	608 248	1 056 412	1 653 776	2 232 844	2 377 540
4	30	98 564	195 020	287 756	376 152	539 180	941 216	1 479 184	1 990 548	2 098 540
3,3	27	86 288	170 840	252 168	329 776	473 832	829 864	1 308 436	1 752 716	1 819 664
2,8	24	74 756	147 776	218 316	285 756	411 088	722 108	1 139 920	1 512 404	1 538 184
2,3	21	63 720	126 076	186 324	243 968	351 196	618 320	974 132	1 273 952	1 258 316
2,0	18	53 304	105 368	155 820	204 040	293 908	517 012	810 824	1 036 492	984 400
1,6	15	43 384	85 900	126 804	166 096	239 348	420 912	653 592	805 728	717 304
1,4	13	34 208	67 672	99 896	130 880	188 384	330 020	504 792	587 736	462 608
1,1	11	25 652	50 684	74 724	97 772	140 644	244 336	363 556	378 176	216 468
1,0	9	17 592	34 688	51 164	66 772	95 632	163 116	228 892	174 940	-
0,8	6	9 408	18 568	27 108	35 152	49 504	78 672	85 424	-	-

La prise en compte du fonctionnement du siphon permet de repousser le risque de surverse.

Néanmoins, ce risque demeure présent. Afin de permettre l'évacuation du chantier, l'entreprise devra se tenir informée des conditions météorologiques via la surveillance des différents sites de données (Viigicrués notamment). Dans le cas de l'arrivée d'une crue, la réalisation des travaux sera interrompue immédiatement et tout le matériel présent dans le bassin de dissipation et sur la plateforme devra être évacué dans les plus brefs délais. Le laps de temps entre la prévision et l'arrivée de la crue est évalué entre 2 et 3h.

Une procédure d'évacuation d'urgence sera demandée à l'entreprise en charge des travaux.

4.5 BILAN : POINTS SENSIBLES ET AXES D'AMÉLIORATIONS

MISE A JOUR DU SGS EXISTANT

D'une manière générale, « le document d'organisation comporte les procédures et instructions internes que le responsable d'ouvrage met en œuvre pour la sécurité de l'ouvrage hydraulique dont il est responsable ».

Le document d'organisation est actuellement constitué d'une série de documents, rapports, procédures, notes et fichiers, tous concourant à définir l'organisation du CD30 pour assurer la sécurité de ses barrages.

A ce titre, toutes les procédures existantes et mises en œuvre par le Conseil Départemental du Gard s'inscrivent dans ce processus.



L'approche évoquée ci-avant fait écho au besoin de mettre en œuvre un système de gestion de la sécurité (SGS) sur tous les ouvrages. Ce processus SGS doit permettre, à termes, au CD30 « d'identifier les activités susceptibles d'avoir une incidence sur la sécurité d'exploitation de son ouvrage ». A noter que l'actualisation décennale de l'EDD des Cambous, et notamment la mise en exergue des différentes barrières de sécurité et des scénarii menant aux Evénements Redoutés Centraux, éclairera et orientera la mise à jour du SGS existant.

CAPITALISATION DU RETOUR D'EXPERIENCE

Si le retour d'expérience est pratiqué au sein du CD30 (SGOH), il est proposé qu'un processus plus formalisé soit mis en place pour la gestion des retours d'expériences de gestion de l'ouvrage au sens de la gestion de la sécurité des ouvrages hydrauliques, intégrant :

- La collecte des informations élargie aux actions d'exploitation : manœuvre de vannes,... ;
- Leur tri et leur synthèse ;
- Leur analyse ;
- La gestion et le fonctionnement de l'astreinte au cours de l'évènement ;
- La gestion d'évènements qui surviendraient concomitamment sur le barrage de Sainte Cécile d'Andorge environnant et le barrage des Cambous ;
- Les actions pour pérenniser l'acquis.

Cela avec un bilan annuel.

Cette démarche est partiellement mise en œuvre lors de la rédaction des rapports de surveillance, où l'ensemble des incidents et dysfonctionnements sont listés en toute transparence. Leur affectation en tant que PSH ou non est discutée entre l'Exploitant et le bureau d'étude.

A titre d'exemple, un rapport post-crue est produit suite à chaque événement. Néanmoins, il pourrait être élargi au retour d'expérience opérationnel afin d'analyser la maîtrise de la gestion des événements et d'identifier des éventuels axes d'amélioration.

Cette capitalisation du « retour d'expérience », primordiale pour une amélioration continue du processus, serait donc à formaliser lors de l'actualisation du SGS existant.

L'ENTRETIEN ET LES REPARATIONS COURANTES

Des procédures permettant l'entretien et les réparations courantes relatifs à la sécurité des ouvrages sont attendues dans l'arrêté du 8 août 2022 sur « les obligations documentaires et la consistance des vérifications et visites techniques approfondies des ouvrages hydrauliques autorisés ou concédés ». Ces procédures existent déjà en partie pour le barrage des Cambous.

Cependant, ces dernières pourraient être utilement complétées par un outil de planification des opérations d'entretien préventif, de traçabilité de ces actions ou de gestion des pièces de rechanges stratégiques pour le maintien de la sécurité de l'ouvrage.

La notion de « pièces de rechanges stratégiques » reste vague et n'est pas précisée outre mesure dans l'arrêté. En première approche, il pourrait être entendu qu'il s'agit de pièces :

- Touchant un organe important pour la gestion de l'ouvrage, telle qu'une barrière de sécurité ;
- Utiles à l'exploitation de l'ouvrage dans de bonnes conditions (éclairage, petit outillage divers, ...)
- Dont on connaît leur usure rapide, basé sur le retour d'expérience des surveillants de barrage.

Sur la base de cette analyse, le Conseil Départemental du Gard pourrait utilement dresser une liste de ces pièces dites « stratégiques » dans un premier temps.



CONTENU DU RAPPORT DE SURVEILLANCE

D'une manière générale, les informations attendues dans ce document sont pour la plupart déjà bien renseignées dans les versions actuelles.

Les rapports de surveillance sont actuellement rédigés de manière conjointe entre le Conseil Départemental du Gard et le bureau d'études agréé :

- Le CD30 fournit les données relatives au « bilan de surveillance » (tournées, manœuvres, essais, opérations particulières, déclarations PSH et EISH,...) ;
- Le bureau d'études se charge de les mettre en forme et de les incorporer dans un document unique contenant également le rapport de la dernière Visite Technique Approfondie.

En outre, l'arrêté du 8 aout 2022 précise que « *le rapport de surveillance mentionné au 4° du I de l'article R. 214-122 est établi par le responsable d'ouvrage* » et que « *les éléments ayant permis la rédaction du rapport sont référencés ou annexés. En particulier, le responsable d'ouvrage annexe les observations faites lors de la dernière visite technique approfondie* ».

Le rapport de surveillance doit également intégrer « *les éventuelles anomalies du comportement de l'ouvrage* » et distinguer « *les défauts, désordres, anomalies, etc., qui ont été détectés à l'occasion de la dernière visite technique approfondie ou ont été relevés par l'auscultation* ».

A la lumière de ces précisions, le formalisme actuel des rapports de surveillance pourrait notamment être amélioré sur les points évoqués précédemment. L'idée principale et sous-jacente à cette demande de l'arrêté étant que le responsable de l'ouvrage s'approprie les conclusions des rapports rédigés par son bureau d'études agréé (rapport d'auscultation et rapport VTA notamment).



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

5.1 DIAGNOSTIC EXHAUSTIF DU BARRAGE

5.1.1 Description de la démarche

Le diagnostic exhaustif d'un barrage couvre l'ensemble des ouvrages qui constituent le barrage, y compris les parties habituellement noyées ou difficilement accessibles ou difficilement observables sans moyens spéciaux, ainsi que la retenue et, le cas échéant, ses berges. Pour les parties normalement accessibles et observables, ce diagnostic s'appuie sur les essais, les vérifications et les visites techniques approfondies, ceux-ci étant éventuellement repris ou approfondis, notamment à chaque fois qu'une anomalie ou une incertitude est détectée quant au niveau de sûreté du barrage.

Conformément au point d) du §1 de l'Annexe de l'Arrêté du 3 septembre 2018 modifiant l'arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan d'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu, la présente Etude de Dangers est réalisée suivant le cas n°2 puisqu'elle se réfère à « une demande d'autorisation ou d'approbation nouvelle d'un barrage existant en raison des travaux qui y sont prévus ».

Dans ce contexte, et conformément au point III du §5.1 de l'Annexe de l'Arrêté du 3 septembre 2018 modifiant l'arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan d'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu, « 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 ». En d'autres termes, le présent diagnostic s'est limité aux examens et inspections nécessaires permettant de **dresser un état des lieux uniquement des parties d'ouvrages impactées par les futurs travaux**.

Le diagnostic a fait l'objet d'un programme dont la dernière version, indiquée B, date du 02/03/2020 (cf. [Réf 26]).

5.1.1.1 Calendrier des opérations

En compléments des examens réalisés dans le cadre des deux dernières VTA (2020 et 2021), il a été effectué des examens des parties du barrage impactées par les travaux et présentés dans le tableau ci-après. Les dates auxquelles ces examens ont eu lieu sont également récapitulées.



Tableau 25 : Calendrier des opérations réalisées spécifiquement dans le cadre du Diagnostic Exhaustif de l'ouvrage

PARTIE D'OUVRAGE	SOUS PARTIE D'OUVRAGE	EXAMENS	2020				2021				2022			
			T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4
AVAL	Massifs de butée RD et RG	Examen visuel							10/09/21					
	Massif de butée RD	Reconnaitances géotechniques			Du 01/09 au 03/09/2020									
	Pied aval	Levés bathymétriques et topographiques			Levé topo septembre 2020		Levé bathy mars 2021							
	Parement aval	Levé drone			03/09/2020									
	Tapis aval RG	Reconnaitances géotechniques											Aout 2022	
APPUIS	Culées RD et RG	Examen visuel							10/09/21					
	Culée RG	Reconnaitances géotechniques			Du 28/07 au 04/08/2020									



5.1.1.2 Consistance des moyens spéciaux utilisés

Certains examens listés au chapitre précédent ont nécessité l'utilisation de moyens spéciaux afin d'investiguer des zones difficiles d'accès.

INSPECTIONS AERIENNES

La réalisation de l'ortho-photogrammétrie du parement aval du barrage a nécessité l'emploi d'un drone.

RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

Les sondages in situ ont été réalisés à l'aide d'une carotteuse électrique Hilti 350 et un carottier simple en diamètre 100mm.

Chaque sondage a fait l'objet d'une inspection à l'aide d'une sonde OPTV.

5.1.1.3 Méthode de recueil et analyse des données

Le diagnostic exhaustif de l'ouvrage repose sur deux ensembles de données :

- Les données recueillies dans le cadre de la surveillance courante de l'ouvrage depuis la dernière EDD 2013 :
 - **Rapports de surveillance :**
 - Visites de surveillance hebdomadaire ;
 - Essais ;
 - **Rapports de Visites Techniques Approfondies (VTA) ;**
 - **Rapports d'examens particuliers effectués dans la cadre de la maintenance et de l'entretien du barrage ;**
- Les données recueillies lors d'examens propres au diagnostic exhaustif :

L'objectif de ces examens est de compléter les données courantes, afin d'avoir la vision la plus exhaustive possible de l'état de l'ouvrage. Les examens propres au diagnostic exhaustif sont listés ci-après :

 - **Examen aérien par drone** du parement aval (y compris culées) ;
 - **Topographie et bathymétrie** aval ;
 - **Examen visuel** des culées et massifs de butée ;
 - **Reconnaissances géotechniques** de la culée RG, du massif de butée RD et du tapis aval RG.

5.1.1.4 Conditions de réalisation de l'examen

CONDITIONS DE REALISATION

Les examens propres au diagnostic exhaustif ont été réalisés en recherchant les conditions les plus optimales afin d'obtenir le meilleur rendu possible :

- L'inspection par drone a été menée en septembre afin de bénéficier de longues journées ensoleillées (meilleure exposition et luminosité) ainsi que de conditions hydrauliques favorables permettant le non déversement sur l'échancrure du seuil ;
- Les reconnaissances géotechniques et l'examen visuel du massif de butée RD ont également nécessités une intervention hors déversement de l'ouvrage.



MODES DE RESTITUTION

En cours d'intervention

Le suivi des différents prestataires en cours d'intervention a permis dès la phase terrain d'appréhender la qualité des rendus et l'exhaustivité des relevés.

Les reconnaissances géotechniques ont été encadrées par nos soins : rencontre des prestataires sur site et échanges avec les acteurs en cours d'intervention afin de confirmer le périmètre des relevés, l'implantation des sondages, la méthode et les moyens techniques déployés.

Après intervention

Chacun des examens propres au diagnostic exhaustif a abouti, à minima, à un rendu spécifique.

Levé drone

- Ortho-photoplans du parement aval du barrage (y compris culées) ;

Levés topographique et bathymétrique

- Plan de la topographie et de la bathymétrie de la zone aval de l'ouvrage ;

Reconnaissances géotechniques

- Rapport d'intervention ;
- Imageries de paroi.

QUALITE DES RESULTATS

La qualité des résultats obtenus a été comparée à celle attendue et explicitée aux différents prestataires dans les programmes techniques respectifs de ces investigations.

Les rendus sont de qualité et peuvent être exploités.

5.1.2 Diagnostic par partie d'ouvrage

Ne sont données dans les paragraphes suivants que les synthèses des examens par partie d'ouvrage pouvant être impactée par les travaux.

5.1.2.1 Massif de butée Rive Droite

Le massif de butée Rive Droite a été examiné au regard :

- Des inspections visuelles réalisées dans le cadre des **VTA** ;
- Des résultats des **reconnaissances géotechniques** réalisées en septembre 2020 [Réf 13] ;
- Du **rapport de diagnostic** de 2016 [Réf 9].

Le massif de butée Rive droite présente :

- Un substratum rocheux affleurant avec de nombreuses fractures dites de décompression n'ayant pas évolué dans le temps ;
- De nombreux désordres sur le béton : épaufrures de 4 à 15 cm notamment en partie haute du massif et fissures (en partie basse du massif) de quelques centimètres et jusqu'à 30 cm pour certaines fissures. Certaines d'entre elles **sont évolutives** ;



- Une couverture béton présentant une détérioration et une grande hétérogénéité des matériaux avec une mauvaise répartition des granulats visibles. **La couverture en béton armé s'est dégradée avec le temps ;**
- Un fort taux d'humidité au droit des fissures probablement dû au ressuage des eaux de pluie du bassin ou au déversement constant des eaux du barrage sur le massif ;
- Des venues d'eau, observées au niveau du substratum rocheux affleurant.

Par ailleurs, il apparaît que **des vides sont présents au droit des sondages géotechniques réalisés, ces vides peuvent atteindre 30 cm d'épaisseur.**



Figure 63: Sondages sur massif de butée Rive Droite

5.1.2.2 Culées

Les culées Rive Droite et Rive Gauche ont été examinées au regard :

- Des inspections visuelles réalisées dans le cadre des **VTA** ;
- Des **ortho-photos** issus de l'examen aérien par drone ;
- Des résultats des **reconnaitances géotechniques** réalisées en juillet/août 2020 sur la culée RG, fournis en annexe 3.4;
- De l'auscultation de 2 échantillons de béton au microscope à balayage (MEB) [Réf 10].

Ces inspections ont été complétées en septembre 2021 par un examen visuel détaillé. Ce relevé a abouti à la réalisation d'un plan d'implantation des désordres observés et d'une planche photographique de ces derniers, fournis en annexe 3.1.

Le risque RSI n'apparaît ni d'un point de vue chimique (étringite secondaire), ni d'un point de vue physique (remplissage des pores). **Il peut donc être écarté tout risque de réaction sulfatique interne (RSI) ou de réaction alcali-granulat (RAG) sur l'ouvrage.**

En rive gauche, le plan basal plonge rapidement dans le rocher à l'aval ce qui limite les débouchés au-dessus du TN. **Ainsi aucun coin ne se dégage d'un point de vue géométrique.**

En rive droite, un seul coin potentiel est réellement identifié. **L'étude détaillée des efforts s'appliquant au dièdre permet ensuite de conclure à sa stabilité** [Réf 5].

Les culées Rive Droite et Rive Gauche apparaissent en **bon état général**. Elles présentent les quelques défauts suivants :



- Présence légère de mousses ;
- Quelques armatures sont apparentes ;
- Présence de coulures de calcite (côté amont pour la culée RG et coté aval pour la culée RD) ;
- Certains joints verticaux dégradés en RG (présence d'éclats de béton) ;
- Un faïençage en arase supérieure de la culée RD.

Ces défauts ne sont pas nouveaux et sont sans évolution.

5.1.2.3 Fosse aval

5.1.2.3.1 Fosse aval Rive Droite

La fosse aval RD du barrage a été examinée au regard **des levés topographiques et bathymétriques** réalisés respectivement en septembre 2020 et mars 2021 [Réf 15].

Les résultats de ce relevé sont fournis en annexe 3.2.

A l'occasion de ce relevé, un comparatif avec les relevés de 2003 et 2012 a été mené.

Zone en pied de chambre aval

La synthèse de la comparaison des données bathymétriques en pied de la chambre met en évidence une potentielle évolution à la hausse, qui indiquerait que des sédiments se sont accumulés en pied de la chambre aval.

Zone en pied du massif de butée Rive Droite

La synthèse de la comparaison des données bathymétriques en pied du massif de butée rive droite ne met pas en évidence d'évolution notable entre les différentes périodes où les relevés ont été effectués.

On retiendra :

- **qu'il n'y a pas eu d'évolution notable de la bathymétrie en pied du barrage ;**
- **que la position du rocher n'est pas connue. Cette dernière sera à déterminer au moment des travaux.**

Depuis la dernière bathymétrie de 2012, le niveau de sollicitation maximal que le barrage a rencontré est une surverse atteignant la cote de 228.45 m NGF en 2014 et 2015, soit un débit estimé de l'ordre de 310 m³/s.

5.1.2.3.2 Fosse aval Rive Gauche

Le tapis de protection aval RG du barrage a été examiné au regard **des reconnaissances géotechniques** réalisées en août 2022 [Réf 14].

Les résultats de ce relevé sont fournis en annexe 3.5.



Quatre sondages courts ont été réalisés en août 2022 dans la carapace béton de la fosse aval RG afin d'identifier le contact entre le béton et le rocher.

Les premiers dépouillements des sondages géotechniques ont montré que le **collage béton/rocher n'est pas parfait** sur tous les points de sondages mais que le **rocher est peu altéré**. Par ailleurs, des aciers ont été retrouvés dans 3 forages sur 4 laissant présager qu'il s'agit d'un **ouvrage armé**. Par ailleurs, la **carapace a très peu évoluée** depuis les travaux de 2002.

5.1.2.4 Chambre aval

La chambre des vannes aval est inspectée **lors de chaque VTA**.

La chambre présente un **bon état** malgré l'existence d'infiltrations provenant du toit (surverse). Ces infiltrations ne sont pas nouvelles et sont en quantité limitée.

Il est rappelé que ce local a pour vocation d'être non étanche afin de permettre un équilibrage des pressions hydrostatiques lors des crues.



Figure 64: Ouverture dans la voile existant permettant l'équilibrage des pressions hydrostatiques lors des crues

5.1.2.5 Ouvrage d'évacuation – Vannes et circuit de vidange

Il est à noter que les équipements et le circuit de vidange n'ont pas fait l'objet d'inspections particulières, les travaux initiaux ne prévoyant pas leur remplacement. Néanmoins, l'occasion que représente cette opération de sécurisation du complexe hydraulique formé par le barrage de Sainte Cécile d'Andorge et des Cambous a conduit le Maître d'Ouvrage en cours de projet à envisager une modification du circuit de vidange. Cette modification ayant pour but d'augmenter la capacité hydraulique de restitution de l'ouvrage à environ 8 m³/s contre 5.4 m³/s actuellement (débit insuffisant ne permettant pas une vidange de la retenue durant certaines périodes de l'année).



La vantellerie et les organes de manœuvre ont donc été examinés au regard des inspections visuelles réalisées dans le cadre des **VTA**.

VANTELLERIE ET ORGANES DE MANŒUVRE

Une inspection caméra du conduit de vidange par l'aval a été réalisée le 10/09/2019 et a confirmé la **présence d'un bois au niveau de la vanne papillon**, bloquant ainsi toute manœuvre de la vanne de garde.

La tringlerie permettant d'actionner le jet-creux a été changée le 14/09/2016. Ces travaux ont permis de remettre en service la vanne à jet creux de vidange qui était restée bloquée en position ouverte à 50% lors d'une manœuvre.

Pour mémoire, lors de l'ETC en 2012, la conduite de vidange présentait un **bon état**. La partie à l'aval de la vanne papillon présentait quelques chancres de corrosion. De plus, les mesures d'épaisseur montraient des valeurs très proches (écart inférieur au millimètre) de l'origine (2003), témoignant du bon état de la conduite.

MANŒUVRES

La vanne à jet creux de vidange fait l'objet de manœuvres **d'essais courants** par l'exploitant et d'essais ponctuels lors des **VTA** notamment. La vanne de garde de vidange n'est plus manœuvrée depuis 2019 et la présence du bois bloqué.

D'après le dernier rapport de surveillance, **aucun problème n'a été rencontré lors de ces essais**.

5.1.2.6 Ouvrage d'évacuation – Vannes et circuit de restitution

Pour les mêmes raisons que le circuit de vidange, les équipements et le circuit de restitution n'ont pas fait l'objet d'inspections particulières, les travaux initiaux ne prévoyant pas leur remplacement.

La vantellerie et les organes de manœuvre ont donc été examinés au regard des inspections visuelles réalisées dans le cadre des **VTA**.

VANTELLERIE ET ORGANES DE MANŒUVRE

Lorsque la prise à niveau variable est hors d'eau et les vannes papillon de garde et jet creux ouvertes, on observe toujours un débit de fuite. Ce débit de fuite provient d'une légère fuite au niveau d'une soudure du conduit (observée lors de l'ETC 2012). L'exploitant indique ne pas avoir constaté d'évolution du débit de fuite sur les dernières périodes.

Tout comme pour l'organe de vidange, la tringlerie permettant d'actionner le jet-creux a été changée le 14/09/2016. Ces travaux ont permis de remettre en service la vanne à jet creux de restitution qui était restée bloquée en position ouverte à 100% lors d'une manœuvre. Toutefois, cette vanne s'est une nouvelle fois bloquée en position ouverte à 90% en 2018. La vanne à jet creux a été remise en service en septembre 2020 suite à l'intervention d'une entreprise spécialisée : révision des systèmes de manœuvre (renvois d'angles, vis sans fin, tringlerie), rectification et graissage des glissières du fouloir.

Les portions de conduites présentes dans la chambre des vannes ainsi que les vannes papillons sont en bon état apparent. Les quelques traces de corrosion au droit des mesures réalisées lors de l'ETC 2012 ont été décapées et un traitement anticorrosion appliqué.



Par ailleurs, les mesures d'épaisseur réalisées dans le cadre de l'ETC 2012 montraient des valeurs très proches (écart inférieur au millimètre) de l'origine (2003), témoignant du **bon état de la conduite**.

MANŒUVRES

La vanne à jet creux de restitution et la vanne papillon de garde font l'objet de manœuvres **d'essais courants** par l'exploitant et d'essais ponctuels lors des **VTA** notamment.

D'après le dernier rapport de surveillance, **aucun problème n'a été rencontré lors de ces essais**.

5.1.2.7 Dispositifs d'auscultation

Un contrôle du bon fonctionnement de chaque appareil du dispositif d'auscultation est assuré par les agents du barrage à **chaque mesure ou relevé**.

Des contrôles visuels non exhaustifs sont également réalisés **lors des VTA**.

PENDULE

L'ancrage du pendule inversé présente un bon état global.

La table de mesures est en bon état. Le niveau d'eau du bac dans lequel est positionné le flotteur est bon.

DRAINS/PIEZOMETRES

Les drains, positionnés à l'aval de l'ouvrage (sur les massifs de butée et sur le tapis de protection en rive gauche), n'amènent pas de commentaire particulier.

A noter que ces drains deviennent inaccessibles lorsque que l'ouvrage déverse.

VINCHONS

Les deux vinchons situés dans la galerie de l'ouvrage sont en bon état.

Il est connu que la prise de mesures du rejet sur les vinchons existants est difficile compte tenu :

- d'un manque de place pour placer correctement le pied à coulisse ;
- d'un léger décalage entre les deux ergots de mesure.



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

5.2.1 Conception initiale du barrage et des organes annexes, construction et travaux importants

Le présent chapitre aborde habituellement la justification structurelle des ouvrages lors de leur conception initiale ou des travaux ultérieurs qui les ont éventuellement concernés, les faits importants lors de leur construction, le traitement de leurs fondations, la mise en eau et le déroulement des travaux importants postérieurs à la construction.

Les travaux envisagés sur l'ouvrage n'impactent en rien l'analyse de ces éléments de conception initiale. Nous renvoyons par conséquent le lecteur à l'EDD 2013 où il pourra retrouver ces informations. L'objectif de la présente Etude de Dangers étant d'étudier les modifications apportées par les travaux sur l'ouvrage, nous mettrons donc l'accent sur les études récentes permettant de justifier les choix de conception finalement retenus pour l'opération de sécurisation (cf. §5.2.4).

5.2.2 Comportement de l'ouvrage

L'objet de ce paragraphe est l'évaluation actualisée du comportement de l'ouvrage.

Pour cela, on analyse habituellement le comportement de l'ouvrage sur une période récente, et on le compare à son comportement historique. Les travaux étant basés uniquement sur le comportement récent de l'ouvrage, la présente Etude de Dangers n'abordera exclusivement que cette analyse.

L'analyse du comportement de l'ouvrage présentée ci-après s'appuie donc sur l'analyse des données récentes d'auscultation, et ce au travers les derniers rapports d'auscultation produit annuellement pour cet ouvrage. Le dernier rapport en date intègre les mesures de Mai 2020 à Avril 2021.

5.2.2.1 Comportement à la mise en eau

Sans objet pour la présente Etude de Dangers.

5.2.2.2 Comportement historique

Sans objet pour la présente Etude de Dangers.

5.2.2.3 Comportement récent

Les données ci-dessous ont été utilisées pour la vérification de la stabilité du barrage (calage du modèle numérique notamment) et de facto pour la justification des travaux.

DEPLACEMENTS ET PHENOMENES GEOMECHANIQUES

Pendule :

L'analyse à conditions constantes des mesures réalisées depuis 2003, montre un comportement de la voûte conforme à ce type d'ouvrage, à savoir :



- un déplacement amont-aval de la voûte influencé par la saison : les effets thermiques engendrent une dilatation ou une rétractation des bétons qui provoque, en période chaude, un déplacement de l'ouvrage vers l'amont, en période froide, un déplacement vers l'aval,
- un déplacement rive à rive faible, peu influencé par la saison.

Les amplitudes saisonnières amont-aval du modèle d'analyse statistique type HST sont égales à 11,00 mm et à 0,94 mm pour celles rive à rive.

Les déplacements irréversibles du pendule inversé montrent une légère tendance à dériver vers l'amont. Néanmoins, ce propos est à nuancer en raison de la constitution du pendule dont l'ancrage est situé en pied de voûte. Les déplacements ne sont donc pas des déplacements absolus, du barrage par rapport à sa fondation, mais relatifs, de la crête par rapport au pied du barrage. Ce propos recoupe les tests menés sur les bétons dans le cadre du dossier de révision spéciale du barrage montrant une tendance au gonflement. Ce gonflement pourrait justifier cette tendance.

En outre, il peut être également émis l'hypothèse que cette dérive est en grande partie induite par la récente et constante hausse des températures extérieures. Cette analyse fine est détaillée dans l'étude de stabilité du barrage des Cambous [Réf 5] :

- L'analyse des températures entre 2003 et 2020 indique une dérive de $3,12 * 10^{-4} \text{ } ^\circ \text{C/jour}$ soit $0,114 \text{ } ^\circ \text{C/an}$;
- L'amplitude saisonnière de la voûte est de 11mm pour une amplitude thermique allant de 6°C en période hivernale à 25°C en période estivale, soit $25 - 6 = 19 \text{ } ^\circ \text{C}$. Ceci correspond alors à une réaction thermique de la voûte de $11/19 = 0.579 \text{ mm}/^\circ \text{C}$
- Sur 17 années de mesures (de 2003 à 2020), l'ordre de grandeur du déplacement irréversible vers l'amont dû à la hausse des températures est de $0.579 \times 0.114 \times 17 = 1.12 \text{ mm}$.

Cette valeur de 1.12 mm est très proche des 1.30 mm de dérive mesurés par l'analyse HST :

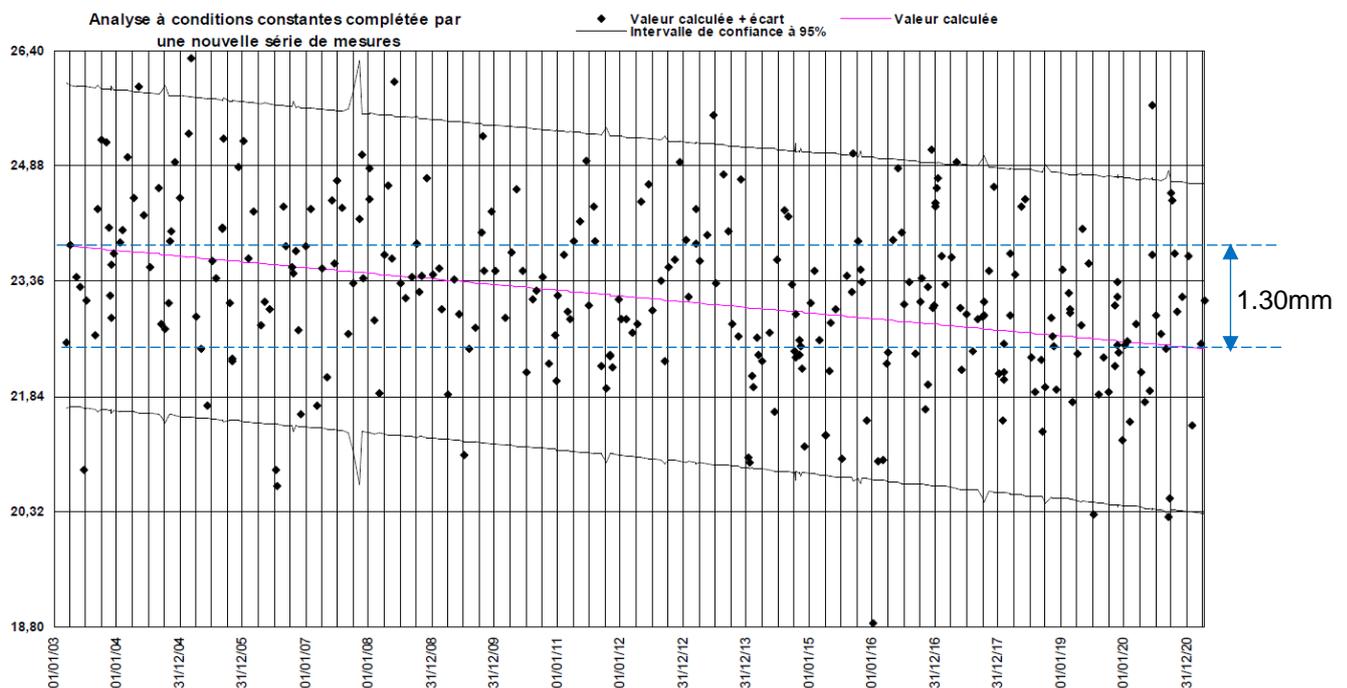


Figure 65 : Déplacement irréversible vers l'amont du pendule inversé



L'influence du plan d'eau sur les déplacements du pendule est faible en raison du marnage faible et compte tenu de la conception de l'ouvrage (faible rapport hauteur/longueur). L'influence du plan d'eau apparaîtra donc toujours plus faible que celle de la saison.

Ecartement des joints :

Depuis 2001, les variations des mesures dans les trois dimensions sont limitées dans une bande d'écart relatifs comprise entre +0,82 et -0,75 mm. Ces valeurs restent très faibles, dans un intervalle de valeurs légèrement supérieur au millimètre.

L'analyse de ces légers déplacements, permet d'identifier les phénomènes suivants qui sont caractéristiques des barrages voûtes :

- Selon l'axe des X (déplacements de rive à rive), les variations mesurées témoignent de la respiration saisonnière de l'ouvrage, qui s'observe de manière plus significative en rive droite vraisemblablement en raison de l'exposition du barrage ;
- Selon l'axe des Y (déplacement amont-aval), on constate une légère symétrie des déplacements plus ou moins marquée selon les années. C'est-à-dire que lorsque la mesure effectuée en rive droite augmente celle mesurée en rive gauche diminue, et dans ce cas-là, le barrage se déplace vers l'aval. Ce phénomène est tout de même à relativiser au vu de l'amplitude des mesures et compte tenu de la précision intrinsèque à la mesure ;
- Selon l'axe Z, on constate une symétrie des déplacements plus ou moins marquée selon les années. C'est-à-dire que lorsque la mesure effectuée en rive droite augmente, celle mesurée en rive gauche diminue, et dans ce cas-là, la crête du barrage se déplace vers le haut.

A noter, pour cette dernière dimension, que les mesures en rive gauche ont enregistré un décalage des mesures d'environ 0,5 mm en mars 2009 qui semblerait indiquer un léger tassement de l'ouvrage. Les variations tendent à se stabiliser depuis. L'ergot de mesure du vinchon a pu légèrement se dégrader engendrant cet offset. Une protection contre les suintements a été mise en place au droit des vinchons afin de limiter le dépôt de calcite.

Topographie :

On constate, sans surprise, que le barrage observe le comportement suivant :

- lors des périodes froides (mesures 1998, 2001, 2013 et 2015) le barrage se rétracte et la voûte bascule vers l'aval ;
- lors des périodes chaudes, le barrage se dilate et on assiste à un basculement de la voûte vers l'amont.

Les mesures planimétriques effectuées en 2021 sont dans la continuité des campagnes de juillet 2018, juillet 2019 et septembre 2020. La cocarde 34 présente toujours un décrochage par rapport aux cocardes 35 à 37. Ce décrochage s'observe également sur la cocarde 33 depuis la dernière campagne également réalisée en période estivale. Ce phénomène reste à suivre.

Concernant les mesures altimétriques au droit des rivets, il est également normal d'observer un « affaissement » de l'ouvrage lors des périodes froides où le béton se rétracte par rapport aux périodes plus chaudes où le barrage se dilate. Les valeurs des mesures effectuées en 2021 sont proches de celles mesurées durant les campagnes de septembre 2011 et septembre 2020.

L'analyse rivet par rivet a montré que les rivets 11, 12 et 13 observaient une légère augmentation progressive sur la période [2017-2019]. Alors que la campagne topographique 2020 enregistrait une stagnation des valeurs pour ces rivets, la campagne 2021 met quant à elle en évidence un très léger retour des déplacements (de l'ordre de 0,1 mm par rapport à 2020). Le phénomène reste à suivre lors des prochaines campagnes topographiques afin d'écarter un possible phénomène de dérive de ces rivets.



MESURES HYDRAULIQUES

Drainage :

L'ouvrage est muni depuis 2003 de 20 drains dont le comportement est assez uniforme dans le temps, à savoir qu'ils sont mesurés soit à la sonde (dans la partie centrale de l'ouvrage), soit en débit (au niveau des rives). Les mesures sont effectuées de manière épisodique lorsque le barrage ne déverse pas. Depuis juillet 2012, le Conseil Départemental a obtenu l'autorisation de la Police de l'Eau pour abaisser trimestriellement le plan d'eau et permettre une mesure des drains.

Les principaux drains débitant se situent plutôt en rives. Les débits sont assez constants mis à part pour le drain DF15 dont le débit tend vers une diminution, notamment depuis 2009. A noter que l'abaissement trimestriel du plan d'eau a permis d'augmenter la fréquence des mesures des drains et de confirmer ce point.

Il est à noter que les débits de drainage restent difficiles à lever en période hivernale en raison du débit de surverse. De plus la rive droite est encore moins souvent relevée en raison de la présence de l'échancrure du déversoir qui surverse quasiment en permanence.

Le débit de drainage moyen total du barrage est 5,5 L/min sur la période 2003-2009, dont 3,3 L/min pour le drain DF15. Ce débit chute à 1,77 L/min sur la période 2009-2017, dont 0,72 L/min pour le drain DF15. Sur la période 2018-2021, le débit de drainage moyen total du barrage est de 1.21 L/min et aucune mesure de débit n'a été relevée pour le drain DF15 (mesuré uniquement à la sonde).

Piézométrie :

Les drains ne débitant pas sont mesurés à la sonde, comme des piézomètres et sont essentiellement situés en partie centrale de l'ouvrage.

Leur niveau est assez stable avec une fourchette de variation située entre 0 et 1m sous la cote des têtes de drains, sauf pour le drain DF1 dont le niveau piézométrique se situait 3m en dessous de la cote de tête, depuis l'été 2009. Les mesures de 2021 confirment le retour à des valeurs plus élevées observées depuis 2013 (environ 2m en dessous de la cote de tête).

Le niveau moyen piézométrique est de 214,6 mNGF montrant bien l'efficacité du voile d'étanchéité du barrage.

On notera que jusqu'en 2016, le niveau piézométrique de DF16 était situé approximativement 20 cm en dessous de la cote de tête du drain. De mars 2016 à octobre 2017, le niveau a progressivement diminué jusqu'à atteindre une profondeur de 70 cm. Ce niveau s'est maintenu en 2021. De la même manière, depuis 2017, le drain DF15 présente un niveau piézométrique situé environ 50 cm en dessous de la cote de tête du drain (alors que débitant précédemment).

5.2.2.4 Conclusion sur le comportement de l'ouvrage

Les mesures d'auscultation montrent un comportement satisfaisant de l'ouvrage.

DEPLACEMENTS ET PHENOMENES GEOMECHANIQUES

L'analyse des déplacements et des phénomènes géomécaniques de l'ouvrage montre que le comportement mécanique de l'ouvrage est bon. Il n'est pas décelé d'anomalie ou de phénomène pouvant à terme remettre en cause la stabilité de l'ouvrage.

Les différents appareils d'auscultation donnent des mesures cohérentes entre elles.



COMPORTEMENT HYDRAULIQUE

Le comportement hydraulique du barrage des Cambous est globalement bon.

On retiendra toutefois que la surveillance de l'évolution du niveau piézométrique de DF1, DF15 et DF16 est à poursuivre lors des prochaines mesures.

5.2.2.5 Optimisation du dispositif d'auscultation

Le barrage de Cambous présente un rapport L/H de 3,8 permettant de le considérer comme un barrage voûte en vallée plutôt large.

La spécificité de ce type de barrage est de connaître des déplacements aval plus prononcés au droit des consoles centrales, notamment en période hivernale et pour des cotes de plans d'eau importantes. Ces déplacements peuvent engendrer une fissuration horizontale du pied de barrage et une augmentation des sous-pressions en fondation.

Afin de suivre les éléments précurseurs de ce type de phénomène, l'analyse des dispositifs d'auscultation du barrage a mis en exergue une assez bonne surveillance des déplacements du barrage et une surveillance moindre des sous pressions en fondation.

Afin de proposer des dispositifs d'auscultation adaptés au barrage, différents documents et données en lien avec le sujet ont été analysés durant les phases de Diagnostic, Avant-Projet et Projet du projet de sécurisation :

- Étude préliminaire d'analyse du dispositif d'auscultation vis-à-vis de la spécificité des barrages voûte en vallée large [Réf 11] ;
- Données d'auscultation sur la période [2001 – 2020] ;
- Avis de l'INRAE (anciennement IRSTEA) sur l'étude préliminaire [Réf 12] ;
- Recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages voûtes du CFBR [Réf 29] ;
- Étude de stabilité du barrage [Réf 5].

