



# Reconstruction du barrage de la Vigie

Phase 2 – Reconstruction du barrage

## ETUDES DE PROJET

8211252 – La Vigie – P2PRO – B



## Reconstruction du barrage de la Vigie

Phase 2 – Reconstruction du barrage

Société Publique Locale Archipel Aménagement

### Etudes de Projet

VERSION	DESCRIPTION	ÉTABLI(E) PAR	APPROUVÉ(E) PAR	DATE
B	Intégration commentaires SPL du 15/03/2022, du 28/03/2022 et commentaires INRAE du 31/03/2022	MLR/MCR	PAI	15/04/2022
A	Première diffusion	MCR/PGI/DBU/TGY	MLR	08/02/2022
Barrages, Hydroélectricité, Infrastructures ARTELIA 6 rue de Lorraine – BP 218 – 38342 Échirolles TEL : 04 76 33 40 00				

# SOMMAIRE

<b>SOMMAIRE.....</b>	<b>2</b>
<b>1. OBJET DU DOCUMENT .....</b>	<b>10</b>
<b>2. CONTEXTE DU PROJET.....</b>	<b>11</b>
<b>3. RAPPEL DES BESOINS ET CONTRAINTES DU PROGRAMME .....</b>	<b>12</b>
<b>4. DONNÉES DE PROJET.....</b>	<b>14</b>
<b>4.1. DESCRIPTION DU SITE .....</b>	<b>14</b>
4.1.1. LOCALISATION.....	14
4.1.2. COMPOSANTES DE L'AMÉNAGEMENT.....	15
<b>4.2. TOPOGRAPHIE/BATHYMETRIE .....</b>	<b>17</b>
4.2.1. LEVÉS TOPOGRAPHIQUE ET BATHYMÉTRIQUE DU SITE.....	17
4.2.2. LOI HAUTEUR-SURFACE-VOLUME DE LA RETENUE.....	18
4.2.3. FOND DE FOUILLE DU BARRAGE EXISTANT .....	19
<b>4.3. CONDITIONS CLIMATIQUES.....</b>	<b>21</b>
4.3.1. TEMPÉRATURES ET PRÉCIPITATIONS.....	21
4.3.2. GLACE .....	21
<b>4.4. SISMICITE.....</b>	<b>22</b>
<b>4.5. HYDROLOGIE .....</b>	<b>23</b>
4.5.1. DÉBITS DE CRUES.....	23
4.5.2. MODULE INTERANNUEL.....	23
4.5.3. DÉBIT RÉSERVÉ.....	24
<b>4.6. GEOLOGIE/GEOTECHNIQUE .....</b>	<b>25</b>
4.6.1. GÉOLOGIE.....	25
4.6.2. GÉOMORPHOLOGIE.....	26
4.6.3. CAMPAGNE DE RECONNAISSANCES .....	27
4.6.4. ANALYSE DES PHOTOS DATANT DE LA CONSTRUCTION .....	28

4.6.5.	RÉSULTATS / SYNTHÈSE DES RECONNAISSANCES IN-SITU .....	29
4.6.6.	MODÈLE GÉOTECHNIQUE.....	31
4.7.	MATERIAUX.....	33
4.7.1.	BÉTON DU BARRAGE EXISTANT.....	33
4.7.2.	DIAGNOSTIC AMIANTE/PLOMB .....	33
5.	CRITÈRES DE DIMENSIONNEMENT.....	34
5.1.	CRUES DE DIMENSIONNEMENT .....	34
5.2.	NIVEAUX D’EAU .....	34
5.3.	COTE DE DANGERS.....	35
5.4.	POUSSEE DES GLACES .....	35
5.5.	SEDIMENTATION .....	36
6.	PRÉSENTATION DU NOUVEL AMÉNAGEMENT .....	36
6.1.	GENERALITES .....	36
6.2.	FICHE SYNOPTIQUE DU NOUVEL AMENAGEMENT .....	38
6.3.	BARRAGE.....	39
6.3.1.	DESCRIPTION GÉNÉRALE.....	39
6.3.2.	BARRAGE POIDS EN BÉTON.....	40
6.3.3.	RECHARGE AVAL.....	41
6.3.4.	DÉTERMINATION DE LA REVANCHE.....	47
6.3.5.	COURONNEMENT .....	50
6.3.6.	NIVEAUX ET TRAITEMENT DE FONDATION .....	52
6.3.7.	PLINTHE .....	55
6.3.8.	ANCRAGES.....	56
6.3.9.	NAPPE AVAL.....	61
6.3.10.	STABILITÉ D’ENSEMBLE.....	62
6.3.11.	DRAINAGE.....	65
6.3.12.	AUSCULTATION .....	67
6.4.	ÉVACUATEUR DE CRUES.....	69

6.4.1.	DESCRIPTION.....	69
6.4.2.	FONDATION DE L'ÉVACUATEUR DE CRUES .....	71
6.4.3.	DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE .....	73
6.4.4.	DIMENSIONNEMENT GÉNIE-CIVIL DE L'ÉVACUATEUR.....	75
6.4.5.	PASSERELLE .....	76
<b>6.5.</b>	<b>TOUR DE PRISE .....</b>	<b>78</b>
6.5.1.	DESCRIPTION GÉNÉRALE.....	78
6.5.2.	FONDATION DE LA TOUR .....	79
6.5.3.	VIDANGE DE FOND .....	80
6.5.4.	PRISE D'EAU ET ADDUCTION.....	87
6.5.5.	DIMENSIONNEMENT GÉNIE-CIVIL DE LA TOUR .....	92
<b>6.6.</b>	<b>LOCAL DE COMMANDE DES VANNES .....</b>	<b>94</b>
6.6.1.	DESCRIPTION.....	94
6.6.2.	EQUIPEMENTS MÉCANIQUES.....	94
6.6.3.	EQUIPEMENTS ÉLECTRIQUES .....	95
<b>6.7.</b>	<b>CHAMBRE AVAL DEBIT RESERVE .....</b>	<b>95</b>
6.7.1.	DESCRIPTION.....	95
6.7.2.	EQUIPEMENTS.....	96
6.7.3.	DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DU DÉBIT RÉSERVÉ .....	98
<b>6.8.</b>	<b>REGARD AVAL RACCORDEMENT ADDUCTION .....</b>	<b>99</b>
<b>6.9.</b>	<b>DERIVATION PROVISOIRE .....</b>	<b>99</b>
6.9.1.	DESCRIPTION.....	99
6.9.2.	CRUE DE CHANTIER.....	100
6.9.3.	DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE.....	101
<b>6.10.</b>	<b>ACCES .....</b>	<b>103</b>
6.10.1.	ACCÈS PIÉTON .....	103
6.10.2.	ACCÈS EXPLOITATION/MAINTENANCE .....	104
<b>6.11.</b>	<b>INSTALLATIONS DE CHANTIER.....</b>	<b>106</b>
6.11.1.	INSTALLATIONS DE CHANTIER.....	106

6.11.2.	ZONES DE STOCKAGE.....	107
6.11.3.	ZONE HUMIDE PROTÉGÉE .....	107
6.11.4.	GESTION DES EAUX DU CHANTIER.....	108
<b>6.12.</b>	<b>PROGRAMME DE TRAVAUX .....</b>	<b>111</b>
6.12.1.	PHASAGE DÉTAILLÉ DES TRAVAUX .....	111
6.12.2.	PLANNING.....	120
<b>6.13.</b>	<b>MESURES ENVIRONNEMENTALES .....</b>	<b>123</b>
<b>7.</b>	<b>ADAPTATIONS D’EXECUTION.....</b>	<b>124</b>
<b>ANNEXE 1</b>	<b>ETUDE DE STABILITÉ DU BARRAGE.....</b>	<b>126</b>
<b>ANNEXE 2</b>	<b>ETUDE DE STABILITÉ ET DIMENSIONNEMENT DE L’ÉVACUATEUR DE CRUE (EVC) .....</b>	<b>127</b>
<b>ANNEXE 3</b>	<b>ETUDE DE DIMENSIONNEMENT DE LA TOUR DE PRISE D’EAU .....</b>	<b>139</b>
<b>ANNEXE 4</b>	<b>ETUDE DE DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE ET STRUCTUREL DE LA VIDANGE DE FOND ET DE SON BASSIN .....</b>	<b>140</b>
<b>ANNEXE 5</b>	<b>PLAN DE MOUVEMENT DES MATÉRIAUX .....</b>	<b>156</b>
<b>ANNEXE 6</b>	<b>ETUDE DE FORMULATION DU BÉTON.....</b>	<b>158</b>
<b>ANNEXE 7</b>	<b>DOSSIER DE PLANS .....</b>	<b>168</b>

## TABLEAUX

Tableau 1 : Exigences identifiées de la seconde phase du projet – reconstruction du barrage...	12
Tableau 2 : Caractéristiques de l'aménagement actuel et du futur aménagement.....	15
Tableau 3 : Débits de pointe des crues issus de l'étude hydrologique actualisée (ARTELIA 2021) .....	23
Tableau 4 : Modules et débits spécifiques des sites localisés à proximité de la Vigie .....	24
Tableau 5 : Classification des degrés d'altération de la roche .....	30
Tableau 6 : Modèle géotechnique.....	32
Tableau 7 : Fiche synoptique du nouvel aménagement .....	38
Tableau 8 : Estimation de l'angle de frottement à partir des corrélations de SANGLERAT - COSTET.....	42
Tableau 9 : Usages de type 3 des matériaux de démolition – Guide CEREMA – Acceptabilité des matériaux de déconstruction .....	46
Tableau 10 – Détermination de la revanche minimale pour le barrage de La Vigie .....	49
Tableau 11 : Niveaux atteints dans la retenue pour la $Q_{100}$ et la $Q_{1000}$ avec l'évacuateur de largeur 5,60 m avec laminage .....	74
Tableau 12 : Actions s'appliquant sur l'évacuateur de crues .....	129
Tableau 13 : Situations de projet rencontrées par l'évacuateur de crues.....	129
Tableau 14 : Coefficients partiels pour l'état-limite de résistance à l'effort tranchant.....	130
Tableau 15 – Conditions d'état limite de flottaison .....	131
Tableau 16 : Vérification de la stabilité globale de l'évacuateur de crues .....	131
Tableau 17 : Vérification de la stabilité globale de l'évacuateur de crues .....	132
Tableau 18 : Combinaisons de chargement pour le dimensionnement du radier de l'évacuateur de crues.....	133
Tableau 19 : Efforts s'appliquant sur le radier de l'évacuateur de crues .....	134
Tableau 20 : Résultats – Ferrailage du radier.....	134
Tableau 21 : Combinaisons de chargement pour le dimensionnement du radier de l'évacuateur de crues.....	136
Tableau 22 : Efforts s'appliquant sur les bajoyers de l'évacuateur de crues.....	137
Tableau 23 : Résultats : dimensionnement du ferrailage des bajoyers .....	137
Tableau 24 : Détail des coefficients de perte de charge singulières et perte de charge linéaire pour un débit de $0,50 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	142
Tableau 25: Moments calculés .....	151
Tableau 26 : Résultats ferrailage des bajoyers.....	152
Tableau 27 : Résultats ferrailage du radier du bassin de dissipation.....	153
Tableau 28 : Moments calculés.....	154
Tableau 29 : Résultats ferrailage des dalles du bassin de dissipation.....	154

## FIGURES

Figure 1 : Localisation de l'étang du Goéland et de l'étang de la Vigie à Saint-Pierre .....	11
Figure 2 : Localisation du site du barrage de la Vigie (source : Géoportail ©).....	14
Figure 3 : Vue d'ensemble de l'aménagement (plan GEN-04).....	16
Figure 4 : Levé topographique du barrage réalisé en 27/05/2021 par SERVIS .....	17
Figure 5 : Loi Hauteur- Surface-Volume de la retenue de la Vigie .....	18
Figure 6 : Élévation aval du barrage existant et du fond de fouille (source : AVP Setom 1954) ..	19
Figure 7 : Coupe type du barrage existant et du fond de fouille (source : AVP Setom 1954) .....	19
Figure 8 : Profils du TN à l'axe du barrage .....	20
Figure 9 : Températures et précipitations à St-Pierre 1970-2020 (source : données Météo France) .....	21

Figure 10 : Epaisseurs de glace à la Vigie et au Goéland sur la période 2001-2004 (source : projet de reconstruction du barrage du Goéland, ARTELIA 2006) .....	22
Figure 11 : Zonage sismique de la France (source : <a href="http://www.planseisme.fr/">http://www.planseisme.fr/</a> ) .....	22
Figure 12 : Carte géologique de St Pierre (source BRGM) .....	25
Figure 13 : Zoom sur zone du barrage (source BRGM) .....	26
Figure 14 : Implantations des sondages de la campagne géotechnique de septembre 2021 (plan GEN-04) .....	27
Figure 15 : Photos datant de la construction de l'ancien barrage (données maître d'ouvrage) ..	28
Figure 16 : Photo du parement aval de l'ancien barrage .....	29
Figure 17 : Profil en long géologique (aval axe barrage) Plan GEOL – 01 du dossier de plans PRO .....	31
Figure 18: Vue en plan du nouveau barrage de la Vigie (plan BAR-01).....	37
Figure 19 : Coupe type du barrage de la Vigie (plan BAR-01).....	39
Figure 20 : Coupe type du barrage avec système drainage.....	44
Figure 21 : Définition de la revanche sur les PHE pour un barrage équipé d'un mur pare-vagues .....	48
Figure 22 : Définition du déferlement d'une vague due au vent.....	49
Figure 23 : Détail du couronnement.....	50
Figure 24 : Principe de ferrailage du parapet .....	51
Figure 25 : Exemple de platelage bois (source : <a href="https://www.marcanterra.fr/">https://www.marcanterra.fr/</a> ) .....	52
Figure 26 : Elévation amont du barrage avec rideau d'injection (BAR-07).....	55
Figure 27 : Principe de ferrailage de la plinthe et du pied amont du barrage .....	56
Figure 28: Vue en plan d'implantations des ancrages [BAR-09].....	57
Figure 29 : Double protection contre la corrosion d'un ancrage par gaine et scellement au coulis .....	61
Figure 30: Prise en compte de la nappe en aval du barrage .....	62
Figure 31 : Vue en plan du barrage de la Vigie reconstruit et profils étudiés.....	63
Figure 32 : Déformée du plot de plus grande hauteur à RN + glace .....	64
Figure 33 : Coupe type du barrage et système de drainage (plan AUSC-02) .....	66
Figure 34: Exemple exutoire drain du barrage - Tête de pont béton.....	66
Figure 35 : Vue en plan du dispositif d'auscultation du barrage (plan AUSC-01) .....	67
Figure 36 : Vue en plan de l'évacuateur de crues – Extrait EVC-01.....	70
Figure 37 : Coupe type de l'évacuateur de crues- Extrait plan EVC-02 .....	70
Figure 38: Vue en perspective du projet de seuil d'évacuateur .....	71
Figure 39 : Photos de l'EVC actuel .....	72
Figure 40 : Loi hauteur débit de l'évacuateur de crues.....	73
Figure 41 : Hydrogrammes $Q_{100}$ , $Q_{300}$ et $Q_{1000}$ entrant dans le barrage (ARTELIA 2021) .....	74
Figure 42 : Lignes d'eau dans l'EVC avec laminage des crues et niveau des enrochements en aval du seuil à 122 m NGF .....	75
Figure 43 : Schéma du principe de ferrailage de l'évacuateur de crues.....	76
Figure 44 : Photo novembre 2008 juste avant la pose de la passerelle du Goéland .....	77
Figure 45 : Photo juin 2021 de la passerelle du Goéland .....	77
Figure 46 : Implantation de l'appui rive droite de la passerelle .....	77
Figure 47 : Coupe en travers du seuil de l'EVC .....	77
Figure 48 : Coupes verticales de la tour de prise d'eau Plan « PRISE 02 » du dossier de plans ...	78
Figure 49 : Coupe horizontale CC de la tour de prise d'eau .....	79
Figure 50 : Exemple de vanne guillotine.....	81
Figure 51 : Exemple de vanne annulaire.....	82
Figure 52 : Exemple de collerette d'étanchéité.....	82
Figure 53 : Exemple de manchette de démontage .....	83

Figure 54 : Schéma de la vidange de fond .....	83
Figure 55 : Loi de débitance pour la vidange de fond .....	84
Figure 56 : Dimensions de bassin de dissipation retenues.....	85
Figure 57 : Principe de ferrailage du bassin de dissipation .....	86
Figure 58 : Vue en perspective du bassin de dissipation semi-enterré.....	87
Figure 59: Photo de la campagne de reconnaissance des conduites et de la chambre aval de la vidange de fond enterrée (2017) .....	87
Figure 60 : Vue en plan de l'implantation des conduites (VDF et DP sur la vue de gauche, Adduction sur la vue de droite) .....	88
Figure 61 : Exemple de crépine .....	88
Figure 62 : Exemple de collerette d'étanchéité.....	90
Figure 63 : Exemple de manchette de démontage .....	90
Figure 64 : Schéma de la conduite de prise et d'adduction .....	91
Figure 65 : Géométrie du modèle Robot de la tour de prise d'eau .....	92
Figure 66 : Principe de ferrailage des voiles (vue d'amont développée).....	93
Figure 67 : Principe de ferrailage de la dalle (vue du dessus).....	93
Figure 68 : Exemple de volant de manœuvre des vannes.....	94
Figure 69 : Exemple de portique mobile.....	95
Figure 70 : Exemple de chariot de manutention .....	95
Figure 71: coupe horizontale sur la chambre aval du débit réservé .....	96
Figure 72 : Exemple de ventouse de protection.....	96
Figure 73 : Exemple de compteur mécanique volumétrique .....	97
Figure 74 : Exemple de seuil de mesure de débit.....	98
Figure 75 : Schéma de la chambre aval de raccordement.....	98
Figure 76 : Profil en long des écoulements des apports pendant travaux de phase 1 (travaux de préparation du chantier de reconstruction) .....	100
Figure 77 : Ligne d'eau dans la conduite de diamètre 300 mm .....	102
Figure 78 : Ligne d'eau dans la conduite de diamètre 600 mm .....	102
Figure 79 : Vue en perspective amont de la passerelle piétonne sur l'EVC.....	104
Figure 80 : Etude trajectographique du retournement d'une grue mobile type TEREX RT 35-1 en pied de barrage.....	105
Figure 81: Vérification emplacement grue mobile type Terex RT 35-1 pour maintenance .....	105
Figure 82 : Installations de chantier, extrait plan GEN-05 .....	106
Figure 83: Levé topographique 2022 de la zone humide protégée (interdite d'accès) .....	108
Figure 84: Zone intermédiaire où les apports par ruissellement devront être gérés par les installations de chantier de l'Entreprise.....	109
Figure 85 : Phase 0 – travaux préalables à la reconstruction du barrage.....	112
Figure 86 : Phase 1 – Installation conduites DP et travaux de terrassement fond de fouille ....	113
Figure 87 : Phase 2 – Partie centrale et rive gauche du barrage béton.....	114
Figure 88 : Phase 3 – Barrage béton jusqu'à 116 m NGF, ouvrages de restitution et plateforme aval .....	115
Figure 89 : Phase 4 – construction des derniers plots béton, DP transférée par les conduites du plot 34.....	116
Figure 90 : Phase 5 – Remise en eau partielle, EVC et début de la recharge aval.....	117
Figure 91: Phase 6 : Fin du remblaiement de la recharge aval et équipements du couronnement .....	118
Figure 92:Phase 7 : Fin des travaux, végétalisation et remise en eau complète .....	119
Figure 93 : Planning prévisionnel du chantier de reconstruction – Version avec TC1 et démolition des fondations du barrage.....	122

Figure 94 : Géométrie considérée pour le calcul de la stabilité globale de l'évacuateur de crues .....	129
Figure 95 : Géométrie du radier (coupe amont aval à gauche et coupe rive-rive à droite).....	132
Figure 96 : Schéma et hypothèses utilisées pour le dimensionnement du radier .....	133
Figure 97 : Géométrie des bajoyers (coupe amont aval à gauche et coupe rive-rive à droite)..	135
Figure 98 : Schéma des hypothèses utilisées pour le dimensionnement des bajoyers .....	136
Figure 99 : Schéma du principe de ferrailage de l'évacuateur de crues .....	138
Figure 100 : Loi de débitance pour la vidange de fond .....	143
Figure 101 : Diffusion d'un jet en milieu immergé .....	145
Figure 102 : Vue en plan et profil en long du bassin de dissipation en sortie de la conduite de vidange .....	147
Figure 103 : Section en aval du contre-seuil .....	148
Figure 104 : Hypothèses de dimensionnement des bajoyers – bassin de dissipation.....	151
Figure 105 : Hypothèses de dimensionnement des dalles – bassin de dissipation.....	153
Figure 106 : Principe de ferrailage du bassin de dissipation .....	155

# 1. OBJET DU DOCUMENT

Le projet de reconstruction du barrage de la Vigie, sur l'île de Saint-Pierre, se compose de deux phases :

- Phase 1 : vidange de la retenue, aménagement des accès, réhabilitation du barrage amont et démolition du barrage existant,
- Phase 2 : reconstruction du barrage de la Vigie.

Ce document s'intègre dans la seconde phase du projet, et constitue le **rapport de synthèse des études de Projet de la Reconstruction du barrage de la Vigie**.

Le présent rapport s'accompagne des annexes suivantes :

- Annexe 1 : Etudes de stabilité et de dimensionnement du barrage
- Annexe 2 : Etudes de stabilité et de dimensionnement de l'évacuateur de crue
- Annexe 3 : Etudes de dimensionnement de la tour de prise d'eau
- Annexe 4 : Etudes de dimensionnement hydraulique et structurel de la vidange de fond et de son bassin
- Annexe 5 : Plan de mouvement des matériaux
- Annexe 6 : Etude de formulation du béton
- Annexe 7 : Dossier de plans

## 2. CONTEXTE DU PROJET

L'île de Saint-Pierre est un territoire français situé au large de Terre Neuve. Elle compte 5406 habitants (d'après le recensement de l'INSEE de 2017) répartis sur 25 km<sup>2</sup>. L'alimentation en eau potable de la population insulaire est assurée par une unique usine de potabilisation, elle-même alimentée par deux barrages réservoirs : le barrage du Goéland et le barrage de la Vigie.

- Le barrage du Goéland, d'une capacité de 490 000 m<sup>3</sup>, a fait l'objet de travaux de réhabilitation en 2007. Il constitue actuellement la principale réserve d'eau brute de l'île.
- Le barrage de la Vigie a une capacité estimée à environ 300 000 m<sup>3</sup>. Il a été utilisé comme ressource d'ajustement, la station ne prélevant plus que 10% sur la Vigie et 90% sur le Goéland depuis l'abaissement de la cote de retenue à 119 m NGF par arrêté préfectoral, pour des raisons de sécurité, en 2019.



Figure 1 : Localisation de l'étang du Goéland et de l'étang de la Vigie à Saint-Pierre

L'île ne dispose pas d'autres ressources en eau brute (absence de captage, ou d'unité de désalinisation), ou d'ouvrages de stockage en eau potable de capacité suffisante pour subvenir aux besoins de la population durant plusieurs jours consécutifs. La sécurité de l'approvisionnement en eau doit être garantie.

Le barrage de la Vigie présente un état préoccupant, laissant craindre un risque pour les populations en aval. Une rupture de l'ouvrage, outre les dommages sur les 17 habitations situées en aval, priverait le territoire de Saint-Pierre d'une seconde ressource en eau potable indispensable du fait de son isolement géographique, et ne permettrait plus de satisfaire les besoins estimés par la Mairie de Saint-Pierre de disposer d'environ 700 à 800 000 m<sup>3</sup> d'eau brute.

Soucieuse de sécuriser son approvisionnement en eau, la Collectivité souhaite remettre en état le barrage de la Vigie et exploiter le barrage à sa cote de retenue d'origine. Le choix de la Collectivité s'est porté vers une **démolition et reconstruction du barrage**.

### 3. RAPPEL DES BESOINS ET CONTRAINTES DU PROGRAMME

Les exigences du CCTP pour la seconde phase du projet, relative à la reconstruction du barrage, sont rappelées ci-dessous :

Tableau 1 : Exigences identifiées de la seconde phase du projet – reconstruction du barrage

<b>Besoins principaux</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Concevoir un barrage</b> poids en béton dont la cote de retenue normale (RN) est fixée à la cote <b>123 m NGF</b>, afin de disposer d’une réserve en eau brute d’environ <b>300 000 m<sup>3</sup></b>.</li> </ul>
<b>Besoins d’exploitation</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Dimensionner une tour de prise unique regroupant les organes de prise et de vidange</b>, en considérant l’ensemble des sollicitations du site (vent, neige, ...) et les résistances thermiques demandées.</li> <li>• <b>Concevoir l’ouvrage de prise d’eau brute de manière à permettre d’adapter le niveau de prélèvement</b> en fonction du taux de matière en suspension pour assurer une bonne qualité des eaux prélevées.</li> <li>• <b>Dimensionner l’ouvrage de vidange pour respecter les critères de vidange recommandés par le CFBR, et limiter les risques d’obturation</b> (diamètre de la conduite supérieur à 30 cm). A noter qu’une pêcherie en aval du barrage doit permettre la collecte des poissons en cas de vidange.</li> <li>• <b>Proposer un dispositif d’auscultation simple, robuste et facilement réparable en régie</b>. La possibilité de <b>doubler les mesures par des mesures automatisées</b> est à étudier ainsi que la faisabilité d’un suivi à distance. De plus, les possibilités <b>d’alimentation en autonomie</b> des différents dispositifs sont à étudier.</li> <li>• Prévoir des mesures du niveau d’eau de la retenue <b>à la fois en manuel avec une échelle limnimétrique et de manière automatique pour faciliter l’exploitation</b>.</li> <li>• <b>Aménager les pistes d’accès pour qu’elles soient carrossables pour les engins de chantier et la future exploitation de l’ouvrage</b>, en prenant soin de <b>protéger la conduite d’adduction</b> à l’usine de traitement.</li> </ul>
<b>Besoins de maintenance</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Considérer <b>une largeur de crête du nouvel ouvrage minimale de 3 m</b> afin de permettre la circulation de véhicules légers ou en vue d’éventuelles interventions sur la tour de prise. Cet accès en crête jusqu’à la tour de prise pourra se faire par la crête de la recharge aval si une recharge est réalisée.</li> </ul>
<b>Besoins de gestion hydraulique</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Concevoir un <b>ouvrage passif et autonome dans la gestion des crues</b>, du fait de son isolement et des conditions d’accès difficiles.</li> <li>• <b>Prévoir le transit d’un débit réservé</b>.</li> </ul>
<b>Améliorations ou exigences</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Dimensionner l’ouvrage</b> selon les prescriptions techniques de l’Arrêté du 6 aout 2018 relatif à la sécurité des barrages, la poussée des glaces étant une sollicitation particulièrement importante à prendre en compte dans le dimensionnement.</li> <li>• Étudier le <b>potentiel hydroélectrique</b> de l’aménagement et la <b>possibilité d’installer une turbine</b> pour les besoins de surveillance et de contrôle</li> </ul>

des organes du barrage et éventuellement l'alimentation partielle ou de secours de la station d'eau.

- Prendre en compte dans la conception du projet **la possibilité d'une future réhausse de la cote de RN de 1 m : 124 m NGF**, pour un éventuel futur usage en hydroélectricité.
- **Rendre accessible la crête de l'ouvrage aux piétons** afin de valoriser le patrimoine de l'île. Les mesures suivantes sont à prévoir sur la crête de l'ouvrage :
  - Parapet amont équipé d'une rampe
  - Garde-corps coté aval
  - Passerelle piétonne en bois pour franchir l'évacuateur de crues
  - Equipements de sécurité (bouée, échelle)
  - Matériaux de type naturel (bois) à privilégier
- Étudier la **valorisation/réutilisation des matériaux démolis** et étudier la possibilité de protéger le parement du gel et de masquer les éventuelles coulures de calcite à l'aide de matériau du site.
- Mettre en place toutes les dispositions nécessaires pour **limiter le rejet de sédiments vers l'aval**.
- **Présenter des formulations de béton appropriées** afin de garantir la pérennité de l'ouvrage reconstruit vis-à-vis des phénomènes d'ettringite et d'alcali-réaction.
- **Compensations environnementales prévues au Dossier d'Autorisation Environnemental** : En plus de la restauration de la continuité écologique de 2 affluents en amont du réservoir de la Vigie réalisée par un changement de buse sous la piste Nord lors des travaux d'accès (phase 1), la phase 2 devra prévoir : **la re-végétalisation des zones de croisement de la piste Nord et de la zone de retournement en pied de barrage**.

## 4. DONNEES DE PROJET

### 4.1. DESCRIPTION DU SITE

#### 4.1.1. Localisation

Le barrage de la Vigie est localisé à l'Ouest de la ville de Saint-Pierre.

Au Sud de la retenue à 600 m se situent la station de potabilisation, ainsi que la carrière de l'île (Carrière du Fauteuil).

Au Sud-Ouest de la retenue de la Vigie se trouve la retenue du Goéland, approvisionnement principal en eau brute de l'île.

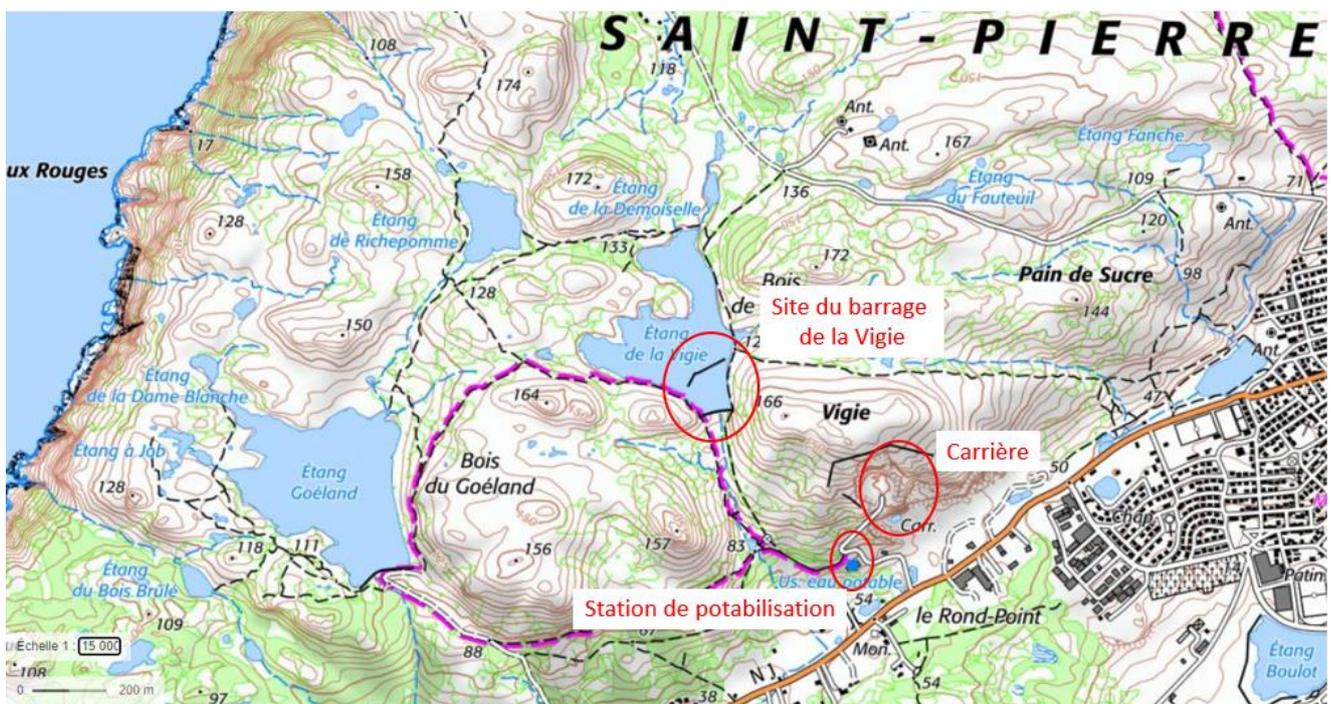


Figure 2 : Localisation du site du barrage de la Vigie (source : Géoportail ©)

## 4.1.2. Composantes de l'aménagement

Le tableau ci-dessous présentent les caractéristiques du barrage à démolir datant de 1958 et celles du futur aménagement résultant du programme et des choix des études de Projet.

Tableau 2 : Caractéristiques de l'aménagement actuel et du futur aménagement

	Aménagement actuel 1958	Futur aménagement reconstruit 2023/2024
<b>Barrage</b>	<p>Barrage-poids arqué en béton</p> <p>Largeur en crête : 1,50 m</p> <p>Niveau de crête : 124 m NGF</p> <p>Pas de parapet (1 m de revanche sur la RN et aucune revanche pour les PHE)</p> <p>Barrage de classe C</p>	<p>Barrage poids mixte béton-recharge aval</p> <p>Largeur en crête : 3 m, dont 50cm de parapet et 2,50 m de crête de recharge aval</p> <p>Niveau de crête : 124 m NGF</p> <p>Niveau de parapet : 125,6 m NGF (1,6 m de revanche sur les PHE)</p> <p>Barrage de classe C</p>
<b>Retenue</b>	<p>Cote RN: 123,0 m NGF</p> <p>Cote PHE : 124,0 m NGF</p> <p>Volume de la retenue : 319 994 m<sup>3</sup></p>	<p>Cote RN 123,0 m NGF</p> <p>Cote PHE : 124,0 m NGF</p> <p>Volume de la retenue : 320 000 m<sup>3</sup></p>
<b>Evacuateur de crue</b>	<p>Seuil libre en béton implanté à la cote 123 m NGF</p> <p>Seuil large rectangulaire</p> <p>Largeur déversante = 4,30 m (insuffisante pour la crue de projet Q<sub>100</sub>)</p>	<p>Seuil libre en béton implanté à la cote 123 m NGF</p> <p>Seuil large rectangulaire</p> <p>Largeur déversante = 5,60 m (dimensionné pour la crue de projet Q<sub>100</sub>)</p> <p>Bajoyer RG en prolongement du parapet amont (pas de surverse jusqu'à Q<sub>1000</sub>)</p>
<b>Tour de prise</b>	<p>Tour de prise en béton armé, cylindrique avec local de manœuvre en tête en maçonnerie</p> <p>Puits d'accès en eau avec crépine de prise en pied de tour (114 m NGF)</p> <p>Un niveau de prise : 116 m NGF</p> <p>Vidange de fond Ø300 mm sur parement amont, dissociée de la tour de prise</p>	<p>Tour de prise en béton armé, rectangulaire avec local de manœuvre en tête béton armé, local isolé thermiquement</p> <p>Tour de prise à sec, accessibilité aux organes de manœuvres permanente</p> <p>Deux niveaux de prise (deux crépines et deux vannes) : niveaux 119,0 et 116,0 m NGF pour améliorer la qualité des eaux prélevées</p> <p>Vidange de fond Ø300 mm intégrée en pied de tour de prise</p>
<b>Galleries</b>	<p>Une galerie d'accès amont-aval</p> <p>Une galerie de drainage prolongée par des drains en rive</p>	<p>Pas de galerie</p> <p>Rideau de drainage au pied aval du barrage béton (drains tous les 5 m inclinés de 15° vers l'amont)</p>
<b>Batardeau amont</b>	<p>Ancien barrage poids amont, immergé dans la retenue (niveau de crête 122 m NGF)</p> <p>Jonction de la retenue amont à la retenue aval du batardeau par une conduite existante au niveau 117,45 m NGF</p>	<p>Batardeau sécurisé en phase 1 des travaux (blocs instables évacués)</p> <p>Ouverture d'un seuil au niveau 118,0 m NGF pour éviter la mise en charge du batardeau</p> <p>Conduite existante conservée pour le débit réservé</p>
<b>Accès au barrage</b>	<p>Accès en pied de barrage par la piste Sud à pied ou en quad (non praticable aux véhicules légers)</p> <p>Accès au batardeau amont par la piste Nord en véhicule léger</p>	<p>Accès principal en pied de barrage par la piste Sud réaménagée, praticable aux véhicules légers et engins de chantier ou grues mobiles</p>

	<p>Accès à l'évacuateur de crues rive -gauche après vidange partielle de la retenue au niveau 118,0 m NGF par la piste Nord, la piste rive-rive dans la retenue</p> <p>Accès piéton en crête de barrage en rive gauche et rive droite (chemins de randonnés)</p> <p>Accès matériels et petits engins de chantier en crête par grue mobile en pied de barrage</p>
--	--

La figure ci-dessous, plan GEN-04 du dossier de plans PRO en Annexe 4, présente une vue d'ensemble de cet aménagement avec les accès et installations de chantier provisoires.

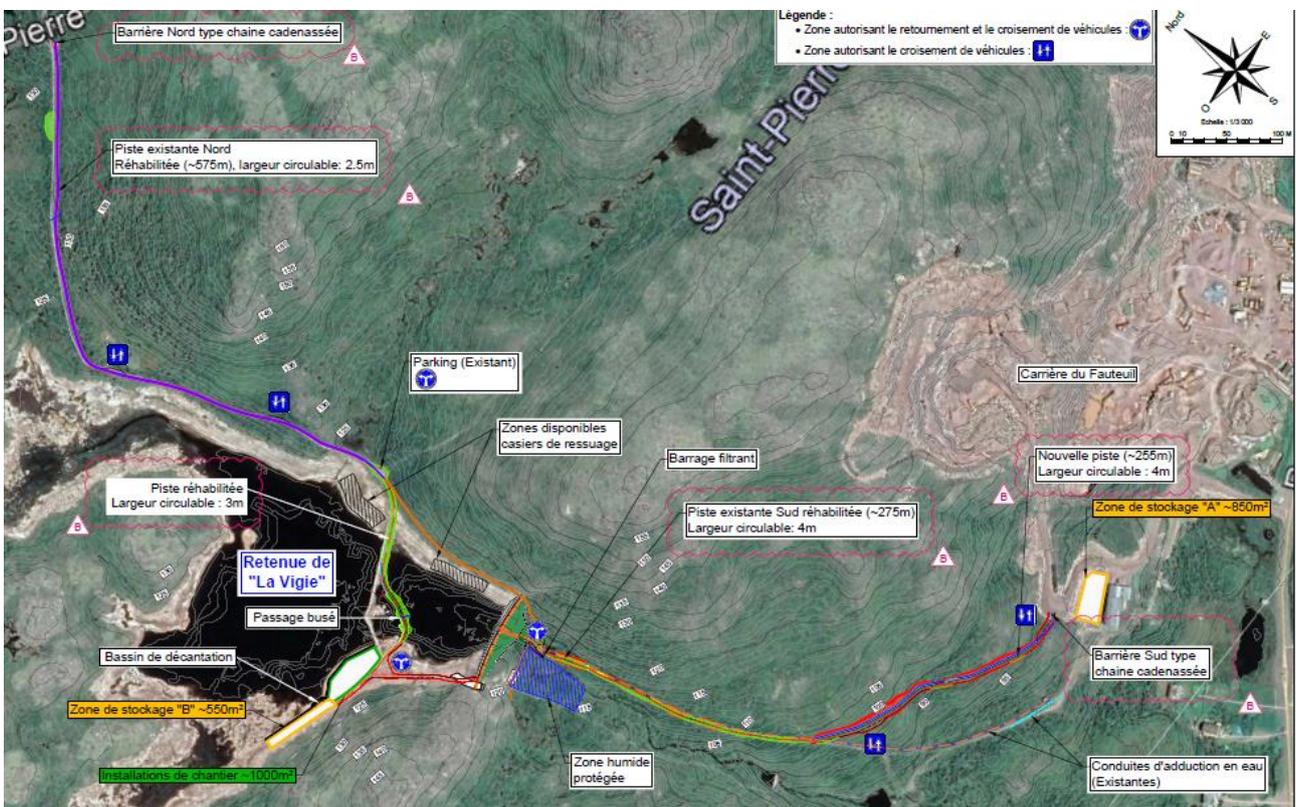


Figure 3 : Vue d'ensemble de l'aménagement (plan GEN-04)

## 4.2. TOPOGRAPHIE/BATHYMETRIE

### 4.2.1. Levés topographique et bathymétrique du site

Deux bathymétries de la retenue du barrage de la Vigie ont été réalisées, en 2007 et fin 2020. La bathymétrie de 2020 a été complétée en juillet 2021 par un levé topographique plus précis au droit du batardeau amont (à retenue basse). La bathymétrie actualisée intègre notamment le chenal d'écoulement gravitaire présent entre la cuvette naturelle formée à l'amont du batardeau amont, et la retenue aval. À noter que le levé bathymétrique réalisé en eau reste relativement peu précis et présente quelques irrégularités non observées sur site.

Dans le cadre du projet de reconstruction du barrage, un levé topographique de la zone aval du projet (pied aval du barrage et piste d'accès Sud) a également été effectué en mai 2021, complété en juin 2021 par le levé de la piste Nord. Le levé topographique aval indique également la profondeur de la conduite d'adduction vers l'usine de potabilisation le long de l'accès Sud pour différents points de sondage.

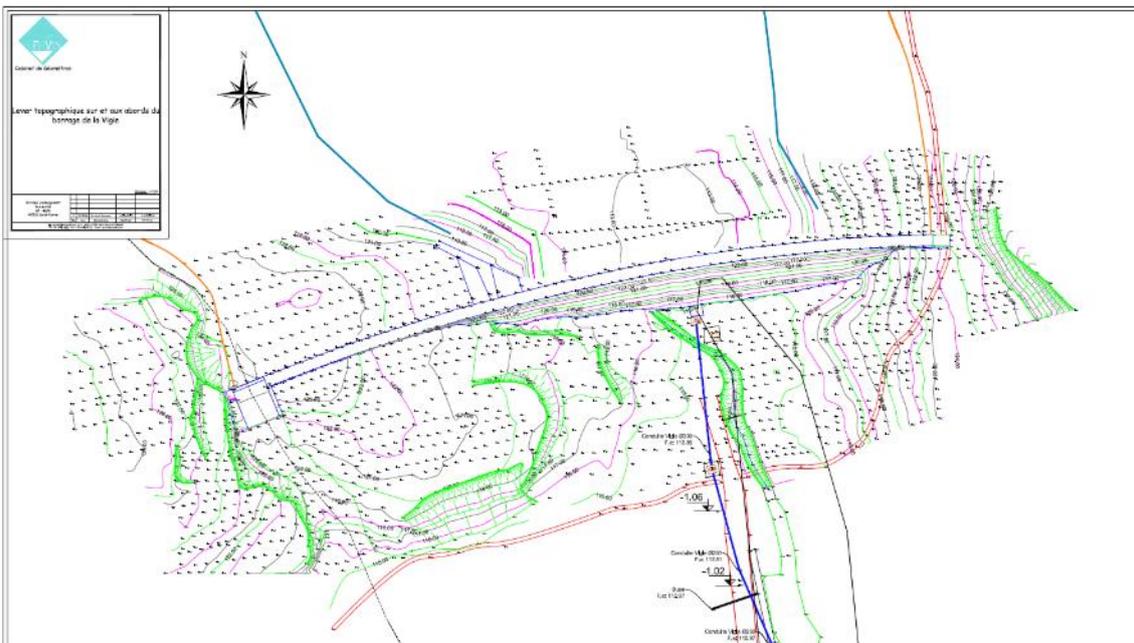


Figure 4 : Levé topographique du barrage réalisé en 27/05/2021 par SERVIS

Les levés bathymétriques de 2020 et topographiques de 2021 servent de référence au projet, notamment pour l'estimation des mètres.

A noter que le terrain naturel en pied amont de barrage est considéré à 112,5 m au plus bas, ainsi le barrage existant et celui reconstruit ont une hauteur/TN égale à 11,5 m (crête du barrage à 124 m NGF).

En dehors des emprises des levés terrestres disponibles, SPL AA a fourni à ARTELIA le levé de points IGN de l'archipel de St Pierre et Miquelon d'une précision d'un point tous les 5 m.

#### NOTA:

Le référentiel altimétrique usuel à Saint Pierre et Miquelon est le système d'altitude orthométrique Danger 1950, dont le niveau de référence est le niveau moyen de la mer au port de Saint Pierre (source : <https://geodesie.ign.fr/>). En l'absence d'informations spécifiques, ARTELIA considérera pour la présente étude que les altitudes mentionnées sur les levés topographiques, plans, documents d'archives, sont exprimées dans ce référentiel. Les altitudes sont, conformément au cahier des charges, notées en m NGF dans le présent document.

## 4.2.2. Loi Hauteur-Surface-Volume de la retenue

À partir des résultats de la bathymétrie 2020, hors actualisation de juillet 2021, car les compléments sont considérés non-significatifs à l'échelle du réservoir, il a été possible d'établir les courbes Hauteur-Surface-Volume (HSV) du réservoir complet de La Vigie, permettant de caractériser son volume, son emprise et sa capacité de laminage des crues.

