

3.5.3.3 Analyse des contraintes à long terme

A long terme, le refroidissement au cœur du BCR diminue les contraintes de traction en peau qui apparaissent en hiver. En pratique, la fissuration de peau devrait apparaître au premier hiver. Si ce n'est pas le cas, elle ne devrait pas se produire les hivers suivants.

En revanche, le refroidissement général du BCR fait apparaître des contraintes de traction au cœur du BCR. Les calculs montrent que ces contraintes de traction sont limitées : couleur jaune dans les figures précédentes, en particulier direction rive à rive. Il n'y aura donc pas de fissuration traversante du BCR et ce grâce à l'effet combiné de la réduction de la largeur des plots et à la possibilité de glissement du BCR sur les remblais.

3.6 DEPLACEMENTS MAXIMAUX AUX JOINTS

Le tableau suivant donne les déplacements maximaux aux joints amont/aval par rapport à leur position initiale. Ces déplacements correspondent à la contraction thermique du BCR seulement et sont à cumuler avec les déplacements calculés dans le modèle de tassement 3D. Les résultats bruts du modèle sont multipliés par 2 pour tenir compte de la symétrie.

Tableau 10 : Ouvertures calculées aux joints

	BCR1	BCR2
Plot hors évacuateur	6,6 mm	6,2 mm
Plot d'évacuateur	5,8 mm	5,4 mm

On retrouve des ouvertures d'ordre de grandeur similaire en considérant un refroidissement du BCR compris entre 30°C et 35°C et une largeur de plot entre 13 m et 19 m.

3.7 CONCLUSIONS DES CALCULS THERMO-MECANIQUES

Les calculs thermo-mécaniques confirment que le calepinage des joints est suffisant pour réduire les contraintes de traction dans la direction rive à rive et pour empêcher une fissuration traversante du BCR.

En revanche, les calculs montrent la formation d'une fissuration en peau du BCR, en particulier au premier hiver. Cette fissuration peut être maîtrisée par la mise en place d'un BCR enrichi ou d'un BCV armé. Ceci est particulièrement nécessaire dans le coursier de l'évacuateur qui doit résister à des écoulements importants en cas de crue.

4 CALCUL DES TASSEMENTS

4.1 OBJECTIFS

La carapace en BCR sera mise place sur le barrage en remblai existant. Même si les essais montrent que les remblais existants sont peu compressibles, il n'en demeure pas moins qu'il s'agit de matériaux meubles qui peuvent tasser sous l'effet de plusieurs effets : imbibition, chargement cyclique sous séisme, surcharge du BCR, tassement différé sous poids propre, remplissage de la retenue.

L'objectif des calculs présentés dans ce chapitre est d'analyser l'effet de ces tassements, ou déformations dans le sens le plus large, sur la carapace en BCR. Contrairement au modèle thermo-mécanique, la déformation tridimensionnelle de la carapace et des remblais doit être considérée. La modélisation ne peut donc pas se limiter à un seul plot.

Le calepinage des joints est également un point important à reproduire par la modélisation. Le tassement étant plus important au milieu du barrage que sur les rives, une flexion de la carapace est prévisible. Les joints permettent de réduire les contraintes de flexion dans la direction rive à rive. Ils concentrent en revanche les déformations cumulées sous forme de déplacements aux joints. Le modèle servira à estimer ces déplacements.

Au final, l'analyse des résultats se fera en termes de :

- contraintes qui se développent dans la carapace du BCR,
- déplacements aux plans des joints.

4.2 DESCRIPTION DU MODELE

4.2.1 GEOMETRIE MODELISEE

Le modèle géométrique comporte :

- la fondation rocheuse,
- le barrage existant,
- la carapace en BCR divisée en 9 plots disjoints.

La vallée est modélisée de manière simplifiée comme le montre la figure ci-dessous.

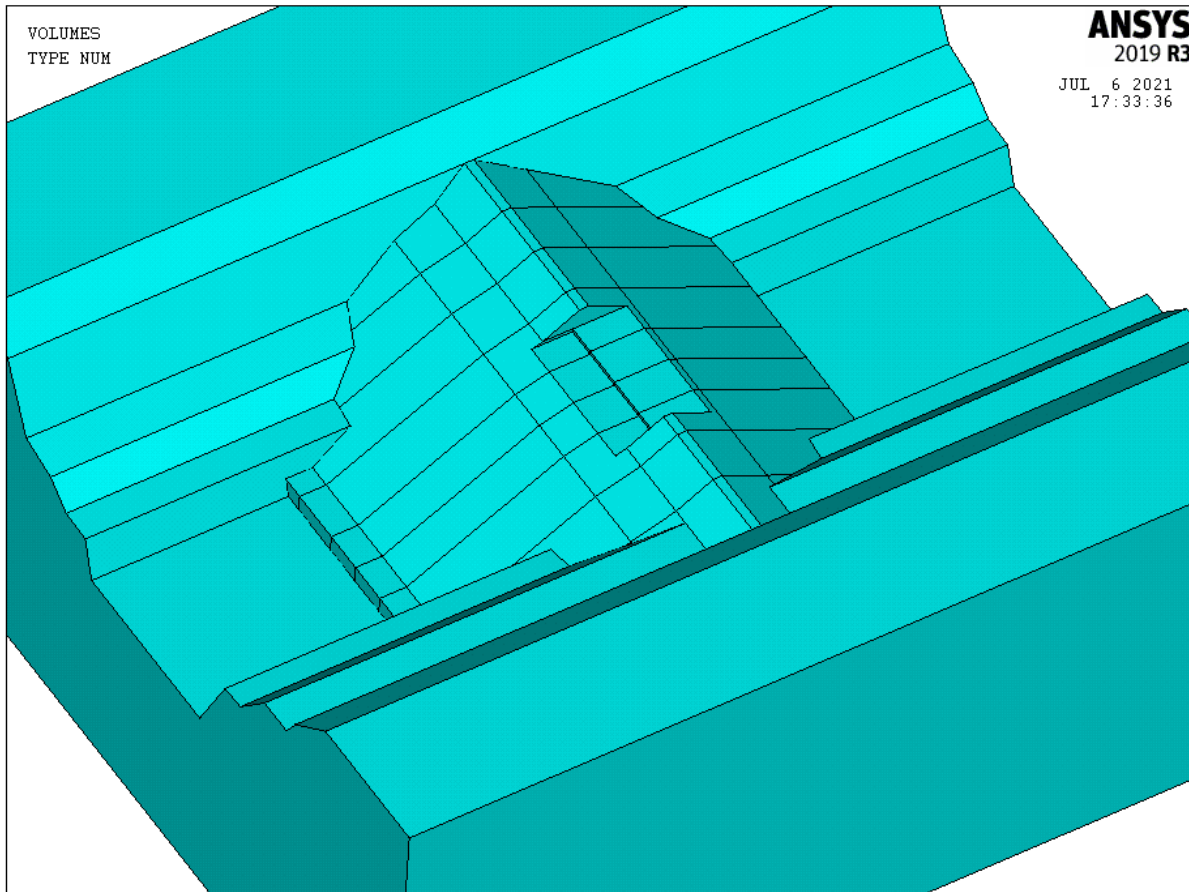


Figure 41 – Modèle de tassement – géométrie modélisée

4.2.2 MAILLAGE

Le maillage est composé d'éléments tridimensionnels quadratiques. Les éléments quadratiques permettent d'atteindre une précision nettement supérieure à celle obtenue avec des éléments simples, en particulier en termes de contraintes.

Au total, le maillage comporte 115 969 éléments et 166 954 nœuds. Il est plus fin au niveau de la carapace et plus grossier au niveau de la fondation :

- carapace BCR : taille moyenne 1,8 m,
- remblais existants : taille moyenne 3,6 m,
- fondation : taille moyenne 10 m.

Les figures ci-dessous montrent le maillage total et une coupe transversale en vue isométrique.

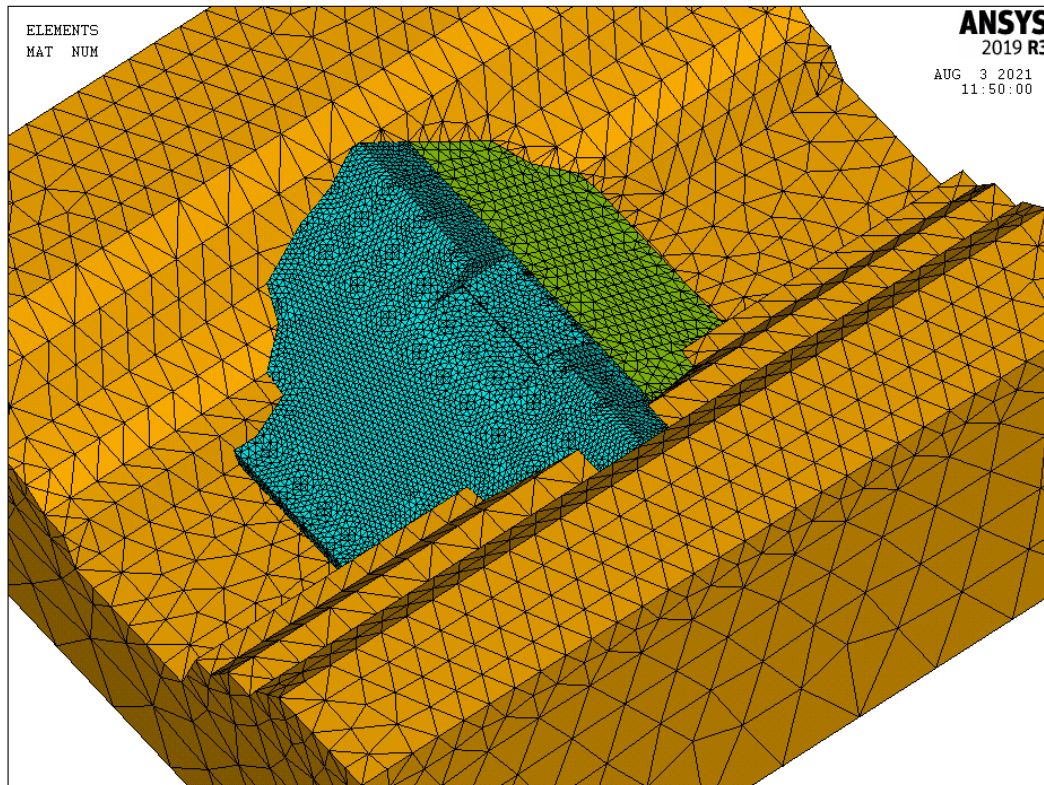


Figure 42 – Modèle de tassement – vue 3D du maillage

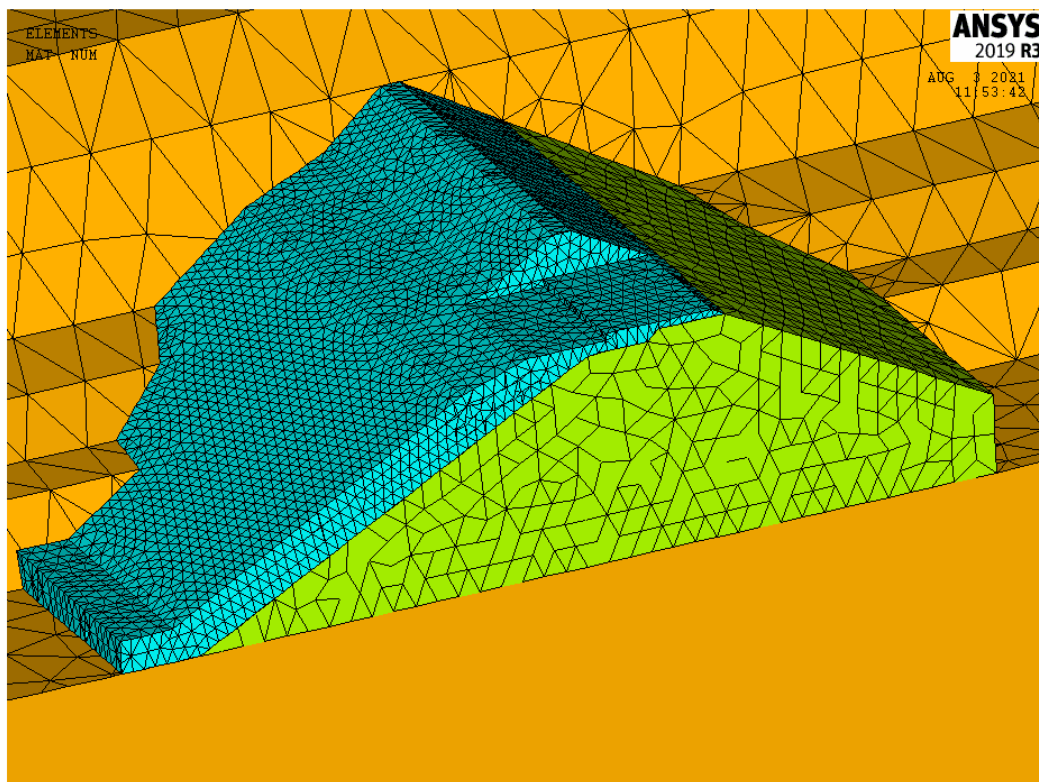


Figure 43 – Modèle de tassement – maillage en coupe transversale

4.2.3 INTERFACES

Le modèle comporte des interfaces entre les différents volumes :

- entre le BCR et le remblai existant : glissement de Mohr-coulomb avec un angle de frottement de 45° et une cohésion nulle,
- entre le BCR et la fondation : collage parfait,
- entre le remblai existant et la fondation : collage parfait (pour simplifier, le glissement de cette interface n'est pas un phénomène à modéliser).

4.2.4 PROPRIETES DES MATERIAUX

Tous les matériaux sont modélisés par des lois élastiques linéaires.

4.2.4.1 BCR

Concernant le BCR, la formulation (BCR1 ou BCR2) n'a quasiment aucune influence sur les résultats des modèles :

- les modules d'Young moyens sont presque égaux (17 GPa et 16 GPa, cf. §2.3.5),
- les résistances à la traction et à la compression n'interviennent que dans l'interprétation des résultats,
- le modèle est non couplé avec la thermique, les chaleurs d'hydratation n'interviennent donc pas.

Une seule simulation est donc réalisée avec un module d'Young de 17 GPa. L'interprétation des résultats se fera en distinguant les deux formulations. Le coefficient de Poisson pris en compte est égal à 0,2.

4.2.4.2 Remblais

Des essais œdométriques ont été réalisés sur la fraction 0/63 mm du remblai du barrage sur la base d'une densité reconstituée pour correspondre à celle du barrage. La pente moyenne de la courbe donnée ci-dessous et qui correspond au module œdométrique est de l'ordre de 150 MPa.

Le module d'Young correspondant peut être calculé avec la formule suivante :

$$E_{\text{Young}} = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \times E_{\text{oed}}$$

Avec ν le coefficient de Poisson qui est pris égal à 0,3 (valeur classique pour des sols meubles).

Le module d'Young est alors égal à 200 MPa. C'est cette valeur qui est retenue pour la modélisation.

Il est à noter que cette approche est conservatrice parce que les remblais sont légèrement surconsolidés après l'excavation des premiers mètres.

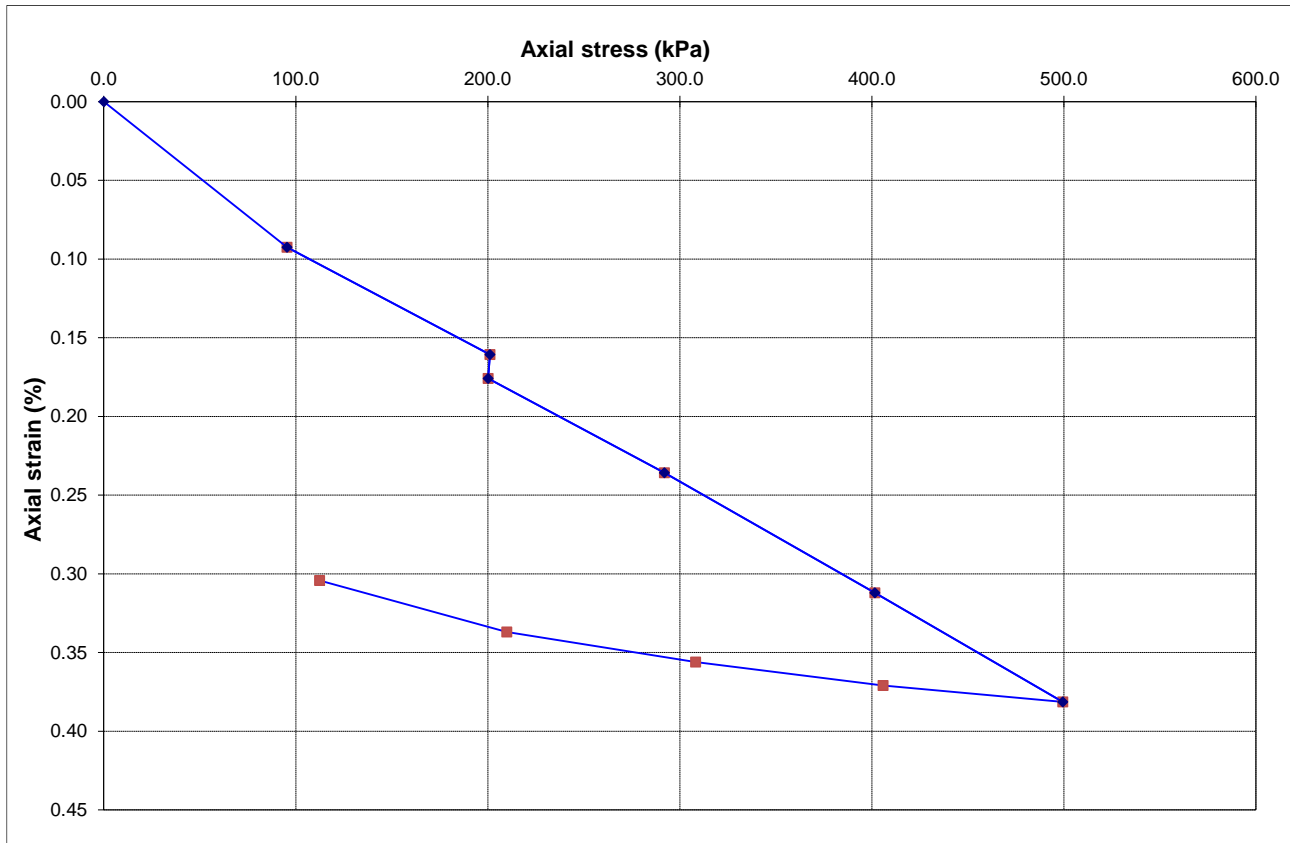


Figure 44 – Résultats de l'essai œdométrique (LNEC, réf. [2])

4.2.4.3 Fondation rocheuse

La fondation rocheuse est nettement moins compressible que les remblais. Par défaut, un module d'Young 10 fois supérieure à celui des remblais est considéré : $E_{\text{roche}} = 2 \text{ GPa}$. Il est possible que le module d'Young réel de la fondation soit supérieur, mais cela est sans incidence sur les résultats puisque les tassements calculés pour la fondation rocheuse sont très faibles.

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,3.

4.2.5 REFERENCE DES AXES

- Axe X = de la rive gauche vers la rive droite.
- Axe Y = de l'amont vers l'aval.
- Axe Z = du bas vers le haut.

4.2.6 CONDITIONS AUX LIMITES

Les conditions aux limites du modèle sont :

- $U_x = 0$ aux extrémités rive à rive de la fondation,
- $U_y = 0$ aux extrémités amont et aval de la fondation
- $U_z = 0$ en bas du modèle.

4.2.7 CHARGEMENTS APPLIQUES

4.2.7.1 Poids propre du BCR

Le poids propre du BCR est pris en compte en appliquant une gravité de 10 m/s^2 et une densité humide de 2,3.

La mise en place du BCR est modélisée de façon progressive avec des couches de 5 m (la modélisation d'une mise en place en couches moins épaisses ralentit significativement les calculs, sans modification sensible des résultats).

4.2.7.2 Tassement des remblais

Le tassement cumulé des remblais a été estimé à 0,18% (cf. 2.2.7). Ce tassement comporte :

- le tassement naturel du remblai à long terme (~100 ans),
- le tassement sous chargement sismique,
- le tassement sous imbibition.

Dans le modèle, le tassement est appliqué sous forme de déformation verticale imposée dans tous les éléments modélisant les remblais.

4.2.7.3 Remplissage de la retenue

Le remplissage de la retenue est modélisé sous forme de pressions appliquées sur le masque et sur le coursier de l'évacuateur. La cote PHE considérée est de 267,2 m NGF.

Sur le coursier, la pression appliquée est constante après la première marche et égale à 26 kPa (soit 2,6 m environ). Cette pression provient des résultats des calculs CFD menés en parallèle (réf. [11]).

La figure ci-dessous montre les pressions appliquées sur le modèle numérique.

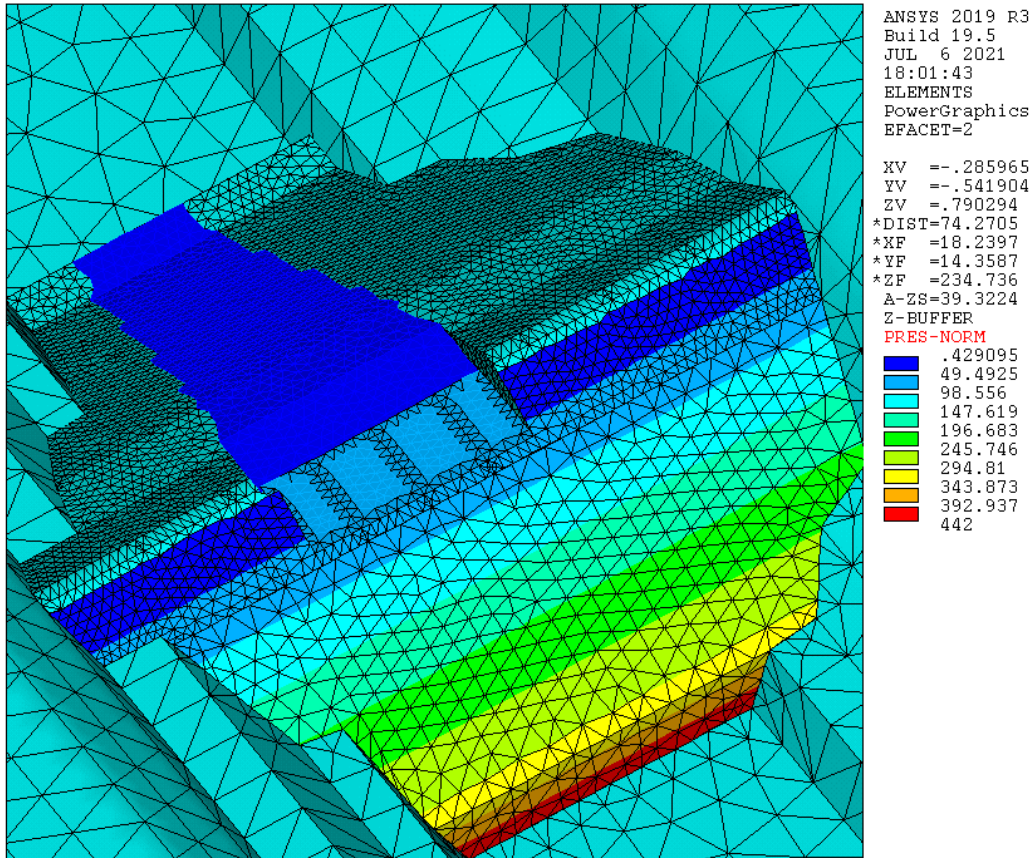


Figure 45 – Modèle de tassement – pressions appliquées sous chargement PHE

4.2.8 PHASAGE DES CALCULS

Le calcul se décompose en plusieurs phases :

- Phase 1 : mise en place progressive du BCR, calcul du tassement sous poids du BCR.
- Phase 2 : remplissage de la retenue, chargement PHE.
- Phase 3 : tassement cumulé de 0,18% des remblais (cf. § 2.2.7).

Dans la réalité la phase 2 peut intervenir n'importe quand dans la vie de l'ouvrage. L'analyse est seulement qualitative et l'ordre des phases 2 et 3 n'a pas beaucoup d'importance sur cette analyse.

4.3 ANALYSE DES RESULTATS

4.3.1 DEFORMEE DU BARRAGE

Les déplacements sont majoritairement verticaux et correspondent à la déformation des remblais existants. Les figures ci-dessous donnent les isovaleurs de déplacements verticaux calculés au 3 phases de calcul. Les maxima atteints en crête sont de :

- 1,3 cm juste après la mise en place du BCR,
- 2 cm sous chargement hydraulique PHE,
- 8,2 cm en cumulant toutes les sources de tassement envisagées dans les calculs.

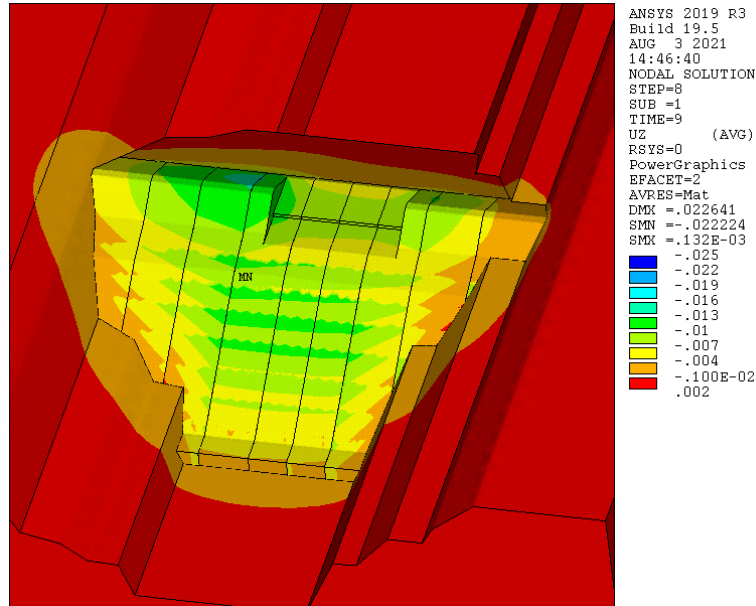


Figure 46 – Déplacements verticaux sous poids du BCR

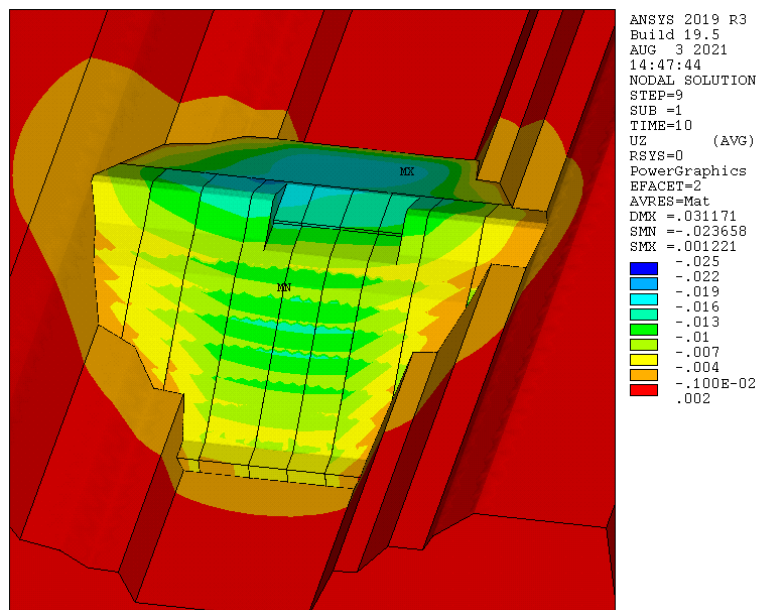


Figure 47 – Déplacements verticaux sous poids du BCR + poussée PHE

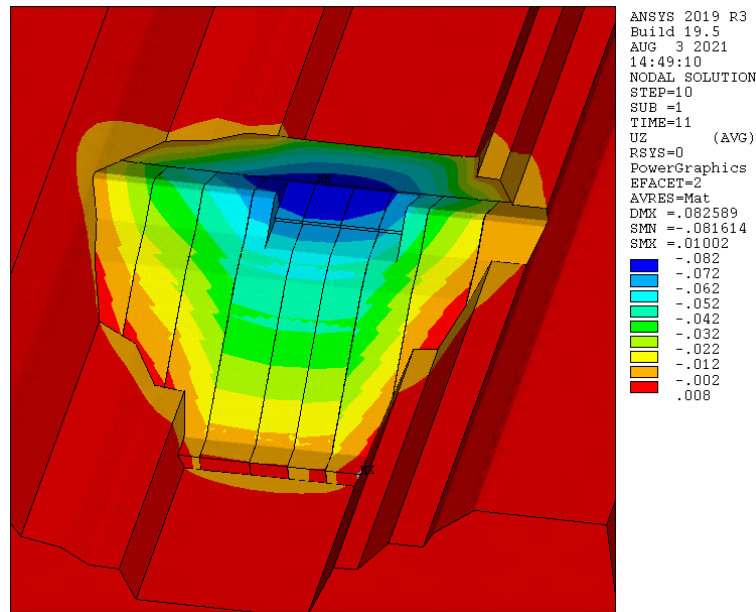


Figure 48 – Déplacements verticaux avec cumul de tous les tassements + poussée PHE

4.3.2 ORIENTATION DES CONTRAINTES PRINCIPALES

Les contraintes principales calculées sont globalement orientées dans la direction parallèle aux joints. Ceci confirme l'efficacité des joints à annuler les contraintes rive à rive. Quelques exceptions liées à des détails géométriques locaux sont détaillées par la suite :

- passage de la section de toute hauteur à la section d'évacuateur,
- plots d'extrémités fondés partiellement au rocher.

On peut globalement distinguer deux zones :

- au pied de la carapace : le tassement conduit à une flexion qui comprime l'intérieur du BCR et met en traction le parement aval (figure à gauche),
- en crête : la mise en place successive des couches de BCR conduit à une flexion d'ensemble qui se traduit par la mise en traction des couches basses du BCR et la compression des couches supérieures de plus faible largeur (figure à droite) ; **ce constat a confirmé l'abandon du principe initial des marches de 2,4 m en crête qui faisait apparaître une fragilité dans les premières couches de BCR.**

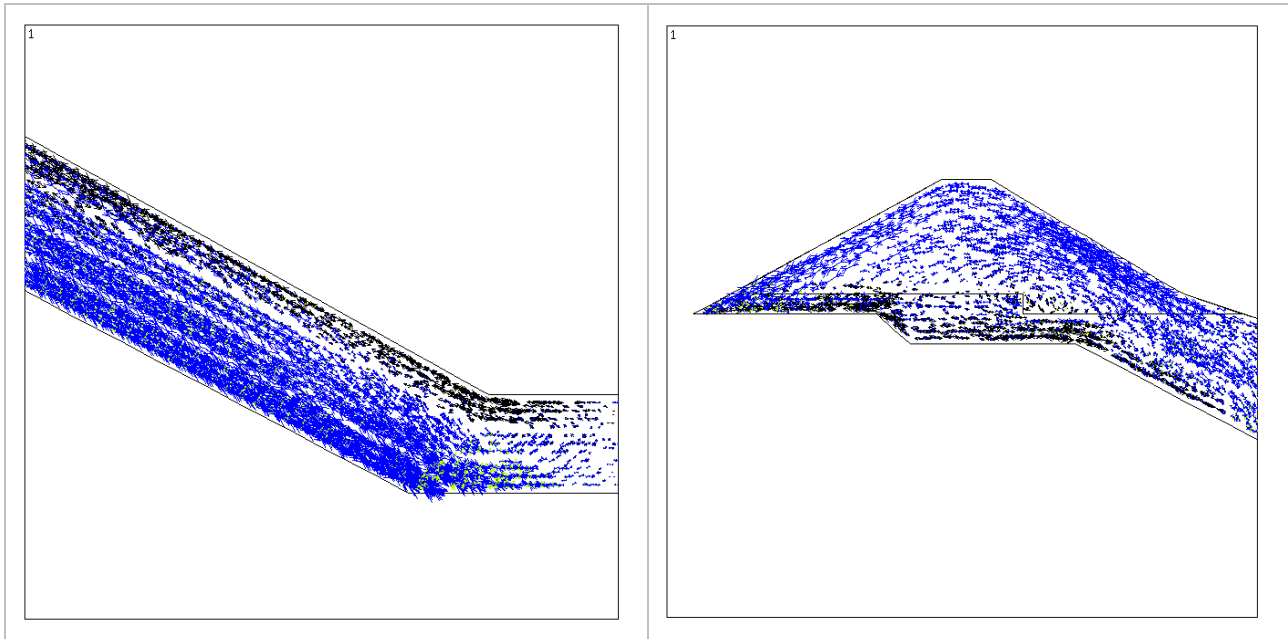


Figure 49 – Orientation des contraintes principales (tractions en noir et compressions en bleu)

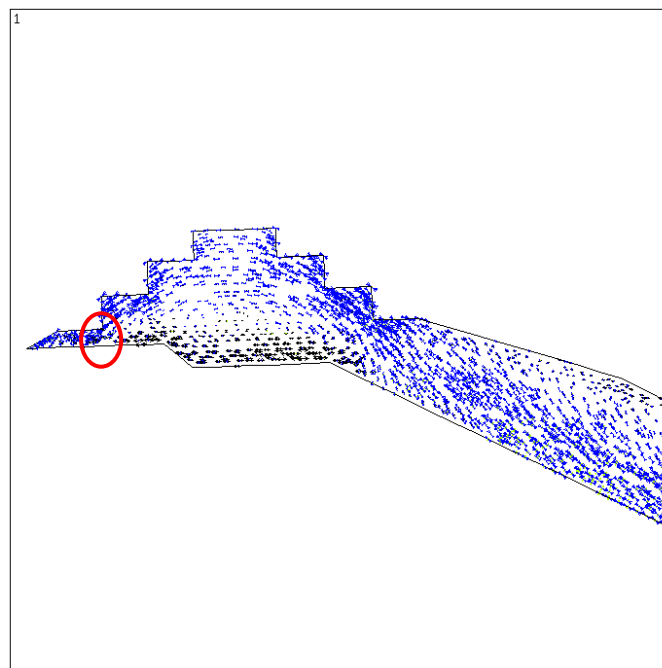


Figure 50 – Tractions et cisaillements importants avec l'ancienne géométrie à marches de 2,4 m

4.3.3 CONTRAINTES DE COMPRESSION

Les figures ci-dessous donnent les contraintes principales de compression calculées dans la carapace.

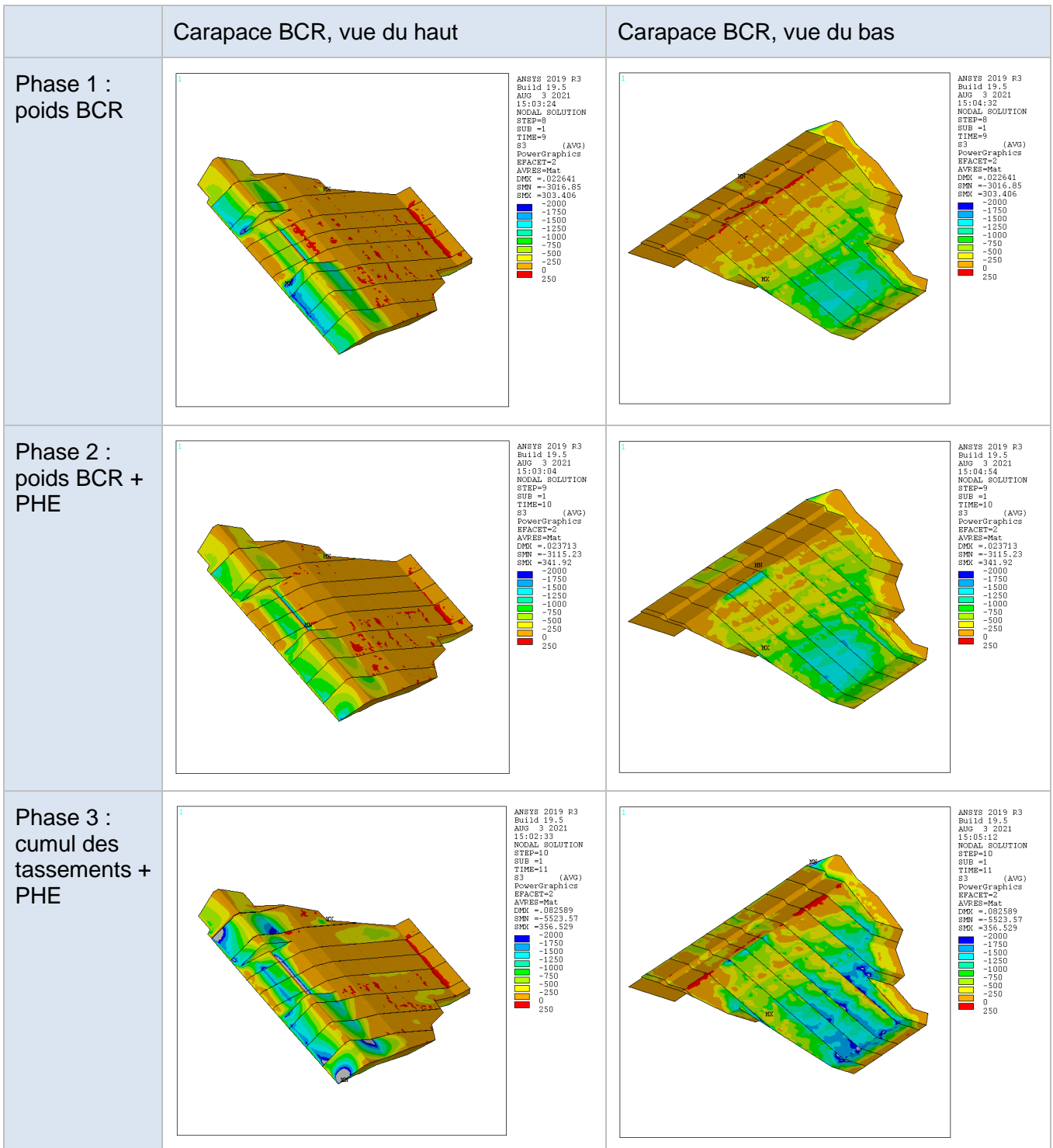


Figure 51 – Contraintes principales de compression dans la carapace BCR, phase par phase

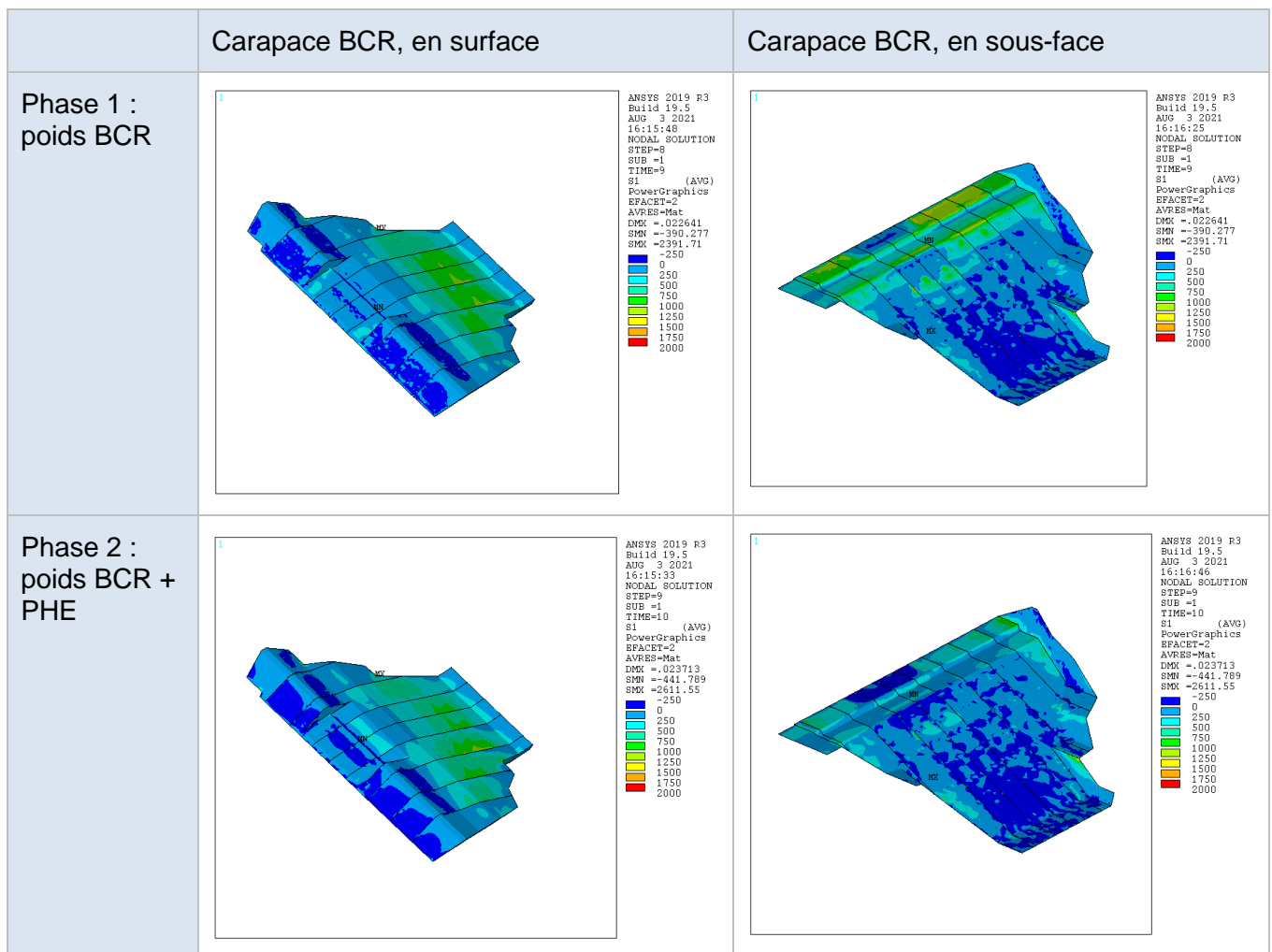
Les contraintes principales de compression restent globalement inférieures à 2 MPa à l'exception de quelques zones localisées où elles peuvent atteindre jusqu'à 6 MPa (soit Rc du BCR2 à 90 jours). Ces zones localisées apparaissent majoritairement dans les zones en contact avec la fondation rocheuse et sont dues à un poinçonnement du BCR. Elles ne sont pas source d'inquiétude parce qu'une adaptation locale des contraintes devrait les limiter en cas de dépassement de la résistance à la compression du BCR (ou du rocher).