Il ressort de cette analyse les besoins d'amélioration suivants :

Pour le suivi de la déformation du barrage :

- Mise en place d'un deuxième pendule inversé en pied de barrage ;
- Mise en place de 6 nouveaux vinchons en galerie du barrage ;

Pour le suivi des pressions interstitielles :

- Mise en place de 2 piézomètres (un au droit de chaque culée) ;
- Mise en place de 3 cellules de pressions interstitielles au niveau des 3 plots centraux ;
- Mise en place de 4 drains complémentaires en aval rive droite ;
- Mise en place de 4 drains supplémentaires de grande longueur dans le massif de butée rive droite ;
- Mise en place de deux collecteurs permettant de canaliser les débits de drainage jusqu'à la cabine aval.

Le détail technique et les objectifs de ces nouveaux dispositifs sont présentés au chapitre 3.1.10.



Par ailleurs, l'ajout de ces nouveaux équipements permettra davantage d'analyses couplées entre différents types de dispositifs et ainsi une appréhension plus fine des phénomènes observés sur l'ouvrage.

5.2.3 Bilan d'état — Diagnostic par partie d'ouvrage

Le présent paragraphe dresse le bilan d'état des parties d'ouvrage impactées par les travaux.

5.2.3.1 Génie Civil

MASSIF DE BUTEE RIVE DROITE

Les désordres relevés sur le massif rive droite ne semblent pas être uniquement la conséquence directe du jet d'eau s'écoulant sur le barrage au niveau de l'échancrure cependant celui-ci contribue à détériorer la couverture en béton armé. La cause des fissures en partie basse du massif de butée rive droite serait les tassements différentiels, le choc des corps flottants et dans une moindre mesure le gel.

Désordres sur le béton

Un ensemble d'épaufrures et de fissures, dont certaines d'entre elles sont évolutives, est repéré sur le massif de butée rive droite.

La position et l'évolution de ces désordres nécessitent des travaux de confortement :

- Mise en œuvre d'un treillis soudé et de béton projeté d'épaisseur 20 cm sur le massif de butée existant. La mise en place d'un ancrage/clouage modéré viendra compléter ce confortement et assurer une bonne tenue de cette nouvelle carapace ;
- Nettoyage et injection des fissures à l'aide d'un coulis de ciment ;
- Réparation des épaufrures, situées notamment sur la partie de massif au-dessus du trottoir de cheminement, par repiquage, brossage des éléments désolidarisés, nettoyage et comblement à l'aide d'un mortier de réparation.

Vides sous la couverture béton et venues d'eau

L'analyse chimique des venues d'eau montre clairement que l'eau qui percole en pied aval du massif rocheux provient de la retenue, confirmant des débits certes faibles mais fuyants par le massif rocheux. Il est conclu que le voile d'étanchéité ne joue plus pleinement son rôle. Afin de pérenniser la solution de confortement proposée ci-avant, les vides et venues d'eau constatées seront également à traiter par :

- Des injections basse pression tout en ayant une vigilance particulière sur les résurgences. L'injection sera réalisée en plusieurs étapes successives dans un ensemble de perforations courtes, qui joueront le rôle d'évents et permettront de suivre la bonne répartition du coulis. Des essais d'eau seront réalisés au préalable dans ces forages afin d'adapter les coulis et la pression d'injection. Ces injections de consolidation seront suivies par des forages/injections d'étanchéité de la rive droite (en commençant par la ligne amont située sous la voûte) ;
- La mise en place de drains descendants. Ces forages draineront les circulations aquifères résiduelles entre le béton et le substratum rocheux. Afin d'améliorer leur efficacité, ils seront inclinés de telle sorte à recouper le contact béton/rocher. Le positionnement des drains descendants sera affiné au moment des travaux sur le massif de butée et plus particulièrement au moment de sa déconstruction partielle.

CULEES

Les défauts observés sur les culées sont sans évolution et ne sont pas de nature à remettre en cause l'intégrité structurelle de l'ouvrage. Aucune préconisation de reprise n'est faite, un point sur leur éventuelle évolution lors du prochain diagnostic exhaustif est proposé.

A noter que le suivi de ces culées sera renforcé après les travaux par :

- L'installation de piézomètres qui permettra de vérifier les niveaux de sous-pression et ainsi s'assurer des hypothèses retenues dans l'étude de stabilité [Réf 5] ;
- La mise en place de 4 drains dans le massif de butée RD qui permettra de drainer les venues d'eau dans cette zone et ainsi s'assurer des hypothèses retenues dans l'étude du coin rocheux [Réf 5].

FOSSE AVAL

Fosse aval Rive Droite

Les levés topographiques et bathymétriques récents ne relèvent pas d'évolutions majeures en pied du barrage. Ce point est à nuancer du fait que :

- Il est en effet probable qu'une couche de matériaux alluvionnaires ou de blocs (issus de la fragmentation du substratum) soit présente en fond de fosse, la bathymétrie réalisée ne permet pas de connaître la nature du fond de la fosse de dissipation. Il sera donc nécessaire de réaliser en phase travaux des purges localisées lorsque la fosse sera vidée ;
- Il est suspecté la présence d'un amas de rochers qui résulterait de l'érosion du fond de la fosse. Cette suspicion résulte de la différence notable sur la vue aérienne entre la zone encadrée et la zone au Nord de celle-ci où le rocher est affleurant.

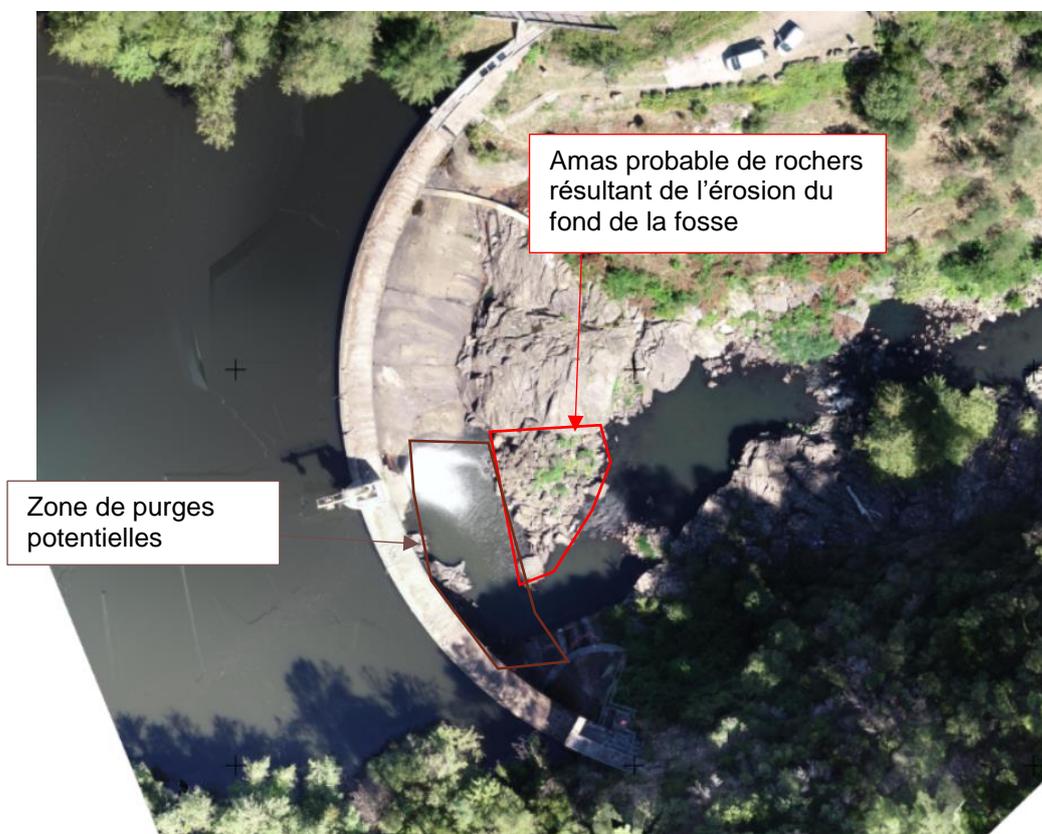


Figure 66 : Repérage de l'amas de rocher et de la tranchée nécessaire à l'évaluation des matériaux de la fosse



Par ailleurs, les analyses du risque d'érosion au pied du barrage menées dans le cadre des rapports [Réf 3] et [Réf 4] (cf. chapitre 5.2.4.2) concluent sur la nécessité de mettre en œuvre une protection de la fosse aval rive droite afin de limiter les risques d'affouillement. Cette protection viendrait compléter la protection déjà existante en rive gauche.

Compte tenu des niveaux d'eau et de la puissance du jet, il est proposé de retenir les dispositions suivantes :

- Purge et déroctage superficiel dans l'emprise du futur confortement. Evacuation des matériaux ;
- Protection de l'intégralité de la zone d'impact en rive droite et devant la chambre de restitution aval (environ 14 m x 30 m) ;
- Épaisseur de béton variable avec un minimum de 0,6 m. Les surépaisseurs permettent de tenir compte de la topographie existante et de la purge superficielle ;
- Deux nappes de treillis au sein du tapis (une nappe inférieure et une nappe supérieure) ;
- Ancrages Ø 32 de longueur scellée 4 m, espacés d'un mètre en quinconce (soit 1 ancrage par mètre carré) ;
- 3 joints longitudinaux (sens amont/aval) avec waterstop et interruption des treillis au droit des joints. Un drainage par demi-coque béton sera réalisé au droit de ces joints. Les demi-coques seront placées entre le béton et le rocher. Des regards de visite seront ajoutés en amont des drains à proximité du cheminement piéton en pied du barrage ;
- 1 joint transversal (en travers de l'écoulement du Gardon) relié aux joints horizontaux pour faciliter l'écoulement ;
- Une bêche parafouille en aval du tapis, ancrée dans le rocher et comprenant les résurgences des drains. La profondeur de cette bêche sera adaptée en fonction de la qualité du rocher rencontrée lors des excavations.

Une reconnaissance du fond de la fosse aval et une étude géotechnique de type G3 au sens de la norme NFP 94-500 de novembre 2013 comprenant des sondages carottés et des reconnaissances géophysiques seront réalisées afin de :

- Déterminer la nature du fond de la fosse et l'épaisseur des alluvions (s'il y en a) ;
- De permettre à l'entreprise travaux de réaliser les études d'exécution des solutions de confortement de la fosse aval, du massif de butée et de la fondation de la nouvelle chambre aval ;
- Définir la profondeur du substratum au niveau de la fosse aval ;
- Définir l'indice d'érodabilité du rocher sain ;
- D'étudier la solution de batardage aval.

Fosse aval Rive Gauche

En ce qui concerne la rive gauche, les sondages réalisés en aout 2022 et l'analyse du risque d'érosion du pied aval (cf. chapitre 5.2.4.2) conduisent à retenir les dispositions suivantes :

- Déconstruire le cheminement piéton existant présent dans l'emprise du tapis existant ;
- Réaliser une nouvelle carapace en béton coulé en place sur le tapis existant :
 - D'épaisseur minimale 30cm ;
 - Avec 2 nappes de treillis soudés en nappe supérieure et inférieure ;
 - Ancré au moyen de barres d'ancrage courts Ø 32 de 2.50m de longueur permettant de solidariser la nouvelle carapace avec la masse rocheuse sous-jacente. Une densité d'un ancrage par mètre carré est retenu ;



- Nettoyer et prolonger les barbacanes existantes ;
- Prolonger les têtes de drains existants pour qu'ils puissent s'intégrer à la surépaisseur de béton de la nouvelle carapace ;
- Reprendre le cheminement piéton déconstruit en l'adaptant à la nouvelle géométrie de la zone (y compris dépose et repose de la main courant existante).

CHAMBRE AVAL

Le Génie Civil de la chambre aval est en bon état général. Il présente au niveau du toit de légères infiltrations issues d'un défaut de mise en œuvre ou d'un léger vieillissement de l'ouvrage, mais qui ne remettent pas en cause la stabilité structurelle du local.

Les travaux prévus sur cette chambre aval sont par conséquent davantage d'ordre géométrique que structurel. L'ajout des nouveaux équipements (vannes annulaires et débitmètre) et dispositifs d'auscultation (pendule inversé et bacs collecteurs) nécessite en effet un agrandissement du local.

Le détail des travaux réalisés sur cette chambre aval est présenté au chapitre 3.1.2.3.

5.2.3.2 Hydroélectromécanique

Les organes hydroélectromécaniques de l'ouvrage sont globalement en bon état. Les essais réalisés régulièrement par l'exploitant sont satisfaisants, et l'entretien est régulier.

OUVRAGE D'EVACUATION – VANNES ET CIRCUIT DE VIDANGE

Vanne de garde, blocage d'un bois

Depuis 2015, la vanne de garde reste bloquée en position ouverte à cause d'un bois qui s'est coincé sous l'opercule de la vanne papillon.

L'extraction de ce bois par l'amont était initialement prévue en 2022 mais la découverte d'un important taux d'engravement au niveau de la chambre d'entonnement amont n'a pas permis d'y accéder.

Dans ces conditions, et dans le cadre des travaux de sécurisation, il est prévu :

- La réalisation de travaux de désengravement autour et dans la chambre d'entonnement amont de l'ouvrage ;
- L'enlèvement du bois coincé.

Vanne à jet creux

Les modifications prévues sur le conduit de vidange résultent essentiellement d'un besoin d'augmenter la capacité hydraulique d'évacuation de l'ouvrage.

Les travaux de renouvellement des équipements hydromécaniques comprennent :

- La fourniture et la pose d'une longueur droite à brides en DN 700. Elle sera munie d'un piquage en DN 100 pour l'équilibrage et d'un piquage en DN 80 pour la vidange ;
- La fourniture et la pose d'un divergent à brides en DN 700 / DN 900 avec un angle de 8° ;
- La fourniture et la pose d'une vanne annulaire motorisée en DN 900 avec commande déportée en tête de la galerie ;
- La fourniture et la pose d'une bride d'adaptation entre la vanne et la manchette ;



- La fourniture et la pose d'une manchette à brides en DN 1300 avec collerette d'ancrage à sceller dans le voile aval en béton armé.

Les pièces de tuyauterie seront en acier et revêtues d'une protection par peinture époxy.

La modification de la technologie de vanne résulte d'un retour de l'exploitant de l'ouvrage qui fait remonter des problématiques de casses récurrentes sur la tringlerie, dues aux nombreux renvois d'angles.

La vanne annulaire à piston est conçue pour la régulation de débit / de pression, évitant les phénomènes de cavitation tout en offrant une oxygénation de l'eau. Ce type de vanne est mécaniquement moins complexe qu'une vanne à jet creux car elle ne repose pas sur la conjugaison de deux axes et réducteurs entraînés par un servomoteur. Ici, il n'y a qu'un axe de manœuvre. Son montage est également plus simple.

OUVRAGE D'EVACUATION – VANNES ET CIRCUIT DE RESTITUTION

Débits de fuite

Le débit de fuite observé au niveau du circuit de restitution apparaît sans évolution notable. Les débits maximaux mesurés ces dernières années demeurent de l'ordre de 1L/min. Compte tenu du caractère non évolutif de cette venue d'eau et des faibles valeurs mesurées, aucune préconisation de reprise n'est faite. Le maintien de son suivi est simplement proposé.

Vanne à jet creux

Les modifications prévues sur le conduit de restitution résultent essentiellement d'un besoin d'augmenter la capacité hydraulique d'évacuation de l'ouvrage.

Les travaux de renouvellement des équipements hydromécaniques comprennent :

- La fourniture et la pose d'un divergent à brides en DN 700 / DN 800 avec un angle de 8°. Il sera muni d'un piquage en DN 100 pour l'équilibrage et d'un piquage en DN 80 pour la vidange ;
- La fourniture et la pose d'un débitmètre électromagnétique en DN 800 avec convertisseur déporté en tête de la galerie ;
- La fourniture et la pose d'un divergent à brides en DN 800 / DN 900 avec un angle de 8° ;
- La fourniture et la pose d'une vanne annulaire motorisée en DN 900 avec commande déportée en tête de la galerie ;
- La fourniture et la pose d'une bride d'adaptation entre la vanne et la manchette ;
- La fourniture et la pose d'une manchette à brides en DN 1300 avec collerette d'ancrage à sceller dans le voile aval en béton armé.

Les pièces de tuyauterie seront en acier et revêtues d'une protection par peinture époxy.

Tout comme le circuit de vidange, la modification de la technologie de vanne résulte d'un retour de l'exploitant de l'ouvrage qui fait remonter des problématiques de casses récurrentes sur la tringlerie, dûes aux nombreux renvois d'angles.

Mesure fine des débits restitués

La gestion fine des débits réservés sur les barrages de Sainte Cécile d'Andorge et des Cambous est un sujet majeur pour le Conseil Départemental du Gard. Le CD30 souhaite donc équiper ses ouvrages d'appareils de mesure fiables permettant l'estimation la plus précise possible des débits restitués à l'aval. La mesure de ce débit en continu est nécessaire afin de :



- Disposer d'organes de régulation permettant de pouvoir gérer au mieux le niveau des plans d'eau amont ;
- Pouvoir rendre compte auprès des parties prenantes (acteurs locaux, police de l'eau, etc.) des débits réellement restitués à l'aval ;
- Disposer d'organes de régulation permettant une mise en œuvre du soutien d'étiage à la hauteur des attentes locales et réglementaires.

C'est pour toutes ces raisons que le projet de sécurisation prévoit l'installation d'un débitmètre électromagnétique en DN 800 avec convertisseur déporté en tête de la galerie sur le circuit de restitution, en amont immédiat de la future vanne annulaire motorisée en DN 900.

5.2.3.3 Dispositifs d'auscultation

PENDULE ET VINCHONS

Le pendule inversé et les vinchons sont en bon état et bien entretenus.

Néanmoins, la spécificité du barrage voûte en vallée large (cf. §5.2.2.5) impose de compléter les dispositifs existants par de nouveaux équipements.

A noter que le problème de mesure du rejet sur les nouveaux vinchons sera traité. Le béton à l'arrière pourra être légèrement surcreusé pour permettre le positionnement du pied à coulisse le plus droit possible.

DRAINS/PIEZOMETRES

Les drains du barrage sont en bon état général.

Inaccessibilité des drains en cas de déversement de l'ouvrage

La problématique d'inaccessibilité des drains sera résolue par les travaux d'amélioration du dispositif d'auscultation de l'ouvrage par l'installation de deux collecteurs, constitués d'une conduite acier DN200, ramenant le débit des drains dans la cabine aval. La mise en place de ces collecteurs permet d'assurer la mesure des débits de drainage par tout temps (avec ou sans déversement du barrage) ; informations manquantes à l'heure actuelle quand le barrage déverse (surtout en Rive Droite du fait de la présence de l'échancrure) :

- Côté rive gauche de la chambre aval :
 - La conduite sera placée à l'intérieur de la surépaisseur de 30cm de béton prévue sur la carapace existante et permettra, moyennant la reprise des têtes de drains existants, de collecter les débits de drainage des dispositifs situés sur la fosse aval RG ;
 - La conduite sera prolongée le long du massif de butée RG afin d'intégrer également les débits de drainage des dispositifs situés sur le massif de butée (i.e. drains 10 à 14). Cette portion de conduite sera ancrée dans le massif de butée RG et sera protéger mécaniquement contre la surverse et le risque de chutes d'embâcles par une protection en béton armée. Les têtes de drains existants devront également être reprises en conséquence ;
- Côté rive droite :
 - La conduite sera noyée dans le béton du confortement de la fosse aval et recueillera les débits de drainage des nouveaux dispositifs ;
 - La conduite sera prolongée le long du massif de butée RD afin d'intégrer également les débits de drainage des dispositifs situés sur le massif de butée. Cette portion de conduite sera :
 - Noyée dans la future carapace du massif de butée RD ;



- Ancrée dans le massif de butée RD et protégée mécaniquement contre la surverse et le risque de chutes d'embâcles par une protection en béton armée (pour les drains situés sur la partie supérieure du massif).

Les têtes de drains existants devront également être reprises en conséquence.

5.2.4 Bilan de conception

Le présent paragraphe se limite à présenter le bilan des études de conception récentes qui ont permis de justifier les différents travaux envisagés sur l'ouvrage :

- La note de calculs de stabilité 2021 du barrage ;
- La note de calculs du génie civil de la future chambre aval ;
- L'analyse du risque d'érosion au pied aval du barrage.

5.2.4.1 Conformité à l'arrêté technique du 6 août 2018

Ce chapitre vérifie la conformité des hypothèses et méthodologies des études présentées ci-dessus avec les exigences réglementaires actuellement en vigueur, et notamment l'arrêté du 6 août 2018 fixant les prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages [Réf 28], désigné dans la suite du chapitre par "ATB". Cette vérification se fera à l'appui des bilans de comportement (chapitre 5.2.2) et d'état (chapitre 5.2.3), afin de vérifier si les hypothèses prises dans les études sont actuellement valables.

5.2.4.1.1 Stabilité de l'ouvrage

L'étude de stabilité 2021 du barrage des Cambous [Réf 5] satisfait les exigences de l'ATB.

Conformément au chapitre I de l'annexe I de l'ATB, la stabilité de l'ouvrage est vérifiée pour les situations normales d'exploitation, transitoires ou rares et accidentelles ou extrêmes.

HYPOTHESES

Matériaux

Béton constitutif de l'ouvrage :

Les valeurs suivantes ont été retenues :

- Résistance à la compression de 38 MPa (valeur moyenne minorée de deux écarts-type) ;
- Résistance à la traction de 3,8 MPa (10% de la résistance à la compression) ;
- Densité : 2,37.

Les autres paramètres considérés sont les suivants :

- Module d'élasticité : $E = 20\,000$ MPa (Faute de marnage suffisant de la retenue, le calage du module d'élasticité du béton n'a pas pu être réalisé. A la place une étude de sensibilité est effectuée avec un module plus élevé (34 500 GPa) pour évaluer l'influence défavorable sur les culées) ;
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,2$;
- Coefficient de dilation thermique : $0,9 \cdot 10^{-5} K^{-1}$ (obtenu par calage).

**Fondation :**

Les caractéristiques mécaniques de la masse rocheuse retenues sont les suivantes :

Tableau 26 : Caractéristiques mécaniques de la masse rocheuse [Réf 5]

Caractéristiques mécaniques de la masse rocheuse			
Matériau	Micaschistes		
Altération	HW-MW	MW	SW
Cohésion C' (kPa)	180	280	300
Angle de frottement φ' (°)	48	56	57
Module de déformation Em (MPa)	460	2100	3290

Pour le modèle 3D les paramètres suivants ont été retenus pour le rocher de fondation et des appuis :

- Poids volumique = 0 kN/m³ afin d'évaluer les tassements dus au barrage seul (voûte et culées) ;
- Coefficient de Poisson : 0,3 ;
- Module d'élasticité : E = 20 000 MPa (obtenu par calage).

Le terrain n'est pas soumis à la dilatation thermique du fait de sa forte inertie thermique.

La température de la fondation est considérée constante et égale à la température moyenne interannuelle. Sur la station de Nîmes-Courbessac, elle est estimée à : 14,7°C arrondi à 15°C.

Interface barrage - fondation :

La loi de comportement est élastique linéaire pour le béton du barrage et le rocher de fondation.

Concernant le joint périmétral de l'ouvrage (interface barrage / fondation) et les joints de plots verticaux la loi de comportement est non-linéaire spécifique : JOINT_MECA_RUPT.

Pour rappel les valeurs suivantes ont été retenues pour l'élément JOINT_MECA_RUPT :

- Résistance à la traction : $\sigma_{\max} = 0$
- Rupture du joint : $P_{\text{rupt}} = 1,0$
- Rugosité relative : $\alpha = 2$

Températures du béton

Les températures dans le béton de la voûte ont un effet direct sur les contraintes, en raison de la dilatation thermique du béton.

Une température de clavage de 20°C a été retenue. Une analyse de sensibilité a également été conduite sur cette hypothèse pour le calcul de stabilité des culées.

Température de l'air

Les températures de l'air sont résumées ci-dessous :



Tableau 27 : Hypothèses de températures retenues pour l'air [Réf 5]

Températures	Interannuelles	Décennales T_{10}	Millénales $T_{1\ 000}$	Décamillénales $T_{10\ 000}$
Eté	+25°C	+29°C	+34°C	+37°C
Hiver	+6°C	-2°C	-11°C	-15°C

Températures de l'eau

La prise en compte des effets thermiques due à la retenue est effectuée en considérant un niveau d'eau à RN quelle que soit la combinaison étudiée.

Sous-pressions

Les sous-pressions sont intégrées au calcul par l'introduction d'éléments joints non-linéaire qui modélisent l'ouverture potentielle de fissures en pied de voûte et entre plots. En cas d'ouverture de fissure, la pression hydrostatique se propage à l'intérieur de la fissure et le calcul tient compte de la nouvelle répartition des efforts de façon itérative

Modèle

La modélisation structurelle 3D de la voûte a poursuivi trois objectifs :

- S'assurer que les contraintes dans le béton de la voûte n'excèdent pas les contraintes admissibles ;
- Estimer les efforts sur les culées (en complément de la méthode des arcs) afin de d'étudier la stabilité des culées par le calcul des coins de Londe ;
- Estimer les efforts de cisaillement en pied de voûte afin d'étudier la reprise de ces efforts par les plots centraux.

La stabilité du barrage pour chaque situation de projet est calculée à l'aide d'un modèle aux éléments finis sur le logiciel Code_Aster. La fondation du barrage est également considérée. Un modèle tridimensionnel est réalisé.

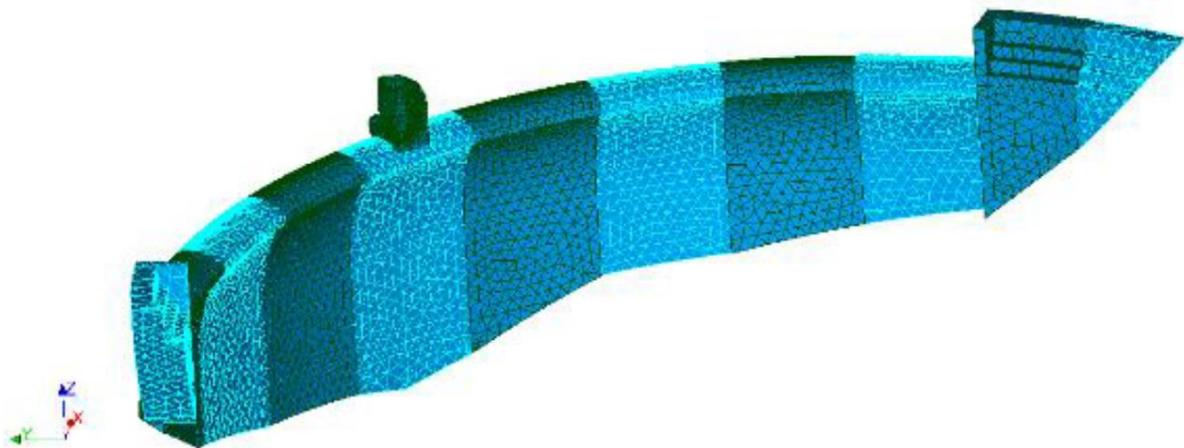


Figure 67 : Zoom sur le maillage du barrage – Vue aval [Réf 5]



Figure 68 : Zoom sur le maillage des plots BC et DE avec la cabine en crête [Réf 5]

La modélisation permet de déterminer les contraintes dans la voûte et au contact des fondations.

Le modèle intègre des éléments-joints pour un calcul non-linéaire tenant compte de la fissuration et de l'ouverture :

- Au niveau des joints de plots ;
- Au niveau du joint périmétral correspondant au pied de la voûte.

Le maillage est volumique quadratique. Les éléments utilisés sont :

- Des solides tétraédriques à 10 nœuds, chaque nœud ayant 3 degrés de liberté : translations dans les 3 directions de l'espace ; ces éléments fins modélisent le rocher de fondation et le béton du barrage ;
- Des prismes spéciaux d'épaisseur nulle ; ces éléments fins de joint couplés hydromécanique sont ensuite associés à ces mailles qui représentent les joints de plots et le joint périmétral du barrage.

Les dimensions maximales des mailles sont les suivantes :

- Dans la fondation : 20 m ;
- Dans la voûte : 1 m ;
- Dans les culées : 1 m.

Cas de charges

Chargement hydrostatique amont :

Les périodes de retour retenues à considérer pour un barrage rigide existant de classe A sont, selon l'Annexe I de l'arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages :

- Annexe I point 11 : Situation exceptionnelle : 1 000 ans



De plus l'application des Recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages voûtes du CFBR d'octobre 2018 nécessite la définition des niveaux suivants :

- Retenue à RN ;
- Retenue à Q10 ;
- Retenue à Q1 000.

Ces niveaux sont combinés avec différents chargements thermiques pour l'examen des situations normales, rares et extrêmes.

En complément, le cas de la crue extrême Q3000, sans chargement thermique, est également étudié.

Action sismique :

Le barrage étant situé en zone 2 (sismicité faible), les cas sismiques n'ont pas été étudiés.

Action de la glace :

Sans objet (cf. §6.6.1)

Situations de projet :

Les situations de projet à considérer sont récapitulées dans le tableau ci-dessous. Elles sont issues des Recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages voûtes du CFBR d'octobre 2018.

Tableau 28 : Situations de calculs [Réf 5]

		Niveau de la retenue	Chargement thermique
	Situations normales		
N-RN-E0	Saisonnaire été normale	RN	T ₊
N-RN-H0	Saisonnaire hiver normale	RN	T.
N-RN-E10	Saisonnaire décennale été	RN	T ₁₀₊
N-RN-H10	Saisonnaire décennale hiver	RN	T ₁₀₋
N-RN-T0	Normale d'exploitation	RN	Aucun
	Situations rares		
R-Q1000-E0	Cumul : crue rare et été normal	Rare Q _{1 000}	T ₊
R-Q1000-H0	Cumul : crue rare et hiver normal	Rare Q _{1 000}	T.
R-Q1000-T0	Crue rare	Rare Q _{1 000}	Aucun
	Situations extrêmes		
E-Q1000-E10	Cumul : crue rare et été décennal	Rare Q _{1 000}	T ₁₀₊
E-Q1000-H10	Cumul : crue rare et hiver décennal	Rare Q _{1 000}	T ₁₀₋
E-Q10-E1000	Cumul : crue courante et été millénal	Crue courante Q ₁₀	T _{1 000+}
E-Q10-H1000	Cumul : crue courante et hiver millénal	Crue courante Q ₁₀	T _{1 000-}
E-Q3000-T0	Crue "extrême"	Q _{3 000}	Aucun
E-RN-E10000	Été extrême décamilléral	RN	T _{10 000+}
E-RN-H10000	Hiver extrême décamilléral	RN	T _{10 000-}
	Situations complémentaires		
N-BAS-T0	Cote basse d'exploitation	223,000	Aucun



METHODOLOGIE

Les calculs ne sont pas linéaires et il faut réaliser un calcul pour chaque situation.

Le refroidissement ou le réchauffement thermique est appliqué au barrage seul.

Bien que les plots soient modélisés séparément, le poids de la voûte est modélisé sur l'ensemble de la voûte simultanément. Ce choix, plus simple que ce qui est fait pour les modèles détaillés de grande voûte, est justifié car la voûte n'est pas très haute et la vallée relativement large.

RESULTATS

Stabilité interne du barrage

En termes de contraintes verticales :

Le résultat des calculs indique que :

- Pour les situations normales d'exploitation, **les contraintes de traction** :
 - **sont maximales sur le parement aval (1,8 MPa)** au 2/3 de la hauteur mais restent inférieures à la valeur retenue (3,8 MPa) ;
 - sont modérées en pied de voûte amont (1,5 MPa) ;
- Pour les situations extrêmes, les contraintes de traction :
 - **augmentent sur le parement aval (2,5 MPa)** mais restent inférieures à la valeur retenue (3,8 MPa) ;
 - augmentent légèrement en pied de parement amont (2,0 MPa).

Les contraintes de compression restent modérées, inférieures à 9,4 MPa, ce qui est très largement inférieur à la résistance à la compression déduite des essais ($R_c/3$ en situation normale soit 12.7 MPa).

La note de calculs met en évidence le fait que le comportement interne de l'ouvrage est principalement dicté par les efforts dus aux variations thermiques, l'influence de la cote de la retenue est de second ordre par rapport aux efforts thermiques. Par rapport aux situations normales, les incréments des contraintes maximales de traction sont d'environ 1.4 fois plus importants pour les situations extrêmes. **Compte tenu des coefficients partiels associés à ces situations, les situations rares de crue ne sont donc pas dimensionnantes.**

En termes de contraintes principales :

Comme attendu, les contraintes de compression sont maximales sur le parement aval. Les contraintes de compression généralement admissibles pour le béton sont :

- En situations normales : $\frac{R_c}{3} = 12,7 \text{ MPa}$
- En situations rares : $\frac{R_c}{2} = 19,0 \text{ MPa}$
- En situations extrêmes : $\frac{R_c}{1.1} = 34,5 \text{ MPa}$

Les contraintes calculées respectent les limites admissibles.

Stabilité des culées

En rive gauche, le plan basal plonge rapidement dans le rocher à l'aval ce qui limite les débouchés au-dessus du TN. **Ainsi aucun coin ne se dégage d'un point de vue géométrique.**



En rive droite, un seul coin potentiel est réellement identifié. **L'étude détaillée des efforts s'appliquant au dièdre permet ensuite de conclure à sa stabilité.**

Glissement le long des appuis

En ce qui concerne le glissement des culées :

- En rive droite, il n'est pas envisagé compte tenu de son appui sur le rocher ;
- En rive gauche, la géométrie, issue du plan et utilisée pour le modèle, est comparée avec les résultats des sondages carottés pour l'identification du fond de fouille de la culée.

Au droit des sondages :

- Le carottage SC1 confirme la position du fond de fouille attendu. La cote donnée par le sondage, la cote donnée par les plans et celle du modèle coïncident.
- Le carottage SC2 confirme sensiblement la position du plan de fouille : l'interface avec le rocher est légèrement plus haute que la cote retenue par le modèle.

L'interface avec le rocher ne constitue pas un plan de glissement mais une surface de butée irrégulière d'un béton coulé pleine fouille dans le massif rocheux excavé. Les efforts en provenance de la voûte sont diffusés par l'intermédiaire de la culée au rocher par butée rocheuse. La cinématique de glissement semble difficilement envisageable. Elle nécessiterait de cisailer une partie du béton de la culée ou du rocher en place. D'autre part l'analyse des discontinuités ne met pas en évidence de plan basal qui nécessiterait de considérer un plan de faiblesse supplémentaire à celui de l'interface culée-fondation.

Reprise des efforts des plots centraux

Le détail des calculs de la stabilité des plots centraux est présenté dans la note de calculs de stabilité [Réf 5]. Les principales conclusions sont récapitulées ci-après.

La vérification de la stabilité de l'interface avec la fondation est menée en analysant les situations d'été et les situations d'hiver :

- **En condition « été normal »** et en retenant l'hypothèse d'une cohésion nulle, seul le plot DE présente un glissement (les plots BC et CD étant tout juste à l'équilibre). La stabilité du plot DE est atteinte avec une cohésion apparente de 175 kPa. Il est rappelé que l'analyse du rocher de fondation a estimé la cohésion apparente à environ 300 kPa pour une altération MW à SW ;
- **En condition « hiver normal »** et en retenant l'hypothèse d'une cohésion nulle, on constate un glissement pour les plots BC, CD, DE, EF et HI. Pour la stabilité des plots BC, CD, EF et HI, une cohésion apparente de 100 à 275 kPa est nécessaire (<300 kPa estimé).

En revanche, le plot DE est sollicité en traction (résultante positive). Cette traction est due au cisaillement des plots adjacents (hypothèse de rugosité infinie sur les joints). **Avec une résultante positive, la justification au glissement du plot DE seul n'est pas réalisable.** Un calcul a été réalisé en supposant un réajustement de la voute conduisant à un report des charges amont-aval sur les plots adjacents (CD et EF).

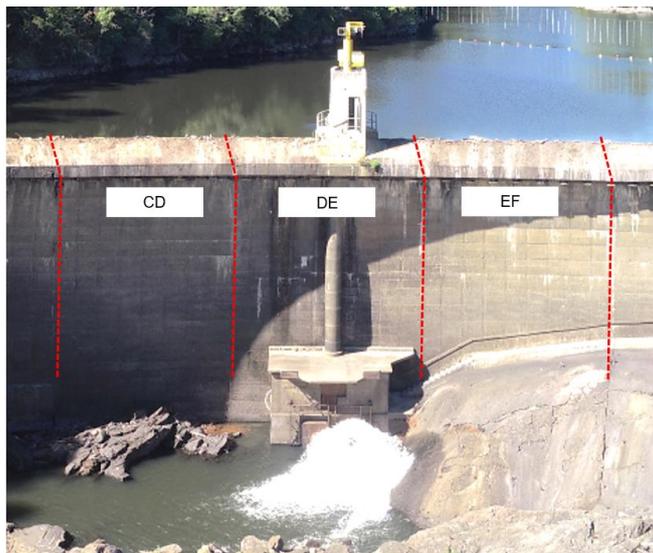


Figure 69 : Plots centraux de l'ouvrage

Les résultats conduisent à estimer que la reprise des efforts en pied de certains plots centraux n'est pas assurée. C'est en particulier le cas pour les situations hivernales.

Les situations les plus défavorables sont les suivantes :

- Situation normale : saisonnière décennale hiver ;
- Situation extrême : cumul crue et température hivernale conduisant à une situation extrême.

Une cohésion apparente de 400 à 460 kPa est nécessaire pour justifier la stabilité au glissement des 3 plots centraux CD, DE et EF mobilisés conjointement. Cette valeur est supérieure à la valeur seuil de 300 kPa estimée par l'approche géologique.

Tableau 29 : Cohésion apparente à mobiliser pour assurer la stabilité des plots centraux [Réf 5]

		Niveau de la retenue	Chargement thermique	Cohésion apparente nécessaire (kPa)
Situations normales				
N-RN-E0	Saisonniers été normale	RN	T ₊	175
N-RN-H0	Saisonniers hiver normale	RN	T ₋	400
N-RN-E10	Saisonniers décennale été	RN	T ₁₀₊	70
N-RN-H10	Saisonniers décennale hiver	RN	T ₁₀₋	460
N-RN-T0	Normale d'exploitation	RN	Aucun	140
Situations extrêmes				
E-Q1000-E10	Cumul : crue rare et été décennal	Rare Q _{1 000}	T ₁₀₊	Aucune
E-Q1000-H10	Cumul : crue rare et hiver décennal	Rare Q _{1 000}	T ₁₀₋	410
E-Q10-E1000	Cumul : crue courante et été millénal	Crue courante Q ₁₀	T _{1 000+}	Aucune
E-Q10-H1000	Cumul : crue courante et hiver millénal	Crue courante Q ₁₀	T _{1 000-}	440
E-Q3000-T0	Crue "extrême"	Q _{3 000}	Aucun	75

La situation normale décennale d'hiver conduit à la plus forte cohésion nécessaire pour assurer la stabilité du groupe des 3 plots centraux (460 kPa). **Or le barrage a 99,9% de chance d'avoir connu cette situation depuis sa construction, sans qu'un quelconque glissement n'ait été constaté.**



Les calculs donnent donc une image pessimiste du comportement d'interface. Les simplifications au droit de l'interface (cf. Figure 67 et Figure 68), dont la géométrie n'est pas précisément connue, peuvent expliquer ce phénomène. En effet, concernant les 3 plots CD, DE et EF, en se basant sur les extraits de plans disponibles :

- Le plot EF apparaît encastré (avec une carapace en béton revêtant la butée rocheuse aval) ;
- Le plot DE n'est pas encastré mais la largeur du contact est plus importante que celle prise en compte dans le calcul. Cette sur largeur est en partie liée aux organes de vidange ; la surface de contact est 2 fois plus importante que celle du modèle ;
- Le plot CD est également en partie encastré comme le montre les affleurements visibles émergents au pied de la voute (et en conformité avec les documents d'archives).