La figure suivante illustre les caractéristiques de la retenue et les courbes HSV associées :

Loi Hauteur - Volume - Surface Retenue barrage de La Vigie Réf Bathymétrie 2020		
COTE (mNGF)	Volume (m <sup>3</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )
126,5	680363	112071
126	625974	111542
125,5	571900	110691
125	518343	109337
124,5	465666	106901
124	414702	102224
123,5	366148	97284
123	319994	91902
122,5	276816	85198
122	237041	78189
121,5	200588	71507
121	167254	65135
120,5	137112	58510
120	110429	50253
119,5	88608	39241
119	71042	32964
118,5	56573	26661
118	44631	23259
117,5	33806	21353
117	23847	19513
116,5	14799	17209
116	7671	12423
115,5	3744	3358
115	2331	2608
114,5	1232	1971
114	543	944
113,5	225	467
113	69	232
112,5	12	66
112	0	0

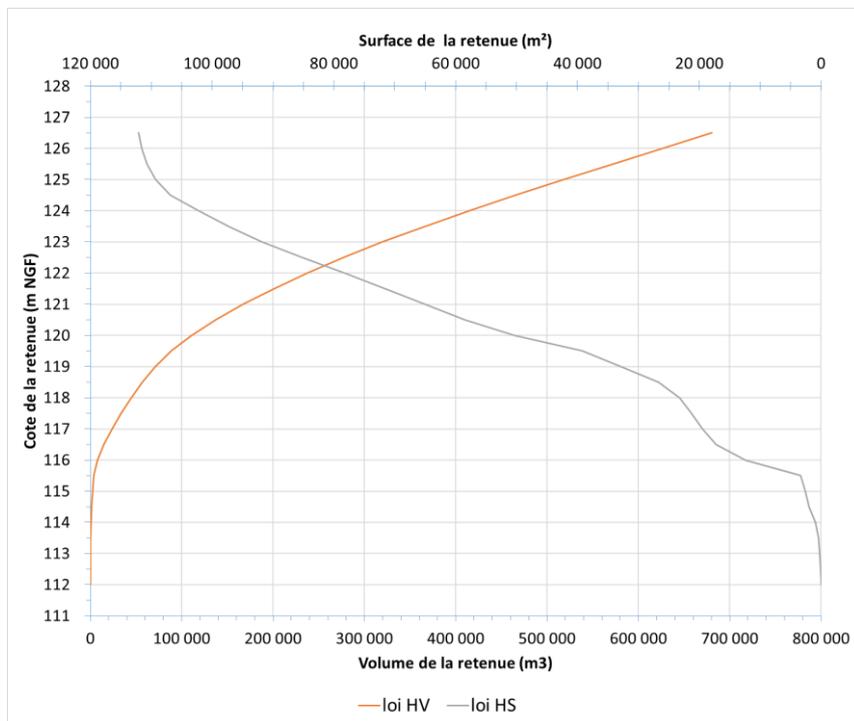


Figure 5 : Loi Hauteur- Surface-Volume de la retenue de la Vigie

Ces caractéristiques de retenue ont notamment été exploitées pour les dimensionnements hydrauliques des ouvrages provisoires et définitifs.

A noter que le batardeau/barrage amont sera ouvert à la cote 118 m NGF par un seuil de 80 cm de large au cours des travaux de réhabilitation de phase 1. Et que les retenues amont et aval du batardeau amont seront reliées :

- par ce seuil à cette cote (118 m NGF) ;
- par une conduite existante partiellement obturée pour ne laisser passer que le débit réservé, traversant le batardeau à la cote 117,45 m NGF.

A noter également que des volumes « morts » sont présents dans la retenue, il s'agit des volumes non exploitables pour l'adduction d'eau par la tour de prise du barrage:

- Volume sous la cote 117,5 m NGF dans la retenue amont (cote du fil d'eau de la conduite de débit réservé du barrage/batardeau amont) : 21 500 m<sup>3</sup>
- Volume sous la cote de prise basse à 116 m NGF dans la retenue aval : 5500 m<sup>3</sup>

**Le volume utile pour l'exploitation de la retenue de la Vigie est donc environ de : 293 000 m<sup>3</sup> soit ~300 000 m<sup>3</sup>.**

#### 4.2.3. Fond de fouille du barrage existant

Aucun levé du fond de fouille du barrage existant n'est disponible. Seuls les plans d'Avant-Projet, datant de 1954, peuvent permettre d'estimer l'emprise du barrage existant, ainsi que des plans de projets établis par STUCKY dans les années 2000.

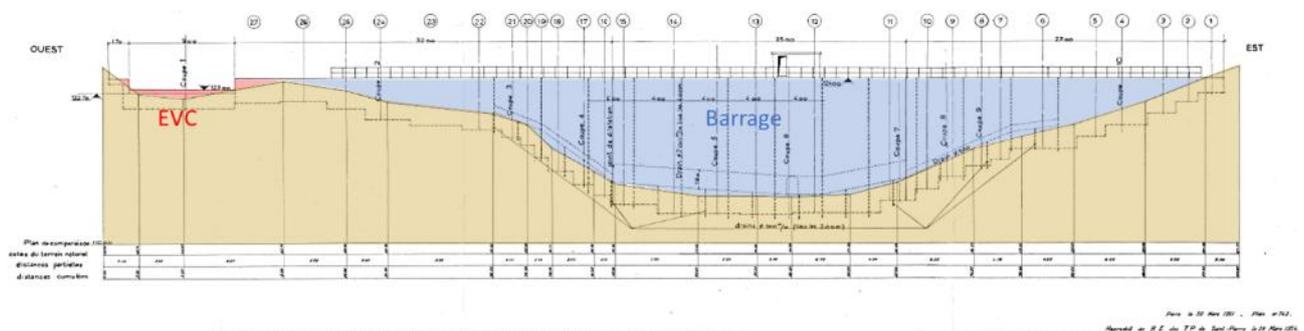


Figure 6 : Élévation aval du barrage existant et du fond de fouille (source : AVP Setom 1954)

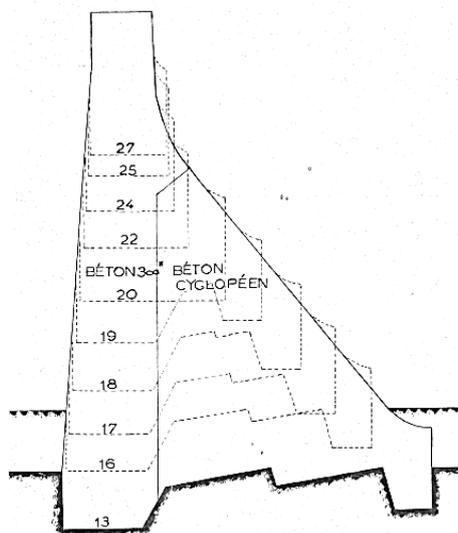


Figure 7 : Coupe type du barrage existant et du fond de fouille (source : AVP Setom 1954)

Les profils du terrain à l'axe du barrage selon les différentes sources disponibles ont été comparés et analysés au cours des études préliminaires du projet et avec :

- Profil du fond de fouille figurant sur le plan d'Avant-Projet SETOM (1954),
- Profil du fond de fouille supposé figurant sur les plans STUCKY (2000),

- Profil du pied aval du barrage (relevé topographique 2021),
- Profil à l'axe du TN à l'axe du barrage par interpolation TN amont-aval (relevé topographique 2021).

La superposition des profils est rappelée ci-après :

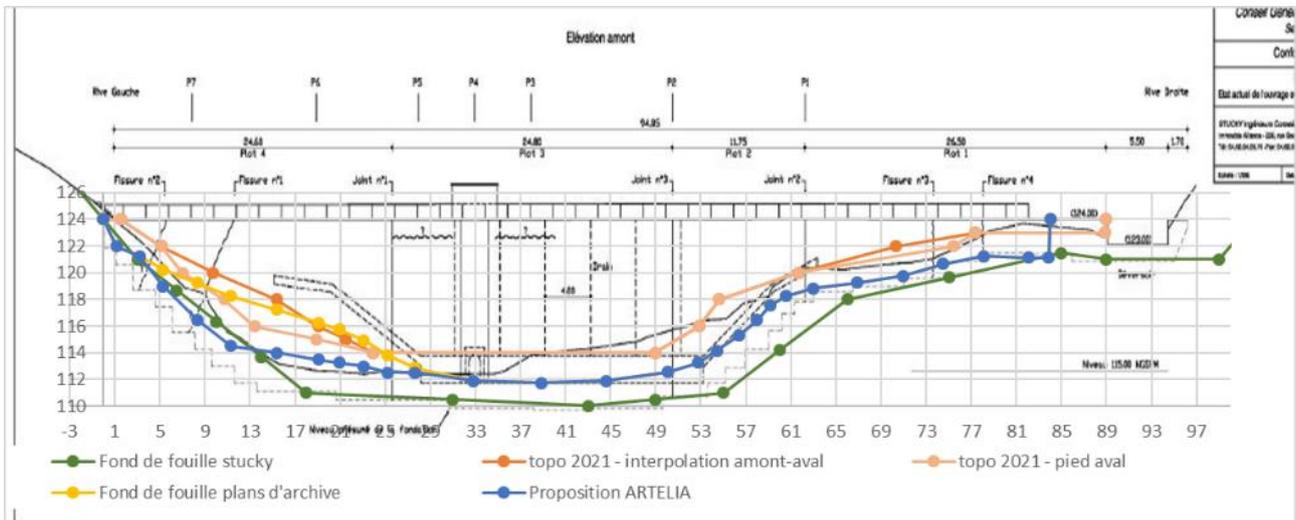


Figure 8 : Profils du TN à l'axe du barrage

On constate des différences assez importantes entre les différentes sources de données.

L'hypothèse considérée par ARTELIA au stade préliminaire, fond de fouille tracé en bleu sur la figure ci-dessus, est conservé pour l'estimation des métrés de démolition au stade PRO.

**Cependant, seule la démolition du barrage (Phase 1 du projet, programmée pour l'été 2022) permettra de statuer sur la profondeur exacte et la forme des fondations du barrage actuel (notamment : présence d'une bêche amont et aval à confirmer).**

Pour les études PRO nous avons réévalué le niveau de fond de fouille du futur barrage à partir de la campagne géotechnique réalisée en septembre 2021 en considérant que le barrage existant n'est pas forcément fondé sur un horizon rocheux satisfaisant pour la pérennité de l'ouvrage et son étanchéité en fond de vallée. ( voir le paragraphe 6.3.6. détaillant le traitement de fondation préconisé).

### 4.3. CONDITIONS CLIMATIQUES

Le document d'Études Préliminaires de la Phase 2 du projet de reconstruction du barrage de la Vigie présente le détail des données disponibles relatives à la climatologie du site. Les informations principales sont résumées ci-dessous.

#### 4.3.1. Températures et précipitations

Le climat de l'archipel de Saint-Pierre et Miquelon est océanique froid sous l'influence dominante de la mer.

Les hauteurs de précipitations moyennes mensuelles et les températures moyennes mensuelles sont présentées ci-dessous :

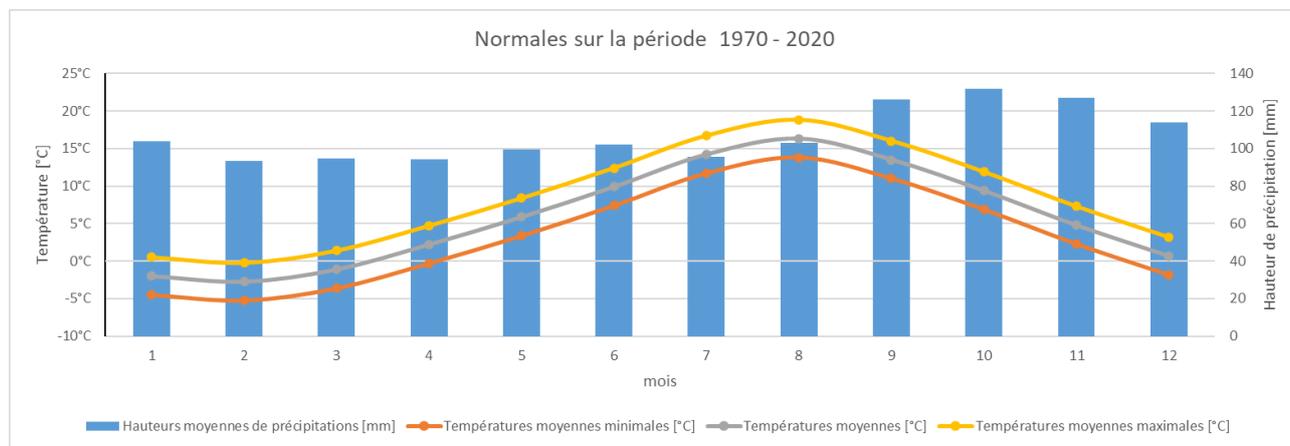


Figure 9 : Températures et précipitations à St-Pierre 1970-2020 (source : données Météo France)

D'après ces données, les tendances suivantes sont à noter :

- les précipitations les plus importantes (> 100 mm par mois) surviennent en automne, de septembre à décembre,
- les températures moyennes sont négatives de décembre à mars.

#### NOTA :

Selon le complément national à la norme NF EN 206, l'archipel de Saint-Pierre et Miquelon est classé en zone de « gel sévère ».

#### 4.3.2. Glace

Les mesures des épaisseurs de glace sur les retenues des barrages de la Vigie et du Goéland ont été réalisées au cours des hivers 2001 à 2004. L'épaisseur maximale mesurée sur l'étang de la Vigie est de 65 cm, l'épaisseur moyenne de 40 cm.

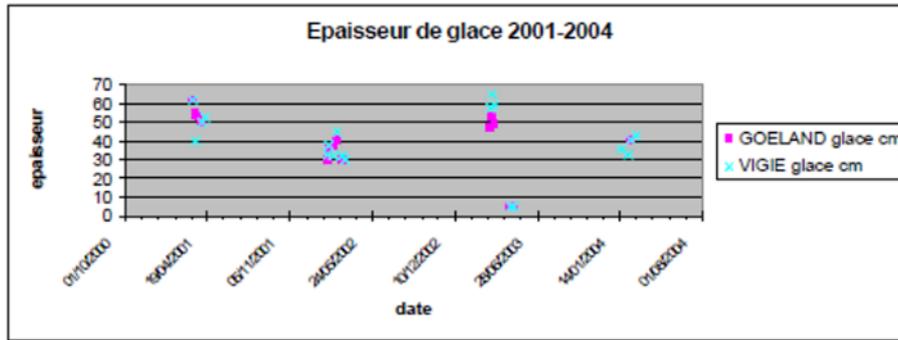


Figure 10 : Epaisseurs de glace à la Vigie et au Goéland sur la période 2001-2004 (source : projet de reconstruction du barrage du Goéland, ARTELIA 2006)

#### 4.4. SISMICITE

Le zonage sismique de la France classe l'archipel de Saint-Pierre en zone de risque très faible (Zone 1 sur la carte présentée sur la figure ci-après).

Suivant les recommandations du MEDDE de 2014 et l'Arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages, l'aléa séisme n'est pas pris en compte sur le présent projet.

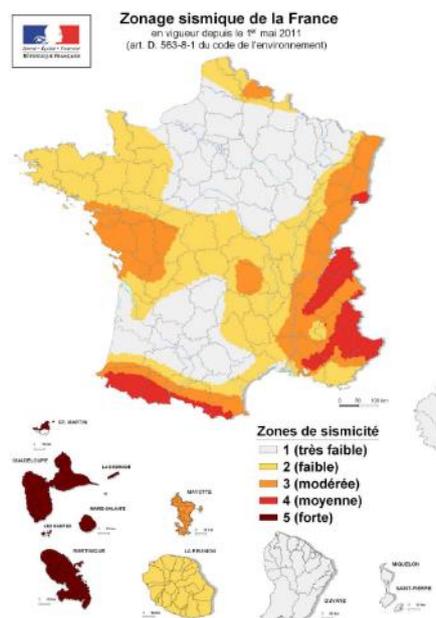


Figure 11 : Zonage sismique de la France (source : <http://www.planseisme.fr/>)

## 4.5. HYDROLOGIE

### 4.5.1. Débits de crues

Les études hydrologiques antérieures, réalisées en 2000 par Stucky et en 2010 par BRLI respectivement, ont été actualisées en 2021 dans le cadre du projet de reconstruction du barrage de la Vigie. Les mesures pluviométriques des onze dernières années sont prises en compte dans cette mise à jour (cf. Rapport P2MC3- « Mise à jour des études hydrologiques » rédigé par ARTELIA).

Après comparaison avec les études précédentes, les résultats d'ARTELIA, étant établis sur une base de données plus complète et plus récente, sont conservés pour le dimensionnement des ouvrages.

Les débits de pointe des crues de différents temps de retour, issus de cette étude hydrologique actualisée, sont présentés ci-dessous :

Tableau 3 : Débits de pointe des crues issus de l'étude hydrologique actualisée (ARTELIA 2021)

Période de retour T (ans)	Débit de pointe (m <sup>3</sup> /s)
2	2,2
5	3,4
10	4,3
50	6,3
100	7,3
500	9,5
1000	10,5
10 000	13,9

### 4.5.2. Module interannuel

Le module interannuel du cours d'eau alimentant la retenue de la Vigie n'a jamais été estimé avec précision dans les études antérieures. Le module annoncé dans le Porter à Connaissance du projet (ISL, 2021) est de 26 l/s. Cette valeur est conservée pour le présent projet. ARTELIA a conforté cette indication par l'analyse des données suivantes :

- Une étude de Stucky de novembre 2005, « Évaluation des débits de crue et de la ressource en eau », estime **les apports moyens dans la retenue du Goéland à 31 l/s sur un bassin versant de 0,83 km<sup>2</sup>**.
- Les stations hydrologiques canadiennes situées à proximité de l'île de Saint-Pierre (au Sud du territoire de Terre Neuve) ont été identifiées. L'homogénéité de la pluviométrie dans cette zone a été vérifiée. Ces stations hydrologiques, en complément des données relatives au bassin versant du Goéland, fournissent les modules, surfaces des bassins versants, et débits spécifiques suivants :

Tableau 4 : Modules et débits spécifiques des sites localisés à proximité de la Vigie

Station	Module (m <sup>3</sup> /s)	Surface bassin versant (km <sup>2</sup> )	Débit spécifique (l/s/km <sup>2</sup> )
GARNISH RIVER	9,0	205,0	43,9
BAY DU NORD RIVER	40,0	1170,0	34,2
NORTHWEST BROOK	3,1	54,0	57,7
NORTHEAST POND RIVER	0,1	3,9	35,1
PIPERS HOLE RIVER	25,5	764,0	33,3
ROCKY RIVER (AVALON PENINSULA)	11,2	285,0	39,4
GOÉLAND	0,031	0,83	37,3

Le débit spécifique moyen sur ces 7 sites est de 40,1 l/s/km<sup>2</sup>. Cet ordre de grandeur confirme que le débit spécifique du bassin versant du Goéland, de 37,3 l/s/km<sup>2</sup>, est applicable au site de la Vigie. Ainsi, la surface du bassin versant de la Vigie étant estimée à 0,703 km<sup>2</sup>, **le module interannuel du cours d'eau est estimé à 26 l/s.**

#### 4.5.3. Débit réservé

Selon l'article L214-18 au Code de l'Environnement, « Tout ouvrage à construire dans le lit d'un cours d'eau doit comporter des dispositifs maintenant dans ce lit un débit minimal garantissant en permanence la vie, la circulation et la reproduction des espèces vivant dans les eaux au moment de l'installation de l'ouvrage [...]. Ce débit minimal ne doit pas être inférieur au **dixième du module du cours d'eau** en aval immédiat ou au droit de l'ouvrage correspondant au débit moyen interannuel, évalué à partir des informations disponibles portant sur une période minimale de cinq années, ou au débit à l'amont immédiat de l'ouvrage, si celui-ci est inférieur. »

Sur la base des informations disponibles, la conception du nouveau barrage à reconstruire doit intégrer le transit d'un **débit réservé de 2,6 l/s**, correspondant au dixième du module interannuel du cours d'eau.

## 4.6. GEOLOGIE/GEOTECHNIQUE

Dans le cadre de la présente mission de MOE ont été réalisés :

- Des reconnaissances et investigations géotechniques : réalisées en septembre 2021 par le BE GEOTEC ; ces investigations ont fait l'objet d'un rapport de mission G2 AVP (version 3 du 08/12/21) ;
- Un rapport de mission G2 PRO par ARTELIA (version A du 16/12/2021) : rapport de synthèse et d'établissement des hypothèses géotechniques permettant d'effectuer le dimensionnement des ouvrages ;

Ce chapitre fournit une synthèse géologique et géotechnique du site du projet. Pour plus de détails, il est possible de se référer au rapport de mission G2 PRO.

### 4.6.1. Géologie

L'île de Saint-Pierre est constituée dans sa quasi-totalité par des roches volcaniques de type rhyolitique. Des affleurements de lave basaltique, essentiellement des dykes de dolérites, sont présents. Ils sont notamment visibles au nord-est de l'étang de la Vigie.

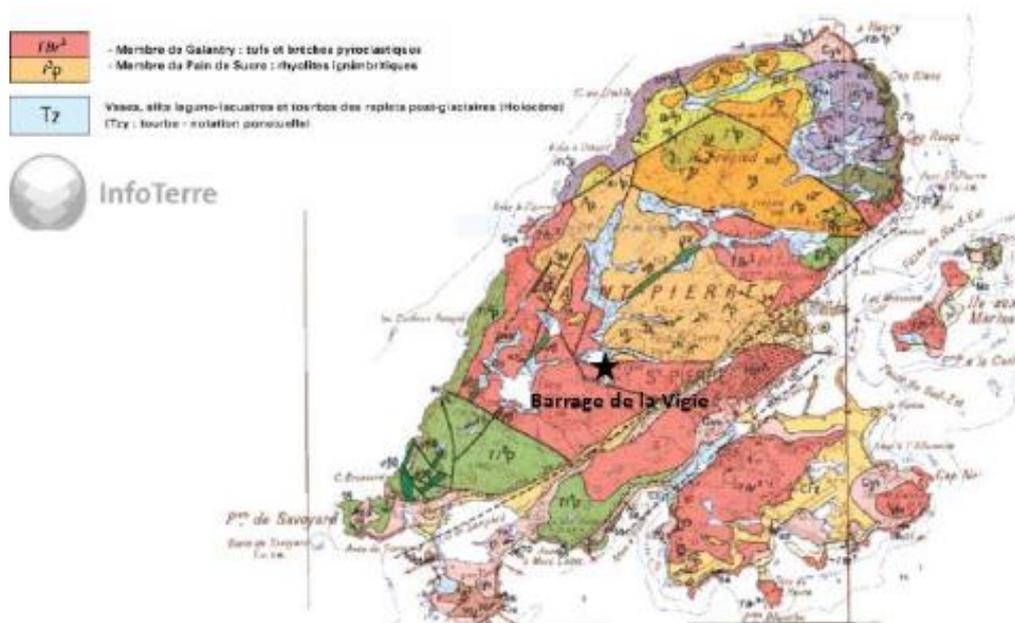
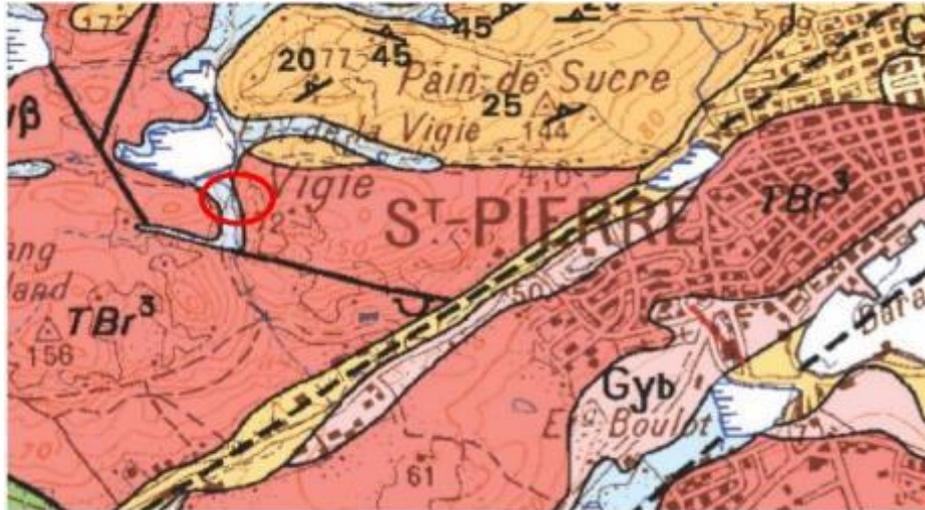


Figure 12 : Carte géologique de St Pierre (source BRGM)

D'après la carte géologique et les informations relevées dans la légende de la carte, le site du barrage se situe au sein des formations de la Vigie constituées de tufs et brèches pyroclastiques et rhyolites ignimbritiques.



**Formation de la Vigie :**

$TBr^3$	- Membre de Galantry : tufs et brèches pyroclastiques
$I^3\rho$	- Membre du Pain de Sucre : rhyolites ignimbritiques

Figure 13 : Zoom sur zone du barrage (source BRGM)

#### 4.6.2. Géomorphologie

D'un point de vue géomorphologie, le relief est relativement peu marqué et les sommets très arrondis ; cette géomorphologie est caractéristique de la présence d'anciens glaciers recouvrant la région. Cette configuration peut avoir un rôle important dans les phénomènes d'altération des roches dans les zones situées dans les points bas (talwegs) où les circulations d'eau et les cycles de gels / dégels peuvent accélérer l'altération de la roche.

Toutefois, à partir du retour d'expérience de l'équipe sondage et des travaux préliminaires (pistes d'accès), la roche saine (pointements rocheux et/ou substratum non altéré) peut être très résistante et « dure ».

### 4.6.3. Campagne de reconnaissances

Les reconnaissances ont consisté en la réalisation de :

- quatre (4) sondages carottés verticaux (SC1 à SC4) de profondeur 10 m pour deux d'entre eux (SC1 et SC3), de 15 m pour SC2 et 4 m pour SC4, sondages traversant la fondation du barrage actuel ;
- trois (3) puits de reconnaissance à la pelle mécanique (F1 à F3) permettant de reconnaître les terrains d'assise du barrage et d'identifier le rocher sain ;
- plusieurs essais de perméabilité répartis sur les sondages SC1 à SC3 :
  - 8 essais Lugeon
  - 4 essais Lefranc,
- Une série d'analyse en laboratoire :
  - Dix essais de compression simple ;
  - Dix essais de traction indirecte ;
  - Dix mesures de la masse volumique sèche.

L'implantation des sondages carottés est illustrée sur la figure suivante :

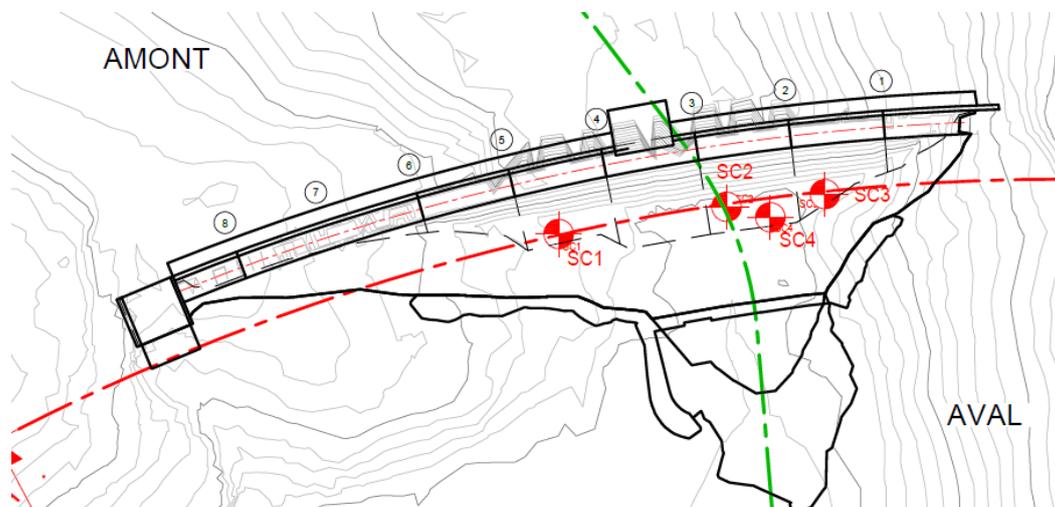


Figure 14 : Implantations des sondages de la campagne géotechnique de septembre 2021 (plan GEN-04)

L'axe vert représente l'axe vraisemblable du talweg d'origine (estimé à partir des reconnaissances effectuées et de l'analyse des photos (vidange, construction de l'ancien barrage...)).

#### 4.6.4. Analyse des photos datant de la construction

Deux photos anciennes datant de la construction du barrage actuel sont disponibles ; ces photos sont représentées ci-après.

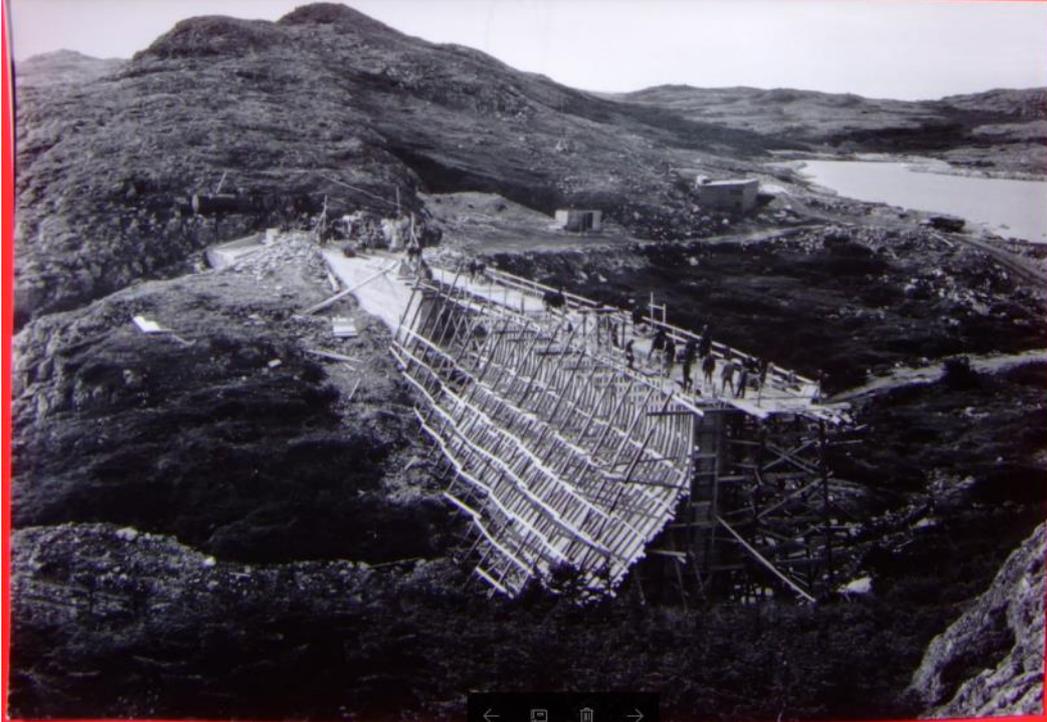


Figure 15 : Photos datant de la construction de l'ancien barrage (données maître d'ouvrage)

L'analyse des photos de constructions du barrage, couplée aux observations visuelles, permet d'apporter les éléments suivants :

- La partie centrale du barrage (zone du talweg a été remblayée sur des épaisseurs +/- importantes) ;
- Le replat situé rive gauche est l'arase du remblai de remplissage de l'excavation dans le talus rocheux ;
- L'axe du talweg n'est pas perpendiculaire à l'ouvrage ; l'axe est +/- orienté Sud-Est / Nord-Ouest :
  - Le sondage SC2 de la campagne se situe sur l'axe du talweg coté aval
  - La tour de prise se situe vraisemblablement sur l'axe du talweg coté amont ;

#### 4.6.5. Résultats / synthèse des reconnaissances in-situ

Les investigations réalisées ont mis en évidence des faciès rocheux fracturés puis peu fracturés de part et d'autre du vallon, surmontés par une faible épaisseur de colluvions roulés.

Au milieu du talweg, l'épaisseur de colluvions / alluvions est plus importante (jusqu'à 5,5 m d'épaisseur en SC2) et le substratum rocheux est très altéré / très fracturé (au droit du SC2).

Ces colluvions / alluvions peuvent également être des remblais de remplissage / mise à niveau après réalisation de l'ouvrage en béton d'origine. La morphologie du site (en particulier en Rive Gauche où un replat est observé entre le pied du barrage et l'amorce du talus rocheux)



Figure 16 : Photo du parement aval de l'ancien barrage

Cette partie centrale constitue le talweg et la zone d'écoulement des eaux superficielles et vraisemblablement d'anciennes zones glaciaires qui ont pour conséquence une altération accrue des roches situées dans cette zone.

La zone de talweg est également une zone d'érosion et/ou de dépôt superficielle plus importante. Ces observations pourraient également indiquer la présence d'une faille.

L'altération de la roche est définie selon le tableau suivant :

**Tableau 5 : Classification des degrés d'altération de la roche**

Classification des horizons d'altération des roches (adaptée de la classification Deraman - 1976 et Sauder ans Fookes - 1970)				
	Degré	Dénomination	Description	Propriétés
	VI	Sol résiduel	Rocher totalement transformé en sol. La texture et la structure de la roche ne sont plus reconnaissables.	Inadapté aux fondations importantes. Non stable en talus lorsque la partie supérieure (cuirasse latéritique) est détruite
	V	Totalement altéré	Rocher totalement décomposé par l'altération en place mais la texture demeure reconnaissable. Dans les roches granitiques, les feldspaths sont totalement transformés en argile	Peut être excavé à la main ou arrachés sans explosifs. Inadapté à la fondation de barrages en béton ou de grandes structures. Peut convenir à la fondation de barrages de terre et à la mise en place de remblais. Inadapté à des coupes de grande hauteur avec un angle important. Nécessite une protection contre l'érosion.
	IV	Fortement altéré	Roche tellement affaiblie par l'altération en place que des morceaux de dimension notable peuvent être cassés et effrités à la main. Taché de limonite. Moins de 50 % de rocher. Le rocher sain ou décoloré y est rencontré soit en structure discontinue, soit en bloc dans le rocher décomposé en sol.	Semblable au grade V. Peu propice à la fondation d'un barrage en béton. La présence erratique de rocher en fait une couche de base peu fiable pour une grande structure.
	III	Modérément altéré	Considérablement altéré et décoloré dans la masse. Possède une résistance notable, des morceaux ne peuvent pas être cassés à la main. Souvent taché par la limonite. 50 à 90% de roche.	Excavé avec difficulté sans utiliser d'explosifs (broyage sous chenilles). Convient à la fondation de petites structures en béton et de barrages en remblais. Peut convenir à un remplissage semi-perméable. La stabilité des talus dépend des caractéristiques structurales et en particulier de l'orientation des joints.
	II	Légèrement altéré	Distinctement altéré au niveau de la structure, légèrement taché par la limonite. Quelques feldspaths décomposés dans les grains. La résistance approche celle du rocher sain. Rocheux à plus de 90%	Nécessite des explosifs pour excavation. Convient aux fondations de barrages en béton. Très perméable à travers les joints ouverts. Souvent plus perméable que les zones du dessus ou inférieures, discutables comme agrégat béton.
	I	Rocher sain	Peut présenter une décoloration et des tâches de limonite sur les grands joints mais aucune altération des constituants.	La coloration indique la percolation de l'eau des joints ; des morceaux peuvent être désolidarisés par l'explosion ou le soulagement des contraintes, un soutient peut être nécessaire dans les tunnels et les puits.

Les formations géologiques rencontrées sont les suivantes :

- **Des remblais et faciès remaniés de surface constitués de tourbes, graviers et galets** à niveaux limoneux reconnus en SC2 ; SC4 et SC3 jusqu'à 0,3 à 1,2 m de profondeur,
- **Des graves argileuses plus ou moins sableuses** reconnues en SC2 de 1,2 à 5,5 m (cote 109,15 m NGF), en SC4 de 1,2 à 3,9 m (cote 110,85 m NGF) et en SC3 de 1,6 à 2,5 m (cote 112,8 m NGF) ; cet horizon rencontré principalement dans la zone du talweg peut également être des matériaux de remblais compte tenu de la morphologie du site (sondage exécuté immédiatement à l'aval du barrage au droit de zones certainement remaniées).
- **Le substratum des rhyolites altérées et très fracturées** avec un RQD allant de 0 à 20 reconnu en SC1 jusqu'à 3,6 m/TA (cote 113,4 m NGF), en SC2 jusqu'à 9,0 m/TA (cote 105,65 m NGF) et en SC3 de 2,5 à 3,8 m (cote 111,10 m NGF). Le degré d'altération est de III. Cet horizon présente des zones très fracturées sous forme de petits éléments graveleux. Cet horizon peut être assimilé à un sol « meuble » et ne convient pas pour des fondations d'ouvrages d'importance en béton. Cet horizon pourra cependant servir de fondation à la recharge aval.
- **Le substratum des rhyolites fracturées à très fracturées** avec un RQD allant de 70 à 100 reconnu en SC2 jusqu'à la profondeur de 12,0 m/TA (cote 102,65 m NGF), et à partir de 3,9 m en SC4 (observé sur 10 cm : profondeur d'arrêt). Le degré d'altération de la roche est de II.
- **Le substratum des rhyolites peu fracturées** avec un RQD allant de 80 à 100 reconnu en SC1 jusqu'à 10,0 m/TA (cote 107,0 m NGF), en SC2 jusqu'à la profondeur d'arrêt de 15,0 m/TA (cote 99,65 m NGF) et jusqu'à 10,0 m/TA en SC3 (cote 105,30 m NGF). Le degré d'altération de la roche est de I à II.

Le profil en long géologique découlant de ces reconnaissances est présenté dans le rapport G2 PRO et sur la figure page suivante.

#### 4.6.6. Modèle géotechnique

Les caractéristiques du modèle géotechnique retenu pour les calculs sont présentées dans le

Tableau 6.

Ci-dessous le profil géologique sous l'axe des investigations menée en aval du barrage existant ainsi que sa projection en amont du barrage (pointillé vert) pour prendre en compte la forme de la vallée et le probable coude du fond de vallée.

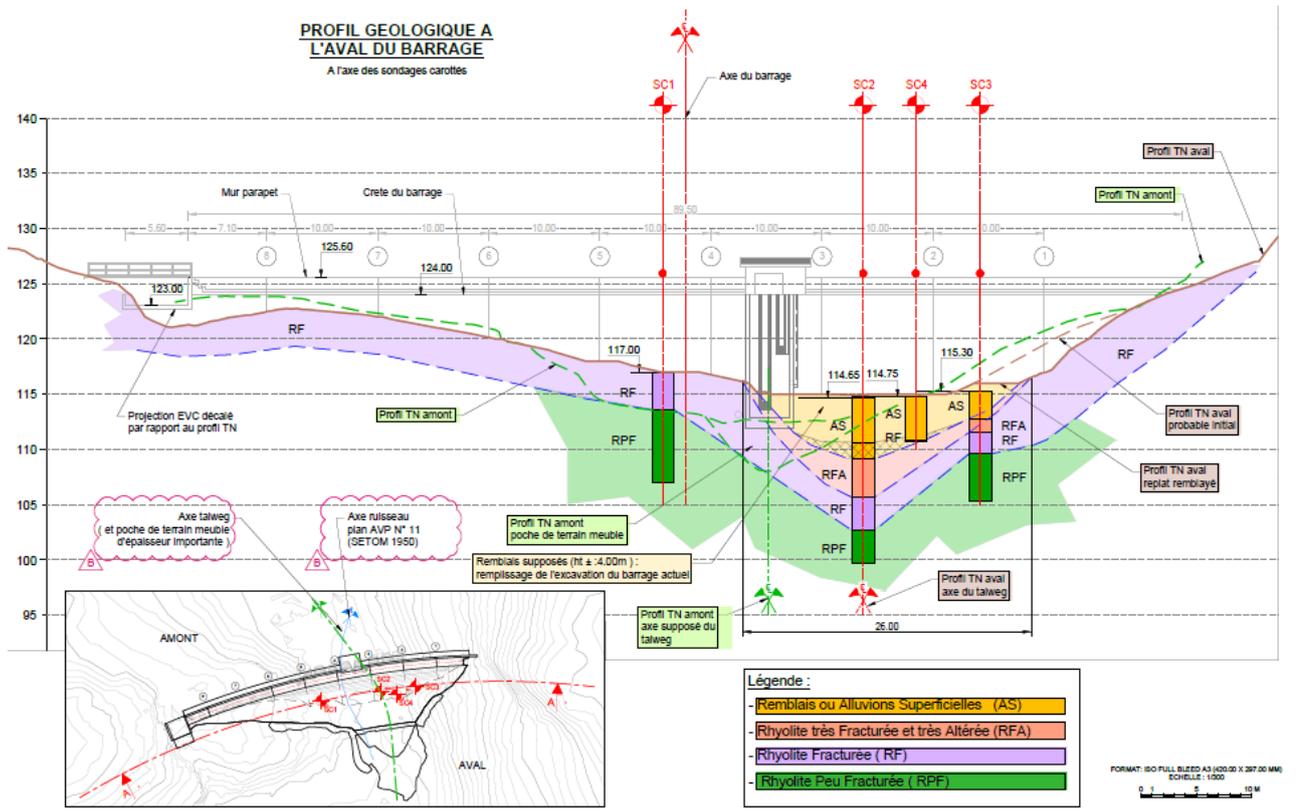


Figure 17 : Profil en long géologique (aval axe barrage) Plan GEOL – 01 du dossier de plans PRO

Tableau 6 : Modèle géotechnique

Formation	Profondeur base (m)	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Paramètres de cisaillement – Mohr Coulombs		Paramètres mécaniques au rocher – Hoek & Brown				E Young (MPa)	Perméabilité k (m/s)
			Cohésion drainée c' (kPa)	Angle de frottement LT $\phi'$ (°)	Résistance à la compression Rc (MPa)	mi	Facteur de perturbation D	GSI		
Tourbes	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Faciès superficiels : graviers et galets	5,5	19	0	32	-	-	-	-	50-60	1,10 <sup>-5</sup>
Rhyolites très altérées et fracturées	9	25,5	0	35	-	-	-	-	200-250	5,10 <sup>-6</sup>
Substratum rhyolitique fracturé	12	25,5	>200	40	30	20	0	30-40	2300	1,10 <sup>-4</sup>
Substratum rhyolitique peu fracturé	-	26	>300	45	30	20	0	40	4200	5,10 <sup>-7</sup>

## 4.7. MATERIAUX

### 4.7.1. Béton du barrage existant

Plusieurs campagnes d'investigations<sup>1</sup> ont été réalisées pour caractériser les bétons du barrage existant:

- En 1994, 3 carottages ont été réalisés en rive gauche, partie centrale et rive droite (analyse par le LCPC, synthèse disponible dans le Diagnostic sommaire (Cemagref 1998)) ;
- En 2000, 9 carottages compris entre 60 et 90 cm ont été réalisés sur l'ensemble du barrage (analyse par le LERM) ;
- En 2018, 6 forages horizontaux sur le parement aval ont été réalisés, dans le cadre du Diagnostic de la Vigie (Tractebel 2019).

Toutes concluent à une dégradation notable du béton, particulièrement en surface, et à la prédominance de l'action des cycles de gel/dégel dans le processus de dégradation du béton. Le LERM justifie cette conclusion par un espacement trop important des bulles d'air en réseau pour résister au gel, combiné à la microporosité du béton qui favorise sa saturation en eau.

Ces différentes analyses démontrent que, bien que les granulats présentent une réactivité potentielle du point de vue d'une réaction de type RAG, aucune réaction de ce type n'a été détectée sur l'ouvrage.

Elles mettent en revanche en évidence la présence d'ettringite. Le déroulement d'un processus de RSI gonflante n'est pas démontré, néanmoins il semble risqué de conserver tout ou partie de l'ouvrage existant. Ce constat a conduit le Maître d'Ouvrage à choisir le principe d'une solution de reconstruction complète du barrage plutôt qu'une solution de réparation ou confortement

La conception du nouvel ouvrage intègre la réutilisation des matériaux de démolition pour constituer une recharge aval en gravats.

### 4.7.2. Diagnostic amiante/plomb

L'entreprise SOCOTEC a réalisé en mars 2021 un diagnostic sur l'ensemble de l'ouvrage, visant à déceler la présence de plomb ou d'amiante « Rapport de mission de repérage des matériaux et produits contenant de l'amiante avant démolition », daté du 09/04/2021.

Ces investigations concluent à l'absence de plomb et d'amiante sur le site.

---

<sup>1</sup> Un tableau de synthèse détaille les résultats de chacune des campagnes d'investigation du béton menées dans les études préliminaires du projet (rapport EP-P2 ARTELIA de juin 2021)

## 5. CRITERES DE DIMENSIONNEMENT

### 5.1. CRUES DE DIMENSIONNEMENT

Le barrage reconstruit aura des dimensions similaires au barrage existant et sera localisé au même emplacement. Il sera donc de classe C. Selon l'arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages, la période de retour de la crue exceptionnelle à considérer pour déterminer la PHE de l'ouvrage est la suivante :

- Pour un barrage rigide : 300 ans, à l'exception des barrages pour lesquels cette valeur est de 100 ans lorsque :

$$H^2\sqrt{V} < 100$$

où H est la hauteur de la crête de l'ouvrage sur terrain naturel [m] et V le volume de la retenue [Mm<sup>3</sup>].