On peut donc conclure que le comportement à la compression est satisfaisant pour le BCR, y compris pour la formulation la moins riche en liants (BCR2).

4.3.4 CONTRAINTES DE TRACTION

Les figures ci-dessous donnent les contraintes principales de traction calculées dans la carapace et représenté ci-dessous :

- En surface de la carapace,
- En sous-face de la carapace.



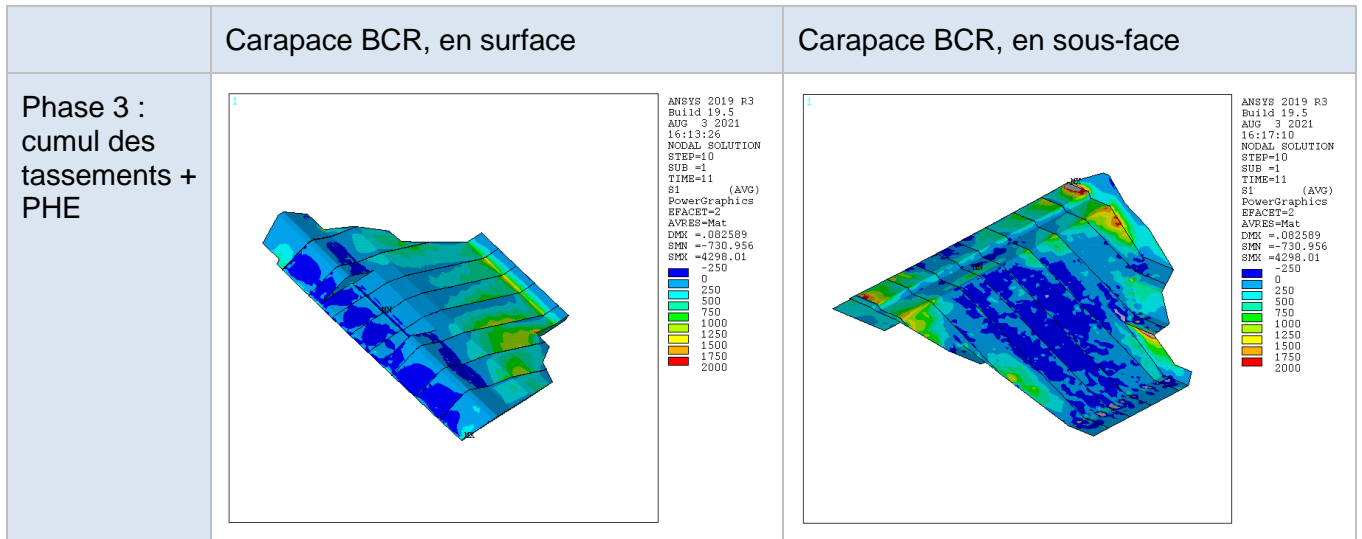


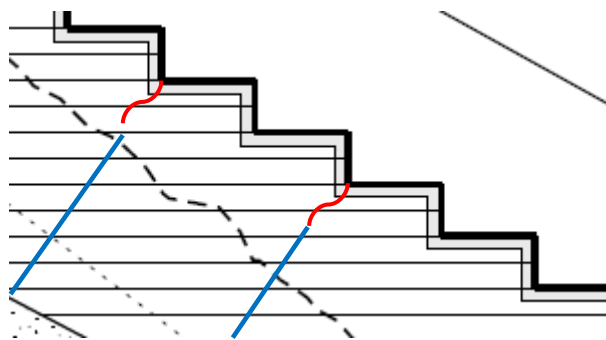
Figure 52 – Contraintes principales de traction, phase par phase

Les calculs montrent que les contraintes de traction sur le parement aval sont faibles et inférieures à 1,2 MPa. En termes de potentiel de fissuration, ces tractions peuvent se traduire par :

- BCR1 : une absence de fissuration (hors effets thermiques) sur le parement aval,
- BCR2 : une micro-fissuration (hors effets thermiques) sur le parement aval.

Comme l'ont montré les calculs thermo-mécaniques, une fissuration de peau peut se former sur le parement aval sous l'effet du refroidissement du BCR au premier hiver. Le tassement peut augmenter l'ouverture de ces fissures qui restent superficielles. La mise en place d'un BCR enrichi ou d'un BCV armé permet de contrôler cette fissuration au niveau du coursier. Dans ce cas, les tractions importantes apparaîtront dans le BCV et seront reprises par les armatures. Ces armatures devront reprendre les tractions de flexion (max 1,2 MPa) et les tractions liées à leur propre contraction (calculs à faire en fonction de la formulation du BCV).

Hors coursier, les zones en traction limitée à la fin de la mise en place du BCR (max 1,2 m d'épaisseur) se fissureront au premier hiver. Cette fissuration fera disparaître les contraintes de traction en surface, alors que la partie en profondeur, en compression, restera majoritairement en compression sous le poids du BCR (lignes bleues dans la figure ci-dessous).



Les autres zones où des tractions sont calculées sont :

- zones ponctuelles de contact avec la fondation rocheuse : une adaptation des contraintes localisées est prévisible à ces endroits,
- en crête, à la zone de passage entre la section de toute hauteur et la section d'évacuateur : des tractions apparaissent en sous face du plot intermédiaire, sous le poids du BCR (cf. figure ci-dessous).

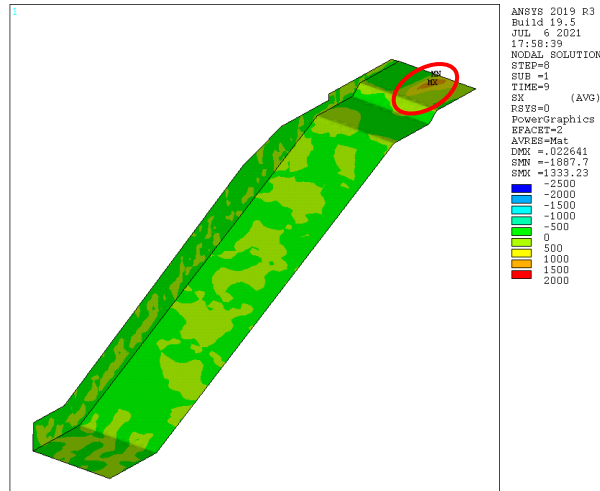


Figure 53 – Contraintes rive à rive sous le plot en extrémité de l'évacuateur

Dans cette dernière zone, les contraintes de traction calculées sont de l'ordre de 1,2 MPa et dépassent la limite de traction de la formulation BCR2. **Il est prévu d'éviter la formulation faiblement dosée en liants à cet endroit et de privilégier une formulation de type BCR1.**

4.3.5 DEPLACEMENTS AUX JOINTS

L'ouverture des joints est suivie en deux points du parement aval. Ils sont choisis aux zones qui maximisent l'ouverture (P1, hors évacuateur) et la fermeture (P2 dans l'évacuateur) des joints.

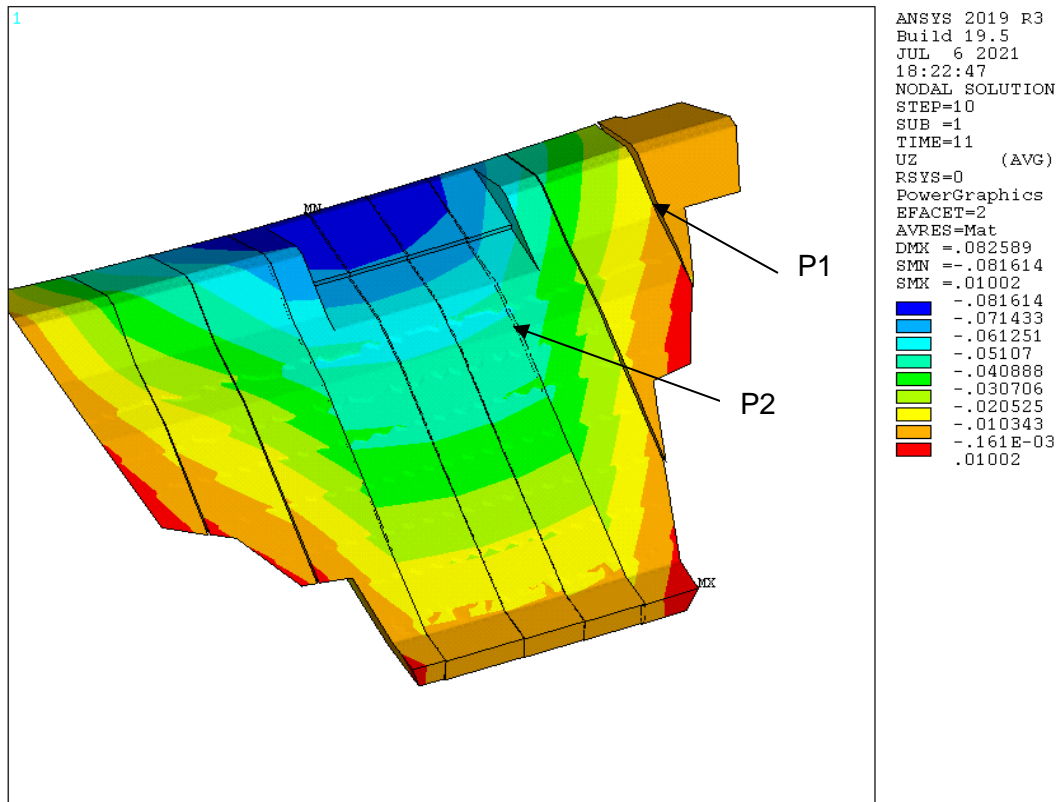


Figure 54 – Points de suivi de l'ouverture des joints

Le tableau suivant donne les résultats en termes de déplacements relatifs des joints par rapport à leur position initiale (phase 1 = mise en place du BCR).

Tableau 11 : Déplacements calculés aux joints

	Point P1 (hors l'évacuateur)			Point P2 (dans l'évacuateur)		
	Ouverture	Cisaillement	Rejet	Ouverture	Cisaillement	Rejet
Phase 2 : poids BCR + PHE	0,2 mm	0,2 mm	0,2 mm	-2,3 mm	-1,0 mm	-0,3 mm
Phase 2b : poids BCR + PHE + hiver LT (*)	6,2 mm	0,2 mm	0,2 mm	3,7 mm	-1,0 mm	-0,3 mm
Phase 3 : cumul des tassements + PHE + hiver LT (*)	25 mm	4,6 mm	8,4 mm	-8,8 mm	-3,5 mm	1,3 mm

Nota 1 (*) : l'ouverture des joints due au refroidissement du BCR à long terme est prise égale à +6 mm. Ce résultat provient des calculs thermo-mécaniques (cf. §3.6).

Nota 2 : les chiffres négatifs correspondent à une fermeture des joints en face supérieure. Ces chiffres montrent juste la fermeture du joint. L'ordre de grandeur n'est pas réaliste parce que les joints ne sont pas modélisés dans ce calcul.

L'ouverture maximale calculée est une ouverture de l'ordre de 25 mm du joint en extrémité (P1 hors évacuateur). Cette ouverture s'explique par le tassement différentiel entre le plot d'extrémité au contact avec la fondation rocheuse et le plot voisin posé sur les remblais. Cette ouverture est probablement surestimée par la méthode de calcul qui cumule tous les tassements possibles.

Dans l'emprise de l'évacuateur, on constate 3 phases :

- tendance à la fermeture sous l'effet du poids propre du BCR et de la flexion rive à rive de l'ensemble des plots,
- ouverture des joints (~ 4 mm) sous l'effet du refroidissement thermique au premier hiver,
- une refermeture des joints sous l'effet du tassement à long terme.

5 SYNTHÈSE ET CONCLUSIONS

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

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

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

- le calepinage des joints (cf. §2.1.2) : les joints sont plus resserrés que la configuration originale, la largeur des plots après adaptation est comprise entre 13 m et 19 m,
- la géométrie en crête (cf. §2.1.1) : les marches de 2,4 m ont été abandonnés pour des marches plus courtes qui suivent la pente moyenne initiale.

Deux formulations type de BCR ont été considérées dans les calculs (cf. §2.3.2 et §2.3.5) :

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

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

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

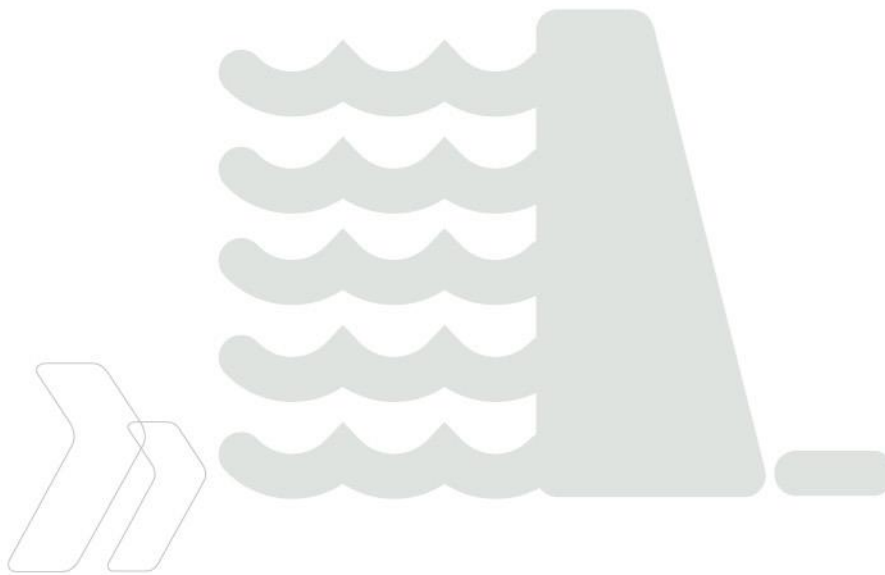
- une fissuration de peau est prévisible, en particulier pour la formulation BCR2 : il est nécessaire de protéger le coursier avec un BCR enrichi ou un BCV armé pour éviter tout risque de fragilisation du BCR sous l'effet des écoulements,
- dans les premières couches en crête situées juste au-dessus des remblais : un BCR de type BCR1 est nécessaire pour éviter les risques de fissuration dans les zones sensibles (cf. §4.3.4),
- d'une façon plus générale et pour les zones où la fissuration peut être préjudiciable : un BCR de type BCR1 est à privilégier.

ANNEXE 1 REFERENCES

- [1] Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques (MEDDE-DGPR, octobre 2014)
- [2] Sainte Cécile d'Andorge – rapport des essais oedométriques traditionnels, sous imbibition et sous vibration (LNEC report 39/2121, février 2021)
- [3] Géotechnical Engineering - Hunter 2003
- [4] Barrages en remblai : efficacité et limites des approches dynamiques simplifiées (J,J,Fry, M,Jellouli et al, 9^{ème} colloque national AFPS, décembre 2015)
- [5] Validation of dynamic analysis of dams and their equipment: "The FR-JP simplified dynamic analysis method – development and validation" (J,J, Fry, M, Jellouli, A, des Garets, ISBN 978-1-138-59017-5), year 2018,
- [6] Traitement des signaux sismiques et approches dynamiques simplifiés (M, Jellouli, colloque CFBR 2014)
- [7] Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations, (*Journal of Geotechnical Engineering* 104 (7), 1978, p, 849–867)
- [8] Behavior of embankment dams during earthquake (*Journal of Dam Safety*, ASDSO, 12(2): 35-44 Swaisgood 2014)
- [9] Dossier de revision spéciale Sainte-Cécile : Partie C – documents particuliers concernant les travaux envisagés (ISL, 11F-110-RM-25-revD, octobre 2015)
- [10] State of the art Thermal analysis for Neckartal Dam (R.P.Greyling, C.Zhang, Afrique du Sud, 2006)
- [11] Modélisation hydraulique 3D de l'évacuateur du barrage de Sainte Cécile d'Andorge (19F-148-RM-4, révision E, 25/06/2021)

ANNEXE 10 ETUDE DE FORMULATION DU BCR

Barrages



SECURISATION DES BARRAGES DE SAINTE CECILE D'ANDORGE ET DES CAMBOUS

Etude du BCR

GARD
3.0
Département

Rapport n° : 19f-148-RM-14
Révision n° : B
Date : 14/12/2021


Votre contact :
Olivier MUNOZ
munoz@isl.fr

Rapport



ISL Ingénierie SAS – MONTPELLIER
65 rue Clément Ader
34170 – Castelnau-le-Lez
France
Tel : +33.4.67.54.51.88
Fax : +33.4.67.54.52.05

www.isl.fr

MEDIAE 
MEDITerranée, Infrastructure, Aménagement, et Eau Ingénierie

BRL
Ingénierie

ISL
Ingénierie

Visa

Document actualisé le 14/12/2021.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	17/09/2021	OMU	OMU	ASA	1ère édition
B	14/12/2021	OMU	OMU	ASA	Intégration des commentaires de l'AMO

ASA : SALMI Akim

OMU : MUNOZ Olivier

Rapport ISL
19F-148-RM-14
Revision B

<http://www.isl.fr/r.php?c=205731>



SOMMAIRE

1	PREAMBULE.....	1
2	DONNEES D'ENTREE	1
3	GRANULATS.....	1
3.1	DISPONIBILITE DES GRANULATS.....	1
3.2	DONNES HISTORIQUES SUR LE REMBLAI DU BARRAGE	1
3.2.1	Données bibliographiques.....	1
3.2.2	Zonage du barrage.....	2
3.2.3	Phasage de la construction du barrage	3
3.3	TRANCHEES DE RECONNAISSANCE (2013).....	6
3.4	RESULTAT DES SONDAGES DANS LE BARRAGE (2013)	9
3.4.1	Nature des essais.....	9
3.4.2	Sondages carottés	9
3.4.3	Blocométrie	10
3.4.4	Granulométries	11
3.4.5	Densité du remblai	13
3.4.5.1	Analyse particulière de la carotte SC2.....	13
3.4.5.2	Mesures de la campagne de phase 2.....	13
3.4.5.3	Sondes FDS.....	14
3.5	ESSAIS DE PRODUCTION DES GRANULATS	15
3.6	ESSAIS REALISES SUR LES MATERIAUX ET ANALYSE DES GRANULATS	20
3.7	ANALYSE DES GRANULATS VIS-A-VIS DU RISQUE D'ALCALI-REACTION ...	22
4	LIANTS ET CRITERE DE RESISTANCE DU BCR.....	24
5	MISE EN PLACE DU BCR	25
5.1	TEMPERATURE AMBIANTE ET TEMPERATURE DU BCR.....	25
5.2	FACTEUR DE MATURITE.....	25
6	ETUDE ECONOMIQUE DE LA PRODUCTION DU BCR .	27

TABLE DES FIGURES

Figure 1 : Zonage théorique du barrage.....	2
Figure 2 : phasage de la construction du barrage selon les ordres de service	3
Figure 3 : Granulométrie de phase 1.....	4
Figure 4 : Granulométrie de phase 2.....	4
Figure 5 : Granulométries de phase 3.....	5
Figure 6 : fuseaux granulométrie de phase 3 et granulométries moyennes des phases 1 et 2.....	5
Figure 7 : Photos d'archive de la construction du barrage.....	6
Figure 8 : Tranchée de reconnaissance de grand volume.....	7
Figure 9 : Photos des déblais de la tranchée réalisée en 2013	8
Figure 10 : Echantillons des sondages du corps du barrage	10
Figure 11 : Granulométrie carottage SC2.....	12
Figure 12 : mesures de densité humides en laboratoire (et moyennes mobiles sur 5 valeurs)	14
Figure 13 : logs FDS.....	15
Figure 14 : Granulats issus des opérations de criblage et concassage/criblage.....	17
Figure 15 : Fuseaux granulométriques des quatre classes de matériaux.....	18
Figure 16 : Fuseau CIGB (violet) et fuseau des granulats du BCR de Sainte Cécile (vert).....	19
Figure 17 : Températures moyennes mensuelles sur le site du barrage	25

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Essais dans les sondages carottés	9
Tableau 2 : Longueur des matériaux dans les carottes	10
Tableau 3 : Blocométrie en carrière	11
Tableau 4 : granulométries de SC2.....	11
Tableau 5 : granulométries de SC1, SC2 et SC3	12
Tableau 6 : Résultats des mesures de densité.....	13
Tableau 7 : Procédure de fabrication des granulats du BCR.....	15
Tableau 8 : Pesée.....	17
Tableau 9 : Fuseau des granulats du BCR	18
Tableau 10 : Synthèse des résultats des essais en laboratoire réalisés en 2014.....	20
Tableau 11 : Synthèse des résultats des essais en laboratoire réalisés en 2020	20
Tableau 12 : Grille de référence de la norme P18-540.....	21
Tableau 13 : grille AFTS	22
Tableau 14 : Formulations et caractéristiques de BCR considérées.....	24

Tableau 15 : Quantités considérées.....	27
Tableau 16 : Caractéristiques du BCR considérées	28
Tableau 17 : Prix unitaires considérés	28
Tableau 18 : Sous-détail du prix du BCR au m ³	30

1 PREAMBULE

Le présent rapport s'inscrit dans le cadre du marché de la maîtrise d'œuvre de la sécurisation du complexe hydraulique formé par les barrages départementaux de Sainte-Cécile d'Andorge et des Cambous.

Il constitue le rapport d'étude du béton compacté au rouleau (BCR) qui protégera le remblai du déversement par une recharge compactée sur le parement aval du barrage de Sainte Cécile d'Andorge. Il détaille notamment :

- la composition du BCR au regard des résultats des investigations réalisées dans le but de caractériser les granulats,
- les critères de résistance,
- les conditions de sa mise en œuvre,
- et l'étude économique de sa production.

2 DONNEES D'ENTREE

Les données d'entrée disponibles pour l'étude du BCR de la recharge aval du barrage de Sainte Cécile d'Andorge sont les suivantes :

- [1] Note d'hypothèses du calcul 3D structure (ref : 19F-148-RM-11, indice B, 20/04/2021).
- [2] Campagnes d'investigations géotechniques (2014 et 2020),
- [3] Etude thermomécanique de la recharge aval en BCR,
- [4] Bulletin n°177 de la CIGB,
- [5] Rapport de PROJET de sécurisation du barrage de Sainte Cécile d'Andorge – annexe n°6 (ISL, 2021)

3 GRANULATS

3.1 DISPONIBILITE DES GRANULATS

Les granulats du BCR seront majoritairement issus des terrassements effectués dans le corps du barrage, depuis le talus aval. Ils proviendront également des terrassements du rocher de fondation et des alluvions de la rivière.

Le volume total de BCR nécessaire au projet est d'environ 55 000 m³. Un béton compacté au rouleau nécessite environ 2,2 t de granulats par mètre cube réalisé. Le poids des granulats nécessaire est donc d'environ 120 000 tonnes.

3.2 DONNES HISTORIQUES SUR LE REMBLAI DU BARRAGE

3.2.1 DONNEES BIBLIOGRAPHIQUES

Ce chapitre présente le résultat de l'analyse de la bibliographie mise à disposition d'ISL par le Département du Gard. Il est issu du document B du dossier de révision spéciale.

3.2.2 ZONAGE DU BARRAGE

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

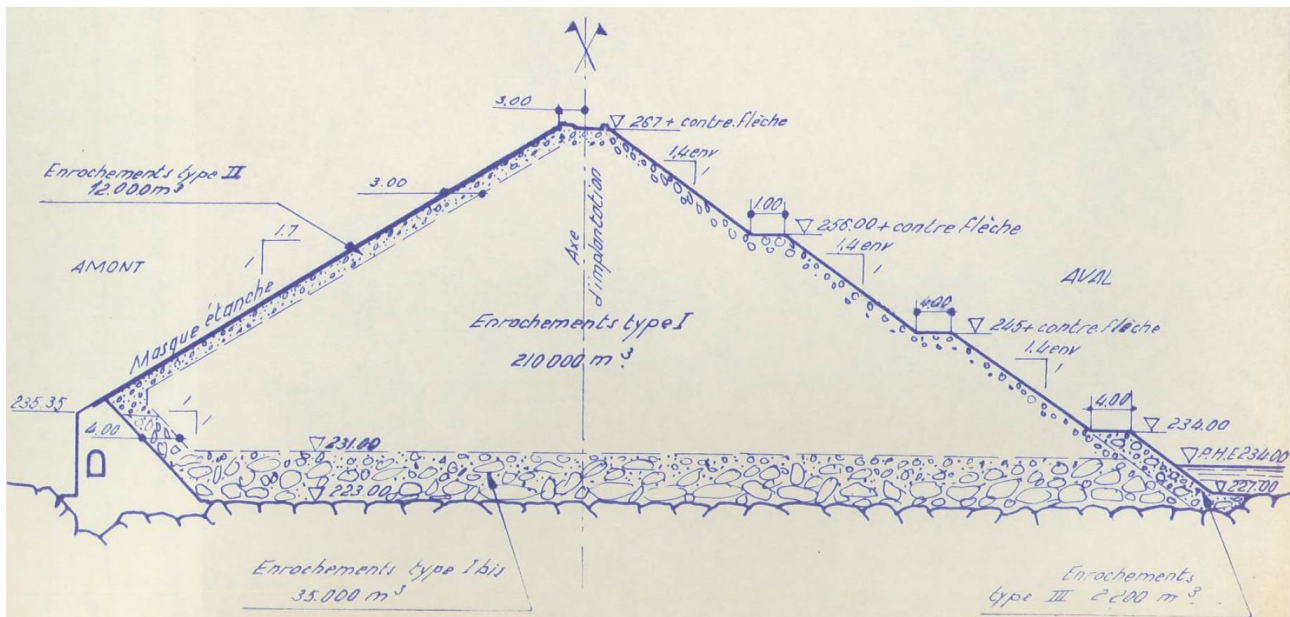


Figure 1 : Zonage théorique du barrage

Le massif de la digue est constitué par des enrochements de gneiss extraits dans la cuvette à quelques centaines de mètres à l'amont du barrage. Selon les archives :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.2.3 PHASAGE DE LA CONSTRUCTION DU BARRAGE

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

Les 3 phases sont illustrées sur le schéma suivant.

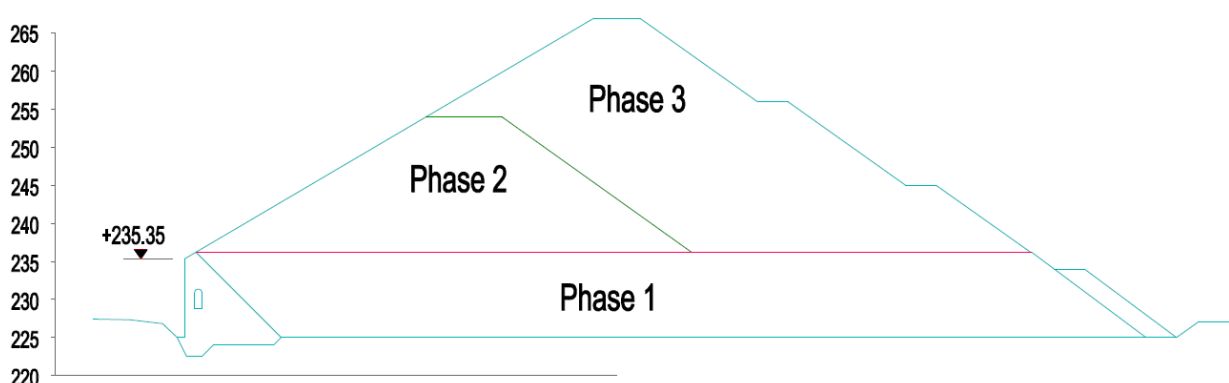


Figure 2 : phasage de la construction du barrage selon les ordres de service

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

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

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

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

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

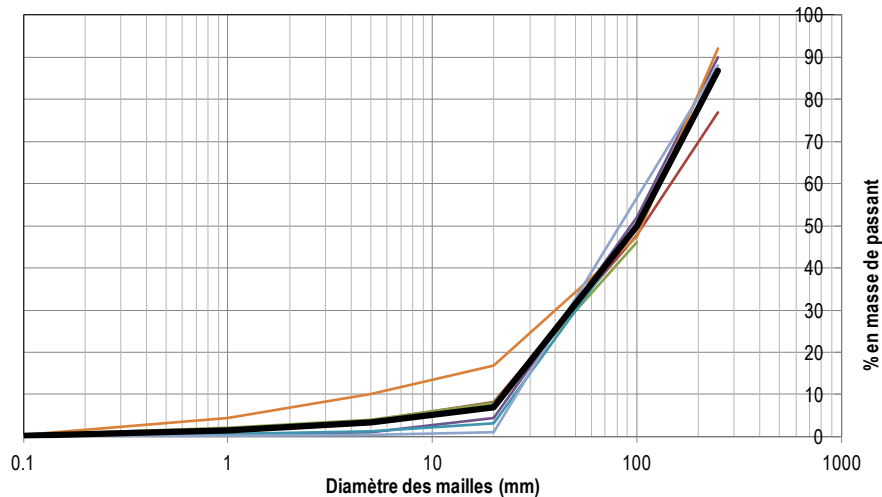


Figure 3 : Granulométrie de phase 1

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

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

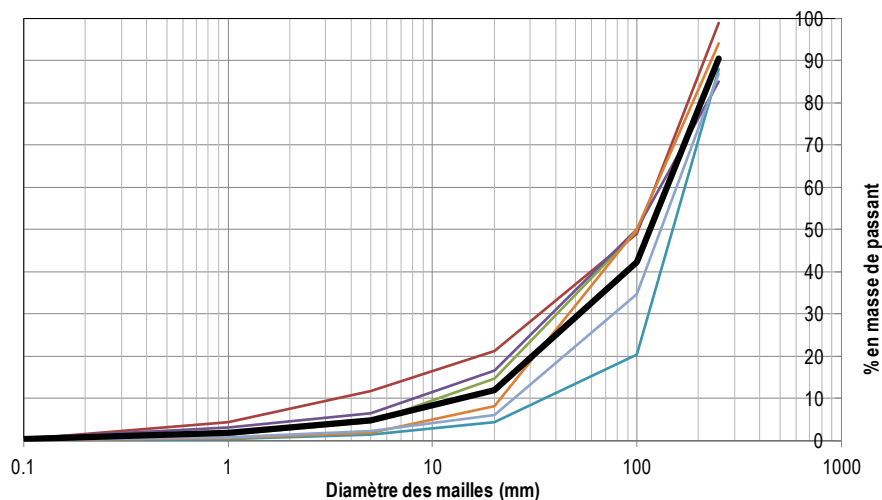


Figure 4 : Granulométrie de phase 2

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

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

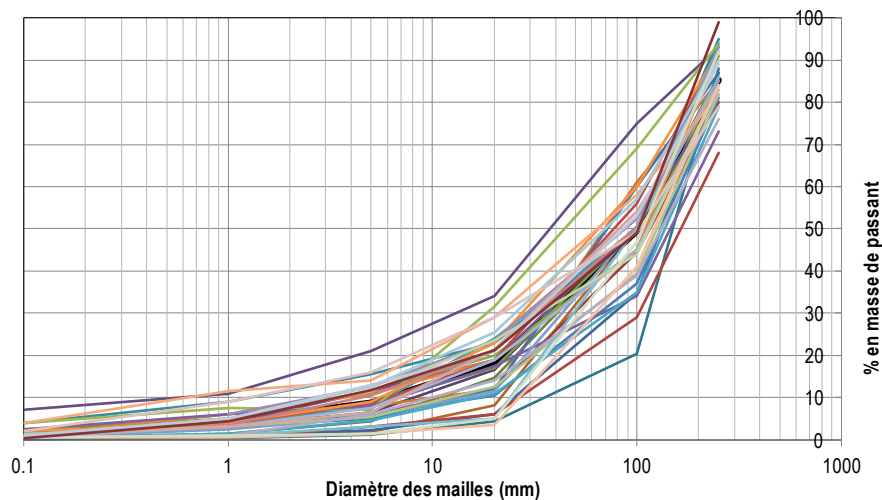


Figure 5 : Granulométries de phase 3

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

Le graphique suivant présente une synthèse des graphiques précédents avec :

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

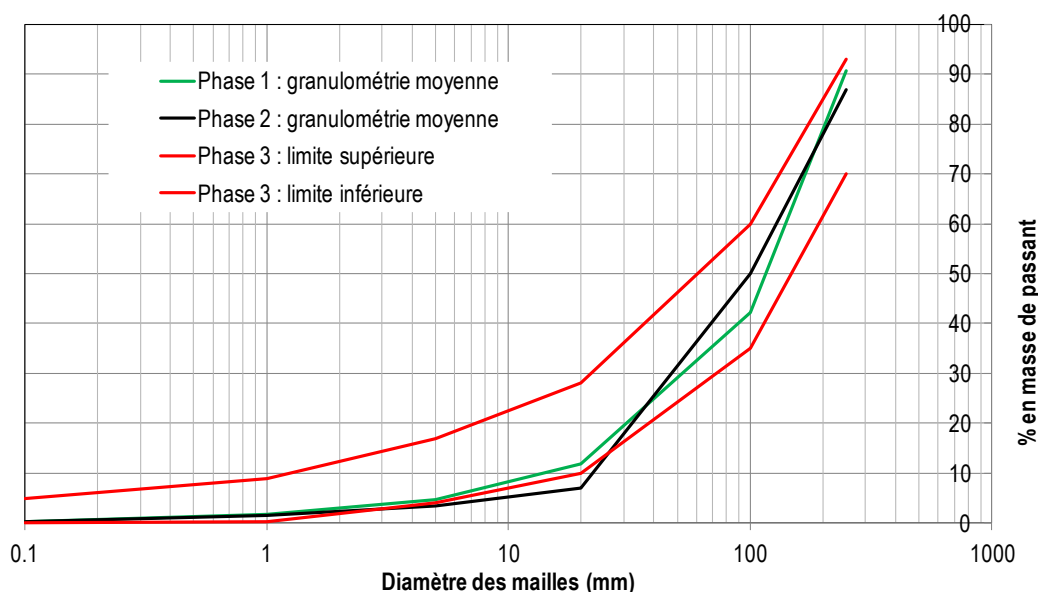


Figure 6 : fuseaux granulométrie de phase 3 et granulométries moyennes des phases 1 et 2

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

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

L'enrochement peut être considéré comme un enrochement fin bien gradué et il ne faut pas se fier aux enrochements visibles en parement aval. Le caractère bien fermé du remblai est également visible sur les photographies prises pendant la construction.

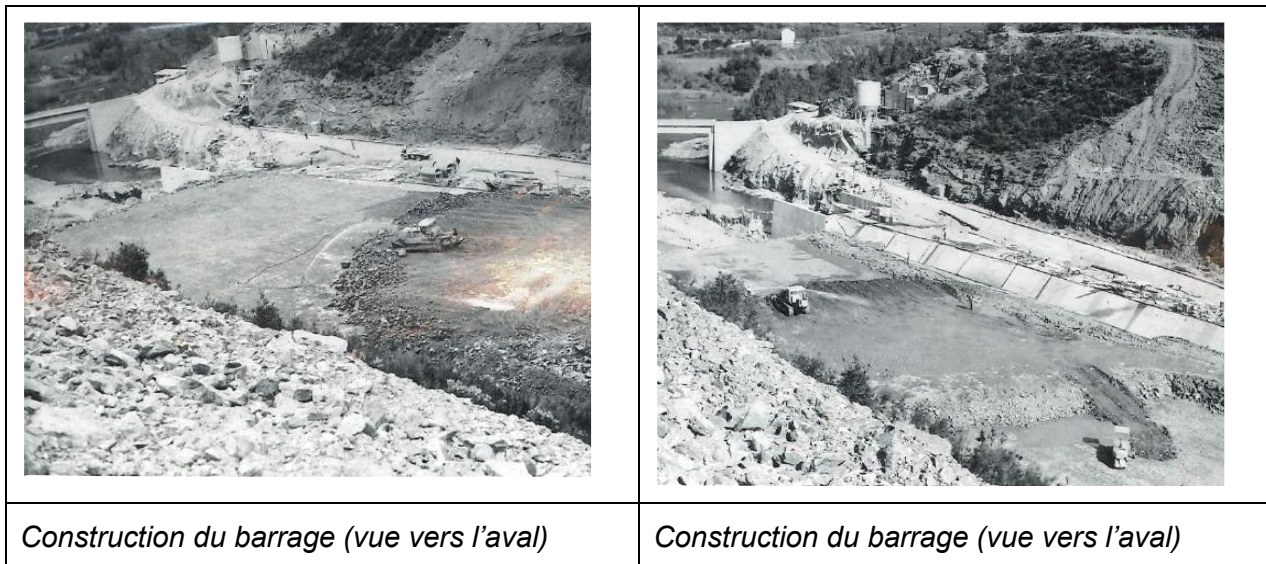


Figure 7 : Photos d'archive de la construction du barrage

3.3 TRANCHEES DE RECONNAISSANCE (2013)

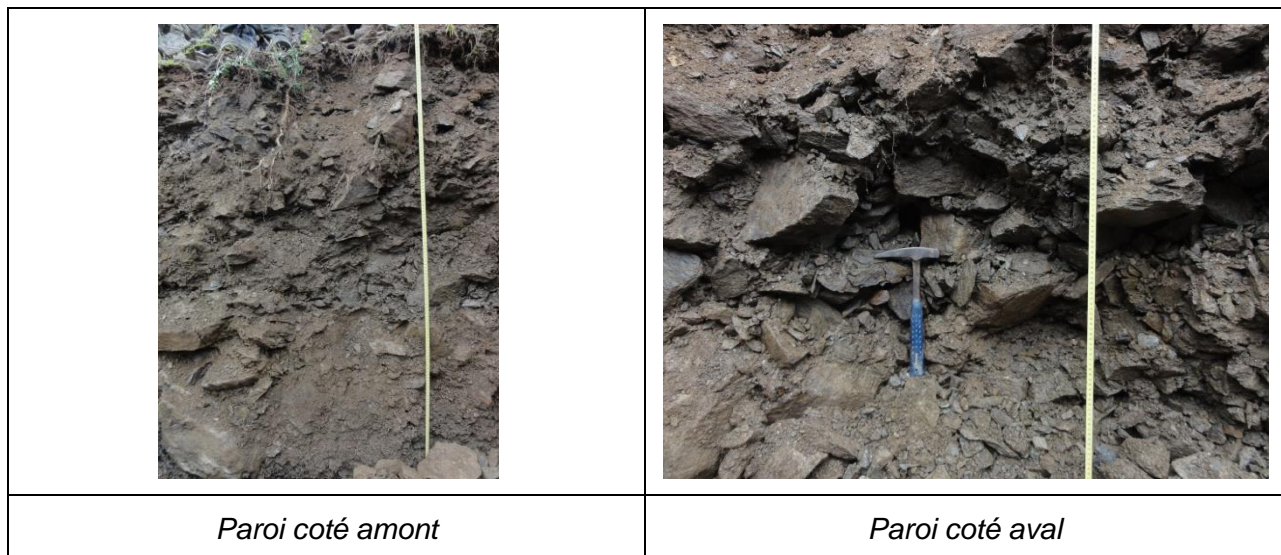
Dans un premier temps, une petite tranchée de reconnaissance a été réalisée en 2013 sur la risberme à la cote 235 m NGF, seule risberme accessible par des engins de chantier. Elle a permis de visualiser les matériaux en s'affranchissant des effets éventuels des méthodes de prélèvement (lessivage pour les forages carottés). Cette tranchée a également permis à valider la faisabilité d'une tranchée de plus grand volume (tenue des parois, compacité, présence de gros blocs, représentativité...).

Dans un second temps, toujours en 2013, une tranchée de plus grand volume a ensuite été réalisée au même endroit. Elle a atteint une profondeur d'environ 2 m. La photographie suivante présente l'emprise de cette tranchée.



Figure 8 : Tranchée de reconnaissance de grand volume

Un reportage photographique de cette opération a été réalisé (cf.[5]). Les photographies suivantes illustrent les observations relevées pendant la tranchée.