Le résultat du calcul selon lequel un desserrement se produit en fond de vallée, et peut empêcher d'équilibrer les efforts en pied, est néanmoins un résultat classiquement observé en vallée large.

On peut apprécier ce risque en examinant l'amplitude du déplacement vers l'aval nécessaire pour venir refermer une voûte qui se serait desserrée.

Dans ce cas, la voûte retrouve son équilibre en sollicitant les arcs horizontaux de la partie basse de la voûte, augmentant donc :

- les contraintes de compression dans cette zone ;
- le report des efforts horizontaux vers les culées.

Les réserves en résistance à la compression et l'absence de mécanisme d'instabilité des culées observée dans le monde jusqu'à présent font que ce report n'est pas de nature à remettre en cause la sécurité de la voûte. Pour les culées, au contraire, une augmentation de la contrainte normale par mobilisation des arcs complémentaires inférieurs aura tendance à améliorer la stabilité en comprimant davantage les plans des joints du coin rocheux.

En pratique, à ce jour aucune des données d'auscultation n'a mis en évidence un déplacement irréversible ce qui confirme que les calculs soient trop défavorables.

CONCLUSION SUR LA STABILITE DE L'OUVRAGE

On note donc que :

- Une rehausse des culées n'est pas nécessaire ;
- La stabilité des coins rocheux des appuis est assurée ;
- Le glissement de la culée en rive droite n'est pas envisagé compte tenu de son blocage au rocher. En rive gauche le glissement est difficilement envisageable du fait qu'il nécessiterait un cisaillement du béton de la culée ou du rocher ;
- Les calculs des plots centraux montrent que :
 - il faudrait une cohésion apparente pour démontrer la stabilité et que cette cohésion apparente est du même ordre de grandeur, voire supérieure à ce que l'expertise géologique évalue, sous les fondations des culées. Cependant, les calculs sont jugés conservatifs car :
 - la simplification du maillage a ignoré la butée aval du rocher et la sur-largeur nécessitée par les organes de vidange insérés dans le plot central ;
 - aucun signe d'insuffisance de résistance n'est relevé (pas de fissuration, pas de déplacement relatif aux joints interplots) alors même que le barrage a déjà vécu de manière certaine des hivers froids comparables à ceux simulés ;
 - une ouverture du contact béton/rocher avec une propagation potentielle de la sous-pression sous les consoles centrales conduit à envisager de compléter le système d'auscultation du barrage.



5.2.4.1.2 Etude du Génie Civil de la future chambre aval

La future chambre aval de l'ouvrage a fait l'objet de calculs de dimensionnement de niveau PRO. La note de calcul correspondante est fournie en annexe du rapport [Réf 4].

HYPOTHESES

Matériaux

La durée de vie des ouvrages (au sens des Eurocodes) est de **100 ans**.

Béton constitutif de la chambre :

- Classe structurale : S6 (enrobage de 40 mm +10 mm = 50 mm)
- Les classes d'expositions sont choisies parmi celles du tableau 3.1 de l'EC2 partie 1-1.
 - XC4 (Alternance d'humidité et de séchage)
 - XF4 (Attaque gel/dégel avec ou sans agent de déverglaçage).

Le ciment utilisé tiendra compte des attaques sur le béton dues à la pureté de l'eau.

- Classe de résistance : C30/37.
- Contraintes limites de calcul, enrobage, longueurs d'ancrage et longueurs de recouvrement conformes à l'EC 2.

Armatures du béton :

- Armatures de béton armé : Grade B.
- Limite d'élasticité des armatures à haute adhérence : 500 MPa.

Fondation :

La fondation du local existant n'est pas connue avec précision, il semble fondé sur le béton datant du premier local de vannes d'après les photos.

Modèle

La structure est modélisée sous Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022.

La structure est appuyée sur un radier en béton d'épaisseur 75 cm, sur lequel des ressorts avec une composante verticale et des composantes horizontales modélisent le rocher.

Ces ressorts sont calculés par le biais de la norme fondation superficielle (NFP 94-261) et valent :

- $K_L = 42 \text{ MN/m}^3$ (le ressort s'applique au m^2 et dépend du maillage choisi)
- $K_V = 52 \text{ MN/m}^3$ (le ressort s'applique au m^2 et dépend du maillage choisi)

Il est à noter que les ancrages qui seront mis en place sur le parement du barrage ne sont pas modélisés car ils auraient peu d'impact sur les résultats, ils permettraient juste de diminuer les efforts affichés dans les voiles conservés.

Cas de charges

Charges permanentes :

Les charges permanentes sont les poids propres des différents éléments :

- Eau douce : 1 t/m^3 ,



- Béton armé : 2,5 t/m³
- Béton non armé : 2,2 t/m³
- Acier : 7,85 t/m³
- Caillebotis : 0.07 t/m²

Chargement hydrostatique :

Un delta hydraulique est pris en compte du fait d'une certaine étanchéité jusqu'au niveau 211.8 m NGF où des ouvertures sont prévues pour équilibrer les pressions (ce niveau correspond au niveau des ouvertures du local existant).

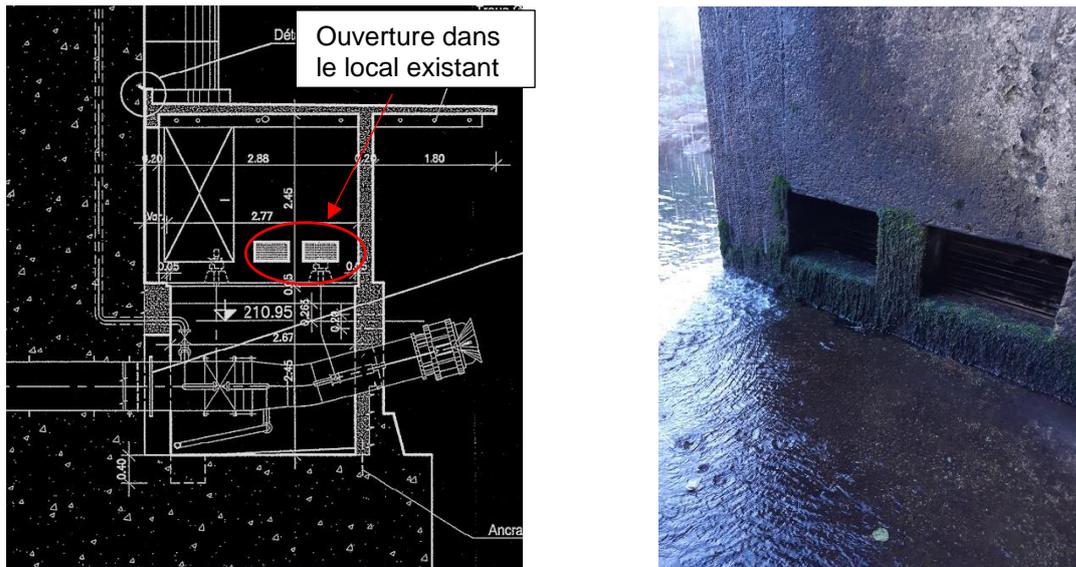


Figure 70: Ouvertures du local existant

Une sous-pression sous forme de diagramme rectangulaire a été retenue sous l'ouvrage.

La pression à reprendre par les voiles correspond donc au delta hydraulique de 2.8 m. Lorsque le niveau d'eau est supérieur à celui de l'arase des ouvertures, le local est noyé, les pressions extérieures et intérieures s'équilibrent donc sur les voiles et la dalle de couverture.

La pression de l'eau sur la vanne annulaire a été estimée en considérant la charge correspondante à une hauteur d'eau de 21 m, pour une cote maximale de la retenue de 231 m NGF pour un axe de conduite à 210 m NGF soit une hauteur d'eau de 21 m correspondant à un effort de 13.4 t.

Cet effort est considéré comme entièrement repris par le voile où seront noyées les collerettes en aval de la vanne annulaire.

Charges d'exploitation :

Une charge d'exploitation de 250 kg/m² est prise en compte sur le plancher en caillebotis et sur le toit du futur local.

Action sismique :

Le barrage étant situé en zone 2 (sismicité faible), les cas sismiques n'ont pas été étudiés.



Charges de treuils de levage monorail

Deux treuils de levage monorail de 500 kg sont prévus dans le but de sortir divers équipements comme le débitmètre et brides par les ouvertures prévues à cet effet. Les vannes annulaires quant à elles seront levées à l'aide de la potence de 2 t située au niveau de la pile, sur le couronnement.

Ces treuils de capacité 500 kg seront positionnés sur des poutres, ils seront en mesure de transporter le débitmètre de 340 kg et la vanne papillon de 450 kg.

Situations de projet :

Les situations de projet envisagées respectent les combinaisons à l'ELS caractéristiques et à l'ELU fondamental conformément aux Eurocodes.

RESULTATS

Vérification du non soulèvement vis-à-vis des sous-pressions

Les sous-pressions s'appliquent sur une surface de 4.85*6.8 m sous la nouvelle chambre aval (dimensions du radier).

Avec un niveau d'eau à 211.8 m NGF, les sous-pressions s'appliquent sous la forme d'un diagramme rectangulaire de valeur $(2.8*10) = 28$ kPa soit un effort résultant total de $28*4.85*6.8=923$ kN à l'ELS.

La descente de charges totale est de 1870 kN et la force verticale due aux sous-pressions est de 923 kN, soit à l'ELU un effort de $923*1.35=1247$ kN. Le coefficient de sécurité obtenu à l'ELU pour la vérification au soulèvement est de 1.5.

Le nouveau local est donc suffisamment lourd pour contrer les sous-pressions.

151

Vérification du Génie Civil

Tous les éléments de génie Civil sont vérifiés avec les caractéristiques géométriques suivantes :

- Radier d'épaisseur 75 cm ;
- Voile :
 - Voile du « niveau inférieur » d'épaisseur 40 cm à l'exception du voile face aval d'épaisseur 60 cm dans lequel les collerettes des nouvelles conduites seront scellées ;
 - Voile et dalle du niveau supérieur d'épaisseur 30 cm ;
- Poutres :
 - Poutres de dimensions 40x45 ht cm du niveau inférieur (reprenant les poteaux) ;
 - Autres poutres de dimensions 30x30 cm.

5.2.4.1.3 Tenue structurelle des éléments de vantellerie

La reprise des efforts des vannes actuelles est assurée par des collerettes et autres ancrages des conduites noyées dans le corps du barrage (cf. Figure 71) dont nous ne connaissons pas les caractéristiques ni l'état.

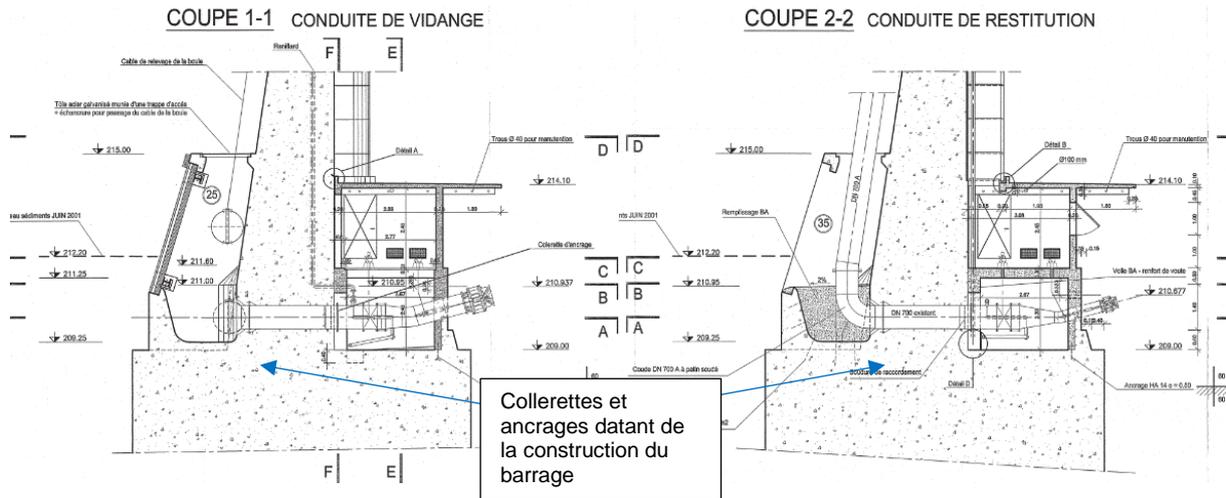


Figure 71: Collerettes et ancrages noyées dans le corps du barrage

Dans le cadre du projet, il est prévu une augmentation de la capacité de vidange du barrage. De ce fait, les vannes jet-creux actuelles sont remplacées par de nouvelles vannes annulaires de plus grand diamètre. Le choix de vannes plus grandes qu'actuellement augmente les efforts. Il est donc fait le choix de reporter en priorité les efforts horizontaux des nouvelles vannes annulaires DN900 dans le voile de la face aval de la chambre pour sécuriser l'installation de ces nouveaux organes. Ce voile a ainsi été vérifié vis-à-vis de ces efforts. À noter que des ancrages de couture existent déjà entre le voile amont du local existant et le parement aval du barrage. Une partie de ces voiles (et donc des ancrages de couture) sera laissée en place. (cf. figure suivante extrait des plans de récolement).

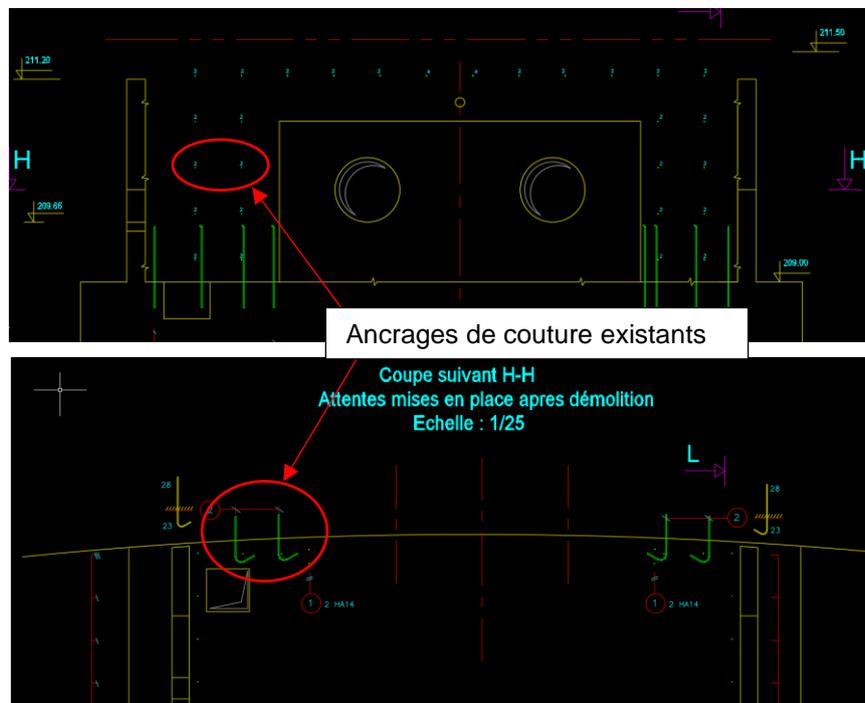


Figure 72: Ancrages de couture entre voiles et parement



5.2.4.1.4 Dispositif permettant d'évaluer les débits entrant et sortant

A l'issue des travaux de sécurisation du complexe hydraulique formé par le barrage de Sainte Cécile d'Andorge et des Cambous, ce dernier disposera des dispositifs permettant d'évaluer les débits entrant et sortant de l'ouvrage :

- Le débit entrant sera déterminé par le futur débitmètre qui sera installé sur le circuit de restitution de Sainte Cécile d'Andorge ;
- Le débit sortant sera déterminé par le futur débitmètre qui sera installé sur le circuit de restitution des Cambous.

Cf. chapitre 5.2.3.2.

5.2.4.2 Analyse du risque d'érosion au pied aval de l'ouvrage

Une analyse du risque d'érosion au pied aval du barrage a été menée dans les rapports [Réf 3] et [Réf 4].

POUR LA RIVE DROITE :

Puissance surfacique de l'écoulement

Les calculs de puissance surfacique sont basés sur la méthode proposée par la FERC.

Ces calculs sont menés pour 3 crues caractéristiques :

- La crue de 1958, plus forte crue connue qui est postérieure à la construction du barrage des Cambous mais antérieure à la construction du barrage de Sainte-Cécile d'Andorge ; son débit de pointe a été évalué à environ 550 m³/s dans le cadre des études de conception du barrage de Sainte Cécile d'Andorge ;
- La crue de 1977 qui a conduit au remplissage maximal de la retenue de Sainte-Cécile d'Andorge : 253,3 m NGF ; cette cote est associée à un débit évacué par les pertuis de 240 m³/s ; on rappelle que le débit des pertuis de la tulipe est limité à 300 m³/s avant déversement sur le seuil de la corolle (qui ne s'est jamais produit depuis la construction, soit depuis plus de 50 ans) ;
- La crue de période de retour 1000 ans avec le nouvel évacuateur de Sainte Cécile d'Andorge ; le débit associé est de 1080 m³/s.

Les points à relever sont les suivants :

- Selon le débit, la puissance théorique du jet varie entre 36 et 150 MW (de 1 à 4) ;
- La puissance surfacique théorique du jet varie entre 1,2 et 2,0 MW/m² ;
- La puissance surfacique corrigée du jet, qui prend en compte la dissipation dans l'air et dans le matelas d'eau au pied du barrage, varie entre 100 et 939 kW/m² (environ de 1 à près de 10).

En pratique, la dissipation est forte pour les débits historiques (83 à 92%) et faible pour le débit estimé de période de retour 1000 ans (53%).

Approches de calculs

Deux approches semi-empiriques ont été menées :

- Estimation par l'approche Annandale – [Réf 32] ;
- Estimation par l'approche de Pells (approches RMEIB et eGSI) – [Réf 31] et [Réf 33].



Résultats

En matière de potentiel d'érosion, les calculs de puissance surfacique conduisent à estimer que la sollicitation induite par un débit de 1080 m³/s (T=1000 ans) est sans commune mesure avec les sollicitations subies par l'ouvrage depuis sa construction. Le comportement passé de la fondation lors des déversements ne peut donc renseigner sur son comportement pour un débit de 1080 m³/s.

Des différentes approches menées pour apprécier le risque de formation et d'extension d'une fosse en aval, on peut retenir :

- pour un débit de 1080 m³/s, l'approche Annandale conduit assez largement au franchissement du seuil d'initiation de l'érosion aval, ce qui n'est pas le cas pour les crues historiques ;
- pour un débit de 1080 m³/s, l'approche RMEIB conduit à atteindre la frontière entre une classe d'érosion modérée (1,5 à 2,5 m) et une classe d'érosion large (2,5 à 3,5 m), ce qui n'est pas le cas pour les crues historiques (< classe d'érosion modérée) ;
- pour un débit de 1080 m³/s, la conclusion de l'approche eGSI présente une plus forte incertitude :
 - résultats à la frontière entre les classes d'érosion large et extensive, soit un passage de 2 à 7 m de profondeur à plus de 7 m de profondeur (résultat le plus probable pour cette approche au vu du comportement lors des crues historiques) ;
 - ou résultats largement dans la zone extensive soit une profondeur de plus 7 m (moins probable que le résultat précédent au vu du comportement lors des crues historiques).

Ces résultats conduisent à envisager de mettre en œuvre une protection de la fosse rive droite afin de limiter les risques d'affouillement et d'écarter tout risque d'évolution négative sur la reprise des efforts des plots centraux de la voûte. Cette protection viendrait compléter la protection déjà existante en rive gauche.

154

POUR LA RIVE GAUCHE :

Puissance surfacique de l'écoulement

Les calculs de puissance surfacique ont été menés conformément à la méthode utilisée pour la rive droite en modifiant seulement la cote du terrain naturel au pied du barrage.

La puissance surfacique corrigée du jet varie entre 230 et 1279 kW/m² au droit du tapis existant.

Approches de calculs

Les mêmes approches de calculs que pour la rive gauche ont été menées.

Résultats

Il est rappelé que la carapace a été réalisée en 1960. Elle est donc postérieure à la crue de 1958 et antérieure à celle de 1977. Elle ne présente pas de dommages significatifs (arrachement de plaque, fracturation ...) lors de la seule crue significative (1977). Cela est conforme à l'abaque d'Annandale (une érosion mineure était déduite de l'approche RMEIB et une érosion moyenne était prévue par l'approche eGSI).

Mais la puissance surfacique corrigée de **la crue théorique Q1000 fait craindre une érosion forte** par toutes les méthodes : elle est largement en excès de celle de la crue de 1977 (d'un facteur de l'ordre de 5).

Le comportement passé de la fondation lors des déversements ne peut donc renseigner sur son comportement pour un débit de 1080 m³/s.



Ces résultats, croisés avec les résultats des sondages géotechniques d'août 2022, conduisent à envisager un confortement du tapis existant en rive gauche.

5.2.4.3 Cote de danger de l'ouvrage

ELEMENT DE L'EDD 2013

D'après l'EDD 2013, « la cote de danger est également définie à la cote d'arase des culées, pour lesquelles le risque de surverse n'était pas prévu initialement. [..]. La cote de danger est donc égale à la cote de crête et se situe à 231,00 mNGF ».

EVALUATION DE LA COTE DE DANGER DANS LA NOTE DE STABILITE ISL 2021 [REF 5]

La cote de danger d'un point de vue purement calculatoire correspond à la cote de retenue pour laquelle, en conditions accidentelles, un des profils du barrage étudiés se révèle défaillant du point de vue de l'un des états limites.

Néanmoins, il est important de noter que cette cote « stabilité » correspond à une limite de stabilité d'un point de vue purement théorique, et n'intègre pas de réflexions annexes telles que le risque de surverse engendrant une érosion du pied aval.

L'analyse des risques liée à cette surverse nous conduit donc à une certaine prudence.

Les calculs menés par ISL dans la note de stabilité de l'ouvrage de 2021 [Réf 5] confirment la stabilité de l'ouvrage sous la crue extrême Q3000. L'exercice n'a pas été poussé jusqu'à voir pour quelle cote de la retenue amont la stabilité n'était plus assurée. Toutefois, la cote atteinte pour cette crue de période de retour 3000 ans est déjà de 231.10 m NGF, soit la cote actuelle des culées.

En regard de ces éléments, et en l'état de nos connaissances actuelles sur les sollicitations engendrées par une surverse en rive (au droit des culées), nous jugeons prudents de considérer comme à risque la situation de surverse, vis-à-vis d'un risque d'affouillement aval pouvant impacter la stabilité des culées.

Ceci conduit à considérer la cote 231.10 m NGF comme étant la cote de danger du barrage.

PERIODE DE RETOUR DE LA COTE DE DANGER

Compte tenu de l'analyse précédente, la période de retour de la cote de danger est de 3000 ans. L'occurrence du risque associé serait de 3.10^{-4} .

CONCLUSION

L'évènement « surverse » conduit à l'atteinte de l'ERC (Evénement Redouté Central) de rupture par glissement/renversement (cf. §8.4.1.5)

Cette surverse correspond à l'atteinte par la retenue d'un niveau supérieur à la cote des culées du barrage. L'arase supérieure de ces culées est calée à un niveau de 231.10 m NGF.

Ainsi, la cote de danger du barrage des Cambous est prise égale à 231.10 m NGF.

5.2.4.4 Capacité d'abaissement de la charge hydraulique sur l'ouvrage

Dans ce chapitre, il est estimé le temps nécessaire pour diminuer de moitié la charge hydraulique sur le barrage.



Par simplicité, et de manière sécuritaire, le calcul qui suit est mené pour le profil du plot central présentant la plus grande hauteur.

On doit donc avoir :

$$P_{eau,2} = \frac{1}{2} P_{eau,1}$$

$$\Leftrightarrow \frac{1}{2} \gamma_{eau} H_2^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} \gamma_{eau} H_1^2 \right)$$

$$\Leftrightarrow H_2 = \pm \frac{H_1}{\sqrt{2}}$$

où :

- $P_{eau,i}$ est la résultante de la charge hydrostatique au temps i
- H_i est la hauteur d'eau à l'amont immédiat du barrage au temps i
- γ_{eau} est le poids volumique de l'eau

En considérant que la retenue est initialement à RN :

$$H_2 = \frac{227 - 210}{\sqrt{2}} = 12.0 \text{ m}$$

On doit donc abaisser la retenue de 5 m, jusqu'à une cote de 222 m NGF. D'après la courbe hauteur-volume de la retenue, le volume de la retenue est de 1.12 hm³ à 227 m NGF, et de 0.44 hm³ à la cote 222 m NGF, soit une diminution de volume de 0.68 hm³.

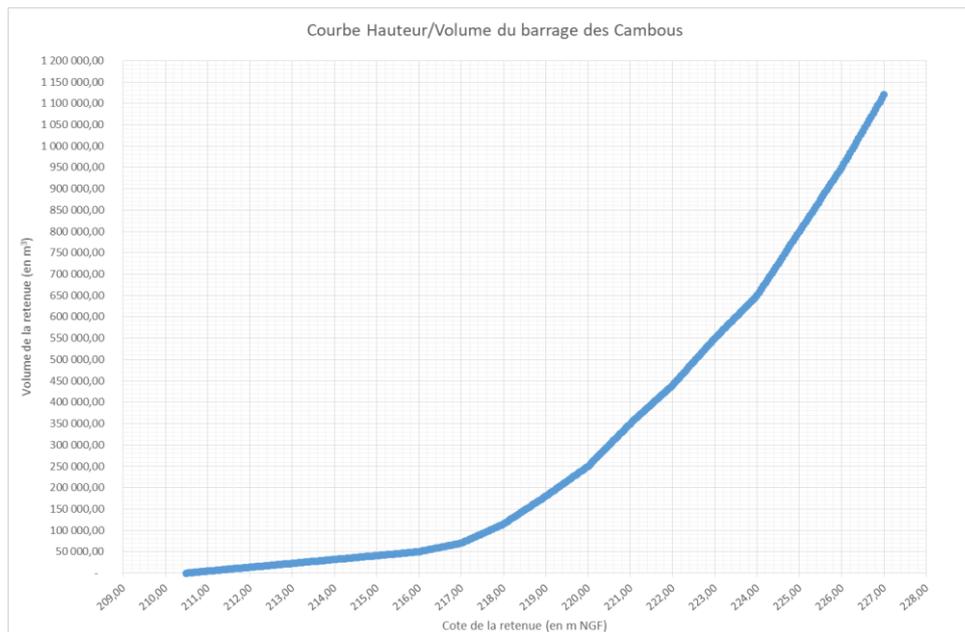


Figure 73: Courbe Hauteur/Volume du barrage des Cambous

On considère le fonctionnement du circuit de vidange et du circuit de restitution en simultanée.

À partir du niveau de retenue normale, on applique la loi de débitance des vannes annulaires, en suivant la courbe hauteur-volume du barrage (Figure 73).

On retient l'hypothèse que les vannes sont ouvertes à 100%. Sous la cote RN de 227 m NGF, elles débitent 8m³/s. On considère que la variation de cette débitance est linéaire par rapport à l'évolution de la cote de la retenue.



En considérant les vannes ouvertes à 100% et des apports amont nuls, **il faut environ 28h, soit 1 jour et 4 heures pour réduire de moitié la charge hydraulique sur le barrage.**

En considérant les vannes ouvertes à 100% et des apports amont d'environ 5.50 m³/s, **il faut environ 192h, soit 8 jours pour réduire de moitié la charge hydraulique sur le barrage.**

Sans constituer une demande réglementaire, il est généralement admis qu'un circuit de vidange doit satisfaire aux critères de réduction de moitié de la poussée hydrostatique en moins de 8 jours.

Le barrage des Cambous respecte cette règle pour des débits d'apports inférieurs à 5.50 m³/s.

Si l'on admet une marge de sécurité sur l'approche précédente en limitant forfaitairement à 85% la débitance théorique des vannes, le débit d'apport maximal admissible serait de 4.50 m³/s pour rester sous les 8 jours de vidange.

En analysant les débits moyens mensuels du Tableau 4, on relève les constats suivants :

- Sur la base des débits moyens Q_{moy} : cette valeur de 4.50 m³/s est dépassée les mois de janvier, novembre et décembre ne permettant pas la vidange de la retenue sur ces périodes ;
- Sur la base des débits moyens de la $Q_{5 \text{ humide}}$: cette valeur de 4.50 m³/s est dépassée les mois de janvier, février, novembre et décembre ne permettant pas la vidange de la retenue sur ces périodes ;
- Sur la base des débits moyens de la $Q_{10 \text{ humide}}$: cette valeur de 4.50 m³/s est dépassée les mois de janvier, février, mars, mai, octobre, novembre et décembre ne permettant pas la vidange de la retenue sur ces périodes.

5.2.4.5 Analyse de la conception des organes de gestion des crues vis-à-vis du risque « embâcles »/ « engrèvement »

RISQUE VIS-A-VIS DES EMBACLES

Cf. chapitre 6.6.5.

RISQUE VIS-A-VIS DE L'ENGRAVEMENT

Cf. chapitre 6.6.4.



5.3 TABLEAU RECAPITULATIF DE CONFORMITE A L'ATB [REF 28]

Conditions à vérifier	Référence à l'Annexe I de l'ATB	Commentaires
Conditions normales	Chapitre II	Conforme : cf. §5.2.4.1.1
Crues exceptionnelles	Chapitre III	Conforme : cf. §5.2.4.1.1
Séisme	Chapitre IV	Conforme : cf. §5.2.4.1.1 et §6.2.3
Situation transitoire de vidange	Chapitre V, 22 et 25	Sans objet pour un barrage en béton
Formation et poussée de la glace	Chapitre V, 23 et 25	Conforme : cf. §5.2.4.1.1 et §6.6.1
Perte ou dégradation significative de la capacité de drainage	Chapitre V, 24 et 25	Etat existant fonctionnel : cf. §3.1.4 Amélioration via le projet de sécurisation : cf. §3.1.10.1.1 Diagnostic complémentaire prévu dans le cadre de l'actualisation décennale de l'EDD
Perte ou dégradation significative de l'étanchéité	Chapitre V, 24 et 25	Etat existant fonctionnel : cf. §3.1.3.3 et §5.2.3.3 Travaux d'étanchéification du massif de butée : cf. §5.2.3.1 Diagnostic complémentaire prévu dans le cadre de l'actualisation décennale de l'EDD
Perte ou dégradation d'une autre fonction importante de sécurité	Chapitre V, 24 et 25	Non concerné
Combinatoire défaillance prévue aux articles 21 à 24 + crues	Chapitre V, 25	Conforme : cf. §5.2.4.1.1
Effondrement de terrain dans la retenue	Chapitre V, 26	Sans objet : cf. §6.3
Avalanche	Chapitre V, 26	Sans objet : cf. §6.6.2
Choc de bateau	Chapitre V, 26	Sans objet pour le barrage des Cambous
Revanche suffisante du barrage	Chapitre VI, 27	Conforme : cf. §6.4.2
Présence d'un dispositif conforme à l'arrêté permettant d'évaluer les débits entrant et sortant	Chapitre VI, 28	Conforme après travaux : cf. 5.2.3.2
Présence d'un dispositif de mesure des mouvements sismiques	Chapitre VI, 29	Sans objet : cf. §6.2.3



6 CARACTERISATION DES ALEAS NATURELS

Afin de pouvoir estimer la probabilité et les conséquences d'un scénario de défaillance de l'ouvrage, il est important de déterminer les probabilités d'occurrence ainsi que les intensités pouvant caractériser les aléas naturels susceptibles d'atteindre l'ouvrage. En effet, ces aléas naturels restent les principaux événements initiateurs de modes de défaillances et peuvent conduire par enchaînements successifs à la rupture du barrage ou de l'un de ses organes. C'est pourquoi, il est important de sonder les études qui ont été réalisées sur ces aléas naturels, d'en vérifier la validité et de les actualiser, ou bien de les réaliser si cela n'a pas été fait.

On distingue pour le barrage de Cambous quatre aléas naturels principaux :

- les séismes ;
- les mouvements de terrains ;
- les crues ;
- le vent.

Les méthodes utilisées pour caractériser ces aléas sont conformes aux règles de l'art et s'appuient sur des données récentes. La présentation de ces aléas comprend une caractérisation de l'ampleur des phénomènes et de leur incidence potentielle sur l'ouvrage.

6.1 CRUES

6.1.1 Révision de l'hydrologie 2014

La révision de l'hydrologie des crues du barrage de Sainte Cécile d'Andorge a été réalisée en 2014 [Réf 2].

6.1.1.1 Actualisation de l'étude hydrologique précédente

Les points qui ont conduit en 2014 à envisager l'actualisation de l'étude hydrologique réalisée entre 2005 et 2008 sont les suivants :

- des écarts notables entre les résultats de l'approche en cote de SHYPRE et les cotes observées dans la retenue ;
- des évolutions techniques relatives à la méthode SHYPRE ;
- l'évolution de certaines cotes de référence suite à un levé topographique (tulipe, parapet et route).

Par ailleurs, au cours de l'actualisation, certaines corrections importantes ont été apportées :

- la surface du bassin versant a été évaluée à 115,5 km² (contre 109 km² dans l'étude de 2008) ;
- la reconstitution des crues a mis en évidence des anomalies dans les données qui ont pu affecter les résultats de l'étude de 2008 avec notamment des anomalies sur les limnigrammes (erreur de saisie ou dysfonctionnement des capteurs) conduisant à des erreurs dans la reconstitution des débits de pointe et des volumes des crues.



6.1.1.2 Evolution de la méthode Shypre

La méthode SHYPRE est une méthode de Simulation d'Hydrogrammes pour la PRedétermination 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 dernière version de SHYPRE (version 2010) 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 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.

6.1.1.3 Actualisation du Gradex

La méthode du gradex est une approche hydropluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des événements de durée de retour située entre cent et dix mille ans.

Le principe est de déduire le comportement asymptotique de la loi de probabilité des volumes de crues rares de la loi de probabilité des cumuls de pluies extrêmes.

Le gradex fait l'hypothèse que la capacité de rétention tend à devenir constante pour des fortes averses à partir d'une certaine période de retour (pivot du gradex).

6.1.1.4 Résultats de l'étude

Le barrage de Sainte Cécile d'Andorge, de type remblais, a nécessité la prise en compte d'une période de retour de 10 000 ans, conformément à ce type d'ouvrage

Le tableau suivant présente une synthèse des résultats exposés dans le présent document et des résultats antérieurs à la présente étude, pour la crue de période de retour 10 000 ans.

Ces résultats correspondent à la saison annuelle.

Tableau 30 : Synthèse des résultats pour la crue décennale de Sainte Cécile d'Andorge [Réf 2]

T = 10 000 ans	P24h (mm)	P6h (mm)	V24h (mm)	V6h (mm)	Qp (m³/s)
Shypre 2008	763	363	591	259	2 728
Shypre 2012	764	363	587	257	2 520
Gradex 2012 (pivot à 50 ans d=6h)	516	322	391	202	1 728

Une analyse comparative a montré que la méthode du gradex et la méthode shypre présentaient des convergences pour les faibles périodes de retour (<100 ans), qu'il s'agisse des pluies, des débits, des rétentions ou des coefficients de pointe.



En revanche, les valeurs obtenues par le gradex sont sensiblement inférieures pour les fortes périodes de retour. Cet écart est lié au fait que les distributions de fréquence des pluies SHYPRE suivent une évolution sur-exponentielle distincte de celle du gradex (évolution exponentielle).

Les résultats du laminage de l'hydrogramme de période de retour 10 000 ans selon la méthode Shypre sont rappelés ci-dessous.

Tableau 31 : Résultat du laminage – Syhpre [Réf 2]

	Qp entrant (m ³ /s)	Qp sortant (m ³ /s)	Cote dans la retenue (m NGF)	Surverse sur parapet (268,2 m NGF)
Shypre 2012	2520	1589	269,99	+1,8 m

6.1.2 Modélisation hydraulique 2014

Le bassin versant des Cambous est de 125 km² dont 92 % de la surface est située en amont du barrage de Sainte Cécile d'Andorge. Il a été considéré que les débits entrants dans le barrage des Cambous étaient les débits sortants du barrage de Ste-Cécile (laminage négligeable).

A la demande du Conseil Départemental du Gard, l'évacuation des crues sur le barrage des Cambous a fait l'objet d'une modélisation hydraulique 3D par ISL Ingénierie en 2014 à l'aide du logiciel CFX d'ANSYS [Réf 16].

ETAT EXISTANT – SANS LE NOUVEL EVACUATEUR SUR LE BARRAGE DE SAINTE CECILE

Les niveaux de référence calculés par le modèle sont présentés dans le tableau suivant. On rappelle que la cote des culées est de 231,1 m NGF.

Tableau 32 : Résultats modélisation hydraulique (état existant)

Période de retour	Q entrée Sainte Cécile	Q sortie Sainte Cécile (= débit à évacuer par les Cambous)	Cote de retenue des Cambous
1000 ans	1607 m ³ /s	930 m ³ /s	230.00 m NGF

La capacité d'évacuation du barrage des Cambous sous les cotes des culées est estimée de l'ordre de 1500 m³/s. Compte tenu de la capacité maximale d'évacuation des ouvrages de Sainte Cécile d'Andorge (930 m³/s y compris pour la cote de danger correspondant aux premiers déversements sur le barrage en rive gauche par la RN106), ce débit ne peut être atteint sans une surverse d'environ 600 m³/s sur le remblai de Sainte Cécile d'Andorge.

La crue de période de retour 1 000 ans est évacuée avec une cote de retenue de 230,0 m NGF soit une cote inférieure d'environ 1 m à la cote des culées (231,1 m NGF) ce qui est satisfaisant.

APRES TRAVAUX – AVEC LE NOUVEL EVACUATEUR SUR LE BARRAGE DE SAINTE CECILE

Avec le nouvel évacuateur de crue sur le barrage de Sainte-Cécile d'Andorge, pour la crue de période de retour 1 000 ans, le débit en sortie du nouvel évacuateur sera de 1 080 m³/s.

Il correspond au débit à évacuer pour la même période de retour par le barrage des Cambous (laminage négligeable et écart de 5% entre les surfaces des bassins versants des deux retenues).

Pour ce débit, la cote de retenue du barrage des Cambous est alors estimée à 230,40 m NGF soit une revanche de 0,7 m par rapport à la cote des culées.



Tableau 33 : Résultats modélisation hydraulique (avec le nouvel évacuateur de Sainte Cécile d'Andorge)

Période de retour	Q sortie Sainte Cécile (= débit à évacuer par les Cambous)	Cote de retenue des Cambous
1000 ans	1080 m ³ /s	230.40 m NGF

Les niveaux amont et aval sont précisés ci-dessous (arrondi par excès à 5 cm) pour les différentes périodes de retour.