Pour le barrage de la Vigie,

- H = 11,5 m ;
- V = 0,3 Mm<sup>3</sup> ;
- $H^2\sqrt{V} = 72 < 100$ .

- Pour un barrage en remblai : 1000 ans.

**La période de retour de la crue exceptionnelle du projet de reconstruction d'un barrage rigide est donc de 100 ans.**

A noter que pour un barrage mixte rigide avec recharge aval sensible à l'érosion, il convient de **vérifier que la crue exceptionnelle correspondant à un barrage en remblai peut être évacuée sans déversement sur la recharge**, sauf si la conception de la recharge permet un déversement sans mise en danger de la stabilité.

Finalement, les débits de pointe à considérer pour le projet sont les suivants :

- définition des PHE et de la capacité d'évacuation d'un ouvrage rigide (crue exceptionnelle) : 7,3 m<sup>3</sup>/s,
- définition de la hauteur du parapet pour un ouvrage mixte béton/remblai : 10,5 m<sup>3</sup>/s,

### 5.2. NIVEAUX D'EAU

Les cotes de Retenue Normale (RN) et Plus Hautes Eaux (PHE) sont fixées au cahier des charges du projet :

- Cote de Retenue Normale (RN) : 123 m NGF,
- Cote des Plus Hautes Eaux (PHE) : 124 m NGF.

Il est également demandé par le Maître d'Ouvrage, de concevoir un ouvrage réhaussable de 1 m ultérieurement, par exemple par la mise en place de hausses fusibles sur le seuil de l'évacuateur de crues.

Ainsi, une cote de Retenue Normale Haute (RNH) est prise en compte pour le dimensionnement du barrage :

- Cote de Retenue Normale Haute (RNH) : 124 m NGF.

### 5.3. COTE DE DANGERS

La cote de danger, intrinsèque à l'ouvrage, est la cote de retenue au-dessus de laquelle la stabilité de l'ouvrage n'est plus garantie. Pour un barrage de classe C reconstruit, l'Arrêté du 6 aout 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages ne fixe pas de prescriptions réglementaires et cette notion n'est pas à définir.

Toutefois il a été étudié dans l'étude de stabilité globale du barrage (voir Annexe 1) la cote de niveau d'eau dans le réservoir pour laquelle la stabilité du barrage n'était plus assurée sans prendre en compte de marge sur les coefficients de sécurité. Cette cote est de 127,55 m NGF, soit 1,95 m au-dessus du parapet calé à la cote 125,6 m NGF. C'est une cote théorique élevée qui reflète le fait que le dimensionnement du barrage est lié à la poussée de la glace en situation de projet normale et rare.

Avant d'atteindre un tel niveau d'eau dans le réservoir, la surverse sur le parapet de l'ouvrage entraînerait l'érosion de la recharge aval et la cote de dangers serait donc à fixer dès l'atteinte de l'arase du parapet.

Il a été vérifié que l'arase du parapet est atteinte pour une crue de période de retour supérieure  $T = 100\ 000$  ans.

A noter que le niveau atteint dans la retenue pour une crue déca-millénaire ( $T = 10\ 000$  ans), sans considérer d'embâcle ou d'obstruction partielle de l'évacuateur de crues, est évalué à :

- 124,93 m NGF sans laminage (débit entrant = 13,9 m<sup>3</sup>/s)
- 123,7 m NGF avec laminage (débit de pointe = 3,7 m<sup>3</sup>/s)

### 5.4. POUSSEE DES GLACES

L'épaisseur de glace caractéristique considérée sur la retenue de la Vigie, sur la base des observations disponibles, est de  $e = 60$  cm.

La poussée des glaces considérée pour la présente étude est choisie à partir des références suivantes :

- Selon les recommandations de la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) pour la conception des barrages dans des climats froids (bulletin n°105, 1996), les pressions de la glace sont comprises entre 90 et 300 kN/m<sup>2</sup>.
- Une pression de la glace de 150 kN/m<sup>2</sup> est recommandée par le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) pour l'étude de stabilité des barrages poids situé en eaux intérieures, par opposition aux zones côtières.
- Une pression de la glace de 250 kN/m<sup>2</sup> est recommandée par le CETMEF dans son document ROSA2000, pour le calcul des ouvrages hydrauliques situés en zone côtière.
- Les experts en conditions climatiques froides de la filiale norvégienne d'ARTELIA, sur la base de leurs retours d'expérience en conception d'ouvrages en Norvège, recommandent une poussée de la glace comprise entre 100 et 150 kN/ml.

**La pression des glaces retenue pour le projet de la Vigie est 250 kN/m<sup>2</sup>, et donne ainsi une poussée des glaces de 150 kN/ml, cohérente avec les précédentes estimations.**

## 5.5. SEDIMENTATION

Le niveau de sédiments actuel dans la retenue atteint le niveau de la vidange de fond : ~114 m NGF.

La retenue n'a pas fait l'objet de dragage. Ce niveau s'est donc établi sur plusieurs décennies. **La cote du toit des sédiments susceptibles de s'établir dans la nouvelle retenue est donc considérée également à 114 m NGF.**

## 6. PRESENTATION DU NOUVEL AMENAGEMENT

### 6.1. GENERALITES

Le nouvel aménagement est constitué de :

- Un barrage de type poids, mixte rigide en béton avec recharge aval en remblai, d'une hauteur sur fondations d'environ 15 m dans sa partie centrale en fond de vallée et composé de 9 plots d'une longueur de 10 m.

La crête du barrage, d'une largeur de 3 m (comprenant le parapet amont) est à la cote 124,0 m NGF.

La recharge aval est constituée en partie de matériaux issue de la démolition du barrage de la Vigie en partie de matériaux d'apport (voir plan de mouvement des matériaux en Annexe 3). Le parement aval du barrage, d'une pente de 1,7h/1v, est végétalisé.

- Une tour de prise d'eau accolée au barrage, à l'amont du plot central. Elle accueille les deux crépines (niveau 116 m NGF et niveau 119 m NGF) de la prise d'eau brute destinée à l'adduction vers la station de potabilisation, et la vanne de vidange de fond.

La tour de prise d'eau est surmontée d'un local de manœuvre des vannes, accessible par la crête du barrage.

- Un bassin de dissipation pour la vidange de fond, en pied aval du barrage. Ce bassin est enterré à la fois pour une meilleure intégration paysagère et pour permettre l'accessibilité à une grue mobile en pied de barrage pour les opérations de maintenance. Il dissipe l'énergie de la vidange de fond à pleine ouverture ainsi que celle de la dérivation provisoire pendant les travaux de construction. Recouvert de dalles béton, il permettra également après ouverture de quelques dalles, l'utilisation du bassin comme pêcherie.

- Un évacuateur de crues indépendant du barrage, autonome et passif, localisé en rive droite du barrage. D'une largeur déversante de 5,60 m et long de 5,50 m (longueur du coursier), il permet l'évacuation de la crue centennale sans que la retenue ne dépasse la cote des PHE et en respectant l'ensemble des recommandations du CFBR. Les débits évacués aboutissent à l'aval du seuil sur le terrain naturel rocheux protégé d'un tapis d'enrochements sur la longueur du jet avant de rejoindre naturellement le lit du ruisseau.

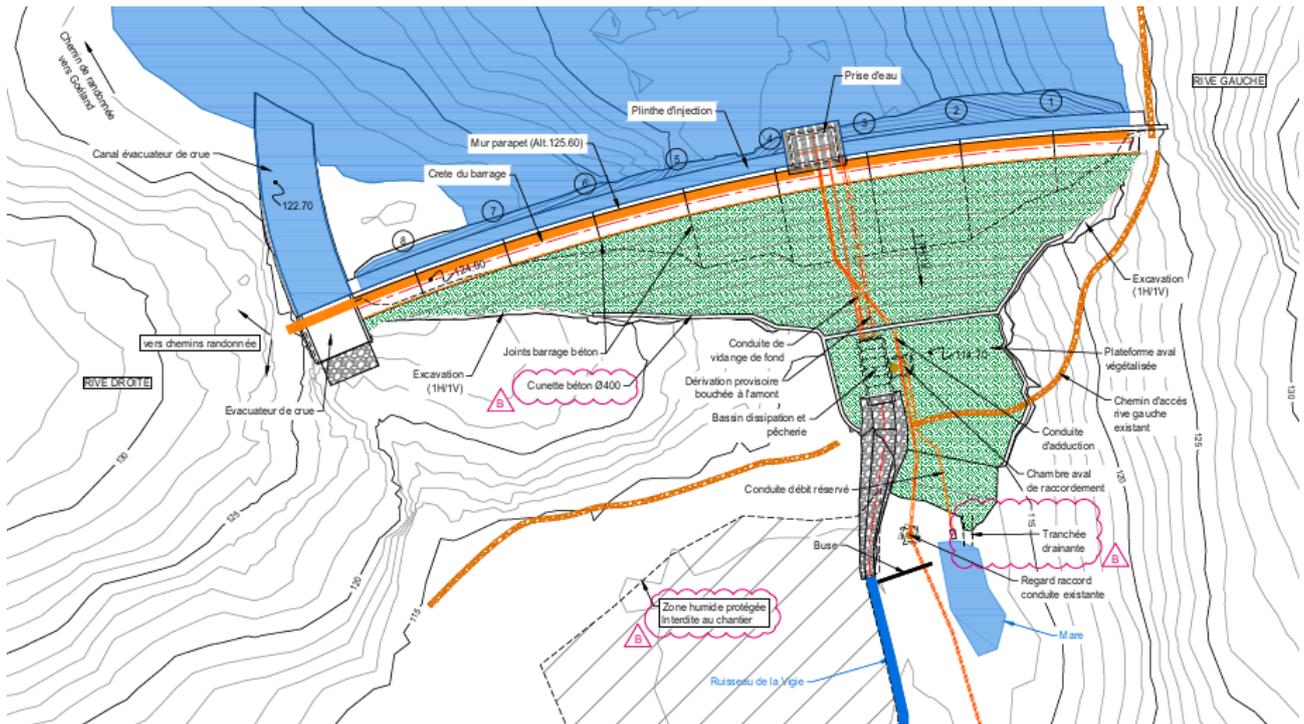


Figure 18: Vue en plan du nouveau barrage de la Vigie (plan BAR-01)

## 6.2. FICHE SYNOPTIQUE DU NOUVEL AMENAGEMENT

Les principales caractéristiques du nouvel aménagement sont détaillées ci-dessous :

Tableau 7 : Fiche synoptique du nouvel aménagement

Type de barrage	Barrage mixte poids béton-recharge en enrochements
Nature des matériaux de construction	Barrage poids en béton Recharge aval en matériaux de démolition et enrochements
Terrain de fondation	Rhyolite
Classe du barrage	C
Hauteur maximale	Sur TN : 11,5 m Sur fondation : 15 m (à valider après excavation du fond de fouille)
Longueur maximale en crête	90 m
Largeur en crête de recharge	2,5 m
Largeur du couronnement	3,0 m
Largeur maximum en pied (au droit du TN aval)	18,8 m
Fruit du parement amont	0 - vertical
Fruit du parement aval	0,7h/1v barrage poids en béton 1,7h/1v recharge aval
Rayon de courbure	250 m
Volume du barrage (avec fondation du plot centrale à 109 m NGF)	3350 m <sup>3</sup> barrage poids béton 5230 m <sup>3</sup> recharge aval+ plateforme ava
Cote de la crête du barrage	124,0 m NGF + 1,6 m parapet amont
Cote de l'arase de l'évacuateur de crues	123 m NGF
Cote de Retenue Normale (RN)	123 m NGF
Cote de Plus Haute Eaux (PHE)	124 m NGF
Superficie de la retenue à RN	9,19 ha
Volume de la retenue à RN	320 000 m <sup>3</sup> (dont 293 000 m <sup>3</sup> de volume utile pour la prise d'adduction à 116 m NGF)
Equipements prise d'eau	Deux niveaux de prise : 116 et 119 m NGF Pour chaque prise : - 1 crépine amont extérieure - 1 vanne guillotine de garde - 1 vanne à opercule de prise 1 conduite en acier DN 300 1 piquage débit réservé DN 65 1 vanne guillotine de coupure DN300 en aval du piquage
Equipements vidange de fond	Niveau de vidange : 114,30 m NGF - 1 grille amont - 1 conduite en acier DN 300 - 1 vanne guillotine de garde - 1 vanne annulaire à piston de réglage

## 6.3. BARRAGE

### 6.3.1. Description générale

Le barrage du nouvel aménagement est un ouvrage mixte constitué d'une partie amont en béton et d'une recharge aval en enrochements. La figure suivante présente la coupe type du barrage.

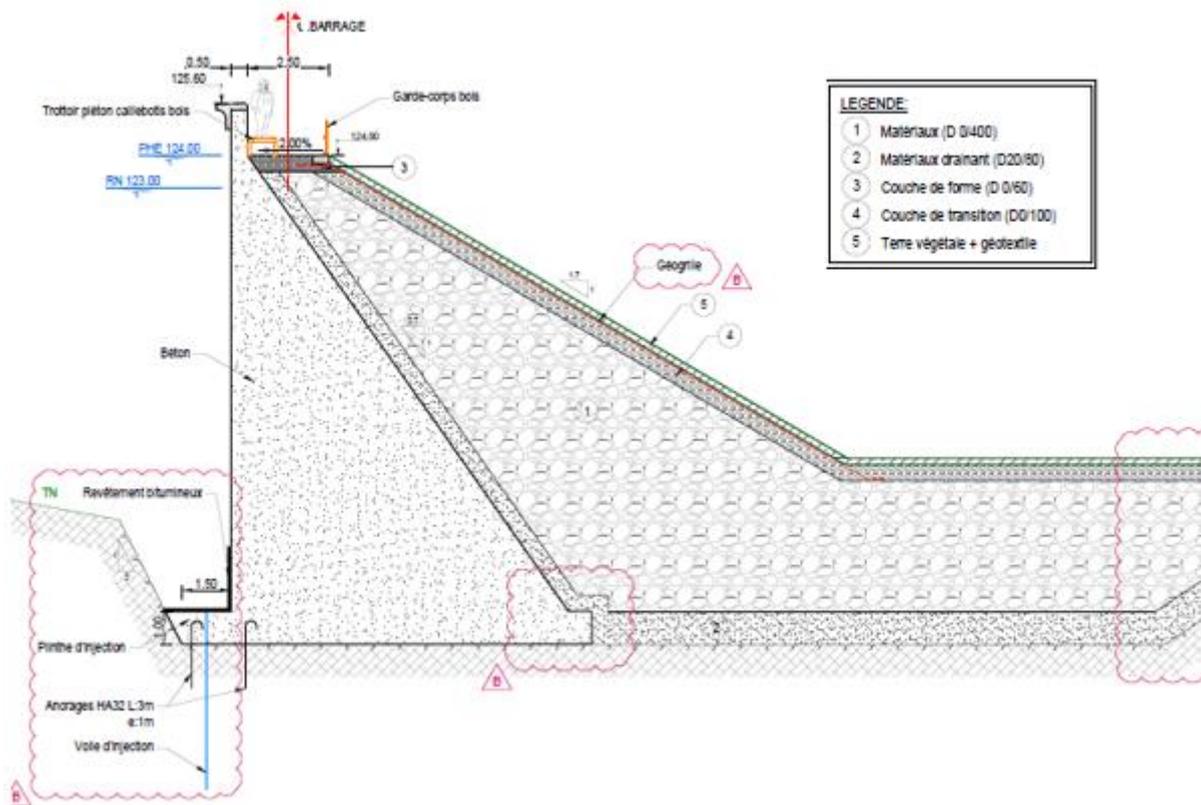


Figure 19 : Coupe type du barrage de la Vigie (plan BAR-01)

Le barrage béton est composé de 9 plots d'une largeur moyenne de 10 m et de hauteur variable avec un maximum de 15 m sur fondation et un minimum de 3 m environ en rive droite.

Il n'est pas équipé de galerie de drainage ou de galerie de visite, l'ensemble du dispositif de drainage étant réalisé par des drains extérieurs aval.

Une plinthe amont réalisée sur la première levée de bétonnage du barrage permettra la réalisation du rideau d'injection de fondation.

Le barrage béton forme également en crête le parapet de protection contre les vagues du réservoir. Il est surmonté d'un brise lame esthétique pour une meilleure intégration paysagère. L'arase du brise lame est fixée à 125,6 m NGF.

Contre le parement aval du barrage béton s'appuie une recharge aval en enrochements composée de plusieurs couches de granulométrie et nature différentes. Cette recharge réutilise notamment le volume de béton démolé de l'ancien barrage avec un fuseau de granulométrie compris entre 0 et 400 mm de diamètre.

La recharge forme le couronnement du barrage, à la cote 124 m NGF, avec une épaisseur de 2,50 m en crête. Son talus aval est entièrement végétalisée à l'aide d'une géo grille et d'un géotextile pour le maintien d'une couche de 15cm d'épaisseur de terre végétale sur une pente de 1,7H/1V.

Les différents équipements de la crête du barrage sont décrits aux paragraphes §6.3.4. et §6.3.12.

**NOTA :**

La forme du parement aval sera laissée libre à variante notamment si l'entreprise propose un parement avec des marches verticales pour faciliter le coffrage vertical de chacune des levées de bétonnage.

Les premières levées de bétonnage sont soit coulées pleine fouille soit coffrées verticalement si le fond de fouille est trop large (en fond de vallée par exemple).

## **6.3.2. Barrage poids en béton**

### **6.3.2.1. Formulation du béton**

Le béton du barrage est un béton de masse, non armé (excepté armatures de peau).

Le béton est constitué de ciment, sable, granulats, et ajouts éventuels (filler, adjuvants, ...). En fonction de sa formulation (caractéristiques et proportions des divers composants), le béton acquiert des propriétés spécifiques. Le béton du nouveau barrage de la Vigie doit satisfaire aux exigences du site et du projet :

- résistance à la compression,
- résistance au phénomène de gel/dégel,
- résistance à la Réaction Alkali-Granulats (mécanisme chimique des composants du béton),
- résistance à la Réaction Sulfatique Interne (mécanisme chimique des composants du béton).

La formulation du béton prend en compte ces critères, ainsi que les exigences relatives à la mise en œuvre du béton (ouvrabilité). Elle a été détaillée en Annexe 1 du rapport d'Avant-Projet et a été re-annexée pour mémoire en Annexe 6 du présent rapport.

Les spécifications à respecter par les entreprises (matériaux, essais préalables et essais au cours de la construction) seront précisées dans le Dossier de Consultation des Entreprises.

La formulation du béton fera l'objet d'une étude spécifique du fournisseur et d'essais de convenance selon des critères de performance stricts des spécifications techniques afin de s'assurer qu'il soit adapté au contexte subarctique du site et aux granulats issus de la carrière de l'île.

**NOTA :**

Les classes d'exposition du béton du barrage et de ses ouvrages annexes ne considèrent pas d'exposition au salage (sels de déverglaçage) de la crête du barrage. En effet l'accès à la crête est uniquement piéton pour l'exploitation comme le public (chemin de randonnée) et le réservoir à une vocation d'alimentation en eau potable.

Une clause d'interdiction de salage sera à prévoir dans les consignes d'exploitation et de maintenance de l'ouvrage.

### 6.3.2.2. Armatures de peau

Le béton du barrage est un béton de masse, travaillant en compression. La section minimale à mettre en œuvre recommandée dans l'Eurocode 2 afin d'éviter la rupture fragile d'un béton armé ne s'applique pas.

ARTELIA propose, conformément à la pratique usuelle pour les ouvrages massifs, d'appliquer la section minimale d'armatures de peau recommandée par l'ACI-207.2R **pour éviter la micro-fissuration due au retrait endogène qui apparaît lors de la prise du béton**. Il s'agit d'une disposition de précaution supplémentaire, en complément d'une formulation spécifique du béton visant à résister aux phénomènes de dégradation du béton, notamment en raison des cycles de gel/dégel.

$$A_{s,min} = \frac{2(c + \varnothing/2)}{100} s$$

Avec :

- $c$  l'enrobage ;
- $\varnothing$  le diamètre des armatures de peau ;
- $s$  l'espacement des armatures de peau.

L'enrobage est de 50 mm.

On obtient ainsi, pour un espacement de 200 mm (5 barres par mètre linéaire), un diamètre de 20 mm (barres HA20). Ou bien, pour un treillis soudé avec un espacement de 100 mm, un diamètre de 12 mm.

Les treillis soudés présentent une grande facilité de mise en œuvre par rapport aux armatures à placer, en faisant donc une option privilégiée pour les entreprises. Cette configuration est donc retenue pour le chiffrage et les plans.

#### NOTA :

Le parement aval du barrage béton étant recouvert par la recharge aval, cette surface est donc moins exposée aux sollicitations des cycles de gel/dégel que le reste du barrage. Ce parement est de façon générale protégé des sollicitations environnementales du site (pluie, UV, vent, neige, etc..). **Le ferrailage de peau n'est donc pas nécessaire et n'est pas prévu pour le parement aval.**

### 6.3.3. Recharge aval

La recharge aval sera mise en œuvre sur une fondation composée de roches relativement altérées et fracturées après purge des horizons superficiels meubles (alluvions / remblais) :

- Partie centrale (talweg) : fondation composée par les rhyolites très altérées et très fracturées (degré d'altération III),
- Sur les rives : fondation composée par les rhyolites peu altérées et fracturées (degré d'altération II).

Le rôle de la recharge aval est triple :

- Amélioration de la stabilité du barrage au glissement, la recharge aval assurant une contre-poussée ;
- Recyclage des matériaux issus de la démolition du barrage actuel ;
- Protection du béton du parement aval vis-à-vis des sollicitations extérieurs (gel-dégel).

### 6.3.3.1. Elaboration / caractéristiques des matériaux de la recharge aval

Le barrage actuel sera démolé par foudroyage ; le plan de tir sera adapté afin d'obtenir directement un matériau de granulométrie 0/400 mm.

Le matériau obtenu après démolition / foudroyage sera un brut d'abattage 0/400 mm dont la granulométrie sera conforme au fuseau fourni au § 6.3.3.4. (granulométrie étalée). Dans le cas où la granulométrie serait trop grossière, un concassage complémentaire sera réalisé par l'entrepreneur.

Les blocs de dimensions supérieures à 400 mm pourront ainsi être cassés au BRH après foudroyage lors de l'évacuation. Les matériaux après démolition seront stockés sur les zones dédiées sur site ou au niveau de la carrière en vue de leur réutilisation.

Les caractéristiques retenues pour les calculs de stabilité sont les suivantes :

- Granulométrie 0/400 mm
- Angle de frottement :  $\varphi' = 42^\circ$
- Poids volumique en place (après mise en œuvre) :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Matériau considéré comme drainant

### 6.3.3.2. Justification des caractéristiques retenues

- Granulométrie 0/400 mm : adaptation du plan de tir par l'artificier.
- Angle de frottement : en première approche, l'angle de frottement peut être estimé de manière conservatrice à partir des corrélations de J. COSTET & G. SANGLERAT (1975) ; le Tableau 8 ci-dessous donne le détail pour l'estimation de cet angle de frottement
  - Compactage soigné permettant d'obtenir une bonne densité (densité Relative > 75%) :  $\varphi_1 = +6^\circ$
  - Forme des blocs : rugueux et de forme hétérogène :  $\varphi_2 = +1^\circ$
  - Matériau contenant des éléments fins (brut d'abattage) :  $\varphi_3 = 0$
  - Granulométrie bien graduée :  $\varphi_4 = +3^\circ$
  - $\varphi = 36^\circ + 6 + 1 + 0 + 3 = 46^\circ$

La valeur retenue ( $\varphi = 42^\circ$ ) reste sécuritaire par rapport à la valeur estimée.

Tableau 8 : Estimation de l'angle de frottement à partir des corrélations de SANGLERAT - COSTET

$\varphi' = 36^\circ + \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4$				
Compactage	$\varphi_1$	-6°	Faible	0% < Dr < 50%
		0°	Moyen	50% < Dr < 75%
		+6°	Intense	75% < Dr < 100%
Forme des grains et rugosité	$\varphi_2$	+1°	Anguleux	Hétérogène et anguleux
		0°	Moyen	
		-3°	Arrondi	Sphérique et forme arrondi

		-5°	Très arrondi / émoussé	
Diamètre des grains	$\varphi_3$	0°	Sable	Sable fin 0,06 mm < $d_{10}$ < 0,2 mm
		+1°	Peu graveleux	Sable moyen 0,2 mm < $d_{10}$ < 0,6 mm
		+2°	Gravier grossier	Sable graveleux 0,6 mm < $d_{10}$ < 2 mm
				Graviers $d_{10}$ > 2 mm
Granulométrie	$\varphi_4$	-3°	Uniforme	$C_u = d_{60}/d_{10} < 2$
		0°	Moyen	$C_u = d_{60}/d_{10} = 2$
		+3°	Bien gradué	$C_u = d_{60}/d_{10} > 2$

- Poids volumique : une valeur sécuritaire de 18 kN/m<sup>3</sup> a été retenue pour les calculs de stabilité. Cette valeur correspond à un indice des vides de 40% dans le matériau après compactage ; cet indice des vides correspond à un matériau type enrochements sans éléments fins dans les interstices des gros éléments. La masse volumique du matériau en place devrait être supérieure à cette valeur.
- Caractère drainant : le matériau de granulométrie issu de béton après foudroyage ne contiendra pas de particules limoneuses / argileuses ce qui permettra de conserver une perméabilité élevée et en conséquence un caractère drainant.

### 6.3.3.3. Dispositions complémentaires sur le parement aval

Des dispositifs permettant de s'assurer du drainage effectif de la recharge sont mis en place (cf. coupe type ci-dessous) :

- Une couche drainante d'1 m d'épaisseur est placée à l'interface entre la recharge et la fondation. Elle assure une fonction essentielle de drainage du contact de la fondation et collecte les infiltrations issues du barrage béton, de l'interface barrage béton et fondation, et de la recharge. Cette couche drainante sera constituée d'un matériau d'apport de granulométrie 20/80 mm ; Elle assure également une transition mécanique entre l'enrochement (0/400 mm) et le rocher.
- Ce même matériau entoure les exutoires des drains (épaisseur 50cm) ;
- Une couche de même nature est également prévue le long du parement béton de façon à diriger les éventuelles infiltrations par les joints des plots du barrage béton vers la couche drainante inférieure sous la recharge aval. Elle permet également d'améliorer le compactage de la recharge contre le parement en béton. Son épaisseur est de 50 cm.

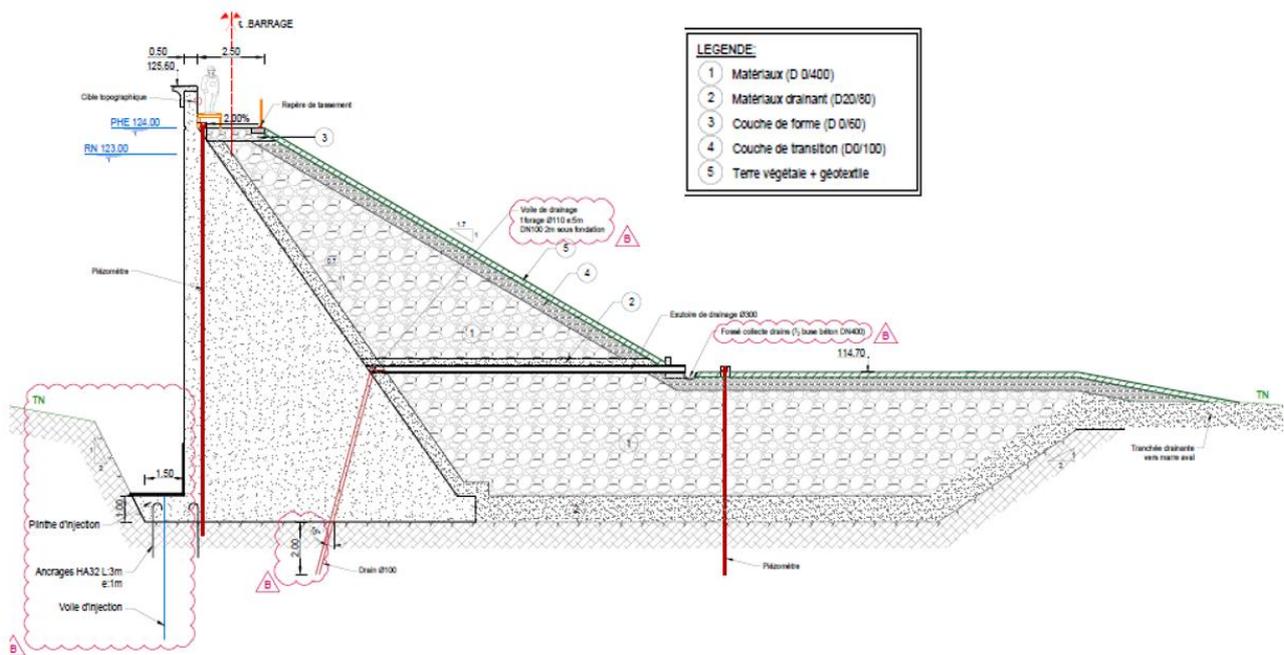


Figure 20 : Coupe type du barrage avec système drainage

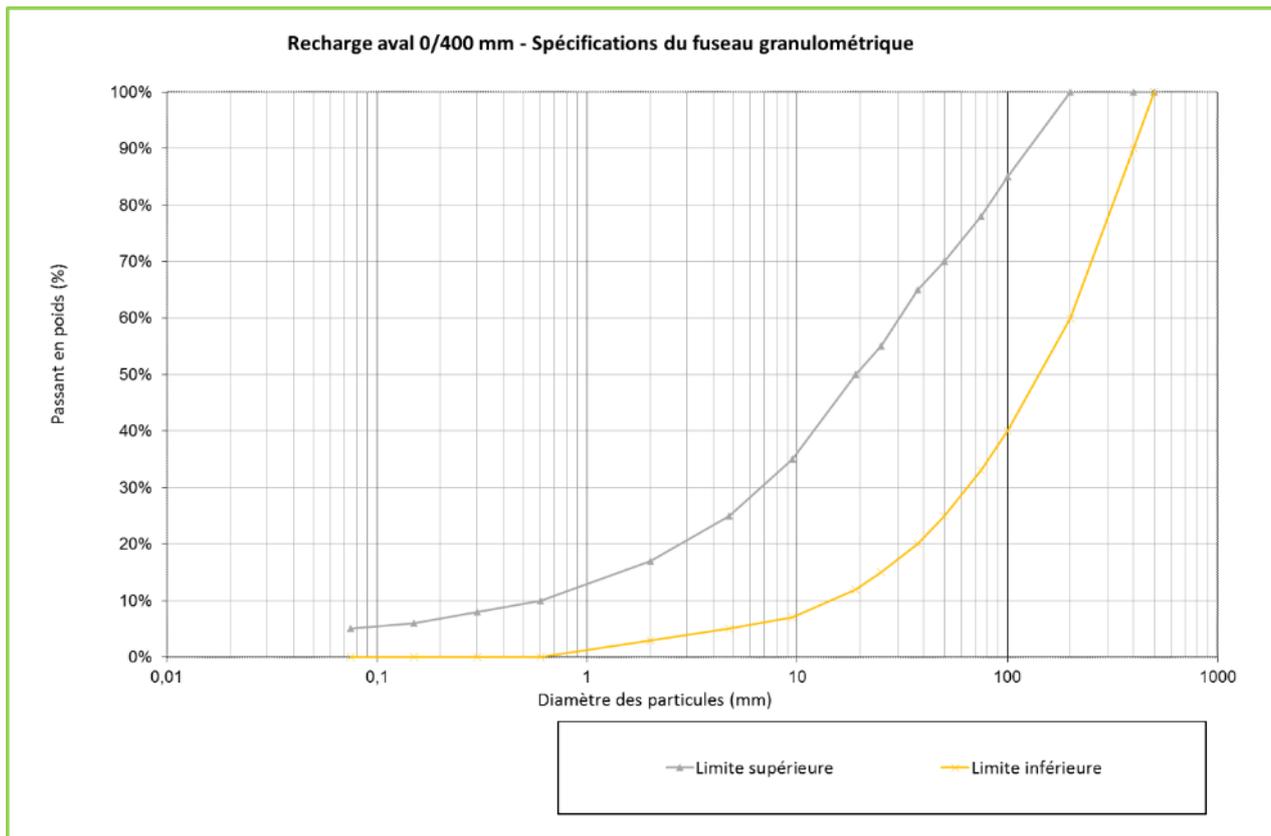
Il est prévu de végétaliser le talus aval de la recharge. Il sera ainsi constitué :

- D'une couche de transition de granularité plus fine (0/100);
- D'une géo grille et de la terre végétale permettant la végétalisation du parement aval par des espèces locales.

#### 6.3.3.4. Caractéristiques des matériaux 0/400 mm

La recharge aval sera constituée principalement de matériaux provenant du béton recyclé issu de la démolition du barrage actuel. Les volumes extraits de la démolition sont insuffisants et le complément proviendra de matériaux issus de carrière (brut d'abattage).

Les spécifications du fuseau granulaire du matériau de recharge aval (démolition et carrière) sont définies sur le graphe ci-dessous.



Les autres caractéristiques de ces matériaux sont les suivantes :

- Matériaux recyclés (selon guide CEREMA – Acceptabilité matériaux de déconstruction) :
  - Famille béton (> 90% en masse de béton et granulats liés ou non)
  - Usage de type 3 (matériaux alternatifs dont la composition satisfait les valeurs limites du tableau 2A de l'annexe 2 du guide)

Tableau 9 : Usages de type 3 des matériaux de démolition – Guide CEREMA – Acceptabilité des matériaux de déconstruction

TABLEAU 2A		BÉTON Rcug+ Rb≥ 90 - NF EN 933-11
Paramètres	Usages de type 3	
<b>Analyse en lixiviation (NF EN 12457-2 ou NF EN 12457-4)</b> (mg/kg de matière sèche)		
As	0,6	
Ba	25	
Cd	0,05	
Cr total	0,6	
Cu	3	
Hg	0,01	
Mo	0,6	
Ni	0,5	
Pb	0,6	
Sb	0,08	
Se	0,1	
Zn	5	
Fluorures	13	
Chlorures	1 000	
Sulfates	1 300 <sup>**</sup>	
<b>Analyse en contenu total</b> (mg/kg de matière sèche)		
Hydrocarbures (C10-C40)	500	

\* Pour les installations fonctionnant en continu et dont la production répond aux conditions fixées au chapitre 2D de la présente annexe, il est possible d'utiliser, de manière alternative, le tableau 2D pour la vérification de la conformité de la production vis-à-vis du paramètre « sulfates ».

\*\* Jusqu'au 31/12/2017, l'échantillon est jugé conforme vis-à-vis du paramètre « sulfates » si la teneur mesurée est inférieure à 1 800 mg/kg de matière sèche.

Tableau 2A : Valeurs limites à respecter pour les matériaux alternatifs de la famille « BÉTON ».

- Matériaux de carrière (selon guide de Réalisation des Remblais et des Couches de Forme - GTR) :
  - Classe R61 : roche magmatique et métamorphique
  - Los Angeles (LA) < 45
  - MicroDeval (MDE) < 45

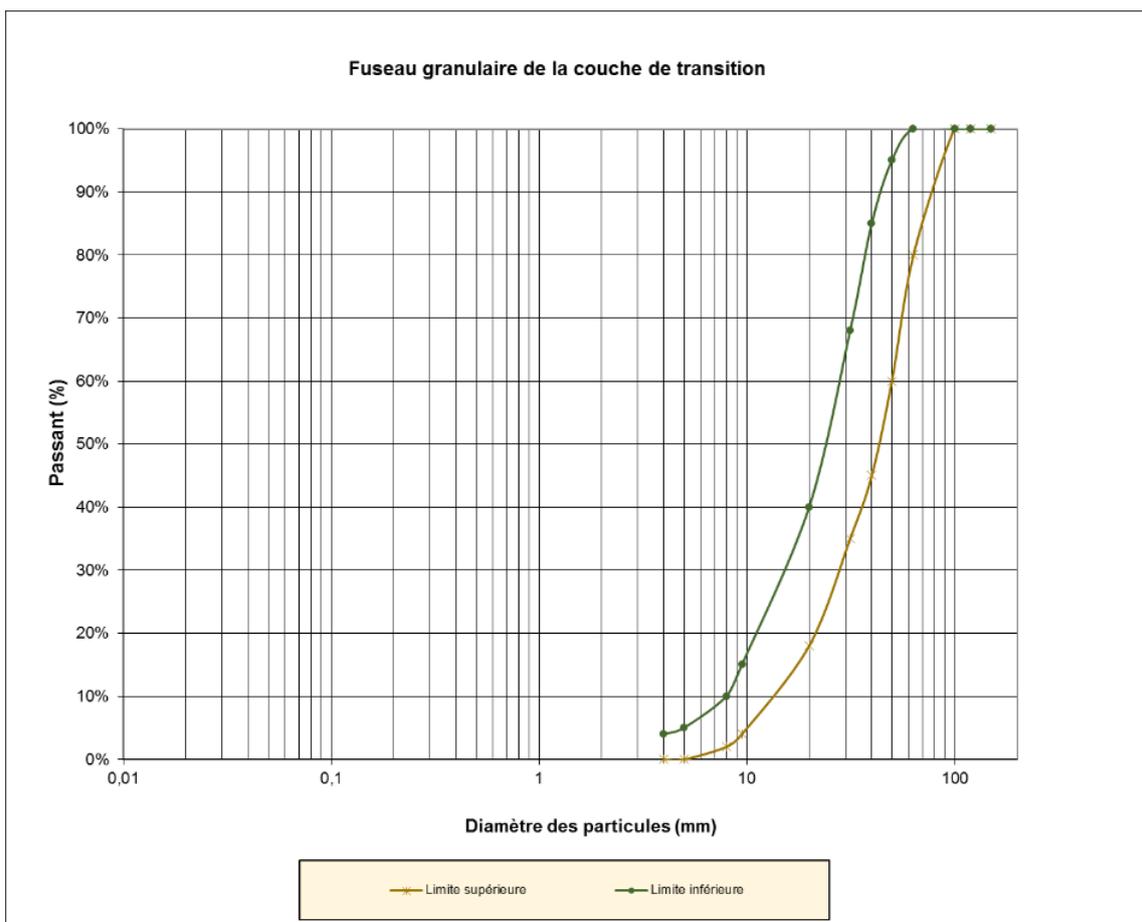
### 6.3.3.5. Caractéristiques de la couche de transition / drainage

Comme présenté au paragraphe 6.3.3.3. , l'interface béton / recharge aval ainsi que fondation / recharge aval sera constituée par une couche dite de transition et de drainage.

Cette couche sera constituée de matériaux d'apport (matériaux de carrière) de même classe que les matériaux de recharge (classe R61).

Ce matériau doit avoir un caractère drainant avec une faible teneur en fines.

Les caractéristiques granulaires du matériau sont définies ci-dessous :



La granulométrie de ce matériau est uniforme ( $Cu = D_{60}/d_{10} = 4$  ; compris entre 2 et 8) permettant de justifier le caractère drainant de celui-ci.

Les conditions de filtre (recharge vis-à-vis couche de transition) ne sont pas totalement justifiées (en particulier dans le cas où la granulométrie de la recharge se situerait proche de la limite supérieure). Toutefois, compte tenu de l'absence vraisemblable de particules argileuses / limoneuses (béton recyclé et brut d'abattage), un colmatage de la couche de transition n'est pas envisageable et le caractère drainant sera conservé.

De même, la fondation de la recharge est constituée par les rhyolites très fracturées et altérées (degré d'altération III) sous forme de petits éléments graveleux et contenant peu de fines (ce point sera contrôlé lors des excavations). D'autre part, la mise en œuvre d'un rideau d'étanchéité limitera fortement les circulations d'eau et les gradients hydrauliques dans la fondation (migration des particules de la fondation vers la couche de transition peu probable).

## 6.3.4. Détermination de la revanche

### 6.3.4.1. Réglementation

La revanche est la différence entre la cote de la retenue et la crête du barrage, éventuellement majorée de la hauteur d'un mur pare-vagues. Cette hauteur libre est destinée à assurer un rôle de sécurité vis-à-vis des crues et à éviter la submersion par les vagues.

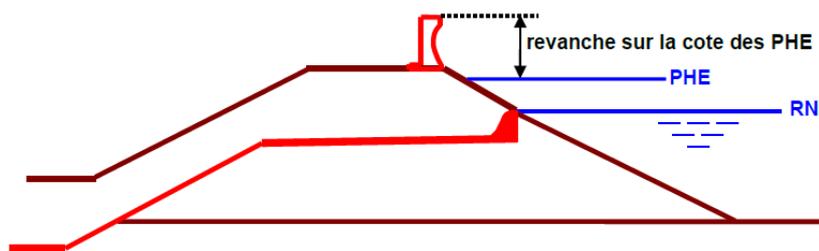


Figure 21 : Définition de la revanche sur les PHE pour un barrage équipé d'un mur pare-vagues

L'action du vent soufflant sur un plan d'eau génère au bout d'une certaine durée des vagues qui peuvent se propager en direction du barrage et déferler sur le parement amont. Un certain pourcentage des vagues peut submerger l'ouvrage, ce qui conduit à une érosion plus ou moins importante de la crête et du parement aval dans le cas d'un barrage en remblai.

Pour la détermination de la revanche minimale à respecter, l'arrêté du 6 août 2018 recommande de retenir la situation de projet la plus défavorable entre :

- un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue à la cote des Plus Hautes Eaux (PHE) ;
- un vent de période de retour 1 000 ans soufflant sur une retenue à la cote de Retenue Normale (RN).

#### 6.3.4.2. Méthodologie de calcul

Pour chacune des deux situations de projet vis-à-vis du vent, le calcul de la revanche s'effectue, selon les recommandations du Groupe de Travail « Dimensionnement des évacuateurs de crues de barrage » rédigé par le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR), en plusieurs étapes décrites ci-après.

##### 6.3.4.2.1. Estimation du vent de référence

Les données de mesure de vent disponibles sur le site ne permettent pas de procéder à une analyse statistique pour estimer des vents de période de retour de 50 ans.

En l'absence de couverture de l'île Saint-Pierre par les normes françaises pour la vitesse du vent de référence, le National Building Code of Canada (2005) a été utilisé.

Pour la localité de Grand Bank située à proximité du port de Fortune, (à environ 70 km au NE de Saint Pierre), les normes Canadiennes fournissent la vitesse du vent à 10 m au-dessus du sol pendant 1h de période de retour 50 ans :

- $V_{1h,50} = 33,8 \text{ m/s}$ .

La vitesse de vent pour une période de retour T en années peut être estimée par la formule suivante.

$$\frac{V_T}{V_{50}} = \sqrt{\frac{1 - 0.33 \ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)}{2.29}}$$

La vitesse du vent de période de retour 1 000 ans vaut ainsi environ 1,2 fois la vitesse du vent de période de retour 50 ans :

- $V_{1h,1000} = 40,4 \text{ m/s}$ .

##### 6.3.4.2.2. Estimation de la hauteur de la vague de projet

Les recommandations du CFBR proposent une méthode permettant de définir la vague de projet.

La hauteur significative des vagues est tout d'abord déterminée par la formule de Smith.

La hauteur de la vague de projet dépend du pourcentage de vagues que l'on autorise à passer sur l'ouvrage, en fonction de la résistance des matériaux à l'impact des vagues. Il est recommandé de considérer un pourcentage de 5% pour un barrage avec recharge aval en remblai.

#### 6.3.4.2.3. Détermination de la hauteur de déferlement

La hauteur de déferlement (run-up en anglais, notée R), qui est la différence de hauteur verticale entre le niveau maximal atteint par le déferlement de la vague de projet sur le parement amont et le niveau du plan d'eau, dépend de la pente du parement amont et de la rugosité du matériau constitutif du barrage. Pour un parement amont vertical, la hauteur de déferlement est égale à la hauteur de la vague de projet.

La revanche minimale doit être supérieure à la hauteur de déferlement calculée, comme l'illustre la figure ci-dessous.

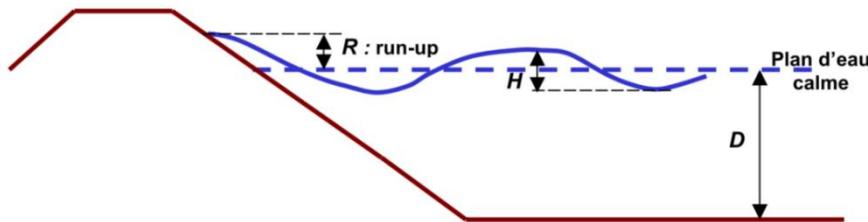


Figure 22 : Définition du déferlement d'une vague due au vent

#### 6.3.4.3. Application au barrage de la Vigie

Le nouveau barrage de la Vigie est un barrage rigide avec recharge aval en remblai, avec un parement amont vertical.