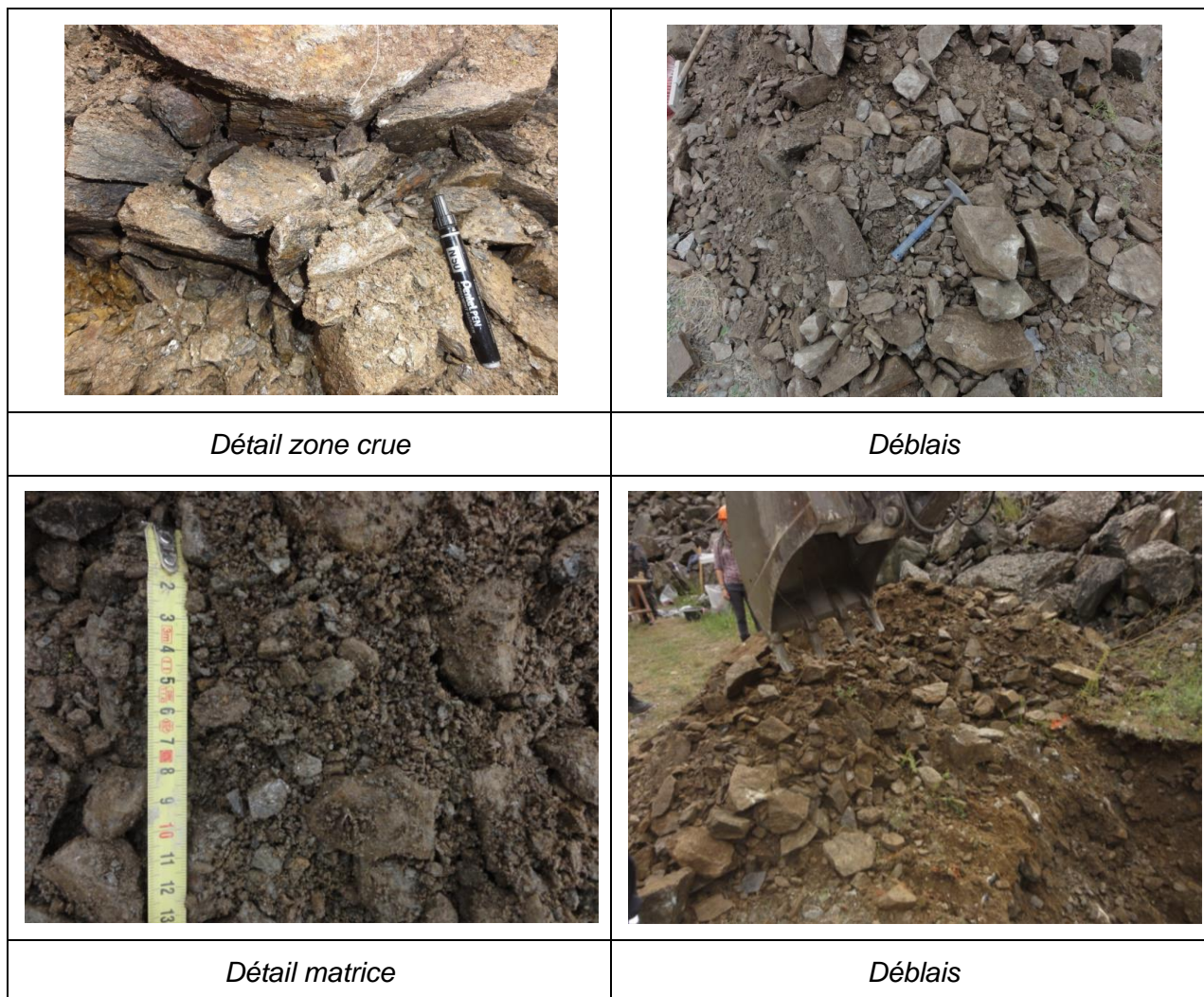


Figure 9 : Photos des déblais de la tranchée réalisée en 2013

Le remblai apparaît comme un matériau 0/500 mm hétérogène alternativement ouvert (peu de matrice) ou fermé (riche en matrice).

Les blocs sont anguleux à émoussés. La fraction la plus fine (matrice et petits blocs) est dominante en surface. Les gros blocs sont davantage représentés en profondeur. Ce point est cohérent avec le sondage carotté voisin (SC3).

Au droit de cette tranchée, la matrice est composée de silts et de sables fins à grossiers.

3.4 RESULTAT DES SONDAGES DANS LE BARRAGE (2013)

3.4.1 NATURE DES ESSAIS

Quatre sondages carottés de 15 à 20 m de profondeur ont été réalisés en 2013. Ils ont été doublés par des sondages destructifs dans lesquels ont été réalisés des essais (Lugeon et pressiomètre).

Tableau 1 : Essais dans les sondages carottés

Essais	Localisation	Profondeur	Diamètre	Essais
SC1/SD1	Crête	20 m	146 mm/66 mm	4 essais pressiométriques normaux 9 essais pressiométriques cycliques
SC2/SD2	Risberme à 245 m NGF	20 m	146 mm/66 mm	4 essais pressiométriques normaux 9 essais pressiométriques cycliques
SC3/SD3	Risberme à 235 m NGF	15 m	146 mm/66 mm	2 essais pressiométriques normaux 4 essais pressiométriques cycliques
SC4/SD4	30 m en aval du barrage	15 m	146 mm/116 mm	4 essais Lugeon



Les sondages carottés ont été réalisés avec un diamètre intérieur de 130 mm (extérieur 146 mm). L'interprétation des carottes réalisés par ISL figure sur le plan 10-07.

Par ailleurs, il a été demandé des mesures de densité complémentaires par pesée directe de tous les matériaux du remblai carottés dans leur gaine (environ 55 m de carottes) ainsi que des essais visant à caractériser la qualité des enrochements.

Ils ont été complétés par 3 sondages destructifs visant à réaliser des mesures de densité sur toute la hauteur du remblai à l'aide d'une sonde de type FDS (FDS11 à FDS32).

Les faciès des logs sont très hétérogènes et un regroupement a été réalisé par ISL selon 3 catégories figurées dans le tableau suivant.

3.4.2 SONDAGES CAROTTES

Faciès avec blocs découpés > 100 mm (SC1 4,95-5,35)	
Faciès avec graviers et cailloux (2/100 mm) avec peu de matrice (SC2 19,10-19,60)	

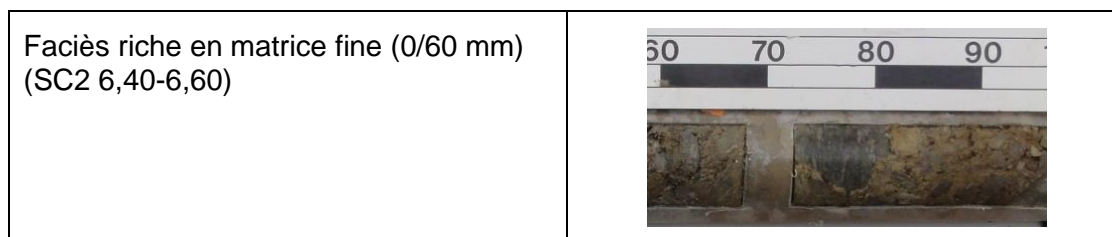


Figure 10 : Echantillons des sondages du corps du barrage

Le taux de récupération (TCR) a été compris entre 93 et 95 % pour les 3 forages avec cependant une incertitude sur un lessivage éventuel des fines du remblai.

Les longueurs relatives des différents matériaux au droit des sondages sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau 2 : Longueur des matériaux dans les carottes

Longueur relative du type de matériau	SC1	SC2	SC3	Moyenne
Blocs découpés > 100 mm	42 %	27 %	46 %	38 %
Graviers et cailloux (2/100 mm) avec peu de matrice	26 %	48 %	41 %	38 %
Remblai riche en matrice fine (0/60 mm)	32 %	25 %	13 %	23 %

Les granulométries avant mise en œuvre présentent en moyenne une proportion de blocs supérieurs 100 mm de l'ordre de 50 % en masse ce qui est cohérent les résultats des carottes (en supposant une densité de l'ordre de 2,6 pour les blocs et 2,0 pour le reste des matériaux) en considérant une légère fragmentation au compactage.

Localement, les carottes présentent des passées de matrice limono-argileuse. Ces matériaux n'ont pas été rencontrés dans la tranchée.

Des pertes totales d'eau ont été constatées de manière fréquente traduisant la forte perméabilité en grand du remblai

L'examen des carottes ne permet pas de mettre en évidence un quelconque zonage du barrage comme pourrait le laisser supposer la bibliographie (zone théorique 1 et 1bis) et il peut être considéré comme homogène en grand.

3.4.3 BLOCOMETRIE

70 tonnes de matériaux extraits du barrage ont été transportés en carrière et 64 tonnes de matériaux ont été criblés avec des mailles de 150, 300, 500 et 700 et 1000 mm.

La différence de 6 tonnes entre la masse des matériaux transportés en carrière et la masse totale est justifiée par le bureau géotechnique en charge de l'opération par :

- une perte au sol (la partie inférieure du tas a volontairement été laissée en place afin de ne pas mélanger les matériaux extraits et ceux du site de stockage de la carrière),
- les pluies qui ont pu laver une partie des fines en surface.

Considérant qu'aucun élément supérieur à 300 mm n'a été laissé en fond de tas¹, le bureau géotechnique propose les valeurs suivantes.

Tableau 3 : Blocométrie en carrière

Tamis	300 mm	500 mm	700 mm	1000 mm
% de passant en masse	60 %	90 %	96 %	100 %

Ces valeurs sont à prendre avec précaution car elles ne correspondent qu'à une infime partie du barrage (de l'ordre de 1/10 000). Elles conduisent à une granulométrie un peu plus grossière que celles réalisées pendant la construction (cf. Figure 11) avec un D60 de 300 mm (contre 100 à 200 mm pour les granulométries historiques).

Cet écart peut s'expliquer par la granulométrie plus grossière du parement aval qui a été lavé au jet haute pression pendant les travaux de construction.

3.4.4 GRANULOMETRIES

Le tableau suivant présente le résultat des granulométries réalisées en laboratoire sur la fraction 0/100 mm des échantillons de SC2.

Tableau 4 : granulométries de SC2

ESSAIS D'IDENTIFICATION			Teneur en eau W%	Granulométrie par tamisage				Masse volumique en t/m ³			
Sondages	Profondeurs	Description		% de passantsur fraction 0/50				ρ	ρ _d	Sr%	e
			Dmax(mm)	à 50mm	à 2mm	à 80µm					
-	m	XP P94-011	NF P94-050	NF P94-056				94-053			
SC2	3.7-4.9	GRAVES GROSSIERES	4.5%	120	61	10	1	1.81	1.73	22	0.36
SC2	6.1-7.3	GRAVES GROSSIERES	4.7%	120	48	20	4	2.13	2.03	39	0.25
SC2	7.3-8.0	GRAVES GROSSIERES	3.7%	120	54	19	6.0	2.03	1.96	26	0.27
SC2	15.3-16.6	GRAVES GROSSIERES	4.8%	120	51	17	5	2.09	2.02	27	0.25

Le tableau suivant présente le résultat des granulométries réalisées en laboratoire sur la fraction 0/80 et 0/120 mm des échantillons de SC1, 0/120 mm de SC2 et 0/120 mm des SC3.

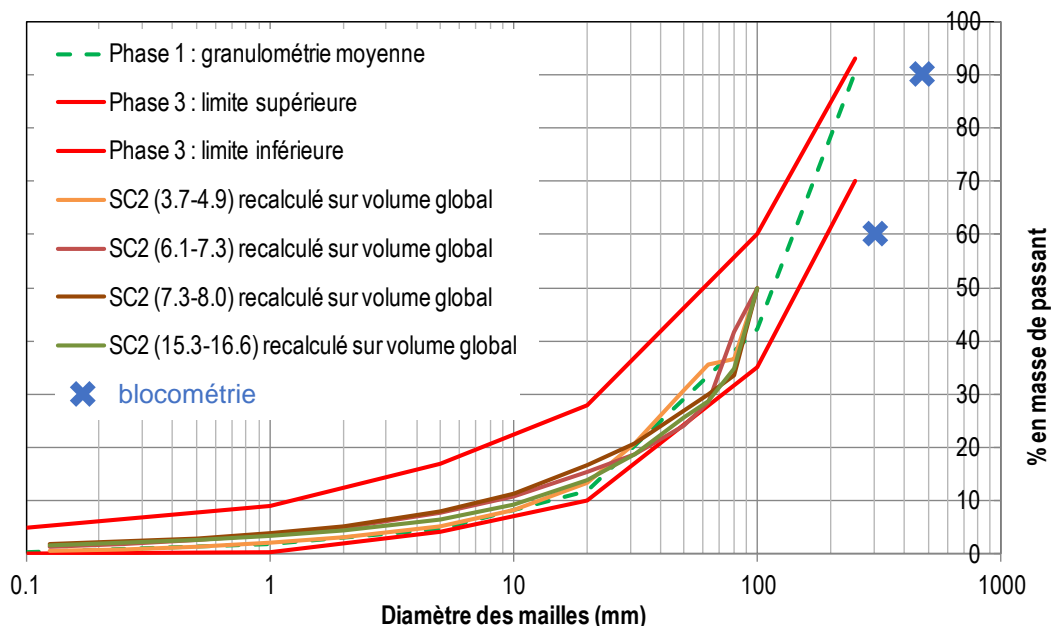
¹ C'est-à-dire en considérant que les 6 tonnes manquantes sont dans la fraction 0-300 mm.

Tableau 5 : granulométries de SC1, SC2 et SC3

ESSAIS D'IDENTIFICATION			Teneur en eau W%	Granulométrie par tamisage				Masse volumique en t/m3			
Sondages	Profondeurs	Description		% de passants sur fraction 0/50				ρ	ρ _d	Sr%	e
-	m	XP P94-011	NF P94-050	Dmax(mm)	à 50mm	à 2mm	à 80µm				
SC1	1.45-2.5	GRAVES GROSSIERES	-	80	88	19	5		1.80		
SC1	3.1-4.4	GRAVES GROSSIERES	-	120	23	11	3		2.12		
SC1	7.9-9.4	GRAVES GROSSIERES	-	120	37	11	3		2.14		
SC1	10.0-11.2	GRAVES GROSSIERES	-	120	52	19	6		2.02		
SC2	2.15-3.1	GRAVES GROSSIERES	-	120	50	27	3		1.83		
SC3	4.2-5.3m	GRAVES GROSSIERES	-	120	50	10	2		1.57		

La teneur en fines (< 80 µm) **de la matrice** est comprise entre 1 et 6 %. En considérant que 50 % en masse des éléments ont une dimension supérieure à 100 mm, la teneur en fines représente 0,5 à 3 % de la masse totale.

Le graphique suivant présente les 4 granulométries réalisées sur les échantillons intacts du sondage SC2. Les proportions des différentes fractions granulométriques ont été recalculées en prenant l'hypothèse que 50 % de la masse correspond à des blocs supérieurs à 100 mm. Elles sont comparées aux fuseaux granulométriques des matériaux du barrage déduits des granulométries avant compactage.



Les 4 courbes granulométriques correspondent à la partie basse du fuseau de la phase 3 des remblais. Elles sont également très proches de la valeur moyenne de la phase 1 des remblais.

3.4.5 DENSITE DU REMBLAI

3.4.5.1 Analyse particulière de la carotte SC2

Le tableau suivant donne les résultats des 4 premiers échantillons, tous issus du sondage SC2, par pesée directe. Selon le prestataire, cette méthode conduit à sous-estimer de 5 à 10 % la densité en place des matériaux selon le taux de récupération de l'échantillon.

Tableau 6 : Résultats des mesures de densité

Echantillon	Masse volumique (t/m ³)	
	ρ_h	ρ_d
SC2 (3,7 – 4,5 m/TN)	1,81	1,73
SC2 (6,1 – 7,3 m/TN)	2,13	2,03
SC2 (7,3 – 8,0 m/TN)	2,03	1,96
SC2 (15,3 – 16,6 m/TN)	2,09	2,02

La valeur moyenne de la masse volumique humide est de 2,02 t/m³ et celle de la masse volumique sèche est de l'ordre de 1,94 t/m³. En prenant une correction de 7,5 %, il vient des valeurs de 2,08 et 2,17 t/m³.

3.4.5.2 Mesures de la campagne de phase 2

Dans le cadre de la campagne de phase 2, des pesées directes des carottes ont été réalisées en laboratoire. Le volume est celui de la gaine. Encore, une fois, il s'agit de densités humides dont les valeurs sont plus ou moins sous-estimées selon le taux de récupération. Le graphique suivant présente les densités mesurées en fonction de la profondeur moyenne des échantillons (avec les moyennes mobiles sur 5 essais).

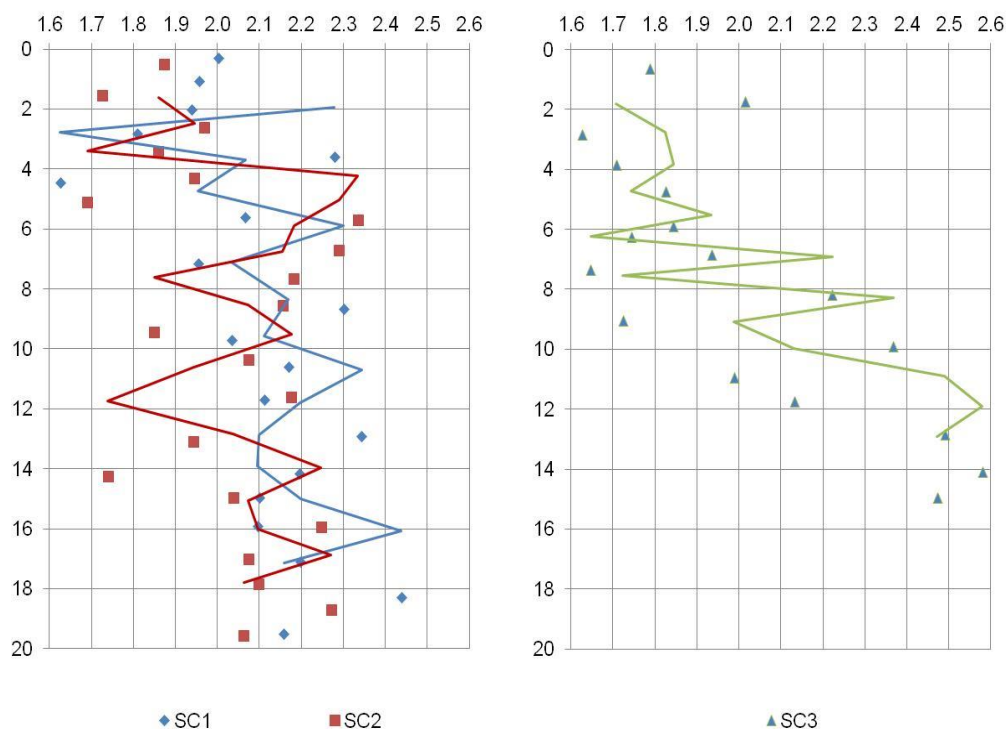


Figure 12 : mesures de densité humides en laboratoire (et moyennes mobiles sur 5 valeurs)

Ce graphique appelle les commentaires suivants :

- les valeurs varient entre 1,5 (probablement liée à un taux de récupération moindre) et 2,4 (découpe d'un bloc) ;
- les valeurs moyennes pondérées par la longueur des échantillons sont de :
 - ◆ 1,98 pour SC1 (crête du barrage),
 - ◆ 1,90 pour SC2 (deuxième risberme en partant du bas),
 - ◆ 1,83 pour SC3 (risberme en enrochements déversés formant une protection en pied du barrage).
- on note une amélioration avec la profondeur au-delà de 8 à 10 m.

En appliquant une correction de +7,5 %, **il vient pour SC1 et SC2 une valeur moyenne de densité humide de 2,09.**

Les valeurs en SC3 sont cohérentes avec la méthode de mise en œuvre (en partie par déversement). Avec une correction de 7,5 %, il vient une valeur de densité humide de 1,96.

3.4.5.3 Sondes FDS

Les mesures de densité par FDS ont été calées sur la densité du substratum mesurée en laboratoire. Un exemple est présenté ci-dessous (FDS31 et FDS12 en crête). Si on se réfère aux sondages représentatifs du remblai du barrage (SC1), il vient une **densité humide de l'ordre de 2,2.**

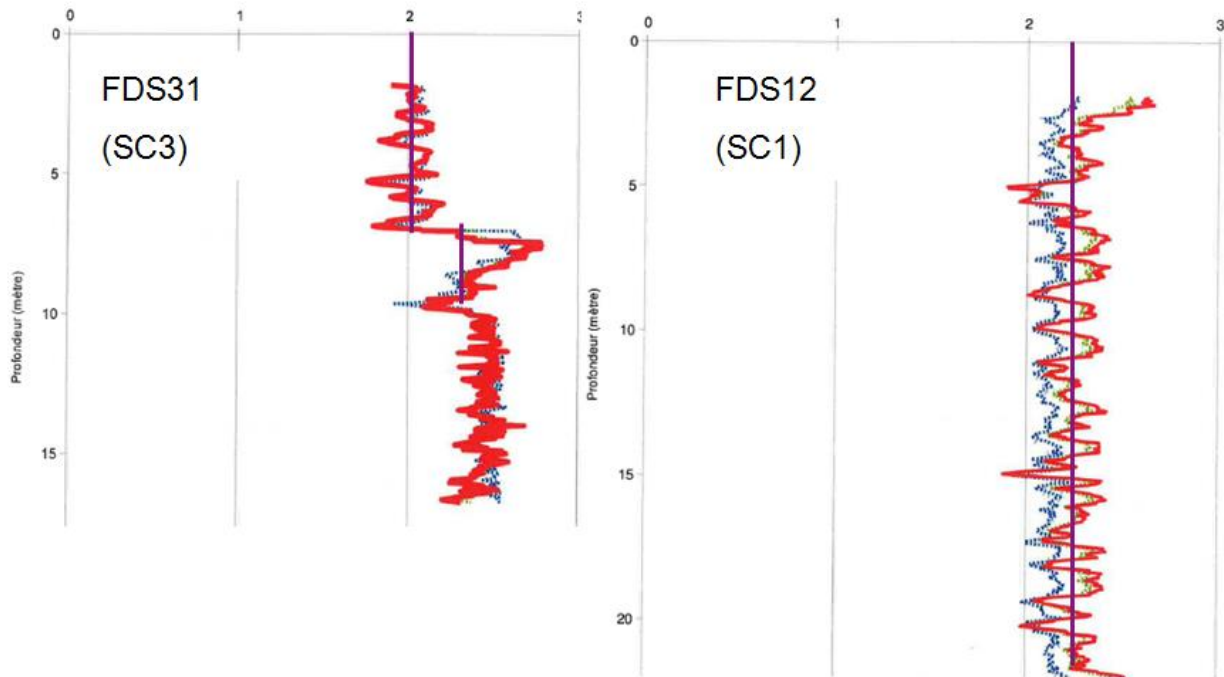


Figure 13 : logs FDS

3.5 ESSAIS DE PRODUCTION DES GRANULATS

Les matériaux prélevés dans la tranchée de 2020 ont fait l'objet d'une procédure de concassage/criblage. Cette procédure a été mise au point avec le carrier en charge des opérations en tenant compte des équipements à sa disposition (mailles des cribles principalement).

Tableau 7 : Procédure de fabrication des granulats du BCR

ETAPE	ACTION
1	Criblage de l'ensemble des matériaux prélevés dans la tranchée à 40mm . Le 0/40 mm est ensuite conservé tel quel.
2	Le produit supérieur à 40mm a été concassé en 0/80mm.
3	La classe 20/40 est retirée du 0/80 mm par criblage.
4	Le 0/20 et le 40/80 a ensuite été concassé en circuit fermé pour produire du 0/6 et 6/20 mm

Suite à ces opérations, les classes de granulats suivantes ont été produites :

- Un stock de matériaux 0/40mm issus du criblage des matériaux prélevés dans la tranchée,
- Trois stocks de matériaux différenciés en 3 classes (0/6, 6/20 et 20/40mm) issus du concassage criblage des matériaux supérieurs à 40mm.

Les photos ci-dessous présentent les matériaux par classe.







<p>0/40 mm issus du criblage des matériaux prélevés dans la tranchée</p>	
	
<p>0/6 mm issus du concassage/criblage</p>	
	
<p>6/20 mm issus du concassage/criblage</p>	
	
<p>20/40 mm issus du concassage/criblage</p>	



Figure 14 : Granulats issus des opérations de criblage et concassage/criblage

Chaque stock a fait l'objet d'une pesée. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 8 : Pesée

Classe de matériaux	Poids (t)	% en masse
0/40 mm issus du criblage des matériaux prélevés dans la tranchée	4,3	46 %
0/6 mm issus du concassage/criblage	1,2	13 %
6/20 mm issus du concassage/criblage	1,7	18 %
20/40 mm issus du concassage/criblage	2,1	23 %
TOTAL	9,4	100 %

Le poids total des matériaux après concassage/criblage s'élève à 9,4 tonnes dont 46 % de 0/40mm issus du criblage et 54 % de 0/40mm issus du concassage/criblage.

Les granulométries des quatre classes de matériaux issus du criblage ou concassage/criblage sont présentées sur le graphique ci-dessous.

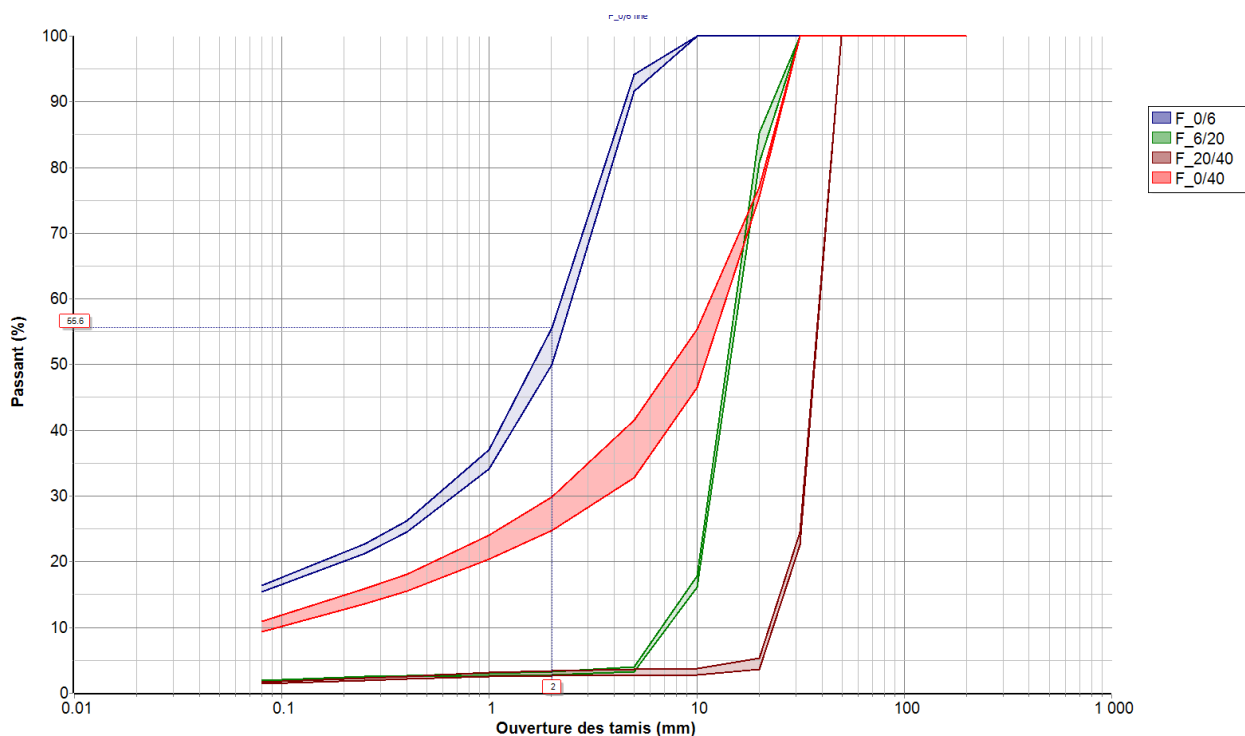


Figure 15 : Fuseaux granulométriques des quatre classes de matériaux

Ces matériaux ont été mélangés dans les proportions suivantes pour produire un fuseau granulométrique conforme aux recommandations de la CIGB [4] (page 46 du document). Pour rappel, les proportions (en % de masse) produites à partir des matériaux extraits de la tranchée figurent également dans le tableau suivant.

Tableau 9 : Fuseau des granulats du BCR

	% de mélange pour la production du fuseau des granulats du BCR	% de granulats produits (en masse) durant les opérations de criblage ou concassage/criblage
0/40 mm	46 %	46 %
0/6 mm	16 %	13 %
6/20 mm	22 %	18 %
20/40 mm	16 %	23 %

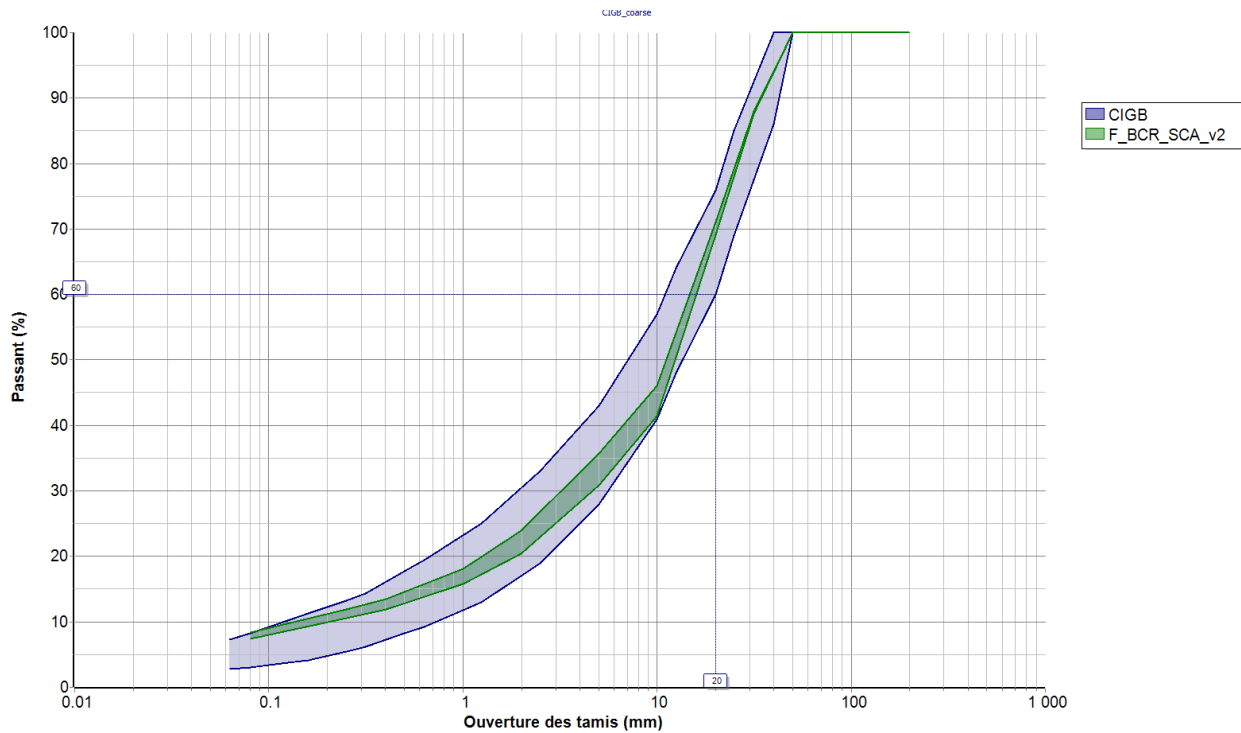


Figure 16 : Fuseau CIGB (violette) et fuseau des granulats du BCR de Sainte Cécile (vert).

Le tableau et le graphique précédent montrent que :

- Les opérations de criblage puis concassage/criblage permettent d'obtenir un fuseau granulométrique conforme aux recommandations de la CIGB ;
- La répartition des classes granulométriques après opération de criblage puis concassage/criblage confirme l'absence de déficit d'une classe de granulat ; **si le volume de déblai du barrage est suffisant, il n'y aurait donc pas nécessité d'approvisionner de l'extérieur des matériaux d'une classe particulière.**

Ces propos sont à nuancer par le fait que l'ensemble des essais ont été réalisés sur un prélèvement qui représente 0.01 % de la masse totale de granulat à produire.

3.6 ESSAIS REALISES SUR LES MATERIAUX ET ANALYSE DES GRANULATS

Les résultats des essais réalisés sur les matériaux prélevés en 2014 et 2020 sont présentés ci-dessous.

Tableau 10 : Synthèse des résultats des essais en laboratoire réalisés en 2014

ESSAIS D'IDENTIFICATION			Granulométrie par tamisage				Essai à l'usure Micro Deval 10/14	Essai Los Angeles 10/14	Essai de Gel 4/8	Essais de compression simple	Vitesse longitudinale
Sondages	Profondeurs	Description	% de passant				NF EN 1097-1	NF EN 1097-2	NF EN 1367-1	NF P-94-420	NF P-94-411
			Dmax(mm)	à 50mm	à 2mm	à 80µm					
-	m	XP P94-011	NF P94-056				%	%	%	Mpa	m/s
SC1	4.8-6.40	GRAVES concassées					24.4	23.6	0.3%		
SC1	6.40-7.90	GRAVES concassées									
SC1	12.20-13.60	GRAVES concassées					25.4	27.0	0.6%		
SC3	1.30-2.20	GRAVES concassées					18.2	21.1	0.3%		
SC3	10.50-11.40	GRAVES concassées					19.4	23.9	0.4%		
G1		GRAVES anguleuses	120	52.3	15.5	5.3					
G2		GRAVES anguleuses	100	71.0	24.4	8.1					
G3		GRAVES anguleuses	150	39.6	24.9	9.1					
G4		GRAVES anguleuses	100	65.4	24.8	8.6					
SC1	9.1-9.3m	Gneiss								23.3	3063
SC1	12.4-12.6	Micaschiste								53.2	
SC1	18.6-18.8	Gneiss								36.6	2356
SC2	8.35-8.6	Gneiss								43.7	2701
Sc3	11.8-12.0m	Micaschiste								63.6	

Tableau 11 : Synthèse des résultats des essais en laboratoire réalisés en 2020

Programme des essais des matériaux de la tranchée	Valeur au bleu (norme sol)	Valeur au bleu (norme granulat)	Essais MDE	Essai LA	Masse volumique réelle	Coefficient d'aplatissement
Echantillon	NFP 94-068	NFEN 933-9	NF EN 1097-1	NF EN 1097-2	NF EN 13383-2	NF EN 933-3
0/31.5		2.4				
0/31.5						29
0/31.5		2.4				
0/31.5	0.21					
0/31.5	0.25					
0/31.5					2.6	
0/6	0.23					
0/6		1.9				

0/6	0.21					
6/20			25	25		
6/20			26	26		
6/20				26		
6/20						28
20/40						12
Fuseau BCR -ech 1					2.6	
Fuseau BCR -ech 2					2.6	
Fuseau BCR -ech 3					2.6	

Les résultats des essais micro-Deval sont homogènes avec des valeurs comprises entre 19 % et 26 %. Il en est de même pour les valeurs obtenues par essais Los Angeles avec des valeurs comprises entre 21 % et 27 %. La somme des deux valeurs est comprise entre 39 % et 52 % selon les échantillons.

La norme relative aux enrochements classe les enrochements avec un micro-Deval inférieur à 30 comme enrochements pouvant être utilisés dans un « environnement modérément abrasif comme mers avec de grosses vagues occasionnelles ou une action du courant chargé de sédiment ».

Les résultats des micro-Deval et Los Angeles peuvent également être examinés en utilisant la norme P18-540 relative à la qualité des granulats dont est issu le tableau suivant.

Tableau 12 : Grille de référence de la norme P18-540

Catégorie	LA + MDE	ET	LA	ET	MDE
	Vss				
B	35	ET	25	ET	20
C	45		30		25
D	55		35		30
E	80		45		45
F	Pas de spécifications mais FTP renseignée				

Cette grille permet de classer la résistance au frottement des granulats pour les usages courants (béton notamment). Les meilleurs granulats sont en classe B et les moins bons en D. Deux échantillons sur six se classent dans la catégorie C (bon) et quatre en classe D (moyen à bon). Ces résultats sont satisfaisants et compatibles avec des spécifications classiques de BCR.

Les valeurs au gel sont homogènes et inférieures à 0,6 %.

Les résistances à la compression sont comprises entre 23 et 64 MPa, valeurs attestant d'une qualité moyenne pour un enrochement selon la grille suivante proposée par l'AFTES. Leurs caractéristiques sont probablement altérées par la microfissuration.

Tableau 13 : grille AFTS

CLASSES	VALEURS DE RESISTANCE EN COMPRESSION UNIAXIALE σ_c	TERMES DESCRIPTIFS DE RESISTANCE
RC 1	$\sigma_c > 200$ MPa	Résistance extrêmement élevée
RC 2	$100 \text{ MPa} < \sigma_c < 200$ MPa	Résistance très élevée
RC 3	$50 \text{ MPa} < \sigma_c < 100$ MPa	Résistance élevée
RC 4	$25 \text{ MPa} < \sigma_c < 50$ MPa	Résistance moyenne
RC 5	$5 \text{ MPa} < \sigma_c < 25$ MPa	Résistance faible
RC 6	$1 \text{ MPa} < \sigma_c < 5$ MPa	Résistance très faible
RC 7	$\sigma_c < 1$ MPa	Résistance extrêmement faible

Tableau 5 - Classes de résistance en compression uniaxiale

Les indices de continuité sont compris entre 39 et 51 % traduisant une continuité faible à moyenne qui n'est pas surprenante pour ce type de roche.

Les résultats des essais de valeur au bleu suivant les normes sol (NFP 94-068) et granulat (NF EN 933-9) montrent que les fines des classes granulaires présentent une faible argilosité.

Les coefficients d'aplatissement sont compris entre 12 et 29.

Les masses volumiques réelles du 0/31,5mm et du mélange pour le BCR sont d'environ 2,6 tonnes/m³.

3.7 ANALYSE DES GRANULATS VIS-A-VIS DU RISQUE D'ALCALI-REACTION

Le LERM a réalisé une étude dans le but de qualifier, vis-à-vis de l'alcali-réaction, les fractions 0/6 mm, 0/31,5 mm et 20/40 mm des matériaux provenant de la tranchée en vue de leur utilisation dans la fabrication du BCR. L'étude a permis de dégager les points suivants selon les prescriptions du fascicule de documentation FD P 18-542, « *Critères de qualification des granulats naturels pour béton hydraulique vis-à-vis de l'alcali-réaction* » :

- La nomenclature de la grave 0/31,5 mm correspond à celle d'une Grave Gneissique. D'un point de vue pétrographique, sa teneur en espèces minérales réactives aux alcalins (6 %) est supérieure au seuil de 4 % ; la qualification poursuivie, sur la globalité de l'échantillon, par un essai accéléré « Microbar », aux rapports C/G = 2 et 5, (essai crible) selon la norme NF P 18-594 § 5.2, présente à C/G = 2, une expansion moyenne proche mais toutefois inférieure au seuil limite de 0,11 % ;
- La nomenclature de la roche dont est issu le gravillon 20/40 mm correspond à celle d'un Gneiss ; d'un point de vue pétrographique, sa teneur en espèces minérales réactive (2 %) est inférieure au seuil de 4 %.

Ces deux échantillons de granulats révèlent toutefois des indices texturaux qui peuvent être associés à la présence de silice réactive.

- L'échantillon de sable 0/6 mm est ici uniquement qualifié par l'essai crible « Microbar » aux mêmes rapports C/G que précédemment ; il présente des expansions moyennes

inférieures au seuil limite de 0,11 % (en toute rigueur, selon les dispositions du fascicule de documentation FD P 18-542, un examen pétrographique doit être réalisé au préalable),

Au final, les échantillons provenant de la tranchée « SCA », sable 0/6, grave 0/31,5 et gravillon 20/40, se comportent vis-à-vis de l'alcali-réaction comme des granulats **Non Réactifs (NR)**.

Toutefois, deux points de vigilance sont relevés :

- la présence d'indices texturaux sensibles en milieu alcalin, en relation avec la roche d'origine des granulats (Gneiss), relevée à la fois dans le gravillon 20/40 et la grave 0/31,5 ;
- la valeur d'expansion de la grave proche du seuil limite de l'essai « Microbar » à C/G = 2.

4 LIANTS ET CRITERE DE RESISTANCE DU BCR

Le liant est un mélange de ciment et de matériaux pouzzolaniques. Il est en effet courant d'utiliser dans les BCR modernes de fortes proportions de matériaux pouzzolaniques, couramment jusqu'à 2/3 du poids du liant, pour leurs propriétés de faible dégagement de chaleur, leur rôle de retardateur de prise, d'amélioration de la durabilité du BCR, de gain de résistance à long terme et d'amélioration de l'ouvrabilité.

Le ciment considéré est un CEM II/B. Les deux formulations suivantes ont été étudiées dans le cadre des études thermomécaniques.