Tableau 34 : Niveaux de la retenue barrage des Cambous

Niveau de la retenue	Cote de retenue amont des Cambous	Cote de retenue aval des Cambous
RN	227.00 m NGF	Négligeable
Crue période de retour 10 ans	228.25 m NGF	215.70 m NGF
Crue période de retour 1000 ans	230.40 m NGF	219.60 m NGF
Crue période de retour 3000 ans	231.10 m NGF	220.25 m NGF

Cet aléa « crue » a bien été pris en compte.

6.2 SEISMES

6.2.1 Séisme pris en compte lors de l'étude initiale

Aucune note concernant le risque sismique lié au site du barrage des Cambous n'apparaît lors de l'étude effectuée pour la conception de l'ouvrage par la société des Houillères du Bassin du Centre et du Midi (H.B.C.M.) en 1956.

Aucune précaution n'a donc été prise pour l'évaluation du risque sismique du site des Cambous lors de la conception de l'ouvrage.

6.2.2 Zonage sismique de la France — Décret n° 2010-1255 du 22/10/10 modifié

Les figures ci-dessous représentent la carte de l'aléa sismique en France, aux échelles métropolitaine et départementale, selon le décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 modifié le 1er mai 2011.

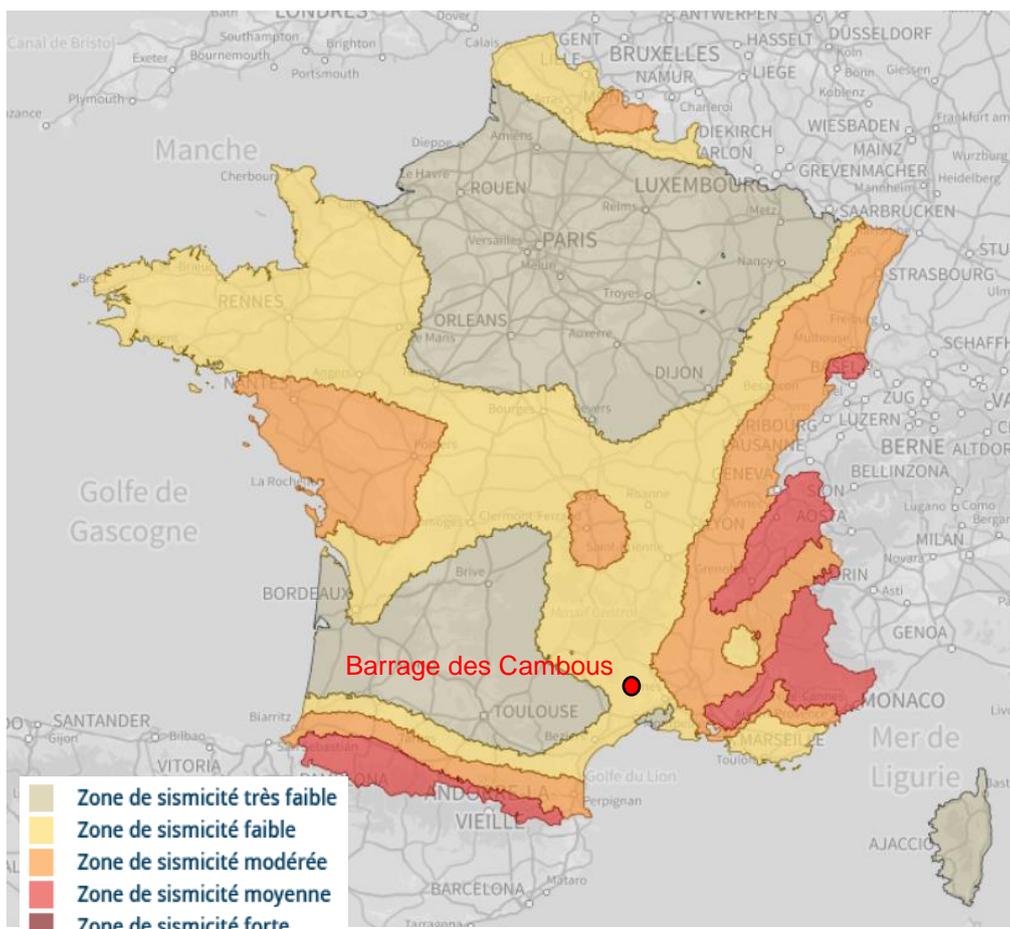


Figure 74 : Zonage sismique de la France et localisation du barrage des Cambous

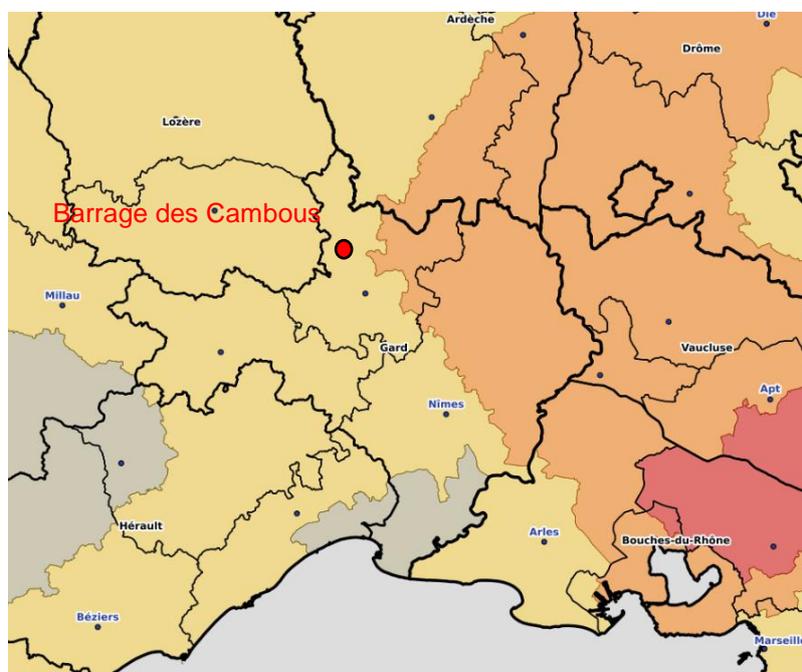


Figure 75 : Zonage sismique, limites départementales et localisation du barrage des Cambous

Conformément à la réglementation en vigueur depuis 2011, le barrage des Cambous est en zone 2 (sismicité faible).



Tableau 35 : Définition des zones de sismicité en France depuis le 1er mai 2011

TYPE DE ZONE	NIVEAU	a_{gr} (m/s ²)
Zone 1	Sismicité très faible	0,4
Zone 2	Sismicité faible	0,7
Zone 3	Sismicité modérée	1,1
Zone 4	Sismicité moyenne	1,6
Zone 5	Sismicité forte	3,0

6.2.3 Séisme d'Évaluation de la Sécurité (SES)

L'arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages donne les prescriptions suivantes concernant le comportement du barrage lors d'un séisme :

« La situation de séisme correspondant à l'occurrence du séisme dit «séisme d'évaluation de la sécurité» (SES) est justifiée comme une situation extrême au sens du chapitre 1er. Cette justification n'est toutefois pas requise pour un barrage localisé dans une zone de sismicité 1 ou 2... »

Cet aléa n'a par conséquent pas été pris en compte.

6.2.4 Séismes d'importance significative s'étant produits sur le site de l'ouvrage ou l'ayant concerné

Depuis sa construction, seules de légères secousses sismiques ont été enregistrées dans les environs du barrage, n'ayant aucune conséquence sur l'ouvrage.

Aucun séisme d'importance significative, depuis la mise en eau de l'ouvrage, n'a été relevé sur le site ou autour du barrage des Cambous.

Le site internet www.sisfrance.net permet de connaître les informations sur les séismes ressentis par chaque commune. Ainsi pour la commune de La Grand-Combe, proche de l'ouvrage (3,5km), on recense à titre d'exemple les événements suivants :

Tableau 36 : Evènements sismiques ressentis à proximité du barrage

Date	Localisation épicentrale	Région de l'épicentre	Intensité épicentrale	Intensité ressentie dans la commune
23 Février 1887	Riviera Di Ponente (Imperia-Bussana)	ITALIE	9	5,5
1 Mai 1932	Marseille	PROVENCE	6	0
3 août 2011	Barjac	GARD	4.3	N.C.
11 novembre 2019	Le Teil	ARDECHE	4.9	N.C.



Pour information, sur l'échelle d'intensité, une valeur de 5 correspond à « secousse forte : réveil des dormeurs, chutes d'objets, parfois légères fissures dans les plâtres, » et une échelle de 6 à « dommages légers : parfois fissures dans les murs, frayeur de nombreuses personnes ».

Un rapport post séisme a été dressé par l'exploitant concluant sur le fait que « la surveillance post-séisme mise en place n'a fait ressortir aucune anomalie ».

6.3 MOUVEMENTS DE TERRAIN DANS LA RETENUE

6.3.1 Etude de 2012

L'aléa de mouvement de terrain dans la retenue a fait l'objet d'une étude dans le cadre de l'établissement de la précédente Etude de Dangers. Dans ce document [Réf 18] BRL Ingénierie effectue l'étude grâce à une tournée de contrôle de la stabilité des berges et cuvettes.

Les rives de la retenue se trouvent dans des formations métamorphiques composées essentiellement de gneiss, localement observés sous une forme de gneiss amygdalaires.

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

Dans les versants, pratiquement aucune trace de rupture récente ou même ancienne n'ont été observées 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.

6.3.2 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).

De plus, étant donné la taille relativement réduite des blocs concernés, il n'y a donc pas de risque significatif.

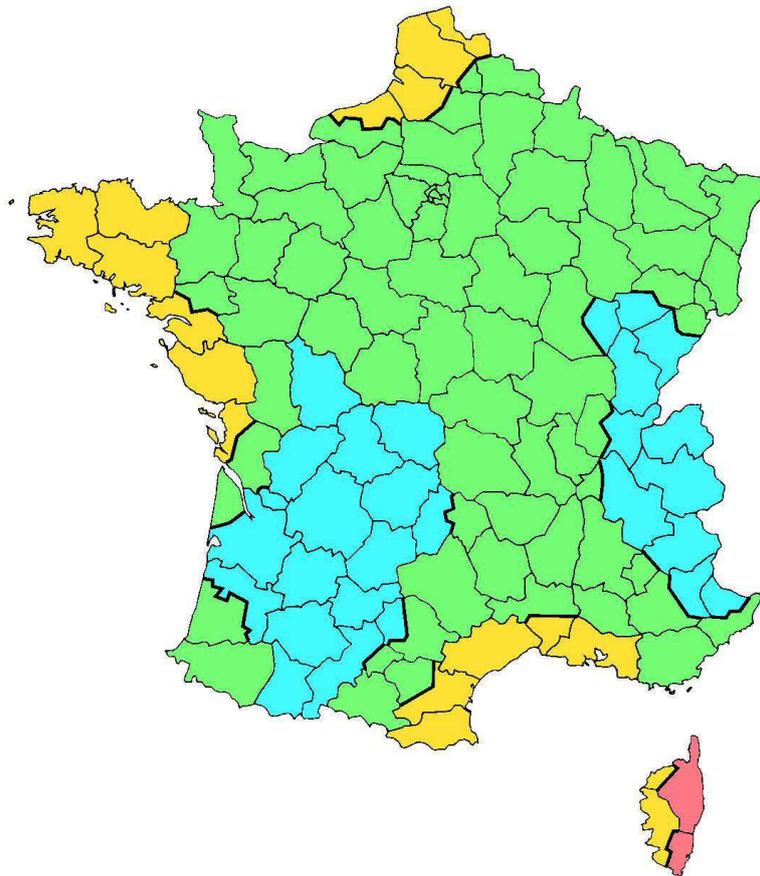
Au vu de la morphologie du bassin versant et du contexte géologique entourant le barrage, la probabilité d'occurrence d'un glissement de terrain dans la retenue peut être considérée comme nulle. Cet aléa n'a donc pas été pris en compte.

6.4 VENT

6.4.1 Vent de référence

La définition et l'estimation d'un vent de référence est nécessaire pour étudier l'influence de l'aléa « vent » sur le barrage des Cambous et sa retenue. Ce vent est estimé grâce aux recommandations de l'Eurocode 1 transcrit au niveau du territoire français par une Annexe Nationale.

Ce document propose une carte divisant le territoire français en quatre régions dont la valeur de base de la vitesse de référence du vent $V_{b,0}$ est déterminée à l'aide d'une étude statistique des données météorologiques enregistrées dans un grand nombre de stations.



Régions :	1	2	3	4
Valeur de base de la vitesse de référence du vent $v_{b,0}$ [m/s]	22	24	26	28

Figure 76 : Carte de la valeur de base de la vitesse de référence en France

Le barrage des Cambous ainsi que sa retenue sont situés, d'après ce zonage, en région 2.

Tableau 37 : Vitesse du vent de référence selon la zone en France métropolitaine

Zone	I	II	III	IV
Valeur de base de la vitesse du vent de référence $V_{b,0}$ [m/s]	22.0	24.0	26.0	28.0

On retiendra donc dans le cadre de cette étude une vitesse de base de la vitesse de référence du vent :

$$V_{b,0} = 24 \text{ m/s.}$$

La vitesse de référence du vent, V_b , se déduit de cette vitesse de base. Elle correspond à la vitesse moyenne sur 10 minutes à 10m au-dessus du sol, avec une probabilité annuelle de dépassement de 2%, ce qui correspond à une période de retour de 50 ans. Elle s'obtient par la formule :



$$V_b = C_{dir} \cdot C_{saison} \cdot V_{b,0}$$

Les coefficients C_{dir} et C_{saison} sont respectivement des coefficients relatifs à la direction du vent ainsi qu'à la saison, ils sont tous deux inférieurs ou égaux à 1, valeur qui sera gardée par souci de sécurité.

On obtient donc une vitesse de référence $V_b = 24 \text{ m/s}$ (soit 86,4 km/h)

Pour des vitesses relevant d'une période de retour supérieure à 50 ans, on peut utiliser la formule suivante :

$$V_b(p) = V_b * \left[1 - K * \frac{\ln(-\ln(1-p))}{1 - K * (-\ln(0,98))} \right]^n$$

- p : probabilité annuelle de dépassement (1/p correspondant à la période de retour)
- V_b : vitesse de référence pour $p=0,02$ (période de retour de 50 ans)
- $K = 0,33$
- $n = 0,5$

Dans notre cas, pour une période de retour millénaire, on obtient : $V_b(p = 0,001) = 28,7 \text{ m/s}$ (soit 103 km/h).

6.4.2 Calcul de la revanche

La section § 6.4.1 décrit les caractéristiques du vent de référence qu'il est nécessaire de prendre en compte pour la justification de la revanche du barrage des Cambous.

REVANCHE EXISTANTE :

La revanche existante est à prendre en compte par rapport à la cote 231,10 mNGF, pour les culées qui ne sont pas dimensionnées vis-à-vis du risque de surverse et donc sensibles face à ce risque. La cote $Z_{Q1000} = Z_{PHE}$ est fixée à 230.40 mètres et celle de la crête du barrage à 231,10 mètres, on peut considérer que la revanche existante est de 0.70m.

Il est également important de noter le rôle particulier du barrage des Cambous. En effet, contrairement à la plupart des barrages du Gard, sa principale fonction n'est pas d'écarter les crues mais de stocker l'eau en permanence. Cette particularité se traduit notamment par la présence d'une crête déversante à surface libre et donc l'absence de revanche à prendre en compte sur la plus grande partie de l'ouvrage (87 mètres sur un total de 106 m).

REVANCHE THEORIQUE :

Afin de vérifier le dimensionnement de cette revanche, on utilise la formule empirique de Molitor qui permet de calculer la revanche minimale à partir du vent et des vagues pouvant être rencontrés sur la retenue des Cambous. On obtient ainsi la hauteur des vagues formées par le vent de référence.

La revanche doit être calculée dans deux combinaisons rares :

- à partir de la cote de Plus Hautes Eaux avec un vent de période de retour de 50 ans,
- et à partir de la R.N avec un vent de période de retour de 1000 ans.



Formule empirique de Molitor : Hauteur des vagues

$$h_v = 0.76 + 0.032 * (V * F)^{0.5} - 0,26 * F^{0.25} \text{ pour } F < 30 \text{ km}$$

$$h_v = 0.032 * (V * F)^{0.5} \text{ pour } F > 30 \text{ km}$$

Avec :

- h_v hauteur de la vague créée dans la retenue (m)
- V vitesse du vent dominant en km/h
- F fetch en km

La valeur de fetch est la longueur de retenue sur laquelle le vent souffle dans sa direction principale. Ici, en considérant le vent principal comme étant le Mistral, on retiendra une direction Nord vers Sud. On obtient donc une fetch de 1,2 km.

La cote PHE considérée ici correspond à la crue 1000 ans.

Ainsi, en retenant la formule de Molitor pour $F < 30 \text{ km}$:

Tableau 38 : Hauteur des vagues créées par le vent

Cas	h_v (m)
T = 50 ans ; PHE	0,81
T = 1000 ans ; RN	0,83

Soit :

- PHE + h_{v50} = 231,21 mNGF
- RN + h_{v1000} = 227,83 mNGF

On retiendra : $h_v = 0,81 \text{ m}$, pour le cas de la PHE et d'un vent dont la période de retour est de 50 ans.

La cote obtenue dans ces conditions dépasse de 11cm la cote des culées. Ce dépassement est toutefois à nuancer puisque qu'il correspond davantage à un franchissement non continu de petites vagues plutôt qu'à une réelle surverse au-dessus de l'ouvrage. Par ailleurs, les appuis du barrage dans cette zone sont constitués par du rocher.

Il est proposé de conclure que la revanche existante de l'ouvrage est suffisante et que l'ouvrage n'est pas sensible à cet aléa.

6.5 TEMPERATURE

Les températures dans le béton de la voûte ont un effet direct sur les contraintes, en raison de la dilatation thermique du béton.

Au premier ordre, le comportement est interprétable en considérant une distribution moyenne de la température du béton. Cette distribution moyenne dépend des températures extérieures :

- température de l'air ;
- température de l'eau.

On peut décomposer les variations thermiques extérieures en deux parties :



- les variations régulières saisonnières.
- les écarts par rapport à ces variations régulières.

Pour les barrages-voûtes, on constate que :

- les variations thermiques journalières peuvent être négligées ;
- les variations thermiques saisonnières affectent toute l'épaisseur de la voûte si celle-ci est inférieure à 5 m.

Pour le barrage des Cambous l'épaisseur de la voûte est variable mais proche de 2 m. Il sera donc considéré un temps caractéristique de 9 jours. En conséquence les températures moyennes journalières brutes issues des relevés ont été lissées en recalculant une moyenne mobile sur 9 jours consécutifs.

6.5.1 Station de mesure

La station la plus proche et la plus représentative est la station de Nîmes-Courbessac.

Elle est située à une distance de 55 km environ du barrage. Son altitude est de 59 m. Comparée à la cote de crête de la voûte (227 m NGF), il n'est pas nécessaire d'appliquer un ajustement des mesures.

Les données brutes de températures (températures moyennes journalières et températures moyennes mensuelles) sont issues du site infoclimat.fr.

La période de mesure s'étale :

- de 1981 à 2010 pour l'estimation des températures normales soit 30 ans ;
- de 1925 à 1938 puis de 1946 à 2020 pour l'analyse statistique soit 90 ans.

6.5.2 Température de clavage

Le rapport décennal de 2001 indique un « clavage très probablement en fin d'été ».

En se basant sur les données du site infoclimat.fr pour l'année 1957 indiquant une température pour août 1957 de 21,9 °C et pour septembre 1957 de 19,5°C, on retient une température de clavage de 20°C.

6.5.3 Température de l'air

Les cas de charges thermiques considérés sont présentés ci-dessous. Ils sont issus des Recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages voûtes du CFBR d'octobre 2018.

Les températures de l'air sont résumées ci-dessous :

Tableau 39 : Hypothèses de températures retenues pour l'air

Températures	Interannuelles	Décennales T_{10}	Millénales $T_{1\ 000}$	Décamillénales $T_{10\ 000}$
Été	+25°C	+29°C	+34°C	+37°C
Hiver	+06°C	-2°C	-11°C	-15°C



6.5.4 Température de l'eau

Concernant les températures de l'eau dans la retenue, la stratification thermique est prise en compte par l'intermédiaire de :

- l'épilimnion, couche de surface, où la température de l'eau est la plus proche de celle de l'air ; l'épaisseur de cette couche varie avec la saison.
- le métalimnion, couche intermédiaire, où la température de l'eau varie rapidement avec la profondeur.
- l'hypolimnion, couche froide inférieure faiblement éclairée où la température varie peu.

L'eau connaît sa masse volumique maximale à 4°C : au-dessous de cette température elle devient plus légère et remonte à la surface. Les eaux de la retenue s'échelonnent donc verticalement selon un gradient de température, été comme hiver. C'est au printemps et à l'automne que les eaux de la retenue se mélangent et que le gradient s'inverse.

Les hypothèses de répartition des températures sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau 40 : Hypothèses de répartition des températures dans l'eau

Stratification thermique de l'eau	Profil hiver		Profil été	
	Profondeur (m)	Température (°C)	Profondeur (m)	Température (°C)
	0	$Max(T_{air}, 0)$	0	T_{air}
	3	$Max(T_{air}, 0)$	3	T_{air}
	9	$Max(T_{air}, 4)$	9	11
	22	$Max(T_{air}, 4)$	22	11

170

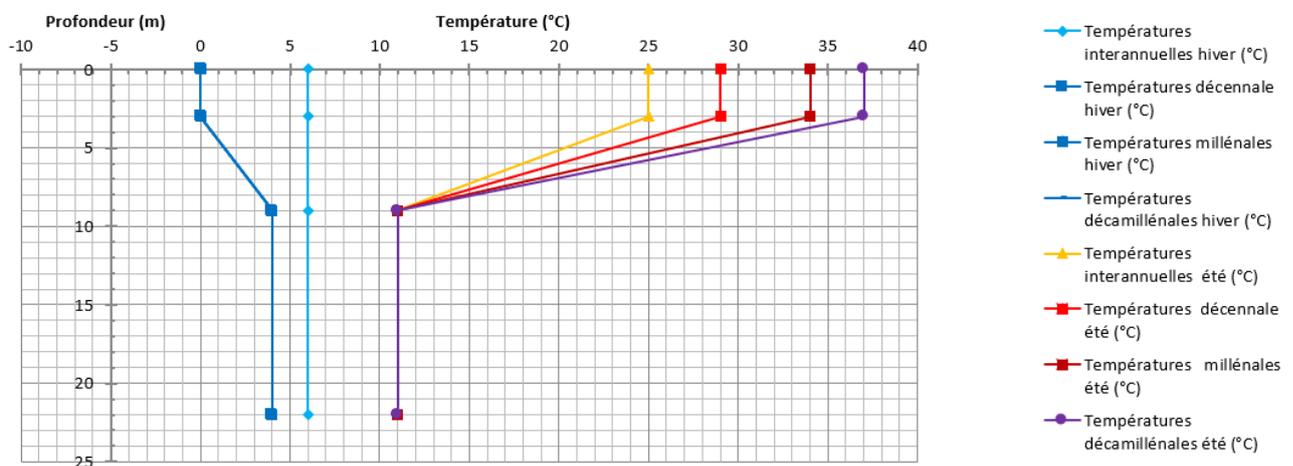


Figure 77 : Hypothèses de températures pour l'eau en fonction de la profondeur

La localisation du métalimnion (entre 3 et 9 m) est confirmée par les premiers relevés effectués sur site par le Conseil Départementale :

- le 28 août 2013 à 14H30 (température de l'air à 16,8°C et niveau normal de retenue)
- le 21 novembre 2013 à 13H30 (température de l'air à 5,7°C et niveau normal de retenue)

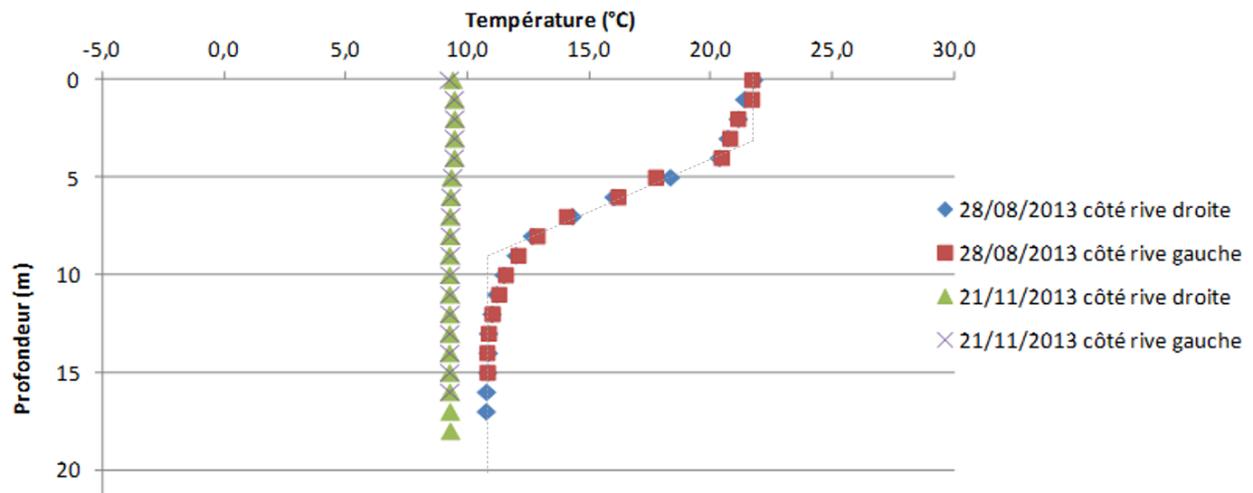


Figure 78 : Profil des températures relevées dans la retenue

Cet aléa « température » a bien été pris en compte.

6.6 AUTRES ALEAS NATURELS

6.6.1 Gel

Le gel n'est pas un aléa courant sur le site du barrage des Cambous. Aucun épisode significatif de gel n'a été relevé depuis la mise en eau de l'ouvrage. La typologie d'ouvrage « voute déversante » permet de ne pas considérer cet aléa dans la suite de l'étude.

A ce titre, le calcul de stabilité du barrage des Cambous sous les forces de glace n'est pas nécessaire.

6.6.2 Avalanche

Sans objet pour le barrage des Cambous.

6.6.3 Foudre

Le risque de foudroiement est considéré comme peu impactant pour le barrage du fait que :

- Les organes de vantellerie ne sont pas utilisés pour faire transiter les débits de crues ;
- Une panne du système de manœuvre électrique peut être gérée par une manœuvre manuelle de la vanne hors service au moyen des volants de manœuvre, les moteurs étant débrayables ;
- Il est prévu d'installer un parafoudre en tête de l'installation de l'alimentation électrique du barrage durant les travaux.



6.6.4 Engravement

Les consignes de surveillance prévoient un essai en charge du dispositif de vidange trimestriellement et un suivi biennal de la bathymétrie en pied de barrage sur un profil en amont immédiat (10m) pour suivre l'envasement et déclencher éventuellement une opération de désencombrement.

Le dernier relevé de l'exploitant ne montrait pas d'évolution majeure du niveau d'envasement à l'amont du barrage.

Une inspection subaquatique de l'entonnement amont est prévue en 2022 dans le cadre du Diagnostic Exhaustif de l'ouvrage (actualisation décennale de l'EDD). Elle permettra de confirmer ce point.

A noter que les travaux du projet de sécurisation n'impactent pas ce point en particulier.

6.6.5 Embâcles

La réduction de débitance du seuil déversant pourrait se faire par accumulation d'embâcles.

Compte tenu du caractère boisé du bassin versant, une crue majeure est susceptible de générer d'importantes quantités d'embâcles. Néanmoins, aucun obstacle n'empêcherait les embâcles de surverser par-dessus le barrage (89 ml de longueur déversante). Seul un amas de bois enchevêtrés pourrait bloquer devant le barrage pour des hauteurs de tirant d'eau faible. Mais une fois les hauteurs de surverse supérieures à 2 m environ, il serait emporté.

A noter que, bien que les vannes ne participent pas à l'évacuation des crues et que leur manœuvre n'est donc pas a priori nécessaire en période de crue, l'inaccessibilité de la chambre des vannes et les risques de désordres sur cette chambre en cas d'embâcles pendant une crue existent.

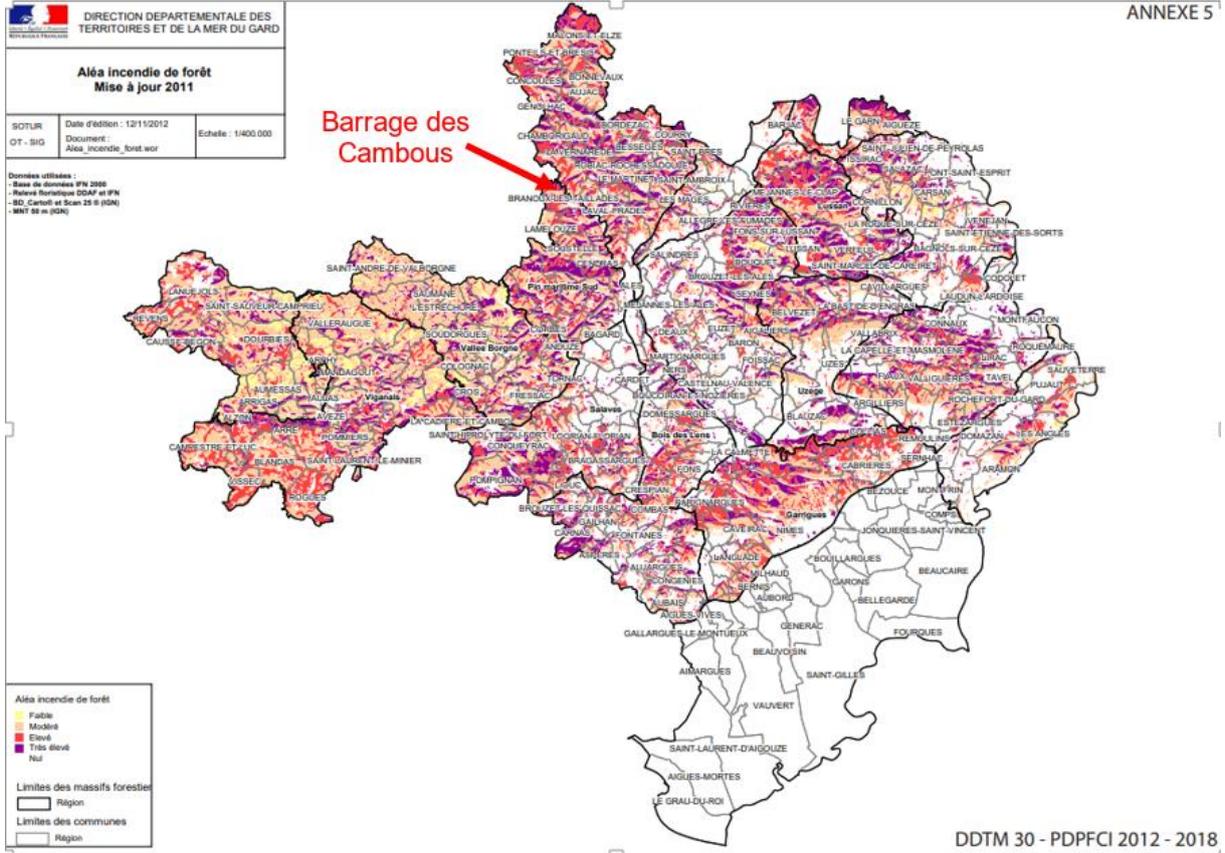
6.6.6 Feu de forêt

L'aléa feu sur le site du barrage et sur le versant amont est considéré comme « modéré » à « élevé » (source : Plan de Protection des Forêts Contre les Incendies du Gard, 2011, [Réf 30]). La carte ci-dessous en présente un extrait :



Carte 1 : Aléa feu de forêt dans le département du Gard

ANNEXE 5



Source : PDPFCI 2012-2018 département du Gard

Cet aléa n'a pas été pris en compte.



7 ETUDE ACCIDENTOLOGIQUE ET RETOUR D'EXPERIENCE

7.1 ANALYSE HISTORIQUE DES DEFAILLANCES DE BARRAGE EN BETON

Plusieurs auteurs se sont intéressés aux modes de rupture et accidents survenus sur des barrages en béton. Parmi ceux-ci, on retiendra notamment :

- K.R. Saxena, V.M. Sharma – DAMS, Incidents and accidents – Taylor&Francis – 2005
- CIGB / ICOLD – Lessons from dam incidents – 1974
- ICOLD, Bulletin 109, 1998, Appence 1 ,CLASSIFICATION OF REPORTED FAILURES (excl. China & USSR)
- Journal of Hydraulic Research, Vol. 42, No. 2 (2004), pp. 197–206© 2004 International Association of Hydraulic Engineering and Research
- F. LEMPERIERE, Hydrocoop – France, Septembre 2002, Non structural measures are cost effective for reducing risks of most
- Laboratoire hydraulique environnementale (LHE), École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Christophe Ancey, mai 2012, Notes de cours : Hydraulique à surface libre crues, vagues, et ruptures de barrage
- Site du BARPI et base de données ARIA.

L'analyse de ces ouvrages a permis d'établir quelques conclusions statistiques sur les ruptures et les accidents survenus sur des barrages en béton dans le monde.

7.1.1 Conclusions générales sur les accidents et ruptures de barrages en béton

Le bulletin ICOLD de 1974 fournit une liste très détaillée de cas d'accidents et de ruptures survenus sur des barrages de tous types.

Cet article traite non seulement de cas de ruptures survenues sur des ouvrages mais aussi de cas d'accidents. On utilise les définitions de ces termes données par le CIGB à savoir que la rupture d'un ouvrage se caractérise par le fait que celui-ci ne puisse plus retenir l'eau à l'amont. Une rupture de barrage s'accompagne donc généralement d'un volume d'eau assez important lâché à l'aval. A contrario, l'accident est un événement dommageable pour un ouvrage mais n'engendrant pas la rupture, donc ne s'accompagnant pas forcément d'une lâchure d'eau.

En ce qui concerne les ruptures, les conclusions globales de ces articles sont les suivantes :

- Il y a deux causes principales de rupture : capacité insuffisante de l'évacuateur (35 % des ruptures documentées), et problème de fondation (25 % des ruptures documentées).
- La plupart des ruptures intéressent les barrages jeunes (moins de 10 ans après leur construction). La phase de remplissage et les cinq premières années de service sont en effet les plus critiques.
- Le taux de rupture d'un barrage en béton est peu dépendant de sa hauteur (taux de rupture de 0,54% pour les barrages ayant une hauteur maximale de 100m).



- Les barrages en béton présentent un taux de rupture deux fois moins important que les barrages en remblais (0,54 contre 1,11 %, respectivement).
- Les modes de défaillances impliquant des fondations de très mauvaise qualité, des niveaux exceptionnels de retenues et des structures trop minces représentent les principales causes de rupture.

L'analyse de ces œuvres et le retour d'expérience ont ainsi permis de retenir pour des barrages en béton les modes de rupture suivants :

- Rupture structurelle
- Glissement/renversement du corps du barrage sur ses fondations/appuis

Il existe environ 900 barrages voûtes dans le monde, parmi lesquels 600 ont une hauteur de plus de 30m. On recense trois ruptures lors de leur première mise en eau :

- Malpasset (France, 1959)
- Vaugn Creek (Caroline du Nord, USA, 1926)
- Idbar (Yougoslavie, 1960)

7.1.2 Exemples d'accidents sur des ouvrages présentant des similarités avec le barrage des Cambous

BARRAGE DE MALPASSET, FRANCE, 1959 :

L'exemple de l'étude du barrage de Malpasset met en évidence l'importance du rôle des fondations dans le cas des barrages voûtes.

La rupture du barrage de Malpasset, barrage voûte à paroi mince d'une hauteur de 60 m, a fait 423 victimes et 7 000 sinistrés. Après plusieurs jours de pluies torrentielles, le barrage situé sur le Reyran, au nord de Fréjus, se rompt à 21h11 lors de son premier remplissage (phase critique de la vie d'un barrage). Une lame de 50 millions de mètres cube d'eau s'engouffre dans la vallée du Reyran, dévastant tout sur son passage. La ville de Fréjus est submergée en quelques minutes par une vague d'eau et de boue 21 minutes plus tard. Les conséquences sont dramatiques.



Figure 79 : Rupture du barrage de Malpasset (France, 1959)



La rupture est engendrée par un effet de sous-pressions dû à la présence d'une faille couplé à un phénomène rhéologique de mécanique des roches (variation de la perméabilité en fonction de la contrainte) inconnus à l'époque de la construction du barrage. Aucune faute n'a été établie envers les constructeurs par les différentes juridictions. La bonne qualité de la voûte et du béton ont été reconnues ; la catastrophe est imputable aux déficiences des fondations de l'ouvrage. Ce point souligne l'importance de la géologie, de l'orientation des failles du sous-sol et du régime des eaux souterraines dans l'implantation d'un barrage, mais surtout des études permettant d'identifier les problèmes potentiels en amont afin d'y apporter une réponse lors de la construction.

BARRAGE DE VAJONT, ITALIE, 1963

A 22h39, un glissement de terrain d'une partie du mont Toc déverse 260 millions de mètres cubes de terre et de roche à plus de 90 km/h dans le réservoir plein du barrage du Vajont. L'éboulement comble quasi instantanément le lac de retenue. Deux vagues de 25 millions de m³ d'eau chacune se propagent en aval et en amont du lac. L'eau franchit alors la crête du barrage, formant une vague de plus de 150 mètres de haut qui s'engouffre dans la gorge en direction de Longarone. L'avancée de la masse d'eau dans la vallée très étroite provoque des phénomènes de grande violence : l'air propulsé brutalement par l'eau, forme une onde de pression qui commence à faire des ravages dans la ville, puis l'eau charriant de nombreux débris provoque les destructions.

La masse d'eau engloutit les villes de Longarone, Pirago, Rivalta, Villanova et Faè ainsi que de nombreux petits villages environnants. Selon les estimations, entre 1 900 et 2 100 personnes sont tuées. Le barrage voûte en béton armé double courbure, haut de 261 m, n'est presque pas endommagé, seules les installations annexes (salle de contrôle, équipements...) sont détruites.

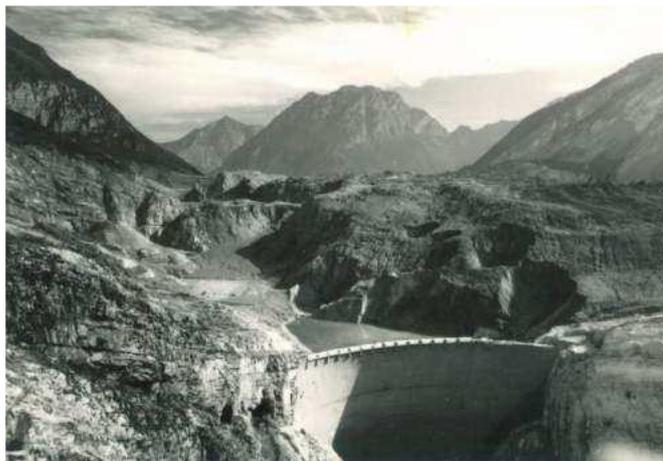


Figure 80 : Rupture du barrage de Vajont (Italie, 1963)

Grâce aux études géologiques et aux essais sur maquettes réalisés suite à un éboulement partiel survenu en novembre 1960, les causes sont relativement bien cernées. Elles résultent de la conjonction de plusieurs facteurs défavorables confirmés par les investigations post-accident :

- une configuration géologique complexe du site avec une particularité du versant septentrional du mont Toc présentant notamment une surface de glissement en forme de « chaise » selon un plan de litage courbé ;
- les variations de niveau du lac de retenue ;
- la pluviosité.