Pour chacune des deux situations de projet considérées vis-à-vis du vent, l'application au barrage de la Vigie de la méthodologie de calcul du CFBR fournit les valeurs présentées ci-dessous :

Tableau 10 – Détermination de la revanche minimale pour le barrage de La Vigie

	$U_{ref}=V_{50}$ sur PHE (124,0)	$V_{1000}$ sur RN (123,0)
Vitesse du vent sur une durée de 1h à 10 m au-dessus du sol, de période de retour X	33,8 m/s	40,4 m/s
Hauteur de déferlement des vagues (R)	0,95 m	1,23 m
Cote minimale de la crête du parapet	124,95 m NGF	124,23 m NGF

La cote minimale à retenir pour le parapet est donc de 124,95 m NGF. Toutefois, en raison des incertitudes quant aux vitesses de vent considérées, et du retour d'expérience sur le barrage du Goéland ayant montré régulièrement des vagues au-dessus du parapet, donc des surverses, une marge de sécurité importante est considérée : **la cote de la crête du parapet du nouveau barrage est finalement calée à 125,6 m NGF.**

La conception du couronnement du barrage, proposée au paragraphe suivant, s'attache donc à proposer une solution architecturale adaptée pour assurer une bonne visibilité de la retenue depuis le couronnement du barrage.

#### NOTA :

Cette hauteur de revanche du parapet inclus une marge de sécurité suffisante pour permettre une réhausse future du plan d'eau d'1 m, telle que  $RNH = PHE = 124,0$  m NGF, avec les résultats de la mise à jour de l'étude hydrologique de 2021.

### 6.3.5. Couronnement

Le couronnement du barrage est constitué de l'amont vers l'aval :

- d'un parapet béton d'une hauteur de 1,60 m, ainsi que déterminé par le calcul de revanche ci-dessus ;
- d'une crête de barrage d'une largeur de 2,50 m surmontant la recharge aval ;
- d'un platelage en bois pour le cheminement piéton le long du parapet amont ;
- d'une bordure aval en béton avec un garde-corps ;
- des instruments d'auscultation détaillés au paragraphe 6.3.12.

La coupe-type du couronnement est présentée ci-dessous :

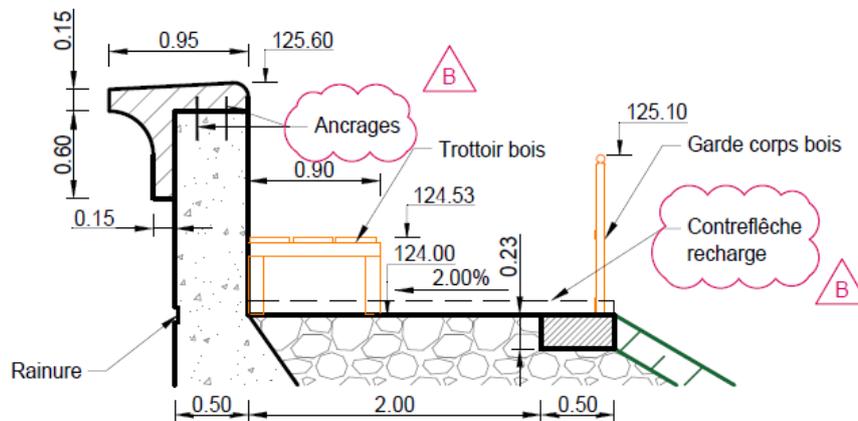


Figure 23 : Détail du couronnement

#### 6.3.5.1. Détail d'exécution du parapet amont

Le parapet amont est surmonté d'un profilé recourbé vers l'amont, permettant d'un point de vue technique de limiter les projections d'eau lors de la présence d'importantes vagues, et d'un point de vue esthétique de :

- Porter le regard vers la retenue amont depuis la promenade du couronnement.
- Rompre les lignes rectilignes et l'effet « mur » du parement amont

De même, une rainure à l'amont du parapet au niveau de la crête du barrage permet de marquer le niveau de crête du barrage du côté amont.

#### 6.3.5.2. Ferrailage du parapet amont

Le parapet amont est ferrillé aux aciers minimums requis par l'Eurocode 2, en raison des faibles charges (vent, neige) que connaît le parapet au regard de son profil. En effet, le parapet est situé au-dessus de la cote RNH et de la cote PHE, il n'est donc soumis ni à la poussée hydrostatique, ni à la poussée de la glace.

Si lors d'un épisode de vent violent, les vagues atteignaient la cote 125,6 m NGF (crête du parapet, estimée de manière sécuritaire compte tenu des incertitudes relatives à la vitesse des vents sur le site), la poussée s'appliquant au parapet de manière transitoire serait la suivante :

$$F = \frac{\rho g h_0^2}{2} = 12,6 \text{ kN/ml}$$

Avec  $h_0 = 1,6 \text{ m}$  la hauteur de la vague entre la base et la crête du parapet.

Et le moment en base du parapet serait ainsi :

$$M = \frac{h_0}{3} F = 6,7 \text{ kN.m/ml}$$

Ce moment est très faible au regard de l'épaisseur du parapet et ne nécessite pas la mise en place d'un ferrailage structurel. Le ferrailage minimum choisi est donc suffisant.

Pour une épaisseur de 50 cm, **un ferrailage de 4 HA16 /ml est mis en place pour les deux nappes et dans les deux directions.**

Le croquis de ferrailage ci-dessous ne représente ni le profilé en tête du parapet, ni la recharge aval.

Une reprise de bétonnage sera nécessaire entre le parapet et le corps du barrage. La rainure amont permet également de marquer cette reprise et de guider les éventuelles microfissurations dans cette rainure. L'entreprise de travaux pourra proposer la réalisation de ce parapet en pré-fabriquée si elle le souhaite.

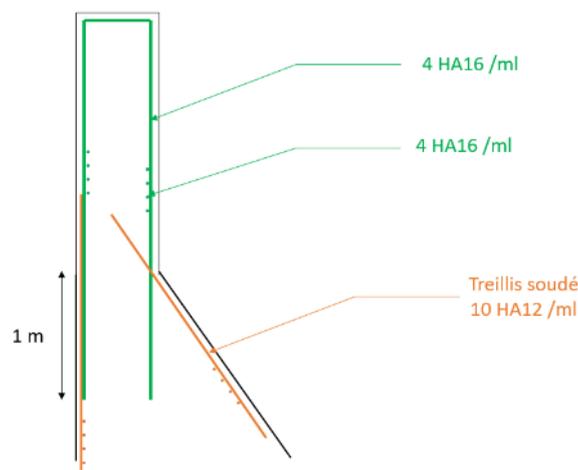


Figure 24 : Principe de ferrailage du parapet

### 6.3.5.3. Détail d'exécution du cheminement piéton

Un cheminement en platelage en bois est mis en place contre le parapet amont sur la crête de la recharge.

Ce dernier dont l'arase est calé à la cote 124,50 m NGF permet le cheminement des piétons sur le couronnement du barrage avec une vue sur la retenue.

En effet l'arase du parapet amont étant à la cote 125,60 m NGF, le parapet servira de garde-corps d'une hauteur de 1,10 m pour les piétons cheminant sur le platelage bois.

A noter que ni ce platelage, ni la passerelle bois au-dessus de l'évacuateur de crues ne sont prévues accessibles aux PMR (personnes à mobilité réduite) du fait de l'inaccessibilité du site pour ces personnes (chemin de randonnées, accès piéton escarpés).



Figure 25 : Exemple de platelage bois (source : <https://www.marcanterra.fr/>)

#### 6.3.5.4. Détail d'exécution de la bordure et garde-corps aval

Afin d'assurer la protection des personnes et d'éviter toute chute sur le talus aval de l'ouvrage, dont la pente est relativement raide : 1,7 H pour 1V, un garde-corps en bois sera fixé en tête de talus sur une bordure béton sur toute la longueur de la crête.

Ce garde-corps permettra également de dissuader le public de venir utiliser le talus aval du barrage comme terrain de jeux ou simple cheminement piéton/animal.

La bordure béton sera réalisée sur le matériaux granulaire de roulement prévu en crête : du 0/60, elle sera équipée de plusieurs repères de tassement pour le suivi et la surveillance des déformations de la recharge dans le temps.

#### 6.3.6. Niveaux et traitement de fondation

Les hypothèses relatives au fond de fouille du barrage existant sont détaillées au paragraphe 4.6.

Les incertitudes seront levées lors de la démolition du barrage existant.

##### 6.3.6.1. Fondation sous barrage béton

Les reconnaissances géologiques et géotechniques ont mis en évidence des formations superficielles meubles (alluvions et/ou remblais de comblement du barrage actuel) et un horizon de rhyolites très fracturées et altérées en partie centrale du barrage (talweg).

En conclusion des études géotechniques, ces 2 horizons s'apparentent à des « sols » (formations meubles non rocheuses) et ne sont pas appropriées pour constituer la fondation d'un barrage poids en béton.

Au droit de l'ouvrage en béton, ces formations seront donc purgées jusqu'au toit des rhyolites fracturées peu altérées.

Hors partie centrale (talweg) et replat en rive gauche aval, les observations visuelles (+ analyse des photos d'archives) indiquent la présence d'affleurements de rhyolites non altérées dès que la topographie remonte en altimétrie.

Au droit de ces zones, à partir de l'analyse des sondages carottés, il est prévu une excavation de l'ordre de 1,5 m pour atteindre la fondation des plots en béton du barrage. L'épaisseur de ces excavations devra être adaptée au droit de chaque plot en fonction de la fracturation de la roche et de la géométrie du plot (validation des fonds de fouilles par un superviseur lors des terrassements).

Les excavations se feront principalement à la pelle mécanique (matériaux rippables) mais le réglage du fond de fouille pourra nécessiter l'utilisation du BRH (pointements rocheux).

Les purges au-delà du niveau 109 m NGF seront substituées avec un béton cyclopéen (mélange béton + blocs rocheux) ou gros béton de remplissage. **Le niveau 109 m NGF sera le niveau d'assise du ou des plots de la partie centrale du nouveau barrage (béton structurel).**

Après excavations, la fondation du barrage sera constituée par les rhyolites fracturées non altérées (horizon rocheux) ; les poches de matériaux meubles ou lâches présentes en fond de fouille ainsi que les fissures remplies de matériaux altérés et compressibles (argile, limons...) seront purgées.

Le fond de fouille sera nettoyé à l'air comprimée ou jet d'eau ; les fragments rocheux détachés seront retirés.

En cas de fissures / fractures remplies de matériaux meubles, elles seront nettoyées manuellement et/ou avec les moyens décrits précédemment et comblées avec un coulis de ciment ou mortier.

Les poches purgées de dimensions plus importantes seront comblées avec un béton de remplissage si nécessaire.

Les excavations du fond de fouille seront réalisées avec les pentes de talus provisoires suivantes :

- Rhyolites peu fracturées : 5V/1H (talus de hauteur inférieure à 2 m)
- Rhyolites fracturées : 2V/1H à 1/1
- Rhyolites fracturées et altérées : 3H/2V
- Horizons de surface (remblais / alluvions) : 2H/1V à 3H/2V

#### **6.3.6.2. Fondation sous recharge aval**

Les exigences d'assise de la recharge aval sont moins importantes que pour l'ouvrage en béton.

Les purges sous la recharge aval seront limitées aux horizons superficiels (alluvions / remblais). La fondation de la recharge aval sera constituée par les rhyolites très fracturées et altérées.

Sur les rives, dans les zones où les rhyolites sont affleurantes, les excavations seront de l'ordre de 0,5 m pour retirer les terrains remaniés de surface.

Les excavations permettront d'obtenir des plates-formes subhorizontales pour permettre une meilleure mise en œuvre des remblais de la recharge.

Les plates-formes seront terrassées uniquement en déblais et séparées par des redans.

Les conditions d'excavations sont les mêmes que pour la fondation sous l'ouvrage en béton.

#### **6.3.6.3. Voile d'étanchéité**

Compte tenu de la fracturation importante de la fondation rocheuse (forte perméabilité mesurée par les essais Lugeon et Lefranc), un voile d'étanchéité sera réalisé sous l'ouvrage en béton.

Le voile d'étanchéité sera assuré par un rideau d'injection coté amont de l'ouvrage et poursuivi sous l'évacuateur de crues. Ce rideau sera réalisé depuis une plinthe amont dédiée à cet effet.

Ce rideau a plusieurs objectifs :

- limiter les fuites au travers de la fondation de l'ouvrage ;

- limiter également l'introduction d'eau sous pression dans les fissures sous le barrage, qui provoquent des sous-pressions défavorables à la stabilité du barrage.

La plinthe sera réalisée avec la première levée de bétonnage du barrage. Des ancrages scellés au rocher seront mis en œuvre pour permettre d'améliorer l'injection des premiers mètres de rocher (pression d'injection plus importante). Ces ancrages sont définis au paragraphe suivant.

Le rideau d'injection sera réalisé depuis cette plinthe ce qui devrait permettre la réalisation des injections indépendamment de la montée des plots du barrage en béton et ainsi faire gagner du temps dans le planning des travaux.

Les rhyolites peu fracturées sont rencontrées en partie centrale du barrage à partir de la cote 102 m NGF environ (-12 m environ par rapport au TN). Cet horizon est caractérisé par une perméabilité plus faible que les horizons sus-jacents (< 5 Lugeons). Le rideau d'injection devra donc être ancré dans l'horizon peu perméable.

Les règles habituelles de conception définissent la profondeur d'un rideau d'injection égale à 75/80 % de la charge hydraulique. Pour une assise du barrage à la cote 109 m NGF et un niveau de RN à 123 m NGF, la charge hydraulique est de 14 m soit une profondeur de rideau de 11 à 12 m. Cette profondeur correspond à la cote 97 m NGF. Cette cote permet de pénétrer de 5 m dans l'horizon de rhyolites peu fracturées.

Sur les rives, la profondeur du rideau diminuera pour atteindre 75/80 % de la charge hydraulique en conservant les limites suivantes :

- 5 m minimum sous les appuis ;
- 2 m minimum dans les rhyolites peu fracturées.

Le rideau d'injection sera poursuivi sous l'évacuateur de crues ; pour limiter les sous-pressions sous l'EVC, le rideau d'injection sera réalisé sous le seuil amont de l'ouvrage.

Les conditions de réalisation des injections sont les suivantes :

- Une seule rangée d'injection (mono-rideau) ;
- Injections réalisées par forage depuis la plinthe ;
- Forages verticaux en partie centrale et pouvant être inclinés de 15° vers les rives (afin d'augmenter le nombre de fissures du rocher recoupées par le forage) ;
- Injections effectuées en remontant depuis le fond du forage par passes successives de 3 à 4 m maximum ;
- En cas de mauvaise tenue du forage, l'utilisation de tube à manchettes sera nécessaire ou la technique d'injection sera adaptée (injection en descendant) ;
- Technique du serrage progressif, par injections primaires puis secondaires :
  - Forages primaires espacés tous les 3 m
  - Forages secondaires entre chaque forage primaire soit un espacement final de 1,5 m
  - Les espacements entre forages pourront être ajustés à partir d'une planche d'essai préalable
- Le coulis utilisé devra être stable (faible décantation) avec un rapport Eau/Ciment (E/C ; en poids) généralement compris entre 1/1 à 2/1 ; l'ajout d'additif et/ou de bentonite est possible (formulation à étudier au démarrage des travaux) ;

- La pression d'injection sera adaptée en fonction de l'état de la roche et de la profondeur d'injection afin d'éviter le claquage des terrains ; en première approche, la pression d'injection pourra être définie selon la formule suivante :
  - $P = \alpha \cdot d$
  - P : pression d'injection au niveau de la passe (en kPa)
  - $\alpha$  : facteur dépendant de la qualité de la roche ;  $\alpha = 50$  (pour une roche « moyenne »)
  - d : profondeur de la base de la passe
- Contrôle de l'efficacité de l'injection par essais Lugeon (avant et après injection).

La figure suivante présente le plan BAR 07 du dossier de plans, dédié au rideau d'injection.

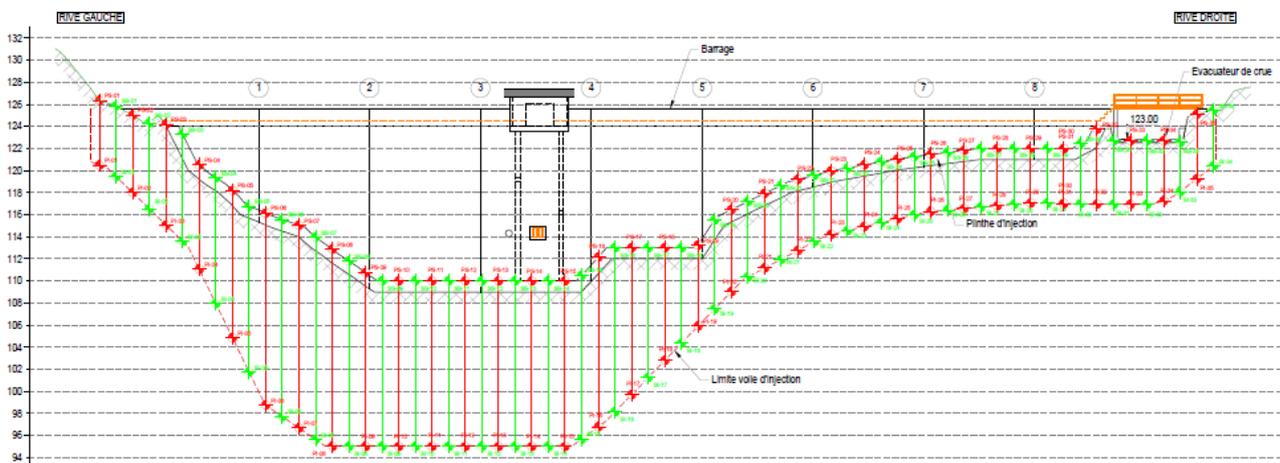


Figure 26 : Elévation amont du barrage avec rideau d'injection (BAR-07)

### 6.3.7. Plinthe

La plinthe, située à l'amont immédiat du barrage, a une épaisseur de 1 m et une longueur amont-aval 1,50 m. Elle est coulée pleine fouille et revêtue d'un enduit bitumineux pour renforcer son étanchéité.

Elle permet la réalisation du rideau d'injection du barrage. **Elle est strictement solidaire du barrage** : réalisée avec la première levée de bétonnage, aucun joint vertical ne la sépare de l'ouvrage.

Sous les différentes sollicitations du barrage, la plinthe connaît des tractions. Pour les plots de rive, les tractions apparaissent en partie supérieure de la plinthe sous l'effet de la poussée des glaces. Pour les plots centraux, les tractions sont localisées sous la plinthe, sous l'effet du poids propre du barrage.

Le ferrailage de la plinthe est dimensionné dans la note de calculs en Annexe 1. Le croquis de ferrailage est reproduit ci-dessous :

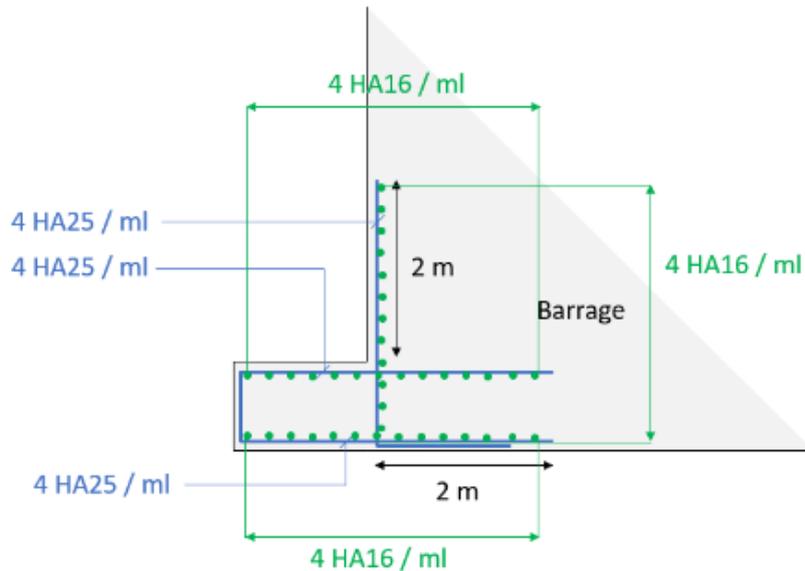


Figure 27 : Principe de ferrailage de la plinthe et du pied amont du barrage

**NOTA :**

Les espacements de ferrailage seront homogénéisés de façon global sur tout l'aménagement en phase EXE pour faciliter les exécutions.

### 6.3.8. Ancrages

#### 6.3.8.1. Conception choisie

La plinthe est ancrée à la fondation par une armature HA32 tous les mètres dans la direction rive-rive. Ces ancrages sont dimensionnés pour reprendre la pression lors de la réalisation du rideau d'injection (cf. § 6.3.8.2. ).

Pour les plots de rive dont la hauteur est inférieure à 8 m, ces ancrages participent également à la stabilité de l'ouvrage sous les sollicitations de la glace (cf. Annexe 1). Sur ces plots, les ancrages sont doublés, et une protection spécifique contre la corrosion est mise en œuvre (cf. § 6.3.8.3. ).

La longueur d'ancrage est de 3 m. Le forage a un diamètre de 10 cm. L'ancrage est scellé au forage par un coulis dont la formulation sera détaillée dans les spécifications techniques.

La figure suivante présente la vue en plan dédiée aux ancrages (BAR-09) :

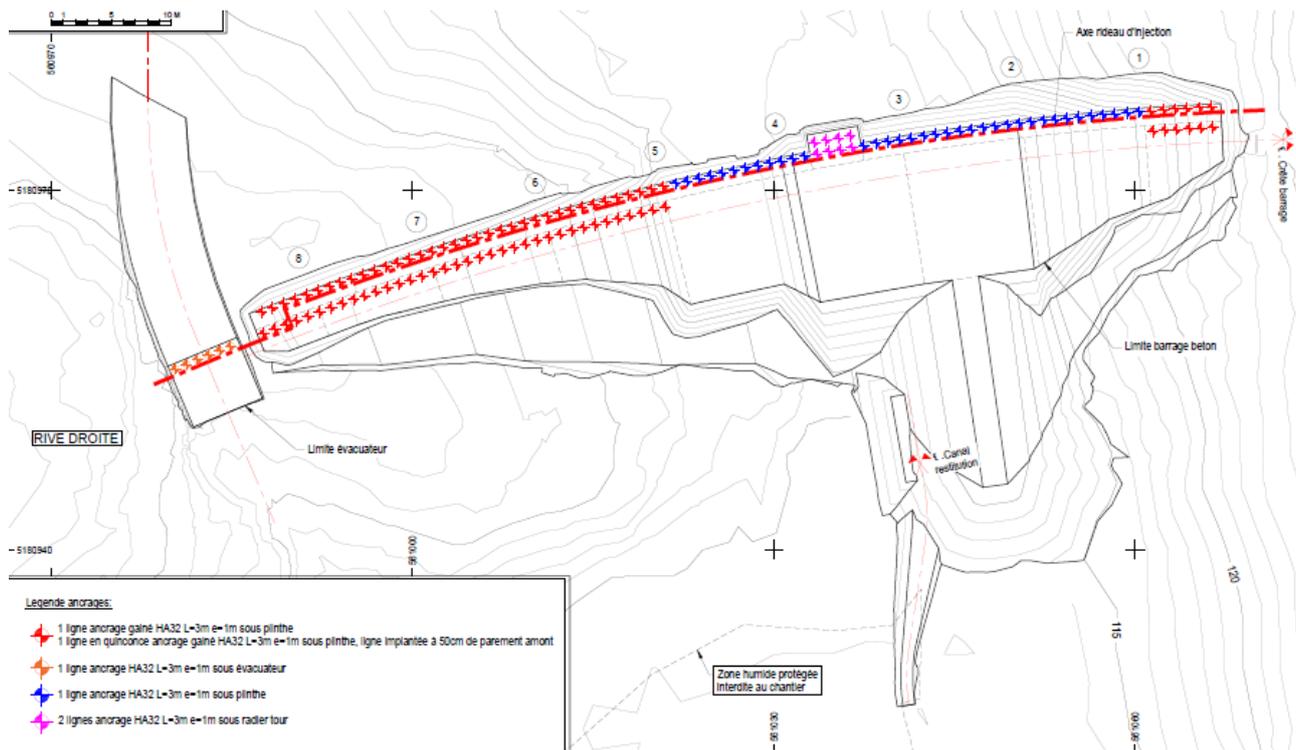


Figure 28: Vue en plan d'implantations des ancrages [BAR-09]

### 6.3.8.2. Dimensionnement des ancrages

Les ancrages ont pour objectifs :

- de reprendre les pressions d'injection de la première passe d'injection. Ils évitent le soulèvement de la plinthe et l'apparition d'un moment à l'encastrement de la plinthe avec le barrage.
- pour les plots de hauteur inférieure à 8 m, de reprendre les efforts de traction en pied amont de l'ouvrage sous les sollicitations de la glace, et éviter son « basculement » vers l'aval.

Dans les deux situations, ils sont sollicités en traction pure.

Le dimensionnement des ancrages consiste à choisir les sections d'acier, longueur de scellement, implantation, telles que les ancrages respectent les critères en vigueur en matière de :

- Résistance de l'armature
- Résistance du scellement
- Résistance du terrain de fondation

Les critères appliqués sont ceux énoncés par le guide TA2020 du Comité Français de Mécanique des Sols (CFMS).

#### 6.3.8.2.1. Pré-dimensionnement

La pression d'injection de la première passe est  $P = \alpha d$ , avec  $d = 3$  m la profondeur de la passe et  $\alpha = 50$  un coefficient dépendant de la roche (cf. § 6.3.6.3. ). Ainsi,  $P = 150$  kPa.

Le poids propre de la plinthe est  $G = 24$  kN/m<sup>2</sup>.

À l'ELU, l'effort à reprendre par l'ancrage de la plinthe, d'une longueur amont-aval de 1,5 m, est donc :

$$E_d = 1,5 * (1,5 P - 1,0 G) = 302 \text{ kN/ml}$$

Pour démontrer qu'un tirant supporte un effort de traction avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture de sa structure, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{R_{td}}{\gamma_{RdSTR}} \geq E_d$$

Avec :

- $R_{td} = \frac{f_{yk} A_s}{\gamma_s}$  la valeur de calcul à l'état limite ultime de la résistance à la traction de l'armature du tirant,
- $\gamma_{RdSTR} = 1,0$  le facteur partiel de modèle pour un tirant en acier de béton armé,
- $E_d$  la valeur de calcul de l'effet des actions à l'ELU à laquelle le tirant doit résister,
- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  la valeur caractéristique de la limite élastique de l'acier,
- $\gamma_s = 1,15$  le facteur partiel pour la résistance limite élastique de l'acier, selon NF EN 1992-1-1,
- $A_s$  la section d'acier, à déterminer.

L'inégalité suivante devient ainsi :

$$A_s \geq \frac{E_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = 6,94 \text{ cm}^2$$

Une armature HA32 présente une section de 8,04 cm<sup>2</sup>. **L'ancrage de la plinthe choisi est donc 1HA32@1ml.**

#### 6.3.8.2.2. Résistance de l'armature

La résistance d'une armature se calcule comme suit :

$$R_d = \frac{\pi r^2 f_{yk}}{\gamma_s}$$

Avec :

- $r = 16 \text{ mm}$  le rayon de l'armature,
- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  la valeur caractéristique de la limite élastique de l'acier,
- $\gamma_s = 1,15$  le facteur partiel pour la résistance limite élastique de l'acier, selon NF EN 1992-1-1,

Soit  $R_d = 350 \text{ kN}$ .

La résistance de l'armature est donc bien supérieure à l'effort de dimensionnement appliqué par les pressions d'injection de 302 kN.

#### 6.3.8.2.3. Résistance du scellement

On considère un forage de diamètre  $\Phi = 10 \text{ cm}$ , de longueur  $L_s = 3 \text{ m}$ , dans un sol en rocher altéré.

D'après les abaques du TA2020, les paramètres suivants peuvent être considérés :

- $q_s = 0,5$  MPa est la résistance en cisaillement de l'interface coulis/terrain de fondation ;
- $\alpha_s = 1,1$  est un coefficient dépendant de la nature du terrain de fondation injecté lors du scellement de l'ancrage, et de la méthode d'injection.

La résistance du scellement  $R_d$  se calcule comme suit :

$$R_d = \frac{R_k}{1,1}$$

Avec :

$$R_k = \frac{\pi \phi \alpha_s q_s L_s}{1,4}$$

D'où  $R_d = 337$  kN.

La résistance du scellement est donc bien supérieure à l'effort de dimensionnement appliqué par les pressions d'injection de 302 kN.

**NOTA :**

Il conviendra de s'assurer de la valeur de la résistance au cisaillement de l'interface coulis/terrain de fondation  $q_s$  par des essais d'arrachement sur site avant la mise en place des ancrages. Les modalités de ces essais seront détaillées dans les spécifications techniques. L'entreprise pourra adapter la conception ici proposée en fonction des conditions du terrain de fondation.

**6.3.8.2.4. Résistance du terrain de fondation**

On considère un cône autour de chacun des ancrages, appelé volume pratique (volume d'influence d'un ancrage). La résistance du terrain de fondation correspond à l'effort nécessaire pour arracher ce cône.

Lorsque plusieurs cônes se recoupent parce que les ancrages sont proches les uns des autres, la résistance d'un cône est diminuée.

La résistance du terrain de fondation pour un ancrage,  $R_d'$ , se formule ainsi :

$$R_d' = \psi' R_d$$

Avec :

$$R_d = \frac{\pi \gamma r^2 L}{3} + \pi L^2 c_k \tan(\beta)$$

Et :

$$\psi' = 0,5 + 0,4 \frac{a}{r}$$

Où :

- $\gamma = 22$  kN/m<sup>3</sup> est le poids volumique du sol,
- $\phi = 40^\circ$  l'angle de frottement du terrain de fondation,
- $\beta = \frac{2}{3} \phi = 26,7^\circ$ ,

- $c = 200 \text{ kPa}$  la cohésion du terrain de fondation,
- $c_k = \frac{2}{3}c = 133 \text{ kPa}$ ,
- $r = L \tan(\beta) = 1,51 \text{ m}$  le rayon du cône,
- $L = 3 \text{ m}$  la longueur du forage donc la hauteur du cône,
- $a = 1 \text{ m}$  est l'espacement entre deux ancrages.

Finalement,  $R_d' = 1569 \text{ kN}$ .

La résistance du terrain de fondation est donc bien supérieure à l'effort de dimensionnement appliqué par les pressions d'injection de 302 kN.

### 6.3.8.3. Protection des ancrages contre la corrosion

Les ancrages ont deux fonctions principales :

- reprendre les pressions d'injection lors de la construction du barrage,
- pour les plots de hauteur inférieure à 8 m seulement, participer à la stabilité des plots en reprenant une partie des efforts de traction en pied amont des plots, sous les sollicitations de la glace.

La réalisation du rideau d'injection est temporaire, elle dure quelques mois. À l'issue de cette opération, pour les plots de hauteur supérieure à 8 m, les ancrages n'ont plus d'utilité démontrée. **Il n'est pas nécessaire d'assurer la durabilité de ces ancrages, pour les plots de hauteur supérieure à 8 m.**

Pour les ancrages participant à la stabilité des plots de rive, trois mesures de protection et précaution sont prises pour assurer le maintien des fonctions de ces ancrages :

- **double protection contre la corrosion des ancrages des plots de rive** (modalités détaillées ci-après),
- **redondance de ces ancrages** : mise en place d'un ancrage identique supplémentaire, décalé de 1,50 m vers l'aval et en quinconce par rapport à l'ancrage principal (cf. figure au § 6.3.8.1. ),
- **épaisseur sacrificielle** : les ancrages considérés dans l'étude de stabilité des plots de rive (modèle numérique en contraintes-déformations, cf. Annexe 1) ont pour diamètre 26 mm, soit 32 mm - 2\*3 mm. Cette diminution d'épaisseur de 3 mm sur tout le pourtour de l'armature correspond à l'estimation d'une perte de matière par corrosion. La valeur de 3 mm est établie sur la base du document de référence TA2020, pour un sol et une ambiance d'agressivités moyennes, et pour un ouvrage d'une durée de vie de 100 ans.

Il existe plusieurs barrières assurant une protection contre la corrosion des ancrages : protection de surface du tirant de type galvanisation, scellement au coulis, gaine imperméable. Pour les ancrages des plots de rive, **le principe de la double protection est adopté : deux de ces barrières seront conjuguées.**

Par exemple, la combinaison gaine imperméable et scellement au coulis pourra être retenue par l'entreprise. La coupe type d'un tel ancrage est présentée ci-dessous :

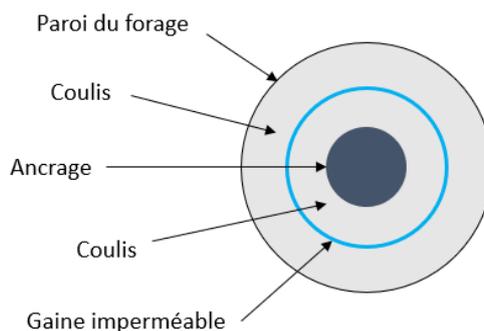


Figure 29 : Double protection contre la corrosion d'un ancrage par gaine et scellement au coulis

La gaine sera crénelée, continue, étanche à l'eau, résistante à la fragilité due au vieillissement et aux rayonnements ultraviolets (pendant le stockage, transport et mise en place), elle ne devra pas produire de chlorures libres. Elle aura une épaisseur minimale de 1 mm. Elle ne devra pas compromettre le transfert de charge entre l'ancrage et le terrain de fondation.

Le coulis de scellement assurant la transmission des charges et la protection contre la corrosion sera compatible avec l'agressivité de l'environnement. Le rapport eau/ciment choisi devra permettre le transfert des charges après la prise du coulis.

Des centreurs seront employés afin de centrer la barre et la gaine dans le forage, pour assurer un enrobage de coulis suffisant et uniforme sur toute la longueur de l'ancrage.

Un soin particulier sera apporté à la protection des extrémités de l'ancrage : en effet, une faille locale de la double protection compromet son efficacité.

### 6.3.9. Nappe aval

Les excavations créées pour la purge des matériaux meubles inappropriés sous l'assise de la recharge aval seront remplies des matériaux constitutifs de la recharge aval (couche drainante de transition et couche de recharge en DO/400).

Ce point bas collectera toutes les eaux de ruissellement provenant des rives en aval du barrage ainsi un niveau de nappe aval relativement haut par rapport aux fondations du barrage est attendu. Cette nappe sera drainée au niveau des couches supérieures (~ 2 m sous le TN de la plateforme aval) par un fossé drainant dont l'un des exutoires sera la mare existante située en aval.

Une partie de la nappe sera également drainée de part et d'autre du bassin de dissipation aval vers l'exutoire du canal de raccordement au Ruisseau de la Vigie.

Enfin un drainage naturel plus en profondeur par la rhyolite fracturée du fond de fouille est possible mais difficile à quantifier avec précision.

**De façon sécuritaire les calculs de stabilité de l'ouvrage ont été menés (hors situation de chantier) en considérant une distribution trapézoïdale des sous-pressions sous l'ouvrage avec un niveau aval équivalent au niveau du TN aval (soit 114,00 m NGF).**

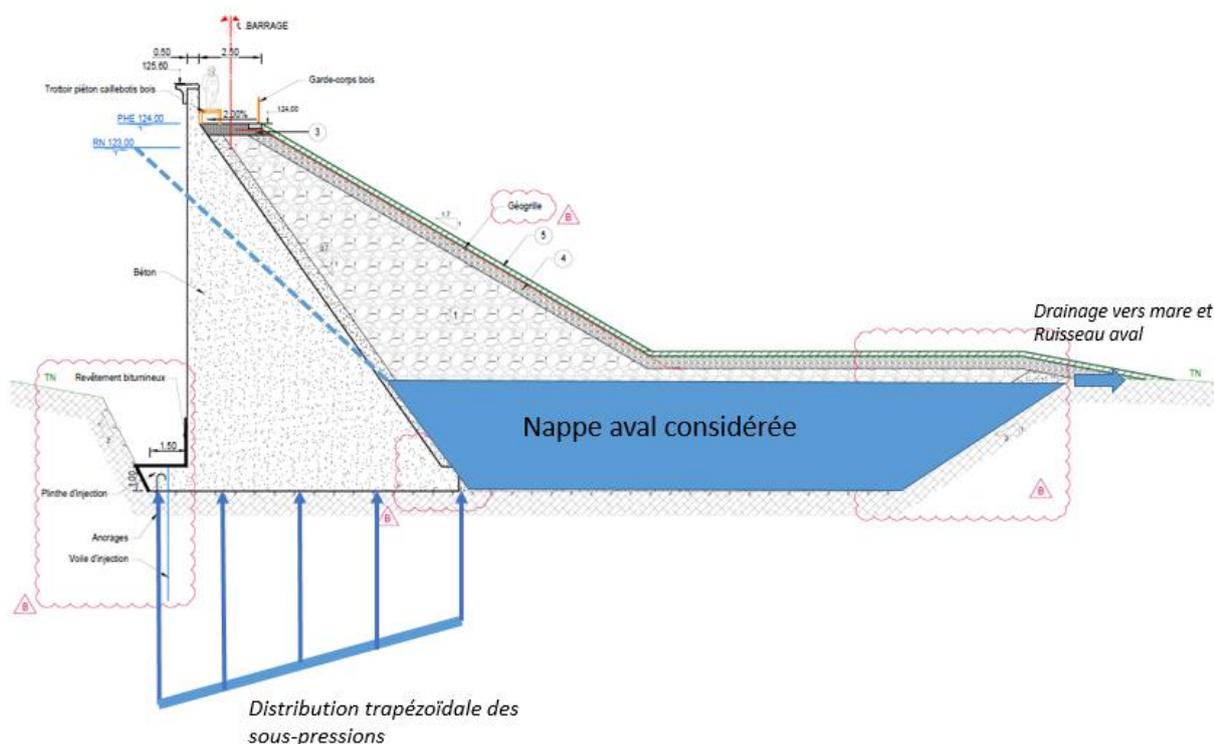


Figure 30: Prise en compte de la nappe en aval du barrage

### 6.3.10. Stabilité d'ensemble

L'étude justifiant la stabilité du barrage est détaillée en Annexe 1.

Elle est menée suivant deux approches : modèles en contraintes-déformations (logiciel Plaxis), et modèles en blocs rigides (logiciel Souris).

Les calculs en contraintes-déformations (modélisation 2D aux éléments finis) de deux profils, correspondant à deux plots de différente hauteur, sont menés à l'aide du logiciel Plaxis, avec trois objectifs principaux :

- connaître l'état de contraintes dans le barrage, de manière à ferrailer adéquatement les zones sollicitées en traction,
- connaître l'état de déformations, les déplacements et ouvertures de fissures à l'interface barrage-fondation, de manière à évaluer la pertinence de la mise en place d'ancrages en pied amont du barrage,
- vérifier la stabilité de la recharge aval en matériaux de démolition, y compris lorsque le barrage en béton est sollicité en tête par la poussée des glaces.

Les modèles en blocs rigides ont pour objectifs de réaliser des vérifications supplémentaires :

- prise en compte du béton de substitution sous le plot de plus grande hauteur,
- définition de la cote de dangers,

- vérification de la stabilité aux interfaces béton-béton (reprises de bétonnage dans le corps du barrage).

Les critères de justification de la stabilité sont conformes aux recommandations du Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR).

### 6.3.10.1. Modèles en contraintes-déformations

L'étude en contraintes/déformations a été menée sous le logiciel Plaxis (modélisation 2D aux éléments finis) sur deux profils, de hauteurs respectives 15 m et 3 m.

Elle a inclus la vérification de la stabilité de l'ouvrage sous sollicitations hydrostatiques aux cotes Retenue Normale (RN) et Plus Hautes Eaux (PHE), et également à une cote « RNH » correspondant à une réhausse de 1 m de la Retenue Normale, pour une réalisation ultérieure à la reconstruction. L'étude a également intégré les sollicitations de la glace.

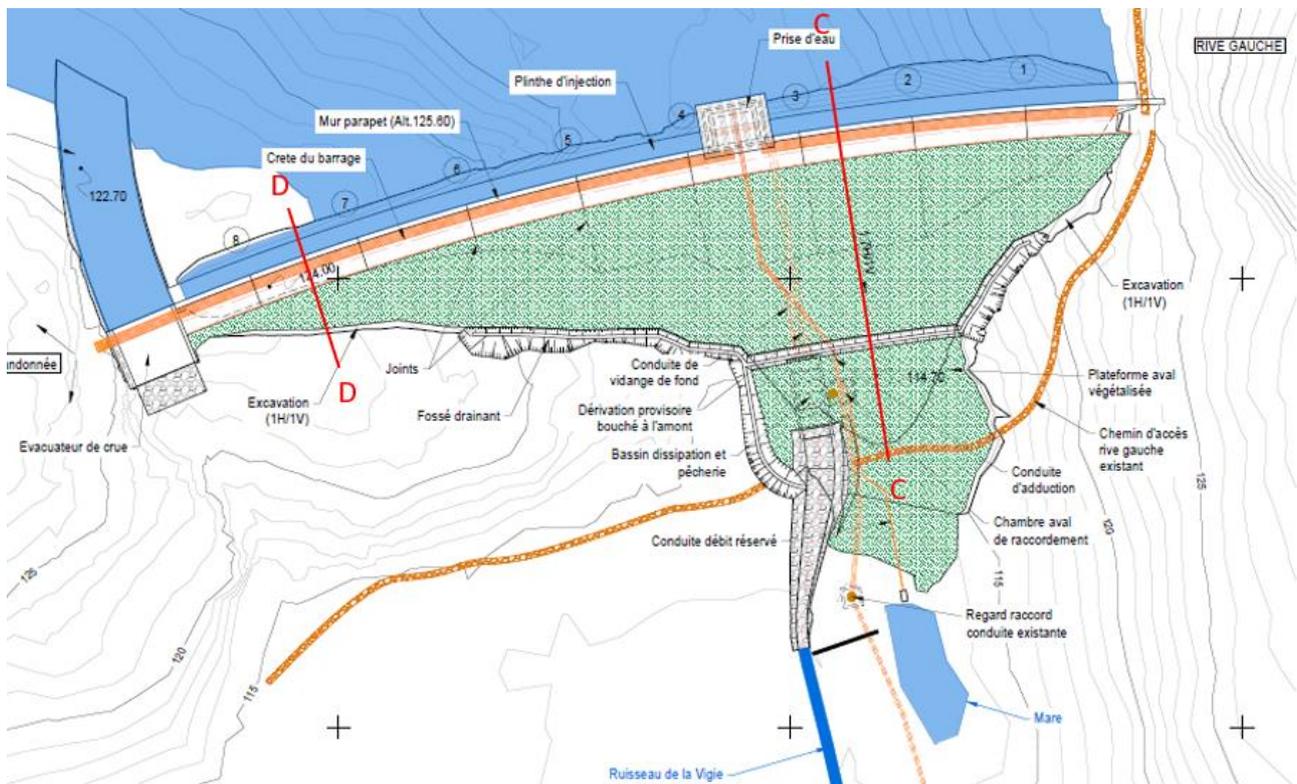


Figure 31 : Vue en plan du barrage de la Vigie reconstruit et profils étudiés

L'étude a inclus une analyse de sensibilité sur le module de la recharge aval, et une analyse de la hauteur de plot à partir de laquelle les ancrages de la plinthe sont sollicités pour participer à la stabilité du profil sous les situations de projet intégrant la poussée de la glace.

**L'étude de stabilité du barrage conclut au respect des critères de résistance à la compression et de non-glissement du CFBR des profils CC et DD.**

Une fissuration à l'interface barrage/fondation intervient sous certaines sollicitations des glaces. L'ouverture de fissure reste inférieure à 0,3 mm. En raison de la longueur réduite sur laquelle l'ouverture du contact est inférieure à 0,2 mm (contact fermé c'est-à-dire 0 m pour la situation RN + glace, et 0,5 m pour la situation RNH + glace), de la présence de l'ancrage de la semelle et de la butée contre le remblai à l'aval, **cette fissuration de l'interface n'est pas considérée comme préjudiciable pour la stabilité de l'ouvrage.**

L'étude en contraintes-déformations menée sous le logiciel Plaxis a par ailleurs permis d'établir que les ancrages dimensionnés au stade Avant-Projet n'étaient pas nécessaires à la stabilité des profils d'une hauteur supérieure à 8 m. Il est décidé au stade Projet, de néanmoins ancrer une armature HA32 par mètre sur tous les profils, depuis la plinthe

amont, avant les injections, afin de stabiliser la plinthe sollicitée par les pressions d'injection d'étanchéité (cf. § 6.3.8. ). Pour les plots d'une hauteur supérieure à 8 m, il est choisi de mettre en place **une protection spécifique des ancrages contre la corrosion, ainsi qu'une redondance des ancrages** par précaution.