Tableau 14 : Formulations et caractéristiques de BCR considérées

		Formulation 1	Formulation 2
Clinker	(kg/m ³)	60	40
Autres liants	(kg/m ³)	50	20
Total liants	(kg/m³)	110	60
Rc 28j	(MPa)	9	4.5
Rc 90j	(MPa)	12	6
Rc 365j	(MPa)	15	7.5
Rtm 28j	(MPa)	1.3	0.8
Rtm 90j	(MPa)	1.6	1.0
Rtm 365j	(MPa)	1.8	1.1
E_inst	(GPa)	26	24
E_moyen	(GPa)	17	16

Ces formulations devront faire l'objet d'une étude de formulation pour atteindre les objectifs qui seront précisées dans le marché de travaux.

5 MISE EN PLACE DU BCR

5.1 TEMPERATURE AMBIANTE ET TEMPERATURE DU BCR

La température moyenne journalière du site a été calculée comme la moyenne des deux stations météo suivantes :

- Nîmes (altitude 59 m).
- Le Collet-Sauveplane (altitude 485 m).

Le graphique ci-dessous donne les températures moyennes mensuelles :

- moyennes sur toutes les années de mesures ;
- maximales : les mois les plus chauds sur les périodes de mesure.

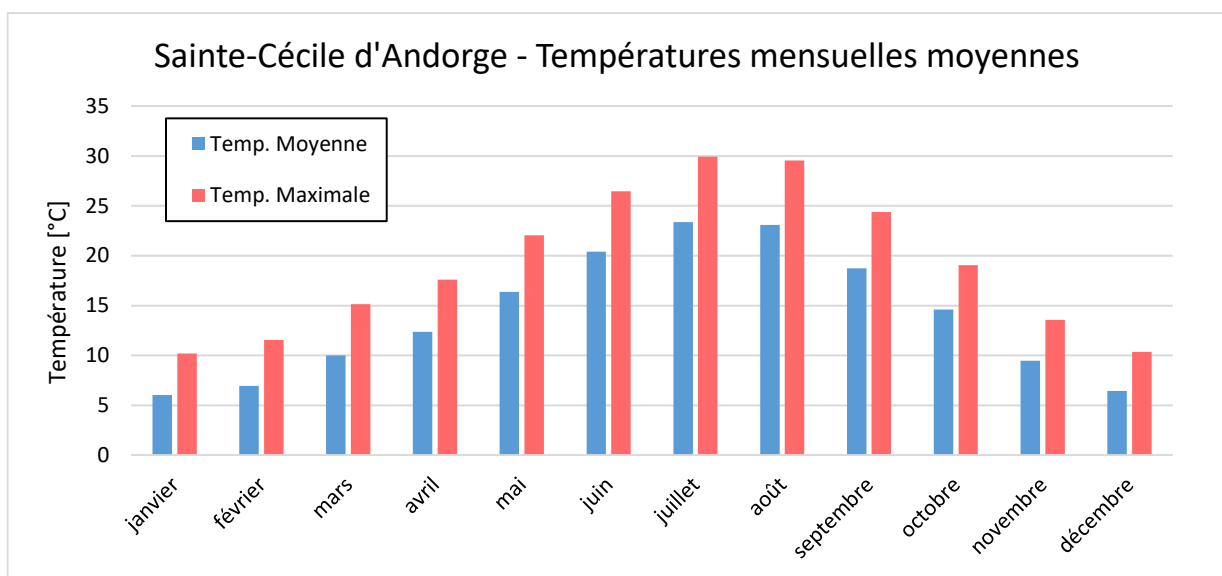


Figure 17 : Températures moyennes mensuelles sur le site du barrage

La température du BCR à la mise en place (après transport) est prise égale à la température moyenne mensuelle. Il s'agit d'une température maximale à ne pas dépasser et qui pourra être vérifiée sur site. Ces températures sont conservatives mais peuvent être dépassées ponctuellement sur une période de quelques jours.

Au-delà d'une température de 30°, des précautions permettant de limiter l'échauffement initial, la perte en eau et le raccourcissement du début de prise pourront être exigées à l'entreprise :

- Un refroidissement plus appuyé du BCR,
- L'utilisation de retardateur de prise,
- La couverture des bennes des camions pour limiter l'insolation pendant le transport,
- L'optimisation des durées de transport, de réglage et de compactage,
- L'utilisation systématique et permanente de brumisateurs sur les couches.

5.2 FACTEUR DE MATURETE

Conformément à [4], le facteur de maturité modifié sera utilisé : $MDT = D \times (T+12^{\circ}\text{C})$, plus représentatif pour fixer les limites de joints chauds ou froids :

- D = durée d'exposition,
- T = température moyenne au cours de cette période.

La planche d'essais permettra de redéfinir les valeurs de MDT pour chaque type de joint.

Une alternative proposée par [4] (§5.10 du document) et couramment utilisée de nos jours pourrait être adoptée en travaillant avec les temps de début et fin de prise du BCR écrêté :

- avant le temps de début de prise, on est en joint de type chaud ;
- après la fin de prise en joint de type froid et entre les deux en joint de type tiède.

Les temps de début et fin de prise seront testés en laboratoire pour différentes températures, mais des corrélations devront être établies pendant la planche d'essais car les mesures sur échantillons en laboratoire ne sont pas forcément représentatives des conditions à l'intérieur du massif en BCR.

Sur la planche d'essais, le début de prise peut être détecté à l'aide de thermomètres dans la couche, à partir du moment où la température commence à augmenter rapidement.

6 ETUDE ECONOMIQUE DE LA PRODUCTION DU BCR

L'évaluation du prix du BCR constitue un point-clé pour trois raisons :

- le prix du BCR constitue une part significative du montant total des travaux ;
- le retour d'expérience en France est très modeste et ne permet pas de disposer d'une base de données de prix de référence ;
- les conditions de mise en œuvre à Sainte-Cécile sont particulières (accessibilité au parement aval pour les phases de déblais et de mise en œuvre du BCR, fabrication du BCR sur un site situé à 16 km du chantier, ...).

Le prix du BCR a été décomposé par le biais d'un sous-détail pour en réduire l'incertitude. Le prix du m³ du BCR est en effet la combinaison de :

- a) prix des matières premières (granulats, ciment, autres liants, eau), y compris transport jusqu'au site ;
- b) prix des installations de chantier pour le stockage, le traitement des granulats et la fabrication du BCR ;
- c) prix au m³ pour le fonctionnement de la centrale, le transport, l'épandage et le compactage ;
- d) coût du contrôle qualité.

Chacun de ces prix a été estimé avec un bon indice de confiance :

- Pour (a), à partir d'une étude de formulation du BCR et de la connaissance du coût de fourniture des liants ; les coûts des granulats étant fixés par les opérations de déblais, de transport entre la zone des travaux le site de fabrication et leur traitement (concassage/criblage) ;
- Pour (b), par analogie avec les centrales à béton conventionnel qui sont très similaires à celles pouvant produire du BCR ;
- Pour (c) et (d), par transposition du REX de travaux à l'étranger sur des chantiers suivis par ISL ou sur d'autres chantiers.

Les hypothèses nécessaires à l'établissement du coût de BCR sont présentées dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 15 : Quantités considérées

Désignation	Quantités
Volume total de BCR à mettre en œuvre	55 000 m ³
Poids total de BCR à mettre en œuvre (d=2,3)	127 000 Tonnes
Volume de déblais de matériaux meubles (d=2)	50 600 m ³
Volume de déblais de matériaux rocheux (d=2.6)	12 650 m ³
Poids total des déblais (d=2,0)	134 100 tonnes
Poids total des déblais transportés sur le site de fabrication	134 100 tonnes

Tableau 16 : Caractéristiques du BCR considérées

Désignation	Quantités
Quantité de liant pour la formulation BCR1	110 kg/m ³
Quantité de ciment pour la formulation BCR1	60 kg/m ³
Quantité de liant « autre » pour la formulation BCR1	50 kg/m ³
Quantité de liant pour la formulation BCR2	60 kg/m ³
Quantité de ciment pour la formulation BCR2	40 kg/m ³
Quantité de liant « autre » pour la formulation BCR2	20 kg/m ³
Quantité d'eau par m ³ de BCR	80 kg/m ³

Tableau 17 : Prix unitaires considérés

Désignation	Unité	Prix unitaires (EUR)
Ciment	Tonne	250
Liant « autre »	Tonne	150
Eau	m ³	5
Adjuvant	Litre	7
Déblais de matériaux meubles	m ³	10
Déblais de matériaux rocheux	m ³	40
Transport entre le site des travaux et site de fabrication (32 km a/r)	Tonne	7
Installation du matériel de concassage/criblage (capacité de 150 à 200 tonnes / heure en pointe)	Forfait	70 000
Installation de la centrale à béton (capacité de 150 à 200 tonnes / heure en pointe)	Forfait	260 000
Traitement des matériaux (concassage/criblage et mélange en centrale)	m ³	20
Dépôt, reprise et convoyage du BCR jusqu'à l'ouvrage	m ³	25
Epandage et compactage du BCR (EUR / m ³)	m ³	15
Contrôle qualité (Forfait)	Forfait	30 000

Sur la base des hypothèses décrites ci-dessus et des métrés actuels, le coût du m³ de BCR mis en œuvre a été établi au fil des différentes étapes de production.

L'approche conduite à une estimation de 150 €HT/m³ pour le BCR1 et 140 €HT/m³ pour le BCR2. Le sous-détail est présenté dans le tableau ci-dessous.

Ce prix n'inclut pas le traitement des marches (coffrage, ferrailage, enrichissement au coulis...).

Tableau 18 : Sous-détail du prix du BCR au m³

	UNITE	PRIX UNITAIRE	QUANTITE	SOUS-TOTAL	
Liants BCR1 + eau					
Ciment	kg	0.25	60.00	15.00	
Autre liant	kg	0.15	50.00	7.50	
Eau	litre	0.005	80.00	0.40	
Adjuvant	litre	7.000	1.00	7.00	
Pour 1 m³ de BCR1				30.00	EUR / m³
Liants BCR2 + eau					
Ciment	kg	0.25	40.00	10.00	
Autre liant	kg	0.15	20.00	3.00	
Eau	litre	0.005	80.00	0.40	
Adjuvant	litre	7.000	1.00	7.00	
Pour 1 m³ de BCR2				21.00	EUR / m³
Agrégat : coût des déblais et d'acheminement sur site de production					
Déblais barrage (meuble)	m ³	10.00	50 600.00	506 000.00	
Déblais rocher	m ³	40.00	12 650.00	506 000.00	
Transport vers site de production	Tonne	7.00	156 860.00	1 098 020.00	
Pour 1 m³ de BCR				39.00	EUR / m³
Fabrication du BCR					
Installation de l'atelier de concassage/criblage	Forfait	70 000.00	1.00	70 000.00	
Installation de la centrale de fabrication du BCR	Forfait	260 000.00	1.00	260 000.00	
Traitement (criblage, concassage/criblage, mélange en centrale)	m ³	20.00	55 000.00	1 100 000.00	
Pour 1 m³ de BCR				26.00	EUR / m³
Transport du BCR sur la zone des travaux					
Transport du BCR sur le site des travaux	Tonne	7.00	126 500.00	885 500.00	
Transport du BCR sur le site des travaux	Tonne	7.00	126 500.00	885 500.00	
Pour 1 m³ de BCR				17.00	EUR / m³
Mise en œuvre du BCR					
Dépôt, reprise et convoyage du BCR jusqu'à l'ouvrage	m ³	20.00	55 000.00	1 100 000.00	
Epanchage / compactage	m ³	15.00	55 000.00	825 000.00	
Contrôle qualité	Forfait	30 000.00	1	30 000.00	
Pour 1 m³ de BCR				36.00	EUR / m³
Coût d'1 m³ de BCR1					
Liants BCR1 + eau	m ³	30.00	1.00	30.00	
Agrégat : coût des déblais et d'acheminement sur site de production	m ³	39.00	1.00	39.00	
Fabrication du BCR	m ³	26.00	1.00	26.00	
Transport du BCR sur la zone des travaux	m ³	17.00	1.00	17.00	
Mise en œuvre du BCR	m ³	36.00	1.00	36.00	
Pour 1 m³ de BCR1				148.00	EUR / m³
Coût d'1 m³ de BCR2					
Liants BCR2 + eau	m ³	21.00	1.00	21.00	
Agrégat : coût des déblais et d'acheminement sur site de production	m ³	39.00	1.00	39.00	
Fabrication du BCR	m ³	26.00	1.00	26.00	
Transport du BCR sur la zone des travaux	m ³	17.00	1.00	17.00	
Mise en œuvre du BCR	m ³	36.00	1.00	36.00	
Pour 1 m³ de BCR2				139.00	EUR / m³

En l'absence d'essais de formulation, il convient cependant d'être prudent et un aléa de 20 % est considéré ce qui conduit à un montant de 180 €HT/m³ pour le BCR1 et 170 €HT pour le BCR2.

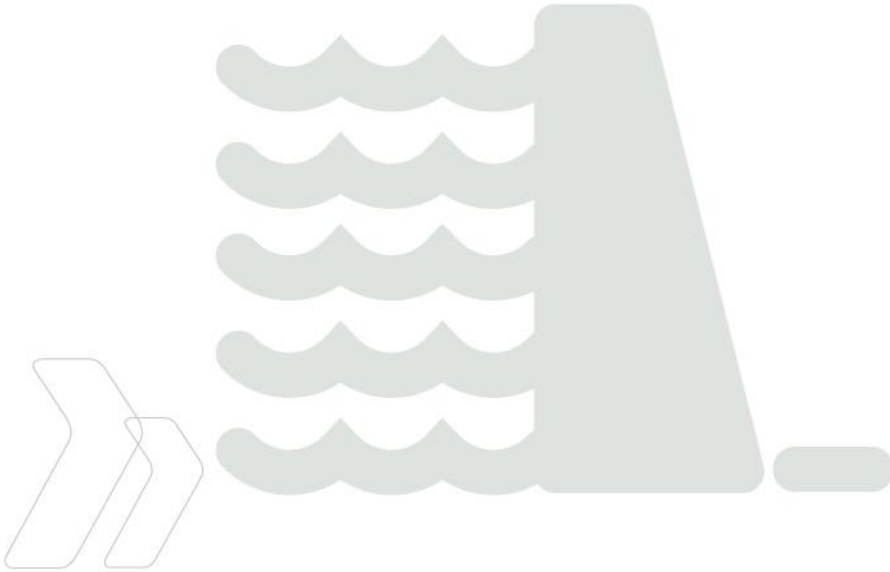
Si la production du BCR est réalisée sur le site des deux lacs, l'économie de transport conduirait à un prix de BCR (aléa de 20 % compris) de 135 €HT/m³ pour le BCR1 et 125 €HT pour le BCR2.

A titre de comparaison, le prix unitaire du BCR au stade de l'AVP avait été évalué à 140 EUR / m³ intégrant :

- Le coût des installations de chantier (15 % des coûts cités ci-dessous),
- Les coûts de déblais (barrage et fondation),
- Le coût de concassage / criblage,
- Le coût de fabrication et de mise en œuvre du BCR.

Le prix unitaire de l'AVP n'intégrait cependant pas les frais de transport induit par le transfert des matériaux (aller et retour) jusqu'au site de Mercoirol situé à 15 km.

ANNEXE 11 ETUDE DE L'EROSION EN PIED AVAL DU BARRAGE



SECURISATION DES BARRAGES DE SAINTE CECILE
D'ANDORGE ET DES CAMBOUS
Analyse de l'érosion en aval de l'évacuateur

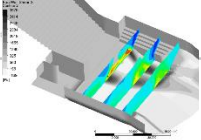
+

GARD
3.0
Département

Rapport n° : 19F-148-RM-16
Révision n° : B
Date : 21/02/2022

Votre contact :
Akim SALMI
salmi@isl.fr

Rapport



ISL Ingénierie SAS - MONTPELLIER
65 rue Clément Ader
34170 - Castelnau-le-Lez
FRANCE
Tel. : +33.4.67.54.51.88
Fax : +33.4.67.54.52.05

www.isl.fr



MEDiterrannée, Infrastructure, Aménagement, et Eau



Ingénierie

Visa

Document verrouillé du 21/02/2022.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	13/12/2021	BPL	ASA	ASA	1ère édition
B	21/02/2022	BPL	BPL	OMU	Intégration des commentaires de l'AMO

ASA : SALMI Akim

BPL : PLANQUE Baptiste

OMU : MUNOZ Olivier



SOMMAIRE

1	PREAMBULE	1
1.1	OBJET DU PRESENT DOCUMENT	1
1.2	METHODOLOGIE	1
2	DONNEES GEOLOGIQUES	4
2.1	AFFLEUREMENTS	4
2.2	BILAN DES RECONNAISSANCES ET ESSAIS	6
2.3	DISTRIBUTION SPATIALE DES JOINTS	8
3	ESTIMATION DE LA PUISSANCE SURFACIQUE DE L'ECOULEMENT AU PIED AVAL	10
4	ESTIMATION DES SEUILS ET CLASSES D'EROSION EN FONCTION DU CONTEXTE GEOLOGIQUE	15
4.1	RETOUR D'EXPERIENCE AU DROIT DE LA GALERIE	15
4.2	ESTIMATION PAR L'APPROCHE ANNANDALE – EIM	15
4.3	ESTIMATION PAR L'APPROCHE DE PELLIS	22
4.3.1	BASE ET LIMITE DE LA METHODE	22
4.3.2	METHODE RMEIB	24
4.3.3	METHODE ECSI	26
4.3.4	SYNTHESE DES APPROCHES	32
5	SYNTHESE ET CONCLUSION	33

TABLE DES ANNEXES

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

TABLE DES FIGURES

Figure 1 : Variabilité des paramètres selon les observateurs 2

Figure 2 : Affleurements rive gauche en aval direct du barrage _____	4
Figure 3 : Affleurements rive droite en aval direct du barrage _____	4
Figure 4 : Levé des affleurements rocheux et localisation des reconnaissances _____	5
Figure 5 : Gneiss MW avec des passées HW (SC9 de 5,50 à 7,50 m/TN) _____	6
Figure 6 : Gneiss SW (SC9 de 11,50 à 13,00 m/TN) _____	6
Figure 7 : Profils de sismique réfraction D1 et D2 (toit rocheux en tirets noirs) _____	7
Figure 8 : Familles de discontinuités et type de joints (Canevas de Schmidt – Hémisphère supérieur, levés de terrain + pointages OPTV) _____	8
Figure 9 : Familles de discontinuités et ouvertures des joints (Canevas de Schmidt – Hémisphère supérieur, pointages OPTV seuls) _____	9
Figure 10 : Contrainte de cisaillement et vitesse – Crue de 1977 _____	11
Figure 11 : Contrainte de cisaillement et vitesse – Q10 000 _____	11
Figure 12 : Contrainte de cisaillement et vitesse – Q100 000 _____	12
Figure 13 : Puissance surfacique maximale – Crue de 1977 _____	12
Figure 14 : Puissance surfacique maximale – Q10 000 _____	13
Figure 15 : Puissance surfacique maximale – Q100 000 _____	13
Figure 16 : Impact de l'orientation du flux par rapport aux discontinuités _____	16
Figure 17 : Valeur du paramètre Ms en fonction de la résistance à la compression du rocher ____	17
Figure 18 : Valeur du paramètre Jn dépendant du nombre de familles de joints _____	17
Figure 19 : Valeur du paramètre de rugosité des joints Jr _____	18
Figure 20 : Valeur du paramètre d'altération des joints Ja _____	18
Figure 21 : Valeurs du paramètre d'orientation des joints Js _____	19
Figure 22 : Site de Saint Cécile d'Andorge sur l'abaque d'Annandale, modifiée avec les données de Laugier (EDF, 2015) _____	21
Figure 23 : Abaque de Pells (Méthode RMEI _B) _____	23
Figure 24 : Abaque de Pells (Méthode eGSI) _____	24
Figure 25 : Site de Saint Cécile d'Andorge sur l'abaque de Pells (Méthode RMEI _B) _____	26
Figure 26 : Chartre graphique pour la détermination directe du GSI des roches fracturées (Hoek and Marinos, 2000) _____	27
Figure 27 : Abaque pour la détermination de E _{doa} (Pells, 2016) _____	28
Figure 28 : Site de Saint Cécile d'Andorge sur l'abaque de Pells (Méthode eGSI) _____	29
Figure 29 : Abaque de Pells (Méthode eGSI) _____	31
Figure 30 : Ecran en pieux sécants et cotes minimales de la fosse _____	34

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Débits des scénarios étudiés.....	3
Tableau 2 : Synthèse des sondages de la zone aval	6
Tableau 3 : Synthèse des essais de laboratoire.....	7
Tableau 4 : Puissance maximale dissipée dans la fosse en aval des galeries	14
Tableau 5 : Puissance maximale dissipée dans la fosse en aval du seuil	14
Tableau 6 : Paramètres retenus pour les gneiss pour le calcul EIM	20
Tableau 7 : Classes d'érosion suivant Pells	22
Tableau 8 : Paramètres retenus pour les gneiss pour le calcul $RMEI_B$ (Pells, 2016)	25
Tableau 9 : Profondeur d'érosion selon les différentes approches	32
Tableau 10 : Cote du rocher atteinte après érosion (Q10 000).....	32
Tableau 11 : Cote du rocher atteint après érosion (Q100 000).....	33

1 PREAMBULE

1.1 OBJET DU PRESENT DOCUMENT

La présente note vise à analyser les risques d'érosion au pied aval du futur déversoir du barrage de Ste-Cécile d'Andorge.

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

1.2 METHODOLOGIE

Les documents de référence utilisés sont les suivants :

- [1] Pells, S. (2016). Erosion of rock in spillways. School of Civil and Environmental Engineering - Faculty of Engineering - University of New South Wales. 2016. Thèse
- [2] Annandale, G.W. (1995). Erodibility, JHR
- [3] Etude du potentiel d'érosion du chenal en aval des vannes de fond du barrage de Petit-Saut par application des critères eGSI et RMEI, Anaïs FAIVRE, Benoit BLANCHER, Florence LAFON, EDF-CIH, Colloque CFBR : « Justification des barrages : Etat de l'art et Perspectives », Chambéry, 27 et 28 novembre 2019

Deux approches semi-empiriques ont été menées :

- L'approche éprouvée dite EIM « Erodability Index Method » proposée par Annandale (1995) et basée sur près de 150 observations (sols et roches). Elle fournit un abaque définissant un seuil et des classes d'érosion (l'érosion se produit tant que la puissance disponible est supérieure à la puissance requise). L'abaque est de type binaire. Elle ne constitue pas une véritable condition d'états-limites, mais est à considérer plutôt comme une pratique de la profession car bien étayée et bien documentée dans le domaine public.
- L'approche récente dite « eGSI/RMEI » (erosion Global Strength Index / Rock Mass Erosion Index) du chercheur S.Pells (2016) basée sur près de 118 références provenant de 26 évacuateurs de crues de barrages en Australie, Afrique du Sud et Etats-Unis. Cette approche permet une analyse non binaire grâce à un abaque définissant 5 classes d'érosion (Negligeable, Mineure, Moderée, Large, Extensive). Les classes sont liées à une profondeur d'érosion et un volume d'érosion. Cette approche est une approche doctorale (thèse) et conduit forcément à une estimation d'érosion : l'absence de risque n'existe pas.

Il convient de rappeler que Pells a souligné la forte dispersion des résultats induite par la subjectivité relative du géologue dans la caractérisation de la fondation. Comme le montre la figure suivante, une expérience menée avec un groupe de 13 géologues ou géotechniciens expérimentés a en effet montré une grande dispersion dans le choix des paramètres pour les 3 sites testés.

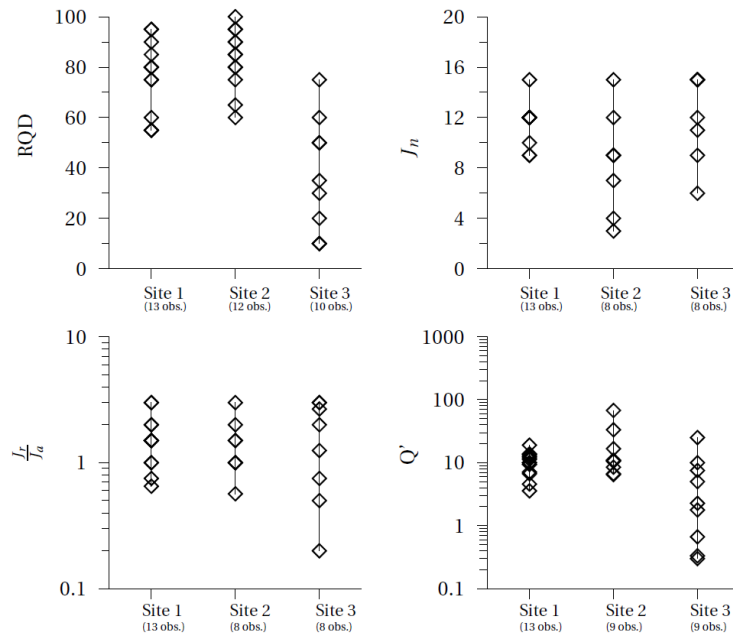


Figure 1 : Variabilité des paramètres selon les observateurs

Tant de variabilité conduit à considérer les résultats de la détermination des seuils et classes avec une certaine circonspection. On s'attachera notamment :

- à valider la méthode par la prise en compte du retour d'expérience (comportement lors de la crue 1977 et l'érosion appréciée en sortie des galeries de fond depuis la construction du barrage) ;
- à s'intéresser davantage aux effets de seuils entre les différents cas de charge plutôt qu'aux résultats bruts.

Les évènements étudiés sont :

- La crue de 1977 qui a conduit au remplissage maximal de la retenue de Ste-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 estimée de 10 000 ans, correspondant à un débit total entrant de 2520 m³/s (conduisant après laminage, à un débit de 920 m³/s en sortie de pertuis et également de 920 m³/s en sortie de coursier) ;
- La crue de période de retour estimée de 100 000 ans, correspondant à un débit total entrant de 3280 m³/s (conduisant après laminage, à un débit de 930 m³/s en sortie de pertuis et également de 1380 m³/s en sortie de coursier).

	Débit total en amont du barrage (m ³ /s)	Débit en sortie des pertuis (m ³ /s)	Débit par le coursier (m ³ /s)
Crue 1977	240	240	0
Crue Q10 000	2520	920	920
Crue Q100 000	3280	950	1360

Tableau 1 : Débits des scénarios étudiés

Par ailleurs, l'analyse d'érodabilité a distingué l'érodabilité :

- des gneiss de surface modérément altérés (MW) avec des passés plus altérées (HW) ; depuis la mise en service du barrage, ces matériaux ont été totalement décapés en sortie des galeries de fond (soit une érosion) ;
- des gneiss plus profonds (sauf en sortie des galeries) légèrement altérés (SW).

2 DONNEES GEOLOGIQUES

2.1 AFFLEUREMENTS

Les affleurements observés à l'aval direct du barrage, en pied de versant rive gauche, montrent des gneiss plus ou moins amygdalaires modérément altérés (MW : altération bien visible dans la masse mais matériau non friable) et relativement peu fracturés, mais avec de nombreux plans localement altérés et ouverts au droit des foliations, recouverts par une couche de colluvions ou de remblais, d'épaisseur métrique.



Figure 2 : Affleurements rive gauche en aval direct du barrage



Figure 3 : Affleurements rive droite en aval direct du barrage

La figure suivante présente la zone aval du barrage, au droit de la fosse de dissipation :

- Le levé géologique des affleurements de gneiss (en rouge),
- Les reconnaissances de la campagne de 2012, avec un sondage carotté SC4, un sondage destructif SD4 et des essais Lugeon et 3 profils de sismique réfraction D1 à D3 (en jaune),
- Les reconnaissances de la campagne de 2021, avec 3 sondages carottés dont le SC9 au droit de la fosse et des passages de sonde d'imagerie OPTV avec pointements des discontinuités structurales.

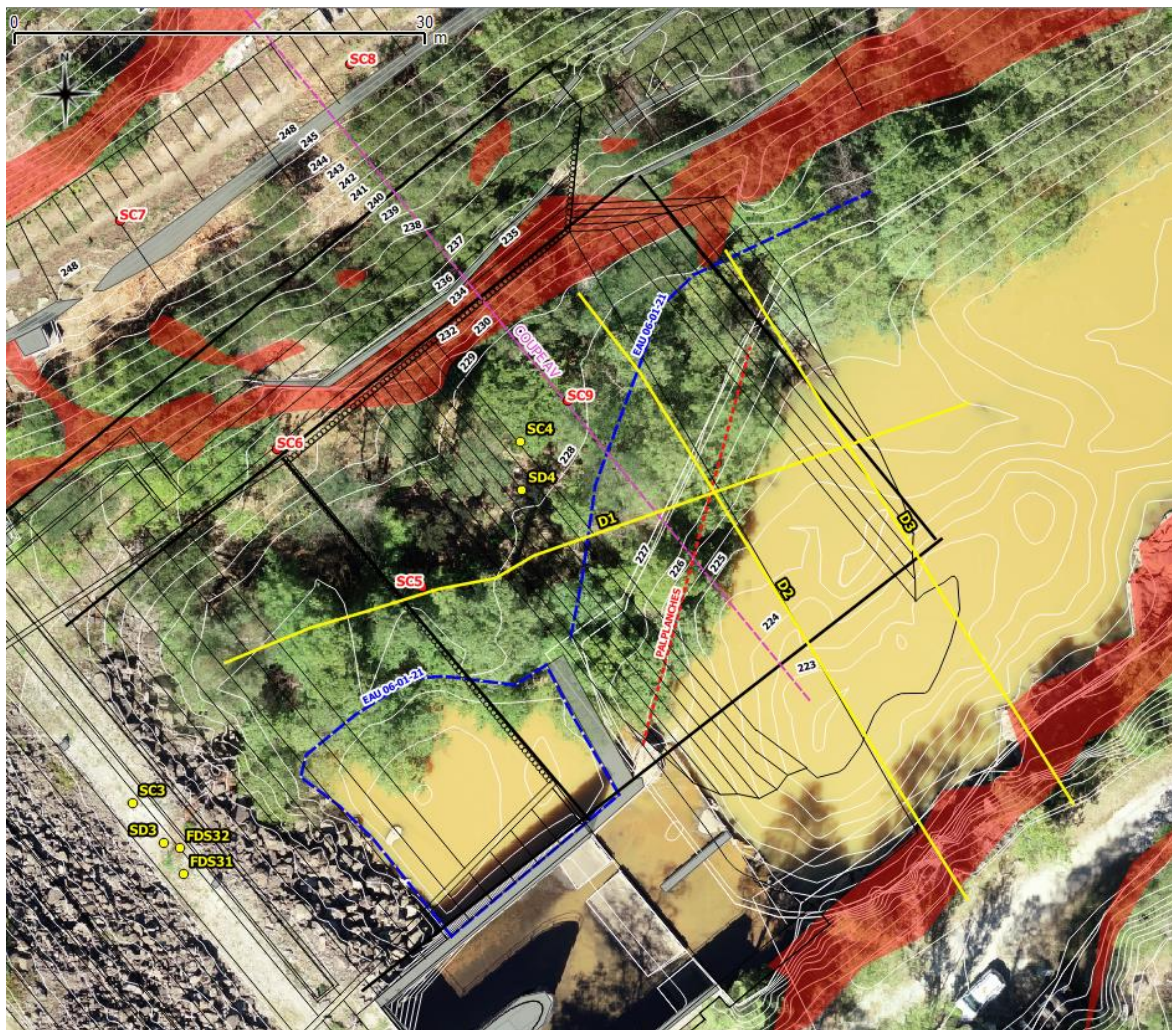


Figure 4 : Levé des affleurements rocheux et localisation des reconnaissances

2.2 BILAN DES RECONNAISSANCES ET ESSAIS

Les figures qui suivent montrent les deux principaux degrés d'altération des gneiss.



Figure 5 : Gneiss MW avec des passées HW (SC9 de 5,50 à 7,50 m/TN)



Figure 6 : Gneiss SW (SC9 de 11,50 à 13,00 m/TN)

Le tableau suivant donne les principaux horizons rencontrés dans les 4 sondages carottés de la zone aval.

Sondages carottés		SC4	SC9	SC5	SC6
Cote tête sondage (m NGF)		228,4	228,2	228,00	231,40
Recouvrement meuble	Epaisseur totale (m)	6,0	4,0	5,5	1,0
	Lithologie	1,0 m de remblais 5,0 m d'alluvions sablo-graveleuses	1,6 m de remblais 2,4 m d'alluvions sablo-graveleuses	1,6 m de remblais 3,95 m d'alluvions sablo-graveleuses	1,0 m de remblais
Toit du rocher (général)	Cote (m NGF)	222,5	224,2	222,5	230,4
Rocher MW à passées HW	Epaisseur (m)	1,5	5,0	0	7,5
	RQD	20 à 50 %	0 à 50 %	-	20 à 50 %
Rocher SW	Cote toit rocher SW (m NGF)	221,0	219,2	222,5	222,9
	Profondeur (m/TN)	7,5	9,0	5,5	8,5
	Epaisseur (m)	>7,6	>5,0	>6,8	>6,5
	RQD	60 à 100 %	80 à 100 %	60 à 100 %	60 à 100 %

Tableau 2 : Synthèse des sondages de la zone aval

En fond de vallée, le toit du rocher est rencontré entre les cotes 222,2 et 224,4 m NGF. Il correspond à des gneiss modérément altérés (MW) avec quelques passées plus altérées (HW) sur des épaisseurs variables allant de 1,5 m pour SC4 à 5,0 m au droit de SC9.

Dans cette frange HW plus altérée et décomprimée, les RQD sont relativement faibles, de 0 à 50%. De nombreux joints, le plus souvent selon la foliation, sont altérés et oxydés, attestant des circulations d'eau dans le substratum. En se rapprochant du pied du barrage, le toit du rocher est directement sur des gneiss légèrement altérés SW (SC5).

Ces données sont en cohérence avec les profils de sismique réfraction réalisés en 2012 qui montraient dans cette zone le toit du substratum rocheux altéré entre les cotes 223 et 224 m NGF.

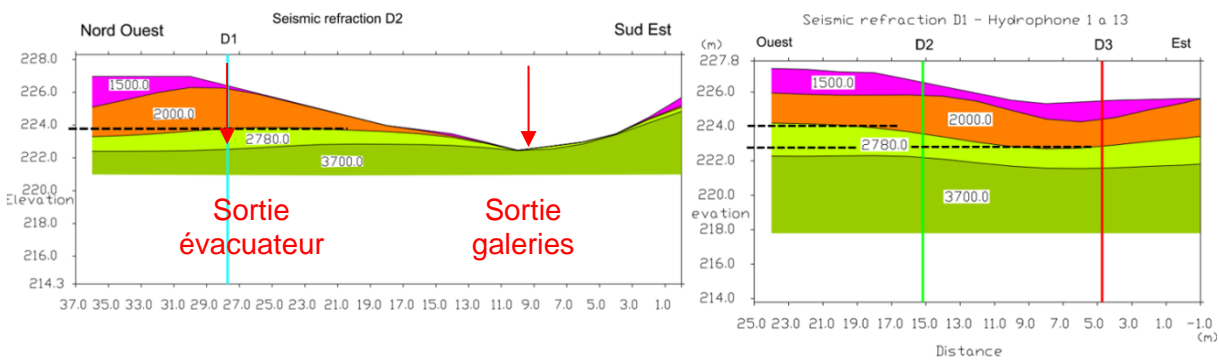


Figure 7 : Profils de sismique réfraction D1 et D2 (toit rocheux en tirets noirs)

En pied de versant, la frange de rocher HW/MW s'épaissit pour atteindre une épaisseur de 7,5 m au niveau du SC6.

La cote du toit du rocher légèrement altéré est relativement constante dans la zone et oscille entre 219,20 et 222,90 m NGF.

Au droit de la sortie des galeries, la frange HW a été totalement décapée (cf. Figure 7).

Le tableau qui suit donne la synthèse des essais de résistance à la compression réalisés sur des prélèvements issus des sondages carottés de la campagne de 2021.

Sondage	Profondeur prélèvement m/TN	Profondeur prélèvement m NGF	Degré d'altération	Masse volumique humide (kg/m ³)	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)
SC05	6,5	221,5	SW	2672	51
SC06	8,7	222,7	SW	2711	30
SC09	9,0	219,2	MW/SW	2728	21
SC08	4,7	243,5	HW/MW	2505	18

Tableau 3 : Synthèse des essais de laboratoire

Les ruptures se produisent souvent selon la foliation ou sur des diaclases légèrement oxydées, expliquant les faibles valeurs obtenues.

Des essais de résistance à la compression avaient également été réalisés lors de la campagne de 2012 sur les enrochements du barrage de Sainte-Cécile. Ces essais donnaient une plage de variation de 23 à 63 MPa, avec une valeur moyenne de 44 MPa.

Il est proposé de retenir de manière sécuritaire les valeurs suivantes pour les différents degrés d'altération de la masse rocheuse :

- Gneiss MW à passées HW : Rc = 20 MPa,
- Gneiss SW : Rc = 40 MPa.

2.3 DISTRIBUTION SPATIALE DES JOINTS

Les données des levés de terrain et celles de l'imagerie de paroi des sondages carottés ont été exploitées pour une analyse des discontinuités.

La figure suivante montre la distribution spatiale des joints. L'axe du barrage (N140°) a également été indiqué (en tirets noirs).

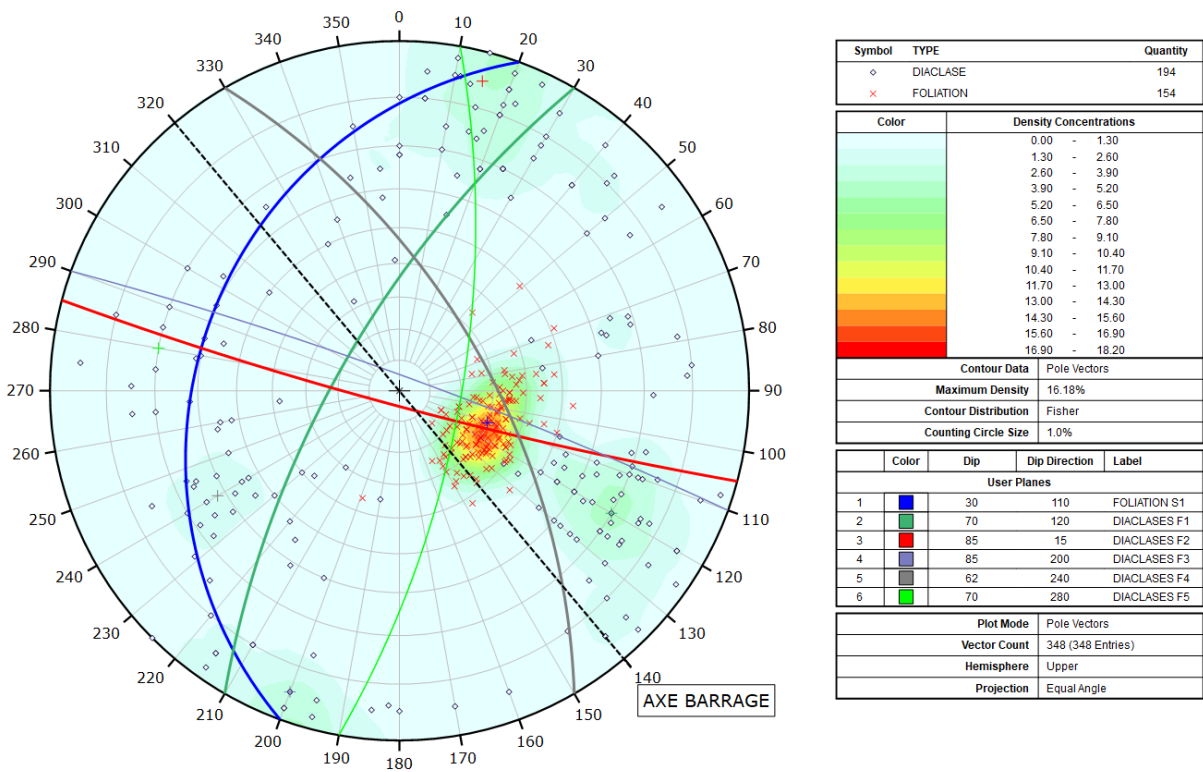


Figure 8 : Familles de discontinuités et type de joints (Canevas de Schmidt – Hémisphère supérieur, levés de terrain + pointages OPTV)

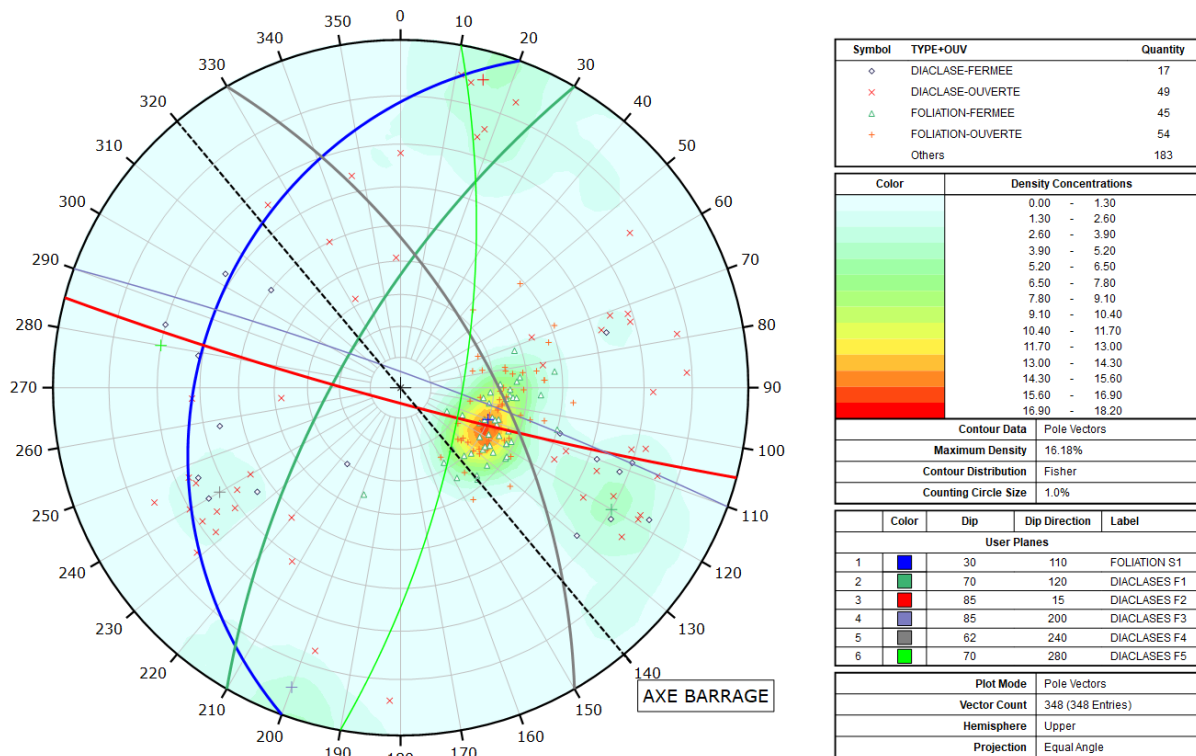


Figure 9 : Familles de discontinuités et ouvertures des joints (Canevas de Schmidt – Hémisphère supérieur, pointages OPTV seuls)

Les discontinuités relevées correspondent pour 45% à la foliation, les 55% restant concernent les diaclases de différentes directions. Il en ressort :

- **La foliation S1 à N20° 30°SE (en bleu)** présente toujours un pendage vers la rive droite, légèrement vers l'aval, avec une valeur moyenne à 30°, allant de 15 à 52°. La direction moyenne des plans de foliation est à N20°, globalement amont aval, allant de N160° à N65°, mettant en évidence les variations locales de la structure du massif de fondation. La majeure partie de ces joints est fermée, seuls environ 10% présentent des ouvertures ponctuelles pouvant être observées à diverses profondeurs, d'ordre infra-millimétrique à pluri-millimétrique, avec des épontes altérées généralement oxydées. L'espacement de ces joints est très réduit, d'ordre millimétrique à centimétrique, en relation directe avec la structure de la roche (alternance de lits de différentes minéralogies). Les joints sont légèrement rugueux et ondulent à grande échelle ;
- **Les diaclases**, présentant globalement des pendages plus redressés, avec plusieurs familles. Les plans sont souvent irréguliers et rugueux. La grande majorité de ces joints est ouverte, d'ordre infra-millimétrique à pluri-millimétrique avec des épontes altérées et la présence très ponctuelle de matériaux argileux. L'espacement entre ces diaclases est très variable, décimétrique à pluri-métrique :
 - **Diaclases F1 à N30° 70°SE (en vert foncé)** avec un pendage vers la RD et une direction amont aval ;
 - **Diaclases F2 à N105° 85°NNE (en rouge)** avec un pendage vers l'aval RG ;
 - **Diaclases F3 à N110° 85°SSW (en violet)** avec un pendage vers l'amont, correspondant à un réseau de moindre importance, conjugué à la famille F2 ;
 - **Diaclases F4 à N150° 62°SW (en gris)** avec un pendage vers l'amont ;

- **Diaclases F5 à N10° 70°NW (en vert clair)** avec un pendage vers la RG, correspondant à un réseau de moindre importance, conjugué à la famille F1.