Les fortes pluies de la semaine précédant l'accident auraient alourdi le terrain et partiellement lubrifié le plan de glissement. L'un des responsables du désastre se suicidera. Pour la plupart, les autres responsables politiques et techniques ont été absous faute de preuves, en dehors de l'ingénieur en chef du projet, condamné à 5 ans de prison en 1977 et ayant bénéficié d'une mesure de grâce au bout d'un an.



7.1.3 Principale pathologie des barrages voûtes : gonflement dans les bétons de masse

Le gonflement dans les bétons de masse est généralement dû à la réaction alcali-granulat (réaction lente de la silice libre des agrégats avec les alcalis du ciment en présence d'eau, pour former un gel hydraté gonflant). Ce phénomène, dont les origines et la cinétique d'apparition sont encore aujourd'hui assez méconnues, peut affecter la totalité (barrage du Chambon) ou une part significative des ouvrages. Il peut toutefois exister d'autres modes de gonflement, plus localisés (exemple du barrage de Bimont). Un tel gonflement se manifeste par une fissuration superficielle en faïençage ou en nid d'abeilles.

Les conséquences en sont :

- L'apparition de déformations non prévues dans les ouvrages, entraînant un déport vers l'amont dans les ouvrages courbés avec une tendance à la décompression du contact au pied aval, et divers désordres dans les parties d'ouvrage contenant des ouvertures / équipements hydromécaniques (diminution des jeux puis coincement d'organes mobiles, etc.), un soulèvement de la crête, ainsi que la fissuration superficielle mentionnée plus haut ;
- L'apparition d'efforts hyperstatiques non prévus dans les ouvrages qui peuvent en modifier les conditions d'équilibre statique dans certaines parties d'ouvrages (poussées sur les ailes en rives) ;
- La diminution des caractéristiques mécaniques, dans le béton de masse lui-même (développement de micro-fissuration), mais aussi dans les reprises de bétonnage (perte de cohésion, décollement de surfaces de reprise...).

Dans un cas exceptionnel (le Barrage du Chambon) le gonflement a eu des effets structurels dus aux efforts internes excessifs importants, au point que le relâchement de ces efforts internes a été recherché par sciage de l'ouvrage sur une partie significative de sa hauteur.

CAS DU BARRAGE DES CAMBOUS

Le phénomène de gonflement a été étudié via la réalisation d'examen au microscope à balayage (MEB) associée à une micro-analyse élémentaire afin d'identifier éventuellement des phases réactives dans le béton (cf. 5.1.2.2).

Le risque RSI n'apparaît ni d'un point de vue chimique (étringite secondaire), ni d'un point de vue physique (remplissage des pores). **Il peut donc être écarté tout risque de réaction sulfatique interne (RSI) ou de réaction alcali-granulat (RAG) sur l'ouvrage.**

En parallèle, 3 carottes de béton du barrage ont été prélevées sur le parement aval depuis le pied aval en février 2013.

Ces carottes ont fait l'objet d'essais d'expansion résiduelle selon la méthode LCPC n°44 par le CEBTP (note référencée BMA1-D-4043) de mars 2014.

Les carottes ont été équipées de 3 bases de mesure de 100 mm disposées à 120° puis emballées dans un film plastique. Elles ont ensuite été stockées dans un conteneur à une température de 38° et une humidité relative de 100%. Le suivi des déformations a été réalisé sur un an.

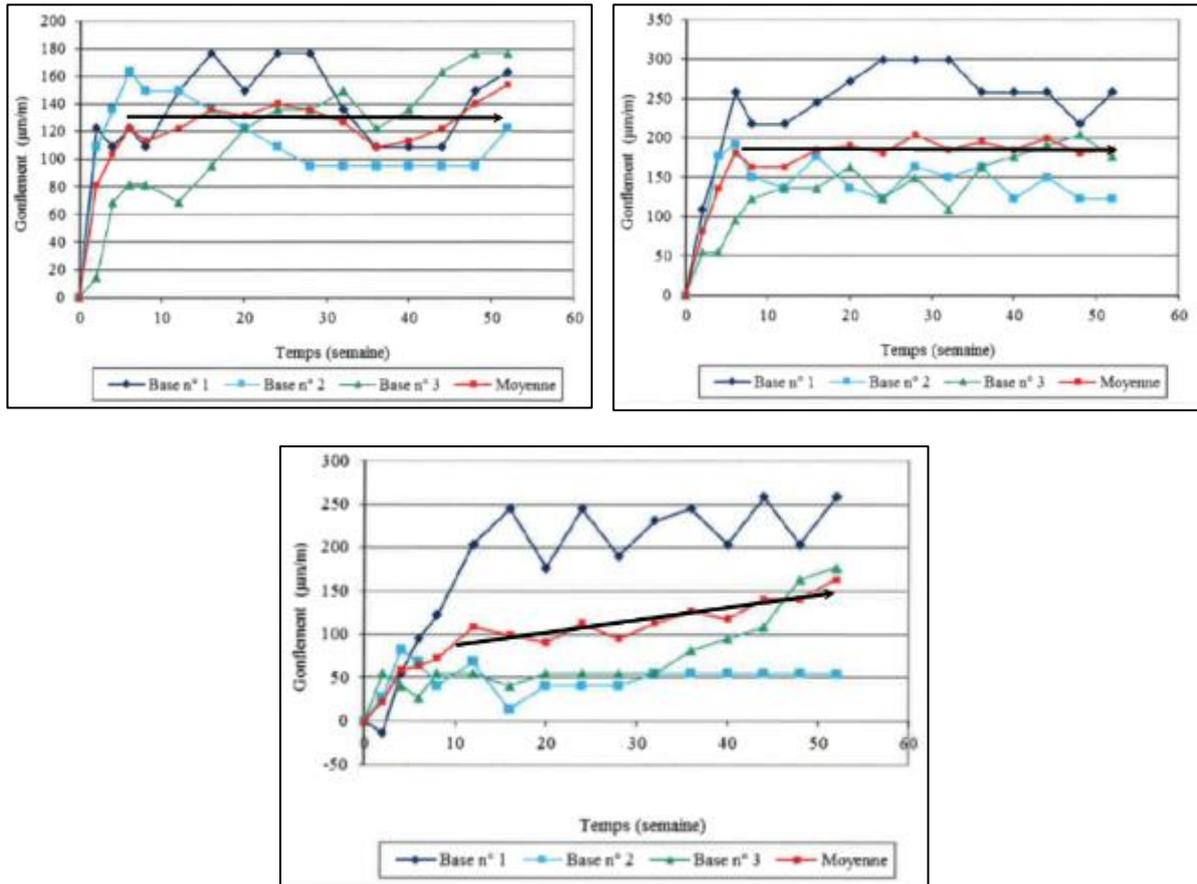


Figure 81 : Résultats des essais de gonflement réalisés sur le barrage des Cambous

Pour les deux premiers échantillons présentés, l'expansion est quasiment nulle si on considère les courbes moyennes. Pour le troisième échantillon, l'une des bases montre une dérive durant les 20 dernières semaines. Elle conduit à une courbe moyenne présentant une expansion de l'ordre de 50 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{an}$. Cette valeur peut être appréciée à partir de la grille suivante proposée par le CEREMA pour les ouvrages d'art.

ER ($\mu\text{m}/\text{m}$)	Qualification
< 100	Négligeable
100 à 500	Modérée
> 500	Importante

Figure 82 : Grille d'appréciation de l'expansion (source CEREMA)

Une valeur de 50 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{an}$ est associée à un **risque négligeable**.



7.1.4 Vulnérabilité des barrages voûte aux séismes

7.1.4.1 Effets des séismes sur les barrages voûte

Il est important de signaler qu'aucun barrage en béton ou en maçonnerie n'a subi dans l'histoire de destruction à l'occasion d'un séisme à l'exception de la ruine du barrage de dérivation de Shih-Kang (Taïwan). Sur cet ouvrage, la présence d'une faille, sensiblement parallèle à la vallée et non détectée pendant les travaux, provoqua un affaissement de 3 à 4 m entre les pertuis vannés de la rive droite mais sans lâchure catastrophique d'eau de la retenue.

Pour tous les ouvrages en béton ou en maçonnerie ayant connu un séisme, la stabilité globale des ouvrages n'a pas été mise en cause et les dégâts qui ont pu être observés se sont traduits principalement :

- Par l'apparition de fissures en partie supérieure des ouvrages localisées en général au niveau d'un changement d'inertie des structures, en particulier lorsque le parement aval comporte une rupture de pente ;
- Par des ouvertures ou décalages au droit des joints de plot.

BARRAGE DE PACOIMA (CALIFORNIE)

Afin de traduire la bonne stabilité des barrages voûte lors d'un séisme, on peut citer notamment le barrage de Pacoima en Californie. Ce barrage, haut de 113 m, construit en 1929, a subi les séismes de San Fernando en 1971 (magnitude 6,6, 5 km de l'épicentre) et de Northridge en 1994 (magnitude 6,7, 18 km de l'épicentre). Pour ce dernier séisme, des accélérations maximales de 1,76 g en horizontal et de 1,6 g en vertical ont été enregistrées au sommet de l'appui rive gauche. L'ouvrage n'a connu dans les deux cas que des dégâts mineurs avec des ouvertures et fermetures du joint vertical en rive gauche au contact entre la voûte et la culée-poids d'une amplitude de 5 cm. À noter cependant que le niveau de la retenue était bas lors de ces deux séismes, ce qui ne permet pas de préjuger du comportement de la voute à retenue pleine.

BARRAGES DE RAPEL ET D'AMBIESTA (CHILI)

Les barrages-voûte de Rapel (109 m de hauteur) et d'Ambiesta (59 m de hauteur) au Chili ont subi respectivement en 1985 et 1976 des séismes de magnitude 7,7 et 6,5 à des distances épicentrales de 45 et 22 km. Des accélérations maximales comprises entre 0,3 et 0,4 g ont été enregistrées au niveau des appuis. Ces deux ouvrages n'ont pas été endommagés au cours de ces séismes. Des dégradations ont été observées sur le barrage de Rapel au niveau de la prise d'eau et de l'évacuateur de crue dans les parties non liées au barrage, en raison des déphasages entre les mouvements de ces structures annexes et le barrage. Il faut noter que le barrage de Rapel comporte une ceinture antisismique. Le barrage de Rapel a subi le 27 février 2010 le séisme de Cauquenes, d'une magnitude 8,8 à une distance épicentrale de 60 km. Les accélérations enregistrées étaient comprises entre 0,14 g et 0,21 g suivant les directions. On a noté un déplacement relatif de 0,5 mm entre deux plots de la rive gauche, situés à proximité d'une faille de la fondation et une augmentation des fuites de 13 l/s à 40 l/s.

BARRAGE VOUTE DE SHAPAI (CHINE)

Lors du séisme de Wenchuan (Chine) du 12 mai 2008, le barrage voûte de Shapai (plus haute voûte du monde construite en Béton Compacté au Rouleau (BCR), mise en eau en 2003) a été soumis à de très fortes secousses. La hauteur et la longueur de crête sont respectivement 132 m et 250 m, avec une épaisseur en crête de 9,5 m et à la base de 28 m.



Le barrage est fondé sur du granite et de la granodiorite. Des joints verticaux de contraction sont espacés de 50 m environ. Le barrage est situé à 30 km de l'épicentre, et pendant le séisme, le réservoir était à sa cote maximale. La conception sismique du barrage a été basée sur une accélération horizontale maximale du sol de 0,138 g, alors que l'accélération ressentie a dû être de 0,5 g. Aucun dommage n'a été observé sur la voûte. Par contre, le bâtiment en béton armé situé sur la crête et les superstructures de la tour de prise ont subi des déformations irréversibles mais réparables. La centrale électrique située à quelques kilomètres en aval a été gravement endommagée par des chutes de blocs et un joint de déplacement de la conduite forcée a cédé, entraînant l'inondation de la centrale.

Ces exemples démontrent clairement l'excellent niveau de sécurité des barrages voûtes vis-à-vis des sollicitations sismiques.

De façon générale, les barrages voûtes sont des ouvrages très sûrs.

Les effets d'un séisme peuvent également avoir un effet sur l'environnement du barrage ayant ensuite une influence sur l'ouvrage. On peut citer notamment :

- des glissements de terrain dans le réservoir, générant des vagues pouvant submerger la crête du barrage ;
- des glissements de terrain barrant des cours d'eau et formant des barrages artificiels dont la rupture peut provoquer des dégâts importants ;
- des chutes de blocs surplombant les ouvrages et capables d'endommager gravement les organes mécaniques comme les conduites forcées, les vannes et leurs dispositifs de commande, les pylônes électriques ;
- des glissements de terrain et chutes de blocs coupant les routes et moyens de communications, et rendant difficile voire parfois impossible l'accès aux ouvrages ;
- d'autres effets comme la formation de vagues ou d'oscillations dans le réservoir (seiches), de moindre importance pour la sécurité d'un barrage.

7.1.4.2 Effet des séismes sur les ouvrages annexes

Les principaux ouvrages annexes exposés en cas de séisme sont les structures verticales comme les tours de prise d'eau et les portiques de manutention des vannes. On note en effet dans la littérature plusieurs ruptures de tour de prise, ce qui ne concerne pas le barrage des Cambous qui n'en est pas doté.

Les organes vannés, évacuateurs de surface, vidanges de fond, présentent la même caractéristique que les barrages : ce sont des structures dimensionnées pour résister à des efforts horizontaux, et on peut penser qu'ils peuvent supporter des surpressions dynamiques, et ceci d'autant plus qu'ils sont soumis à une charge hydrostatique importante.

Les vannes de surface sont donc plus sensibles que les vannes de demi-fond ou de fond. Ainsi, lors du séisme de Saint-Paul-de-Fenouillet en février 1996 (M=5,3), une des vannes de surface du barrage de Vinça (Pyrénées-Orientales) s'est légèrement déformée alors qu'elle était partiellement ouverte et hors d'eau. La note du service de contrôle sur cette avarie concluait que l'ouverture assez conséquente de la vanne lors du séisme avait provoqué un décollement entre un de ses galets et le bajoyer, ce qui aurait permis sa mise en vibration. Cependant, le barrage des Cambous n'est pas doté de vannes de surface.

7.1.5 Conclusion

D'après les différents retours d'expérience à l'échelle mondiale, les barrages voûte, dont fait partie le barrage des Cambous, sont très stables sous sollicitations sismiques.



7.2 PRINCIPAUX EVENEMENTS SURVENUS SUR LE BARRAGE DES CAMBOUS

7.2.1 Crues passées

EVENEMENT DU 30 SEPTEMBRE 1958

La crue du 30 septembre 1958 est la crue la plus importante que l'ouvrage ait rencontrée depuis sa construction [Réf 19]. Le débit de cette crue a été estimé de l'ordre de 550 m³/s (période de retour de 20 ans environ) dans le cadre des études de conception du barrage de Sainte-Cécile d'Andorge. Cette crue n'a pas eu d'impact remarquable sur l'état de l'ouvrage.

EVENEMENTS DEPUIS LA DERNIERE ETUDES DE DANGERS

Le tableau ci-après récapitule les cotes maximales annuelles de la retenue des Cambous.

Tableau 41 : Cotes maximales de la retenue des Cambous depuis 2013

Dates	Cote de la retenue
17 mars 2013	227.65 m NGF
11 octobre 2014	228.45 m NGF
28 octobre 2015	228.45 m NGF
21 novembre 2016	227.70 m NGF
09 novembre 2017	227.85 m NGF
23 novembre 2018	228 m NGF
23 novembre 2019	228.27 m NGF
10 mai 2020	227.79 m NGF

Ces niveaux d'eau n'ont pas eu d'impact remarquable sur l'ouvrage.

7.2.2 Séismes passés

Cf. chapitre 6.2.4.

DEPUIS 2011 :

Le barrage a été concerné le 11 novembre 2019 à 10h52 par un séisme de magnitude 5,4 dont l'épicentre était situé à 62 km. Les actions de surveillance post séisme prévues par les consignes en vigueur ont été mises en œuvre (procédure E50 avec surveillance visuelle, auscultation et manœuvre de vanne) et n'ont pas mis en évidence d'anomalie ou de dégradation sur l'ouvrage.

7.2.3 Mouvements de terrains passés

Aucun glissement de terrain notable affectant la retenue, ou à proximité de l'ouvrage n'a été relevé.



7.2.4 Evènements de foudre passés

Aucun évènement de foudre notable affectant le barrage ou ses équipements n'a été relevé.

7.2.5 Evènements de gel passés

Aucun évènement de gel notable affectant la retenue n'a été relevé.

7.2.6 Autres évènements

Aucun autre évènement naturel n'a été recensé sur le barrage des Cambous.

7.3 DESCRIPTION DES DEFAILLANCES, ACCIDENTS ET EVOLUTIONS SURVENUES SUR L'OUVRAGE ET MESURES PRISES EN CONSEQUENCE

7.3.1 Phases de construction et de mise en eau

La phase de construction et de mise en eau n'a fait l'objet d'aucun rapport permettant de relater les faits marquants.

7.3.2 Défaillances et incidents survenus depuis la mise en eau

Cette partie propose une liste d'incidents survenus sur le barrage des Cambous depuis la fin de sa construction. Ces incidents et leur descriptif sont tirés des différents rapports de visites (annuelles, décennale et techniques approfondies).

Ne sont listés que les incidents considérés comme importants et les opérations de maintenance lourde qui peuvent mener ou contribuer à un des scénarios présentés dans le chapitre 8 de l'étude de dangers : les interventions de maintenance classique ou les réparations mineures ne sont pas prises en compte. Ces incidents sont retranscrits dans l'ordre chronologique et sont accompagnés, le cas échéant, des mesures prises en conséquence.

- 1960 : Travaux sur le pied aval Rive Gauche du barrage (tapis béton de 30-40 cm d'épaisseur au droit de la zone déversante, barbacanes à travers ce tapis, drains verticaux de 7 à 10 m de profondeur dans le rocher en pied aval) ;
- 1969 : Relevé d'une fissure en pied aval rive droite ;
- 1978 : Mise en œuvre de béton en pied aval rive droite suite à quelques érosions ;
- 1979-1980 : Nettoyage des vases et bois dans la retenue devant les organes de prise ;
- 1982-1983 : Décolmatage des drains suite aux remarques du PV de la visite décennale de 1979-1980 ;
- 1995 : Modernisation du dispositif d'auscultation topographique et installation de 2 appareils vinchons sur les joints voûte-culées ;



- 2002-2003 : Réfection du seuil du déversoir avec création d'une échancrure en rive droite (environ 10 cm de profondeur et 10 m de largeur) dont la vocation est l'évacuation des corps flottants de taille modeste en exploitation normale. Création d'une pile centrale pour mettre en place le flotteur du pendule et les organes de manutention de la prise à niveau variable (cette pile permet en outre le fractionnement de la lame déversante et donc une meilleure aération en sous-face). Installation d'un pendule. Réhabilitation du système de drainage en pied aval du barrage. Rénovation complète du dispositif de vannage avec l'installation d'une prise à niveau variable;
- 2006 : Traitement des épaufrures de la culée rive droite par exécution d'un cheminement aval sur le massif de butée rive droite;
- 2010 : Travaux sur les systèmes de commande des vannes à jets creux et sur les dispositifs de protection des embâcles (capot de protection plein évitant que des embâcles ne se coincent dessous et gênent la manœuvre), avec installation d'une passerelle facilitant l'accès pour la maintenance;
- 2013 : Rénovation de la pièce articulée reliant le câble à la crépine (au niveau de la prise à niveau variable) ;
- 2015 : Rénovation de l'échelle limnimétrique. La partie supérieure de l'échelle (entre 227 et 228 mNGF) a été rénovée en janvier 2015 ;
- 2016 : Remplacement de la tringlerie permettant d'actionner le jet creux de l'organe de restitution qui s'était bloquée en position ouverte lors d'une manœuvre en octobre 2015 et qui depuis s'était à nouveau bloquée ;
- Septembre 2017 : La partie inférieure de l'échelle limnimétrique à l'amont du barrage (tronçon 225-226 mNGF) a été installée ;
- 2018 : Contrôle des renvois d'angles de la vanne à jet creux de restitution.
- 2019 : Remplacement de la pompe de la chambre des vannes (car hors service). Elle permet de maintenir hors d'eau les canalisations situées sous le caillebotis pour éviter leur corrosion notamment. Remplacement du flotteur correspondant au niveau bas ;
- Octobre 2019 : Inspection caméra de la vanne de garde de vidange qui a mis en évidence la présence d'un tronc d'arbre coincé sous le volet de la vanne de fond de vidange. Opération de retrait prévue pour 2022 ;
- 2020 : Réparation d'un dysfonctionnement électrique du treuil de relevage de la prise d'eau à niveau variable ;
- Septembre 2020 : Remise en service de la vanne jet creux de restitution qui était bloquée ouverte depuis décembre 2017 (PSH). Changement du condensateur et remise en service de la pompe de la chambre des vannes.

7.3.3 Observations diverses

Le barrage fait l'objet de dégradations diverses identifiées qui sont toujours d'actualité.

Elles sont listées ci-dessous.

CULEE RIVE DROITE

Le massif d'appui de la culée RD fait l'objet de plusieurs dégradations qui ont pu être caractérisées lors de l'Examen Technique Complet mené en 2012. Ces dégradations se caractérisent par plusieurs fissures, profondes de 50 cm au maximum, avec présences d'infiltrations et des manques de béton.

Ces dégradations seront corrigées à l'issue des travaux de sécurisation du barrage des Cambous, objet de la présente mise à jour de l'étude de dangers.



En effet, l'étude d'avant-projet menée [Réf 3] pour les travaux de réhabilitation du massif de butée de la culée de rive droite conclut que le massif ne présente pas de signe d'instabilité à court terme. De plus, l'étude de stabilité indique que la stabilité de la culée est estimée acquise pour tous les cas de charge avec une marge jugée suffisante mais que son confortement dépend des débits évacués par le barrage de Sainte Cécile d'Andorge et est difficilement dissociable de la sécurisation de ce barrage.

Ces dégradations sont reprises dans le cadre des travaux de sécurisation du complexe hydraulique.

VANNE DE GARDE DU CIRCUIT DE VIDANGE

Il est à noter que lors de l'essai mensuel du 06/05/2015, après une ouverture totale dans des conditions normales de la vanne papillon de la conduite de vidange, la vanne s'est bloquée en position ouverte à 90% environ à la fermeture.

À la suite de cet incident, une visite d'urgence sur site a été organisée par l'assistant technique à la Maitrise d'Ouvrage afin d'en comprendre l'origine.

Lors de cette visite, une ouverture du jet creux à 50% avait permis d'observer un fonctionnement normal de la conduite de vidange avec un écoulement chargé en sédiments dans un premier temps, pour s'éclaircir par la suite. L'essai en charge avait duré plusieurs minutes.

La décision avait été prise de mettre en place la boule batardeau à l'entrée de la conduite de vidange par sécurité.

Une inspection approfondie réalisée par une entreprise spécialisée a révélé que le problème pouvait venir du réducteur. Toutefois, les travaux exécutés par l'entreprise spécialisée n'ont pas permis de remettre en service la vanne papillon de vidange. Malgré l'inspection du 02/11/2015, le problème d'origine mécanique est écarté par l'inspection fine du réducteur et du dispositif de manœuvre.

Finalement, une inspection caméra du conduit de vidange par l'aval a été réalisée le 10/09/2019 et a confirmé la présence d'un bois au niveau de la vanne papillon.

L'extraction du bois bloqué dans la conduite de vidange est prévue dans le cadre des travaux de sécurisation de l'ouvrage.

COURONNEMENT DU BARRAGE

Présence importante notée de 2019 jusqu'à aujourd'hui d'une végétation, bois et mousse sur l'ensemble du couronnement du barrage. Nécessité d'installer préalablement des ancrages pour une ligne de vie. Son développement doit être limité afin d'éviter toute dégradation du génie civil. Opération prévue pour 2023, lors de la période estivale pour s'assurer du non déversement sur le seuil de l'ouvrage.



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

Ce chapitre est probablement le plus important de l'étude de dangers. C'est en effet dans celui-ci que sont déterminés les scénarios de défaillances menant à une libération non contrôlée d'énergie, dommageable pour la sécurité des biens et surtout des personnes.

Une caractérisation des risques potentiels est effectuée sur la base d'une analyse de risques telle que celles menées depuis certaines années dans le milieu industriel. La méthodologie et les outils d'analyse de risques qui sont utilisés dans cette étude seront décrits et détaillés dans un premier temps.

Une seconde partie s'attardera sur la détermination d'une liste des différents scénarios de défaillances propres au barrage des Cambous. Ces scénarios incluront aussi bien les risques d'origine externe à l'ouvrage que ceux qui lui sont intrinsèquement associés.

Enfin, une dernière partie caractérisera les risques inhérents à chaque scénario en termes de probabilité d'occurrence et de gravité de conséquences, incluant les facteurs d'intensité et de cinétique.

8.1 DESCRIPTION ET PRINCIPE DE LA METHODOLOGIE UTILISEE

La prévention des risques a toujours été une des préoccupations majeures des ingénieurs en Génie Civil qui se doivent de garantir la sécurité des usagers de leurs constructions. Cela est d'autant plus vrai lorsque les constructions en question sont des ouvrages présentant un potentiel de risques important comme les barrages.

Des méthodes d'analyse de risques provenant du domaine de l'industrie viennent de plus en plus aider le concepteur dans cette tâche. Dans le cadre de l'Etude de Dangers d'un barrage déjà construit, il est nécessaire d'adapter ses méthodes de façon à évaluer sa Sûreté de Fonctionnement.

Les différents scénarios relatifs à la dernière version de l'EDD 2012 des Cambous sont brièvement rappelés dans la suite. On se référera à la version précédente pour plus de détails.

Cette présente étude apporte en complément une analyse de risques pendant les différentes phases du chantier de sécurisation du complexe hydraulique et souligne les scénarios impactés par les travaux. Elle doit conduire le responsable d'ouvrage à mettre en œuvre des mesures qui doivent permettre de viser un niveau de sûreté en cohérence avec le niveau de sûreté de l'ouvrage avant travaux.



On présentera tout d'abord le schéma méthodologique global d'une analyse de risques ainsi que les méthodes et outils retenus pour l'analyse des risques relatifs au barrage des Cambous. Suivra ensuite la présentation de la mise en œuvre de cette méthodologie effectuée dans le cadre de l'Etude de Dangers.

L'analyse de risques n'est pas une science à part entière et il existe ainsi plusieurs approches pour la mettre en œuvre. Elles peuvent être divisées en deux groupes :

- les méthodes dites « externes » comprenant l'approche statistique et l'expertise ;
- les méthodes dites « internes » comprenant la modélisation physique et la modélisation fonctionnelle de la sûreté de fonctionnement.

En ce qui concerne les ouvrages de Génie Civil, l'analyse de risques par la sûreté de fonctionnement semble être la mieux indiquée : c'est cette approche qui sera appliquée dans l'étude de dangers du barrage des Cambous. Cette méthode d'analyse de risques s'appuie sur la prévision de l'évolution des performances d'un ouvrage en fonction des sollicitations auxquelles il peut être soumis. Dans cette approche, le barrage est assimilé à un système constitué de différents composants ayant chacun certaines fonctions à remplir pour contribuer au fonctionnement global du système.

Le principe de la modélisation fonctionnelle consiste à déterminer les interactions entre les composants d'un système et son environnement, de façon à établir de manière formelle les liens entre les défaillances des fonctions, leurs causes et leurs effets.

Une fois le modèle de fonctionnement établi, on cherche à évaluer des mesures de la sûreté de fonctionnement qui peuvent être, selon le contexte et les données disponibles, déterministes ou probabilistes. Cependant, dans le cas d'ouvrages tels que des barrages, l'unicité des ouvrages rend quasiment impossible la mise en œuvre d'une approche fiabiliste à cause d'un manque de données. Ce genre d'approche serait réalisable sur un parc d'un grand nombre d'ouvrages de conception homogène.

8.1.1 Description théorique de la méthodologie d'identification et de caractérisation des risques

8.1.1.1 Types d'analyses employées

Les types d'analyses employés sont synthétisés dans la figure suivante et décrits dans les sections suivantes.

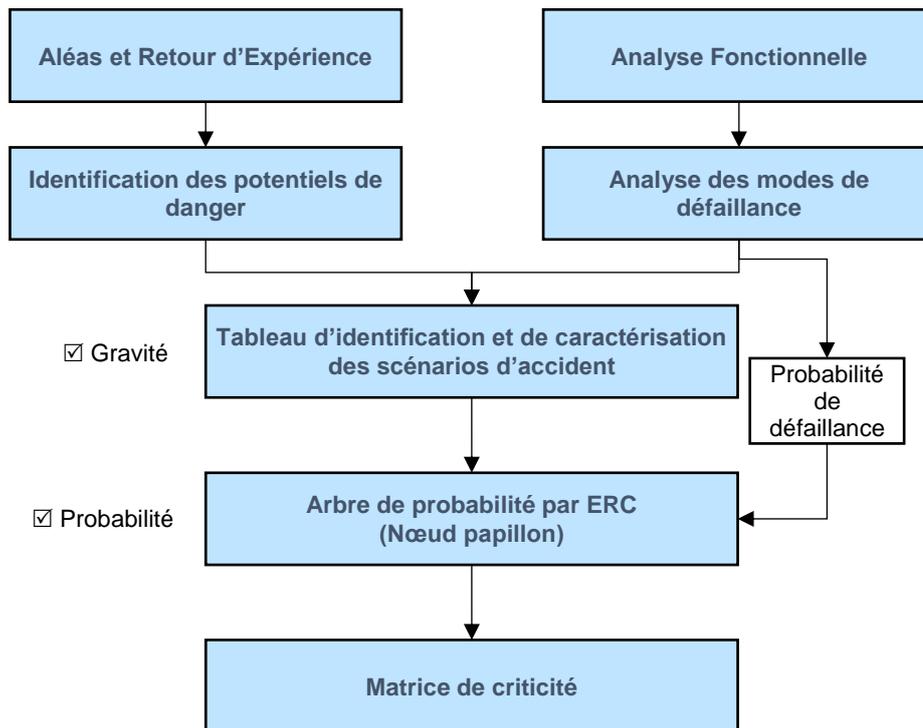


Figure 83 : Méthodologie de la présente analyse de risques

8.1.1.1.1 Aléas et Retour d'Expérience

Décrits aux chapitres 6 et 7.

8.1.1.1.2 Identification des potentiels de danger

À partir de l'analyse des aléas et du retour d'expérience, on identifie les potentiels de danger pour l'ouvrage. C'est à partir de ces derniers que sont proposés les Évènements Redoutés Centraux (ERC), sur lesquels s'articule l'analyse de risque.

8.1.1.1.3 Analyse Fonctionnelle (AF)

L'analyse fonctionnelle (AF) consiste à décomposer structurellement l'ouvrage en éléments et sous-éléments, et à donner les fonctions assurées par chacun de ces derniers.

8.1.1.1.4 Analyse des Modes de Défaillance (AMD)

À partir de l'AF, on détermine les modes de défaillance possible de chaque élément de plus bas niveau. On cherche les évènements pouvant causer la perte d'une ou de plusieurs fonctions de l'élément.

On associe par ailleurs à chaque mode de défaillance une probabilité d'occurrence.

La liste des potentiels de danger permet d'identifier les ERC. L'AMD permet d'identifier les causes de ces ERC, appelés Évènements Initiateurs (EI).



8.1.1.1.5 *Nœuds papillon*

Ces diagrammes sont établis à partir de l'identification et de la caractérisation des scénarios d'accidents. En complément, on y connecte les EI les uns aux autres par les opérateurs logiques "ET" ou "OU".

Ces diagrammes ont deux objectifs :

- représenter synthétiquement les scénarios d'accident identifiés ;
- calculer les probabilités d'occurrence des ERC.

REPRESENTATION SYNTHETIQUE DES SCENARIOS D'ACCIDENTS

La présentation du diagramme est faite à la partie suivante.

BARRIERES DE SECURITE

Conformément au guide de lecture des EDD (MEDDE, 2012), on distingue trois types de barrières de sécurité :

- Les barrières de prévention : mesures visant à éviter ou limiter la probabilité d'un événement indésirable, en amont du phénomène dangereux ;
- Les barrières de limitation : mesures visant à limiter l'intensité des effets d'un phénomène dangereux ;
- Les barrières de protection : mesure visant à limiter les conséquences sur les cibles potentielles par diminution de la vulnérabilité.

CALCUL DE LA PROBABILITE D'OCCURRENCE ANNUELLE D'UN ERC

Il s'agit d'affecter une probabilité d'occurrence annuelle aux scénarios aboutissant aux Événements Redoutés Centraux (ERC).

L'estimation de la probabilité d'occurrence annuelle de l'ERC est le fruit d'une combinaison des probabilités d'occurrence annuelle de ses Événements Initiateurs (EI), en tenant compte, le cas échéant, de la présence de barrière de prévention (BSpré).

Une fois le diagramme construit, on procède comme suit :

- On calcule la probabilité d'occurrence annuelle de chaque EI, et notamment grâce à l'analyse des modes de défaillance ;
- On calcule la probabilité d'occurrence annuelle de l'ERC, de gauche à droite, par combinaison des probabilités des EI, en respectant les règles suivantes :
 - Lorsque deux événements de classes de probabilité différentes sont reliés par l'opérateur logique "OU", la probabilité résultante est la probabilité la plus élevée des deux.
Si les classes de probabilité des deux événements sont identiques, la probabilité résultante est la même que celle des événements initiateurs.

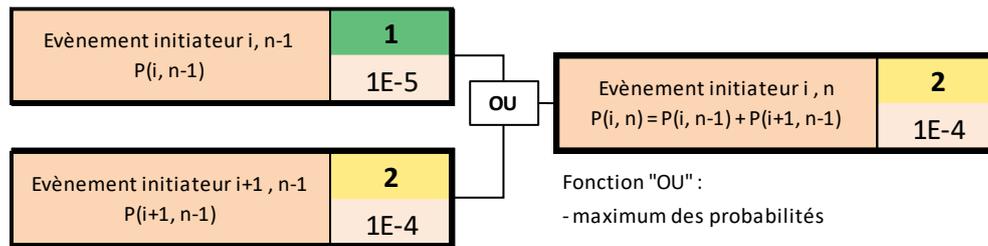


Figure 84 : Exemple de calcul de probabilité d'un EI_n à partir de deux EI_{n+1} reliés par un "OU"

- Lorsque deux évènements sont reliés par l'opérateur logique "ET", la probabilité résultante est la probabilité égale au produit des probabilités des évènements.

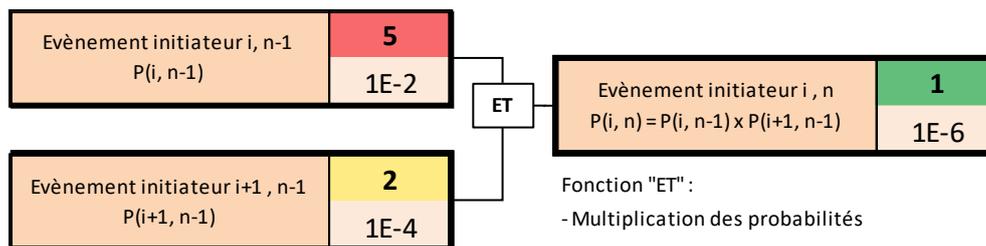


Figure 85 : Exemple de calcul de probabilité d'un EI_n à partir de deux EI_{n+1} reliés par un "ET"

- À chaque barrière de prévention rencontrée, on minimise la classe de probabilité calculée.

8.1.1.1.6 Matrice de criticité

La matrice de criticité permet de comparer les ERC selon leur criticité, déterminée par leur probabilité d'occurrence et la gravité des effets de leur(s) Phénomènes Dangereux (PhD) associé(s). Suivant le placement des ERC dans ce tableau, on choisit si des mesures de réduction des risques doivent être entreprises ou non.

8.1.1.2 Mode de représentation utilisé pour synthétiser les différents scénarios d'accidents identifiés

La méthodologie de l'AMDE(C) permet la détermination des différents modes de défaillances de chacun des composants du système. Ces défaillances accumulées conduisent à des scénarios de défaillances conduisant à un accident, voire à la rupture du barrage. Différents modes de représentation peuvent être utilisés pour synthétiser ces scénarios (arbres de défaillances, arbres d'événements, logigrammes « nœud papillon »).

Les scénarios de défaillances du barrage des Cambous seront synthétisés sous forme de logigrammes « Nœud Papillon ».

La méthode du « Nœud Papillon » est utilisée dans le cas des Installations Classées pour la Protection de l'Environnement (ICPE). Elle permet d'inventorier tous les dangers présents dans l'installation étudiée, d'en estimer les conséquences potentielles et de classer les risques en termes de gravité et de probabilité grâce à une matrice de criticité appropriée.



Un « Nœud Papillon » intègre un arbre de défaillances menant à un Evénement Redouté Central (ERC). Un arbre de défaillances représente de façon arborescente l'enchaînement des événements initiateurs menant à l'ERC, qui sera ici la rupture du barrage suivant un des modes de rupture propres aux barrages en béton. Un arbre de défaillances peut ainsi comporter plusieurs scénarios menant au même événement redouté.

A partir de l'ERC, un arbre d'événements est construit et permet de visualiser les phénomènes dangereux que l'ERC peut générer ainsi que leurs conséquences ou effets possibles.

Les barrières de sécurité propres à chaque événement initiateur sont représentées.

Chaque scénario d'accident sera représenté par un diagramme en nœud papillon, comme le montre l'exemple suivant :

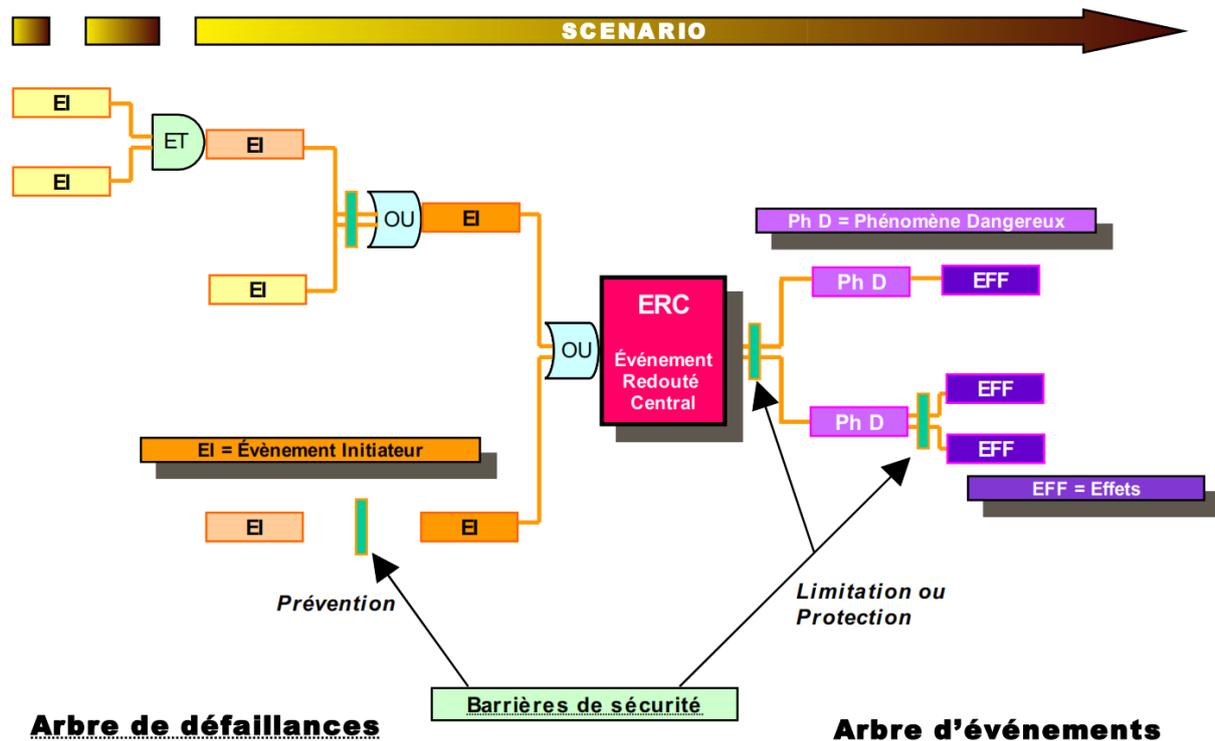


Figure 86 : Un modèle de diagramme en nœud papillon (source : Guide de lecture des EDD des barrages (MEDDE, 2012)

Le diagramme se lit de gauche à droite.