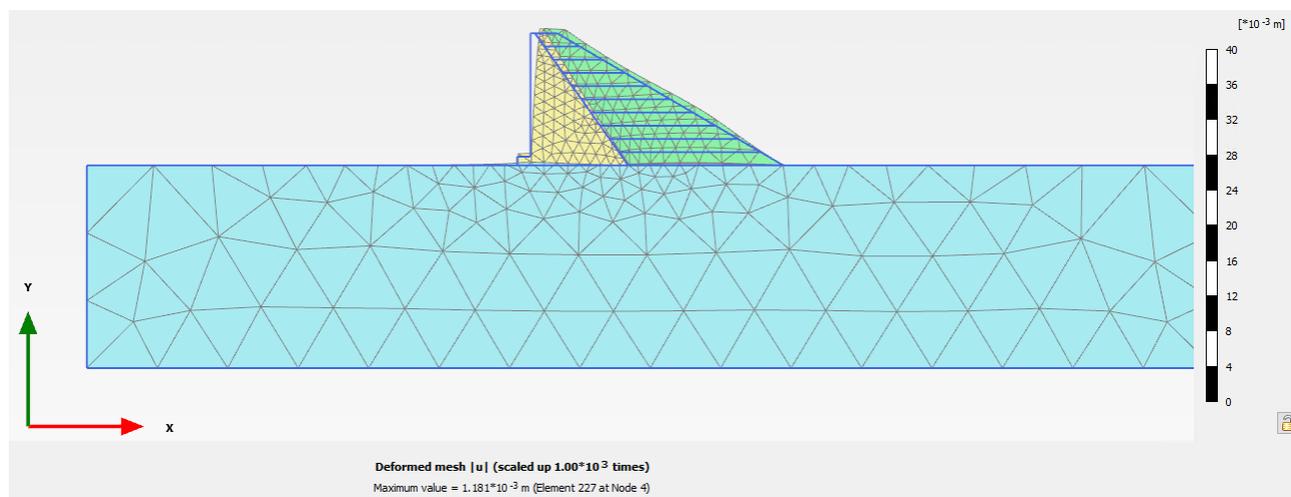


Figure 32 : Déformée du plot de plus grande hauteur à RN + glace

L'étude réalisée permet finalement de conclure à **la stabilité globale de la recharge aval**, y compris lorsque l'ouvrage se déforme en tête sous la poussée de la glace.

Le ferrailage de la plinthe amont a été dimensionné en fonction des contraintes issues des modèles numériques.

### 6.3.10.2. Modèles en blocs rigides

#### 6.3.10.2.1. Prise en compte du béton de substitution sous le plot de plus grande hauteur

Les rhyolites très fracturées se trouvant dans l'axe de la vallée seront purgées et remplacées par un béton de substitution. La stabilité du barrage a été vérifiée en prenant en compte cette surprofondeur, par un modèle en blocs rigides d'une hauteur de 18 m. **Le barrage complété de sa fondation en béton de substitution respecte les critères de stabilité du CFBR pour les barrages-poids.**

#### 6.3.10.2.2. Définition de la cote de dangers

La cote de dangers est la cote minimale entre la cote du parapet du barrage (recharge sensible au déversement), et la cote de retenue à partir de laquelle l'une des limites de stabilité de l'ouvrage est atteinte, sans coefficients partiels. Il s'agit d'une situation extrême au sens du CFBR.

La cote de retenue à partir de laquelle l'une des limites de stabilité de l'ouvrage est atteinte est de 127,55 m NGF, soit 1,95 m au-dessus du parapet calé à la cote 125,6 m NGF. **La recharge aval du barrage étant sensible à l'érosion, le déversement au-dessus du parapet est à exclure. La cote de dangers finalement retenue est donc la cote du parapet, 125,6 m NGF.**

#### 6.3.10.2.3. Justification de la stabilité aux reprises de bétonnage

La tenue au glissement, au renversement et à la compression des reprises de bétonnage dans le corps du barrage a été analysée sur deux interfaces béton-béton, aux cotes suivantes, pour les situations de projet RNH et RNH + glace :

- 123 m NGF (1 m sous la crête),
- 110 m NGF (immédiatement au-dessus de la plinthe pour le profil de plus grande hauteur).

Les critères de stabilité recommandés par le CFBR pour les barrages-poids sont respectés pour les deux profils situés au-dessus des interfaces béton-béton étudiées (reprises de bétonnage) pour les situations de projet N3 – RNH et R3 – RNH + glace : profils de hauteurs respectives de 1 et 14 m.

### 6.3.10.3. Attention à porter lors de la réception du fond de fouille

L'étude de stabilité du barrage repose, pour les deux modèles, sur des hypothèses fortes concernant la qualité du rocher de fondation et de l'interface barrage-fondation.

**Lors de la réception du fond de fouille, il conviendra de s'assurer que les paramètres de résistance du terrain de fondation observables sur site sont bien cohérents avec ceux considérés dans la présente étude.**

S'il s'avérait que les paramètres de résistance du terrain de fondation du barrage étaient plus faibles qu'attendu, l'étude de stabilité du barrage serait à actualiser avec les valeurs mises à jour.

Les caractéristiques de la fondation considérées dans l'étude de stabilité du barrage sont les suivantes :

- résistance à la compression : 35 MPa
- module d'Young : 2300 MPa
- cohésion à l'interface barrage-fondation : 200 kPa
- angle de frottement : 40°

### 6.3.11. Drainage

Un rideau de drainage est réalisé à partir du parement aval du barrage en béton. Il a pour objectif de s'assurer que les sous-pressions sont bien rabattues à l'aval de l'ouvrage. En effet, en l'absence de rideau de drainage, une forte étanchéité de la fondation à l'aval pourrait empêcher les pressions issues du réservoir amont de se dissiper.

Les drains ont un diamètre de 10 cm et sont espacés de 5 m (2 drains par plot). Les forages sont inclinés depuis le parement aval de 15° vers l'amont. Les forages sont tubés par un tube PVC crépiné en pied permettant de collecter les débits de fuite de la fondation. Les éventuels débits drainés sont collectés en tête de drain dans une buse DN300 en PEHD traversant la recharge vers l'aval, et dirigeant les débits collectés dans un fossé de collecte en béton ceinturant le pied aval du barrage.

Le fossé de collecte est une cunette béton de type ½ buse en DN400 aménagée localement au droit des deux seuils de mesure pour créer un bassin de mesure approprié, sans ennoisement du seuil calibré (voir description du seuil de mesure de débit réservé du même type Figure 74 : Exemple de seuil de mesure de débit).

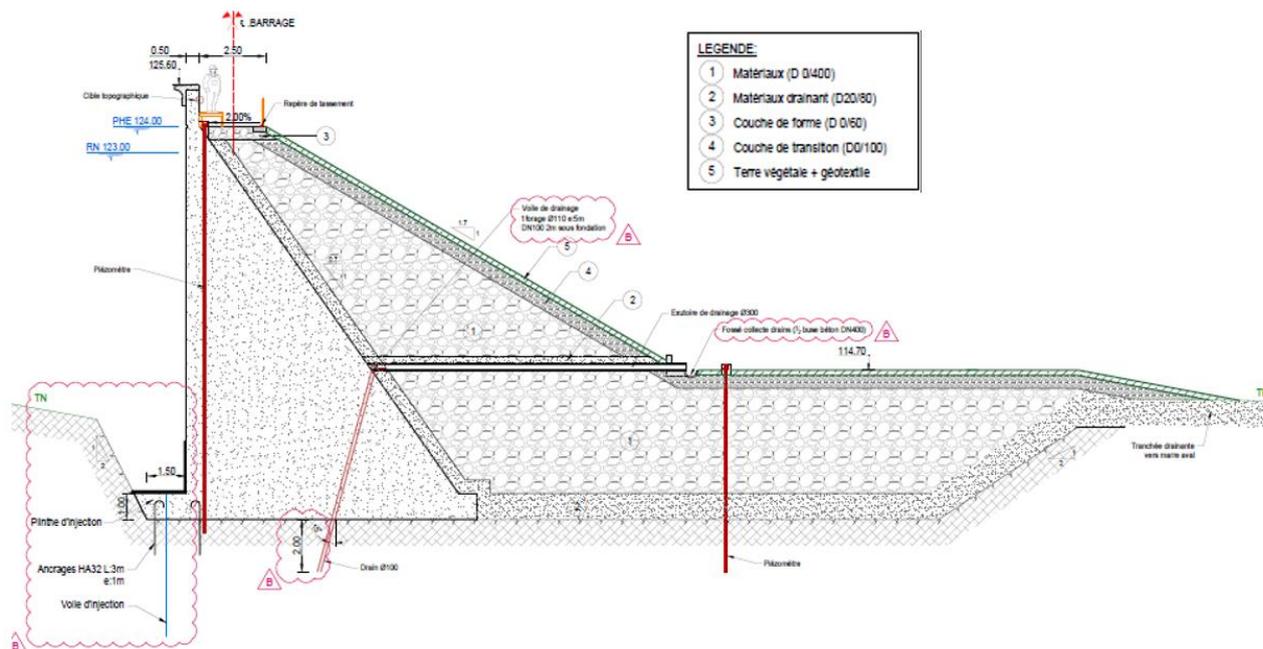


Figure 33 : Coupe type du barrage et système de drainage (plan AUSC-02)

Une tête de pont du même type que celle présentée sur la figure suivante permettra de soutenir la recharge du barrage de part et d'autre de l'exutoire de chaque drain :



Figure 34: Exemple exutoire drain du barrage - Tête de pont béton

Une tranchée drainante est prévue en aval de la plateforme afin de limiter la hauteur de la nappe aval à la hauteur de la mare existante aval. La tranchée aval relie en effet les excavations du barrage à la mare pour permettre de drainer les couches supérieures de la plateforme et d'avoir un pied de barrage sain et sec.

Une légère pente sur la plateforme aval permettra également d'éviter des zones de stagnation des eaux de ruissellement.

**NOTA :**

En provision, une tranchée drainante complémentaire est incluse au Marché de façon à mettre en place des moyens complémentaires de drainage si besoin durant le chantier.

## 6.3.12. Auscultation

### 6.3.12.1. Mesures manuelles

Le dispositif d'auscultation de l'ouvrage est composé d'instruments à mesure manuelle :

- 2 échelles limnimétriques (l'une de 10 m est implantée sur la tour de prise entre les cotes 114 et 124 m NGF, l'autre de 1 m est implantée sur le bajoyer de l'évacuateur de crues entre les cotes 123 et 124 m NGF).
- 6 piézomètres ouverts répartis sur 3 profils : sur chaque profil, le piézomètre amont est situé à 70 cm du parement amont et vertical, et le piézomètre aval est localisé à l'aval immédiat du fossé de collecte des drains et incliné de 15° vers l'amont ;
- 1 support de prisme topographique par plot de barrage (soit 9 supports) fixés sur la face aval du parapet du barrage (mesures en X, Y, Z);
- 11 repères de tassement : 9 fixés sur la bordure béton aval de la crête du barrage et 2 sur le bajoyer rive gauche de l'évacuateur de crues ;
- 11 drains, dont l'exutoire permet la mesure individuelle avant le débouché dans le fossé de collecte des drains ;
- 3 seuils de mesure calibrés, permettant la mesure des débits drainés de la rive gauche, les débits drainés totaux et le débit réservé en aval du piquage de la chambre aval dédiée. (voir Figure 74 : Exemple de seuil de mesure de débit).

La figure suivante indique les emplacements des différents dispositifs :

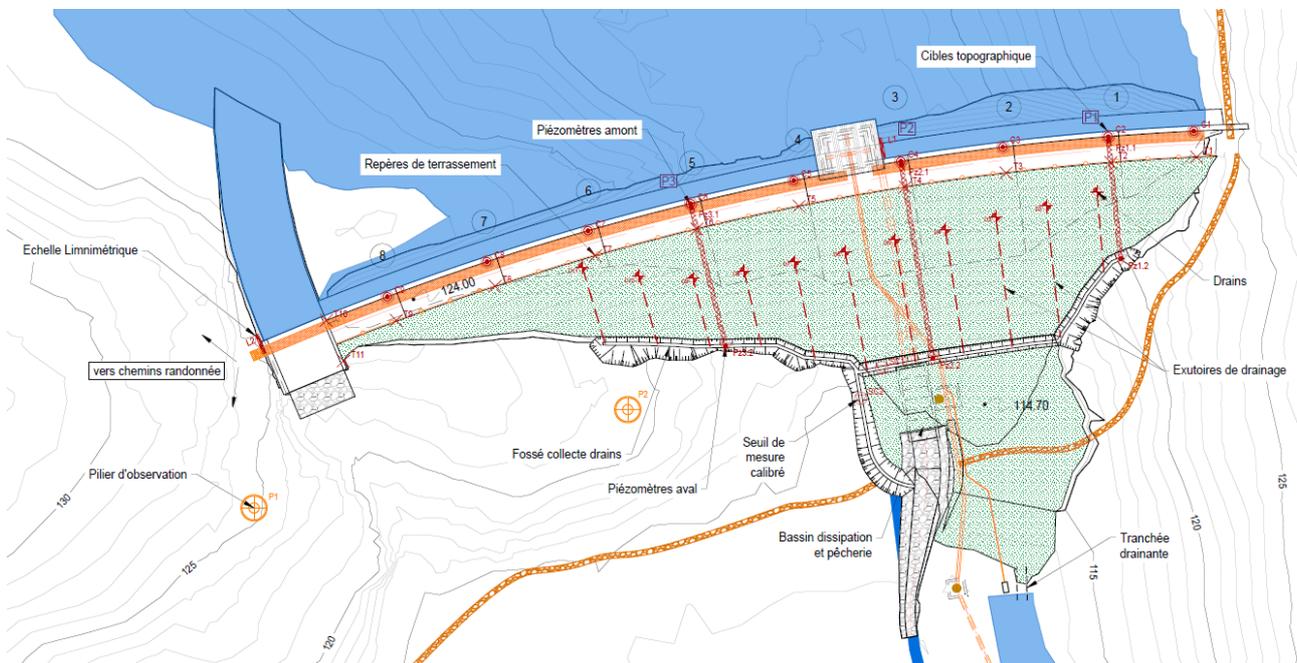


Figure 35 : Vue en plan du dispositif d'auscultation du barrage (plan AUSC-01)

### 6.3.12.2. Mesure automatisée

#### ➤ Contrôle commande / instrumentalisation

La demande du Maître d'ouvrage est d'avoir une mesure automatisée du niveau d'eau avec un système de transmission par GSM afin de recevoir la donnée à distance.

La mesure automatisée est prévue grâce à un capteur de niveau et de pression de type sonde piézométrique immergée alimentée en 24 VDC. Étant donné que la retenue d'eau peut geler plusieurs fois par an, il est nécessaire d'opter pour un capteur immergé qui mesure le niveau de pression. Cette mesure est assurée par une petite alimentation isolée de type PV + batteries dont les équipements sont décrits dans la partie suivante. Un capteur adapté à ce type de mesure est un capteur piézo-résistif immergé à membrane inox.

Cette mesure est transmise à une CELLBOX DATA qui est un automate de télégestion. Ce poste local de télégestion autonome communique par GSM donc avec une carte SIM et transmet la mesure de niveau d'eau. Il est programmable pour envoyer et archiver des données quotidiennement.

L'opérateur a une interface de communication. Il peut recevoir les données par sms. Celles-ci peuvent également être reçues et exploitées par un service de supervision si besoin. Il est recommandé d'ajouter une antenne déportée à l'extérieur pour amplifier le signal et mieux capter, surtout si le réseau est faible. Elle peut être mise à l'intérieur en phase travaux. La mesure sera envoyée par l'automate et reçue par téléphone.

Un tube en inox le long de la tour de prise jusqu'à l'immersion dans l'eau est nécessaire pour la protection du câble et de la sonde. Un grillage au fond du tube est à ajouter pour arrêter la sonde une fois dans l'eau. L'automate alimente la sonde par entrée analogique par un câble avec capillaire protégé contre les infiltrations d'eau.

Le câble raccordant la sonde vers l'automate doit être passé dans un fourreau. À l'entrée de la carte automate doit être inséré un parafoudre. Ceci fait partie du coffret électrique qui est à prévoir dans le local pour y mettre tous les équipements.

#### ➤ Dimensionnement électrique

- Calcul des consommations

Seules les consommations de l'automate et de l'éclairage sont retenues. Un modèle typique d'automate de télégestion a une consommation moyenne de 2,8 W. Un modem GSM à 0,2 W et 1 entrée AI-mA à 0,04 W. Consommation moyenne totale de l'automate : 3,04 W + 20% de réserve = 3,65 W.

L'éclairage retenu est composé de quatre projecteurs LED d'une puissance nominale de 10 W alimentés en 24 VDC. Un éclairage pour le local de tête et un pour chaque niveau de vanne dans le corps de la tour. Même si l'éclairage ne sera pas utilisé en continu à l'inverse de l'automate, la batterie et les panneaux PV doivent pouvoir alimenter les deux en même temps. La consommation totale pour la mesure automatisée est donc de 43,65 W.

- Dimensionnement des panneaux PV

Le modèle typique de panneau est retenu avec une puissance max de 100 Wc. Ses dimensions sont 1037 x 527 x 35 mm. Avec un facteur d'ensoleillement de 0,85 on obtient une puissance de 85 W en sortie 24 VDC par panneau. Pour pallier aux aléas climatiques et à l'éventuelle perte d'un panneau, il est préférable de poser 2 panneaux de 100 Wc. Cette installation sera suffisante pour recharger la batterie rapidement.

- Dimensionnement de la batterie solaire

La tension du système est de 24 V. La consommation max étant de 43,65 W, le courant de décharge max est de  $43,65/24 = 1,82$  A. Une hypothèse contraignante peut être faite sur l'éclairage. Il peut être considéré comme allumé par un exploitant pendant la moitié du temps de décharge de la batterie. Si l'éclairage n'est pas allumé, le courant de décharge min est de  $3,65/24 = 0,15$  A. Le courant de décharge moyen de la batterie est donc de 0,99 A.

Pour pallier aux aléas climatiques et à la perte progressive de capacité de la batterie, une autonomie de 4 jours (96 heures) paraît nécessaire. Une batterie de 95 Ah minimum est donc nécessaire. Une batterie d'environ 100 Ah en C100 restitue 1 A pendant 100h. C'est cette gamme de batterie qui est à sélectionner. Il est possible de connecter 2 batteries 12 V en série au lieu d'une batterie 24 V.

- Equipements supplémentaires

D'autres équipements sont nécessaires mais non dimensionnant par rapport au bilan de puissance et d'énergie.

Un régulateur solaire permet de protéger contre les décharges profondes, les surcharges, les courts circuits, ou encore déconnecte les charges si la batterie est en surtension. Il sert à déconnecter et reconnecter automatiquement les consommateurs et régule la tension. Les panneaux PV, la batterie et les équipements de consommation sont tous connectés au régulateur solaire.

Des câbles de section 2,5 mm<sup>2</sup> sont suffisants pour les connexions. Un sectionneur de mise à la terre est nécessaire pour la protection des consommations (éclairage, capteur et automate). Deux fusibles par consommateur sont à ajouter pour les protections des équipements.

## 6.4. ÉVACUATEUR DE CRUES

### 6.4.1. Description

L'évacuateur de crues (EVC) est situé en rive droite du barrage, indépendant du barrage.

Il s'agit d'un seuil épais en béton armé d'une largeur déversante de 5,60 m, délimité par deux bajoyers de 30 cm d'épaisseur et rejoignant la cote 125,60 m NGF du parapet anti-vagues du barrage à l'amont pour le bajoyer rive gauche. Il permet l'évacuation de la crue centennale sans que la retenue ne dépasse la cote des PHE (124,00 m NGF).

Un chenal en amont du seuil, dans la retenue, excavé et réglé à la cote 122,70 m NGF, dirige l'eau vers l'évacuateur.

Les débits évacués à l'aval du seuil se déversent ensuite sur le terrain naturel rocheux avant de rejoindre naturellement le lit du ruisseau. Un tapis en enrochements sur une longueur de 2 m en aval du seuil permet de limiter les d'érosion en pied aval d'ouvrage.

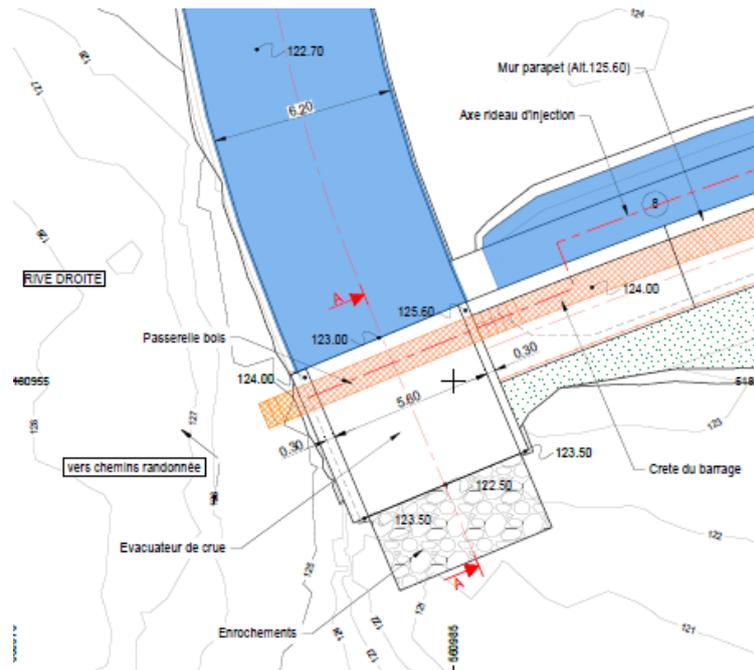


Figure 36 : Vue en plan de l'évacuateur de crues – Extrait EVC-01

Le radier du seuil est ancré par un linéaire d'ancrages HA32@1m en amont afin de l'utiliser comme plinthe pour la réalisation d'injections profondes en prolongement du rideau d'étanchéité du barrage.

En effet des fuites actuelles visibles en aval du chenal d'évacuation témoignent de la présence de chemins d'eau dans la fondation de cette zone et justifie cette prolongation du rideau en rive droite.

La coupe type du seuil de l'EVC est présentée sur la figure suivante.

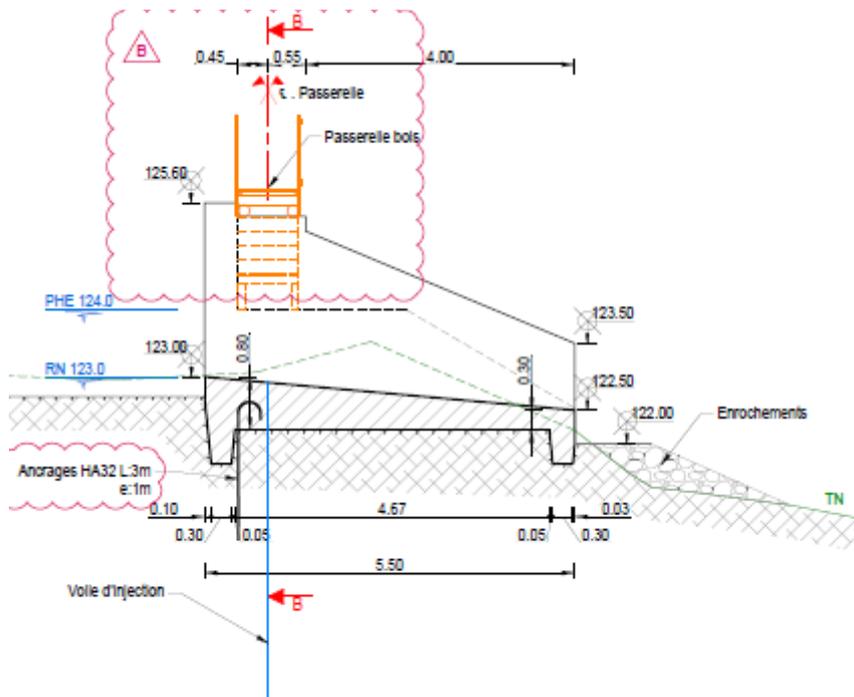


Figure 37 : Coupe type de l'évacuateur de crues- Extrait plan EVC-02

Une passerelle en bois destinée aux piétons franchit l'évacuateur de crues et relie ainsi la rive droite à la crête du barrage. Les caractéristiques de cette passerelle sont détaillées au paragraphe 6.4.5.

**NOTA :**

A noter qu'aujourd'hui aucun accès piéton/chemin atteint la rive droite de l'évacuateur, le balisage des chemins de randonnées actuels sera donc à adapter pour atteindre la rive droite de la passerelle de l'évacuateur de crues (hors périmètre du projet). En effet les chemins de randonnées existants passent dans l'évacuateur de crues au niveau 123,00 m NGF ce qui ne sera plus possible une fois le réservoir remis en eau.



*Figure 38: Vue en perspective du projet de seuil d'évacuateur*

## 6.4.2. Fondation de l'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues (EVC) se situe en rive droite du barrage au niveau de l'appui. Il sera reconstruit en lieu et place de l'ouvrage actuel (avec un élargissement nécessaire).

D'après les observations visuelles (cf. photos ci-dessous), l'assise de l'ouvrage actuel est en déblais dans l'horizon de rhyolites relativement fracturées (celles observés en tête du sondage SC1).



*Figure 39 : Photos de l'EVC actuel*

L'horizon rocheux semble de bonne qualité et pourra constituer la fondation de l'EVC projeté.

Après démolition et évacuation de l'ouvrage béton actuel, il sera vraisemblablement nécessaire de purger les horizons de surface remaniés par les démolitions. Au stade actuel du projet (niveau PRO), une purge de 0,5 m est prévue au droit de l'EVC projeté. Ponctuellement (en particulier en pied aval de l'EVC), une purge plus importante sera peut-être nécessaire.

La conception du nouvel EVC prévoit un ouvrage en pente permettant de suivre la topographie du terrain naturel, ce qui pourrait permettre de limiter les épaisseurs de purge. En cas de nécessité de rattraper un niveau d'assise (sur-profondeur à l'aval de l'EVC), les comblements devront être réalisés à l'aide d'un gros béton.

### 6.4.3. Dimensionnement hydraulique

Le dimensionnement hydraulique détaillé de l'évacuateur de crues est disponible dans le rapport des études d'Avant-projet (cf. 8211252 – La Vigie – P2AVP).

Celui-ci a été dimensionné pour la crue de projet d'une période de retour 100 ans ( $Q = 7,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Il a aussi été vérifié que la crue millénale ne provoque aucun déversement sur la recharge du barrage et le débit sortant soit entièrement dirigé vers le chenal naturel en aval de l'évacuateur de crues en considérant un fond en aval immédiat de l'évacuateur à 122,0 m NGF (contre 121,3 NGF à l'AVP). Cette mise à jour n'influence pas l'écoulement sur l'évacuateur et donc la loi de débitance de ce dernier.

Enfin, il a également été vérifié, en phase Projet, que pour la crue de période de retour 300 ans le niveau dans la retenue restait inférieur à la cote PHE. L'hydrologie de la  $Q_{300}$  a été déduite à partir de l'étude hydrologique ARTELIA 2021 quantifiant les hydrogrammes et les débits de pointe pour plusieurs crues dont  $Q_{100}$  et  $Q_{500}$  encadrant la crue de période de retour 300 ans.

Ainsi, les débits de pointe sont récapitulés ci-dessous :

- $Q_{100} = 7,3 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{300} = 8,8 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{1000} = 10,5 \text{ m}^3/\text{s}$

#### 6.4.3.1. Loi hauteur débit EVC.

L'obtention de la loi hauteur -débit de l'évacuateur de crues est détaillée dans 8211252 – La Vigie – P2AVP. La figure ci-dessous en présente le résultat.

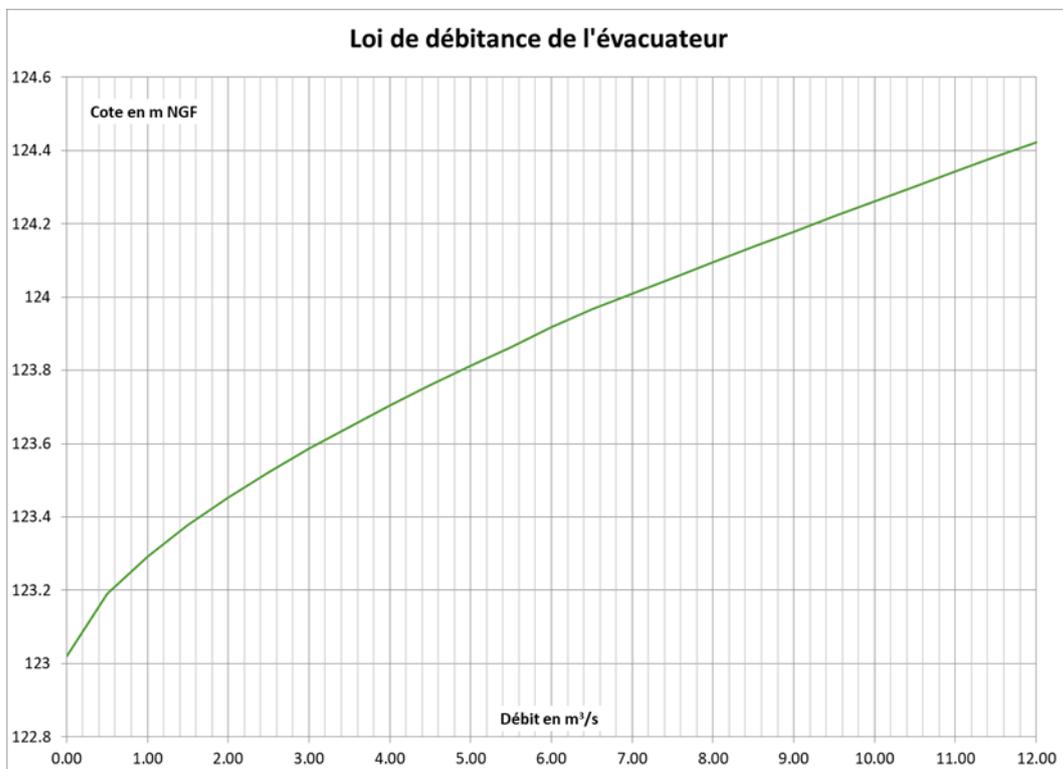


Figure 40 : Loi hauteur débit de l'évacuateur de crues

### 6.4.3.2. Laminage des crues

La prise en compte du laminage des crues, c'est-à-dire de la capacité du barrage à écrêter une crue, a été réalisée avec un outil développé par ARTELIA dont les données d'entrées sont les suivantes :

- Hydrogrammes des crues entrant dans la retenue. Ces derniers ont été établis dans l'étude hydrologique actualisée par ARTELIA en 2021 :

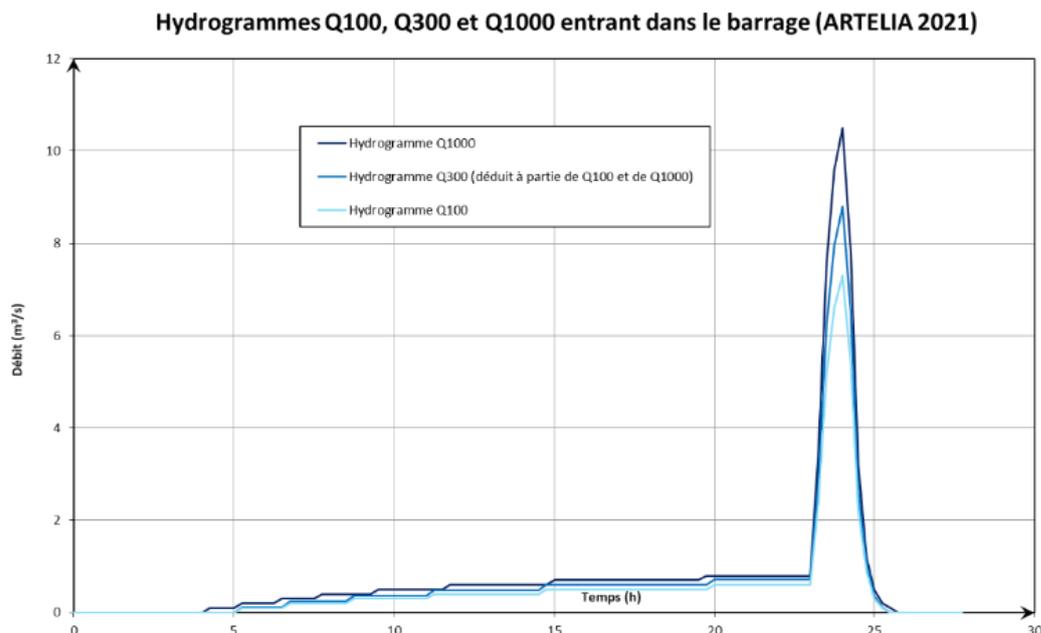


Figure 41 : Hydrogrammes  $Q_{100}$ ,  $Q_{300}$  et  $Q_{1000}$  entrant dans le barrage (ARTELIA 2021)

- La capacité de la retenue traduite par la relation cote-volume. Les levés topographiques de la retenue ont permis d'établir une relation entre la cote et le volume de la retenue.
- La courbe de débitance de l'évacuateur présentée au paragraphe ci-dessus

### 6.4.3.3. Résultats

Ainsi, le débit de pointe sortant par l'évacuateur en  $Q_{100}$  est de  $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$  ; de  $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$  pour la  $Q_{300}$  et de  $2,6 \text{ m}^3/\text{s}$  pour la  $Q_{1000}$ . Tenant compte de ces débits de pointes laminés, les niveaux atteints au droit de l'évacuateur et dans la retenue sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 11 : Niveaux atteints dans la retenue pour la  $Q_{100}$  et la  $Q_{1000}$  avec l'évacuateur de largeur 5,60 m avec laminage

	$Q_{100}$	$Q_{300}$	$Q_{1000}$
Débit de pointe ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	1,6	2,0	2,6
Niveau critique au droit de l'évacuateur = amont coursier (m NGF)	123,22	123,25	123,30
Niveau dans la retenue (m NGF)	123,39	123,45	123,53

L'évacuateur permet donc bien de maintenir un niveau inférieur à la cote PHE (124,00 m NGF) pour  $Q_{100}$ ,  $Q_{300}$  et  $Q_{1000}$ .

Pour atteindre la cote du parapet (125,60 m NGF) dans la retenue, le débit en sortie de l'évacuateur doit être  $31 \text{ m}^3/\text{s}$  soit environ 12 fois le débit en sortie de l'évacuateur de la crue millénaire.

La figure ci-dessous présente les lignes d'eau obtenues en Q<sub>100</sub> et Q<sub>1000</sub> tenant compte du laminage de la retenue

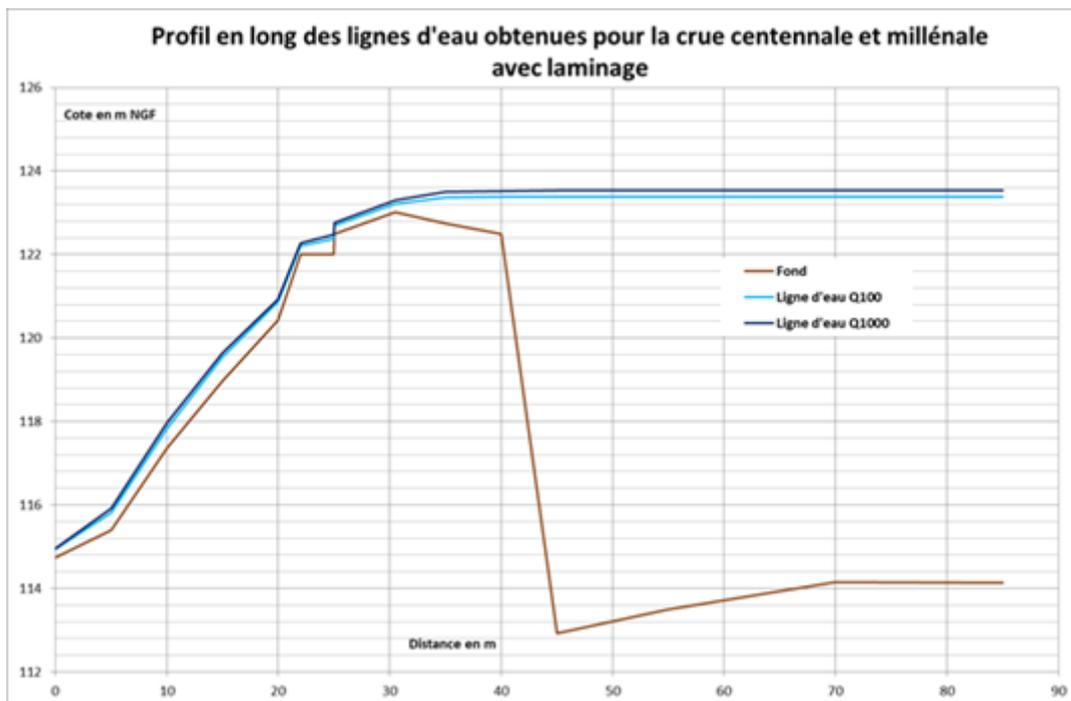


Figure 42 : Lignes d'eau dans l'EVC avec laminage des crues et niveau des enrochements en aval du seuil à 122 m NGF

#### 6.4.4. Dimensionnement génie-civil de l'évacuateur

L'Annexe 2 de ce rapport présente en détail les calculs de vérification de la stabilité du seuil de l'EVC ainsi que les calculs de dimensionnement du ferrailage de l'ouvrage.

Il ressort de cette étude que **l'ouvrage est stable pour toutes les situations de projet vérifiées et ne nécessite pas d'ancrages spécifiques.**

Le principe de ferrailage retenu pour le radier et les bajoyers du seuil est présenté sur la figure suivante. C'est un ferrailage aux aciers minimum car les sollicitations de l'ouvrage sont faibles dans chaque situation de projet.

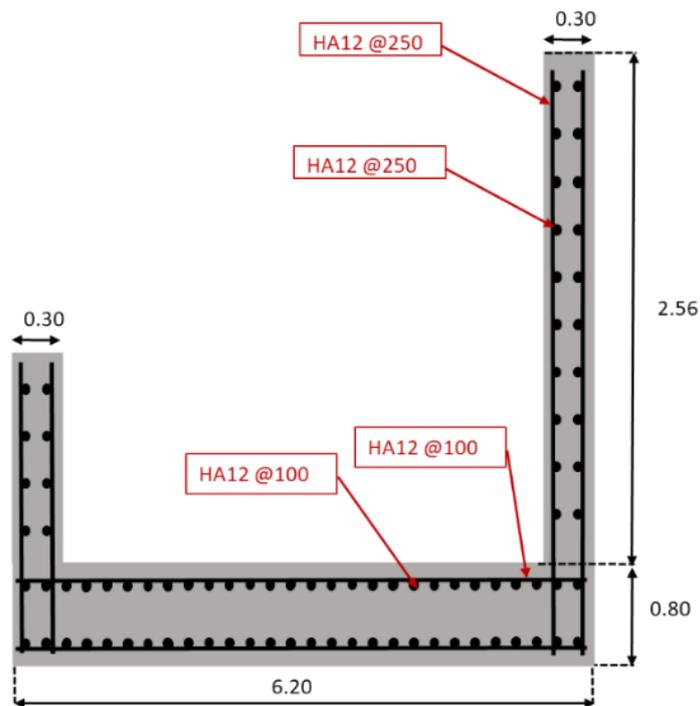


Figure 43 : Schéma du principe de ferrailage de l'évacuateur de crues

**NOTA :**

Les espacements de ferrailage seront homogénéisés de façon global sur tout l'aménagement en phase EXE pour faciliter les exécutions.

### 6.4.5. Passerelle

La passerelle permettant la continuité de l'accès piéton de part et d'autre de l'évacuateur de crues est considérée comme une fourniture avec les dimensions et spécifications suivantes :

- Type : Camargue
- Matériau : Bois massif traité
- Portée libre : 8 m
- Largeur : 120 mm
- Charge d'exploitation : passerelle piétonne exposée à la neige et au vent (dimensionnement EC5)
- Garde-corps : T110 en bois

Des escaliers bois permettront la continuité entre le cheminement piéton en crête barrage et la passerelle.

Une passerelle similaire à celle du barrage du Goéland sera demandée, de type Camargue T100, puisque celle-ci remplit complètement son rôle d'intégration paysagère, possède les mêmes sollicitations (neige, vent, charge, etc..) et qu'après 12 ans d'exploitation elle ne montre pas de désordre particulier.



Figure 44 : Photo novembre 2008 juste avant la pose de la passerelle du Goéland

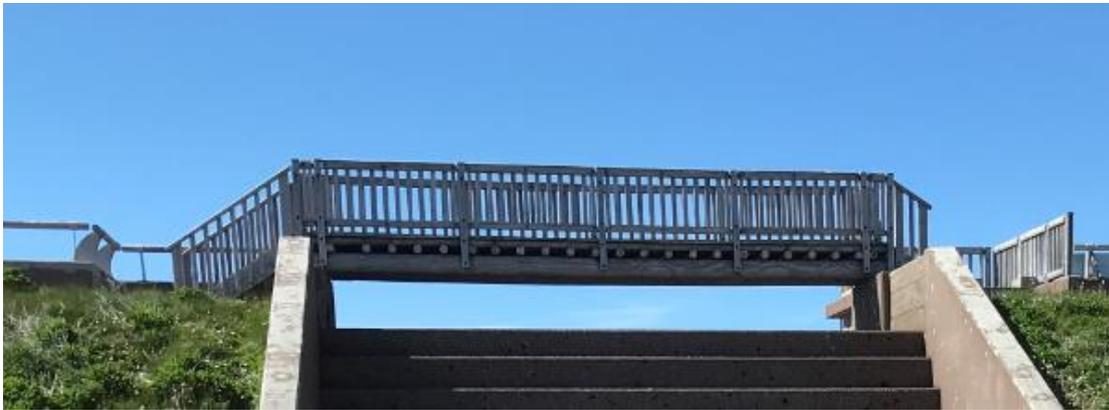


Figure 45 : Photo juin 2021 de la passerelle du Goéland

La passerelle sera fixée par scellement sur le bajoyer rive gauche de l'EVC et sur un plot béton ancré au rocher sur une plateforme naturelle présente en rive droite de l'EVC.



Figure 46 : Implantation de l'appui rive droite de la passerelle

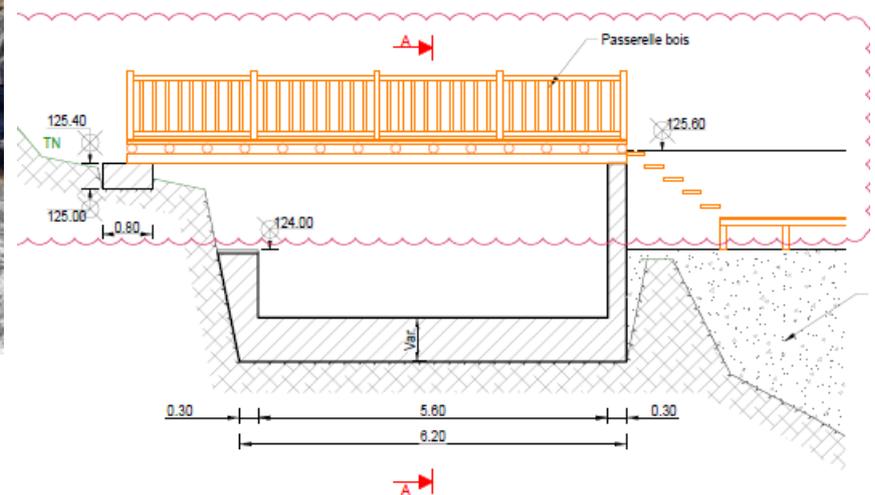


Figure 47 : Coupe en travers du seuil de l'EVC

## 6.5. TOUR DE PRISE

### 6.5.1. Description générale

La tour de prise d'eau est attenante au parement amont du barrage, sur le plot centrale N° 3-4, au même emplacement que la tour d'origine. Il est en effet considéré que la tour d'origine a été placée dans l'axe de l'ancien ruisseau (talweg) pour permettre la meilleure prise et meilleur vidange du réservoir, au droit du profil de plus grande hauteur du barrage.

La future tour de prise abritera tous les équipements du système de prise d'eau et de vidange de fond du barrage.

Elle est constituée en béton armé et surmontée d'un local de commande pour abriter les volants de manœuvre de l'ensemble des 6 vannes présentes dans la tour.

L'accès dans la tour se fait par la crête du barrage par la double porte du local de commande. La tour est composée de 4 paliers en caillebotis métallique reposant sur des poutres de type IPN appuyées sur des appuis métalliques fixés dans le fut en béton de la tour.

Le palier du haut à la cote 124 m NGF forme le plancher du local. Une trappe d'accès permet d'accéder au palier inférieur par une échelle à crinoline.

Le second palier, au niveau 118,80 m NGF permet d'accéder à la vanne de prise la plus haute : calée à 119 m NGF du côté rive gauche de la tour, une trappe dans le caillebotis permet l'accès par une échelle au palier inférieur

Le troisième palier, au niveau 115,80 m NGF, permet d'accéder à la vanne de prise la plus basse : calée à 116 m NGF du côté rive droite de la tour. Une trappe dans le caillebotis permet d'accéder par une échelle au palier le plus bas

Le quatrième et dernier palier, en béton armé, est calé à la cote 113,80 m NGF. Il permet d'accéder aux vannes de la vidange de fond et au contact des conduites rentrant dans le béton du barrage.