Les joints ouverts sont rencontrés à toutes les profondeurs, aussi bien dans la frange de substratum altéré HW/MW que dans les gneiss légèrement altérés SW.

3 ESTIMATION DE LA PUISSANCE SURFACIQUE DE L'ÉCOULEMENT AU PIED AVAL

Les calculs de puissance surfaciques sont basés sur l'approche par contrainte de cisaillement. La puissance dissipée par frottement peut être approchée par la formule suivante :

$$P_{diss} = \tau_b \times U \quad \text{Eq. 1}$$

Avec

- τ_b : contrainte de cisaillement sur le fond (Pa – N/m²)
- U : la vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)

Compte tenu du caractère atypique de l'écoulement en sortie de l'évacuateur (qui n'est ni un jet plongeant, ni un jet parabolique), les paramètres U et τ_b ne peuvent être appréciés à partir de la littérature. Ils ont été appréciés à l'aide de la modélisation 3D hydraulique de l'évacuateur.

Il est précisé que la géométrie du modèle 3D intègre déjà un affouillement de l'ordre de 4 m au pied aval du nouvel évacuateur (cote de fond de 223 m NGF). Cet affouillement représente le décapage des alluvions superficielles recouvrant le toit du substratum (ce qui est quasiment certain en cas de mise en service avec un débit significatif).

L'estimation de la contrainte de cisaillement est sensible à l'hypothèse de traitement de la couche limite choisie dans le modèle et au maillage de ce dernier :

- Le modèle de turbulence k-ε propose une approche semi-empirique utilisant une fonction logarithmique qualifiée de « loi standard » pour modéliser la sous-couche visqueuse. La contrainte de cisaillement est par conséquent estimée et non calculée par le modèle.
- La hauteur de la sous-couche visqueuse est égale à la distance entre la paroi et le premier nœud du maillage. Cette valeur est définie par l'utilisateur qui fixe la taille de la première maille à la paroi.

La puissance maximale dissipée a été calculée **en considérant, pour chaque zone de fort cisaillement, la vitesse maximale calculée dans la zone considérée**. Les calculs de puissance dissipée ont été menés pour 3 crues caractéristiques (1977 et crues estimées de période de retour 10 000 et 100 000 ans. Les figures suivantes présentent, pour ces trois crues :

- Les contraintes de cisaillement (en gris)
- Les vitesses au droit de différents profils (en couleur)

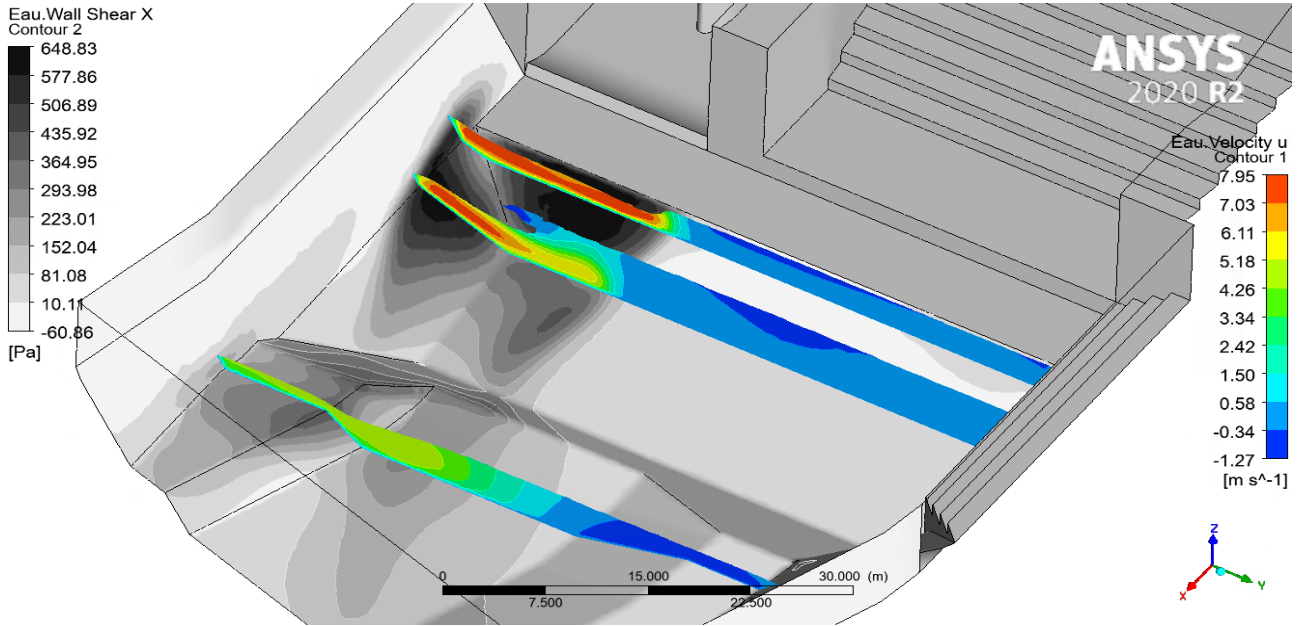


Figure 10 : Contrainte de cisaillement et vitesse – Crue de 1977

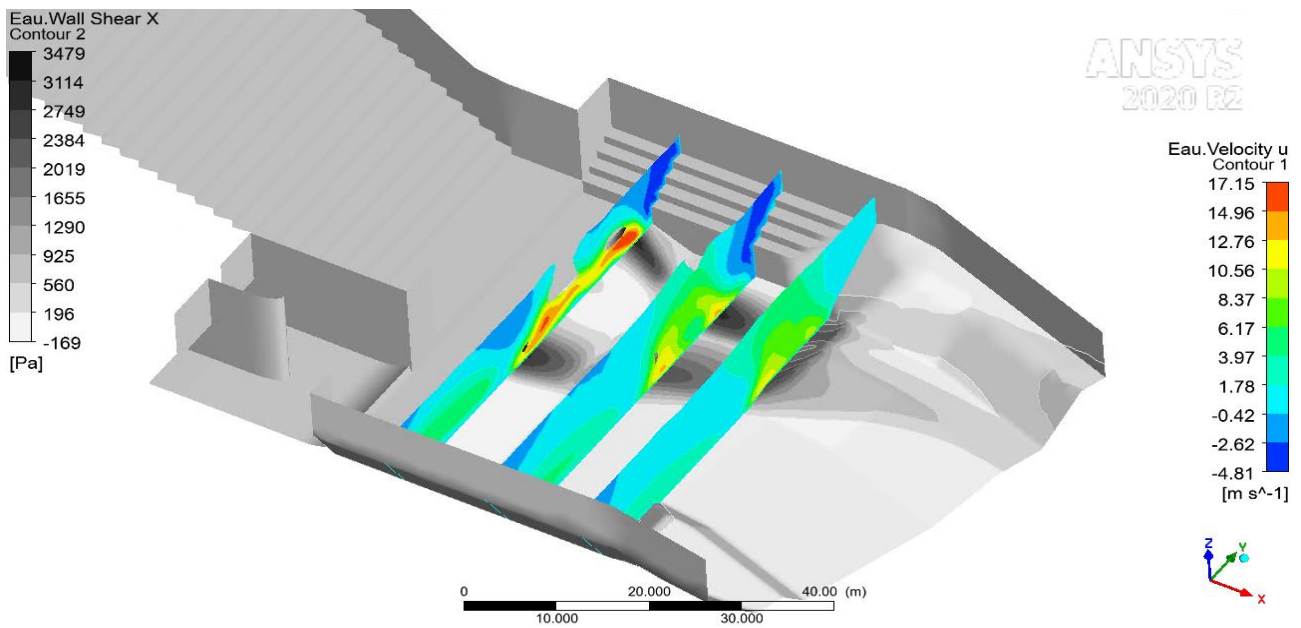


Figure 11 : Contrainte de cisaillement et vitesse – Q10 000

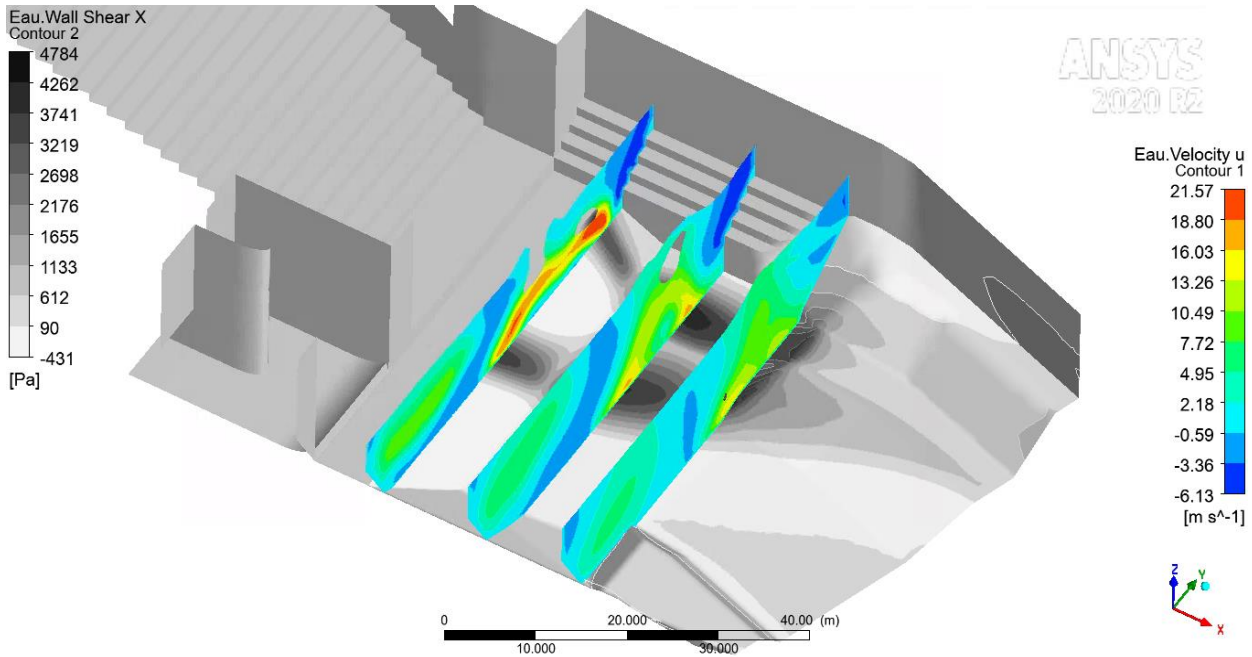


Figure 12 : Contrainte de cisaillement et vitesse – Q100 000

La figure suivante présente, pour la crue de 1977, le produit du zonage de la contrainte de cisaillement par la vitesse maximale retenue pour la zone.

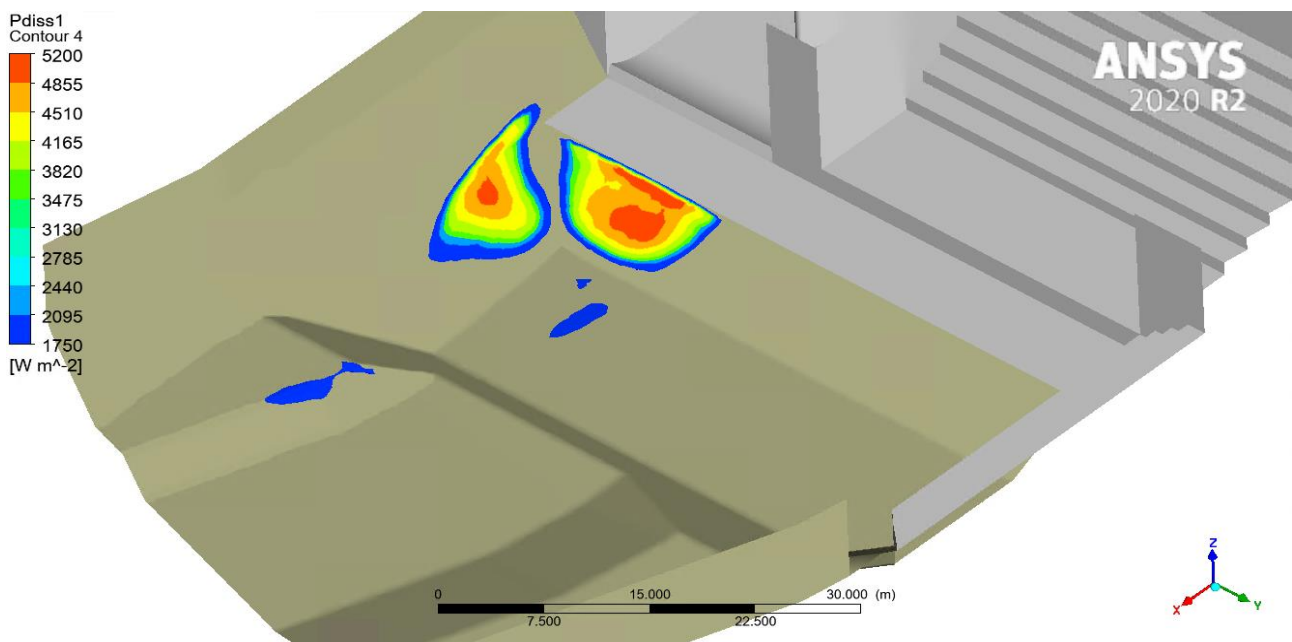


Figure 13 : Puissance surfacique maximale – Crue de 1977

La figure suivante présente, pour la crue estimée de période de retour 10 000 ans, le produit du zonage de la contrainte de cisaillement par la vitesse maximale retenue pour la zone.

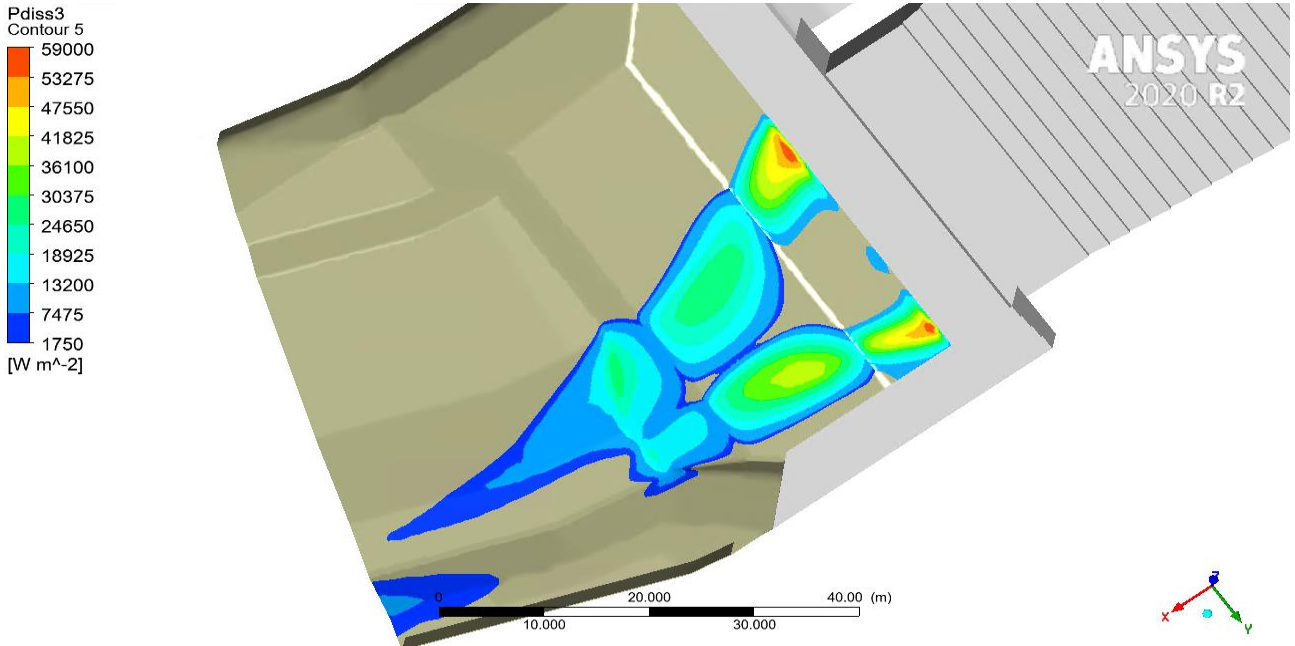


Figure 14 : Puissance surfacique maximale – Q10 000

La figure suivante présente, pour la crue estimée de période de retour 100 000 ans, le produit du zonage de la contrainte de cisaillement par la vitesse maximale retenue pour la zone.

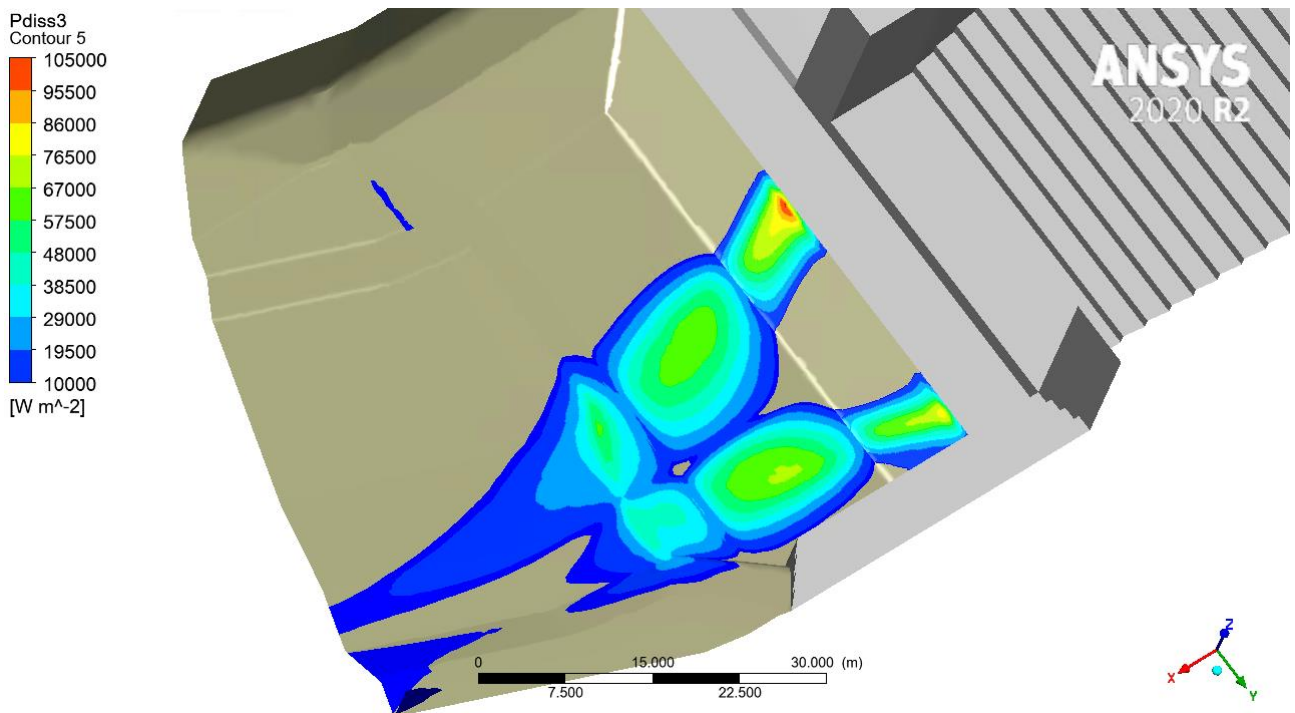


Figure 15 : Puissance surfacique maximale – Q100 000

En sortie des galeries, les résultats du calcul de puissance par contrainte de cisaillement pour les crues de 1977, Q10 000 et Q100 000 sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Evènement	Débit en sortie des galeries	Contrainte maximale d'érosion	Vitesse maximale dans la zone de forte contrainte	Puissance surfacique
Q1977	240 m ³ /s	650 Pa	8 m/s	5 kW/m ²
Q10 000	920 m ³ /s	200 Pa	6 m/s	1 kW/m ²
Q100 000	930 m ³ /s	90 Pa	10 m/s	1 kW/m ²

Tableau 4 : Puissance maximale dissipée dans la fosse en aval des galeries

En sortie de galeries, la puissance surfacique n'augmente pas avec le débit. Ce point peut s'expliquer par :

- l'augmentation du niveau aval,
- le saut de ski en sortie de galerie,
- la concurrence avec l'écoulement en sortie du nouvel évacuateur de crue qui conduit à une forte dissipation dans la masse d'eau.

Au pied du nouvel évacuateur, les résultats du calcul de puissance par contrainte de cisaillement pour Q10000 et Q100000 sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Evènement	Débit de l'évacuateur	Contrainte maximale d'érosion	Vitesse maximale dans la zone de forte contrainte	Puissance surfacique
Q10 000	920 m ³ /s	3480 Pa	17 m/s	59 kW/m ²
Q100 000	1360 m ³ /s	4780 Pa	22 m/s	103 kW/m ²

Tableau 5 : Puissance maximale dissipée dans la fosse en aval du seuil

La puissance surfacique attendue au pied du nouvel évacuateur est un ordre de grandeur plus élevée que celle correspondant à la valeur historique estimée au pied de la galerie.

4 ESTIMATION DES SEUILS ET CLASSES D'ÉROSION EN FONCTION DU CONTEXTE GÉOLOGIQUE

4.1 RETOUR D'EXPERIENCE AU DROIT DE LA GALERIE

La bathymétrie permet de constater la présence d'une fosse dans le prolongement des galeries d'évacuation sous remblai. Le fond de la fosse est situé entre 10 et 25 m en aval de l'extrémité des galeries. Les talus de la fosse en aval de la galerie présentent des pentes de l'ordre de 2H/1V. Sur cette distance, la cote de la fosse est comprise entre 222,5 et 223,0 m NGF. Cette cote correspond à la cote du rocher sain selon les investigations géotechniques. Elle est à comparer aux cotes :

- de la sortie de la galerie : 227,5 m NGF (5 m plus haut),
- de la fondation de la bèche à l'extrémité de la galerie : environ 225,5 m NGF (3 m plus haut),
- du fond du lit dans la fosse avant construction du barrage : environ 227,0 m NGF (4,5 m plus haut) sur le plan des fouilles du barrage, cette zone n'ayant pas été excavée dans le cadre des fouilles).

On peut donc estimer que le rocher a été érodé en aval de la galerie sur une profondeur d'environ 5 m. Cette fosse s'est formée en une cinquantaine d'années.

Le débit maximal ayant transité par les galeries sur cette période a été estimé à 240 m³/s à partir de la loi d'évacuation des pertuis et de la cote maximale enregistrée (cruée de 1977).

Dans l'utilisation de ce REX, on retiendra quand même que les galeries évacuent toutes les crues depuis la mise en service du barrage alors que le nouvel évacuateur n'entre en fonctionnement que pour des crues rares (de périodes de retour > 100 ans). L'érosion est aussi une question de durée de sollicitation et la comparaison avec la galerie devra prendre en compte ce résultat.

4.2 ESTIMATION PAR L'APPROCHE ANNANDALE – EIM

Le seuil d'érosion est estimé par l'indice d'érodabilité de Kirsten fonction :

- De la résistance matricielle (M_s),
- De la maille de fracturation (K_b),
- De l'aspect et de la nature des discontinuités (K_d) et,
- De la géométrie et l'orientation des blocs par rapport à l'écoulement (J_s).

L'indice d'érodabilité K est déterminé de la façon suivante :

$$K = M_s * K_b * K_d * J_s$$

Avec

- M_s : indice de résistance de masse (**mass strength number**) – pris égal à la résistance en compression non-confinée de la roche en MPa (UCS – Unconfined Compressive Strength). En complément de l'abaque Figure 17, M_s est évalué à partir de la densité sèche de la roche γ_r (kN/m³) et de la résistance à la compression de la roche intacte, R_c (MPa) :

$$M_s = \frac{\gamma_r}{27} * R_c \text{ pour } R_c > 10 \text{ MPa}^1$$

¹ R_c est pris égal à $0,78 * R_c^{1,05}$ si $R_c < 10$ MPa

- K_b : indice de taille des blocs (particle/**block size number**) – dépend du rapport entre le RQD (Rock Quality Designation) et un paramètre J_n fonction du nombre de familles de joints. Le paramètre J_n (Joint Set Number) est celui de Kirsten 1982.

$$K_b = \frac{RQD}{J_n} \text{ avec } (K_b > 5)$$

- K_d : indice de discontinuité (discontinuity or interparticle **bond shear strength number**) – qualifie la qualité des joints rocheux. Il est évalué à partir du Joint Wall Roughness J_r et Joint Wall Alteration Number, J_a (Kirsten, 1982).

$$K_d = \frac{J_r}{J_a}$$

- J_s : indice de structure du sol (**relative ground structure number**) – prend en considération l'orientation des joints par rapport au sens du courant et l'élanement des coupures de joints. En effet, des plans orientés dans le sens du courant (pendage dans le sens du courant) ont un comportement plus instable que des plans orientés dans le sens inverse du courant (pendage dans le sens inverse du courant).

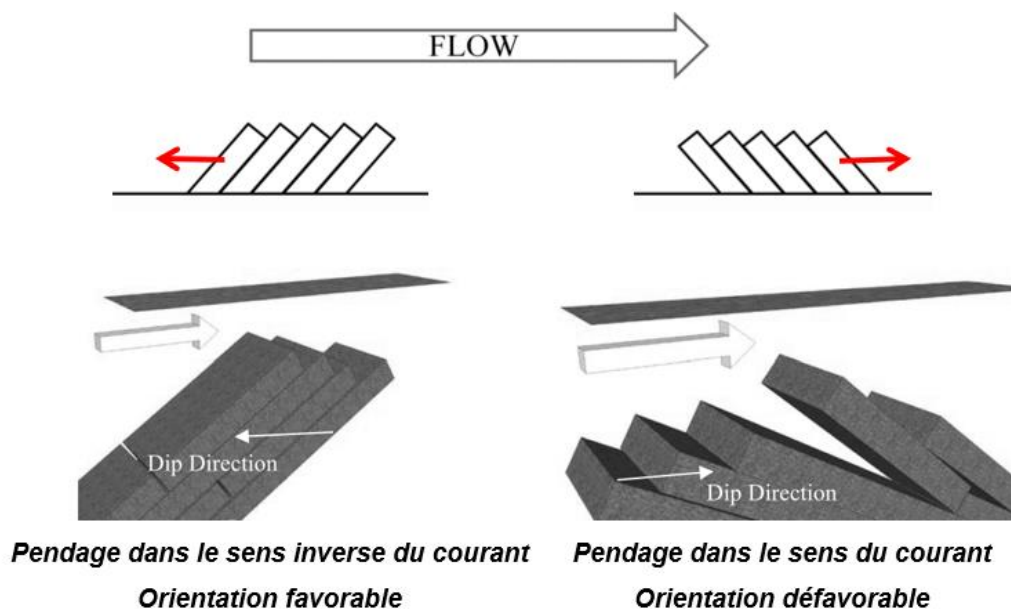


Figure 16 : Impact de l'orientation du flux par rapport aux discontinuités

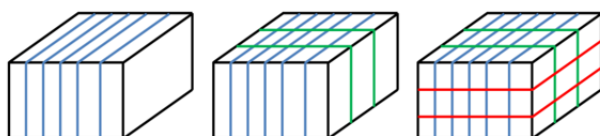
La valeur des paramètres est déterminée à partir de la synthèse géologique et des tables suivantes :

Hardness	Identification in profile	Unconfined compressive strength (MPa)	Mass strength number (M_s)
Very soft rock	Material crumbles under firm (moderate) blows with sharp end of geological pick and can be peeled off with a knife; it is too hard to cut a triaxial sample by hand	1,7	0,87
		1,7- 3,3	1,86
Soft rock	Can just be scraped and peeled with a knife; indentations 1 mm to 3 mm show in the specimen with firm (moderate) blows of the pick point	3,3- 6,6	3,95
		6,6- 13,2	8,39
Hard rock	Cannot be scraped or peeled with a knife; hand-held specimen can be broken with hammer end of a geological pick with a single firm (moderate) blow	13,2- 26,4	17,70
Very hard rock	Hand-held specimen breaks with hammer end of pick under more than one blow	26,4- 53,0	35,0
		53,0-106,0	70,0
Extremely hard rock (very, very hard rock)	Specimen requires many blows with geological pick to break through intact material	106,0-212,0	140,0
		212,0	280,0

Figure 17 : Valeur du paramètre M_s en fonction de la résistance à la compression du rocher

(adapted from Annandale, 2006)

Jointing Description	Modified Joint Set Number (J_n)
Intact, no or few joints	1.00
One joint set	1.22
One joint set plus random joints	1.50
Two joint sets	1.83
Two joint sets plus random joints	2.24
Three joint sets	2.73
Three joint sets plus random joints	3.34
Four joint sets	4.09
More than four joint sets	5.00



One Joint Set

Two Joint Set

Three Joint Set

Figure 18 : Valeur du paramètre J_n dépendant du nombre de familles de joints

Joint Separation	Condition of Joint	Joint Roughness Number (J_r)
Joints/fissures tight or closing during excavation	Stepped joints/fissures	4.0
	Rough or irregular, undulating	3.0
	Smooth undulating	2.0
	Slickensided undulating	1.5
	Rough or irregular, planar	1.5
	Smooth planar	1.0
	Slickensided planar	0.5
Joints/fissures open and remain open during excavation	Joints/fissures either open or containing relatively soft gouge of sufficient thickness to prevent joint/fissure wall contact upon excavation.	1.0
	Shattered or micro-shattered clays	1.0

Note: From Kirsten, 1982

Figure 19 : Valeur du paramètre de rugosité des joints J_r

Description of Gouge	Joint Alteration Number (J_a) for Joint Separation (mm)		
	1.0 ¹	1.0-5.0 ²	5.0 ³
Tightly healed, hard, non-softening impermeable filling	0.75	-	-
Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	-	-
Slightly altered, non-softening, non-cohesive rock mineral or crushed rock filling	2.0	2.0	4.0
Non-softening, slightly clayey non-cohesive rock mineral or crushed rock filling	3.0	6.0	10.0
Non-softening, strongly over-consolidated clay mineral filling, with or without crushed rock	3.0	6.0**	13.0
Softening or low friction clay mineral coatings and small quantities of swelling clays	4.0	8.0	13.0
Softening moderately over-consolidated clay mineral filling, with or without crushed rock	4.0	8.0**	13.0
Shattered or micro-shattered (swelling) clay gouge, with or without crushed rock	5.0	10.0**	18.0

Note: ¹Joint walls effectively in contact; ²Joint walls come into contact after approximately 100 mm shear; ³Joint walls do not come into contact at all upon shear; **Also applies when crushed rock occurs in clay gouge without rock wall contact; From Kirsten, 1982.

Figure 20 : Valeur du paramètre d'altération des joints J_a

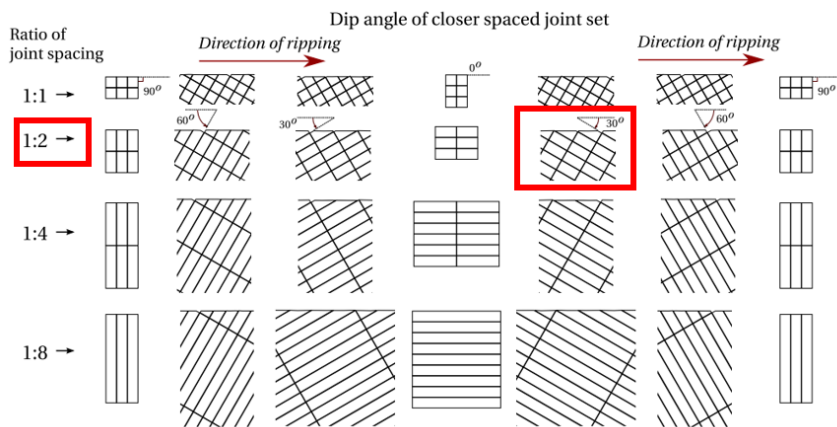
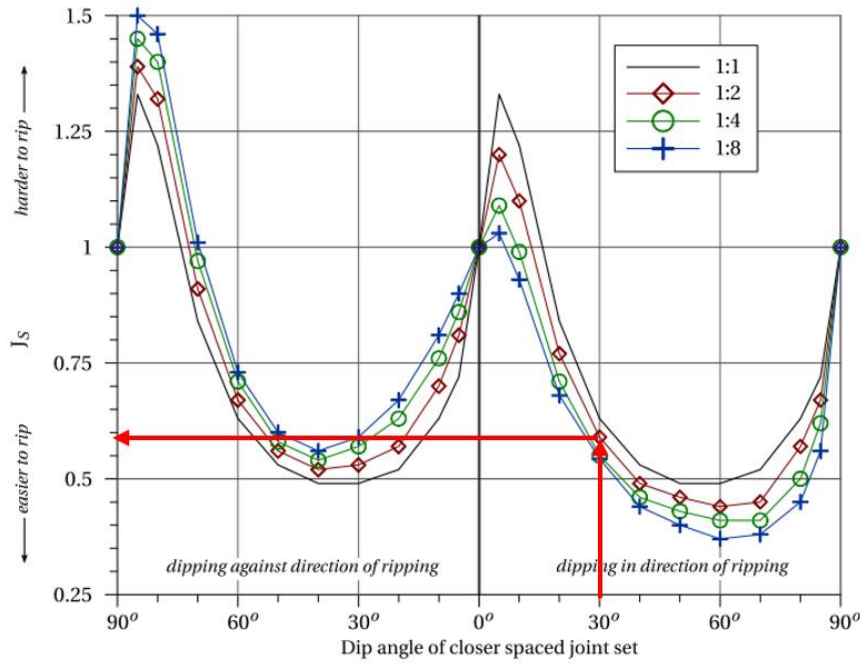


Figure 21 : Valeurs du paramètre d'orientation des joints J_s

L'examen des carottes et les inspections réalisées sur les affleurements à l'aval permettent de retenir les paramètres suivants :

	Gneiss MW à passées HW	Gneiss SW
M _s	25/27 x 25 = 18,5	27/27 x 40 = 40
	Avec $\gamma_r = 25 \text{ kN/m}^3$ et Rc = 20 MPa	Avec $\gamma_r = 27 \text{ kN/m}^3$ et Rc = 40 MPa
K _b	20/3,34 = 6,0	60/3,34 = 18
	<p>Avec RQD SC9 de 4 à 9 m/TN = 20% et Jn = 3,34 : « Three joint sets + random joints »</p> <p>Joint 1 : foliation vers la rive droite et l'aval (famille S1)</p> <p>Joint 2 : diaclases bien exprimées amont aval (familles F1 et F5)</p> <p>Joint 3 : diaclases rives à rives (familles F2, F3 et F4)</p> <p>Random joints : diaclases aléatoires</p>	<p>Avec RQD min SC4 = 60% et Jn = 3,34 : « Three joint sets + random joints »</p> <p>Joint 1 : foliation vers la rive droite et l'aval (famille S1)</p> <p>Joint 2 : diaclases bien exprimées amont aval (familles F1 et F5)</p> <p>Joint 3 : diaclases rives à rives (familles F2, F3 et F4)</p> <p>Random joints : diaclases aléatoires</p>
K _d	1/1 = 1,0	
	<p>Jr = 1 : joints ouverts, plans, rugueux ou irréguliers</p> <p>Ja = 1 : épontes non altérées avec uniquement des traces d'oxydation</p>	
J _s	0,59	
	Js = ratio 1:2, substratum découpé en dalles syn-foliation à 30° mais vers la rive droite, montrant un certain allongement et non une forme cubique, en considérant les différentes familles diaclases subverticales	
K	65	424

Tableau 6 : Paramètres retenus pour les gneiss pour le calcul EIM

Le graphique suivant présente l'abaque d'Annandale (complété par des données d'EDF en 2015) avec les points caractéristiques de fonctionnement suivants.