Au centre se trouve l'ERC. À gauche, l'arbre de défaillances présente les EI pouvant conduire à cet ERC, ainsi que les Barrières de Prévention (BS_{Pré}). À droite, l'arbre d'événements présente les Phénomènes Dangereux (PhD) auxquels l'ERC peut conduire, et les barrières de Limitation (BS_{Lim}) et les Barrières de Protection (BS_{Pro}).



8.1.2 Mise en œuvre de la méthodologie

8.1.2.1 Moyens humains

MOYENS MIS EN ŒUVRE DURANT L'EDD 2012

L'analyse de risques du barrage a été menée par un groupe de travail composé d'experts et d'ingénieurs spécialisés dans les différents domaines concernés. Ce groupe de travail s'est réuni à plusieurs reprises pour l'élaboration de chaque étape de l'analyse de risques.

Pour mémoire, le groupe d'experts associés était composé à l'époque de :

Compétences Barrages – Génie Civil – Géotechnique

- Eric VUILLERMET, Directeur de projet BRLi, membre du Comité Français des Barrages et Réservoirs assurait le pilotage des prestations dédiées à la Sureté des Ouvrages Hydrauliques. Ce choix était dicté du fait de sa forte implication dans le domaine des barrages au sein du Groupe BRL. Il avait notamment en charge :
 - Le suivi réglementaire (suivi comportemental, VTA, Assistance technique,...) de 17 barrages Classe A et B dont l'engagement sur 2011-2013 de 7 revues de sureté ;
 - Les études de dangers des barrages sous Concession BRL : barrage de Laprade (Aude – Classe A) – Barrages des Monts d'Orb (Hérault – Classe A) – Barrage de la Ganguise (Aude – Classe A) ;
 - L'étude de dangers du barrage de Villerest EP Loire (Loire – Classe A) ;
 - L'étude de dangers du barrage de Villeneuve de la Raho CG66 (Pyrénées Orientales – Classe B) ;

Il a participé aussi à des Groupes de travail du CFBR et notamment celui chargé de remettre à jour les recommandations sur la justification des barrages poids, groupe de travail animé par l'INRAE (ex Cemagref) ainsi que celui en charge des recommandations sur la justification des ouvrages en remblai ;

- Denis CARLIER : Expert, spécialiste barrage (conception, études, direction de travaux, diagnostic, réhabilitation et auscultation), membre du Comité Français des Barrages et Réservoirs. Il possédait plus de 30 ans d'expérience dans le domaine des grands aménagements hydrauliques et des barrages en particulier. Il a participé directement aux études détaillées et à la maîtrise d'œuvre des barrages des Olivettes, de l'Agly et de l'Alzeau. Lauréat du Grand Prix de l'Ingénierie avec le projet du barrage sur le Couesnon – Mont-Saint-Michel, et ses interventions techniques auprès de VNF, lui conféraient un niveau d'expertise d'excellence dans le domaine des grands ouvrages hydrauliques ;
- Romaric VICENTE : Directeur technique adjoint au sein de BRLi, membre du Comité Français des Barrages et Réservoirs, spécialiste de barrages. Durant sa carrière R. Vicente est intervenu sur des projets de conception et réalisation de grands barrages ainsi que de grands projets d'infrastructure en France et à l'étranger. Il a notamment assuré le poste de directeur de projet pour les études de maîtrise d'œuvre du barrage de Paquemar (Martinique), d'Ourovéni (Mayotte) et de M'Djebel (Algérie) ;
- Philippe SCHALWIJK : Ingénieur Spécialisé BRLi dans l'expertise d'ouvrage GC et métallerie. Son implication dans la rénovation et la conception d'ouvrage vanné pour VNF, lui a permis d'acquérir l'expérience nécessaire pour le diagnostic des vantelleres et autres organes d'exploitation d'ouvrages.



Compétences: Hydrologie – Hydraulique

- Gilles ROCQUELAIN : Expert en hydraulique et Directeur de l'innovation de BRLi, responsable des équipes Hydraulique de BRL ingénierie ;
- Carole CORNILLE : Expert en hydraulique et Directrice de projet à BRLi, elle a supervisé l'ensemble des prestations relatives aux simulations hydrauliques liées à la qualification des enjeux aval. Ayant déjà supervisée des EDD de digues à BRLi, elle a assuré également avec Eric Vuillermet la qualité du rendu final.

Compétence Vantellerie – Commandes électriques

- Christian VASSEUR : Il est familiarisé dans la gestion des équipements hydromécaniques, et venait d'achever la mission de la phase de mise en service du barrage du Mont Saint-Michel (contrôle du fonctionnement des 8 vannes, et du circuit contrôle-commande durant 1 an). Il a apporté un retour d'expérience sur les scénarii de défaillances.

Pour mémoire, le Groupe d'ingénieurs associés était composé de :

Compétences Barrages – Génie Civil

- Franck RANGOGNIO : Ingénieur Spécialisé Génie civil impliqué dans les projets d'ouvrages hydrauliques : seuils, canaux, barrages VNF au fil de l'eau, ouvrages vannés,... mais aussi sur les diagnostics de ces ouvrages et dans les missions d'AMO technique relative au suivi des ouvrages (Visite de prise de connaissance – VTA).

Compétences Barrages : Hydrologie – Hydraulique

- Z.X. FANG : Chef de projet au sein de BRLi, il possédait une expérience de plus de vingt ans dans les études hydrologiques et hydrauliques associées aux grands ouvrages. Il a supervisé l'ensemble des prestations relatives à la qualification de l'aléa hydrologique mais également l'ensemble de simulations hydrauliques liées à la qualification des enjeux aval.

MOYENS MIS EN ŒUVRE POUR LA PRESENTE ACTUALISATION DE L'EDD

La mise à jour de cette analyse dans le cadre de la demande d'autorisation jointe aux travaux de sécurisation du barrage des Cambous a demandé l'implication de personnel supplémentaire :

- Julien VANWARREGHEM : Directeur de Projet chez BRLi
Membre du CFBR et membre exécutif du Groupe Jeune du CFBR, Julien VANWARREGHEM est spécialisé en génie-civil, géotechnique, hydraulique, sureté des ouvrages. Son expérience lui a permis d'acquérir une excellente connaissance du barrage des Cambous, objet de la présente EDD. Il a notamment eu à sa charge :
 - Assistance technique à l'exploitation et à la surveillance des barrages du Département du Gard ;
 - Premières études de dangers des barrages de Sénéchas, Ste Cécile d'Andorge et des Cambous ;
 - Surveillance et Maîtrise d'œuvre pour les travaux d'urgence de la Rivière des Galets et Déclaration du système d'endiguement comprenant l'Etude de Dangers ;
 - Analyse de la problématique Voute en vallée large des barrages des Cambous et Sénéchas ;
- Alexandre DORADOUX : Ingénieur Génie Civil chez BRLi
Membre du CFBR, il a régulièrement à sa charge :
 - Le suivi et la coordination des prestations de sureté de nombreuse barrages, toutes classes confondues: VTA, rapport d'auscultation,...



- Les missions d'assistance technique en matière de sûreté des barrages : calculs de stabilité, optimisation des dispositifs d'auscultation, assistance au maître d'ouvrage,...
- La modélisation et le dimensionnement EXE de barrages
- L'assistance aux Maîtres d'ouvrage notamment en réunion DREAL / IRSTEA
- Le diagnostic et l'étude de stabilité d'ouvrages annexes (vannes, tour de prise,...)
- Hayate TIGRA : Ingénieure Génie Civil chez BRLi
Intégrée au sein du service Infrastructures Hydrauliques, elle participe notamment à :
 - La rédaction d'études de dangers de barrages et digues conformément à la réglementation en vigueur ;
 - La réalisation de visites techniques approfondies de systèmes d'endiguement et rédaction de rapports associés
- Akim SALMI : Directeur de Projet chez ISL.
Membre du CFBR, Akim SALMI est spécialisé dans la conception et la réalisation des barrages et plus généralement des ouvrages hydrauliques. Il est notamment l'auteur d'une quinzaine de communications scientifiques nationales et internationales relatives à la sûreté de fonctionnement des barrages et digues. Il a également été amené à piloter en tant que chef de projet, les études et/ou les maîtrises d'œuvre pour la réalisation ou pour le confortement d'un grand nombre de barrages et digues :
 - Diagnostic et AVP du confortement et de la déconstruction du barrage de Sainte Cécile d'Andorge (2011-2018) ;
 - Diagnostic et AVP du confortement du barrage des Cambous (2011-2018) ;
 - Etudes AVP et Projet d'un barrage neuf pour le Barrage de Francheville (2006-2018).

8.1.2.2 Critères utilisés pour qualifier les scénarios d'accidents

Des critères sont utilisés pour qualifier les scénarios d'accidents, et donc établir la matrice de criticité des ERC. Ils sont ici présentés selon l'ordre dans lequel ils ont été utilisés.

8.1.2.2.1 *Intensité des effets d'un phénomène dangereux associé à un évènement redouté central*

Ce critère doit permettre de quantifier l'intensité des effets de chaque PhD.

Dans le cas d'une étude de dangers, les PhD sont généralement des libérations de tout ou partie du volume de la retenue.

Ainsi, l'intensité des effets du PhD est donnée par :

- le volume d'eau maximal libéré ;
- le débit d'eau maximal généré à l'aval immédiat de l'ouvrage.

On peut alors rapporter ces données à un "équivalent crue" (crue décennale, centennale, millénaire, décennalénaire, etc.) qui permet d'appréhender le niveau d'exposition des populations à l'aval.

CAS D'UN EVENEMENT EXTREME

Si le PhD est un évènement extrême (libération de l'intégralité du volume de la retenue), les résultats d'une étude d'onde de submersion existante sont utilisés, ou une note spécifique est menée. On connaît donc :

- la vitesse ou le débit d'eau, au droit de l'ouvrage et au droit des enjeux ;



- la hauteur de submersion, au droit de chaque enjeu.

8.1.2.2.2 *Cinétique des effets d'un phénomène dangereux associé à un évènement redouté central*

La cinétique des effets d'un phénomène dangereux est généralement classée en :

- Une zone de cinétique très rapide, zone la plus rapidement touchée par les effets du PhD ;
- Une zone de cinétique rapide, zone intermédiaire touchée relativement rapidement par les effets du PhD ;
- et une zone de cinétique lente, zone touchée significativement plus tard par les effets du PhD.

L'ordre de grandeur de la durée entre le PhD et la survenue de ses effets dans cette zone est sensiblement plus élevé que pour les zones à cinétique très rapide et rapide.

Dans le cas d'une étude de dangers, les PhD sont généralement des libérations de tout ou partie du volume de la retenue, et l'intensité de leurs effets est décrite par un équivalent crue (cf. ci-dessus). On détermine donc directement leur gravité.

CAS D'UN EVENEMENT EXTREME

Si le PhD est un évènement extrême (libération de l'intégralité du volume de la retenue), une étude d'onde de submersion est menée. On connaît donc :

- le temps d'arrivée de l'onde, au droit de chaque enjeu ;
- la durée de submersion, au droit de chaque enjeu.

Les zones de cinétique sont alors déduites de ces données.

8.1.2.2.3 *Niveau de confiance d'une barrière de sécurité*

Les barrières de sécurité sont toutes les mesures prises lors de la conception, l'exécution ou l'exploitation de l'ouvrage pour diminuer le risque de défaillance. Elles sont donc à inclure dans l'établissement d'un scénario de défaillance car elles peuvent diminuer sa probabilité d'occurrence, voire stopper l'enchaînement des événements qui le constituent.

Les barrières de sécurité seront explicitées pour chaque scénario de défaillance et seront visuellement reportées sur les arbres de défaillances. Leur présence dans l'enchaînement des événements d'un scénario permettra la justification des probabilités d'occurrence obtenues à dire d'experts.

Conformément au guide de lecture des EDD (MEDDE, 2012), on distingue trois types de barrières de sécurité :

- Les barrières de prévention : mesures visant à éviter ou limiter la probabilité d'un évènement indésirable, en amont du phénomène dangereux ;
- Les barrières de limitation : mesures visant à limiter l'intensité des effets d'un phénomène dangereux ;
- Les barrières de protection : mesure visant à limiter les conséquences sur les cibles potentielles par diminution de la vulnérabilité.



BARRIERES DE PREVENTION

Les barrières de prévention sont les barrières de sécurité permettant de réduire la probabilité d'occurrence d'un EI, et donc de l'ERC et du PhD associés.

Dans le cas de la présente étude de dangers, les barrières de prévention ont été séparées en deux catégories suivant le Niveau de Confiance (NC) qu'il est possible de leur accorder :

- **NC = 0**

Ce sont les barrières de sécurité existantes dont l'impact "positif" sur l'EI en termes de probabilité d'occurrence est faible : barrière de sécurité peu fiable, fréquence d'utilisation insuffisante, barrière de sécurité non adaptée à la cinétique du phénomène, etc.

Pour ces barrières de sécurités (NC = 0), la décote de probabilité d'occurrence de l'EI est nulle, c'est-à-dire que cette probabilité reste inchangée.

- **NC = 1**

Ce sont les barrières de sécurité existantes dont l'impact "positif" sur l'EI en termes de probabilité d'occurrence est quantifiable : barrière de sécurité utilisée fréquemment, de fiabilité prouvée et dont la cinétique de mise en œuvre est adaptée à la cinétique de l'ERC et du PhD considérés.

Pour ces barrières de sécurités (NC = 1), la "décote" de probabilité d'occurrence de l'EI est d'une classe, c'est-à-dire que la probabilité est diminuée d'une classe.

BARRIERES DE LIMITATION ET DE PROTECTION

Dans le domaine de la sûreté des barrages, le niveau de confiance NC pouvant être accordé à ce type de barrière est faible du fait notamment que le propriétaire de l'ouvrage et son exploitant ne maîtrisent pas la chaîne de commandement. Aucune décote n'est appliquée en vertu d'une barrière de ces types.

8.1.2.2.4 Gravité des conséquences d'un accident associé à un phénomène dangereux

Les classes de gravité des conséquences attribuées aux phénomènes dangereux sont les suivantes :

- 1. Faible**
- 2. Modéré**
- 3. Sérieux**
- 4. Important**
- 5. Catastrophique**

Le critère d'intensité se rapportant à un "équivalent crue", la classe de gravité des effets du phénomène dangereux sera donnée directement à partir de ce critère d'intensité, à dire d'expert.

CAS D'UN EVENEMENT EXTREME

La gravité des conséquences d'un évènement extrême est évaluée en fonction du nombre de personnes exposées.



Tableau 42 : Grille de gravité utilisée dans cette EDD pour les évènements extrêmes

Classes de gravité des conséquences (par ordre décroissant)	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
5. Catastrophique	≥ 100	≥ 1000	≥ 10000
4. Important	≥ 10 et < 100	≥ 100 et < 1000	≥ 1000 et < 10000
3. Sérieux	≥ 1 et < 10	≥ 10 et < 100	≥ 100 et < 1000
2. Modéré	0	≥ 1 et <10	≥ 10 et <100
1. Faible	0	0	≥ 1 et <10

La distinction entre les 3 zones 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.

Le paragraphe 8.2.2 présente l'étude d'onde de submersion permettant d'évaluer la gravité de l'évènement extrême.

8.1.2.2.5 Probabilité d'occurrence d'un évènement initiateur (EI)

La probabilité d'occurrence d'un scénario d'accident est calculée à partir de la probabilité d'occurrence des évènements initiateurs (EI) qui le composent.

Dans la mesure du possible, un EI correspond à un mode de défaillance ; parfois plusieurs. On peut donc calculer la probabilité d'occurrence d'un EI à partir des probabilités établies dans l'AMD. Si l'EI ne correspond à aucun mode de défaillance, sa probabilité est donnée directement, sans s'appuyer sur l'analyse des modes de défaillance.

Ainsi la détermination de la probabilité d'occurrence d'un évènement initiateur commence dès l'élaboration de l'analyse des modes de défaillances.

La probabilité d'occurrence des évènements étudiés est parfois très difficilement quantifiable directement. Il a donc été choisi de fixer la probabilité d'occurrence de chaque mode de défaillance (ou évènement initiateur) en s'appuyant sur une échelle qualitative. Pour faciliter l'utilisation de cette échelle, chaque classe d'occurrence a néanmoins été associée à un ordre de grandeur de probabilité chiffrée. Par exemple, la classe 4 correspond à un phénomène qui a plus d'une chance sur 100 de se produire dans l'année, et plus de 63% de chance que ça arrive dans les 100 ans à venir.

Le tableau suivant explicite les classes de probabilité employées dans cette étude. Les ordres de grandeur correspondent aux bornes séparant deux classes de probabilité.



Tableau 43 : Grille de probabilité d'occurrence utilisée dans la présente EDD

CLASSE DE PROBABILITE	1	2	3	4	5
TYPE D'APPRECIATION					
	Évènement possible mais extrêmement peu probable	Évènement très improbable	Évènement improbable	Évènement probable	Évènement courant
QUALITATIVE	N'est pas impossible au vu des connaissances actuelles, mais non rencontré au niveau mondial sur un très grand nombre d'années et/ou installations.	S'est déjà produit dans ce secteur d'activité mais a fait l'objet de mesures correctives réduisant significativement sa probabilité.	Un évènement similaire déjà rencontré dans le secteur d'activité ou dans ce type d'organisation au niveau mondial sans que les éventuelles corrections intervenues depuis apportent une garantie de réduction significative de sa probabilité.	S'est produit et/ou peut se produire pendant la durée de vie de l'installation.	S'est produit sur le site considéré et/ou peut se produire à plusieurs reprises pendant la durée de vie de l'installation, malgré d'éventuelles mesures correctives.
QUANTITATIVE (ORDRES DE GRANDEUR DES PROBABILITES ASSOCIEES, PAR UNITE ET PAR AN)		10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹

8.1.2.2.6 Criticité d'un évènement redouté central

Chaque évènement redouté central est positionné dans une matrice de criticité. Avec les classes de probabilité d'occurrence et de gravité présentées précédemment, on propose le modèle de matrice suivant :

	Evènement possible mais extrêmement peu probable	Evènement très improbable	Evènement improbable	Evènement probable	Evènement courant
	1 10 ⁻⁴	2 10 ⁻³	3 10 ⁻²	4 10 ⁻¹	5
5 - Catastrophique					
4 - Important					
3 - Sérieux					
2 - Modéré					
1 - Faible					

Figure 87 : Modèle de matrice de criticité utilisé dans la présente étude de dangers (état conforté)



La criticité associée à chacune des trois zones est :

- **Zone rouge** : forte probabilité, gravité importante
Risque inacceptable, nécessitant des mesures de réduction des risques à court terme
- **Zone orange** : probabilité intermédiaire, gravité importante
Risque devant être réduit par des mesures à moyen terme, typiquement avant la prochaine EDD
- **Zone verte** : probabilité faible et gravité intermédiaire ou probabilité moyenne et gravité modérée
Risque acceptable

8.1.2.2.7 Comptage des personnes exposées

Le nombre de personnes exposées dans chacune des zones était estimé dans l'EDD initiale selon une méthode de superposition des données de Corine Land Cover (CLC) avec l'onde de submersion ([Réf 1]). De manière à améliorer la précision du comptage par rapport à l'édition précédente de l'EDD, le comptage des personnes exposées a été réalisé sur la base de données de répartition de la population de l'INSEE. Cette base de données permet un comptage précis en affectant une densité de population à des carreaux d'une taille de 200m par 200m.

8.2 IDENTIFICATION ET CARACTERISATION DES POTENTIELS DE DANGER

198

8.2.1 Identification des potentiels de dangers

L'identification des potentiels de dangers est la première étape de l'analyse de risque. Elle permet de déterminer les Événements Redoutés Centraux (ERC) de l'ouvrage.

Cette étape repose sur la caractérisation des aléas naturels (cf. partie 6) et sur l'étude d'accidentologie et le retour d'expérience (cf. partie 7).

L'EDD 2012 fait ressortir 2 modes de rupture principaux pour l'ouvrage des Cambous :

- Rupture structurelle ;
- Glissement/renversement du corps du barrage sur ses fondations/appuis.

Ces modes de ruptures vont constituer les Evénements Redoutés Centraux (ERC) des logigrammes « Nœud Papillon » utilisés pour représenter les scénarios de défaillances.

A partir de l'ERC, les enchaînements d'événements initiateurs et de défaillances sont construits de manière à créer différents scénarios de défaillances.

Les logigrammes « Nœud Papillon » correspondants sont consultables en [Réf 7].

Ceux-ci intègrent certains enchaînements de défaillances dont l'occurrence très peu crédible entraînera l'élimination du scénario.

Les chapitres 3 à 7 de l'étude de dangers ont permis une description détaillée de l'ouvrage et de tous les éléments permettant l'évaluation de sa sécurité. Cette description complète, permet l'élaboration de plusieurs scénarios de défaillances.



En parallèle des scénarios menant à la rupture de l'ouvrage, on distingue également ceux menant seulement à un « accident » engendrant ou non un lâcher d'eau vers l'aval. C'est le cas par exemple des scénarios de dysfonctionnement du dispositif de vidange.

8.2.1.1 Caractérisation d'une « rupture structurelle » du barrage

La modélisation de la rupture du barrage a été réalisée dans le cadre de l'EDD initiale du barrage des Cambous [Réf 7]. Le lecteur est invité à s'y référer.

8.2.1.2 Caractérisation d'un glissement/renversement du corps du barrage sur ses fondations/appuis

La modélisation d'un glissement/renversement du barrage a été réalisée dans le cadre de l'EDD initiale du barrage des Cambous [Réf 7]. Le lecteur est invité à s'y référer.

8.2.1.3 Caractérisation d'un dysfonctionnement du dispositif de vidange

La modélisation d'un dysfonctionnement du dispositif de vidange a été réalisée dans le cadre de l'EDD initiale du barrage des Cambous [Réf 7]. Le lecteur est invité à s'y référer.

La vanne de réglage de vidange sera modifiée à l'issue des travaux passant ainsi d'une vanne à jet-creux à une vanne annulaire.

Le scénario entraînant le maintien d'une vanne de vidange en position ouverte entraîne la vidange partielle de la retenue jusqu'à la cote du seuil de la vanne de vidange, soit 211,5 m NGF, et donc la libération d'un volume d'eau très conséquent à l'aval.

En exploitation, les vannes de réglage et de garde du dispositif de vidange sont constamment fermées. Dans le cas d'une vidange partielle ou d'un essai de fonctionnement, la vanne peut se maintenir en position ouverte après ouverture.

La défaillance du circuit de vidange nécessite la défaillance simultanée de la vanne de réglage et de la vanne de garde, placées en série.

La défaillance totale du circuit de vidange, correspondant à l'effacement des deux vannes, aboutit sur la restitution d'un débit maximal de $4 \text{ m}^3/\text{s}$ pour un plan d'eau initialement à la cote de RN. Ce débit diminue ensuite avec la baisse de la cote du plan d'eau, pour tendre vers 0 à la cote 211,5 m NGF, cote du seuil de la vanne de vidange.

Une autre possibilité engendrant la vidange non programmée de la retenue est la rupture de la conduite en amont de la vanne de garde. Dans ce cas, la boule batardeau permettrait de limiter le débit de vidange. A noter que la chambre des vannes pourrait connaître des désordres importants sans que l'intégrité du barrage ne soit remise en cause.

La conséquence d'une vanne maintenue ouverte est que le règlement d'eau n'est pas respecté. Cependant, au regard des débits en jeu ($<4 \text{ m}^3/\text{s}$) les conséquences pour l'aval de la défaillance ne seraient pas supérieures à une crue annuelle engendrant la mise en service du déversoir. Dans l'hypothèse de vannes ouvertes à 100% et des apports amont nuls, la vidange de la retenue en période d'exploitation courante (RN à 227,0 m NGF) se ferait en 2 jours et 8 heures (cf. §5.2.4.4).



8.2.2 Analyse de gravité des potentiels de dangers : étude de propagation de l'onde de submersion

En utilisant la méthode de comptage décrite au §8.1.2.2.4 de la présente étude, le nombre de personnes touchées par l'onde de submersion a pu être estimé. Une distinction a été faite en fonction de la cinétique très rapide, rapide et lente. Il apparaît donc que le nombre de personnes inondées serait le suivant :

Tableau 44 : Nombre de personnes exposées par l'onde de submersion du barrage

Type de zone	Zone à cinétique très rapide	Zone à cinétique rapide	Zone à cinétique lente
Nombre de personnes exposées	431	1718	1403
GRAVITE	Catastrophique (CI 5)	Catastrophique (CI 5)	Important (CI 4)

Le nombre de personnes exposées étant supérieur, en zone à cinétique très rapide et rapide, à 100 et 1000, **le groupe de scénarios étudié a une gravité des conséquences CATASTROPHIQUE (classe 5)**, soit la classe de gravité la plus importante.

8.2.3 Analyse des Modes de Défaillance et des Effets

L'Analyse des Modes de Défaillances et des Effets (AMDE) a pour objectif de déterminer les classes de probabilité d'occurrence des événements initiateurs (EI) des événements redoutés centraux (ERC).

Pour cela, on s'appuie sur l'Analyse Fonctionnelle. On détermine les causes possibles de perte de fonction de chaque élément, et on attribue une classe de probabilité d'occurrence à cette perte de fonction. Les événements initiateurs correspondant généralement à un ou plusieurs modes de défaillances, on peut alors déterminer leurs classes de probabilité d'occurrence.



8.3 IDENTIFICATION DES SCENARIOS D'ACCIDENTS ET ERC ASSOCIES

Il s'agit d'identifier de la façon la plus exhaustive possible les scénarios de défaillance susceptibles de se produire, conduisant à une défaillance de l'ouvrage.

Les scénarios accidentels (ou scénarios de défaillance) sont décrits principalement par des **événements redoutés centraux (ERC)**, caractérisés par leurs causes (**événements initiateurs (EI)**) et leurs conséquences (**phénomènes dangereux (PhD)**).

8.3.1 Identification des événements redoutés centraux

L'analyse des potentiels de dangers a permis d'identifier 15 ERC (liste issue de l'EDD 2012) :

Tableau 45 : Liste des événements redoutés centraux (ERC) retenus pour l'étude de dangers 2022 du barrage des Cambous

DESIGNATION	ÉVÈNEMENT REDOUTE CENTRAL
ERC1	Rupture structurelle du barrage
- ERC1.1	Rupture du barrage du à un sous-dimensionnement
- ERC1.2	Rupture par modification des sollicitations (hydrauliques)
- ERC1.3	Rupture par une crue importante survenant lors d'une défaillance de l'évacuateur de crue (hors sous-dimensionnement)
- ERC1.4	Rupture structurelle de l'ouvrage en raison des matériaux (vieillessement, altération)
- ERC1.5	Rupture par une vague générée par un glissement de terrain dans la retenue
ERC2	Glissement/Renversement du corps du barrage sur ses appuis/fondations
- ERC2.1	Glissement/Renversement du à une fondation et des appuis défectueux
- ERC2.2	Glissement/Renversement par modification des sollicitations
- ERC2.3	Glissement/Renversement du à une érosion du pied aval du barrage
ERC3	Dysfonctionnement du dispositif de vidange
- ERC3.1	Barreaudage béton de l'ouvrage de vidange obturé
- ERC3.2	Vanne de vidange bloquée fermée
- ERC3.3	Dispositif de vidange maintenu ouvert
ERC4	Dysfonctionnement du dispositif de restitution
- ERC4.1	Vanne de restitution bloquée fermée
- ERC4.2	Dispositif de restitution maintenu ouvert
ERC5	Inondation de la galerie
- ERC5.1	Infiltrations importantes dans la galerie
- ERC5.2	Non-fermeture de la porte de la pile en cas de fortes crues

L'analyse géologique et morphologique du site nous conduit à écarter le scénario ERC1.5. Il ne sera donc pas classé parmi les scénarios (cf. §6.3).

L'ERC1 a été scindé en cinq ERC afin de représenter cinq scénarios accidentels aux probabilités d'occurrence différentes. De même pour les ERC2 à ERC5.



Les scénarios d'accidents liés à un ERC donné **et que les travaux vont impacter** (en vert ci-dessus), sont décrits dans la section relative à la caractérisation des ERC en termes de probabilité. En effet, la description des scénarios est plus aisée avec l'arbre des probabilités à l'appui (cf. §8.4).

8.3.2 Identification des évènements initiateurs

Les évènements initiateurs (EI) sont identifiés directement dans l'arbre de probabilité des ERC présenté dans les parties suivantes (cf. §8.4).

8.3.3 Identification des barrières de sécurité de prévention

La définition d'une barrière de sécurité (BS) a été donnée dans les paragraphes précédents. Dans le cas du barrage des Cambous, ces barrières sont nombreuses et sont à intégrer aux différents scénarios de défaillance car elles en modifient la probabilité d'occurrence.

Conformément aux recommandations du CFBR, la conception, le dimensionnement, la réalisation, la formation, le document d'organisation du prestataire en charge de l'exploitation ou encore la maintenance courante, ne sont pas considérés comme des barrières de sécurité. Ces éléments d'appréciation sont bien pris en compte, lors de la **détermination des classes de probabilité d'occurrence des évènements initiateurs**.

L'identification des barrières de sécurité a été effectuée dans le cadre de l'EDD initiale du barrage des Cambous [Réf 7]. Le lecteur est invité à s'y référer.

8.3.4 Identification des phénomènes dangereux

Les Phénomènes Dangereux sont déduits de l'analyse des potentiels de dangers de l'ouvrage.

Les PhD retenus pour cette étude de dangers sont tous de la même nature : une **libération non maîtrisée d'eau de la retenue**.

8.3.5 Identification des barrières de limitation et des barrières de protection

Le barrage des Cambous ne dispose pas de Plan Particulier d'Intervention. Par conséquent, **aucune barrière de limitation ou de protection n'a été retenue** pour cette étude de dangers.

8.4 CARACTERISATION DES EVENEMENTS REDOUTES CENTRAUX

8.4.1 Caractérisation des scénarios d'accidents en termes de probabilité

8.4.1.1 Introduction

La probabilité d'occurrence annuelle de chaque scénario d'accident **impacté par les travaux** est déterminée ci-après à l'aide des arbres de probabilité. Le tableau ci-dessous résume les ERC concernés.



Tableau 46 : Synthèse des classes de probabilité pour chaque ERC impacté par les travaux

DESIGNATION	ÉVÈNEMENT REDOUTE CENTRAL
ERC1	<i>Rupture structurelle du barrage:</i>
- ERC1.2	Rupture par modification des sollicitations
ERC2	<i>Glissement/Renversement du corps du barrage sur ses appuis/fondations</i>
- ERC2.1	Glissement/Renversement dû à une fondation et des appuis défectueux
- ERC2.2	Glissement/Renversement par modification des sollicitations
- ERC2.3	Glissement/Renversement dû à une érosion du pied aval du barrage
ERC3	<i>Dysfonctionnement du dispositif de vidange</i>
- ERC2.3	Dispositif de vidange maintenu ouvert

Les arbres de probabilités des ERC sont inclus dans les paragraphes ci-dessous.

8.4.1.2 Probabilité de l'ERC1.2 Rupture par modification des sollicitations

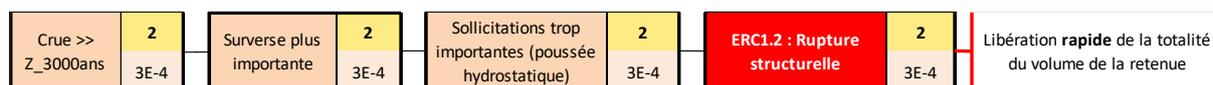


Figure 88 : Arbre de probabilité de l'ERC1.2 Rupture par modification des sollicitations

Pour mémoire, les travaux de sécurisation effectués sur le barrage de Sainte Cécile d'Andorge situé en amont vont écarter le risque de rupture de ce barrage pour les crues de périodes de retour inférieures à 10 000 ans (cf. §3.3.5). Ces travaux sont donc en partie à l'origine des modifications de probabilité de cet ERC.

Les calculs menés par ISL dans la note de stabilité de l'ouvrage de 2021 [Réf 5] confirment la stabilité de l'ouvrage sous la crue extrême Q3000. L'exercice n'a pas été poussé jusqu'à voir pour quelle cote de la retenue amont la stabilité n'était plus assurée. Toutefois, la cote atteinte pour cette crue de période de retour 3000 ans est déjà de 231.10 m NGF, soit la cote actuelle des culées.

L'occurrence du risque associé serait donc de $3 \cdot 10^{-4}$ (classe d'occurrence 2 selon le Tableau 43).

L'évènement redouté central ERC1.2 de rupture par modification des sollicitations est par conséquent considéré comme un évènement **de classe 2 : Très improbable**.

On rappelle que l'étude accidentologique et le retour d'expérience (cf. chapitre 7) ne font pas mention de barrages voûtes ayant rompus sous l'effet d'une surverse (sollicitations hydrauliques importantes) permettant de relativiser et nuancer quelque peu ce classement administratif.



8.4.1.3 Probabilité de l'ERC2.1 Glissement/Renversement dû à une fondation et des appuis défectueux

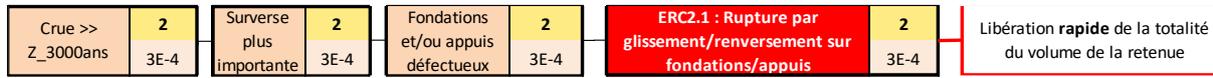


Figure 89 : Arbre de probabilité de l'ERC2.1 Glissement/Renversement dû à une fondation et des appuis défectueux

Comme pour l'ERC1.2, l'occurrence d'une crue supérieure à la cote de danger Z_3000 ans pouvant être à l'origine de l'ERC 2.1 est de 3.10^{-4} (classe d'occurrence 2 selon le Tableau 43).

L'évènement redouté central ERC2.1 de glissement/renversement dû à une fondation et des appuis défectueux est par conséquent considéré comme un évènement **de classe 2 : Très improbable**.

8.4.1.4 Probabilité de l'ERC2.2 Glissement/Renversement par modification des sollicitations

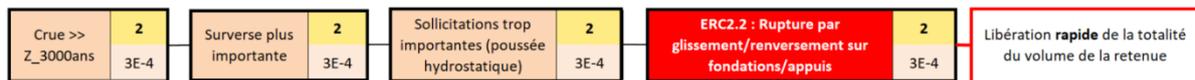


Figure 90 : Arbre de probabilité de l'ERC2.2 Glissement/Renversement par modification des sollicitations

Comme pour l'ERC1.2, l'occurrence d'une crue supérieure à la cote de danger Z_3000 ans pouvant être à l'origine de l'ERC 2.2 est de 3.10^{-4} (classe d'occurrence 2 selon le Tableau 43).

L'évènement redouté central ERC2.2 de glissement/renversement par modification des sollicitations est par conséquent considéré comme un évènement **de classe 2 : Très improbable**.

8.4.1.5 Probabilité de l'ERC2.3 Glissement/Renversement dû à une érosion du pied aval du barrage

Pour l'étude de cet ERC, il convient de distinguer :

- Le pied aval du barrage situé sous le seuil déversant ;
- Le pied aval du barrage situé à l'aval des culées.

Cette distinction fait ressortir les deux scénarios suivants :

ERC2.3A (PIED AVAL SITUE SOUS LE SEUIL DEVERSANT) :

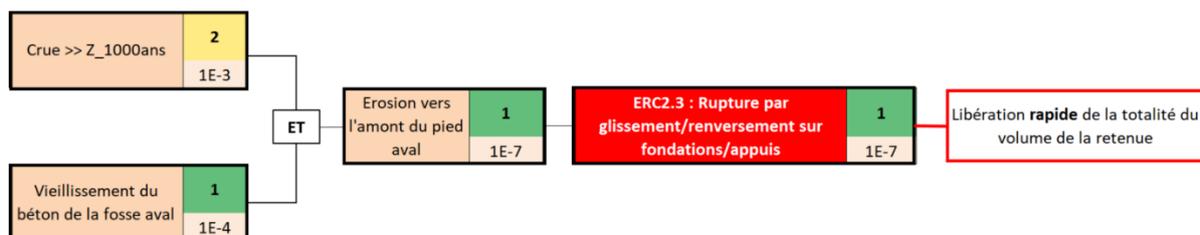


Figure 91 : Arbre de probabilité de l'ERC2.3a Glissement/Renversement dû à une érosion du pied aval du barrage (aval seuil déversant)



L'étude d'érodabilité menée dans le cadre du document [Réf 4] (cf. 5.2.4.2) a fait ressortir la nécessité de mettre en œuvre une protection de la fosse aval afin de limiter les risques d'affouillement et d'écarter tout risque d'évolution négative des efforts des plots centraux de la voûte. L'étude a été menée avec une crue de période de retour 1000 ans. La probabilité d'occurrence d'une érosion régressive vers l'amont du pied aval situé sous le seuil déversant du barrage est donc liée à la concomitance de cette crue et d'une dégradation du nouveau tapis béton (vieillesse du béton).

L'occurrence du risque associé serait donc de 1.10^{-7} (classe d'occurrence 1 selon le Tableau 43).

L'évènement redouté central ERC2.3a de glissement/renversement dû à une érosion du pied aval du barrage (en aval du seuil déversant) est par conséquent considéré comme un évènement **de classe 1 : Possible mais extrêmement peu probable**.

ERC2.3B (PIED AVAL SITUE A L'AVANT DES CULEES) :

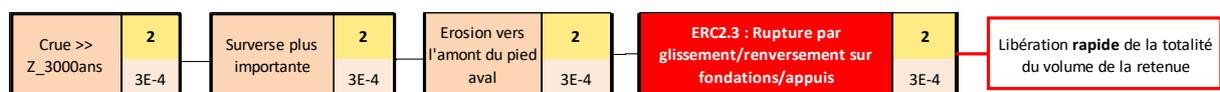


Figure 92 : Arbre de probabilité de l'ERC2.3b Glissement/Renversement dû à une érosion du pied aval du barrage (aval des culées)

Comme pour l'ERC1.2, et en l'état de nos connaissances actuelles sur les sollicitations engendrées par une surverse en rive, nous jugeons prudent de considérer comme à risque la situation de surverse, vis-à-vis d'un risque d'affouillement aval pouvant impacter la stabilité des culées.

Compte tenu de l'analyse précédente, la période de retour de la cote de danger (calé à l'arase des culées) est de 3000 ans. L'occurrence du risque associé est donc de 3.10^{-4} .

L'évènement redouté central ERC2.3b de glissement/renversement dû à une érosion du pied aval du barrage (en aval des culées) est par conséquent considéré comme un évènement **de classe 2 : Très improbable**.