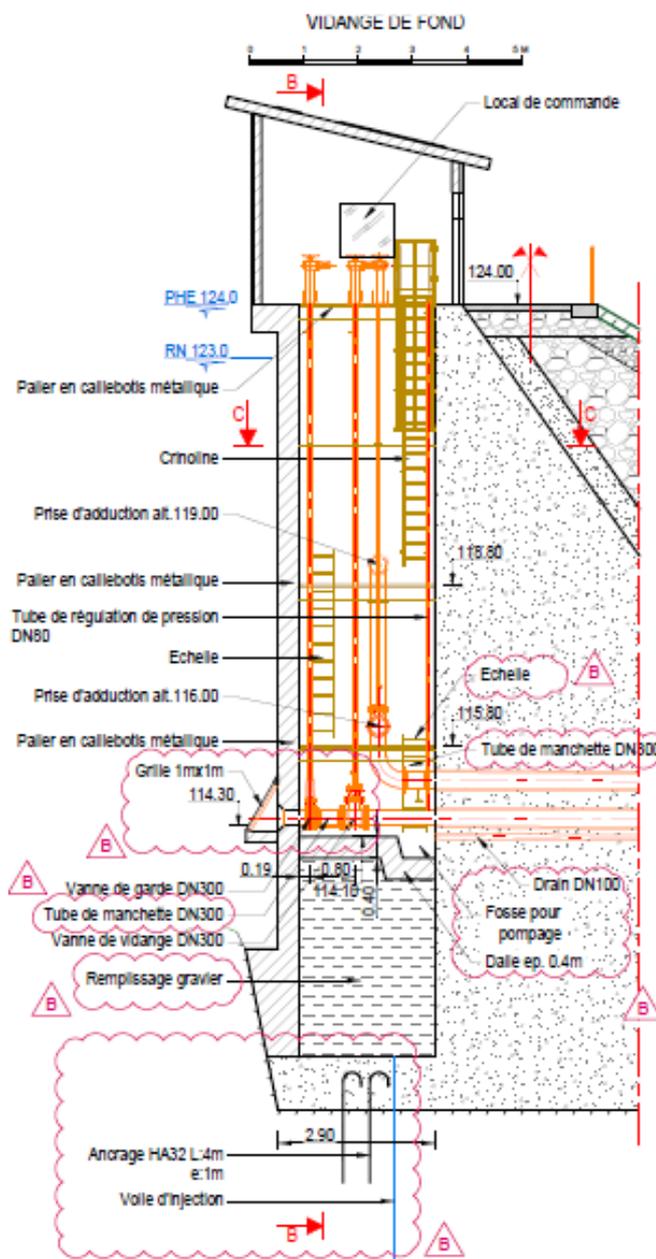


Figure 48 : Coupes verticales de la tour de prise d'eau Plan « PRISE 02 » du dossier de plans

La figure ci-après présente une coupe horizontale (C-C) du fut de la tour de prise.

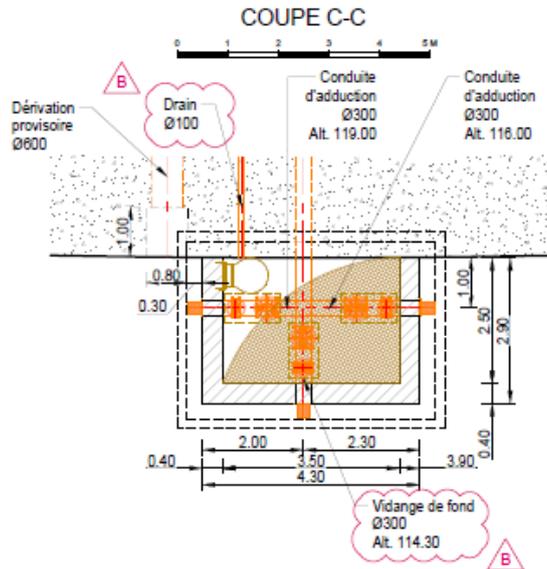


Figure 49 : Coupe horizontale CC de la tour de prise d'eau

## 6.5.2. Fondation de la tour

La tour de prise sera construite en lieu et place de l'ouvrage actuel.

Peu de données sur la géologie / géotechnique au droit de la tour de prise actuelle sont disponibles ; la topographie / bathymétrie sont mal connues compte tenu de la présence des dépôts en fond de retenue.

L'analyse des différentes données permet de définir les points suivants :

- Le profil en long géologique réalisé à l'aval du barrage montre que l'ouvrage de prise est décalé par rapport à l'axe du talweg coté aval ;
- D'après les photos d'archives, l'ouvrage actuel se situe sur la zone de barrage de plus grande hauteur correspondant à l'ancien talweg coté amont (talweg à priori non perpendiculaire au barrage)
- D'après les plans d'origine, la tour de prise actuelle est fondée à un niveau supérieur par rapport à la fondation du plot du barrage.

Compte tenu de la conception du nouveau barrage, un élargissement des excavations est nécessaire pour réaliser la plinthe amont.

L'assise du plot béton du barrage adjacent à la tour se situera à la cote 109 NGF après comblement à l'aide d'un gros béton des excavations dans les horizons de mauvaise qualité (alluvions / remblais et rhyolites très fracturées et altérées) entre les niveaux 106 et 109 selon le profil en long géologique réalisé à l'aval.

La tour de prise sera fondée dans les mêmes horizons (rhyolites fracturés) que le plot béton adjacent. Il sera donc nécessaire de prévoir les excavations nécessaires pour englober le plot béton, la plinthe et la tour de prise attenante.

### 6.5.3. Vidange de fond

#### 6.5.3.1. Description

La vidange de fond, conformément aux pratiques usuelles et au cahier des charges, a pour objectifs de :

- diminuer de moitié la poussée hydrostatique sur le barrage en 8 jours,
- vidanger complètement le réservoir en 21 jours.

Le diamètre de la conduite de vidange (DN300) et la configuration choisie permettent de satisfaire ces exigences, et de limiter le risque d'obturation.

La conduite de vidange de fond est calée à la cote 114,30 m NGF, soit légèrement au-dessus du fond de retenue au droit du barrage (~112,50 m NGF).

Les vannes se trouvent dans la tour de prise d'eau afin de limiter les risques de prise dans la glace (de la vanne et de son dispositif de manœuvre) et les expositions aux embâcles.

Une vanne de garde à l'amont de la vanne de prise permet les opérations de maintenance sur la vanne de prise.

L'entonnement de la conduite de vidange de fond est équipé d'une grille de protection (maillage grossier) protégeant la conduite des éventuels embâcles.

La conduite traverse le barrage avec une pente de 0,5 %, et aboutit dans un bassin de dissipation en béton dédié.

#### 6.5.3.2. Equipements

Le système de vidange de fond est constitué des éléments suivants :

- Une grille amont
  - Dimension 1 m x 1 m
  - Ouvertures carrées de 100 mm avec des plats de 50 mm de largeur et 10 mm d'épaisseur
  - Matière : Acier S355

La grille sera fixée inclinée (~30°) sur l'entonnement en béton prévu à cet effet.

- Une conduite forcée traversant le barrage :
  - Pression nominale : PN 10
  - Diamètre nominal : DN 300
  - Matière : Acier S355 J2
  - Epaisseur : 7,1 mm
  - Protection anticorrosion : C5 suivant certification ACQPA ou équivalent

Chaque tuyau constituant la conduite forcée sont des éléments de 6 m de longueur coupé à la demande, soudé sur place. Chaque liaison avec des organes (vannes) est constituée d'une bride soudée.

- Vanne batardeau :

- Type : vanne guillotine
- Pression nominale : PN 10
- Diamètre nominal : DN 300
- Localisation : accolé au mur amont de la tour de prise,
- Matière : fonte
- Manœuvre : manuelle depuis le locale de manœuvre avec tringlerie



*Figure 50 : Exemple de vanne guillotine*

■ Vanne de vidange :

- Type : vanne annulaire/piston (régulation du débit)
- Pression nominale : PN 10
- Diamètre nominal : DN 300
- Localisation : dans la tour de prise,
- Matière : fonte
- Manœuvre : manuelle depuis le locale de manœuvre avec tringlerie



Figure 51 : Exemple de vanne annulaire

- Tube de régulation de pression. Ce tube est connecté soudé sur la conduite forcée, à l’aval de la vanne de vidange. Il remonte verticalement jusqu’au niveau 124 m NGF, dans le puit. Il est maintenu par des colliers de serrage. En sortie haute, il est équipé d’un coude à 90° pour éviter l’entrée d’embâcles dans le tube.
  - Matière : acier
  - Diamètre nominal : 80 mm
  - Matière : Acier S355 J2
  - Protection anticorrosion : C5 suivant certification ACQPA ou équivalent
- Colletette d’étanchéité entre la conduite et le voile béton, en amont et en aval.

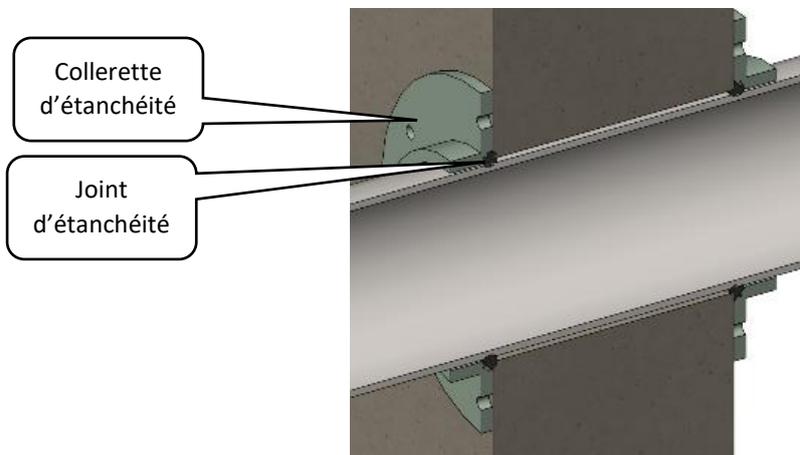


Figure 52 : Exemple de colletette d’étanchéité

- Manchette de démontage entre les deux vannes.



Figure 53 : Exemple de manchette de démontage

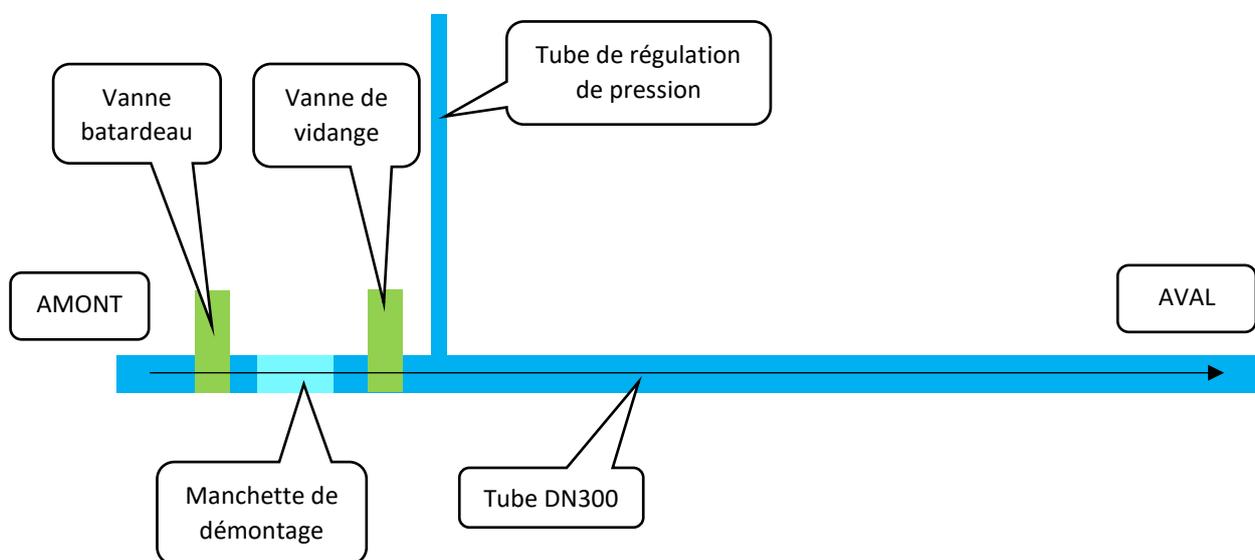


Figure 54 : Schéma de la vidange de fond

### 6.5.3.3. Dimensionnement hydraulique

#### 6.5.3.3.1. Loi de débitance

La loi de débitance de la conduite de vidange de fond a été déterminée par une étude hydraulique dédiée détaillée en Annexe 4 de ce rapport. Le résultat de cette étude donne la loi de débitance suivante :

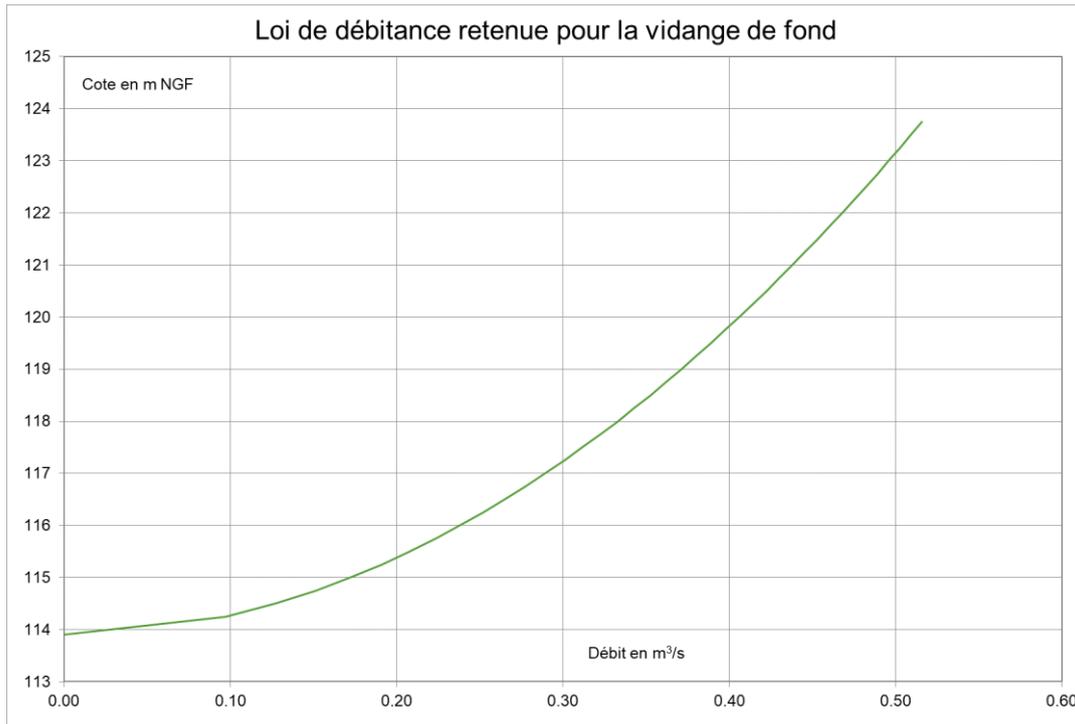


Figure 55 : Loi de débitance pour la vidange de fond

#### 6.5.3.3.2. Durée de la vidange et vitesse du jet

En considérant la loi de débitance calculée précédemment, le débit entrant égal au module et la relation cote-volume propre à la retenue, les résultats sont les suivants :

- Temps pour diminuer de moitié la poussée hydrostatique sur le barrage : 5,0 jours
- Temps pour vidanger complètement la retenue : 10,0 jours

Avec un diamètre de 300 mm, la conduite de vidange de fond permet de respecter les objectifs fixés de vidange.

Le débit sortant maximal est de 0,50 m³/s, entraînant une vitesse de sortie importante de 7,1 m/s.

Il est donc nécessaire de prévoir un bassin de dissipation permettant de dissiper l'énergie du jet en sortie de conduite.

#### 6.5.3.3.3. Bassin de dissipation à l'aval de la conduite de vidange

Classiquement pour cette configuration les bassins de dissipation de type 6 selon l'USBR sont bien adaptés pour dissiper l'écoulement. Cependant, ce type de bassin requiert un muret en travers de l'écoulement assez proche de la sortie de la buse où la vitesse est encore importante. Ce bassin ayant aussi vocation à récupérer les poissons quand la retenue est vidangée, la présence de ce mur combinée à une forte vitesse en sortie de la conduite de vidange entraînerait une mortalité importante des poissons.

Le dimensionnement va donc se baser sur la diffusion d'un jet immergé. L'objectif est d'atteindre en sortie de bassin une vitesse moyenne de l'ordre de 1 m/s et un taux de dissipation entre 1 et 5 kW/m³.

L'ouvrage proposé en phase AVP en béton est préféré à un bassin d'enrochement car ce dernier aurait une emprise trop importante sur la plateforme aval du barrage (12,50 m perpendiculairement à l'écoulement et 8,0 m dans le sens de l'écoulement).

Pour cette raison, un bassin en béton sera retenu. En sortie de bassin, un contre-seuil en béton sera présent pour assurer la présence d'un volume de dissipation satisfaisant. En aval de ce seuil, des enrochements sont présents pour permettre de protéger le pied du contre-seuil et de se connecter au ruisseau existant.

Le dimensionnement hydraulique de ce bassin est détaillé en annexe 4 de ce rapport.

Les dimensions du bassin de dissipation et des enrochements de protection permettant de limiter les vitesses d'écoulement en sortie à 1 m/s sont présentées dans la figure suivante.

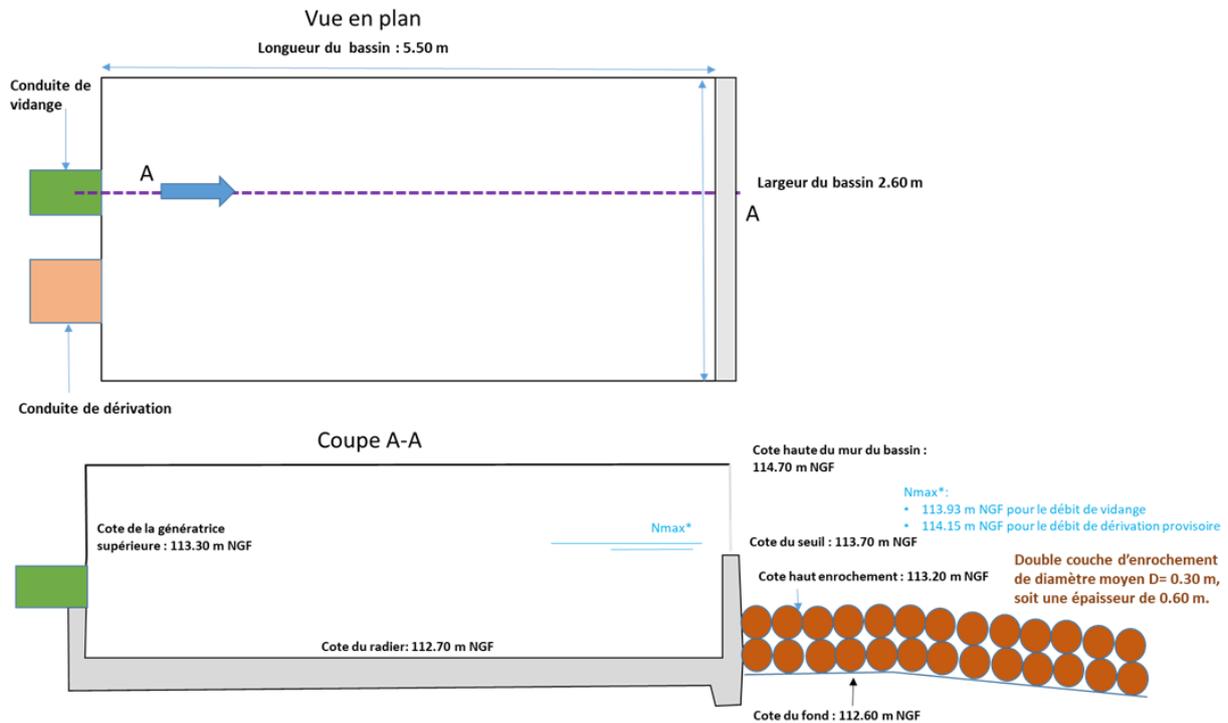


Figure 56 : Dimensions de bassin de dissipation retenues

#### 6.5.3.4. Dimensionnement génie-civil du bassin de dissipation

Les calculs de dimensionnement du ferrailage nécessaire dans le radier et les voiles du bassin de dissipation sont détaillés en Annexe 4 de ce rapport.

Une forte sollicitation de ce bassin est à considérer lors du passage d'engin sur les matériaux de couverture recouvrant l'ouvrage semi-enterré.

En effet le bassin est implanté en pied de barrage dans la seule zone de retournement possible et dans la zone de passage de la grue mobile permettant les opérations de maintenance pour les équipements en crête de barrage ou dans la tour de prise.

Un engin ou une grue de 36t (18t par essieux) a été considéré pour la maintenance, soit une charge d'environ 9t par roue. Cette sollicitation, en plus des sollicitations de poussée des terres par les remblais présents de part et d'autre du bassin, amène à dimensionner le bassin avec le principe de ferrailage présenté à la figure suivante :

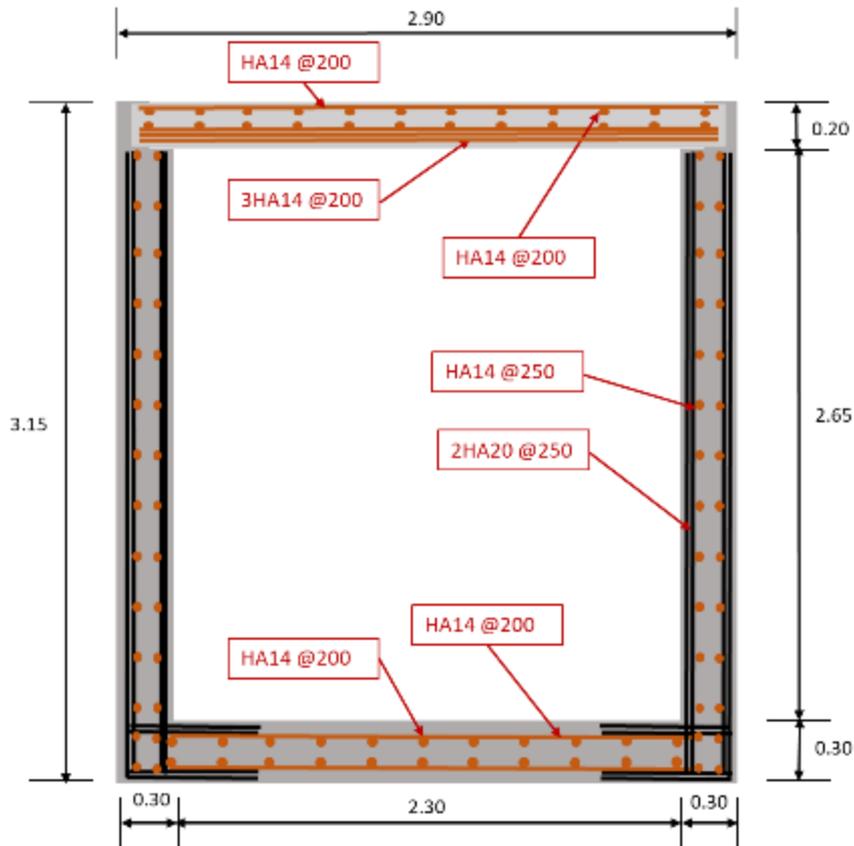


Figure 57 : Principe de ferrailage du bassin de dissipation

**NOTA :**

- les dalles de couverture du bassin peuvent être retirées en cas de besoin, notamment pour les opérations de nettoyage, de vidange ou encore de pêche
- l'espacement des barres d'acier sera homogénéiser de façon global sur tout l'aménagement en phase EXE pour faciliter la mise en œuvre

**6.5.3.5. Intégration paysagère du bassin aval**

Afin d'intégrer au mieux le bassin de dissipation de l'aménagement dans le cadre naturel du site, il est proposé de le couvrir par des dalles bétons manutentionnables, elles-mêmes revêtues d'un géotextile puis recouverte de terre végétale enherbée sur une épaisseur de 15cm environ.

Cette solution est à l'image de la chambre de réception de la vidange de fond actuelle qui était recouverte de terre végétale enherbée (voir photo ci-dessous).

En cas de maintenance majeure, le bassin peut ainsi être ouvert, opération qui nécessitera la remise en état de la terre végétale et son ensemencement après l'opération.



Figure 58 : Vue en perspective du bassin de dissipation semi-enterré



Figure 59: Photo de la campagne de reconnaissance des conduites et de la chambre aval de la vidange de fond enterrée (2017)

## 6.5.4. Prise d'eau et adduction

### 6.5.4.1. Description

Avec ses deux niveaux de prise (116 et 119 m NGF), l'alimentation de la conduite d'adduction peut être modulée en fonction du niveau et de la qualité de l'eau dans la retenue.

Le changement de prise requiert une manœuvre manuelle de fermeture et ouverture de vanne dans le local de manœuvre. La régulation du débit prélevé se fait exclusivement dans l'usine de potabilisation avec la vanne de pied du système d'adduction.

Les deux prises de la tour alimentent une conduite unique verticale qui se coude à 90° au-dessus de la conduite de vidange de fond.

Les deux conduites traversent ensuite le barrage béton, l'une sur l'autre dans le même axe. En sortie de barrage béton les deux conduites possèdent un coude vers la rive gauche afin d'éviter les sur excavations dans le massif rocheux de la rive droite.

La conduite d'adduction passe ensuite au-dessus de la conduite DN600 de dérivation provisoire puis marque un nouveau coude vers l'aval pour rejoindre le regard aval du débit réservé. Le raccordement de la conduite d'adduction avec le système existant se fait encore quelques mètres en aval sous la piste d'accès Sud. Un regard de visite est prévu pour permettre la surveillance du dispositif de raccordement.

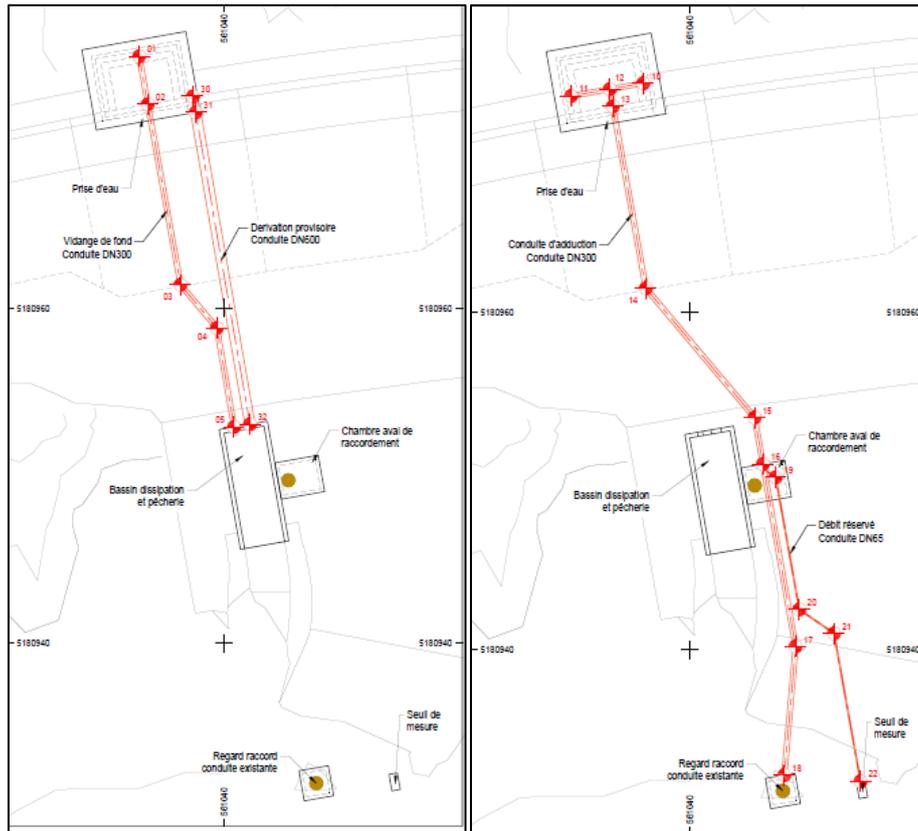


Figure 60 : Vue en plan de l'implantation des conduites (VDF et DP sur la vue de gauche, Adduction sur la vue de droite)

#### 6.5.4.2. Equipements

Chaque prise est équipée des éléments suivants :

- Une crépine DN300 afin de stopper les embâcles, soudé sur l'amont des tubes de prise :
  - Bride en fonte
  - Panier en inox 316L décapé/passivé



Figure 61 : Exemple de crépine

- Une conduite forcée traversant le barrage :
  - Pression nominale : PN 10
  - Diamètre nominal : DN 300
  - Epaisseur : 7,1 mm
  - Matière : Acier S355 J2
  - Protection anticorrosion : C5 suivant certification ACQPA ou équivalent

Chaque tuyau constituant la conduite forcée sont des éléments de 6 m de longueur coupé à la demande, soudé sur place. Chaque liaison avec des organes (vannes) est constituée d'une bride soudée. Des brides de fixation sont positionnées sur le tube vertical pour le maintenir en position le tube. A l'aval du coude inférieur, une patte de soutien est soudée sur le tube. Les rayons de courbures des coudes font 457 MM.

- Vanne batardeau :
  - Type : vanne guillotine
  - Pression nominale : PN 10
  - Diamètre nominal : DN 300
  - Localisation : accolé au mur amont de la tour de prise,
  - Matière : fonte
  - Manœuvre : manuelle depuis le local de manœuvre avec tringlerie
- Vanne de prise :
  - Type : vanne à opercule
  - Pression nominale : PN 10
  - Diamètre nominal : DN 300
  - Localisation : dans la tour de prise
  - Matière : fonte
  - Manœuvre : manuelle depuis le local de manœuvre avec tringlerie
- Tube de régulation de pression. Ce tube est connecté soudé sur la conduite forcée, à l'aval de la vanne de régulation haute. Il remonte verticalement jusqu'au niveau 124 m NGF, dans le puit. Il est maintenu par des colliers de serrage. En sortie haute, il est équipé d'un coude à 90° pour éviter l'entrée d'embâcles dans le tube.
  - Matière : acier
  - Diamètre nominal : 80 mm
  - Matière : Acier S355 J2
  - Protection anticorrosion : C5 suivant certification ACQPA ou équivalent

- Colerette d'étanchéité entre la conduite et le voile béton, en amont et en aval.

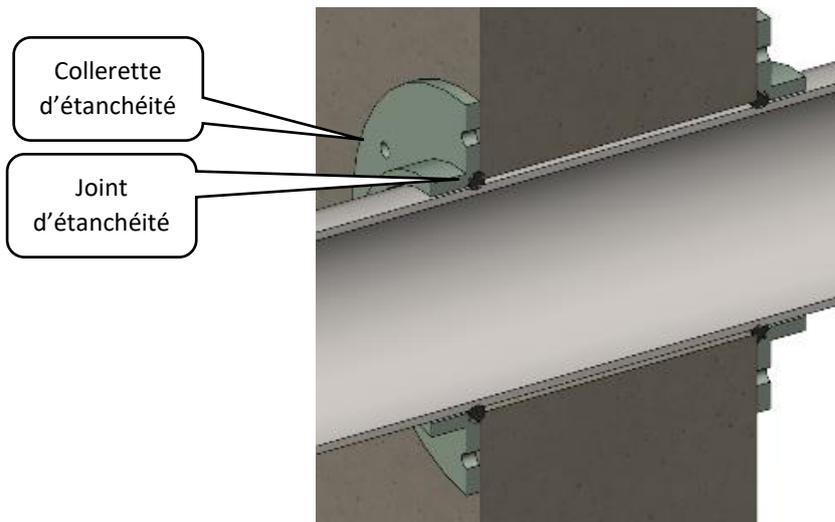


Figure 62 : Exemple de collerette d'étanchéité

- Manchette de démontage entre les deux vannes et à l'interface avec le béton du barrage.



Figure 63 : Exemple de manchette de démontage

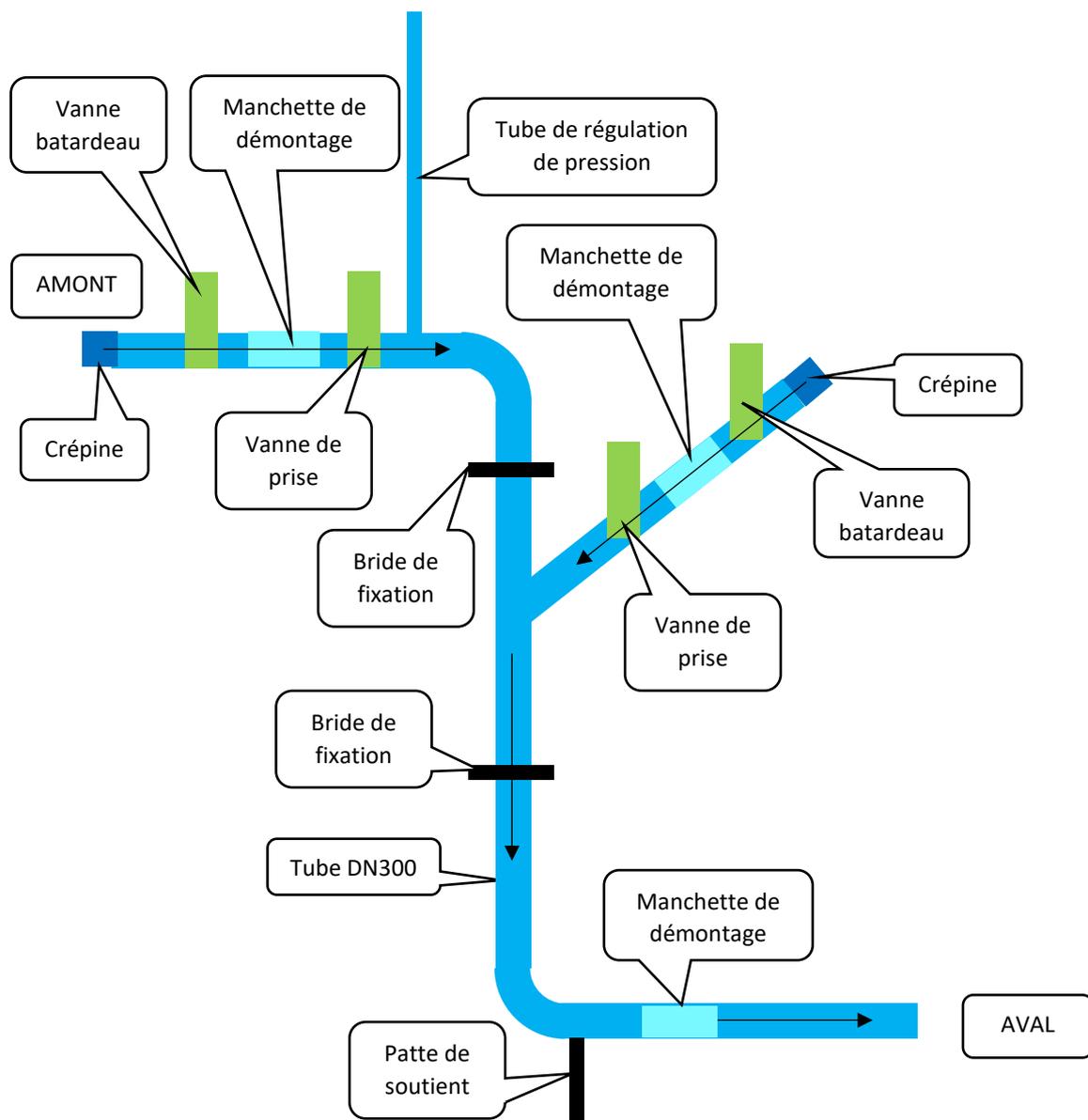


Figure 64 : Schéma de la conduite de prise et d'adduction

### 6.5.4.3. Vérification hydraulique

Les calculs hydrauliques menés au stade l'étude AVP montrent que le dimensionnement des prises d'eau est cohérent avec le débit maximal journalier visé.

La seule modification entre l'AVP et la phase PRO est le remplacement de la vanne à papillon par une vanne à opercule. Cela a pour conséquence de diminuer légèrement la perte de charge dans la conduite d'adduction (3 cm). Ainsi, considérant un débit 72,6 l/s transitant dans la conduite d'adduction, la perte de charge est estimée à 6,30 m entre la prise d'eau dans le réservoir et son exutoire dans le local by-pass (76,80 m NGF).

D'autre part, en considérant le fil d'eau de la prise la plus basse qui est de 116 m NGF et un niveau minimal dans la retenue de 116,30 m NGF et donc une charge disponible minimale de  $116,30 - 76,80 = 39,50$  m, le débit de 6000 m<sup>3</sup>/jour est toujours bien atteint.

### 6.5.5. Dimensionnement génie-civil de la tour

Le dimensionnement de la tour de prise d'eau est détaillé en Annexe 2.

Il a été effectué à l'aide du logiciel aux éléments finis Robot (Autodesk). Un modèle plaques/coques a permis d'établir les efforts dans la structure à l'ELU et l'ELS, pour les différentes situations de projet que connaît la structure.

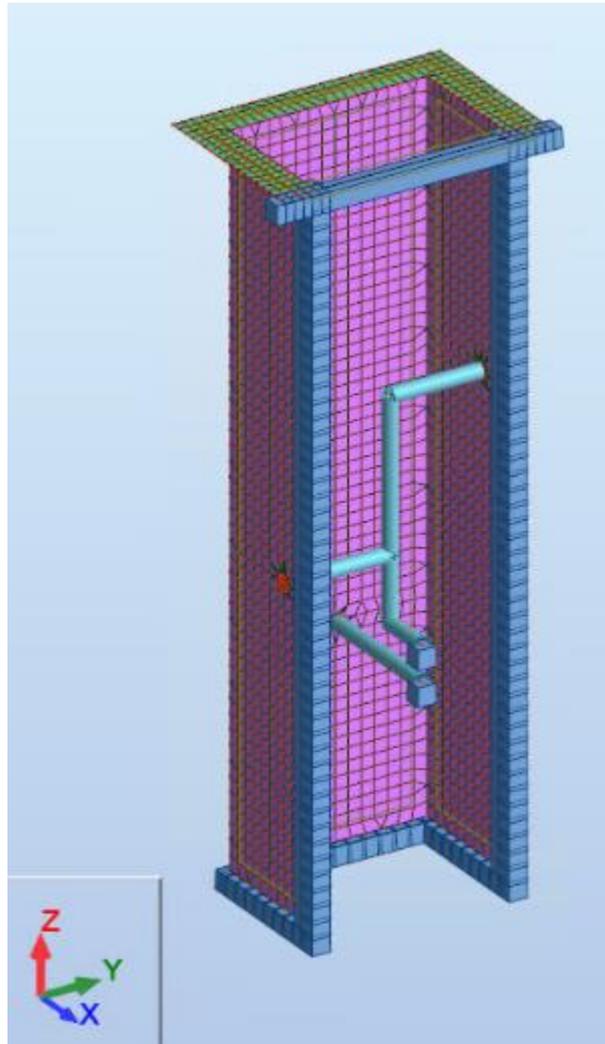


Figure 65 : Géométrie du modèle Robot de la tour de prise d'eau

Le local de manœuvre surmontant la tour (local de commande des vannes, cf. paragraphe 0) n'a pas été intégré au modèle numérique de la tour de prise. Sa présence a été prise en compte par l'application de son poids propre. Il fera l'objet d'un dimensionnement structurel indépendant.

Le ferrailage a été choisi pour respecter les critères de résistance structurelle à l'ELU, et de limitation d'ouverture des fissures à l'ELS. Le principe finalement retenu est le suivant, pour le fût de la tour :

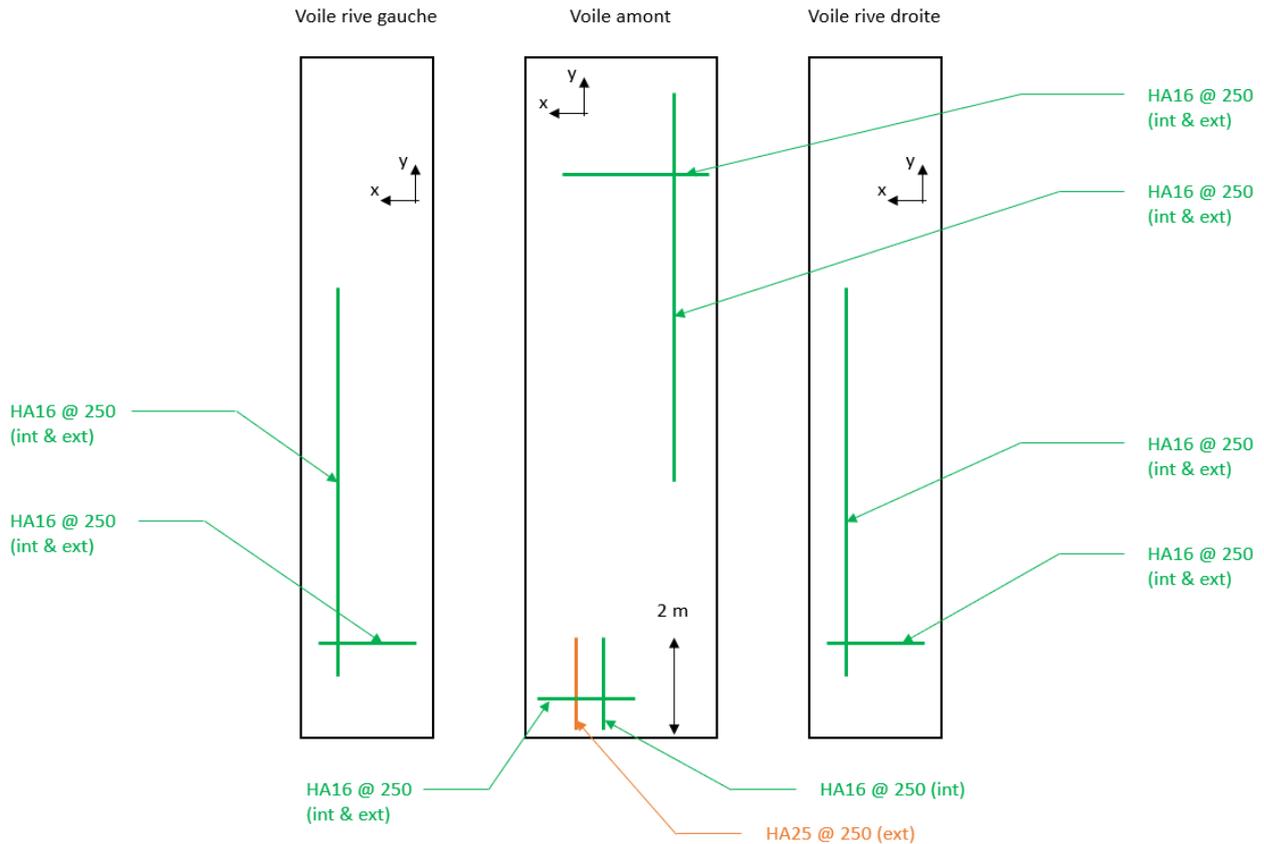


Figure 66 : Principe de ferrailage des voiles (vue d'amont développée)

Pour la dalle en tête de la tour, le ferrailage est le suivant :

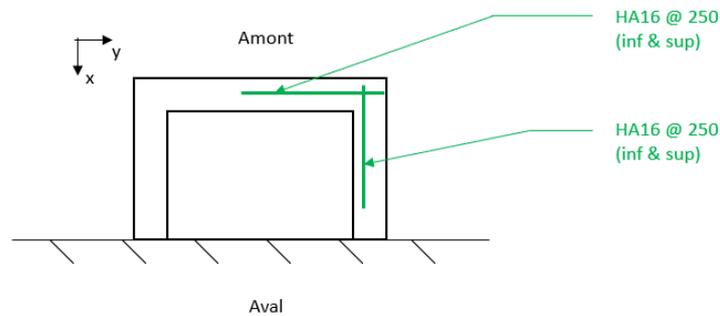


Figure 67 : Principe de ferrailage de la dalle (vue du dessus)

**NOTA :**

Les espacements de ferrailage seront homogénéisés de façon global sur tout l'aménagement en phase EXE pour faciliter les exécutions.

## 6.6. LOCAL DE COMMANDE DES VANNES

### 6.6.1. Description

Le local de commande des vannes est une structure en béton surmontant la tour de prise. Il protège tous les équipements installés dans la tour et sera thermiquement isolé pour améliorer son exploitation.

Pour son intégration paysagère et conserver un aspect visuel ressemblant à celui des habitations de l'île, le toit du local sera revêtu d'une couverture en bardeaux et les murs extérieurs seront peints avec une peinture colorée dont la couleur, proposée par l'entreprise avec plusieurs variantes, sera laissée au choix du Maître d'ouvrage.

Une gouttière permettra la collecte des eaux ruisselants sur le toit du local et la guidera vers l'amont pour la rejeter directement dans la retenue.

Un système de ventilation passif sera prévu afin de limiter la condensation dans le local de manœuvre.