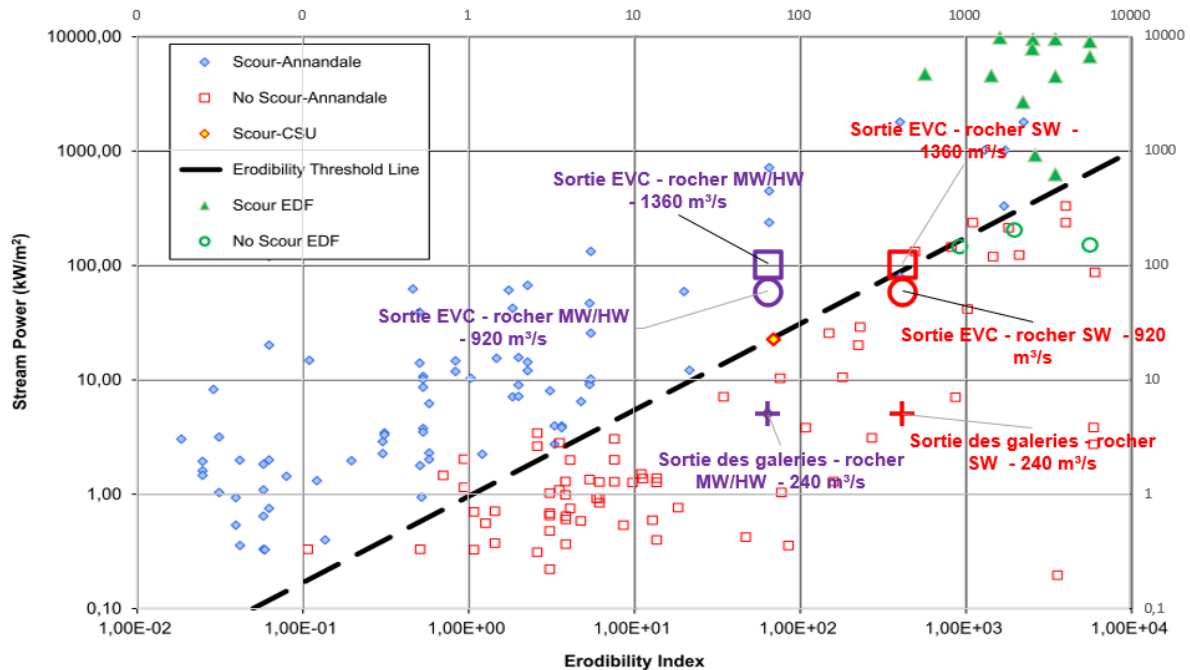


Figure 22 : Site de Saint Cécile d'Andorge sur l'abaque d'Annandale, modifiée avec les données de Laugier (EDF, 2015)

Au sens de l'approche de Annandale, le croisement {puissance surfacique à dissiper} / {indice d'érodabilité}, conduit :

- En sortie des galeries, pour la crue de 1977 (240 m³/s), les points de fonctionnement sont situés sous le seuil d'érodabilité pour la frange de gneiss modérément altérés (MW) avec quelques passées plus altérées (HW) et pour le substratum peu altéré sous-jacent (gneiss SW) ;
- Au pied de l'évacuateur de crue, pour le débit estimé de période de retour 10 000 ans (920 m³/s) :
 - Pour la frange MW/HW, un point de fonctionnement situé un peu au-dessus du seuil d'érodabilité ;
 - Pour la frange SW, un point de fonctionnement situé légèrement sous le seuil d'érodabilité ;
- Au pied de l'évacuateur de crue, pour le débit estimé de période de retour 100 000 ans (1360 m³/s) :
 - Pour la frange MW/HW, un point de fonctionnement situé un peu au-dessus du seuil d'érodabilité ;
 - Pour la frange SW, un point de fonctionnement situé au niveau du seuil d'érodabilité.

Cette analyse prend en compte la bathymétrie actuelle de la fosse en aval des galeries. Elle conduirait à conclure que :

- la formation de la fosse a permis d'atteindre une condition de non érodabilité dans la gamme des crues observées ;
- une reprise de l'érosion n'est pas à redouter car la fosse a atteint la frange SW dont le seuil d'érosion n'est pas atteint pour le débit estimé de période de retour 10 000 ans (920 m³/s en sortie de galerie).

4.3 ESTIMATION PAR L'APPROCHE DE PELLIS

4.3.1 BASE ET LIMITE DE LA METHODE

Cette méthode, récente et issue d'une thèse, a été considérée en complément de celle proposée par Annandale. En effet, la méthode de S. Pellis propose en partie de différencier un risque adapté aux écoulements tangentiels (notamment dans eGSI). De plus, la détermination de l'indice eGSI se veut plus robuste que celle de l'indice de Kirsten. L'approche permet en outre de définir des niveaux d'érosion, contrairement à l'approche binaire d'Annandale définissant un seuil d'érosion.

Elle a été présentée comme tentative de méthode de recherche applicable à l'Ingénierie par EDF. Les § suivants en sont inspirés.

La sensibilité intrinsèque du massif rocheux à l'érosion est évaluée à partir des deux indices eGSI et RMEI proposés par S. Pellis. Pellis propose deux variantes de l'indice RMEIA et RMEIB tout en recommandant de considérer seulement RMEIB jugé plus fiable.

L'eGSI est obtenu à partir du GSI (Geological Strength Index) déterminé à partir de la charte graphique de Hoek, puis ajusté avec un facteur dépendant de l'orientation des principales discontinuités du massif rocheux en fonction de l'écoulement (paramètre Edoa)

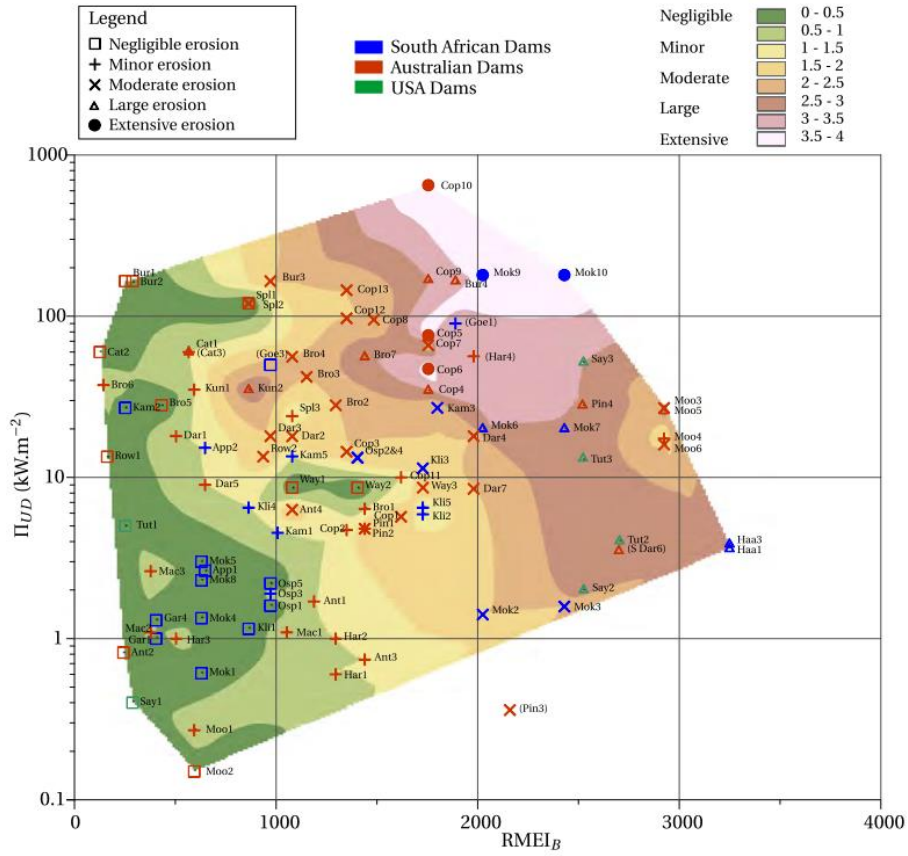
Le RMEIB est obtenu à partir d'une formule mettant :

- En relation pondérée grâce à un Indice RF (Relative importance Factor) les principales caractéristiques favorisant l'érosion d'un massif rocheux à savoir :
 - Le mécanisme cinématiquement viable pour le détachement,
 - La nature de la surface potentiellement érodée,
 - La nature des défauts,
 - L'espacement du défaut primaire,
 - La forme des blocs,
- Et la probabilité d'occurrence de ces caractéristiques sur le site (Indice LF : Likelihood Factor).

Les figures suivantes représentent la puissance provenant d'un écoulement P en fonction du paramètre eGSI ou RMEIB pour différents cas étudiés par Pellis et l'estimation du contexte érosif associé par retour d'expérience. De ces observations, 5 seuils d'érosion ont été définis, seuils associés à une notion de profondeur, volume d'érosion et interprétation qualitative. Ces approches conduisent forcément à une estimation d'érosion : l'absence de risque n'existe pas.

Max. depth (m)	General extent (m ³ /100 m ²)	Descriptor	Erosion level
<0.3	<10	Negligible	1
0.3-1	1-30	Minor	2
1-2	30-100	Moderate	3
2-7	100-350	Large	4
>7	>350	Extensive	5

Tableau 7 : Classes d'érosion suivant Pellis



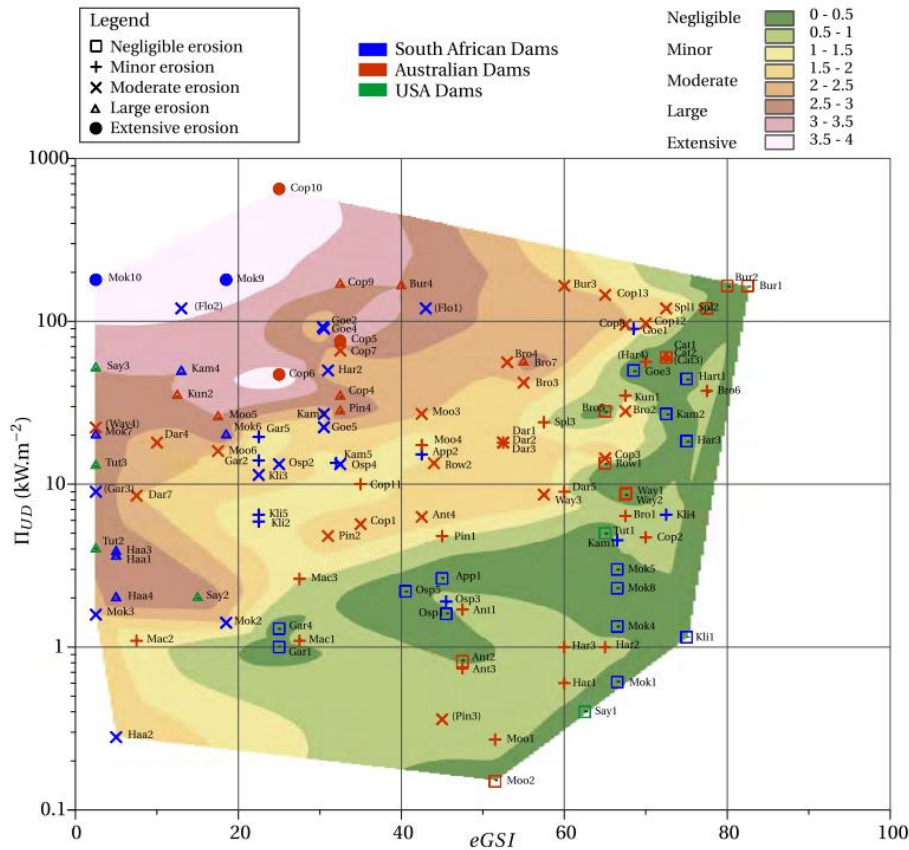


Figure 24 : Abaque de Pells (Méthode eGSI)

4.3.2 METHODE RMEIB

Le RMEIB est estimé par la formule suivante et peut varier entre 36 et 4500.

$$RMEI_B = [RF_{p1} * LF_{p1}] * [RF_{p2} * LF_{p2}] * \left[[RF_{p3} * LF_{p3}] + [RF_{p4} * LF_{p4}] + [RF_{p5} * LF_{p5}] \right]$$

Le RMEIB obtenu pour les gneiss MW avec des passées HW est de 1296, et pour les gneiss SW de 648.

Paramètres favorisant l'érosion (Relative Importance Factor)	RF	Facteur de probabilité (LF ; Likelihood Factor)				
		Très improbable	Improbable	Probable	Très probable	Presque certain
		1	2	3	4	5
P1 Discontinuités et cinématique de détachement (2)	3	MR avec 3 familles de joints, le joint de base est subparallèle à la surface de l'EVC, et n'est pas reliée à la surface ou MR massif avec seulement 2 jeux de joints et pas de plan basal relié à la surface	MR avec 3 familles de joints ou plus, le joint de base est subparallèle à la surface de l'EVC, la famille 2 est "saillante" en surface ou le joint basal est incliné vers l'amont ou l'aval de plus de 30° par rapport à la surface de l'EVC	MR avec 3 familles de joints ou plus, avec un joint basal persistant présentant un pendage amont de 10 à 30° par rapport à la surface de l'EVC ou MW (+HW) joint de basal persistant présentant un pendage aval de 10 à 30° par rapport à la surface de l'EVC SW	MR avec 3 familles de joints ou plus, avec un joint basal persistant présentant un pendage amont <10° par rapport à la surface de l'EVC ou joint de basal persistant présentant un pendage aval <10° par rapport à la surface de l'EVC	Discontinuité basale persistante subparallèle à la surface de l'EVC, s'ouvrant vers l'amont ou l'aval ou "bande" cisailée et/ou MR très fracturé facilement érodable relié à la surface de l'EVC (?)
P2 Nature de la surface d'érosion	3	Surface lisse, usée par l'eau ou un glacier, sans "protusion" du joint 2 (intersection ou saillant ?), les joints sont fermés	"bedding surface" affectée par la famille de joint 2 très légèrement saillants (<1mm), très légèrement ouverts ou pas SW	Surface présentant des petites irrégularités et petites ouvertures (tel que surface générée par un tir de prédécoupage ou un rippage/défonçage par un bull	Surface irrégulière conditionnée par des discontinuités légèrement ouvertes (tel que blasted rock) MW (+HW)	Surface irrégulière conditionnée par des discontinuités ouvertes et étendues (tel que heavily blasted rock)
P3 Nature et qualité des discontinuités (3)	2	Surface très rugueuse JRC ≥ 12 Epontes fermées et discontinuités cimentées UCS > 50 MPa	MW (+HW) Surface rugueuse JRC 8-10 Ouverture <1mm UCS 20 à 50 MPa SW	Surface légèrement rugueuse JRC 4-8 Ouverture 1 à 2mm UCS 5 à 20 MPa	Surface lisse JRC < 4 Ouverture 2 à 5mm UCS 1 à 5 MPa	Surface très lisse (slickensided : lustrée, miroir de faille etc) Ouverture >5mm UCS <1 Mpa ou remplissage tendre >5mm
P4 Espacement de la discontinuité basale (4)	1	>3m	1 à 3m	0,3 à 1m	MW (+HW) 0,1 à 0,3m SW	<0,1m
P5 Forme des blocs (5)	1	≤ 0,5	0,5 à 1	1 à 2	MW (+HW) 2 à 5 SW	>5

Avec :

(2) : Incluant diaclases, surfaces de stratification, cisaillements, surfaces de foliation/schistosité,

(3) : Sélectionnez la classe qui correspond le mieux aux données en tenant compte de la cinématique de détachement et des défauts qui contrôlent le déplacement du bloc de roche du déversoir.

(4) : Le joint 1 est la discontinuité de base d'un bloc ou d'une zone (joint stratigraphique ou diaclase).

(5) : Forme de bloc = Espacement Joint 2 / Espacement Joint 1 ;

Le joint 2 est une discontinuité sub-verticale perpendiculaire à l'écoulement dans le déversoir.

Tableau 8 : Paramètres retenus pour les gneiss pour le calcul RMEI_B (Pells, 2016)

Avec :

- Pour P1, le joint 1 basal considéré correspond à la foliation, inclinée de 30° vers l'aval RD (des rotations de la direction sont observables à l'échelle du site, parfois clairement vers la rive droite ou vers l'aval),
- Pour P2, notation issue des observations in-situ sur les affleurements en aval et les données des sondages carottés et de l'imagerie de paroi,
- Pour P3, un JRC de 8 est considéré pour les joints de foliation, ouvertures moyennes observées en sondages < 1 mm et Rc estimée à 20 MPa pour les gneiss MW/HW et 40 MPa pour les gneiss SW,
- Pour P4 et P5, description issue des observations in-situ sur les affleurements en aval, avec un espacement moyen de 0,2 m pour le joint 1 basal et de 1,0 m pour le joint 2.

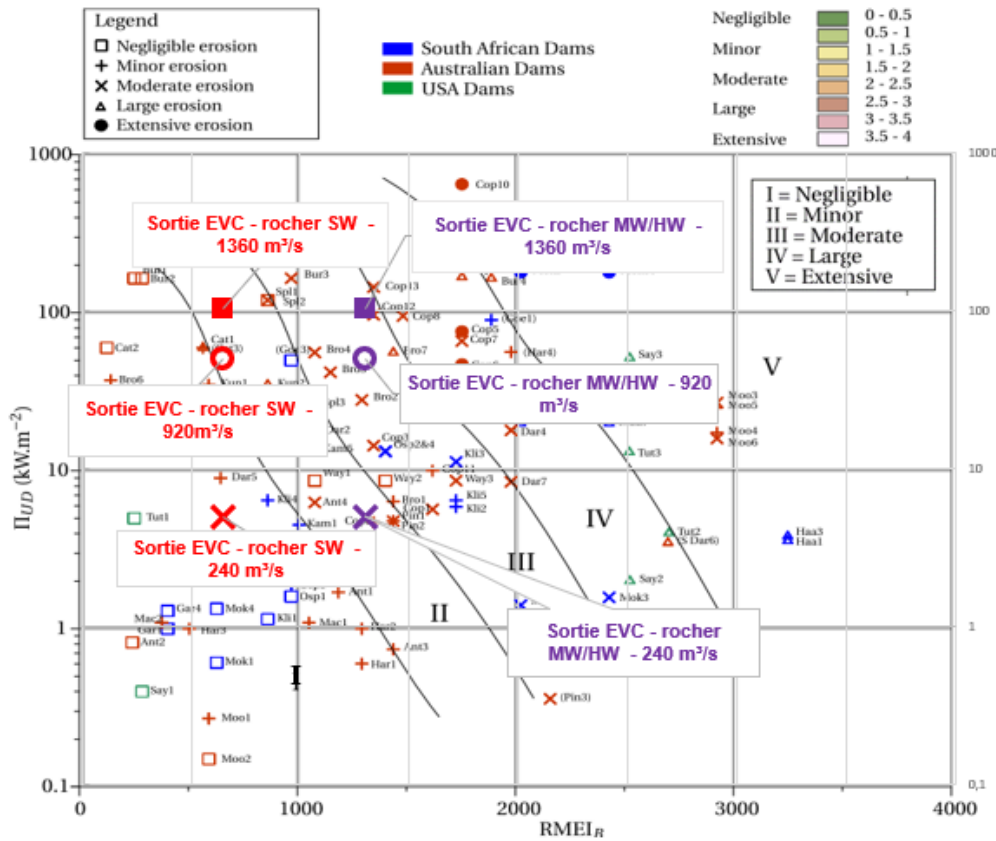


Figure 25 : Site de Saint Cécile d'Andorge sur l'abaque de Pells (Méthode RMEI_B)

L'approche eGSI conduit aux résultats suivants :

- En sortie des galeries, pour la crue de 1977 (240 m³/s) :
 - Pour la frange MW/HW, un point de fonctionnement situé au cœur de la zone d'érosion mineure (1,0 à 1,5 m) avec la bathymétrie actuelle ;
 - Pour la frange SW, un point de fonctionnement situé dans la zone d'érosion négligeable (0,0 à 0,5 m) soit une érosion négligeable ; ce résultat est cohérent avec l'équilibre atteint en sortie des galeries du fait de la formation d'une fosse au fil des ans.
- au pied de l'évacuateur de crue, pour le débit estimé de période de retour 10 000 ans (920 m³/s)
 - Pour la frange MW/HW, un point de fonctionnement situé au centre de la classe modérée (1,5 à 2,5 m) ;
 - Pour la frange SW, un point de fonctionnement situé en limite des zones négligeable et mineure (0,5 à 1,0 m).
- au pied de l'évacuateur de crue, pour le débit estimé de période de retour 100 000 ans (1360 m³/s)
 - Pour la frange MW/HW, un point de fonctionnement situé proche de la limite entre les zones modérée et forte (2,0 à 2,5 m) ;
 - Pour la frange SW, un point de fonctionnement situé au centre de la classe mineure (1,0 à 1,5 m).

4.3.3 METHODE EGSI

L'indice eGSI est déterminé de la manière suivante.

$$eGSI = \max\{GSI + E_{doa} ; 0\}$$

Avec :

- Le GSI (Global Strength Index). A noter que Pells a indiqué que l'approche via la charte graphique conduisait à une dispersion moindre que l'approche calculatoire pour l'appréciation du GSI:
 - Pour les gneiss MW, le GSI varie de 35 à 50 en fonction du nombre de passées HW (approche directe sur la charte graphique de Hoek, similaire à l'approche via le RMR'89 donnant 39) ;
 - Pour les gneiss SW, le GSI varie de 55 à 70 (approche directe sur la charte graphique de Hoek, similaire à l'approche via le RMR'89 donnant 58) ;

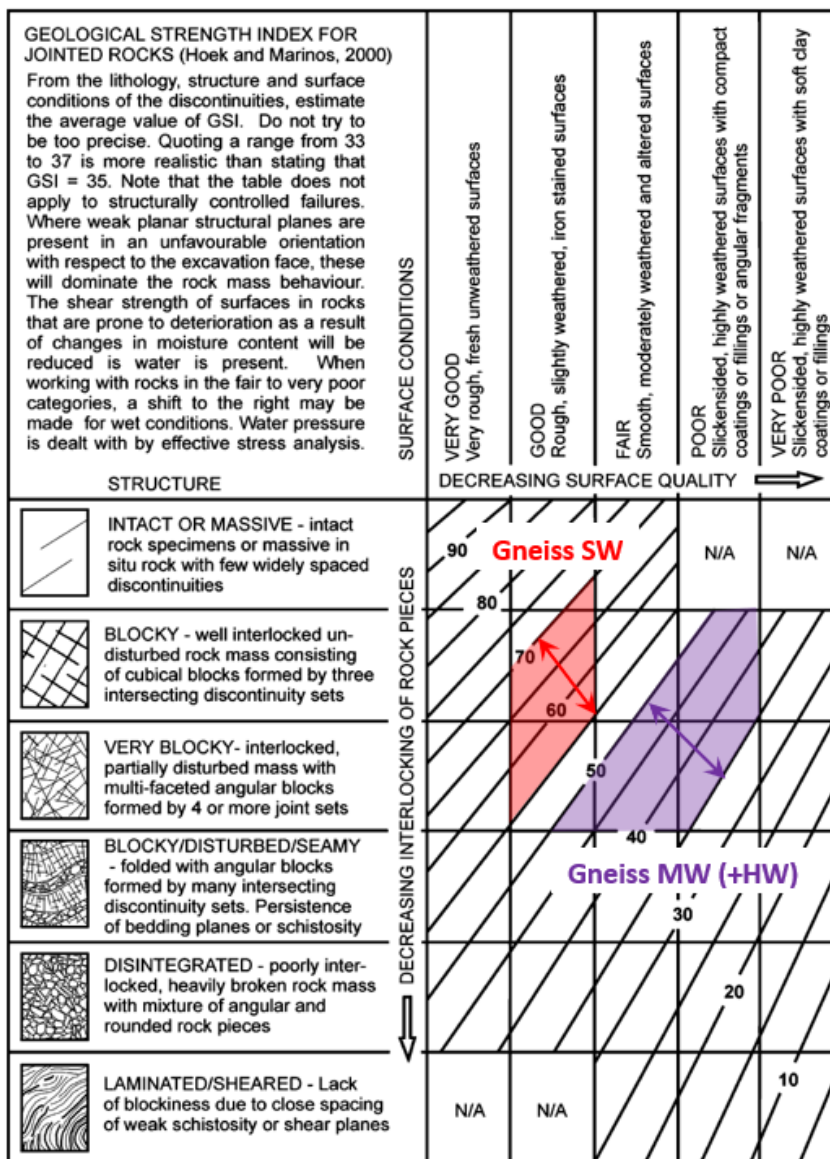


Figure 26 : Charte graphique pour la détermination directe du GSI des roches fracturées (Hoek and Marinos, 2000)

- E_{doa} un paramètre dépendant du type d'écoulement (tangenciel ou impact) et comme pour J_s utilisé dans la méthode d'Annandale, un paramètre indice de la structure du sol prenant en considérant l'orientation des joints par rapport au sens du courant et l'élançement des blocs découpés par les différentes familles de joints. Il est déduit de la figure suivante et fixé à -16 en considérant un rapport de 1:2 comme précédemment pour le paramètre J_s .

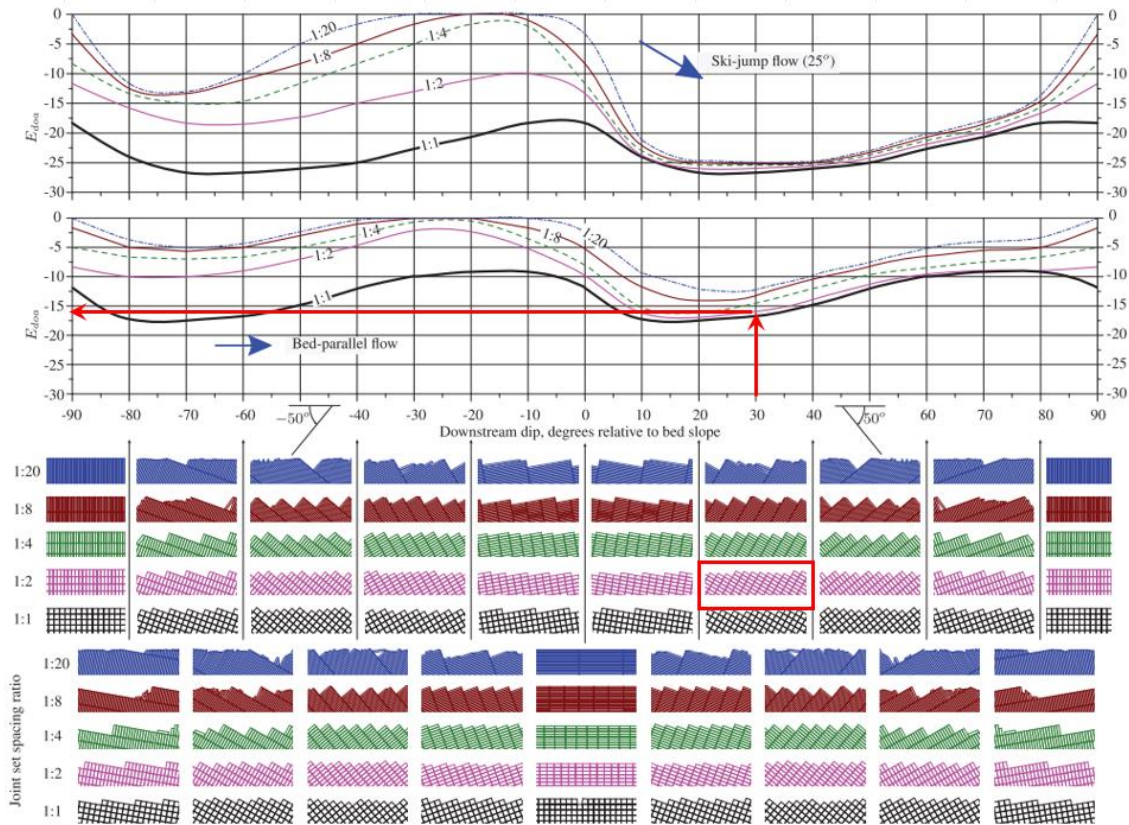


Figure 27 : Abaque pour la détermination de E_{doa} (Pells, 2016)

Il en ressort un eGSI compris entre :

- 19 et 34 pour les gneiss MW avec des passées HW,
- 39 et 54 pour les gneiss SW.

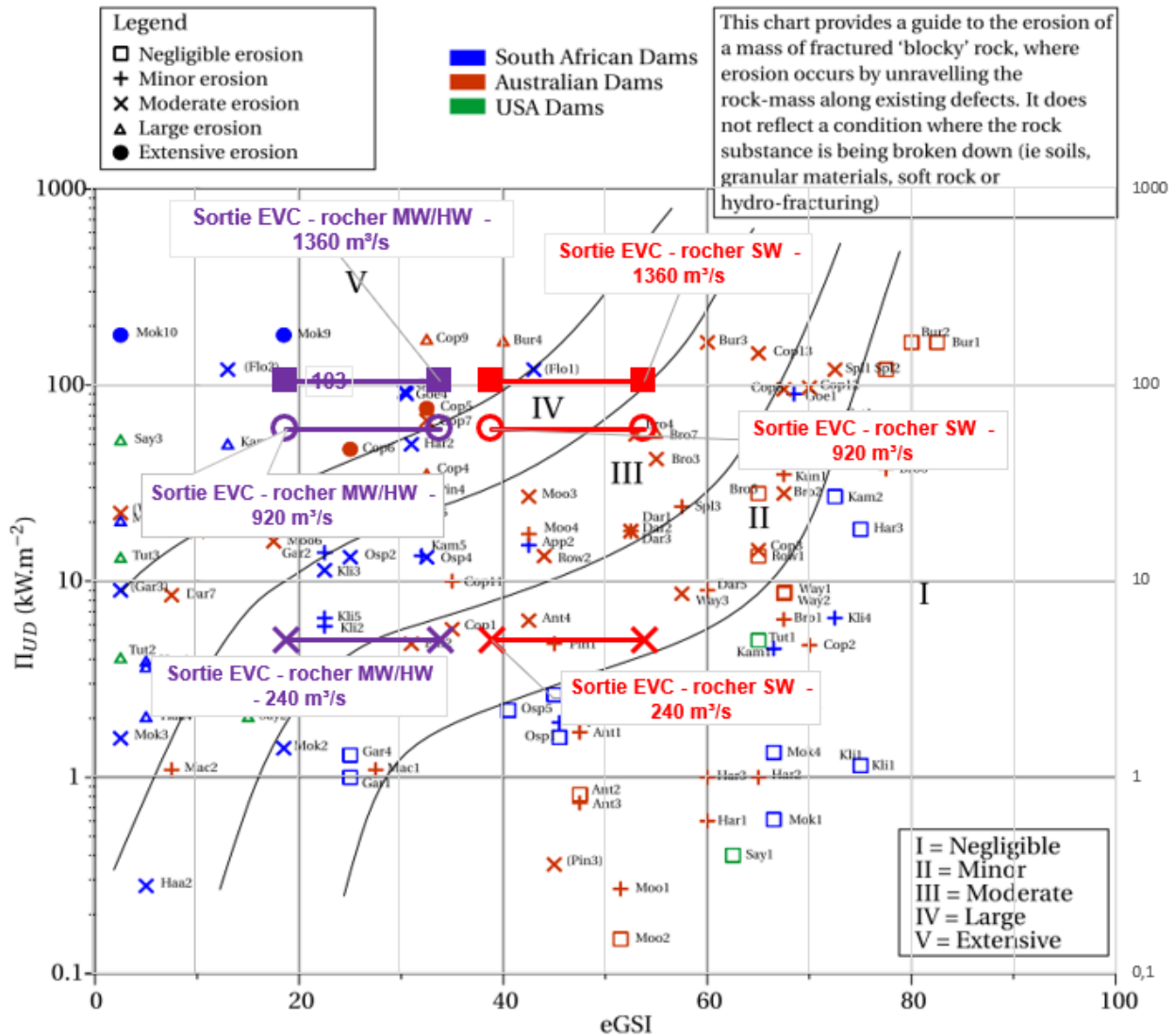


Figure 28 : Site de Saint Cécile d'Andorge sur l'abaque de Pellis (Méthode eGSI)

L'approche eGSI conduit aux résultats suivants :

- En sortie des galeries, pour la crue de 1977 (240 m³/s) :
 - Pour la frange MW/HW, un point de fonctionnement situé dans la zone d'érosion mineure (0,3 à 1,0 m) à érosion modérée (1,0 à 2,0 m) avec la bathymétrie actuelle ;
 - Pour la frange SW, un point de fonctionnement situé dans la zone d'érosion mineure (0,3 à 1,0 m) ; ce résultat est cohérent avec l'équilibre atteint en sortie des galeries du fait de la formation d'une fosse au fil des ans.
- au pied de l'évacuateur de crue, pour le débit estimé de période de retour 10 000 ans (920 m³/s) :
 - Pour la frange MW/HW, un point de fonctionnement situé dans la zone d'érosion « large » (2,0 à 7,0 m) à la zone d'érosion « extensive » (> 7 m).
 - Pour la frange SW, un point de fonctionnement situé dans la zone d'érosion modérée (1,0 à 2,0 m) à la zone d'érosion « large » (2,0 à 7,0 m).

- au pied de l'évacuateur de crue, pour le débit estimé de période de retour 100 000 ans (1360 m³/s) :
 - Pour la frange MW/HW, un point de fonctionnement situé dans la zone d'érosion « extensive » (> 7 m).
 - Pour la frange SW, un point de fonctionnement situé dans la zone d'érosion « large » (2,0 à 7,0 m).

Les valeurs obtenues pour les eGSI_{min} apparaissent particulièrement défavorables par comparaison avec les autres approches. **Les points de fonctionnement ont été repositionnés sur les données de base.**

- Pour la frange MW/HW :
 - le point de fonctionnement (59 kW/m² et eGSI=19) est situé dans une zone d'érosion de 3,0 à 3,5 m ; les points observés les plus proches, tout en étant les plus critiques, sont dans une zone d'érosion de 3,5 à 4,0 m ; **cette dernière fourchette (3,5 à 4,0 m) est retenue pour la suite de l'étude ;**
 - le point de fonctionnement (103 kW/m² et eGSI=39) est situé dans une zone d'érosion de 3,0 à 3,5 m ; les points observés les plus proches, tout en étant les plus critiques, sont dans une zone d'érosion de 3,5 à 4,0 m ; **cette dernière fourchette (3,5 à 4,0 m) est retenue pour la suite de l'étude ;**
- Pour la frange SW :
 - le point de fonctionnement (59 kW/m² et eGSI=39) est situé dans une zone d'érosion de 2,0 à 2,5 m ; les points observés les plus proches, tout en étant les plus critiques, sont dans une zone d'érosion de 2,5 à 3,0 m ; **cette dernière fourchette (2,5 à 3,0 m) est retenue pour la suite de l'étude ;**
 - le point de fonctionnement (103 kW/m² et eGSI=39) est situé dans une zone d'érosion de 2,5 à 3,0 m ; les points observés les plus proches, tout en étant les plus critiques, sont dans une zone d'érosion de 3,0 à 3,5 m ; **cette dernière fourchette (3,0 à 3,5 m) est retenue pour la suite de l'étude.**

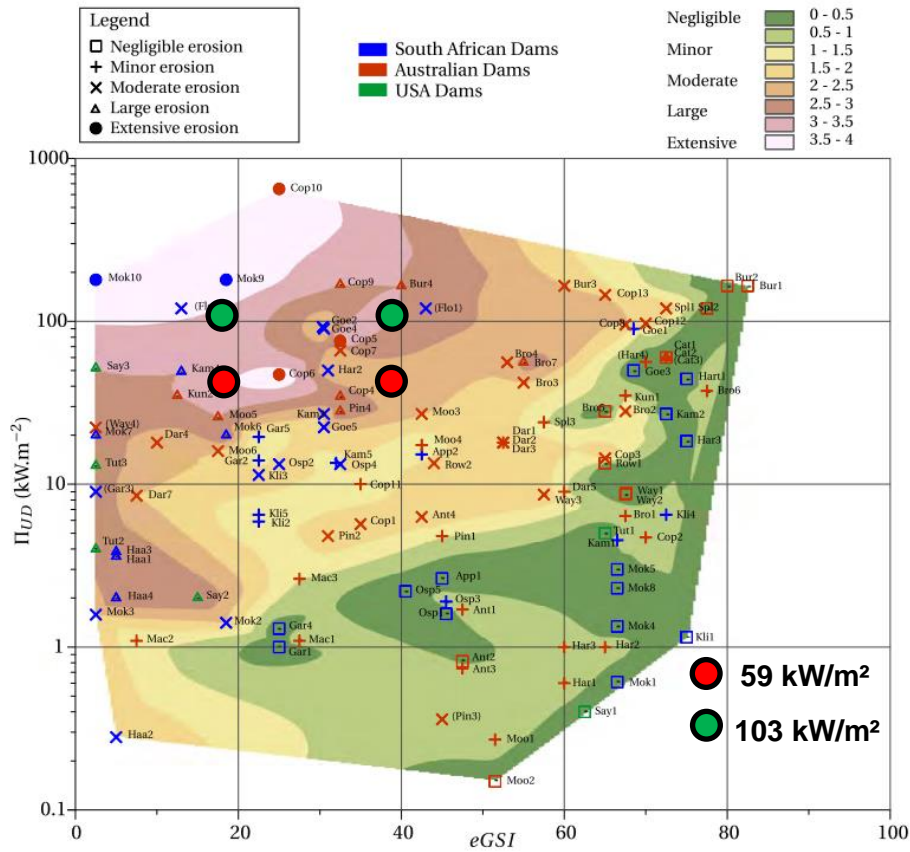


Figure 29 : Abaque de Pells (Méthode eGSI)

4.3.4 SYNTHÈSE DES APPROCHES

Les résultats des différentes méthodes pour les deux événements étudiés sont rassemblés dans le tableau suivant.

Evènement - type de roche	Puissance dissipée (kW/m ²)	Niveau / Profondeur d'érosion (m)			
		Approche Annandale	Méthode eGSI _{min}	Méthode eGSI _{max}	Méthode RMEIb
Q1977 - MWHW	5	Inférieur au seuil d'érosion	1,0 à 2,0 m	0,3 à 1,0 m	1,0 à 1,5 m
Q10000 - MWHW	59	Légèrement supérieur au seuil d'érosion	3,5 à 4,0 m	3,5 à 4,0 m	1,5 à 2,5 m
Q100000 - MWHW	103	Légèrement supérieur au seuil d'érosion	3,5 à 4,0 m	3,5 à 4,0 m	2,0 à 2,5 m
Q1977 - SW	5	Inférieur au seuil d'érosion	0,3 à 1,0 m	0,3 à 1,0 m	< 0,5 m
Q10000 - SW	59	Inférieur au seuil d'érosion	2,5 à 3,0 m	2,5 à 3,0 m	0,5 à 1,0 m
Q100000 - SW	103	Sur le seuil d'érosion	3,0 à 3,5 m	3,0 à 3,5 m	1,0 à 1,5 m

Tableau 9 : Profondeur d'érosion selon les différentes approches

Les cotes finales après érosion au niveau des quatre sondages carottés sont calculées pour Q10 000 (920 m³/s sur le nouvel évacuateur) et Q100 000 (1360 m³/s sur le nouvel évacuateur) à partir de la borne supérieure des classes d'érosion afin de se placer dans les conditions les plus pénalisantes (Tableau 10 et Tableau 11).

Sondages carottés		SC4	SC9	SC5	SC6
Cote tête sondage (m NGF)		228,4	228,2	228,0	231,4
Rocher MW à passées HW	Cote toit rocher MWHW (m NGF)	222,5	224,2	222,5	230,4
	Epaisseur (m)	1,5	5,0	0	7,5
	Erosion maximale (m)	3,5 à 4,0	3,5 à 4,0	3,5 à 4,0	3,5 à 4,0
	Cote après érosion (m NGF)	222,5-1,5 = 221,0	224,2-4,0= 220,4	222,5	230,4-4,0 = 226,4
Rocher SW	Cote toit rocher SW (m NGF)	221,0	219,2	222,5	222,9
	Epaisseur (m)	>7,5	>5,0	>6,8	>6,5
	Erosion maximale (m)	2,5 à 3,0	2,5 à 3,0	2,5 à 3,0	2,5 à 3,0
	Cote après érosion (m NGF)	221,0-3,0 = 218,0	220,4*	220,5-3,0=217,5	226,4*

Tableau 10 : Cote du rocher atteinte après érosion (Q10 000)

Sondages carottés		SC4	SC9	SC5	SC6
Cote tête sondage (m NGF)		228,4	228,2	228,0	231,4
Rocher MW à passées HW	Cote toit rocher MWWH (m NGF)	222,5	224,2	222,5	230,4
	Epaisseur (m)	1,5	5,0	0	7,5
	Erosion maximale (m)	3,5 à 4,0	3,5 à 4,0	3,5 à 4,0	3,5 à 4,0
	Cote après érosion (m NGF)	222,5-1,5 = 221,0	224,2-4,0= 220,4	222,5	230,4-4,0 = 226,4
Rocher SW	Cote toit rocher SW (m NGF)	221,0	219,2	222,5	222,9
	Epaisseur (m)	>7,5	>5,0	>6,8	>6,5
	Erosion maximale (m)	3,0 à 3,5	3,0 à 3,5	3,0 à 3,5	3,0 à 3,5
	Cote après érosion (m NGF)	221,0-3,5 = 217,5	220,4*	220,5-3,5=217,0	226,4*

Tableau 11 : Cote du rocher atteint après érosion (Q100 000)

Le signe * signifie que l'érosion n'atteint pas la frange SW.

Le point le plus défavorable correspond au point SC4 où il est estimé que l'érosion pourrait atteindre une cote de 217 à 217,5 m NGF pour une crue estimée de période de retour 100 000 ans avec une érosion du de la frange SW sur une profondeur de 3,5 m.