8.4.1.6 Probabilité de l'ERC3.3 Dispositif de vidange maintenu ouvert



ERC 3.3 : Perte de contrôle des débits de vidange

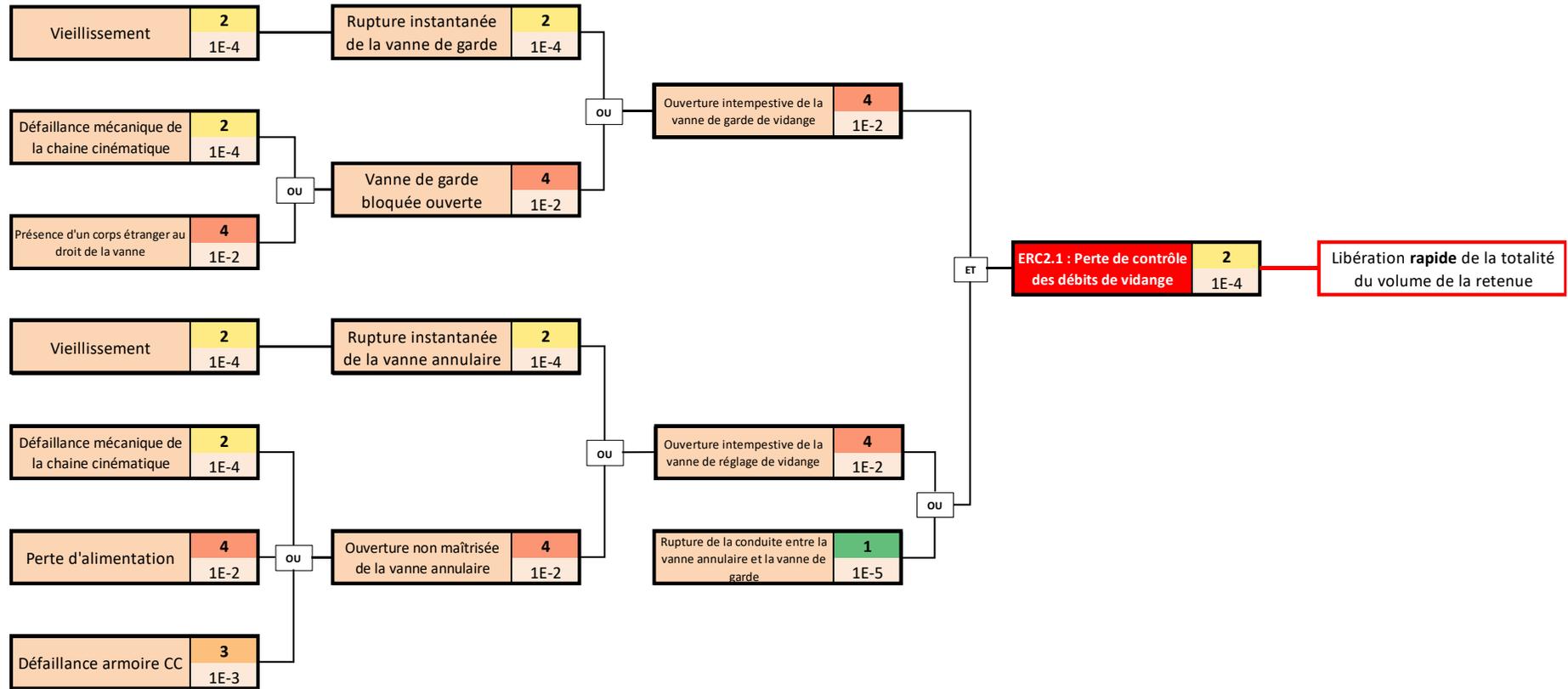


Figure 93 : Arbre de probabilité de l'ERC3.3 Perte de contrôle des débits de vidange



Le dysfonctionnement de la vidange est considéré comme **un évènement très improbable (classe 2)**.

Cet évènement résulte de la combinaison d'une ouverture intempestive de la vanne de garde de vidange, couplée à :

- Une ouverture intempestive de la vanne de réglage, considérée comme probable (classe 4), et pouvant découler de l'un des deux évènements suivants :
 - La rupture instantanée de la vanne annulaire suite à son vieillissement. Le vieillissement structurel de la vanne, affectant les pièces de la vanne en elle-même, est jugé très improbable (classe 2), du fait de l'entretien et des essais qui seront mis en œuvre ;
 - Une ouverture non maîtrisée de la vanne annulaire pouvant résulter :
 - D'une défaillance mécanique au niveau de la chaîne cinématique de la vanne, évènement considéré de classe 2 ;
 - Une perte de l'alimentation électrique. Cet évènement nécessite la défaillance du réseau EDF, indépendant des actions pouvant être menées sur l'ouvrage. La perte du réseau EDF pouvant avoir plusieurs origines, cette défaillance est considérée comme étant de classe de probabilité 4 ;
 - Une défaillance des armoires de contrôle-commande. En termes de contrôle-commande, le barrage des Cambous comportera uniquement des commandes permettant l'ouverture ou la fermeture de la vanne annulaire. Aucun automatisme n'est prévu sur l'ouvrage. Une défaillance de l'armoire de contrôle commande, correspondant donc à l'impossibilité à transmettre un ordre vers l'organe de manœuvre qu'elle pilote est considéré comme étant de classe de probabilité 3 ;
- La rupture de la conduite située entre la vanne annulaire et la vanne de garde jugée comme possible mais extrêmement peu probable (classe 1), étant donné que cette portion de conduite sera remplacé pendant les travaux.

L'ouverture intempestive de la vanne de garde de vidange, considérée probable (classe 4), peut quant à lui résulter de :

- La rupture instantanée de la vanne de garde, suite à son vieillissement. Le vieillissement structurel de la vanne, affectant les pièces de la vanne en elle-même, est jugé très improbable (classe 2), du fait de l'entretien et des essais dont elle fait régulièrement l'objet ;
- La vanne bloquée en position ouverte, considéré comme un évènement probable (classe 4). Cet évènement découle d'une défaillance de la chaîne cinématique de la vanne de garde ou de la présence d'un corps étranger au droit de la vanne. Ce dernier évènement initiateur a été évalué avec une probabilité de 10^{-2} car il s'agit d'un évènement ayant déjà été constaté sur l'ouvrage.

Nota : Bien que ce chemin apparaisse important en termes de probabilité, il est en fait plutôt rare qu'il se produise (ce que les arbres ne font pas apparaître). De plus, dans les conditions normales d'exploitation, la vanne de garde est en position fermée. Ce chemin a donc de faibles probabilités d'occurrence en réalité.

Le diagramme fait ressortir la perte d'alimentation comme l'Évènement Initiateur le plus probable. L'ajout d'un petit groupe électrogène permettrait de diminuer sa probabilité et de décaler d'au moins une classe cette EI. Dans cette configuration, cette ERC deviendrait comme possible mais extrêmement peu probable (classe 1). Il convient toutefois de relativiser l'utilité de ce groupe électrogène. En effet, la vanne annulaire sera munie d'un volant permettant une manœuvre manuelle. Une fermeture complète de la vanne via ce dispositif de manœuvre est jugée convenable pour cette situation (temps de manœuvre compatible avec une action corrective rapide).



8.4.2 Caractérisation de la gravité des ERC

8.4.2.1 Gravité de l'ERC1.2 Rupture par modification des sollicitations

La classe de gravité de l'ERC1.2 est prise égale à **5, soit CATASTROPHIQUE**.

8.4.2.2 Gravité de l'ERC2.1 Glissement/Renversement du à une fondation et des appuis défectueux

La classe de gravité de l'ERC2.1 est prise égale à **5, soit CATASTROPHIQUE**.

8.4.2.3 Gravité de l'ERC2.2 Glissement/Renversement par modification des sollicitations

La classe de gravité de l'ERC2.2 est prise égale à **5, soit CATASTROPHIQUE**.

8.4.2.4 Gravité de l'ERC2.3 Glissement/Renversement du à une érosion du pied aval du barrage

La classe de gravité des ERC2.3a et ERC2.3b est prise égale à **5, soit CATASTROPHIQUE**.

8.4.2.5 Gravité de l'ERC3.3 Dispositif de vidange maintenu ouvert

Dans l'EDD de 2012, l'ouverture non prévue du dispositif de vidange du scénario 3.3 n'avait été considéré que comme un facteur aggravant les conséquences des autres scénarios de rupture, et de fait il n'avait été que caractérisé en termes de probabilité et n'avait pas été placé dans la matrice de criticité.

Toutefois, cet évènement conduit à la libération d'une partie de la retenue, entre la cote 227 m NGF (RN) et la cote du seuil de la vanne de vidange, soit 211,5 m NGF. Ainsi, pour un plan d'eau à la cote 227 m NGF, sont libérés 1,11 hm³ d'eau pour un débit maximal de **4 m³/s** à l'aval immédiat de l'ouvrage.

Ainsi, la classe de gravité de l'ERC3.3 est prise égale à **1, soit Faible**.



8.4.3 Matrice de criticité des scénarios accidentels

AVANT LES TRAVAUX DE SECURISATION DU COMPLEXE HYDRAULIQUE

Les différents scénarios d'accidents **impactés par les travaux** 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.

Les scénarios sont représentés par leur numéro dans la matrice de criticité suivante telle que défini lors de l'EDD de 2012 :

		→ Probabilité croissante →								
		Possible mais extrêmement peu probable E	Très improbable D		Improbable C		Probable B		Courant A	
			Barrières de sécurité importantes	Barrières de sécurité faibles	Barrières de sécurité importantes	Barrières de sécurité faibles	Barrières de sécurité importantes	Barrières de sécurité faibles	Barrières de sécurité importantes	Barrières de sécurité faibles
↑ Gravité croissante ↑	DESASTREUX 5	2.3		2.1 1.2a 2.2a		1.2b 2.2b				
	CATASTROPHIQUE 4									
	IMPORTANT 3									
	SERIEUX 2									
	MODERE 1									

Figure 94 : Matrice de criticité de l'EDD 2012 (classification des scénarios)

Pour rappel :

- Scénario 1.2a : « Rupture par modification des sollicitations » correspondant au dépassement de la cote de danger lors d'une surverse sur le barrage de Sainte Cécile d'Andorge ;
- Scénario 1.2b : « Rupture par modification des sollicitations » correspondant au dépassement de la cote de danger lors d'une rupture du barrage de Sainte Cécile d'Andorge ;
- Scénario 2.1 : « Glissement/renversement dû à une fondation ou des appuis défectueux » ;
- Scénario 2.2a : « Glissement/Renversement par modification des sollicitations » correspondant au dépassement de la cote de danger lors d'une surverse sur le barrage de Sainte Cécile d'Andorge ;
- Scénario 2.2b : « Glissement/Renversement par modification des sollicitations » correspondant au dépassement de la cote de danger lors d'une rupture du barrage de Sainte Cécile d'Andorge ;
- Scénario 2.3 : « Glissement/Renversement dû à une érosion du pied aval du barrage ».



A noter que les scénarios 1.2a et 1.2b de l'EDD de 2012 sont désormais couverts et résumés par le scénario unique 1.2 de la présente EDD. La probabilité de rupture du barrage de Sainte Cécile d'Andorge de 1.10^{-4} est plus faible que la crue de période de retour 3000 ans (3.10^{-4}).

Ce point est également valable pour les scénarios 2.2a et 2.2b.

Pour rappel, le scénario 3.3 n'avait pas été placé dans la matrice de criticité (cf. §8.4.2.5).

APRES LES TRAVAUX DE SECURISATION DU COMPLEXE HYDRAULIQUE

Les scénarios **impactés par les travaux de sécurisation** sont repris dans cette rubrique.

Ainsi, la nouvelle matrice de criticité est :

	<i>Evènement possible mais extrêmement peu probable</i>	<i>Evènement très improbable</i>	<i>Evènement improbable</i>	<i>Evènement probable</i>	<i>Evènement courant</i>
	1	2	3	4	5
5 - Catastrophique	ERC 2.3a	ERC 1.2 ERC 2.1 ERC 2.2 ERC 2.3b			
4 - Important					
3 - Sérieux					
2 - Modéré					
1 - Faible		ERC3.3			

Figure 95 : Matrice de criticité – Classification des scénarios (état conforté)

Les ERC 1.2, 2.1, 2.2 et 2.3b ont une criticité « orange » qui correspond à un risque devant être réduit par des mesures à moyen terme.



9 ETUDE DE REDUCTION DES RISQUES

9.1 INTRODUCTION

L'Étude de Dangers du barrage des Cambous montre que des mesures de réduction de risque doivent être mises en place pour réduire la probabilité d'occurrence des ERC1.2, ERC2.1, ERC2.2 et ERC2.3b.

L'objectif de l'étude de réduction des risques est de réduire la criticité des ERC par la mise en place de mesures appropriées, de telle sorte que les risques deviennent acceptables. L'objectif est de diminuer la gravité et/ou la probabilité d'occurrence des scénarios conduisant aux différents ERC, afin de ramener leur criticité dans une zone « acceptable² » de la matrice de criticité présentée au chapitre précédent. Nous allons donc définir des mesures correctives afin de diminuer la probabilité d'occurrence des scénarios menant à l'ERC1.2, l'ERC2.1, l'ERC2.2 et à l'ERC2.3b.

Le paragraphe 9.3 s'attachera à définir des mesures d'amélioration et de maîtrise du risque s'appliquant à l'ouvrage en général ou à des scénarios menant à des ERC précis. Ces mesures sont dictées par les analyses des scénarios de défaillance en lien avec les bilans menés au cours de l'élaboration de l'EDD.

Pour la suite de ce chapitre :

- MRR : Mesure de Réduction du Risque ;
- MMR : Mesure d'Amélioration et de Maîtrise du Risque.

Pour chaque axe d'amélioration ou de réduction de risque, sont indiqués :

- L'action à mener ;
- L'objectif à atteindre ;
- D'éventuels commentaires ;
- Un délai qualitatif sous lequel la recommandation doit être appliquée, selon l'échelle suivante : court terme, moyen terme, long terme.

Le tableau suivant présente une échelle permettant de faire correspondre les délais qualitatifs avec des ordres de grandeur de délais quantitatifs.

Tableau 47 : Echelle des délais d'application des recommandations

Délais qualitatif	Délai quantitatif
Court terme	0 à 2 ans
Moyen terme	2 à 5 ans
Long terme	Avant la prochaine révision de l'Étude de dangers

² Scénario dont la probabilité d'occurrence est suffisamment faible en regard de la gravité - le « As Low as Reasonably Practicable » (ALARP) des analyses de risques anglophones.



9.2 MESURE DE REDUCTION DU RISQUE

Le projet de sécurisation du complexe hydraulique formé par les barrages de Sainte Cécile d'Andorge et des Cambous va modifier de façon majeure les deux ouvrages tant en termes structurel, d'exploitation et d'auscultation.

Les hypothèses hydrauliques vont également évoluer. Ces évolutions, en grande partie à la hausse du fait de l'augmentation de la capacité d'évacuation hydraulique du futur évacuateur de crues de Sainte Cécile d'Andorge, ont nécessité de révéifier la stabilité du barrage des Cambous, au regard des nouveaux critères imposés réglementairement par l'Arrêté Technique Barrage (2018).

Ces justifications structurelles ont été récapitulées au chapitre 5 de la présente EDD et sont en conformité avec les exigences réglementaires. La stabilité du barrage ayant même été justifiée pour une crue de période de retour 3 000 ans (en lieu et place de 1000 ans imposée par l'arrêté).

Le projet de sécurisation a ainsi permis de faire évoluer certains scénarios de l'EDD initiale de 2012 de la zone rouge en zone orange (cf. Matrice de critiqué du chapitre 8 précédent).

Ces scénarios n'ont pu atteindre la zone verte de sûreté maximale classiquement recherchée en première approche pour cause d'une probabilité d'occurrence encore légèrement supérieure au seuil critique de 10^{-4} permettant de classer ces événements comme « *événement possible mais extrêmement peu probable* ».

Néanmoins, et comme évoqué ci-avant, le projet de sécurisation du barrage respecte l'ensemble des critères fixés par l'ATB.

Après concertation et validation de cet état de fait par la Maîtrise d'ouvrage, il a été acté qu'aucune mesure de réduction de risque complémentaire n'était par conséquent envisagée.

212

9.3 MESURES D'AMELIORATION ET DE MAITRISE DU RISQUE

Sont présentées ci-après des recommandations d'amélioration dans un objectif de maîtriser les risques et fiabiliser le niveau de sûreté.

MMR-01 : REACTUALISATION DE LA POLITIQUE DE PREVENTION DES ACCIDENTS MAJEURS - SYSTEME DE GESTION DE LA SECURITE (PPAM – SGS)

- **Action** : Réactualiser le PPAM-SGS actuel au sens attendu par les textes réglementaires ;
- **Objectif** : Organiser de manière formelle l'implication du maître d'ouvrage dans le suivi de l'exploitation en y associant les démarches de contrôle et leurs audits ;
- **Délai** : Court terme (~2 ans).

MMR-02 : AMELIORATION DU RETOUR D'EXPERIENCE D'EXPLOITATION SUR LA GESTION DES CRUES

MMR-02-A : Retour d'expérience de l'exploitant – Complément d'informations

- **Action** : En complément de l'édition des rapports de crue et des déclarations de PSH / EISH, qui ont initié un travail de valorisation du retour d'expérience acquis par l'exploitant, il est proposé d'améliorer et/ou compléter cette pérennisation du retour d'expérience de l'exploitant, notamment vis-à-vis de la gestion des crues. Ce processus doit intégrer :
 - La collecte des informations élargie aux actions d'exploitation : manœuvre de vannes, ... ;
 - Leur synthèse ;
 - Leur analyse ;



- La gestion et le fonctionnement de l'astreinte au cours de l'évènement ;
- La gestion d'évènements qui surviendraient concomitamment sur le barrage de Sainte Cécile d'Andorge environnant et le barrage des Cambous ;
- Les actions pour pérenniser l'acquis.

La rédaction d'un bilan annuel est préconisée.

- **Objectif** : Analyser la maîtrise de la gestion des évènements et identifier d'éventuels axes d'amélioration, de formation...
- **Délai** : Court terme (~2 ans).

MMR-02-B : Actualisation des programmes de formation de l'exploitant et formalisation d'exercices de mises en situation

- **Action** : **Actualiser** les programmes de formation suivis par l'exploitant et **formaliser** la réalisation d'exercices de mise en situation ou d'application de nouveaux outils ;

Ces formations et exercices doivent notamment porter sur les volets qui seraient impactés par les travaux :

- Manipulation des nouveaux équipements de surveillance et d'auscultation ;
- Organisation et gestion des organes hydrauliques ;
- Utilisation des nouveaux outils de surveillance (fichiers de saisie et de pré-analyse des données) ;
- Adéquation et conformité aux nouvelles consignes, ... ;

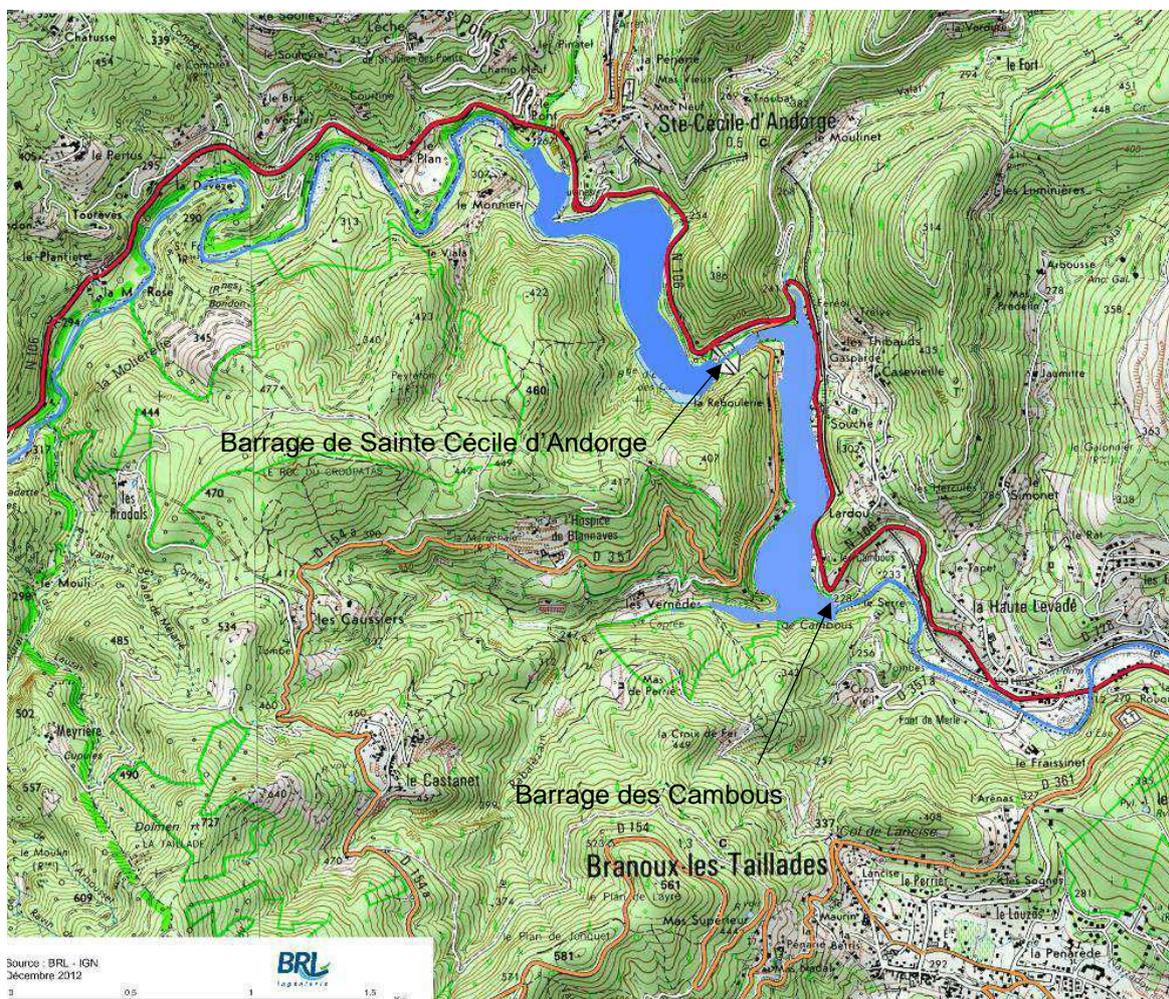
Ils doivent être formalisés par la rédaction d'un rapport.

- **Objectif** : Analyser la maîtrise de la gestion des nouveaux équipements et identifier d'éventuels axes d'amélioration, de formation...
- **Commentaires** : Les travaux de sécurisation prévus sur les barrages de Sainte Cécile d'Andorge et des Cambous vont profondément modifier la routine d'exploitation de ces ouvrages. Un accompagnement des acteurs de terrain est nécessaire afin d'envisager une continuité d'exploitation la plus optimale possible ;
- **Délai** : moyen terme (~3-4 ans) – dépendant des travaux de sécurisation et de mise en service des nouveaux équipements.



10 CARTOGRAPHIE

10.1 ETENDUE DE LA RETENUE POUR UN PLAN D'EAU A LA COTE 231 M NGF



10.2 CARTE DES ZONES INONDES EN CAS DE RUPTURE

Figurent à ce paragraphe :

- Les cartes d'occupation des sols situés dans l'emprise de l'onde de rupture ;
- Les cartes INSEE dans l'emprise de l'onde de rupture.

Les hypothèses prises en compte pour l'établissement de ces cartes sont celles issues de l'étude d'onde de submersion (cf. [Réf 1]).

Du fait du type d'ouvrage, la rupture du barrage des Cambous est considérée comme totale et rapide. Ainsi, les hypothèses pour le calcul de l'onde de submersion sont les suivantes :

- Rupture immédiate, instantanée ;
- Effacement total ;
- Parapets effacés.

Les cartographies suivantes correspondent à la rupture de l'ouvrage alors que le niveau de la retenue est à la cote d'arase des culées, soit 231 m NGF ;

L'hydrogramme de rupture au droit du barrage apparaît en figure suivante.

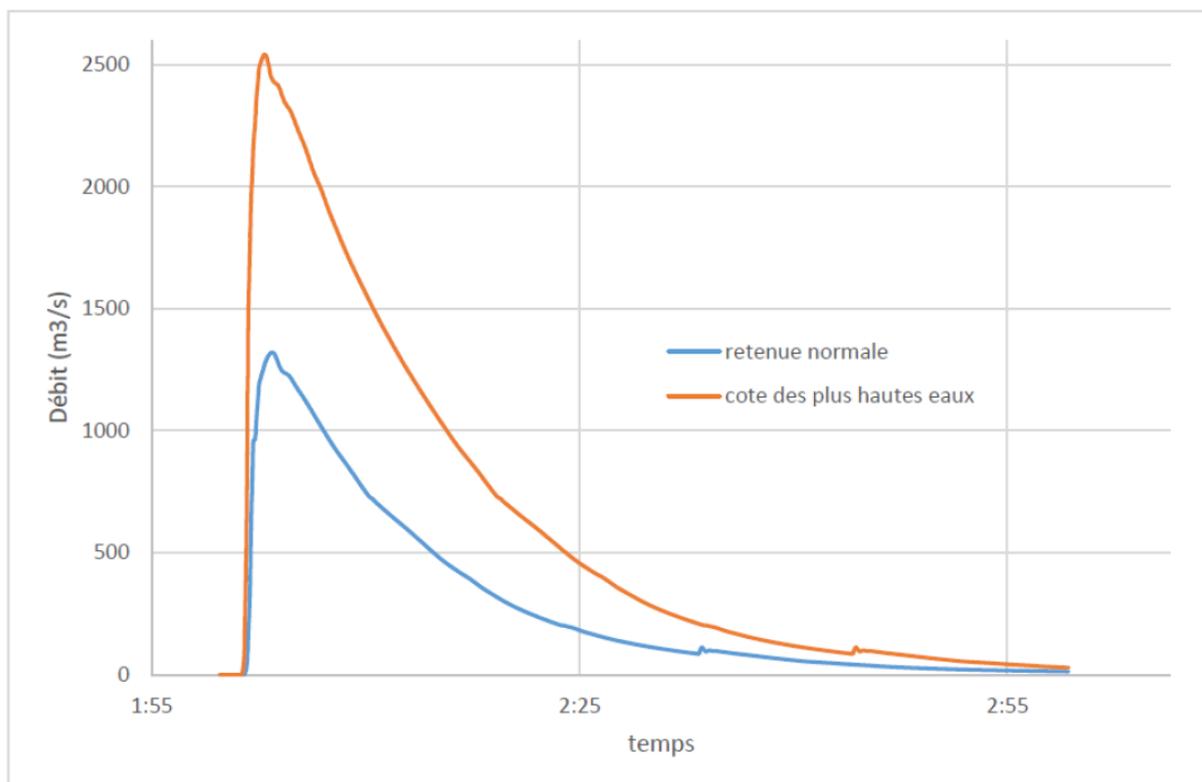


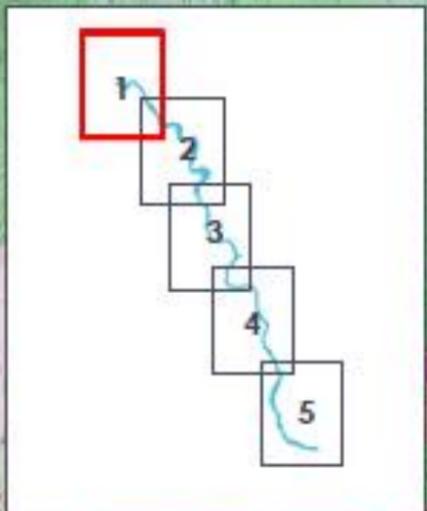
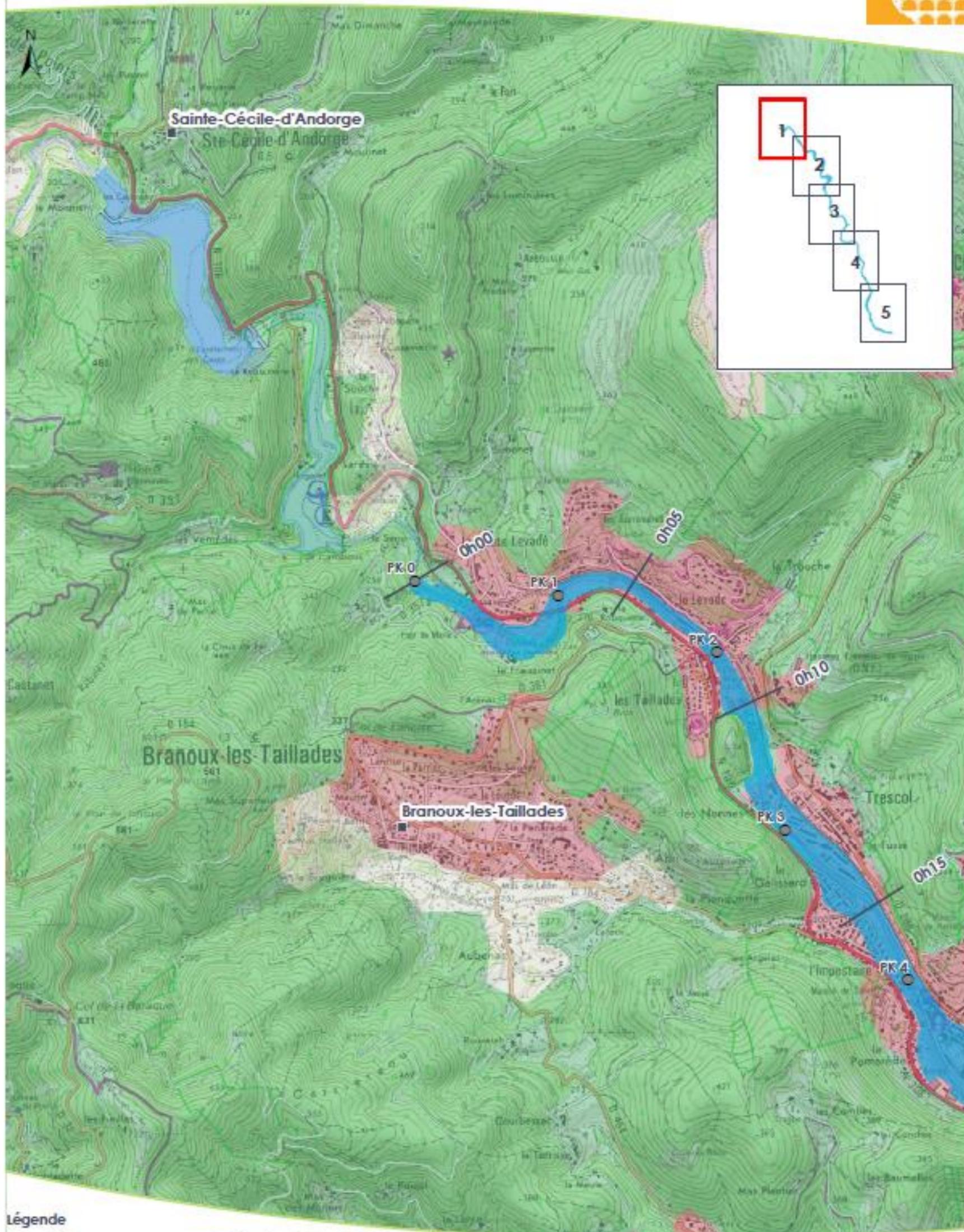
Figure 96 : Hydrogramme de rupture au droit du barrage des Cambous

Les débits de pointe au droit du barrage lors de la rupture sont respectivement de 1320 m³/s et 2540 m³/s pour les configurations de retenue normale et de plus hautes eaux.

La vidange de la retenue se fait en 1 heure environ.

LIMITE DE ZONE DE SUBMERSION PAR L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE

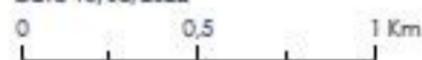
Occupation du sol Carte n°1



Légende

- | | | |
|---|------------------------|-----------------|
| ■ Ville | Corine Land Cover 2018 | Zones Agricoles |
| ● PK | Zones urbanisées | Forêts |
| — Temps d'arrivée de l'onde de submersion | Zones industrielles | Zones Humides |
| — Onde de Submersion | Aéroport | Surfaces d'eau |

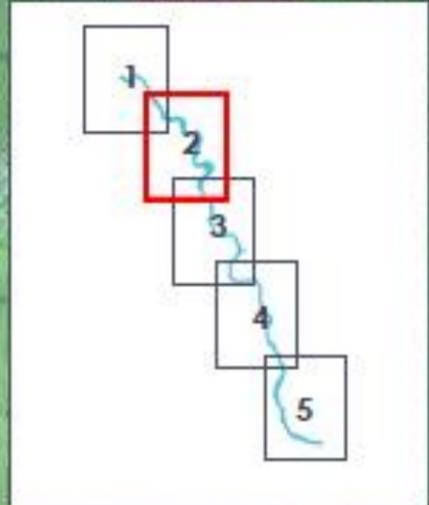
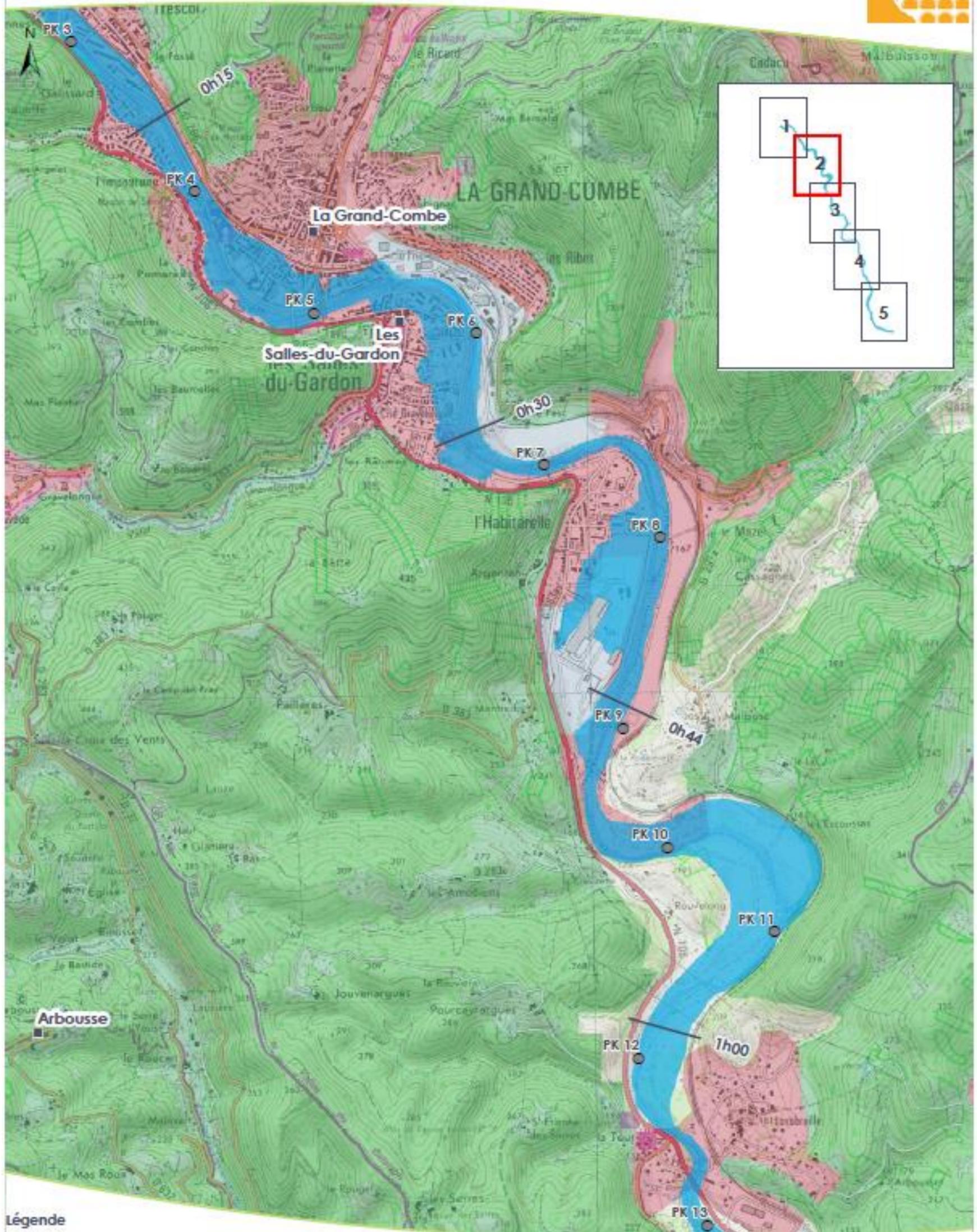
Sources : CLC, IGN, BRL
 Ref : 01_Occ_sol_A4.mxd
 Format : A4
 Projection : RGF 1993 Lambert 93
 Date 16/03/2022





**LIMITE DE ZONE
DE SUBMERSION PAR L'ONDE
DE RUPTURE DU BARRAGE**

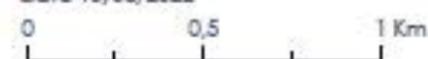
**Occupation du sol
Carte n°2**



Légende

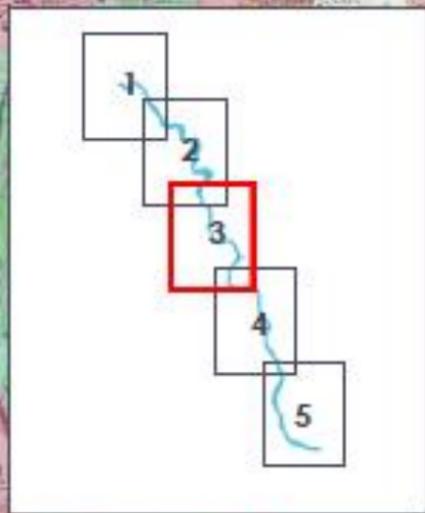
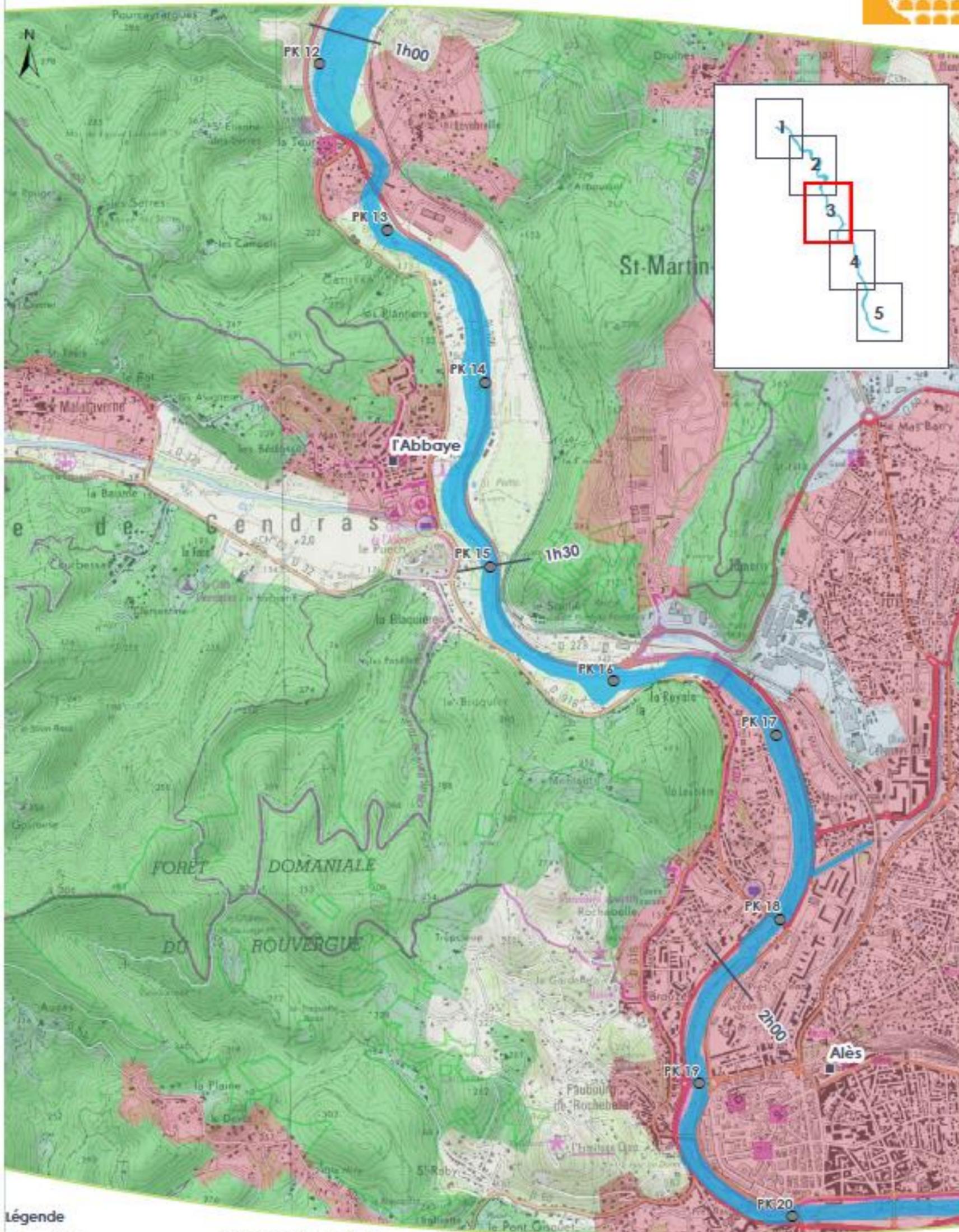
- | | | |
|---|------------------------|-----------------|
| ■ Ville | Corine Land Cover 2018 | Zones Agricoles |
| ● PK | Zones urbanisées | Forêts |
| — Temps d'arrivée de l'onde de submersion | Zones industrielles | Zones Humides |
| ■ Onde de Submersion | Aéroport | Surfaces d'eau |