La pente du toit du local est orientée vers le Sud de façon à favoriser l'exposition des panneaux solaires fixés sur le toit. Ces panneaux permettent l'alimentation en électricité de l'éclairage de la tour et de la mesure automatisée du niveau d'eau dans la retenue.

### 6.6.2. Equipements mécaniques

Les six vannes de la tour de prise sont manœuvrées à l'aide d'un volant manuel installé sur le palier supérieur dans le local de manœuvre et relié par tringlerie aux vannes.



Figure 68 : Exemple de volant de manœuvre des vannes

Les 6 volants de manœuvre sont supportés par des structures métalliques, type IPN, fixés dans sur les voiles béton du fut de la tour de prise.

Pour la maintenance des équipements hydromécaniques, l'exploitant fera venir sur site :

- Un portique mobile d'une CMU de 250 kg équipé d'un palan manuel pour le levage des équipements
- Un chariot de manutention pour le déplacement des équipements.

Ces équipements sont compris dans les fournitures du Marché de travaux de la reconstruction du barrage afin de s'assurer de leur disponibilité en cas de besoin de maintenance.



Figure 69 : Exemple de portique mobile



Figure 70 : Exemple de chariot de manutention

### 6.6.3. Equipements électriques

Des équipements électriques sont prévus dans le local des vannes pour permettre :

- L'éclairage de chacun des paliers de la tour de prise
- La mesure du niveau d'eau dans la retenue et la transmission automatisée journalière de cette mesure.

Ces équipements sont décrits dans le paragraphe dédié à l'auscultation et la surveillance du barrage §6.3.12.2.

## 6.7. CHAMBRE AVAL DEBIT RESERVE

### 6.7.1. Description

Le piquage de la conduite d'adduction pour délivrer le débit réservé s'effectue dans une chambre enterrée, en béton armé de 2,2 m x 2,6 m de surface et 2,2 m de hauteur, accolée au bassin de dissipation.

On accède aux équipements dans la chambre par un trou d'homme fermé par un tampon en fonte (dimension standard diamètre 85 ou 90cm) et par une petite échelle.

Le piquage est réalisé sur la conduite d'adduction DN300 en acier en diamètre DN 65, il se poursuit par une conduite DN65, équipée d'une vanne de régulation, qui est enterrée et traverse la fondation de la piste d'accès au barrage pour déboucher dans le seuil de mesure en béton présent en amont immédiat de la mare existante.

Ce seuil de mesure, calibré avec un plaque inox munie d'une échancrure en V, permettra la mesure du débit réservé par lecture de la lame d'eau dans l'échancrure. Ainsi, suivant le niveau d'eau présent dans la retenue du barrage, l'exploitant pourra régler l'ouverture du robinet vanne pour assurer le débit réservé minimum de 2,6 l/s, matérialisé sur l'échelle de lecture du seuil.

La figure ci-dessous illustre les équipements présents dans cette chambre.

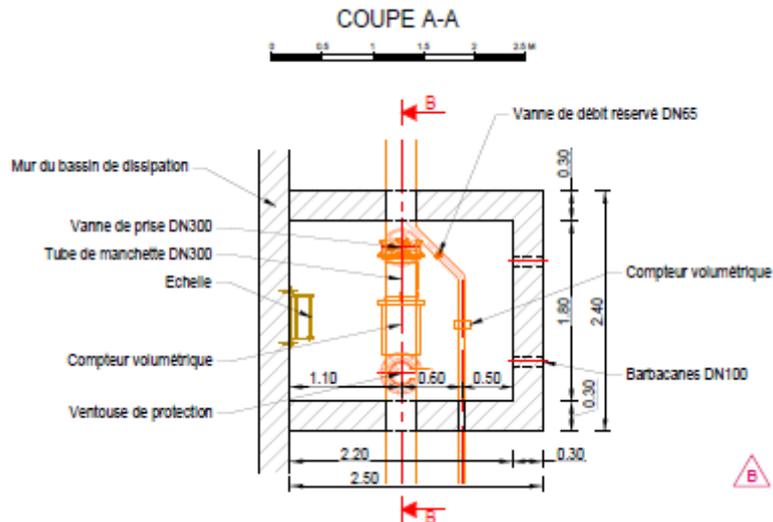


Figure 71: coupe horizontale sur la chambre aval du débit réservé

## 6.7.2. Equipements

La conduite d'abduction traverse le barrage pour ressortir à l'aval dans une chambre enterrée.

Dans cette chambre, la conduite se divise en deux via un « Y » soudé pour alimenter :

- Le débit réservé
- La conduite d'eau potable

La conduite d'adduction à l'aval du « Y » est équipée :

- D'une vanne batardeau :
  - Type : vanne guillotine
  - Pression nominale : PN 10
  - Diamètre nominal : DN 300
  - Matière : fonte
  - Manœuvre : manuelle avec volant
- D'une ventouse de protection, en piquage sur la conduite, permettant l'admission ou l'expulsion d'air dans la canalisation :
  - Pression nominale : PN 10
  - Diamètre nominal : DN 100
  - Matière : fonte



Figure 72 : Exemple de ventouse de protection

La conduite du débit réservé est équipée :

- D'une vanne de régulation :
  - Type : vanne à opercule
  - Pression nominale : PN 10
  - Diamètre nominal : DN 65
  - Matière : fonte
  - Manœuvre : manuelle avec volant
  
- Une conduite forcée entre le « Y » et le ruisseau :
  - Pression nominale : PN 10
  - Diamètre nominal : DN 65
  - Matière : Acier S355 J2
  - Protection anticorrosion : C5 suivant certification ACQPA ou équivalent

Chaque tuyau constituant la conduite forcée sont des éléments de 6 m de longueur coupé à la demande, soudé sur place. Chaque liaison avec des organes (vannes) est constituée d'une bride soudée.

- Instruments de mesures :
  - Un compteur mécanique volumétrique sera installé sur la conduite d'adduction DN300 dans la chambre aval, qui n'aura pas besoin d'alimentation électrique,
  - Un compteur mécanique volumétrique sera installé sur la conduite de débit réservé DN65 dans la chambre aval, qui n'aura pas besoin d'alimentation électrique.



*Figure 73 : Exemple de compteur mécanique volumétrique*

- En sortie de conduite de débit réservé, un seuil de mesure calibré en béton (avec plaque inox échancrure en V) permettra la mesure manuelle du débit sortant avant restitution dans la mare aval.



Figure 74 : Exemple de seuil de mesure de débit

- Manchette de démontage à l'amont du « Y ».
- Pied de support sous le « Y ».

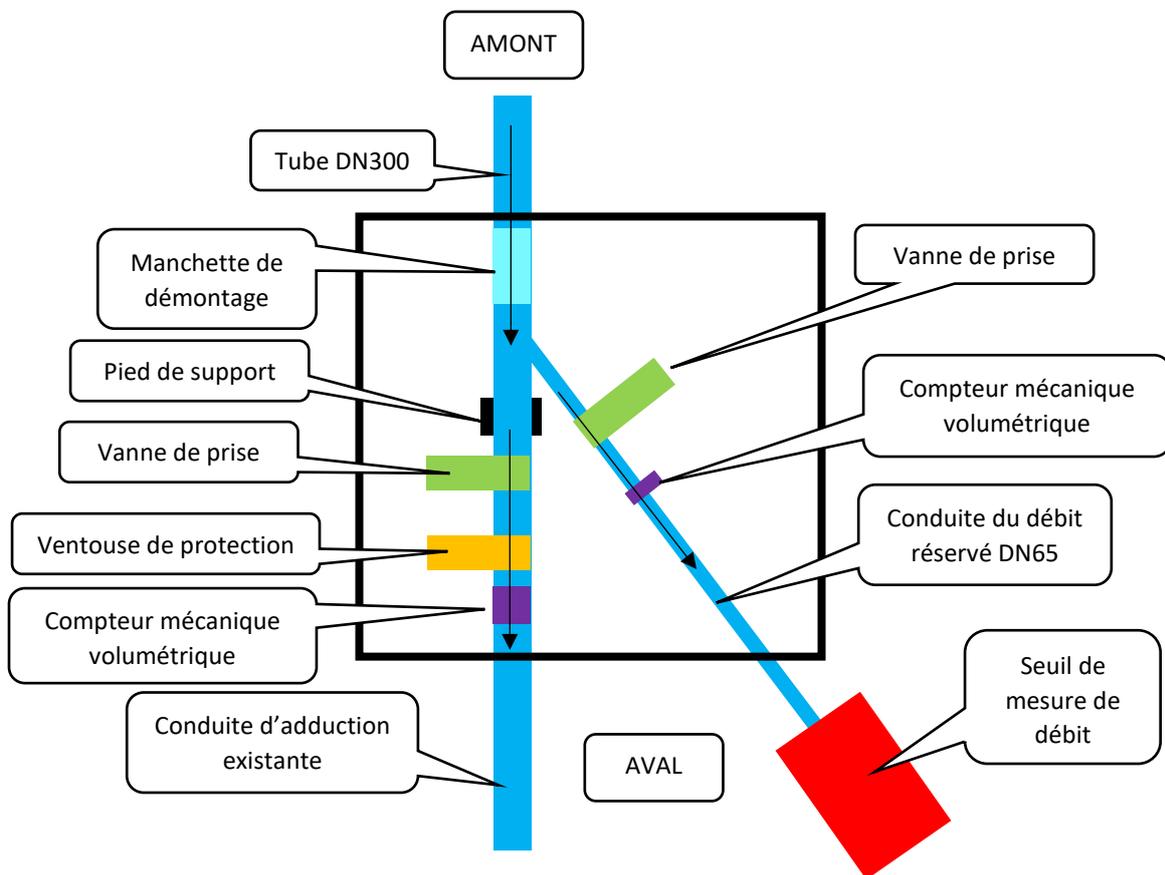


Figure 75 : Schéma de la chambre aval de raccordement

### 6.7.3. Dimensionnement hydraulique du débit réservé

Les calculs hydrauliques menés au stade l'étude AVP montrent que le dimensionnement du piquage avec un diamètre de 60 mm permet de faire transiter le débit réservé (2,6 l/s) en réglant la vanne de régulation. Ce diamètre n'étant pas standard, il a été légèrement augmenté pour s'aligner sur les produits standards du commerce.

Un diamètre de 60 mm de conduite permet d'avoir une vitesse satisfaisante en sortie de conduite (1,0 m/s). Pour rappel, le niveau de charge au droit du piquage est d'environ 122,00 m NGF et la cote en sortie de buse est considérée à 114,00 m NGF. La charge disponible est donc de  $122,00 - 114,00 = 8,00$  m. Pour le débit réservé, la perte de charge totale entre le piquage jusqu'à la sortie de la conduite (D = 60 mm) réservé est d'environ **0,40 m**. La perte de charge engendrée est bien plus faible que la charge disponible.

La seule modification entre l'AVP et la phase PRO est le remplacement de la vanne à papillon par une vanne à opercule. Cela a pour conséquence de diminuer légèrement la perte de charge dans la conduite pour le débit réservé (2 cm).

Enfin, il est à noter qu'avec un diamètre de 60 mm, si la vanne de régulation restait totalement ouverte et que la charge disponible reste de 8,0 m entre le piquage et la sortie du débit réservé, le débit maximal pouvant transiter par cette conduite serait d'environ **13,3 l/s**.

## 6.8. REGARD AVAL RACCORDEMENT ADDUCTION

Un regard en aval de la chambre aval du débit réservé devra permettre l'accès et la surveillance du raccordement de la conduite d'adduction acier du barrage avec la conduite PEHD du système d'adduction existant.

Ce regard est un simple regard de visite en béton équipé d'un tampon en fonte pour fermer le trou d'homme (tampon standard de diamètre 85 ou 90cm).

Il est implanté sur la piste d'accès Sud au barrage. Son implantation sera à adapter en phase chantier au point de raccordement final des deux conduites.

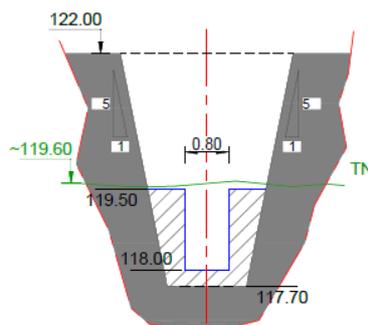
## 6.9. DERIVATION PROVISOIRE

### 6.9.1. Description

La dérivation provisoire correspond aux équipements et aménagements provisoires et/ou définitifs réalisés pour permettre d'évacuer la crue de chantier (crue décennale) pendant la durée du chantier.

Les travaux préalables à la démolition du barrage existant prévoient la création d'un seuil de déversement au travers d'une tranchée réalisée dans le batardeau amont en béton.

Les caractéristiques géométriques de ce seuil sont rappelées dans la figure ci-dessous :



En aval de ce seuil les apports sont collectés à travers deux buses sous la piste rive/rive réhabilitée au cours des travaux de 1<sup>ère</sup> phase.

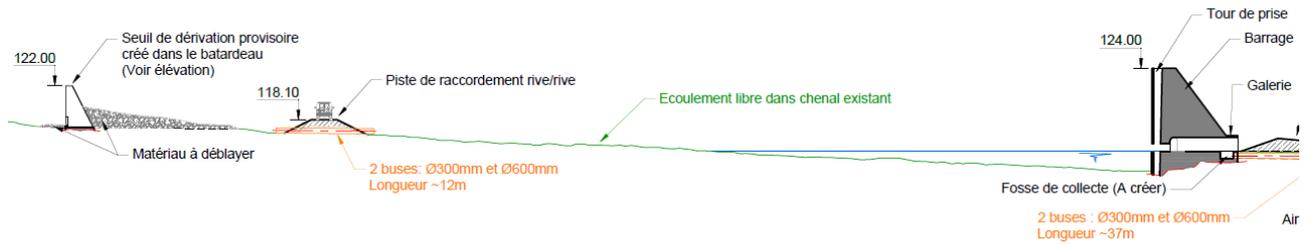


Figure 76 : Profil en long des écoulements des apports pendant travaux de phase 1 (travaux de préparation du chantier de reconstruction)

Pour les travaux de reconstruction du barrage, afin de pouvoir travailler à sec, des conduites PEHD posées au sol de diamètre DN 300 et DN 600 sont raccordées à ces buses et acheminent l'ensemble des apports à travers le chantier jusqu'aux buses présentes en aval du chantier sous le passage de la piste vers l'aire de retournement des engins.

La flexibilité de ces conduites pourra permettre d'éventuels déplacement d'implantation suivant les besoins du chantier.

Les différentes phases de chantier et de raccordement de la dérivation provisoire sont décrites en Partie 0 « Phasage détaillé des travaux ».

Des dispositions constructives adaptées seront demandées aux entreprises pour éviter le gel de ces conduites de dérivation provisoire pendant les phases hivernales (enfouissement local ou temporaire, accélération du flux par rétrécissement provisoire, etc.).

### 6.9.2. Crue de chantier

Le chantier de reconstruction du barrage de la Vigie se compose de deux grandes périodes :

- Reconstruction du barrage, avant bouchon de la dérivation provisoire et mise en eau partielle du barrage béton : d'octobre 2022 à octobre 2023 (12 mois),
- Travaux aval, après mise en eau partielle du barrage béton : de novembre à mai 2023 (7 mois).

La période de protection du chantier vis-à-vis des crues est uniquement la première période, d'un an. Pendant la seconde période, le chantier a lieu exclusivement à l'aval du nouveau barrage béton terminé. Le laminage des crues est possible dans la retenue de la Vigie, le barrage assurant la protection du chantier. Une remise en eau partielle inférieure à la cote 118 m NGF sera possible pendant la deuxième période, l'accessibilité à la base vie et l'évacuateur de crue devant être assuré par la piste Nord.

**La crue de chantier considérée est la crue décennale (période de retour : 10 ans).**

La probabilité de dépassement de la crue de chantier peut s'estimer avec la formule suivante :

$$p = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

Avec :

- p la probabilité de dépassement de la crue de chantier,

- $N = 1$  an la durée de protection du chantier,
- $T = 10$  ans la période de retour de la crue de chantier.

Ainsi,  $p = 0,1$ , soit 10% de probabilité d'occurrence d'une crue plus importante que la crue décennale pendant l'année de travaux.

Le débit de pointe de la crue décennale est de **4,3 m<sup>3</sup>/s (voir Section 4.5.1. Hydrologie)**.

Le volume total de cette crue est de 29 000 m<sup>3</sup>.

### 6.9.3. Dimensionnement hydraulique

Il s'agit de vérifier ici si les conduites de 300 mm et de 600 mm permettent de faire passer le débit de pointe de la crue décennale laminée soit 1,00 m<sup>3</sup>/s et de déterminer le niveau atteint en amont des buses.

#### 6.9.3.1. Caractéristiques des conduites

Les conduites sont rectilignes et présentent une longueur de 130 m. Le fil d'eau amont des conduites est à la cote 115,1 m NGF et le fil d'eau aval à la cote 114,00 m NGF.

#### 6.9.3.2. Démarche

Pour réaliser ce calcul, un modèle 1D HEC-RAS (version 5.0.7) a été réalisé. En effet, ce modèle permettra de caractériser l'écoulement dans les deux conduites.

Le modèle 1D représente :

- un profil schématique de la bathymétrie 100 m en amont des conduites,
- la conduite de diamètre 300 mm,
- la conduite de diamètre 600 mm.

A l'amont du modèle 1D, le débit de 1,00 m<sup>3</sup>/s sera imposé et à l'aval la hauteur critique sera imposée sur chacune des conduites. Dans les tronçons busés, un coefficient de Strickler de 90 m<sup>1/3</sup>.s<sup>-1</sup> a été retenu. Il s'agit d'une valeur sécuritaire par rapport au matériau de la conduite.

Après itérations, le modèle 1D permet de répartir le débit entre les deux conduites pour égaliser la charge hydraulique en amont de celles-ci.

#### 6.9.3.3. Résultats

Les figures ci-dessous présentent les lignes d'eau obtenues pour le débit de 1,00 m<sup>3</sup>/s. En amont immédiat des conduites, le niveau maximal atteint est de 117,14 m NGF (cote inférieure au niveau du remblai de la piste (118,10 m NGF) fermant l'entrée des buses). Le débit se répartit à hauteur de 85% dans la conduite de diamètre 600 mm et de 15% dans la conduite de diamètre 300 mm. Il est observé que l'écoulement est totalement en charge dans les deux conduites.

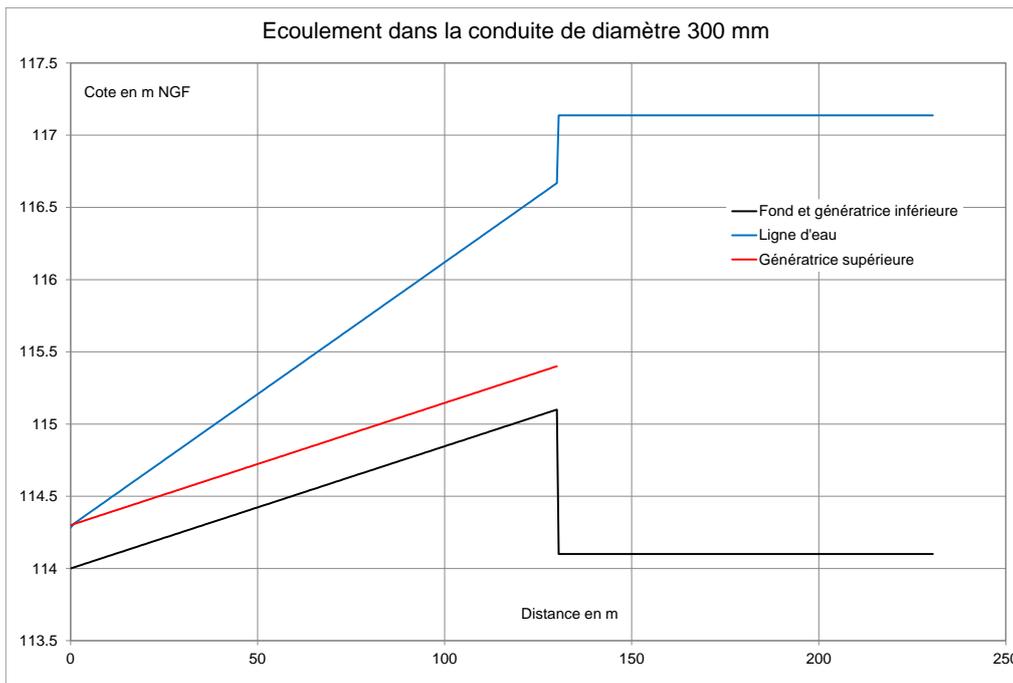


Figure 77 : Ligne d'eau dans la conduite de diamètre 300 mm

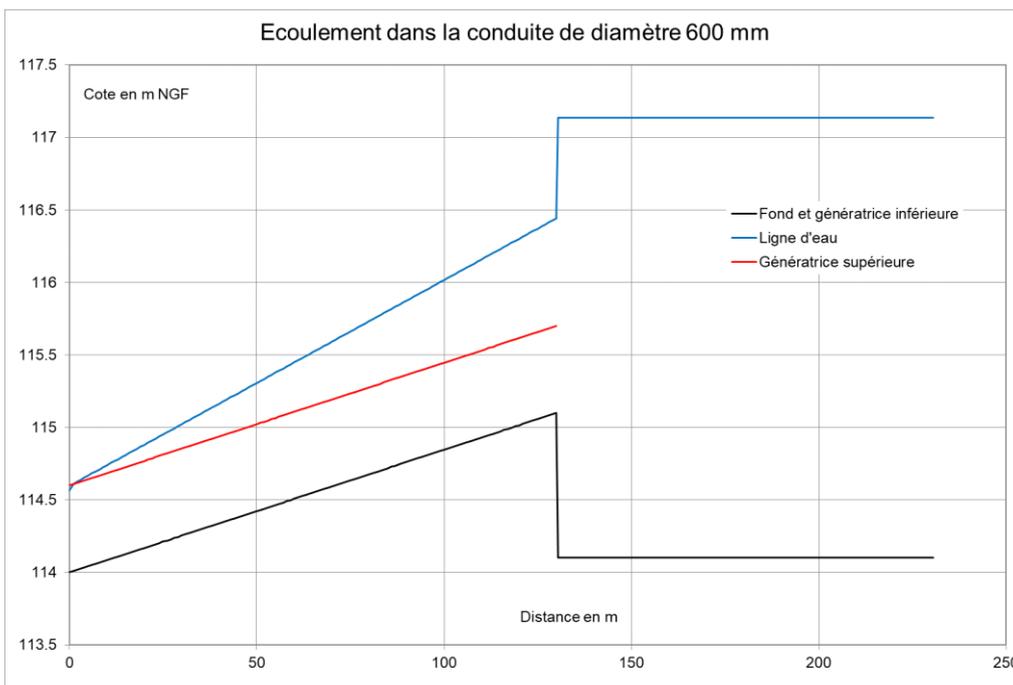


Figure 78 : Ligne d'eau dans la conduite de diamètre 600 mm

### 6.9.3.4. Etude de sensibilité détermination crue de chantier

#### 6.9.3.4.1. Détermination d'une crue de chantier pour probabilité 5%

Une étude de sensibilité sur la période de retour de la crue de chantier est réalisée. En effet, la probabilité de dépassement choisie en première approche est 10% sur la durée du chantier.

Si l'on souhaite ramener cette probabilité de dépassement à 5%, le temps de retour est le suivant :

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[N]{1 - p}}$$

Avec :

- T la période de retour de la crue de chantier,
- $p = 0,05$  la probabilité de dépassement de la crue de chantier,
- $N = 1$  an la durée de protection du chantier.

Ainsi,  $T = 20$  ans. Pour une probabilité de dépassement plus faible (5% au lieu de 10% en première approche), la crue de chantier est moins fréquente, donc plus intense. Une interpolation linéaire des débits de crue donnés au § 4.5.1. donne un débit de crue de pointe pour la période de retour 20 ans de l'ordre de  $5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### 6.9.3.4.2. Vérification hydraulique

Pour une crue de période de retour 20 ans de  $5 \text{ m}^3/\text{s}$ , le même calcul hydraulique a été réalisé que pour la crue décennale de chantier. Les résultats sont les suivants :

- Niveau d'eau dans la retenue amont de  $118,93 \text{ m}^3/\text{s}$  (contre  $118,77 \text{ m}^3/\text{s}$  pour Q10)
- Mise en charge au niveau  $117,54 \text{ m NGF}$  à l'entrée des buses (contre  $117,14 \text{ m NGF}$  pour Q10)
- Débit évacué par les buses de dérivations provisoire (DN300+DN600) de  $1,3 \text{ m}^3/\text{s}$  (contre  $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$  pour Q10)

#### 6.9.3.5. Conclusion

Le calcul hydraulique a montré que les conduites de diamètre 300 mm et 600 mm permettent bien d'évacuer le débit de pointe de la crue décennale laminée, soit  $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$ . En amont immédiat des conduites, le niveau maximal atteint est de  $117,14 \text{ m NGF}$ , soit en deçà de l'arase de la piste rive/rive qui est fixée à  $118,10 \text{ m NGF}$ .

L'étude de sensibilité montre que pour diminuer la probabilité d'occurrence de la crue de chantier et passer de 10% à 5%, l'impact serait pour le même dispositif de dérivation provisoire : une mise en charge légèrement plus élevée de xx cm à l'entrée des buses et une augmentation de  $0,3 \text{ m}^3/\text{s}$  supplémentaire de débit relâché en aval des travaux dans le Ruisseau de la Vigie. Ces augmentations restent acceptables ainsi nous avons une certaine marge de sécurité en conservant une crue de chantier décennale car jusqu'à la crue vingtennale, la gestion hydraulique des apports restent maîtrisable.

## 6.10. ACCES

### 6.10.1. Accès piéton

L'accès piéton existant en rive gauche, depuis le parking à l'extrémité de la piste Nord, est conservé. Il longe la retenue en rive gauche, et permet l'accès à la crête du barrage par la rive gauche.

Par l'aval du barrage, un accès piéton en rive gauche, également existant, permettra d'accéder à la crête du barrage en longeant le pied aval de la recharge. Cet accès existant n'est pas modifié et sera conservé.

Un cheminement piéton est prévu sur tout le couronnement du barrage. Il traverse le chenal de l'évacuateur de crues par une passerelle en bois fixée sur les bajoyers de l'ouvrage.

L'aménagement sécurisé du cheminement piéton s'arrête à l'extrémité rive droite de la passerelle. Le balisage des chemins de randonnée sera adapté par la Collectivité territoriale (hors périmètre du projet de reconstruction du barrage) afin de faire passer les chemins de randonnée existants en rive droite non plus dans le chenal de l'évacuateur de crues (niveau 123 m NGF) mais au niveau de l'extrémité de la passerelle piétonne traversant l'ouvrage (niveau 125,6 m NGF).



Figure 79 : Vue en perspective amont de la passerelle piétonne sur l'EVC

#### NOTA :

La sécurisation de la plateforme d'arrivée de la passerelle en rive droite de l'évacuateur de crues n'est pas prévu dans le cadre des travaux de reconstruction du barrage.

### 6.10.2. Accès exploitation/maintenance

Les véhicules/engins d'exploitation et de maintenance accèdent au pied aval du barrage par la piste d'accès Sud, piste d'accès principale du barrage (longueur de la piste jusqu'en pied de barrage = 540 ml).

L'accès à l'évacuateur de crues et à la crête du barrage pour les véhicules/engins est très occasionnel, pour des opérations de maintenance exceptionnelles. En effet les opérations de maintenance courante ne nécessitent pas d'accéder à la crête du barrage en véhicule et de ce fait aucun accès roulant direct n'a été prévu.

L'accès amont à l'évacuateur de crues pour les véhicules est possible lorsque la retenue est abaissée à la cote 118 m NGF, par la piste d'accès aménagée dans la retenue pour les besoins du chantier de démolition et reconstruction de l'ouvrage.

De plus un emplacement pourra être aménagé ultérieurement (hors périmètre des travaux de reconstruction) en pied aval du barrage pour le positionnement occasionnel d'une grue qui permettra le levage des véhicules, matériels, outils, jusqu'à la crête.

Une grue mobile 35T pourra convenir (voir figure ci-dessous) pour la maintenance des équipements installés dans la tour. Elle permet en effet de soulever des équipements jusqu'à 2,5T sur la crête du barrage. La largeur de la piste Sud, de 3 m, permet l'acheminement de ce type de grue (sans marge).

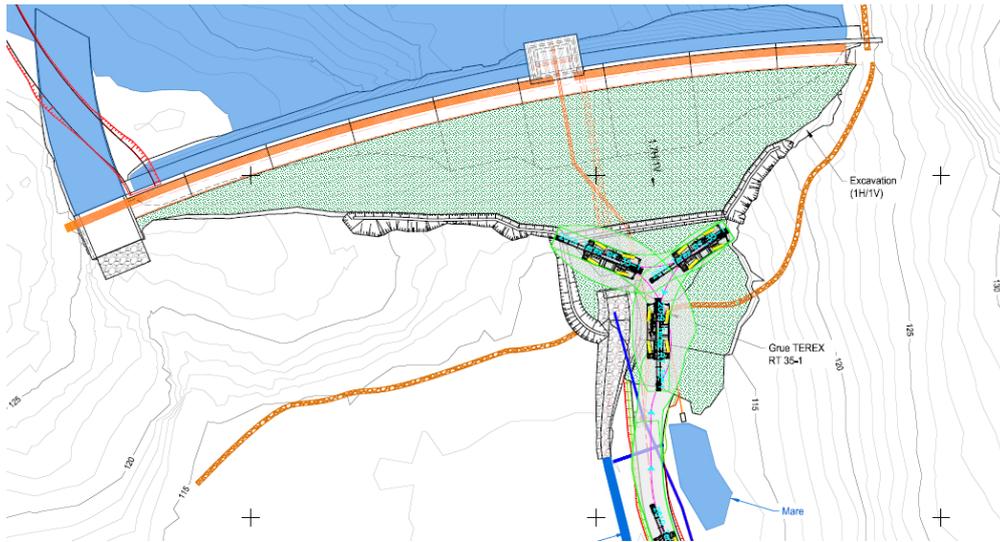


Figure 80 : Etude trajectographique du retournement d'une grue mobile type TEREX RT 35-1 en pied de barrage

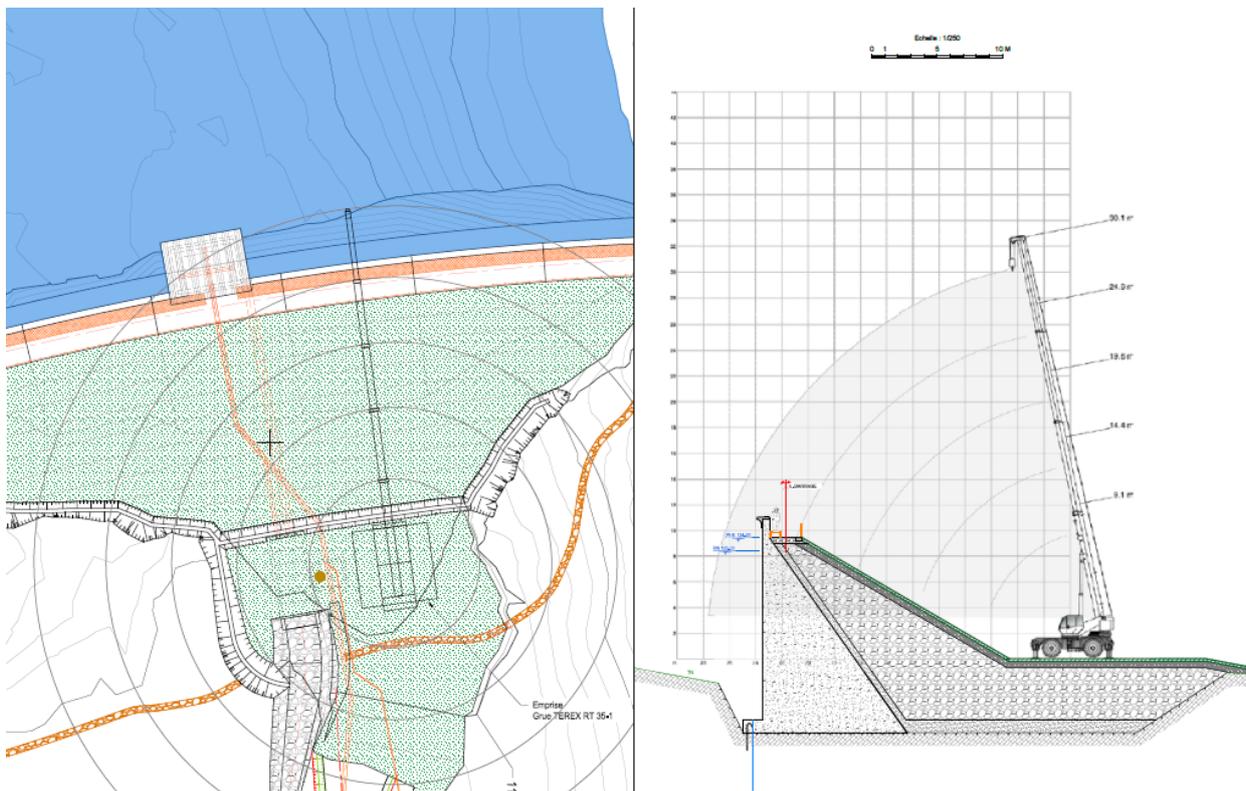


Figure 81: Vérification emplacement grue mobile type Terex RT 35-1 pour maintenance

La possibilité de se retourner en pied de barrage a été vérifiée. Elle est possible en roulant sur les dalles de fermeture du bassin de dissipation, dimensionnées pour une charge ponctuelle de 9t sous une roue (voir Annexe 4 « Etude de dimensionnement du bassin de dissipation »).

Les grues Terex 35t, Locatelli Gril 855, ou gabarits similaires, sont à priori disponibles sur le parc d'engins des entreprises de l'île.

## 6.11. INSTALLATIONS DE CHANTIER

### 6.11.1. Installations de chantier

Les installations de chantier minimums sont présentées sur le plan GEN-05 du dossier de plan PRO rappelé sur la figure ci-dessous.

Elles sont implantées en rive droite du batardeau amont et profite de la présence d'un replat naturel au-dessus de la cote 120 m NGF.

La zone mise à disposition des entreprises pour leurs installations de chantier fait environ 1000 m<sup>2</sup> (aire modulable à la baisse pour s'adapter aux réels besoins), Elle sera clôturée et équipée de 2 accès.

Elle comprendra à minima :

- Un groupe électrogène et le système d'alimentation électrique
- Une cuve d'eau
- Un module vestiaires/cantine équipés de douches et de toilettes
- Un module avec une salle de réunion et les équipements minimums nécessaires aux réunions de chantier
- Un module atelier/outillage
- Un parking

Toute la plateforme sera équipée d'une étanchéité permettant de guider les eaux pluviales et éventuelles pollutions vers le fossé de collecte en périphérie de la plateforme et le bassin de décantation prévu afin de limiter les MES dans le réservoir et d'intervenir en cas de pollution constatée (kit anti-pollution).



Figure 82 : Installations de chantier, extrait plan GEN-05

### 6.11.2. Zones de stockage

Deux zones de stockage ont été identifiées pour le besoin de stockage du chantier.

L'implantation de ces zones a été choisie pour leur emprise sur des zones à faible impact sur le milieu naturel et devra être respectée.

- Zone A : localisée en début de piste Sud dans les excavations rocheuses réalisées à côté de l'usine de traitement d'eau pour le futur bassin d'eau potable (Convention de mise à disposition et d'utilisation avec la Mairie de St Pierre sur toute la durée du chantier). Surface d'environ 850 m<sup>2</sup> disponible.
- Zone B : accolée à la zone d'installation de chantier sur la berge rive droite de la retenue amont de l'aménagement. Surface d'environ 550 m<sup>2</sup> pouvant être étendue si nécessaire dans l'emprise du futur réservoir.

Un plan de mouvement des matériaux est disponible en Annexe 5 du rapport, il présente les principaux mouvements de matériaux à prévoir notamment les volumes à évacuer en carrière et les volumes d'apport provenant de la carrière (hors granulats béton).

Il a été considéré :

- Que les volumes de béton armé démolé (~30 m<sup>3</sup>) seraient évacués en décharge (charge à l'entreprise de vérifier la disponibilité de la décharge ou de prévoir une évacuation du territoire)
- Que les volumes de déblai meuble (maximum de 3125 m<sup>3</sup>) seraient évacués en carrière pour une revalorisation ultérieure en matériau tout-venant (charge à l'entreprise de vérifier la possibilité de ce dépôt définitif en carrière ou de prévoir une alternative compatible avec l'environnement)

Ce plan de mouvement sera une pièce à mettre à jour dans le cadre des offres des entreprises pour l'adapter à leur phasage de chantier.

### 6.11.3. Zone humide protégée

Le maître d'ouvrage a fait réaliser en janvier 2022 le levé topographique de la zone humide présente en aval du barrage. Cette zone est protégée et devra faire l'objet d'un balisage spécifique dès le démarrage du chantier pour éviter tout passage d'engins ou stockage ponctuel de matériaux ou équipement.

La figure suivante présente le levé topographique réalisé qui sera annexé au DCE.

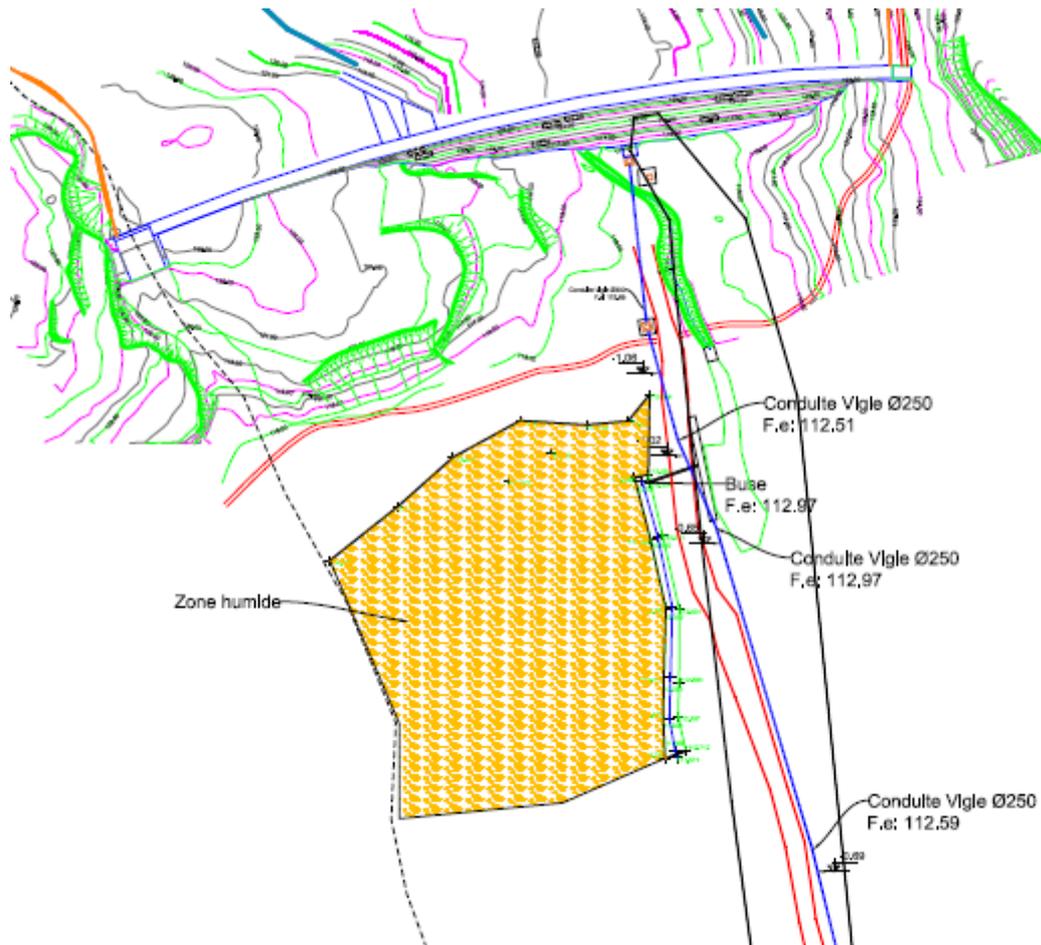


Figure 83: Levé topographique 2022 de la zone humide protégée (interdite d'accès)

#### 6.11.4. Gestion des eaux du chantier

Un dispositif de dérivation provisoire est prévu pour protéger le chantier de la crue de chantier en utilisant la retenue amont du barrage amont comme bassin tampon et en restituant les apports par un seuil calibré permettant de ne relâcher à l'aval qu'un débit de crue de chantier de l'ordre de  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ . (voir la Section § 6.9 dédiée du rapport).

Ce dispositif permet donc la gestion des apports en amont du barrage amont en le restituant en aval du chantier par l'intermédiaire d'un chenal ouvert au démarrage du chantier, puis de buses provisoires en PEHD pour les phases intermédiaires, puis enfin par la conduite de vidange de fond et la conduite de dérivation intégrée au barrage pour les dernières phases de travaux (voir le détail du phasage à la section §6.12.1. ).

**Afin de travailler à sec et en sécurité dans la fouille du futur barrage, l'entreprise devra proposer une gestion des apports dans la zone en aval du barrage amont.**

Une distance moyenne de 90 m sépare l'entrée du busage de la dérivation provisoire (en amont de la piste d'accès rive/rive) du barrage de la Vigie (voir sur la figure ci-dessous la zone des apports non collectée par la dérivation provisoire).

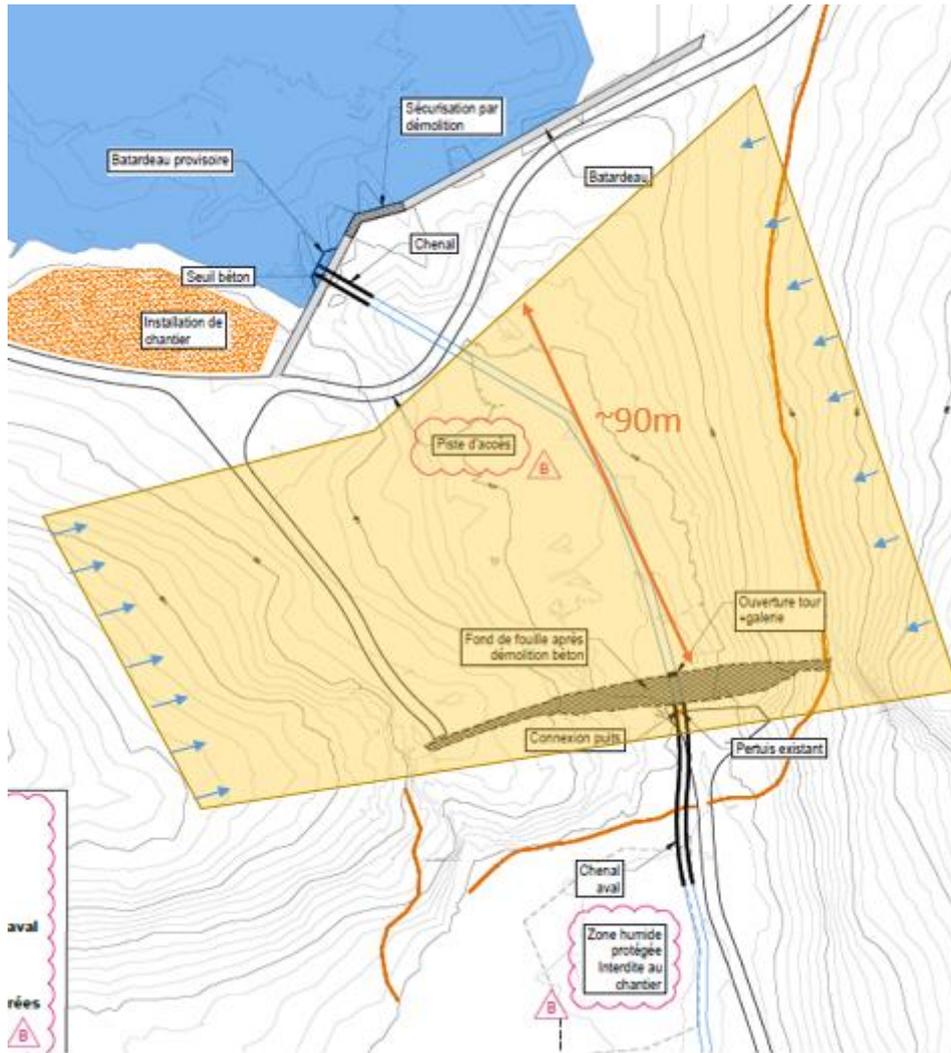


Figure 84: Zone intermédiaire où les apports par ruissellement devront être gérés par les installations de chantier de l'Entreprise.

L'entreprise devra proposer pour chacune des phases de travaux la gestion des eaux de chantier en indiquant dans son offre :

- Les moyens de dérivation provisoire nécessaires (merlons, fossés, buses, pompes et les intégrer dans son offre)
- Les moyens d'alerte météo mis en place
- Les mesures de replis ou de protection des équipements de chantier utilisés en fond de fouille ou exposés à des inondations ponctuelles en cas d'apports dans cette zone intermédiaire et à l'aval du chantier.