5 SYNTHÈSE ET CONCLUSION

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

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

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

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

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

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

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

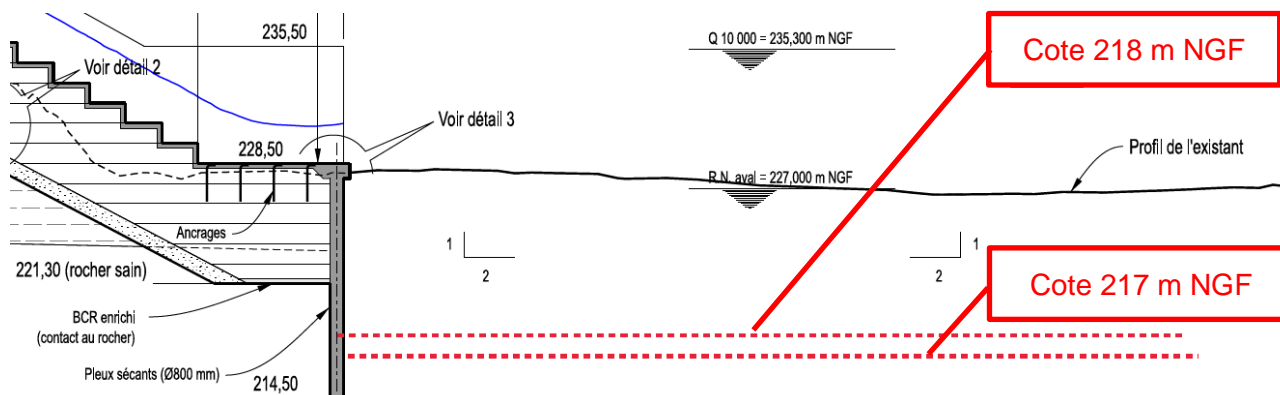


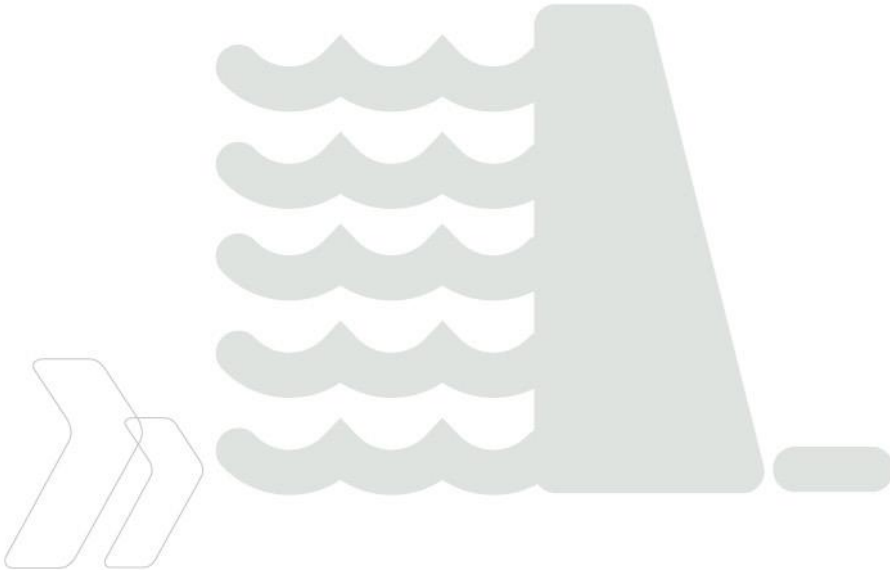
Figure 30 : Ecran en pieux sécants et cotes minimales de la fosse

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

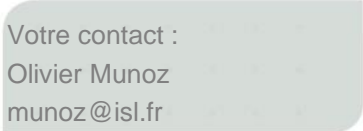
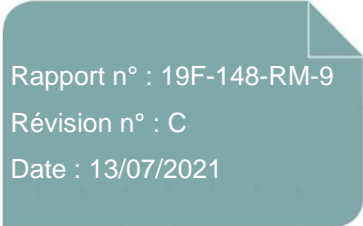
ANNEXE 12 DIAGNOSTIC DU MASQUE AMONT ACTUEL



Barrages



SECURISATION DES BARRAGES DE SAINTE CECILE
D'ANDORGE ET DES CAMBOUS
Diagnostic du masque du barrage de Sainte Cécile
d'Andorge



Rapport



ISL Ingénierie SAS - MONTPELLIER
65 rue Clément Ader
34170 - Castelnau-le-Lez
FRANCE
Tel. : +33.4.67.54.51.88
Fax : +33.4.67.54.52.05

www.isl.fr



Visa

Document verrouillé du 13/07/2021.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	08/03/2021	RTH	OMU	ASA	1ère édition
B	30/06/2021	RTH	OMU	ASA	Intégration des commentaires de l'AMO
C	13/07/2021	RTH	OMU	ASA	Intégration des commentaires de l'AMO

ASA : SALMI Akim

OMU : MUNOZ Olivier

RTH : THURIOT Romain

Rapport ISL
19F-148-RM-9
Revision C

<http://www.isl.fr/r.php?c=198308>



SOMMAIRE

1	PREAMBULE	1
1.1	CONTEXTE DE L'ETUDE	1
1.2	REFERENCE	1
2	DESCRIPTION DU MASQUE	2
2.1	CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DU MASQUE	2
2.2	MASQUE EN SECTION COURANTE	2
2.3	RACCORDEMENT A LA PLINTHE	5
2.4	RACCORDEMENT AU PARAPET	5
3	SYNTHESE DES TRAVAUX DE RENOVATION DE 1995	7
3.1	PREAMBULE	7
3.2	PHASE 1 : PREPARATION DU SUPPORT	8
3.3	PHASE 2 : REVETEMENT D'ETANCHEITE	11
4	DIAGNOSTIC VISUEL DU MASQUE	15
4.1	PREAMBULE	15
4.2	SYNTHESE DES INSPECTIONS VISUELLES	15
4.2.1	CLOQUES	17
4.2.2	FISSURES	19
4.2.3	FLUAGE DE LA COUCHE DE MATERIAU BITUMINEUX	21
4.2.4	TROUS	22
4.2.5	DEFORMATION PAR DEFAUT DE COMPACTAGE	22
4.2.6	DEFAUTS AU RACCORDEMENT AVEC LA PLINTHE	24
4.2.7	DESORDRES LIES AUX CHUTES DE BLOC ET AUX TRAVAUX DE RETRAIT DES EMBACLES.	26
5	ANALYSE DES ESSAIS REALISES SUR LE MASQUE	28
5.1	PREAMBULE	28
5.2	PRESENTATION DES CAMPAGNES D'ESSAIS	28
5.2.1	ESSAIS REALISES LORS DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION DU MASQUE INITIAL, EN 1966	28

5.2.2	ESSAIS REALISES DANS LE CADRE DU CONTROLE DU VIEILLISSEMENT DU MASQUE (1972 A 1992)	29
5.2.3	ESSAIS REALISES LORS DES TRAVAUX DE REFECTION DU MASQUE DE 1995	30
5.2.4	CAMPAGNE D'ESSAIS DE 2020	31
5.2.4.1	Sondages carottés	31
5.2.4.2	Essais de laboratoire sur carottes prélevées en 2020	38
5.2.4.3	Essais de laboratoire sur carottes prélevées en 1995	40
5.3	EPAISSEUR DES COUCHES	40
5.3.1.1	Couche A	41
5.3.1.2	Couche B	41
5.3.1.3	Couche C	42
5.4	CARACTERISTIQUES DES BITUMES	44
5.4.1	CLASSES DES BITUMES	44
5.4.1.1	Couche A	44
5.4.1.2	Couche B	46
5.4.1.3	Couche C	47
5.4.2	TENEUR EN BITUME	47
5.4.2.1	Couche A	48
5.4.2.2	Couche B	49
5.4.2.3	Couche C	49
5.4.3	ESSAIS FRAAS / ESSAIS RTFOT	49
5.5	CARACTERISTIQUES DES GRANULATS	51
5.5.1	GRANULOMETRIES	51
5.5.1.1	Couche A	52
5.5.1.2	Couche B	54
5.5.1.3	Couche C	55
5.5.2	QUALITE DES GRANULATS	55
5.6	COMPACITE DES COUCHES ET PERMEABILITE	56
5.6.1	COUCHE D'ETANCHEITE SUPERIEURE (COUCHE A)	57
5.6.2	COUCHE D'ETANCHEITE INFERIEURE (COUCHE B)	59
5.6.3	COUCHE SUPPORT (COUCHE C)	61
5.7	ANALYSES D'AMIANTE ET HAP	61
5.8	ADHERENCE DES COUCHES	62
6	ANALYSE DES DONNEES D'AUSCULTATION	64

7	SYNTHESE DES ANALYSES	67
7.1	PREAMBULE	67
7.2	COUCHE A	68
7.2.1	FONCTION ETANCHEITE	68
7.2.2	STABILITE	69
7.3	COUCHE B	70
7.3.1	FONCTION ETANCHEITE	70
7.3.2	STABILITE	71
8	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	72
8.1	AVIS SUR L'ETAT DU MASQUE	72
8.2	DISCUSSION SUR LA NECESSITE DE REMPLACER LE MASQUE	75
9	LES OPTIONS POUR UNE RENOVATION	76

TABLE DES ANNEXES

ANNEXE 1 PLAN DE SYNTHESE DES DESORDRES DE 2006 A 2018

ANNEXE 2 PLAN DE LOCALISATION DES DESORDRES (2020)

ANNEXE 3 TABLEAU DE SYNTHESE DES ESSAIS SUR CAROTTES

TABLE DES FIGURES

Figure 1 : Coupe-type des travaux de rénovation du masque en 1995	3
Figure 2 : traitement entre les bandes (ancien masque à gauche et masque rénové à droite)	4
Figure 3 : raccordement du masque à la plinthe	5
Figure 4 : réfection de la crête	6
Figure 5 : détail du mur anti-vague	6
Figure 6 : Etat du masque avant rénovation	7
Figure 7 : Analyse des anomalies du masque par profil radar	8
Figure 8 : Légende des désordres	16
Figure 9 : relevé des désordres de 2013 (cf ANNEXE 1)	16
Figure 10 : relevé des désordres de 2018 (cf ANNEXE 1)	17

Figure 11 : Localisation des cloques identifiées en 2018 _____	18
Figure 12 : Cloque ayant fait l'objet du sondage carotté SC3 en 2020 (source [4]) _____	19
Figure 13 : Localisation des fissures identifiées en 2018 _____	20
Figure 14 : défaut n°38 – fissures sur bande n°7 (profondeur 2cm, source [4]) _____	20
Figure 15 : Carotte SC5 prélevée au droit d'une zone de fissuration _____	21
Figure 16 : Localisation des zones de fluages identifiées en 2018 _____	21
Figure 17 : Localisation des trous identifiés en 2018 _____	22
Figure 18 : Cavités identifiées sur le masque _____	22
Figure 19 : Localisation des défauts de compactage identifiés en 2018 _____	23
Figure 20 : Exemple de défaut de compactage identifiés en 2018 _____	24
Figure 21 : Zones concernées par les défauts de raccordement _____	24
Figure 22 : Défauts au niveau du couvre-joint _____	25
Figure 23 : Désordre découvert lors de l'inspection en 2020 _____	26
Figure 24 : Bloc rocheux tombé sur le masque _____	27
Figure 25 : Désordres liées aux retraits des embâcles _____	27
Figure 26 : Carottages de contrôle réalisés en 1966 _____	28
Figure 27 : Vues des carottes prélevées en 1992 _____	30
Figure 28 : Echantillons prélevés lors des travaux de 1995, conservés _____	31
Figure 29 : Localisation des sondages réalisés en 2020 _____	31
Figure 30 : Epaisseur moyenne des couches _____	40
Figure 31 : Mesures d'épaisseur de la couche A (sur carottes) _____	41
Figure 32 : Mesures d'épaisseur de la couche B _____	42
Figure 33 : Mesures d'épaisseur de la couche C _____	43
Figure 34 : Evolution de l'élasticité du bitume de la couche A _____	45
Figure 35 : Evolution de l'élasticité du bitume de la couche B _____	46
Figure 36 : Fuseaux granulométriques recommandés par le CIGB pour les couches étanches (1) et drainantes (2) _____	51
Figure 37 : Granulométrie 2020 et granulométrie 1995 de la couche A _____	53
Figure 38 : Granulométrie 2020 -prélèvement 2020 et 1995 de la couche A _____	53
Figure 39 : Granulométries de la couche B _____	54
Figure 40 : Fuseau granulométrique de la couche C (source : revue TRAVAUX, septembre 1967) _____	55
Figure 41 : Défauts observés sur SC5 _____	56
Figure 42 : Porosité moyenne des couches _____	56
Figure 43 : % de vides de la couche A _____	57
Figure 44 : % de vides et perméabilité de la couche A _____	58

Figure 45 : Pourcentage de vides de la couche B _____	60
Figure 46 : % de vides et perméabilité de la couche B _____	60
Figure 47 : Pourcentage de vides de la couche C _____	61
Figure 48 : Carottes présentant un décollement des couches A et B _____	62
Figure 49 : Fluage et adhérence des couches A et B _____	63
Figure 50 : Débits de drainage ([5]) _____	64
Figure 51 : Masques de type A et B (source : Bulletin 114, CIGB) _____	73
Figure 52 : Mise en place de la couche drainante sur la couche d'étanchéité inférieure _____	74
Figure 53 : Mise en œuvre de la couche étanche supérieure sur la couche drainante _____	74
Figure 54 : Déchaussement du pied aval du barrage de Tokwé-Mukorsi (2014) _____	76

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Caractéristiques dimensionnelles du masque.....	2
Tableau 2 : Mesures des épaisseurs de carottes réalisées en avril 1995 (source : Annexe 2 du rapport [1])	10
Tableau 3 : Composition de l'enrobé clair étanche (nouvelle couche A).....	12
Tableau 4 : Résultats des contrôles	13
Tableau 5 : Résultats des essais contradictoires	14
Tableau 6 : Tableau de synthèse des essais réalisés en 1992.....	29
Tableau 7 : Essais réalisés en 2020 sur échantillon prélevé en 2020.....	39
Tableau 8 : Essais réalisés en 2020 sur échantillons prélevés en 1995	40
Tableau 9 : Teneur en bitume des différentes couches d'étanchéité	48
Tableau 10 : comparaison des compacité mesurées sur échantillons identiques en 1995 et 2020	59
Tableau 11 : Adhérence couche A/ couche B	62

1 PREAMBULE

1.1 CONTEXTE DE L'ETUDE

Le présent rapport s'inscrit dans le cadre du marché de la maîtrise d'œuvre de la sécurisation du complexe hydraulique formé par les barrages départementaux de Sainte-Cécile d'Andorge et des Cambous. Il constitue l'étude de diagnostic du masque ($DIAG_{masq}$).

Le barrage de Sainte-Cécile d'Andorge a été mis en eau en 1967. Dans le cadre de cette étude, il doit faire l'objet de travaux substantiels visant à augmenter sa capacité d'évacuation en crue. Le barrage comprend un masque qui a fait l'objet d'une rénovation complète en 1995 (soit 28 ans après la première mise en eau) avec un bitume clair particulier, ce qui constituait à l'époque une première mondiale et unique dont on ne dispose pas de retour d'expérience.

Ce masque rénové est âgé de 25 ans et est particulièrement exposé puisque hors d'eau en permanence sauf les 6 à 8 m inférieurs.

L'avant-projet de sécurisation du barrage de Sainte Cécile prévoit que la partie supérieure du masque devra être partiellement retirée dans le cadre des travaux et un nouveau revêtement sera à réaliser et à raccorder à l'ancien.

Les principaux défauts constatés dans le cadre du suivi pluriannuel sont des zones de fluages et des zones de fissuration. Néanmoins, depuis sa création, le remplissage de la retenue a été limité avec :

- une cote maximale de 253,3 NGF lors de la crue de 1977 soit environ 55 %¹ de la charge sur le masque pour la PHE définie dans le cadre du projet de confortement ;
- une cote maximale de 250,3 NGF depuis la rénovation (45 % de la charge).

Le REX ne permet donc pas de garantir la performance du masque.

Ces éléments ont conduit le maître d'ouvrage à engager un diagnostic complet du masque afin d'évaluer la pertinence d'une nouvelle rénovation à l'occasion des travaux prévus pour augmenter l'évacuation des crues. Le diagnostic doit déterminer le degré de vieillissement du masque, estimer sa durabilité résiduelle et vérifier s'il sera possible ou non de venir raccorder un nouveau masque sur l'ancien.

Ce diagnostic sera complété par un avant-projet de rénovation qui permettra d'éclairer le maître d'ouvrage sur les contraintes, les échéances et le budget à prévoir. Il lui appartiendra alors de décider si cette option doit venir se substituer au remplacement de la seule partie supérieure du masque tel que prévu dans le dossier de révision spéciale de 2015.

1.2 REFERENCE

- [1] Barrage de Sainte Cécile d'Andorge, travaux de réfection du masque d'étanchéité du parement amont, Rapport de Diagnostic (STUCKY-CEBTP, Août 1994).
- [2] Réfection du masque d'étanchéité du parement amont du barrage de Sainte Cécile d'Andorge, Projet définitif (STUCKY-CEBTP, 07 novembre 1994).
- [3] Barrage de Sainte Cécile d'Andorge, travaux de réfection du masque d'étanchéité du parement amont, Dossier des Ouvrages Exécutés (STUCKY / MALET, mars 1996).

¹ Cote min masque ~ 236,0 et nouvelle Cote PHE ~ 267,0

- [4] Projet de sécurisation du complexe hydraulique formé par les barrages de Sainte Cécile d'Andorge et des Cambous, Inspection visuelle du masque amont du barrage (BRLi, Janvier 2021-A)
- [5] Barrage de Sainte Cécile d'Andorge : rapport d'auscultation 2019-2020 (BRLi, novembre 2020)
- [6] Bulletin CIGB n°114 : Barrages en remblai avec masque en béton bitumineux, 1999

2 DESCRIPTION DU MASQUE

2.1 CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DU MASQUE

Les caractéristiques dimensionnelles du masque sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1 : Caractéristiques dimensionnelles du masque

Caractéristiques	
Surface totale	6 800 m ²
Fruit du masque	1,7H/1V
Longueur de raccordement sur le couronnement	152 m
Longueur de raccordement à plinthe et à la galerie périmétrale	210 m

2.2 MASQUE EN SECTION COURANTE

La figure suivante présente les couches constituant l'ancien masque et le masque rénové.

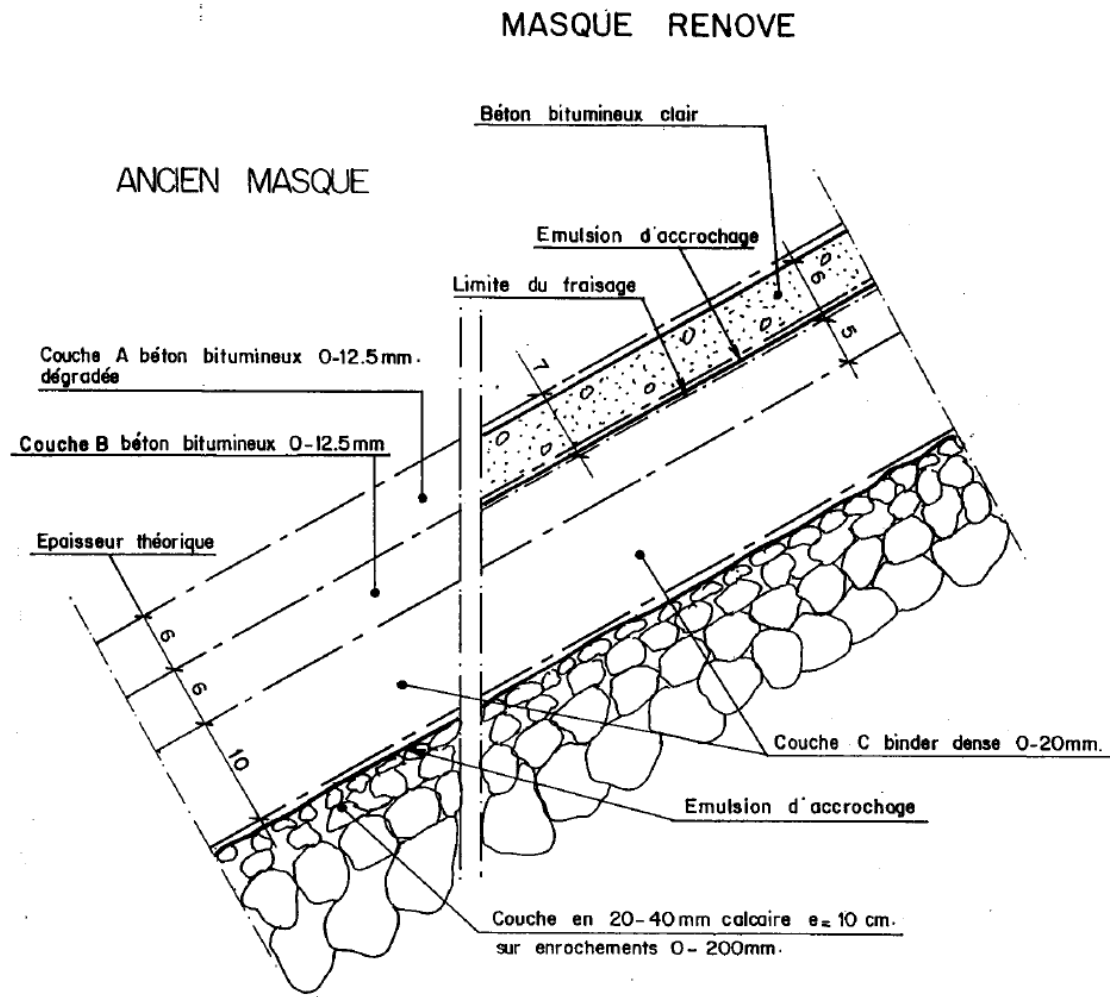


Figure 1 : Coupe-type des travaux de rénovation du masque en 1995

Le masque bitumineux originel était constitué de 3 couches, de l'intérieur vers la surface :

- la couche C de béton bitumineux support² de 10 cm d'épaisseur (enrobés 0/20 mm au dosage de 7,8 % de bitume),
- les deux couches A et B de béton bitumineux étanche de 6 cm d'épaisseur chacune (enrobés 0/12 mm au dosage de 8 % de bitume),
- un enduit de bitume et filler sur 3 mm d'épaisseur recouvert par 2 couches de peinture blanche en protection thermique entre la cote de retenue normale et la crête.

Ces couches reposaient sur, de l'intérieur vers la surface :

- une couche de 2 m d'épaisseur de petits enrochements drainants (granulométrie 5-200 mm) assurant la transition avec les enrochements du barrage,
- une couche de transition en matériaux concassés 20/40 mm sur une épaisseur 10 cm constituant le support d'accroche du masque, imprégné par un cut-back,

² Dans certains documents antérieurs, notamment l'EDD du barrage, la couche C a été qualifiée de couche drainante ce qui n'est pas compatible avec ses caractéristiques. On retiendra dorénavant l'appellation « couche support ».

La couche support assurait une transition entre la couche d'étanchéité et le remblai, et permettait de s'affranchir des irrégularités de la surface des remblais. Elle devait avoir suffisamment de vides pour libérer la vapeur d'eau emprisonnée lors de la mise en place de la couche d'étanchéité et lui assurer une bonne liaison et éviter la formation de cloques dans les parties hors d'eau (environ 80 % de la hauteur du barrage hors crue). Sa perméabilité devait permettre de limiter les écoulements dans le corps du remblai tout en s'assurant d'une augmentation de la perméabilité en allant de l'amont vers l'aval du barrage.

Suite aux dégradations du masque dues aux effets thermiques sur le parement, la couche supérieure A de 6 cm de béton bitumineux étanche a été remplacée en 1995 avec un enrobé de teinte claire. Le rapport de PROJET de réfection du masque [2] indique que cette teinte claire devait permettre une réduction de température au cœur de la couche de 5 à 10 °C en comparaison avec un bitume classique noir. Le graphique suivant présente les dispositions prévues pour l'ancien masque et pour le masque rénové et au droit des joints séparant les bandes verticales.

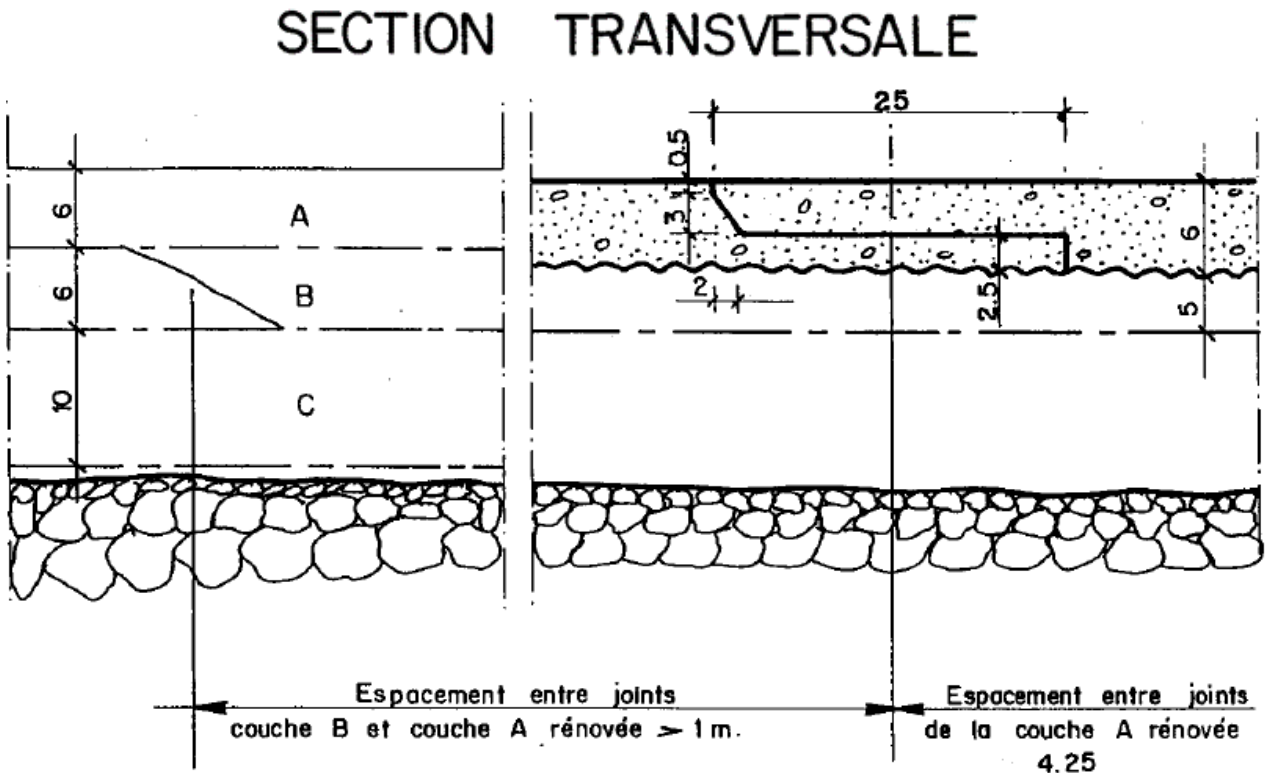


Figure 2 : traitement entre les bandes (ancien masque à gauche et masque rénové à droite)

La rénovation du masque a été réalisée par bande de 4,25 m de largeur. Les joints entre le nouveau et l'ancien masque sont décalés d'au moins un mètre.

2.3 RACCORDEMENT A LA PLINTHE

La figure suivante présente le raccordement à la plinthe.

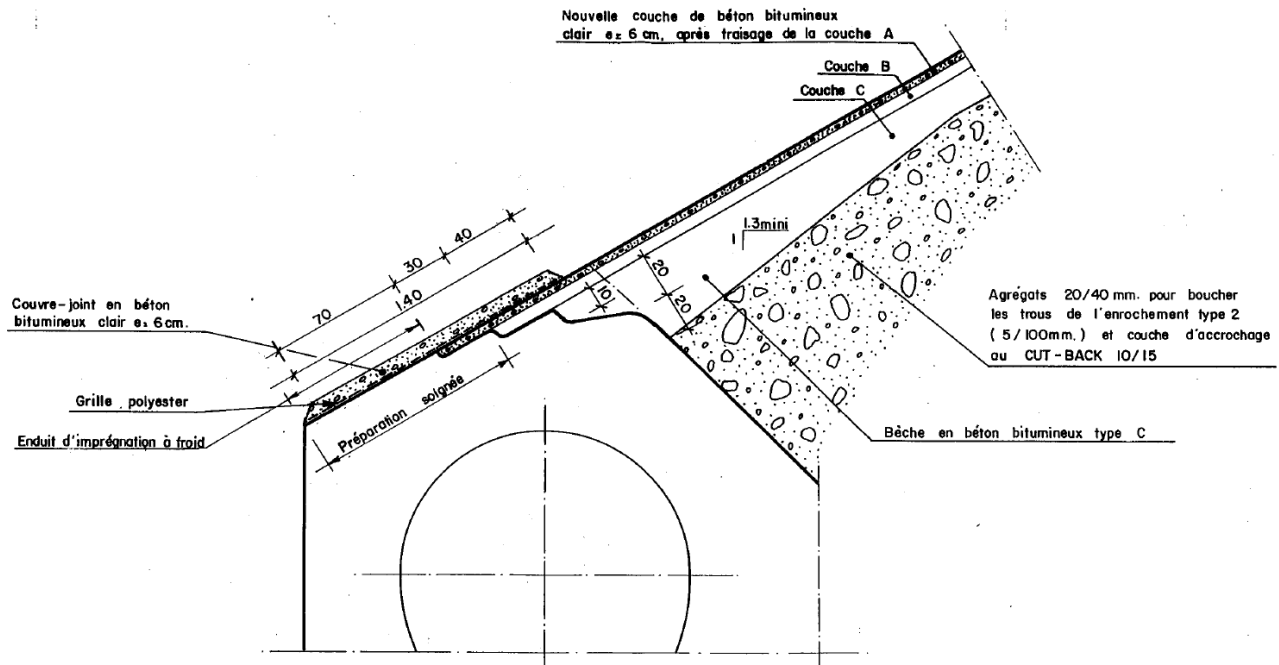


Figure 3 : raccordement du masque à la plinthe

En périphérie du masque, au raccordement de la plinthe, un couvre joint en béton bitumineux supplémentaire a été mis en œuvre sur une épaisseur de 6 cm selon les plans (un peu plus selon les observations). Il est identique à celui employé pour la rénovation du masque mais comprend un renforcement par une grille en polyester. Sur les parties en béton, un enduit d'imprégnation à froid a été mise en œuvre.

2.4 RACCORDEMENT AU PARAPET

Le couronnement, d'une largeur de 6 m, supporte une piste de service bordée de glissières de sécurité à l'aval et d'un muret anti-vague (ou parapet) à l'amont.

Le muret parapet a également été réalisé lors de la réfection du masque en 1995. Il est fondé sur une grave bitume soigneusement compactée (environ 0,3 m d'épaisseur selon la coupe ci-dessous). Le relevé d'étanchéité a été réalisé en insérant la nouvelle couche de béton bitumineux entre le muret en béton et sa fondation en grave bitume.

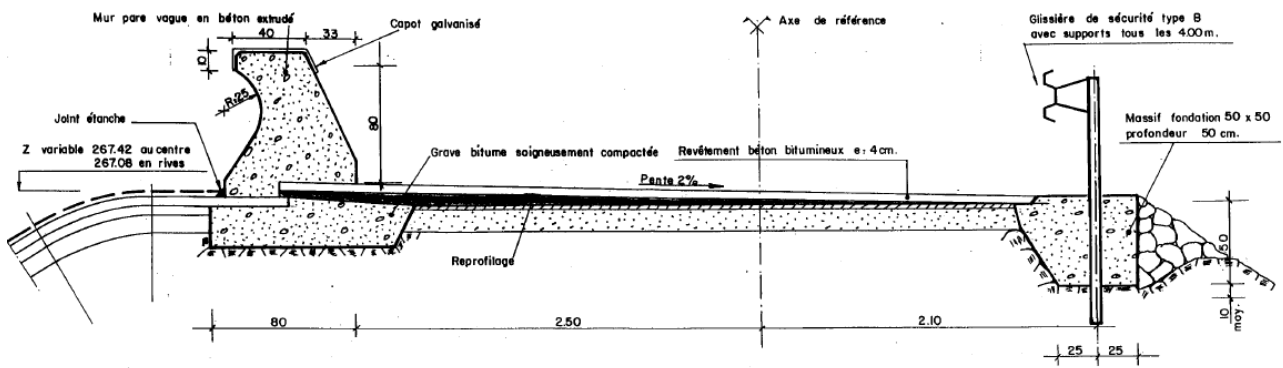


Figure 4 : réfection de la crête

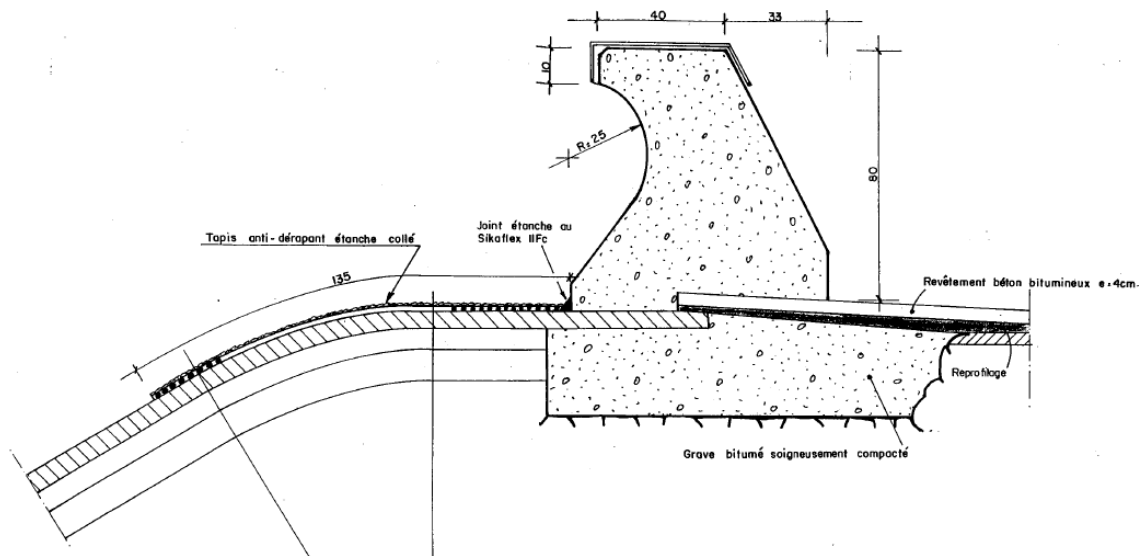


Figure 5 : détail du mur anti-vague

3 SYNTHÈSE DES TRAVAUX DE RENOVATION DE 1995

3.1 PREAMBULE

Les informations présentées dans ce paragraphe sont extraites du rapport de projet définitif [2] et du dossier des ouvrages exécutés [3]. Ils mentionnent les critères de décision qui ont conduit le maître d'ouvrage à lancer les travaux de rénovation du masque :

- La surface du masque qui se situe au-dessus de la retenue normale (242,0 NGF) et qui représente 80 % de sa surface était soumise depuis 27 ans (date de rédaction du rapport : 1994, date d'achèvement du barrage : 1967) à des conditions de vieillissement qualifiées « *d'extrêmement sévères* » ;
- Sa couche supérieure apparaissait fortement fissurée compromettant ainsi son étanchéité ; certaines des fissures traversaient la totalité de cette couche (au droit des joints entre bandes, fissures de traction au compactage) ;
- Des défauts de liaison entre les deux couches étanches avaient été relevés sur 3 à 5 % de la surface du masque (données issues de l'analyse des résultats de l'inspection par radar) ;
- Malgré les travaux d'entretiens réalisés, le phénomène avait été qualifié « d'irréversible » et l'état de dégradation du masque « d'inacceptable à court terme » ;
- De plus, le maître d'ouvrage envisageait une surélévation saisonnière de 8 à 10 m du plan d'eau pour accroître la capacité du barrage pour le soutien d'étiage.



Figure 6 : Etat du masque avant rénovation

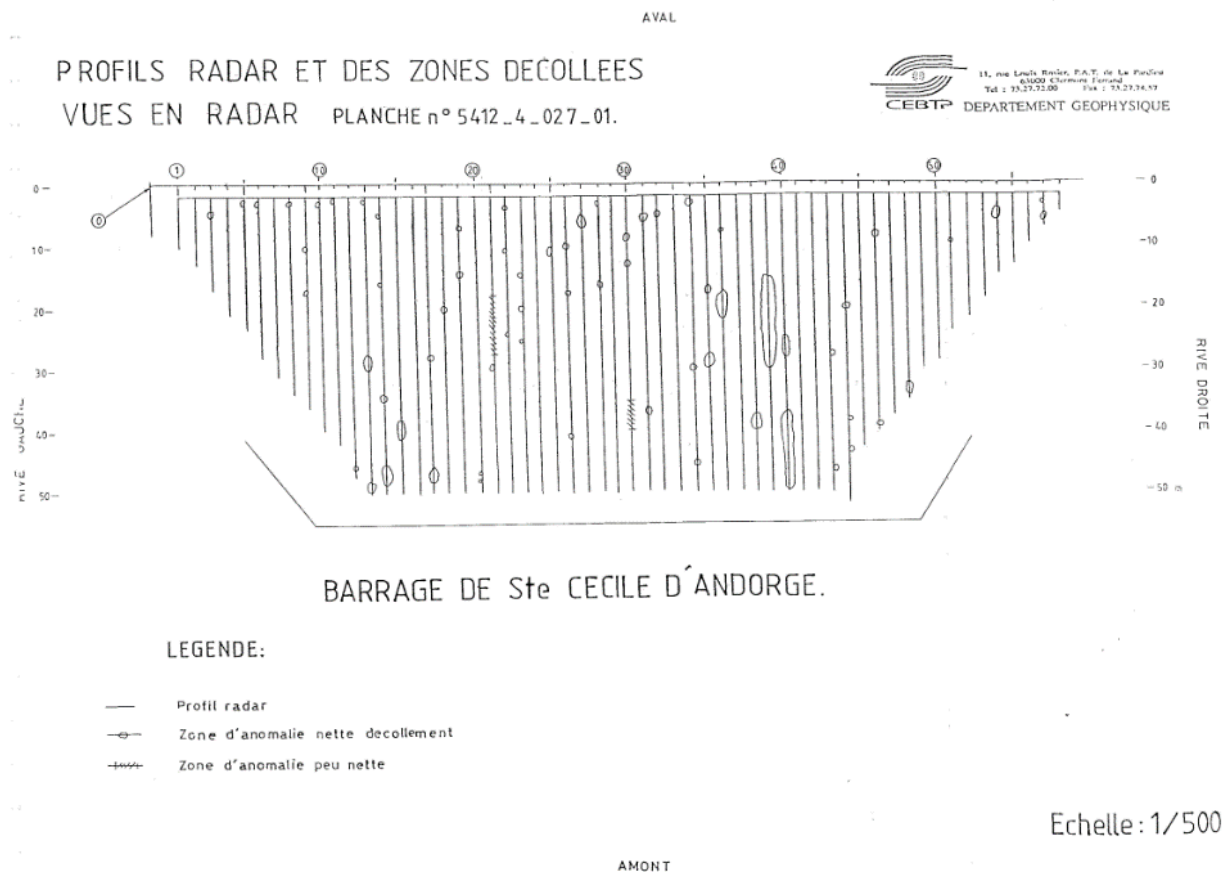


Figure 7 : Analyse des anomalies du masque par profil radar

Le rapport de PROJET proposait deux types d'étanchéité laissant l'appel d'offre des travaux ouvert à variantes : masque étanche en béton bitumineux ou DEG (dispositif d'étanchéité par géomembrane). Au terme de l'appel d'offre, le masque en béton bitumineux a été retenu pour des critères économiques et de durée de vie (à partir du REX de 1995, il a été considéré que la fiabilité à long terme du béton bitumineux était meilleure que celle d'un DEG).

Les travaux de rénovation de 1995 ont été réalisés en 2 phases :

- Phase 1 : préparation du support ;
- Phase 2 : mise en œuvre du revêtement d'étanchéité et aménagement du couronnement.

Les détails de chaque phase sont présentés dans les paragraphes suivants.

3.2 PHASE 1 : PREPARATION DU SUPPORT

Les travaux de phase 1 ont consisté en l'enlèvement de la couche supérieure A du masque initial qui avait subi des détériorations.

Pour des raisons de planning de remise en eau, le fraisage a été réalisé en deux temps : la partie inférieure en premier (jusqu'à la cote 248 NGF) puis la partie supérieure.

Un contrôle de l'épaisseur de fraisage (6 à 8 cm) a été réalisé tous les 5 m. Le rapport n'indique pas la nature des contrôles.

En fin de phase 1, afin de permettre une remise en eau en vue du soutien d'étiage, tous les défauts d'étanchéité ont été traités soit au mortier de résine Epoxy soit avec un mastic bitumineux.

Deux types de mortier ont été utilisés :

- Le mortier n°1 a été appliqué pour les comblements des hors profils et d'anciens trous de carottages mal rebouchés (50 % de résine Epoxy et 50 % de sable et gravette) ;
- Le mortier n°2 (50 % de résine Epoxy et 50 % de sable) a été appliqué pour le comblement des nouveaux trous de carottages et des fissures élargies.

Un mastic bitumineux (Tixophalte) a été appliqué sur :

- Les zones jugées poreuses ;
- Les zones en partie basse où la couche de support a été mise à nu ;
- Les enduits de rebouchage des carottes ;
- Les zones traitées de mortier de résine Epoxy ;
- Le joint périphérique entre la couche inférieure et la galerie périmétrale ;
- Le joint parallèle au couronnement.

L'application de chacun des produits été précédée par d'un lavage à l'eau et d'un nettoyage à l'air comprimé des surfaces.