Sources : CLC, IGN, BRL
 Ref : 01_Occ_sol_A4.mxd
 Format : A4
 Projection : RGF 1993 Lambert 93
 Date 16/03/2022



**LIMITE DE ZONE
DE SUBMERSION PAR L'ONDE
DE RUPTURE DU BARRAGE**

**Occupation du sol
Carte n°3**



- Légende**
- Ville
 - PK
 - Temps d'arrivée de l'onde de submersion
 - Onde de Submersion

Corine Land Cover 2018	Zones Agricoles
■ Zones urbanisées	■ Forêts
■ Zones industrielles	■ Zones Humides
■ Aéroport	■ Surfaces d'eau

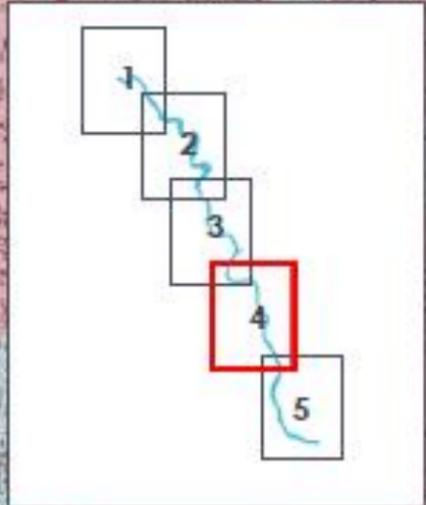
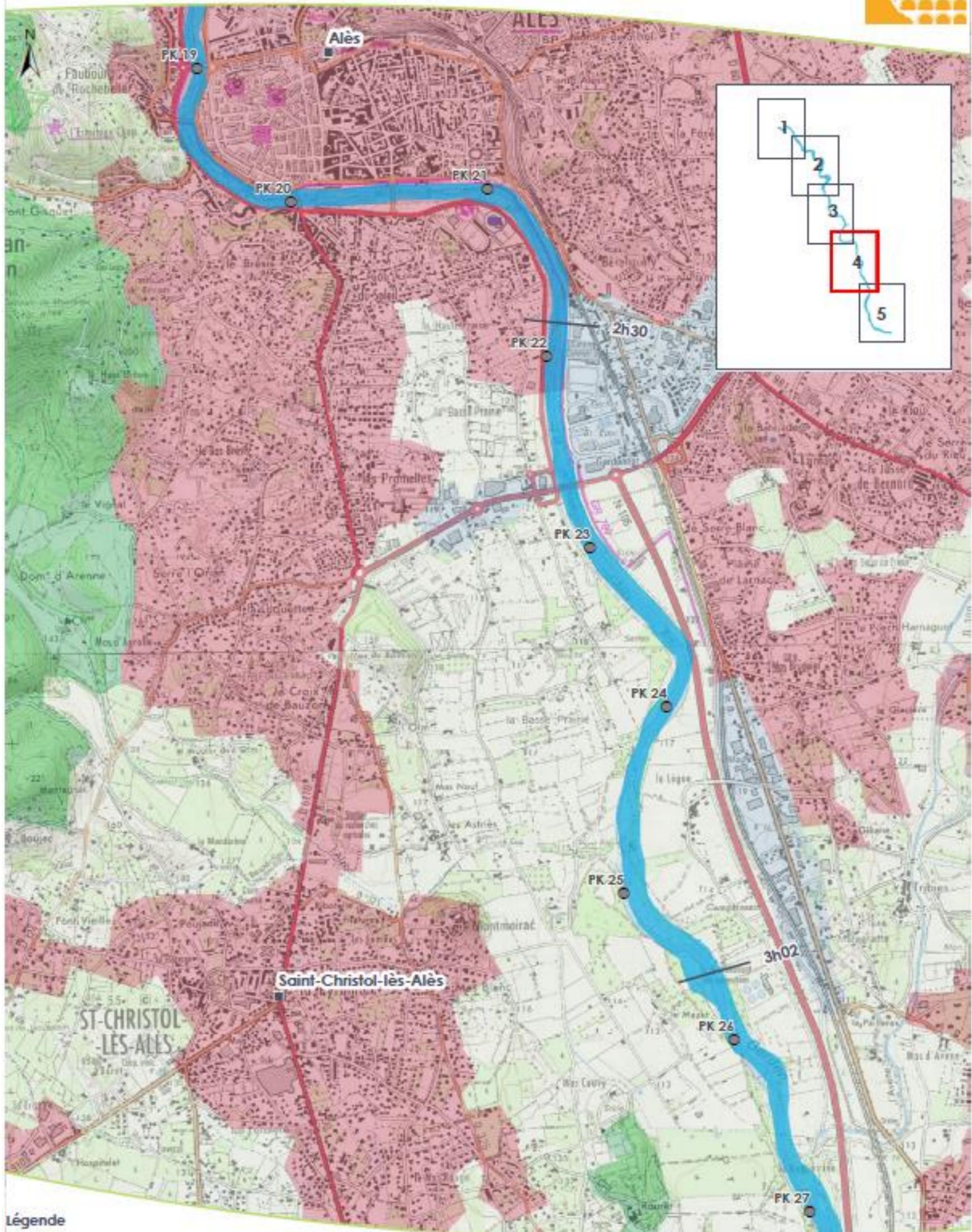
Sources : CLC, IGN, BRL
 Ref : 01_Occ_sol_A4.mxd
 Format : A4
 Projection : RGF 1993 Lambert 93
 Date 16/03/2022





**LIMITE DE ZONE
DE SUBMERSION PAR L'ONDE
DE RUPTURE DU BARRAGE**

**Occupation du sol
Carte n°4**



Légende

■ Ville	Corine Land Cover 2018	■ Zones Agricoles
● PK	■ Zones urbanisées	■ Forêts
— Temps d'arrivée de l'onde de submersion	■ Zones industrielles	■ Zones Humides
■ Onde de Submersion	■ Aéroport	■ Surfaces d'eau

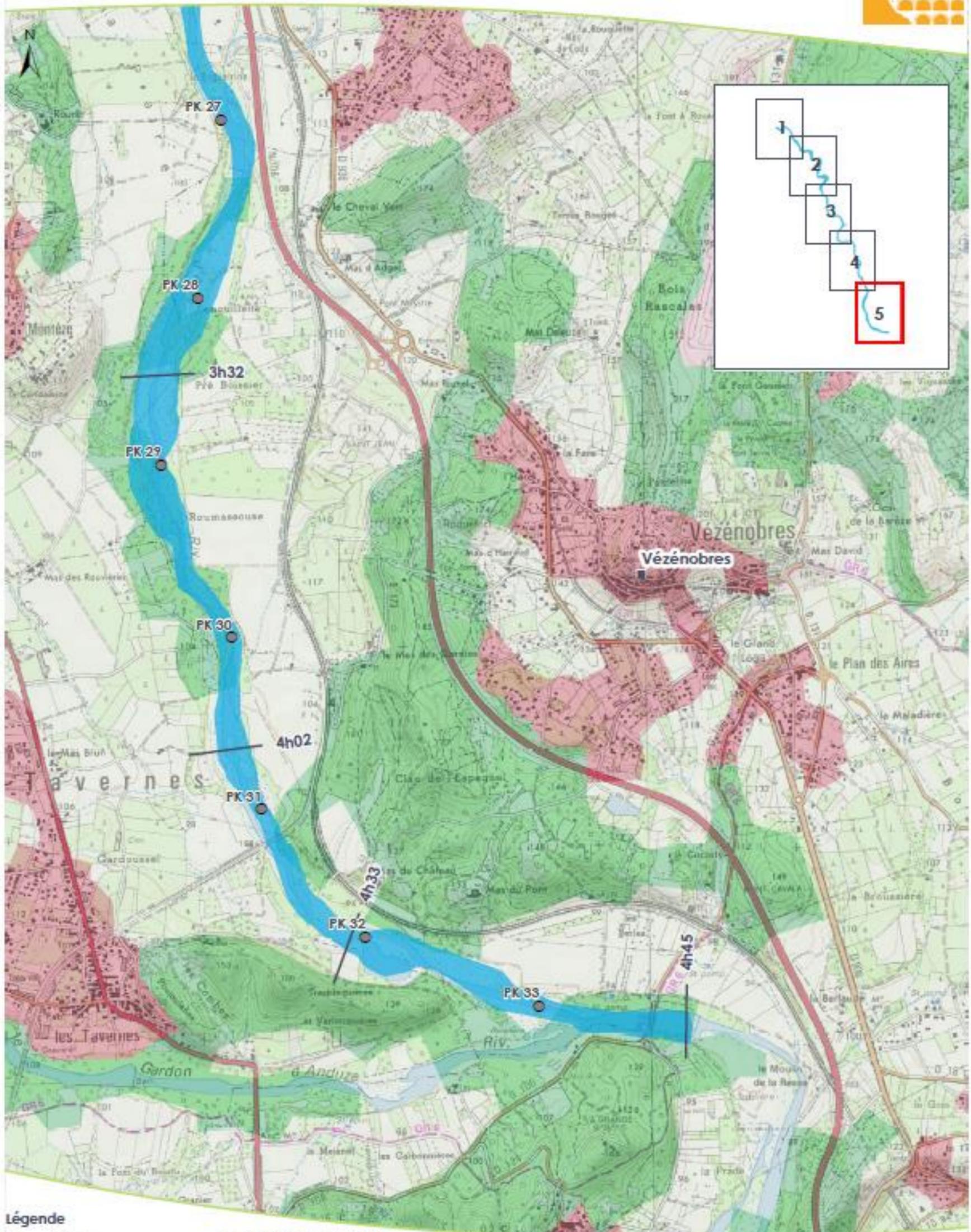
Sources : CLC, IGN, BRL
 Ref : 01_Occ_sol_A4.mxd
 Format : A4
 Projection : RGF 1993 Lambert 93
 Date : 16/03/2022

0 0,5 1 Km



LIMITE DE ZONE DE SUBMERSION PAR L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE

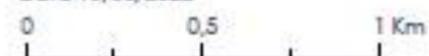
Occupation du sol Carte n°5



Légende

- | | | |
|---|------------------------|-----------------|
| ■ Ville | Corine Land Cover 2018 | Zones Agricoles |
| ● PK | Zones urbanisées | Forêts |
| — Temps d'arrivée de l'onde de submersion | Zones industrielles | Zones Humides |
| ■ Onde de Submersion | Aéroport | Surfaces d'eau |

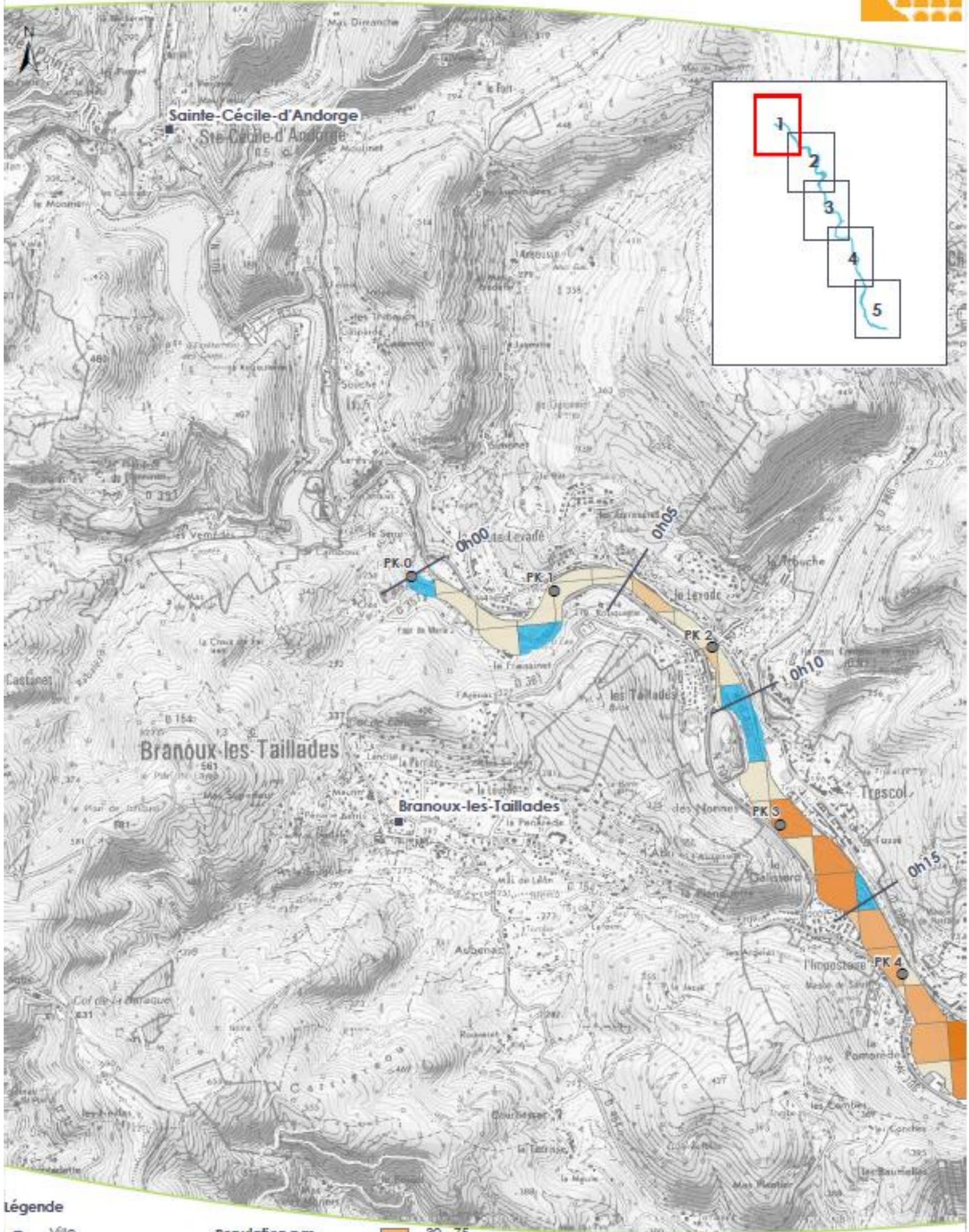
Sources : CLC, IGN, BRL
 Ref : 01_Occ_sol_A4.mxd
 Format : A4
 Projection : RGF 1993 Lambert 93
 Date 16/03/2022





**LIMITE DE ZONE
DE SUBMERSION PAR L'ONDE
DE RUPTURE DU BARRAGE**

**Population selon l'INSEE
Carte n°1**

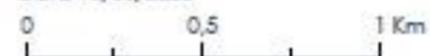


Légende

- Ville
- PK
- Temps d'arrivée de l'onde de submersion
- ▬ Onde de Submersion

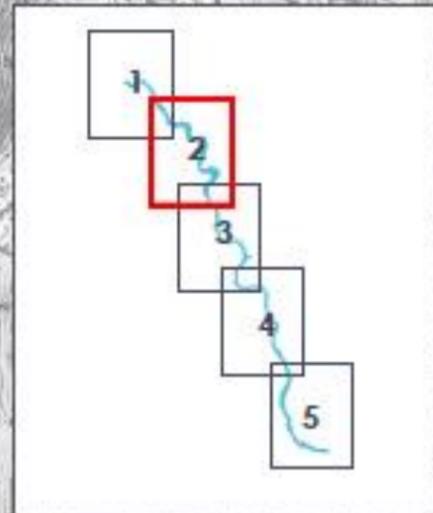
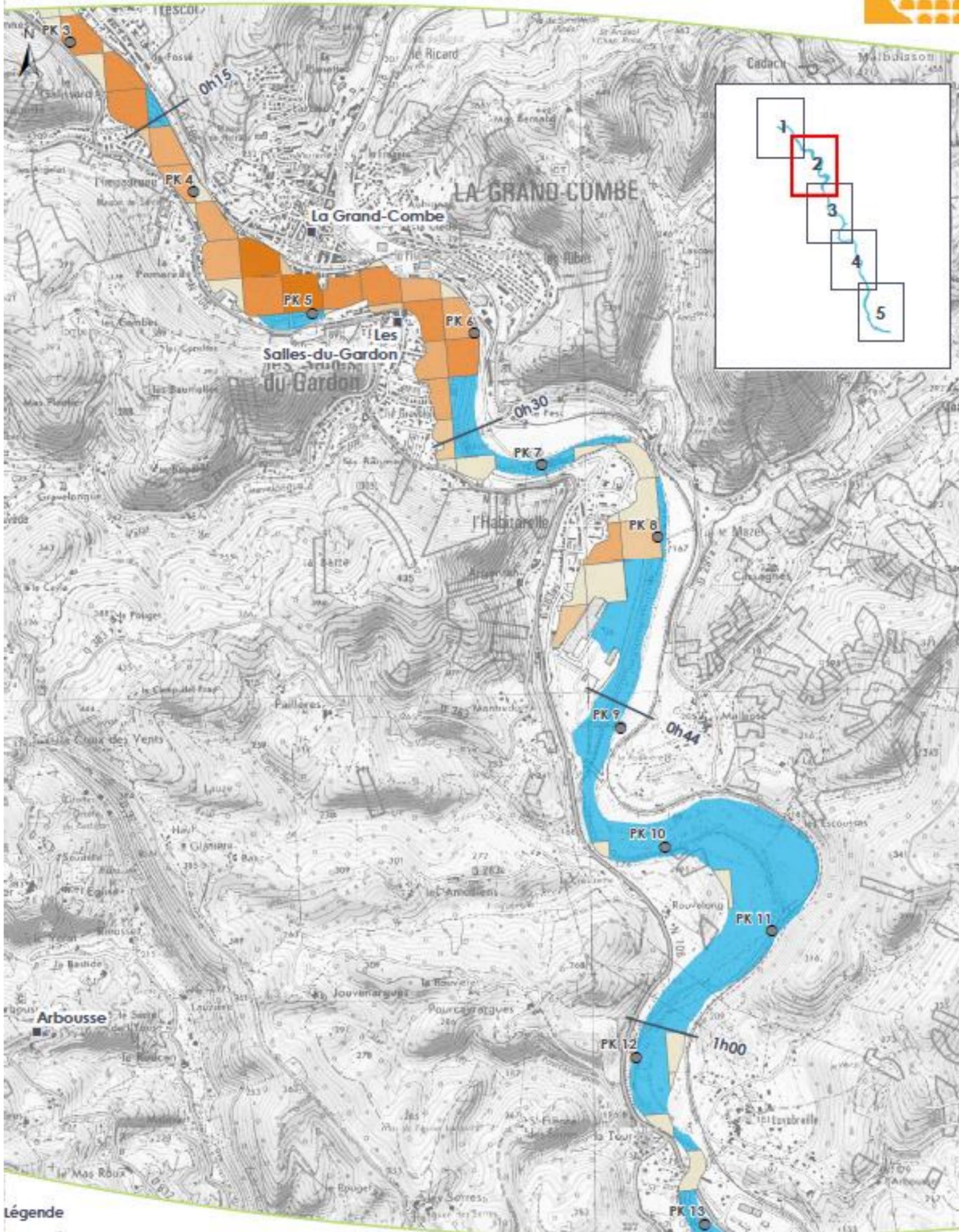
Population par carrés INSEE	
	0 - 10
	10 - 30
	30 - 75
	75 - 150
	150 - 220

Sources : INSEE, IGN, BRL
 Ref : 02_Pop_A4.mxd
 Format : A4
 Projection : RGF 1993 Lambert 93
 Date 16/03/2022



LIMITE DE ZONE DE SUBMERSION PAR L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE

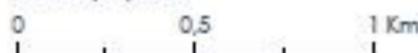
Population selon l'INSEE
Carte n°2



Légende

- Ville
 - PK
 - Temps d'arrivée de l'onde de submersion
 - Onde de Submersion
- | | | |
|--------------------------------------|---------|-----------|
| Population par carreaux INSEE | 0 - 10 | 30 - 75 |
| | 10 - 30 | 75 - 150 |
| | | 150 - 220 |

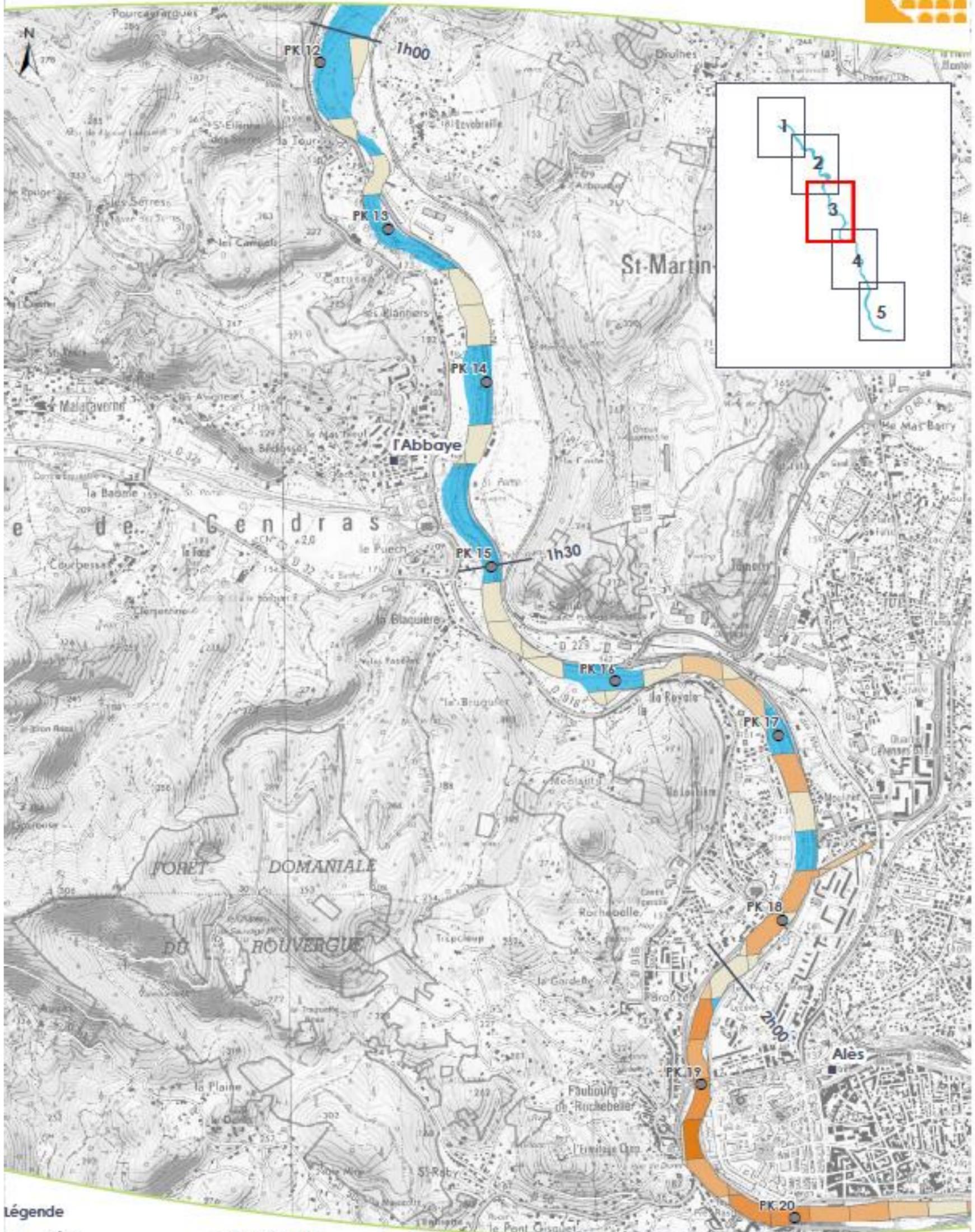
Sources : INSEE, IGN, BRL
 Ref : 02_Pop_A4.mxd
 Format : A4
 Projection : RGF 1993 Lambert 93
 Date 16/03/2022





LIMITE DE ZONE DE SUBMERSION PAR L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE

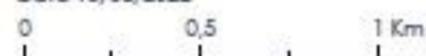
**Population selon l'INSEE
Carte n°3**



Légende

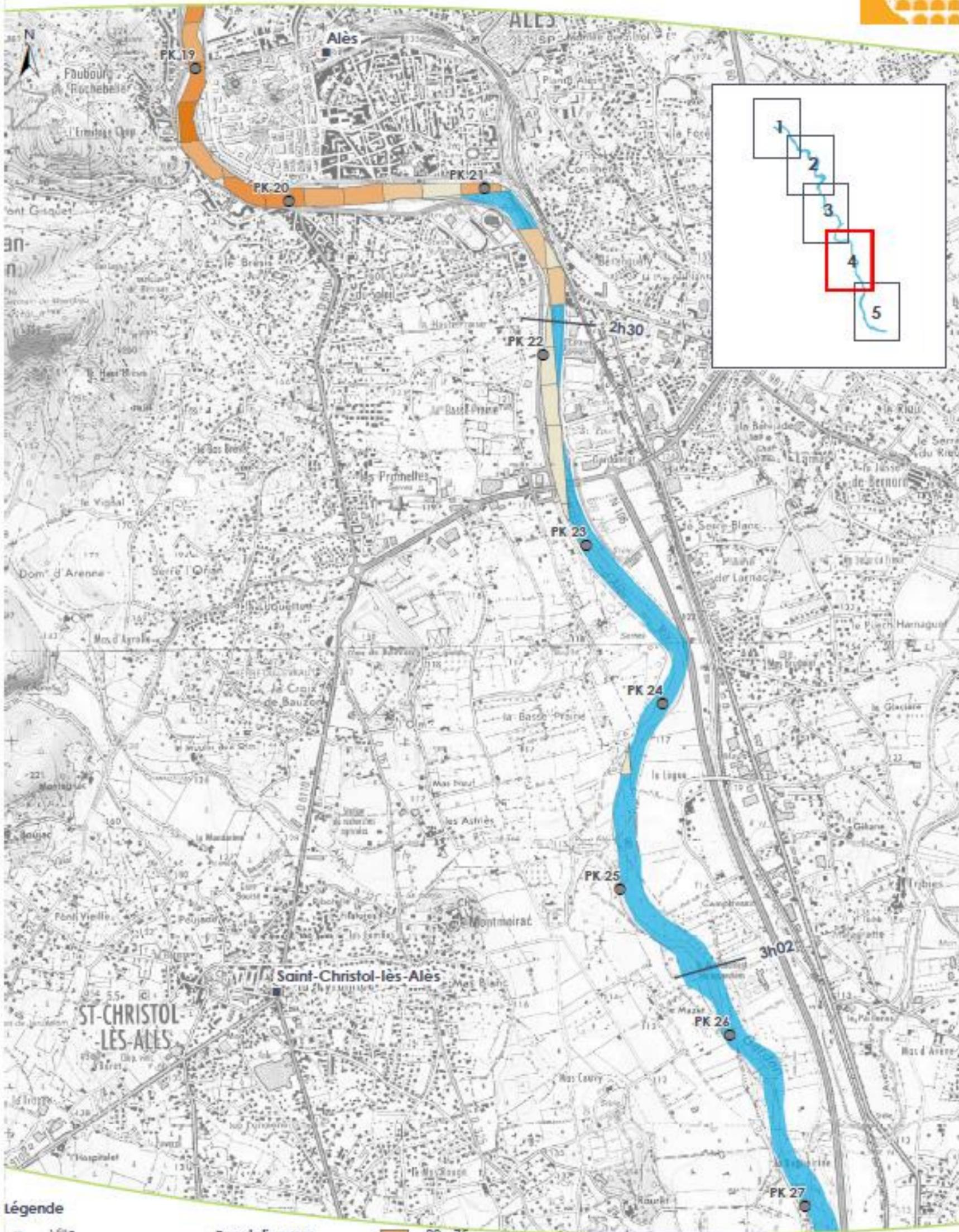
- Ville
 - PK
 - Temps d'arrivée de l'onde de submersion
 - Onde de Submersion
- | Population par carreaux INSEE | |
|-------------------------------|-------------|
| ■ 0 - 10 | ■ 30 - 75 |
| ■ 10 - 30 | ■ 75 - 150 |
| | ■ 150 - 220 |

Sources : INSEE, IGN, BRL
 Ref : 02_Pop_A4.mxd
 Format : A4
 Projection : RGF 1993 Lambert 93
 Date 16/03/2022



LIMITE DE ZONE DE SUBMERSION PAR L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE

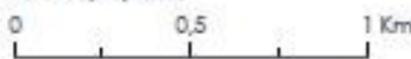
**Population selon l'INSEE
Carte n°4**



Légende

- Ville
 - PK
 - Temps d'arrivée de l'onde de submersion
 - Onde de Submersion
- | | | | | | |
|--------------------------------------|--------|---------|---------|----------|-----------|
| Population par carreaux INSEE | 0 - 10 | 10 - 30 | 30 - 75 | 75 - 150 | 150 - 220 |
|--------------------------------------|--------|---------|---------|----------|-----------|

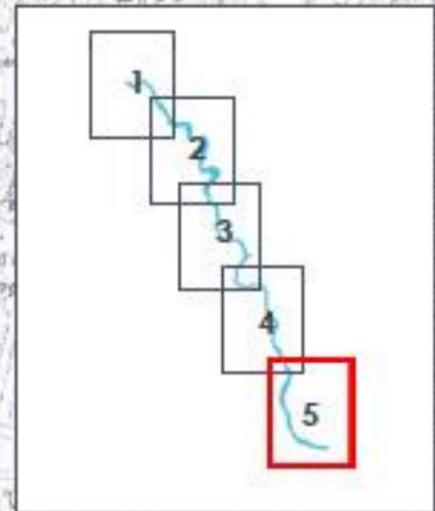
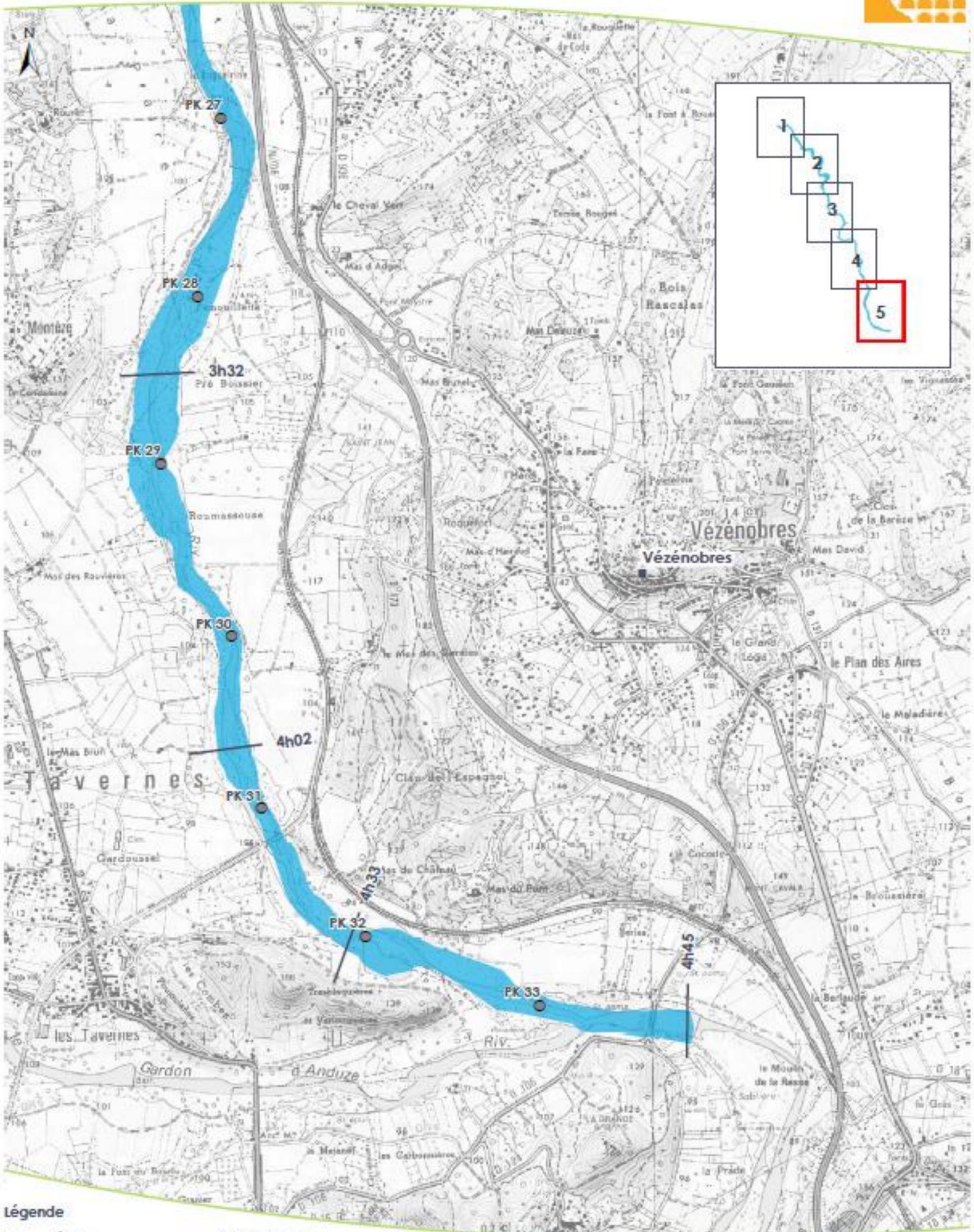
Sources : INSEE, IGN, BRL
 Ref : 02_Pop_A4.mxd
 Format : A4
 Projection : RGF 1993 Lambert 93
 Date 16/03/2022





LIMITE DE ZONE DE SUBMERSION PAR L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE

**Population selon l'INSEE
Carte n°5**

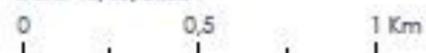


226

Légende

- Ville
 - PK
 - Temps d'arrivée de l'onde de submersion
 - Onde de Submersion
- | | |
|--------------------------------------|-------------|
| Population par carreaux INSEE | ■ 30 - 75 |
| ■ 0 - 10 | ■ 75 - 150 |
| ■ 10 - 30 | ■ 150 - 220 |

Sources : INSEE, IGN, BRL
 Ref : 02_Pop_A4.mxd
 Format : A4
 Projection : RGF 1993 Lambert 93
 Date 16/03/2022

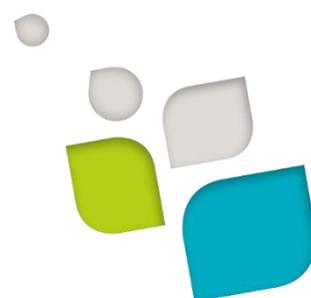




SECURISATION DU COMPLEXE HYDRAULIQUE FORME PAR LES BARRAGES DE SAINTE CECILE D'ANDORGE ET DES CAMBOUS

Barrage des Cambous

Dossier Annexes - Mise à jour de l'Etude de Dangers en vigueur



Indice B – Juin 2023

BARRAGE DES CAMBOUS

Mise à jour de l'Etude de Dangers (EDD) — Dossier Annexes

ANNEXES

ANNEXE 1. PLANS

- ANNEXE 1.1 PLANS DE L'OUVRAGE
- ANNEXE 1.2 PLAN DU VOILE D'ETANCHEITE
- ANNEXE 1.3 PLAN DU DISPOSITIF DE DRAINAGE
- ANNEXE 1.4 PLAN DU DISPOSITIF DE TOPOMETRIE

ANNEXE 2. PLANS DU PROJET

- ANNEXE 2.1 CONFORTEMENT DU MASSIF DE BUTEE EN RIVE DROITE
- ANNEXE 2.2 ETAT EXISTANT DE LA CHAMBRE AVAL
- ANNEXE 2.3 DEMOLITION PARTIELLE DE LA CHAMBRE AVAL
- ANNEXE 2.4 PLAN DU GC PROJETE DE LA CHAMBRE AVAL
- ANNEXE 2.5 PLAN DES EQUIPEMENTS ET VANTELLERIES DE LA CHAMBRE AVAL
- ANNEXE 2.6 DISPOSITIF DE SUIVI PIEZOMETRIQUE ET DE DRAINAGE
- ANNEXE 2.7 COLLECTEUR DU DEBIT DES DRAINS
- ANNEXE 2.8 CONFORTEMENT DE LA FOSSE AVAL
- ANNEXE 2.9 PATEFORME MANUTENTION ET ACCES

ANNEXE 3. RECONNAISSANCES

- ANNEXE 3.1 RECONNAISSANCES CULEE ET GALERIE
 - ANNEXE 3.1.1. CULEES
 - ANNEXE 3.1.2. PLANCHES PHOTOGRAPHIQUES CULEES
 - ANNEXE 3.1.3. GALERIE
 - ANNEXE 3.1.4. PLANCHES PHOTOGRAPHIQUES GALERIE
- ANNEXE 3.2 PLANS TOPOGRAPHIQUE ET BATHYMETRIE
- ANNEXE 3.3 RAPPORT D'AUSCULTATION DES CAROTTES DU BETON DES CULEES
- ANNEXE 3.4 RAPPORTS GEOTECHNIQUES
 - ANNEXE 3.4.1. RECONNAISSANCES CULEE RG ET MASSIF DE BUTEE RD
 - ANNEXE 3.4.2. RECONNAISSANCES FOSSE AVAL RG

ANNEXES

Annexe 1. Plans

Annexe 1.1 Plans de l'ouvrage