Des carottes ont été effectuées dans le masque après l'enlèvement de la couche supérieure A. Les mesures effectuées sur ces carottes sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 2 : Mesures des épaisseurs de carottes réalisées en avril 1995 (source : Annexe 2 du rapport [3])

N ° CAROTTE	EPAISSEUR COUCHE SUPERIEURE A (CM)	EPAISSEUR COUCHE INFERIEURE B (CM)	EPAISSEUR BINDER C (CM)	LONGUEUR TOTALE CAROTTE (CM)	REMARQUES
95.a	-	3,0	8,0	-	Sondage destructif Réouverture carotte A enlevée B rabotée
95.b	-	-	8,0	-	Sondage destructif A et B enlevées C pas rabotée
95.c	-	Plus de 6	?	-	Sondage destructif. Le trou a été arrêté a 6 cm dans l'enrobé dense.
95.1	-	3,0	13,0	16,0	A enlevée B rabotée
95.2	-	8,2	19,8	28,0	A enlevée B pas rabotée
95.3	-	5,6	21,6	27,2	A enlevée B pas rabotée Pas d'adhérence entre B et C
95.4	-	3,3	10,4	13,7	A enlevée B rabotée
95.5	-	3,5	8,0	12,5	A enlevée B rabotée
95.6	-	1,4	7,0	8,4	A enlevée B rabotée
95.7				14	Carotte tombée dans l'eau.
95.8	-	-	13,5	13,5	A et B enlevées C pas rabotée
95.9	-	7,5	15,0	22,5	A enlevée-B rabotée- poreux; Mauvais con B/C
95.10	-	4,0	8,0	12,0	A enlevée B rabotée
95.11	-	2,5	10,5	13,0	A enlevée B rabotée
95.12	-	5,0	10,0	15,0	A enlevée B rabotée B et C poreux
95.13	-	5,0	10,0	15,0	A enlevée B rabotée
95.14	-	6,5	12,5	19,0	A enlevée B rabotée C poreux
95.15	-	2,0	13,0	15,0	A enlevée B rabotée Vide entre B et C
95.16	-	2,0	12,0	14,0	A enlevée B abîmée C pas rabotée
95.17	-	2,0	12,0	14,0	A enlevée B rabotée Binder fissuré Cloque entre B et C

L'examen des mesures montrent que :

- Pour la couche d'étanchéité B :
 - ◆ sur 2 carottes, elle semble avoir été entièrement rabotée ;
 - ◆ Sur 10 carottes, l'épaisseur a été réduite à seulement 1,4 à 4 cm (au lieu de 6 cm) ;
- Pour la couche support C : une épaisseur de 8 à 28 cm pour une valeur théorique de 10 cm.

Le rapport de PROJET de rénovation du masque [2] indique une épaisseur moyenne de fraisage de 7 cm sur l'ensemble du masque (entre 6 cm au niveau de flash et 8 cm au niveau des bosses). Dans les zones où la couche C a été mise à nu, une couche de Tixophalte de 3 mm a été mise en œuvre en vue de la remise en eau (soit sur 7,7 m²).

Les travaux de phase 1 se sont terminés le 3 mai 1995.

Suite aux traitements, une remise en eau de la retenue a été opérée pour le soutien d'étiage. Un examen des débits de fuites a été réalisé et a permis d'établir que ces débits n'ont pas augmenté suite aux travaux de la phase 1.

Cet examen a cependant été réalisé avec une retenue à son niveau normal d'exploitation (242,0 NGF) représentant environ 20 % de la charge maximale.

3.3 PHASE 2 : REVETEMENT D'ETANCHEITE

Les travaux de phase 2 ont été réalisés entre le 7 et le 31 août 1995 (soit moins d'un mois).

Une bande d'un mètre au contact du couronnement a été fraisée au début de la phase 2.

La surface totale du revêtement d'étanchéité était de 6 800 m².

La mise en œuvre de la nouvelle couche A (enrobé clair étanche) a été précédée d'un nettoyage à l'eau sous haute pression et à l'air comprimé puis d'un traitement à l'avancement par une émulsion d'accrochage à raison de 0,3 kg/m². La composition de l'émulsion utilisée n'est pas disponible dans le Dossier des Ouvrages Exécutés des travaux de 1995.

La formule retenue pour la nouvelle couche A est précisée dans le tableau suivant.

Tableau 3 : Composition de l'enrobé clair étanche (nouvelle couche A)

Matériau	Provenance	%
0/2 F	Carrière JOFFRE	43
2/6 C	Carrière JOFFRE	15
6/10 C	Carrière JOFFRE	26
0/3.15 R	Carrière REDLAND	10
Filler	Prodical	5
Oxyde de titane RV2		1
Bitume Mexphalte C		8,1

L'enrobé était produit dans une centrale à enrobé mobile situé à 17 km du barrage, transporté par camion sur le couronnement puis déversé dans une benne calorifugée. Cette benne alimentait une navette qui permettait d'alimenter la trémie du finisseur.

La table vibrante du finisseur faisait 4,5 m de largeur et une pièce spéciale permettait d'obtenir un recouvrement de 25 cm entre deux bandes adjacentes. La liaison étant satisfaisante, il a été décidé temporairement de ne pas appliquer l'enduit d'étanchéité prévu sur ces joints. Les joints de la nouvelle couche ont été décalés par rapport à ceux de l'ancienne.

Les triangles des bas des bandes en rives ainsi que les trois dernières bandes en rive gauche ont été mis en œuvre à la main. Ces zones sont potentiellement plus faibles car la mise en œuvre manuelle, si elle n'a pas été faite avec des moyens suffisants, peut prendre plus de temps que celle avec le finisseur. Ce laps de temps peut conduire à tomber en dessous de 100 °C avant le compactage et compromettre ainsi la fermeture de la couche. C'est le cas aussi pour les couvre joint.

Le compactage a été réalisé par deux cylindres lisses non vibrant de 0,5 et 1 tonne.

Les températures des enrobés bitumineux ont été d'environ 170 °C en sortie de centrale et descendaient à 100 °C sur le parement après compactage.

Durant et après la mise en œuvre du revêtement, l'Entreprise a réalisé 50 carottages. Les essais de perméabilité réalisés sur le chantier par l'Entreprise et par le CEMETE à Aix en Provence ont donné une perméabilité inférieure à 10^{-10} m/s sous une charge de 0,5 bar pour la majorité des échantillons du masque. Les épaisseurs des échantillons testés vont de 60 à 140 mm sans précision ni sur le type d'essai réalisé ni la couche testée. Les couches testées sont A et B. leur position est donnée dans le tableau suivant.

Les essais de perméabilité effectués sur le couvre joint montre une étanchéité moindre (10^{-5} à 10^{-7} m/s).

Les résultats des essais de contrôle en laboratoire sont présentés dans les tableaux ci-dessous. Dans les tableaux suivants :

- CJ correspond au couvre joint
- J aux joints
- Les « triangle correspondent » au fermeture des bandes au droit de la plinthe.

Tableau 4 : Résultats des contrôles

Date mise en oeuvre	IDENTIFICATION			RESULTATS DES CONTROLES				Observations
	n° carottes	n° bandes	Position (m)	Epaisseur (mm)	Compacité %	Densité	K (m/s)	
02/08/1995	1	TRIANGLE	3,70	60	97,0	2,309	ETANCHE	
"	2	0	7,20	90	96,0	2,285	ETANCHE	
"	3	1	13,10	110	95,6	2,271	ETANCHE	
"	4	2 et 3	11,60	60	96,7	2,302	ETANCHE	JOINT FROID
"	5	3	13,75	68	96,9	2,306	ETANCHE	
04/08/1995	J3 et 4	3 et 4	13,55	56	97,3	2,315	ETANCHE	JOINT FROID
"	6	4	22,30	77	96,9	2,307	ETANCHE	
"	7	5	31,50	54	97,2	2,313	ETANCHE	
08/08/1995	J5 et 6	5 et 6	13,55	60	97,4	2,317	ETANCHE	JOINT FROID
"	8	6	35,55	70	97,7	2,326	ETANCHE	
"	9	7	52,85	85	97,6	2,322	ETANCHE	
09/08/1995	J7 et 8	7 et 8	56,15	70	96,4	2,295	ETANCHE	JOINT FROID
"	10	8	48,85	60	96,9	2,306	ETANCHE	
"	11	9	49,80	70	97,2	2,314	ETANCHE	
"	12	10	48,63	80	97,4	2,317	ETANCHE	
"	C/C	10	48,63	85	96,6	2,299	ETANCHE	CAROTTE SUR CAROTTE
"	13	11	49,67	60	97,6	2,322	ETANCHE	
"	14	12	46,60	69	97,4	2,319	ETANCHE	
"	CROSSE	12	1,10	90	96,7	2,302	ETANCHE	CROSSE
10/08/1995	15	12 et 13	19,60	55	97,8	2,328	ETANCHE	
"	16	13	39,65	60	97,5	2,321	ETANCHE	
"	17	14	46,30	56	97,8	2,329	ETANCHE	
"	18	15	46,80	90	98,0	2,332	ETANCHE	
"	19	16	46,10	56	97,9	2,330	ETANCHE	
"	20	17	47,03	57	97,9	2,330	ETANCHE	
"	21	18	46,20	70	97,4	2,319	ETANCHE	
11/08/1995	J18 / 19	18 et 19	21,10	62	97,5	2,321	ETANCHE	JOINT FROID
"	22	19	46,80	58	97,9	2,331	ETANCHE	
"	23	20	46,00	72	97,4	2,319	ETANCHE	
"	24	21	46,55	59	98,2	2,336	ETANCHE	
24/08/1995	CJ21	21	1,20	140	97,6	2,322	ETANCHE	COUVRE JOINT
11/08/1995	25	22	45,20	70	97,5	2,320	ETANCHE	
16/08/1995	J22/23	22 et 23	44,70	70	97,8	2,327	ETANCHE	JOINT FROID
"	26	23	43,55	70	97,2	2,314	ETANCHE	
"	27	24	45,50	70	98,0	2,330	ETANCHE	
"	28	25	43,40	62	96,9	2,307	ETANCHE	
"	29	26	39,40	75	97,5	2,320	ETANCHE	
17/08/1995	30	27	33,90	70	97,2	2,313	ETANCHE	
"	31	28	28,10	80	97,3	2,316	ETANCHE	
"	32	29	25,15	80	97,8	2,328	ETANCHE	
18/08/1995	33	30	19,05	60	96,9	2,306	ETANCHE	
23/08/1995	CJ30	30	20,90	120	96,8	2,305	ETANCHE	COUVRE JOINT
21/08/1995	J30/31	30 et 31	12,60	70	97,3	2,315	ETANCHE	JOINT FROID
"	34	31	10,07	70	97,0	2,308	ETANCHE	
"	35	32	10,05	68	97,0	2,308	ETANCHE	
MOYENNE				74,6	97,5	2,321		

Tableau 5 : Résultats des essais contradictoires³

LABORATOIRE MALET
Agrément RNE : N°93-03

ESSAIS CONTRADICTOIRES

RECAPITULATIFS DES MESURES DE COMPACITE ET DE PERMEABILITE

Rep. Carotte	Rep. Plan <i>OS #</i>	COMPACITES			PERMEABILITE (Sous pression de 0,5 bars)	
		Compacité Chantier	Labo MALET	CEMETE	Labo MALET	CEMETE
12	15	97,4	97,3		Etanche	
35	45	97	97,2		Etanche	
J 18.19	27	97,5	96,2		Etanche	
J 30.31	43	97,3	95,3		Etanche	
9	11	97,6	95,6		Etanche	
33	41	96,9	95,6		Etanche	Contradictoirement en présence de la DDE et du bureau d'études Stucky
J 7.8	12	96,4	96,9		Etanche	
CJ 30	42	96,8		92,7	1,4810 ⁻⁶	2,8 10 ⁻⁶
CJ 47			91,8		2,1510 ⁻⁶	Contradictoirement en présence de la DDE et du bureau d'études Stucky
CJ 48			91,7		3,08 10 ⁻⁶	
CJ 49			93,5		7,12 10 ⁻⁷	
CJ 50			92,5		2,42 10 ⁻⁵	
CJ 51			89,5		3,67 10 ⁻⁵	
Tapis 47			94,4		Etanche	
Tapis 50			98,3		Etanche	
Crosse	47	96,7		95,2		Etanche
CJ 46				95,9		Etanche
Tapis 46				92,4		3,9 10 ⁻⁵
CJ 21	31	97,6		92,7		2,9 10 ⁻⁵
J				97,4		Etanche
34	44	91		95,4		Etanche

Après exécution du masque, le raccordement avec les ouvrages de pied et de rives a été renforcé par une couvre joint comprenant :

- La mise en place d'une grille polyester pour armer ce couvre joint ;
- Le répandage d'un produit d'accrochage béton / enrobé (Cariphalte CP) ;
- La mise en œuvre et le compactage d'une couche de 6 cm de béton bitumineux de 70 cm de part et d'autre du joint pour une surface totale de 305 m².

A noter que le rapport de PROJET [2] prévoyait le sablage des parties en béton, disposition qui ne semble pas avoir été réalisée.

Du fait de problèmes à la mise en œuvre (température et compactage), ce couvre joint s'est avéré trop perméable et il a été recouvert d'un enduit d'étanchéité l'été suivant (1996), une fois la retenue vidangée.

Des travaux d'aménagement du couronnement ont été réalisés par la suite. Ils ont consisté en l'installation du mur pare-vague, la reprise de la chaussée, l'aménagement d'une plateforme en rive gauche et l'installation d'un portail.

³ Légende : CJ 47 = carotte réalisée sur le couvre joint ; J 18.19 = carotte réalisée sur un joint entre deux bandes de béton bitumineux

4 DIAGNOSTIC VISUEL DU MASQUE

4.1 PREAMBULE

Les informations contenues dans cette section sont issues :

- du plan de synthèse des désordres de 2006 à 2018 (ANNEXE 1) ;
- du rapport d'inspection visuelle de 2020 [4].

Ce dernier rapport précise que le suivi des défauts du masque est inscrit dans le document d'organisation du barrage depuis janvier 2012, avec une périodicité quinquennale.

4.2 SYNTHÈSE DES INSPECTIONS VISUELLES

Les principaux défauts identifiés sont les suivants :

- des cloques de dimension pouvant aller jusqu'à 60 cm,
- des fissures du masque, des couvre-joints, et du parapet,
- des trous,
- des défauts de compactage,
- des défauts d'étanchéité au raccordement de la plinthe,
- des désordres liés à des chutes de blocs sur le masque ou liés aux travaux effectués à sa proximité (retrait des embâcles).

Un extrait des relevés des désordres des années 2013 (ETC) et 2018 est présenté ci-dessous. Les relevés sont présentés en ANNEXE 1. A noter, la plinthe y est positionnée de manière schématique. Chaque désordre est décrit dans les paragraphes suivants.

Les évolutions restent mineures. On notera surtout :

- Défaut n°16 (cloque) : le diamètre est passé de 30cm à 60cm (cf carottage SC3);
- Les profondeurs et ouvertures de fissures repérées durant le relevé visuel restent dans leur grande majorité dans les mêmes ordres de grandeur qu'en 2013. Seuls les défauts n°33 et 38 semblent avoir très légèrement évolués à la hausse (profondeur passant de 1.50 à 2cm);
- Fluage : aucune évolution n'est apparente (cf étude de la cocarde n°186) ;
- Défauts d'étanchéité (décollement au niveau des doucines et mur de couronnement) : légère aggravation (ouverture un peu plus marquée).

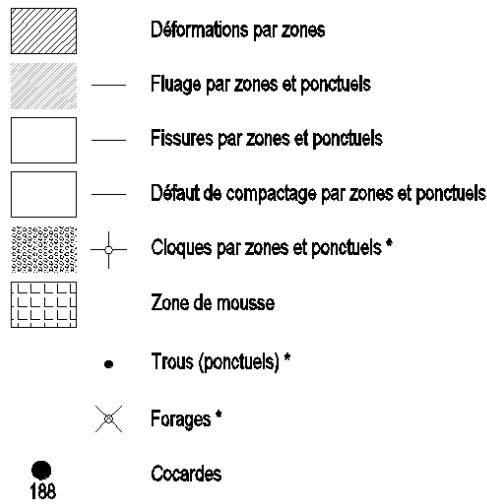


Figure 8 : Légende des désordres

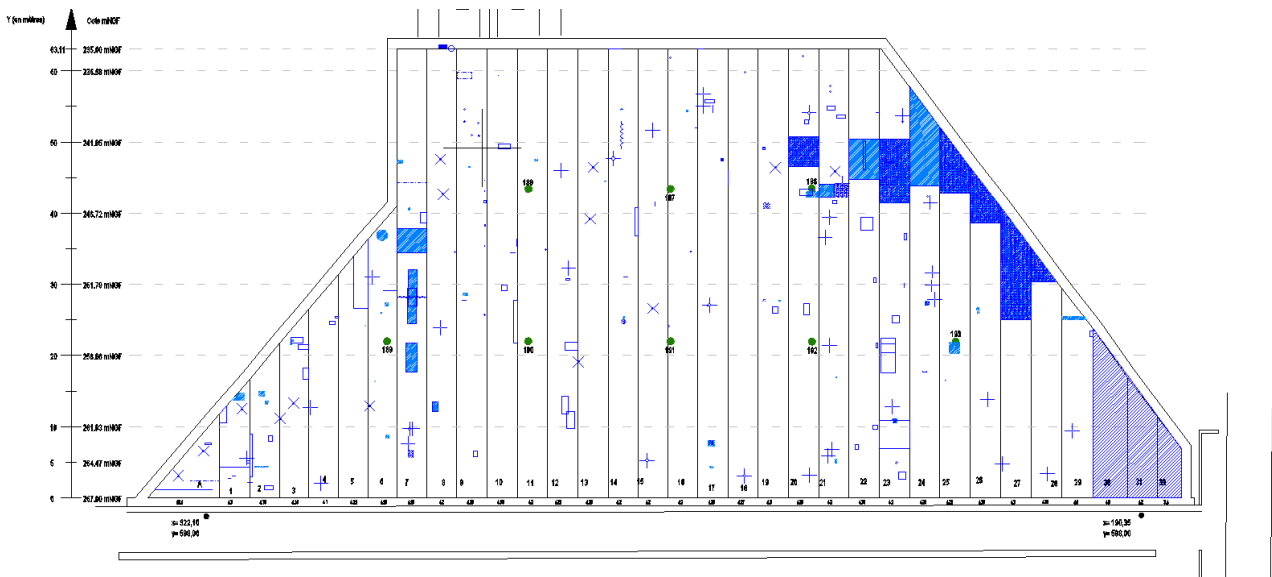


Figure 9 : relevé des désordres de 2013 (cf ANNEXE 1)

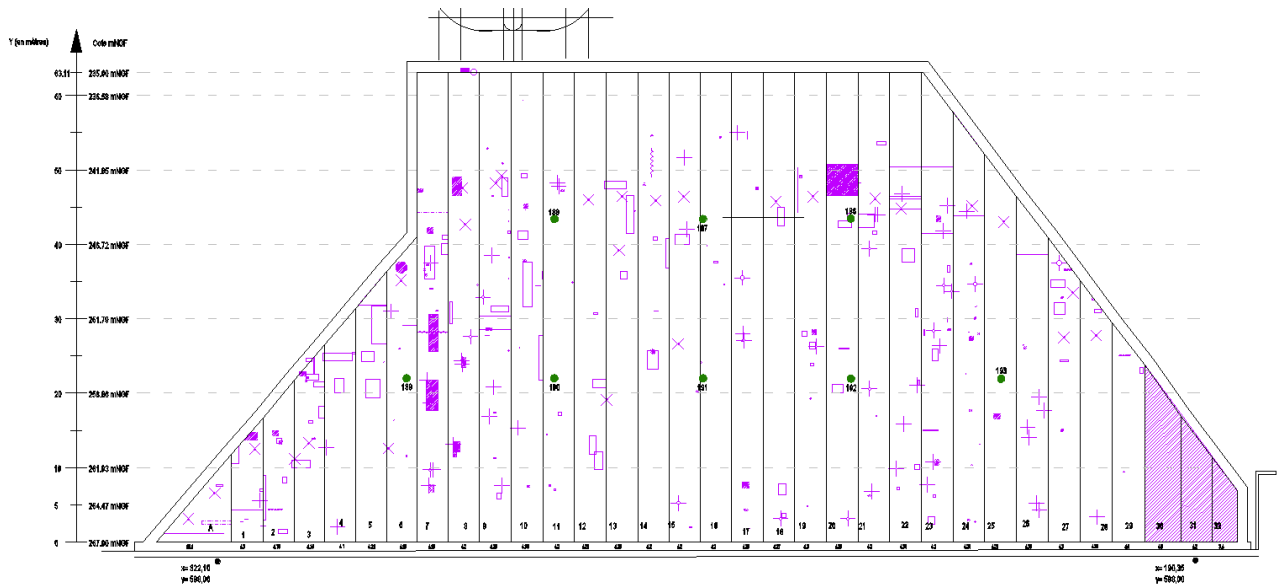


Figure 10 : relevé des désordres de 2018 (cf ANNEXE 1)

Avec le temps, l'exploitant a accru son expertise du masque et relève davantage de petits désordres qu'il ne relevait pas en 2013. Cette exhaustivité peut d'ailleurs expliquer cette impression d'aggravation du nombre de défauts.

4.2.1 CLOQUES

La localisation des cloques identifiées en 2018 est présentée sur le plan suivant.

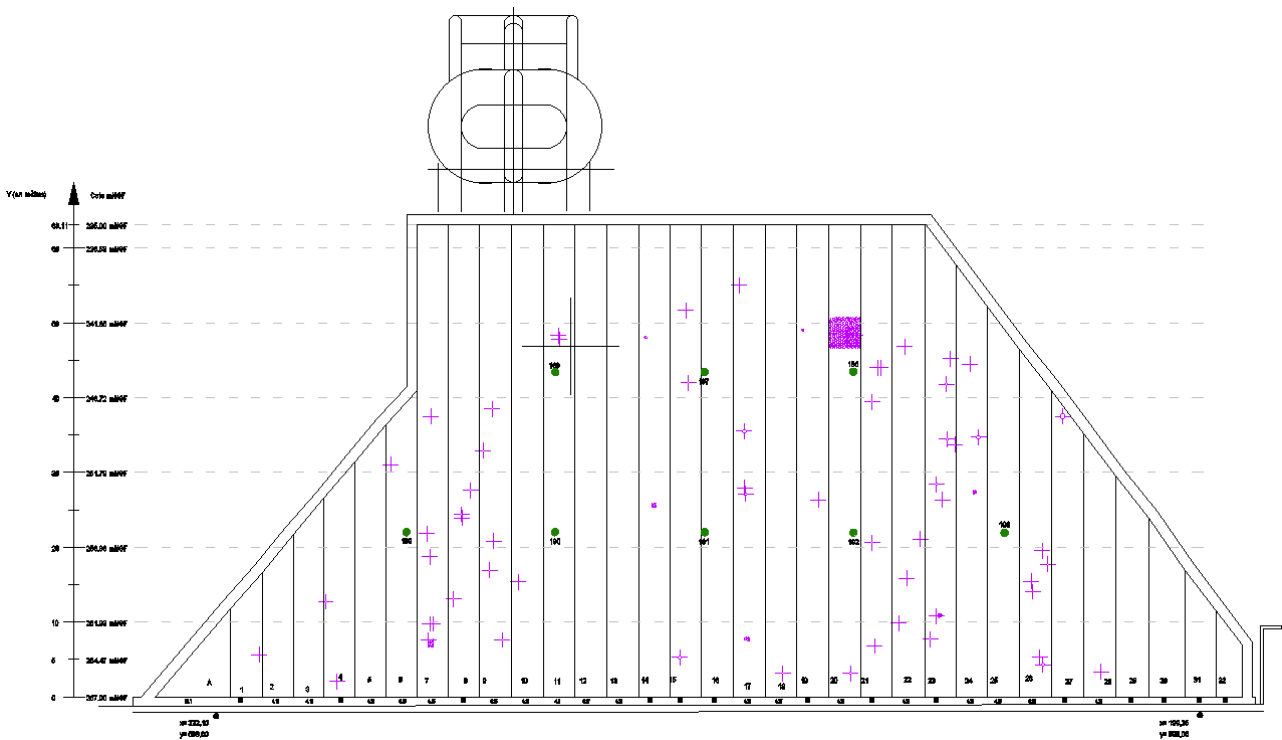


Figure 11 : Localisation des cloques identifiées en 2018

Les cloques sont des gonflements ponctuels du masque, de géométrie circulaire. En 2013, le diamètre de la cloque la plus importante relevée était de 0,3 m. En 2018, le cloque la plus importante présentait un diamètre d'environ 0,6 m et avec une épaisseur d'environ 4 cm. Elle a fait l'objet d'un sondage carotté.



Figure 12 : Cloque ayant fait l'objet du sondage carotté SC3 en 2020 (source [4])

La figure ci-dessus permet de visualiser la couche A (bitume clair) et la couche B (bitume foncé) ainsi que le vide les séparant.

4.2.2 FISSURES

La localisation des fissures identifiées en 2018 est présentée sur le plan suivant.

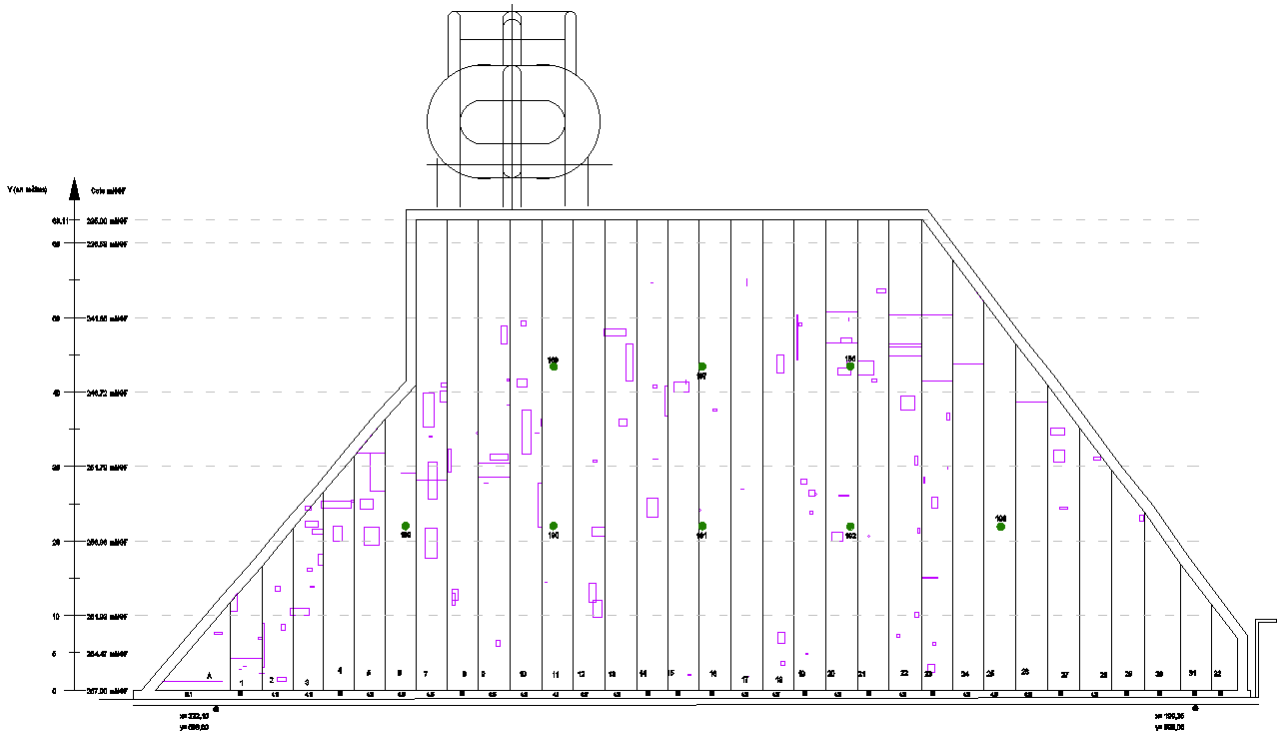


Figure 13 : Localisation des fissures identifiées en 2018

Le rapport d'inspection [4] indique que la majorité des fissures identifiées sont superficielles. Plusieurs types de fissures sont à distinguer :

- les fissures superficielles, de largeur et de profondeur faible (millimétriques),
- les fissures dont les profondeurs peuvent atteindre 1 cm et les ouvertures 4 mm,
- les fissures longues, pouvant atteindre 3 m longueur avec de faibles profondeurs et largeurs,
- les fissures plus profondes pouvant atteindre au maximum 2 cm de profondeur.



Figure 14 : défaut n°38 – fissures sur bande n°7 (profondeur 2 cm, source [4])

Le sondage SC5, réalisé en 2020 au droit d'une zone de fluage/fissuration, montre toutefois que la fissuration peut s'étendre sur toute l'épaisseur de la couche.



Figure 15 : Carotte SC5 prélevée au droit d'une zone de fissuration

Le rapport d'inspection de 2020 [4] indique que la tenue dans le temps des réparations des fissures au Tixophalte n'est pas garantie. Ce matériau se durcit sous l'influence probable des effets thermiques, avec des décollements et des fissurations visibles sur une grande majorité des réparations.

Il est constaté peu d'évolution entre 2013 et 2020, seules deux fissures semblent avoir évolué depuis passant de 1,50 à 2,00 m.

4.2.3 FLUAGE DE LA COUCHE DE MATERIAU BITUMINEUX

La localisation des zones de fluage identifiées en 2018 est présentée sur le plan suivant.

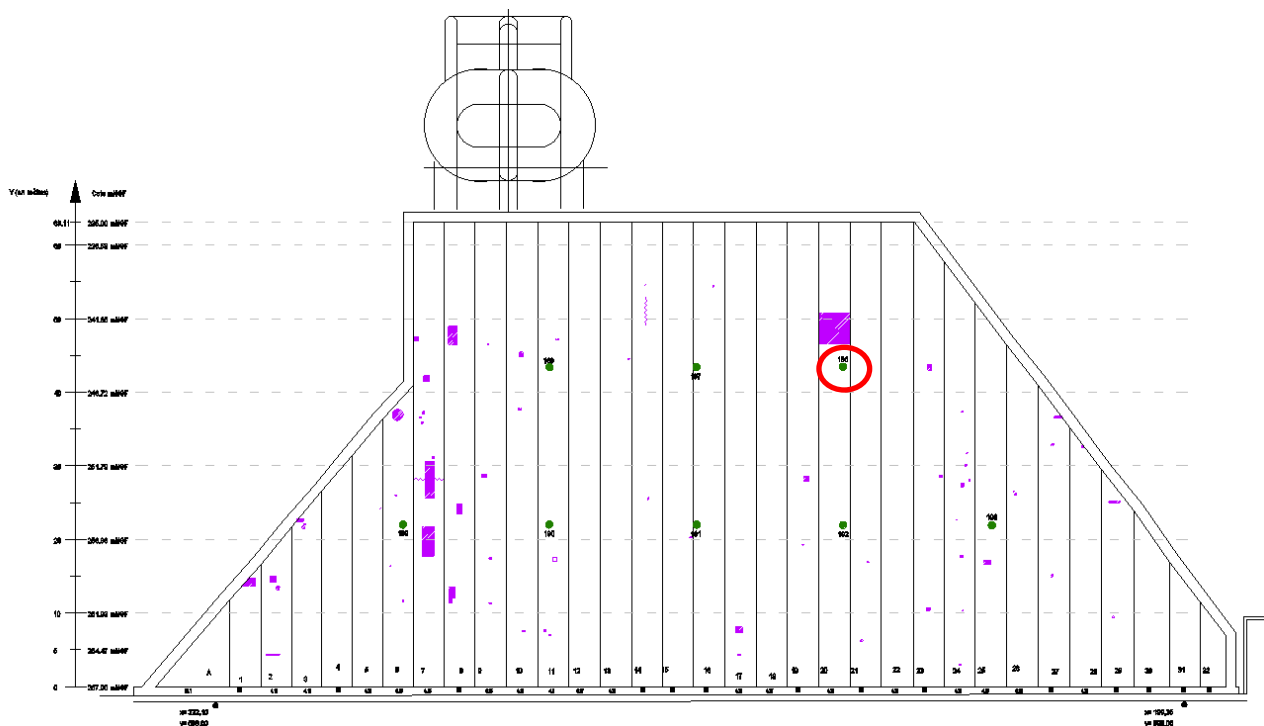


Figure 16 : Localisation des zones de fluages identifiées en 2018

Ce défaut se caractérise par le déplacement localisé du matériau. Il est visible notamment par le suivi topographique, la cocarde 186 (entourée en rouge ci-dessus) présente régulièrement des déplacements vers le bas et vers l'amont.

4.2.4 TROUS

La localisation des trous identifiés en 2018 est présentée sur le plan suivant.

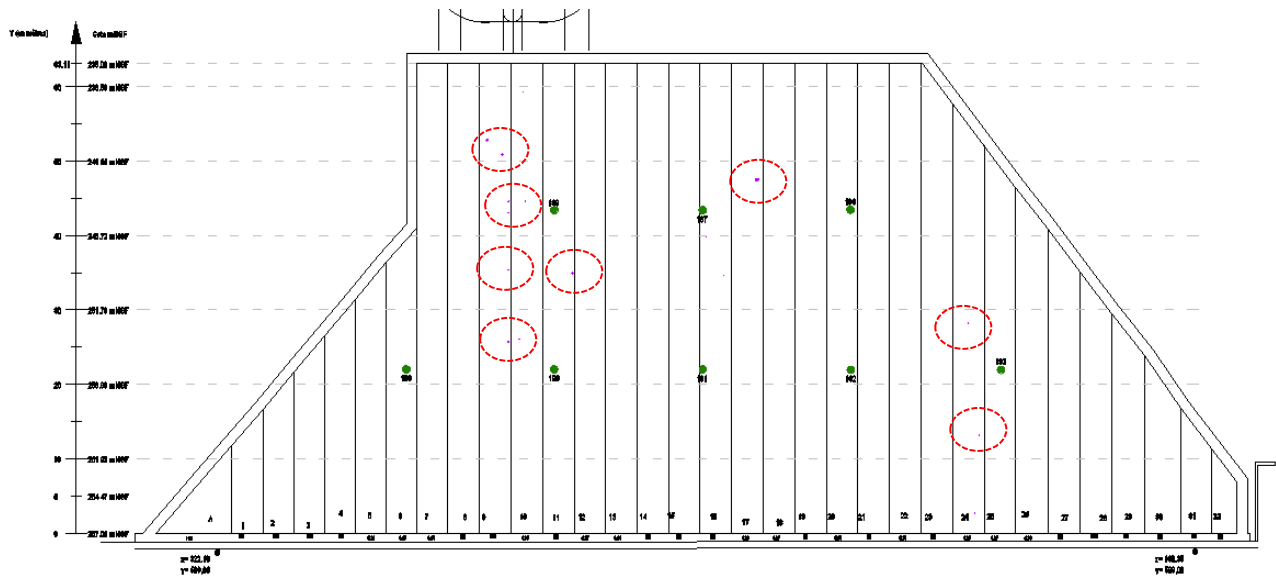


Figure 17 : Localisation des trous identifiés en 2018

Des petites cavités ont été identifiées sur le masque du barrage lors des différentes inspections. En 2013, celles-ci étaient humides. Elles n'ont pas évolué au fil des ans.



Figure 18 : Cavités identifiées sur le masque

4.2.5 DEFORMATION PAR DEFAUT DE COMPACTAGE

La localisation des défauts de compactage identifiés en 2018 est présentée sur le plan suivant.

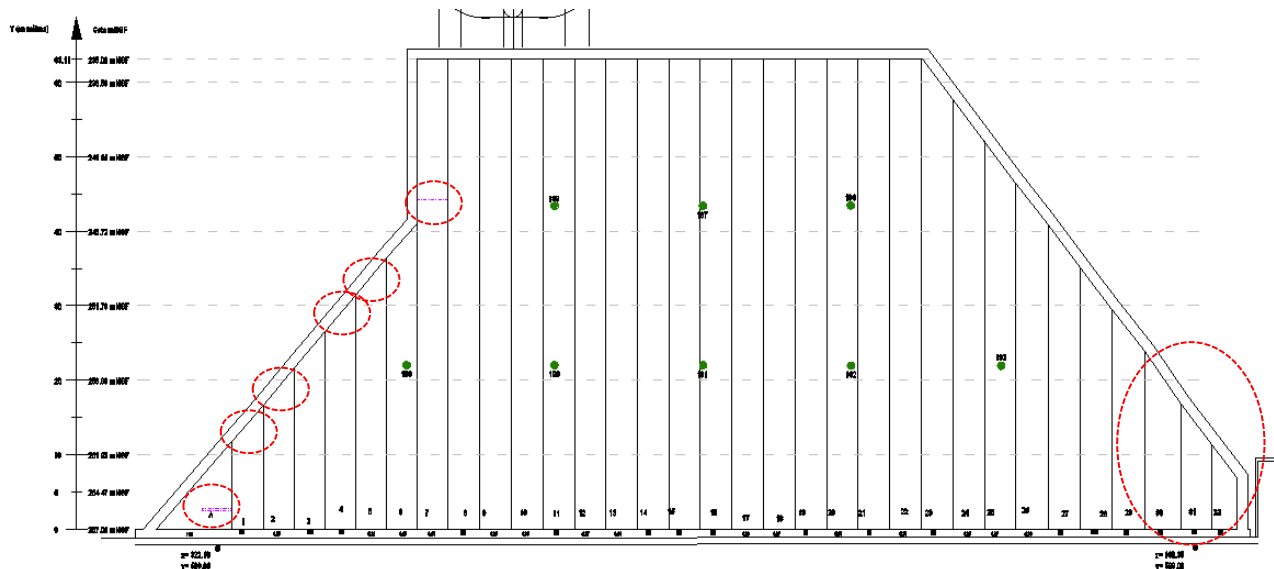


Figure 19 : Localisation des défauts de compactage identifiés en 2018

Ces défauts identifiés visuellement affectent principalement les bandes 1, 2, 4 et 5 en rive droite, dans les triangles formés avec la galerie périmétrale ainsi que les trois dernières bandes en rive gauche.

Le DOE des travaux de 1995 [1] indique que tous les triangles de bas de bande ainsi que les trois dernières en rive gauche ont été mis en œuvre à la main.

Ces zones n'ont donc pas bénéficié du pré-compactage de la table vibrante du finisseur. Ils ont tout de même été compactés par des cylindres lisses non vibrants de 0,5 et 1 tonne mais c'est principalement la mise en œuvre manuelle qui explique la qualité moindre des triangles. Elle demande en effet beaucoup plus de temps qu'avec le finisseur. Si les équipes ne sont pas renforcées pour réaliser ces raccords et si elles brassent le béton bitumineux avec des râteliers par exemple (ce qui est normalement proscrit mais que l'on voit classiquement sur les chantiers et sur une des photos dans l'annexe 8 page 6 du DOE), ce dernier refroidit trop pour être compacté aussi efficacement qu'avec le finisseur. Il en résulte des compacités plus faibles



Figure 20 : Exemple de défaut de compactage identifiés en 2018

4.2.6 DEFAUTS AU RACCORDEMENT AVEC LA PLINTHE

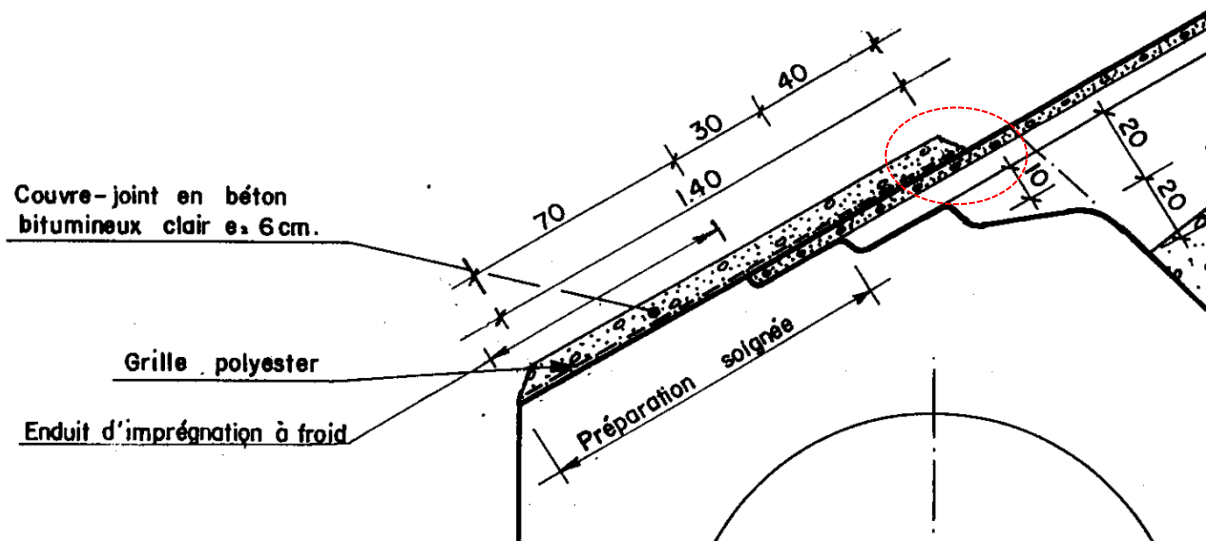


Figure 21 : Zones concernées par les défauts de raccordement