**NOTA :**

En phase d'exécution les dimensions du seuil du batardeau amont pourront être légèrement modifiées, en accord avec le Maître d'ouvrage, afin de limiter le débit sortant évacué par la dérivation provisoire à une valeur légèrement inférieure à  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  de sorte à laisser une marge de sécurité supplémentaire sur le débit relâché en aval du chantier en cas de crue de chantier (risque d'inondation en aval).

En effet l'objectif indiquée par le BRGM étant de ne relâcher en aval du chantier qu'un débit total de  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  en considérant les débits complémentaires provenant des eaux de ruissellement dans la zone intermédiaire entre les deux barrages.

## 6.12. PROGRAMME DE TRAVAUX

Le programme prévisionnel des travaux est présenté ci-dessous par phase.

La durée globale des travaux est estimée à 24 mois (dont 1 mois de mobilisation et environ 7 mois de trêve hivernale répartis sur deux hivers).

Le phasage des travaux est détaillé sur les plans PHA 00 à PHA 07 du dossier de plan PRO en Annexe 5 dont les extraits sont présentés ci-après.

Les différentes étapes de travaux ont été regroupées sur ces plans de phasage en fonction des accès disponibles et du système de dérivation provisoire des apports.

Chaque plan explicite chronologiquement les différentes étapes de travaux à réaliser, certaines étapes pouvant être parallélisées ou alternées suivant l'organisation des entreprises.

### 6.12.1. Phasage détaillé des travaux

#### 6.12.1.1. Phase 0

Il s'agit d'une phase regroupant tous les travaux préparatoires avant la reconstruction du barrage. Ces étapes, initialement prévues dans une Phase 1 du projet, ont été regroupées avec les travaux de reconstruction et seront intégrées au même Marché de travaux.

A noter que les travaux de la phase 0, contrairement à ceux des autres phases, ne nécessitent pas l'accord préalable des services de l'état puisqu'ils sortent du cadre du dossier de demande d'autorisation environnemental dont la validation pourra être, au mieux, reçu fin aout 2022.

Cette phase 0 intervient après la période de mobilisation et préparation des entreprises mandatées estimée à 1 mois après la notification du Marché de travaux. Un précédent Marché de travaux aura réalisé l'ensemble des pistes définitives de l'aménagement et la vidange complète de la retenue sera effective.

Nous estimons un démarrage effectif des travaux début mi-juillet 2022.

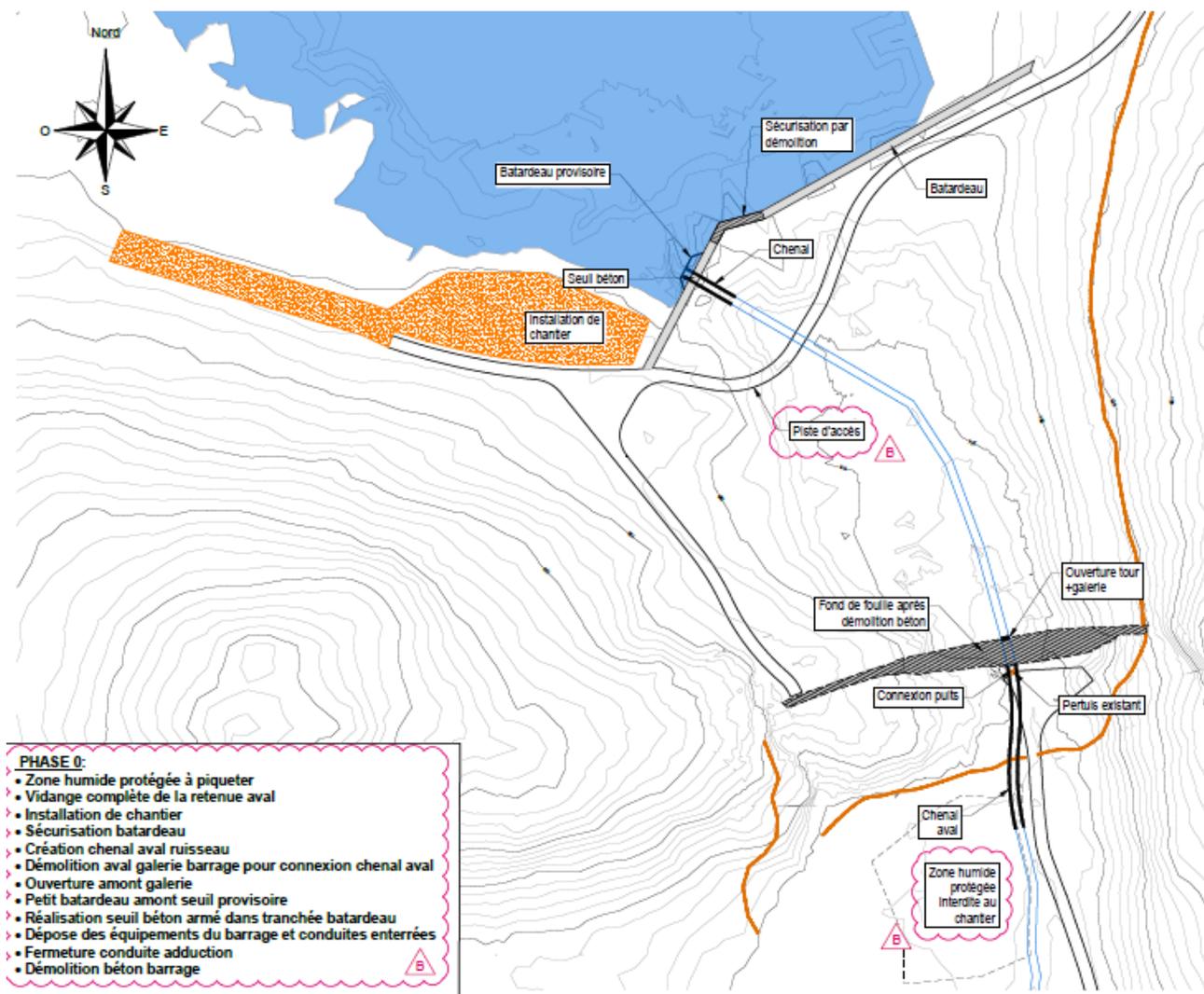


Figure 85 : Phase 0 – travaux préalables à la reconstruction du barrage

### 6.12.1.2. Phase 1

La phase 1 est la phase de terrassement du fond de fouille pour implantation de l'évacuateur de crues et du nouveau barrage. Au préalable de ces terrassements, ou en parallèle, l'installation des conduites provisoires de dérivation sera réalisée pour permettre la mise à sec de fond de fouille.

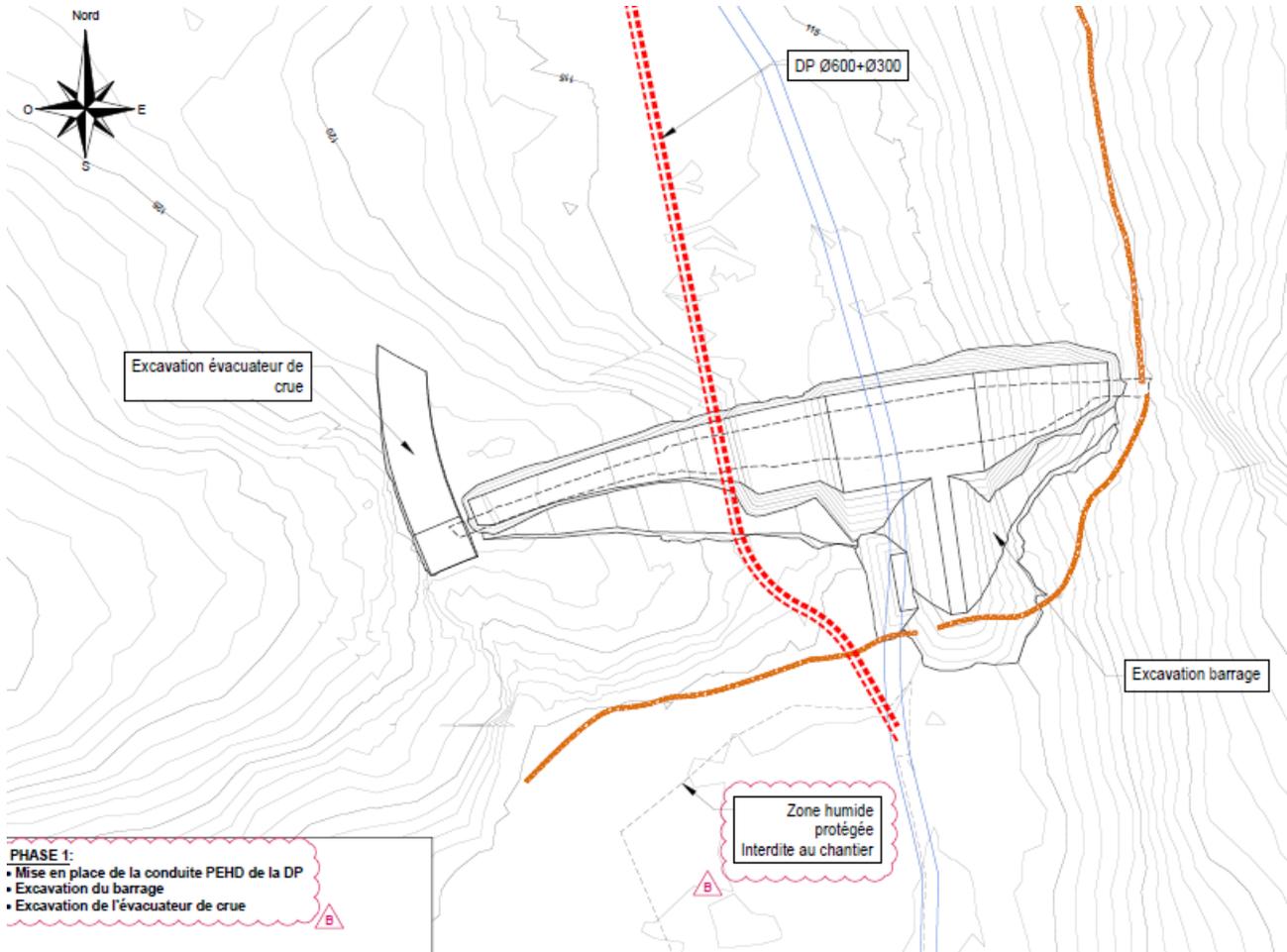


Figure 86 : Phase 1 – Installation conduites DP et travaux de terrassement fond de fouille

A noter :

- que les terrassements aval en partie centrale, sous la future recharge, et sous la plateforme aval, pourront être réalisés éventuellement plus tard en Phase 3 et par zones suivant les accès provisoires de chantier mis en place par les entreprises.
- que les conduites de DP sont installées le long de la ligne de niveau 114 m NGF, au droit du barrage, coté rive droite, pour permettre la réalisation des plots béton du barrage jusqu'au plot 4-5, sans déplacement des conduites.
- qu'un pompage des eaux résiduelles est à prévoir en fond de fouille (voir paragraphe §6.11.4. « Gestion des eaux du chantier »)

### 6.12.1.3. Phase 2

Une fois le fond de fouille du barrage béton réceptionné (point d'arrêt), un levé topographique de contrôle sera à réaliser avant de monter les plots béton du barrage.

Au préalable des travaux de bétonnage des plots du barrage, un traitement particulier est à réaliser pour les fondations meubles et très altérées observées en dessous de la cote 109 m NGF. Une substitution par du gros béton est à prévoir (cf. paragraphe 6.3.6.1. ).

Les plots béton 01-12-23-34, sont montés en alternance, afin de faciliter le refroidissement des plots coulés (limitation de la montée en température des levées de bétonnage suivantes, et donc du retrait thermique et du risque de Réaction Sulfatique Interne due à une température d'hydratation élevée).

Le premier plot de barrage à démarrer est celui, en fond de vallée, qui supporte la tour de prise amont afin de réaliser la plinthe et les injections avant de recouvrir la plinthe par la tour de prise amont. Ce plot est également celui qui est équipé des trois conduites traversant l'ouvrage : conduite DP, conduite VdF, conduite d'adduction.

Durant cette phase un accès de chantier amont-aval est possible en fond de retenue cote rive droite, ce qui facilite les exécutions.

Une grue fixe sera également certainement mise en place au démarrage de cette phase par les entreprises afin de monter les coffrages/ferraillage des plots. (Implantation de la grue à proposer par les entreprises).

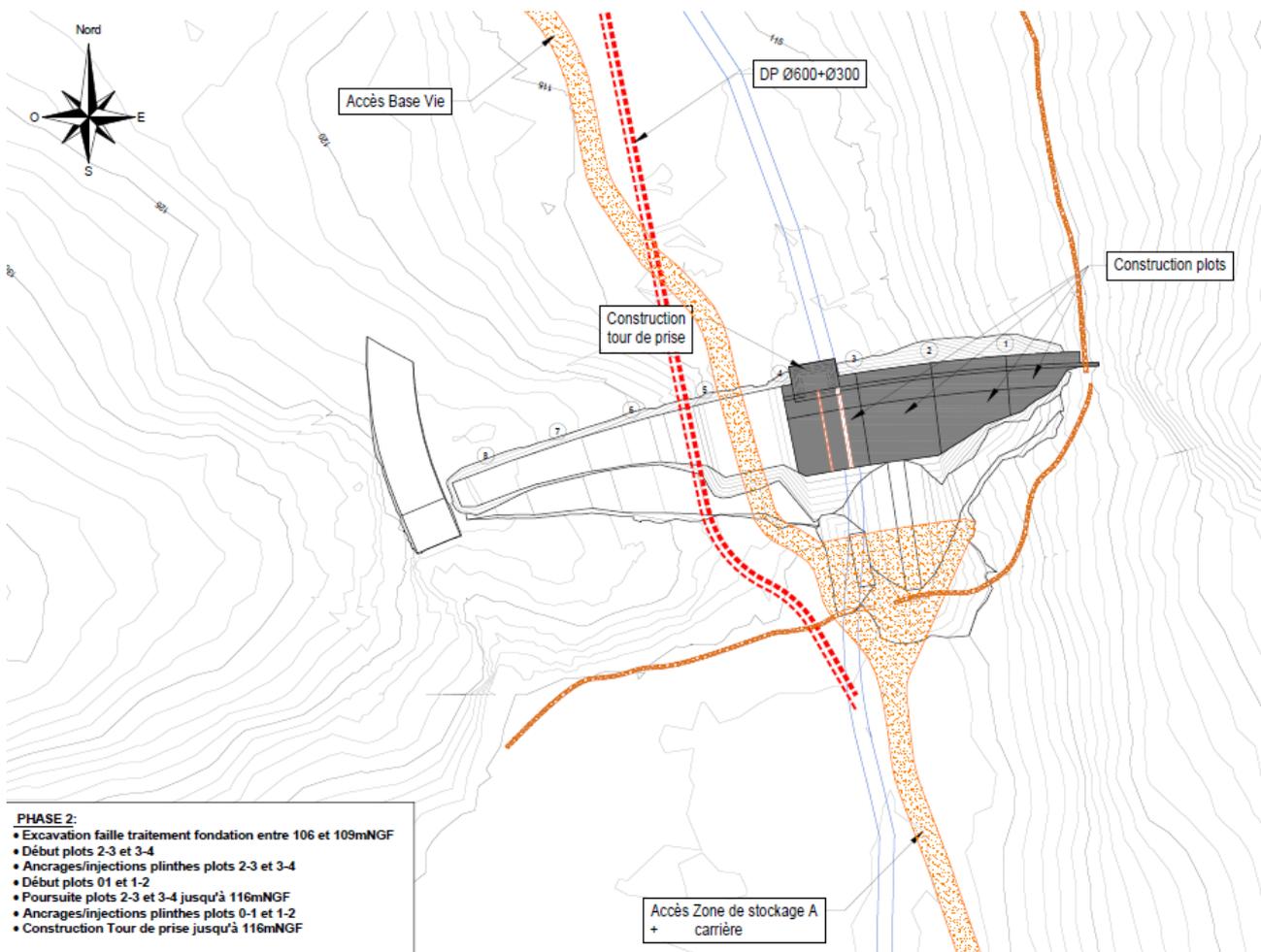


Figure 87 : Phase 2 – Partie centrale et rive gauche du barrage béton

### 6.12.1.4. Phase 3

La 3<sup>ème</sup> phase est marquée par l'interruption de l'accès de chantier amont aval par le fond de la retenue. En effet le plot béton 45 est démarré et ne permet plus cet accès. Par contre les conduites PEHD de DP sont conservées en rive droite du plot à construire et assurent toujours leur fonction.

A la fin de cette phase l'ensemble des plots 01,12,23,34,45 sont montés jusqu'à la cote 116 m NGF, la tour de prise aussi et les 3 conduites traversant le barrage sont mises en place ce qui permettra un transfert du système de dérivation provisoire pour la prochaine phase de travaux.

Cette phase comprend également la réalisation de tous les ouvrages de restitution (bassin VdF, chenal aval, regard de débit réservé et de raccordement) ainsi que les différentes étapes du remblaiement de la plateforme aval jusqu'à sa cote finie : 114,70 m NGF.

L'ancrage de la plinthe amont et les injections du rideau d'étanchéité sont menés en parallèle du montage des plots du barrage ce qui permet de gagner du temps par rapport à la réalisation d'un rideau sous l'axe du barrage sur la 1<sup>ère</sup> levée de bétonnage.

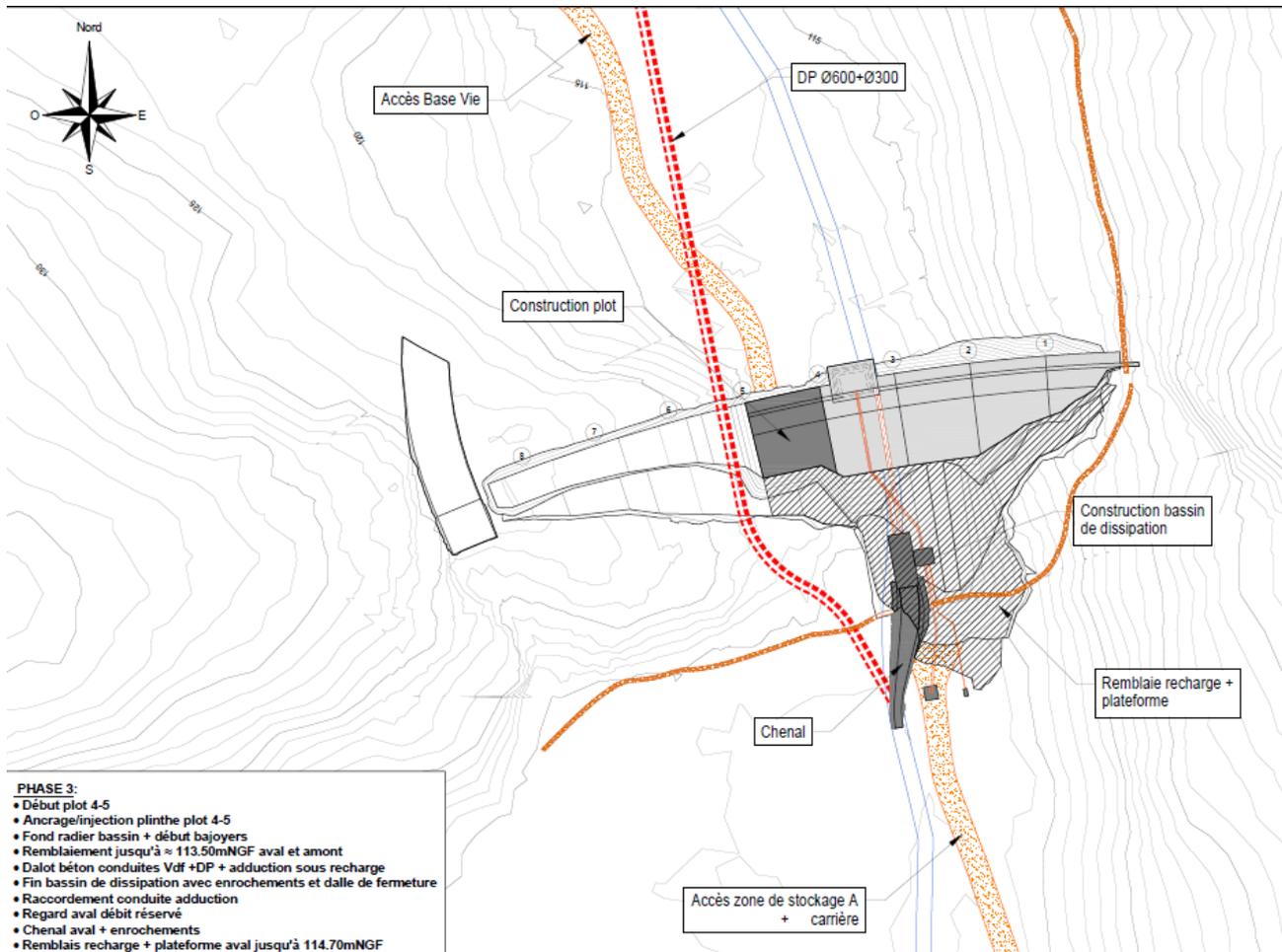


Figure 88 : Phase 3 – Barrage béton jusqu'à 116 m NGF, ouvrages de restitution et plateforme aval

#### 6.12.1.5. Phase 4

La phase 4 correspond à la montée des plots béton restants, en alternance avec les plots déjà partiellement montés. Les ancrages de la plinthe amont et les injections se poursuivent à l'avancement des levées de béton des plots rive droite.

Pour cette phase :

- Les conduites de DP sont raccordées à l'entonnement de la vidange de fond et de la DP intégrés au plot 34 du barrage béton. La restitution des apports se fait dans le bassin de dissipation de l'aménagement.
- Un nouvel accès provisoire est possible par la rive droite du barrage en passant par les excavations du futur chenal de l'EVC.

Une fois la tour de prise terminée, celle-ci est équipée de tous les organes hydromécaniques prévus et recouverte de son local de manœuvre.

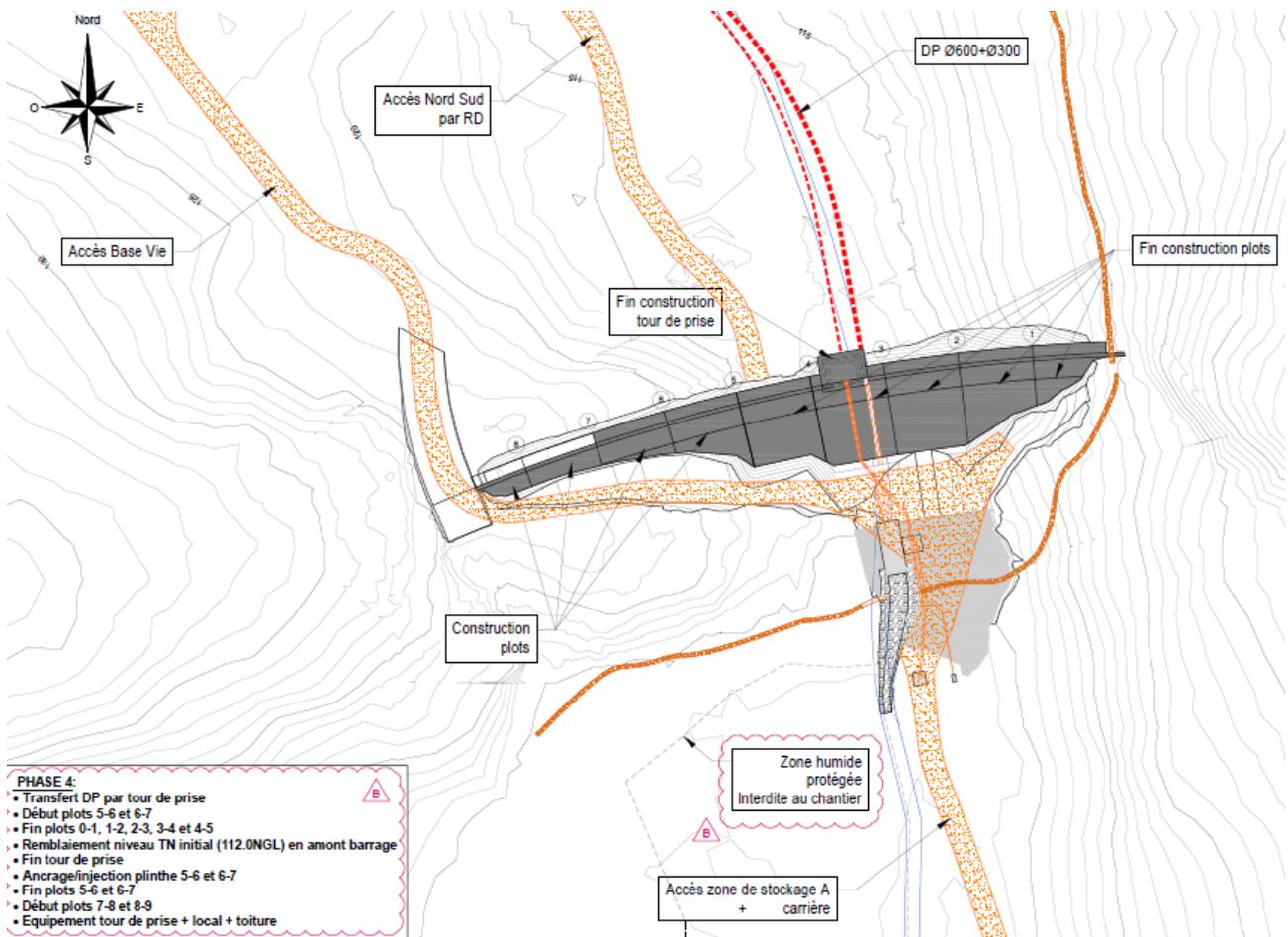


Figure 89 : Phase 4 – construction des derniers plots béton, DP transférée par les conduites du plot 34

### 6.12.1.6. Phase 5

La phase 5 correspond à la fin de la construction des derniers plots du barrage mais surtout à la réalisation du radier et bajoyer rive-droite de l'EVC. A l'issue de cette phase tout le rideau d'étanchéité amont est terminé et l'ensemble du barrage béton est réalisé.

Cette phase de travaux peut être menée en même temps que le remplissage partiel de la retenue, régulé avec la vanne de vidange de fond. Le remplissage partiel ne pourra dépasser la cote 118 m NGF car sinon l'accès Nord au chantier et aux installations de chantier sera interrompu.

Les premières couches de remblais de la recharge peuvent également être montées en parallèle depuis une rampe d'accès provisoire provenant de la piste Sud aval.

L'accès chantier amont-aval n'est plus possible avec les travaux de bétonnage de l'EVC.

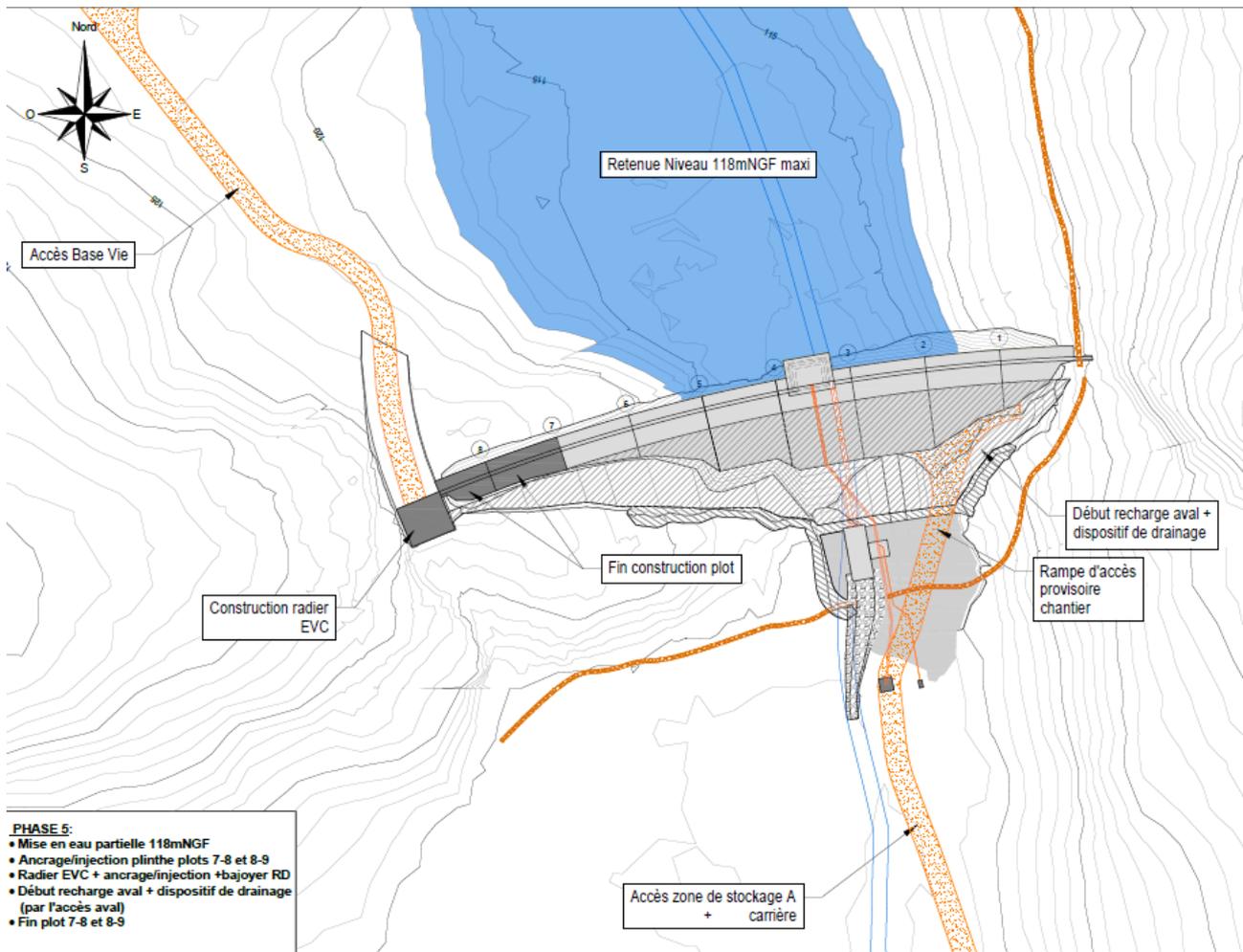


Figure 90 : Phase 5 – Remise en eau partielle, EVC et début de la recharge aval

#### NOTA :

La stabilité du barrage en considérant la poussée de la glace, sans la recharge, est assurée en-dessous de la cote 121 m NGF suivant les critères de sécurité de l'Arrêté technique du 2018.

### 6.12.1.7. Phase6

La phase 6 est la dernière phase de construction ; il s'agit de terminer la recharge aval et le dispositif de drainage des fondations.

Pour cela, le radier de l'EVC est protégé puis surmonté d'une piste provisoire d'accès permettant de monter la recharge à partir de l'accès amont rive-droite.

A la fin du remblaiement, les derniers instruments d'auscultation sont installés ainsi que l'ensemble des équipements du couronnement du barrage.

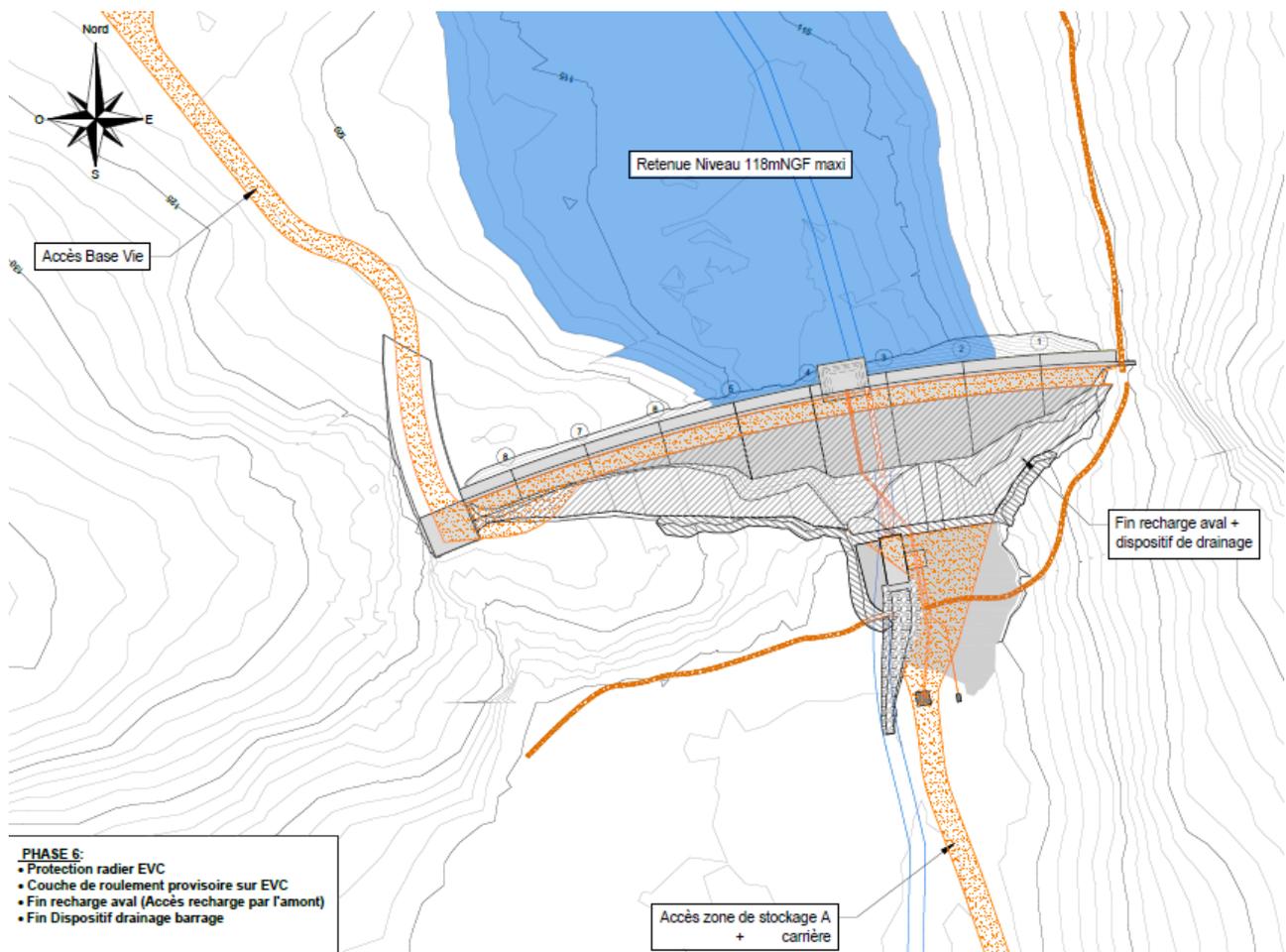


Figure 91: Phase 6 : Fin du remblaiement de la recharge aval et équipements du couronnement

### 6.12.1.8. Phase 7

Une fois la recharge aval terminée et ses équipements mis en place, l'accès routier au couronnement du barrage est fermé par la réalisation du bajoyer rive gauche de l'EVC préalablement nettoyé des matériaux de la piste d'accès de chantier.

Le bajoyer terminé, la passerelle bois piétonne peut être installée sur celui-ci et scellée grâce à l'accès amont.

La remise en eau complète du barrage peut commencer lorsque les installations de chantier sont retirées.

La végétalisation du talus aval de la recharge est réalisée en parallèle ainsi que la re-végétalisation des zones provisoires de chantier (zones de croisement des pistes d'accès, talus et plateforme en aval du barrage).

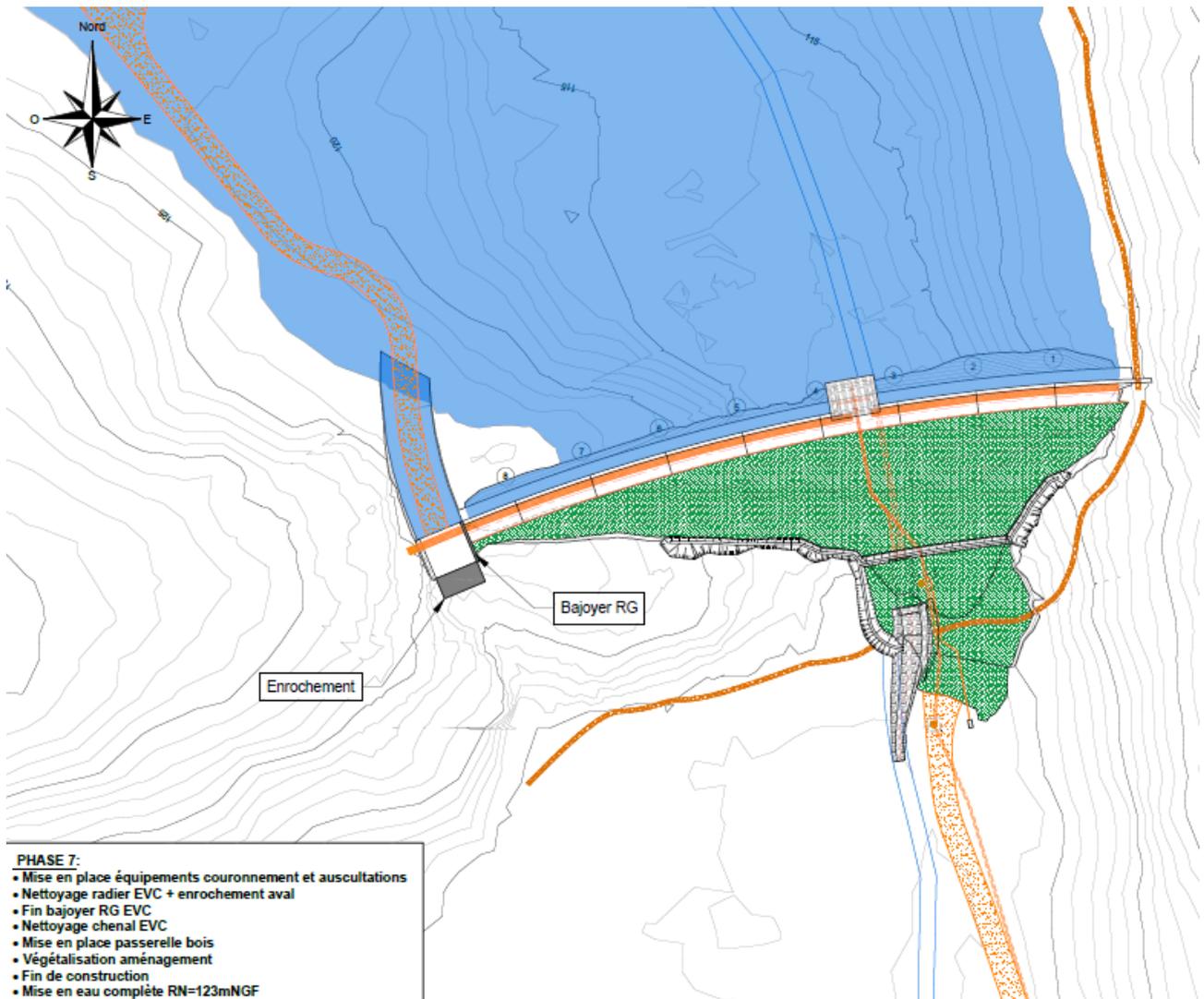


Figure 92:Phase 7 : Fin des travaux, végétalisation et remise en eau complète

## 6.12.2. Planning

Le planning détaillé des 24 mois de travaux est présenté en page suivante.

Il comprend notamment au démarrage :

- 1 mois de mobilisation
- 4 mois d'étude et d'essais de formulation du béton, nécessaire avant le début de réalisation des bétons du barrage et du traitement de sa fondation.

Le planning est découpé en :

- Une Tranche Ferme relative aux travaux de phase 0 détaillés ci-avant,
- Une Tranche conditionnelle N°1 relative à la réalisation d'une campagne d'investigation géotechnique complémentaire (mission G3) si besoin après démolition de la partie externe du barrage existant
- Une Tranche conditionnelle N°2 dont le démarrage dépend de la date d'obtention de l'autorisation environnementale du projet.

Dans les grandes lignes, par année :

- En 2022, suite aux travaux préparatoires au cours de l'été, se sont principalement des travaux de terrassement qui seront réalisés et de préparation de la fondation
- En 2023, ce sont les travaux de bétonnage, d'ancrages et d'injection qui seront réalisés, avec les premiers remblaiements en fond de fouille
- En 2024, il restera les travaux de remblai pour finaliser la recharge aval, l'équiper et la végétaliser

Suivant la réalisation ou non de la TC1 et les résultats de la campagne d'investigation complémentaire, le planning des travaux peut être différents et la durée effective varier de 1 à 2 mois.

Nous présentons si- après le planning le plus pessimiste entraînant la fin des travaux la plus tardive et la période de disponibilité de la retenue à un niveau partiel la plus courte.

En effet après réalisation du bouchon amont de la dérivation provisoire et réception de la partie béton du barrage, la retenue du barrage pourra être partiellement rempli jusqu'à la cote 117,50 m NGF (cote maximum pour préserver les accès de chantier).

Le démarrage de la mise en eau complète du réservoir pourra quant à lui débiter à la fin de l'ensemble des travaux au cours de l'été 2024. La durée du remplissage complet du réservoir est estimée entre 5 et 6 mois sans prélèvement dans la retenue.

Les cadences prises en compte pour l'estimation des durées de chaque phase des travaux sont basées sur celles du chantier du Goéland adaptées en fonction des quantités, et sur des retours d'expérience similaires :

- 130 m<sup>3</sup> de béton par semaine en moyenne,
- 20 ml d'injections par semaine en moyenne,
- 2500 m<sup>3</sup> de remblai/enrochements (recharge aval) par mois.



## 6.13. MESURES ENVIRONNEMENTALES

Toutes les incidences du projet (en phase travaux et d'exploitation) ainsi que les mesures environnementales associées (mesures d'évitement ou de limitation) du projet ont été décrites en détail dans le dossier de demande d'autorisation environnementale en cours d'instruction pour les services de l'état.

Les mesures environnementales intégrées au cout des travaux sont les suivantes :

- Mesures provisoires
  - Création d'un bassin de décantation pour les installations de chantier
  - Mise en place de casiers de ressuage pour la tourbe décapée en fond de retenue sur les accès de chantier et les excavations
  - Mise en place d'un barrage filtrant sur le ruisseau de la Vigie en aval du chantier
  - Réalisation de prélèvement d'eau régulier pour analyse de la qualité
  - Dispersion des poussières => ajustement de la nature des travaux en période de vents puissants
  - Dispersion et introduction d'espèces végétales exotiques envahissantes => mesures préventives et contrôles
- Mesures définitives
  - Enherbement du parement aval et végétalisation de la plateforme et talus aval (graminées et arbustes)
  - Remise en état et végétalisation des zones de croisement de la piste Nord
  - Alimentation de la mare en aval du barrage par débit réservé
  - Utilisation possible du bassin de dissipation de la vidange de fond comme pêcherie par mise en place d'une barrière filtrante provisoire

## 7. ADAPTATIONS D'EXECUTION

Il est important de noter, que de nombreuses adaptations en phase d'exécution sont inévitables pour ce projet compte tenu des incertitudes restantes sur le barrage existant et la qualité de sa fondation.

Ainsi les études d'exécution adapteront les dimensions de chaque plot du barrage et de la recharge aval en fonction du fond de fouille réellement exécuté et validé par les spécialistes du Maître d'œuvre.

Les études d'exécution ne pourront donc démarrer qu'après la démolition complète du barrage existant, la validation et le relevé du fond de fouille du futur barrage.

Aussi pour les études PRO une évaluation enveloppe des quantités et des couts a été réalisée, celle-ci sera adaptée aux quantités réellement exécutées dans un Marché de travaux à prix unitaires.

Les entreprises seront informées que certaines quantités pourront évoluer selon les observations réalisées au cours de la démolition et du terrassement.

Afin d'optimiser les couts de travaux relatifs aux fondations du barrage, une campagne d'investigation complémentaire, de type G3, sera demandée aux entreprises après démolition du barrage existant jusqu'au TN.

Cette campagne permettra de cartographier :

- Les formes et profondeur des fondations béton du barrage (présence de bèches ?)
- La qualité du béton laissé en fondation après les travaux de démolition
- La qualité et nature de l'interface barrage/fondation après plusieurs années d'exploitation
- La nature et l'état d'altération de la fondation rocheuse sous l'ouvrage (perméabilité, résistance, qs, etc...)

A partir de ces résultats, la conservation de la totalité ou de certaines zones de fondation béton du barrage existant sera analysée et proposée par la MOE.

Le programme des investigations sera défini en détail dans le cadre des spécifications techniques du Marché de travaux Génie-Civil, il inclura des sondages destructifs pour cartographier la fondation à partir des vitesses de forage enregistrées et quelques carottés pour une analyse plus qualitative de la fondation.

# ANNEXES



- 1- ETUDE DE STABILITE ET  
DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE
- 2- ETUDE DE DIMENSIONNEMENT DE L'EVC
- 3- ETUDE DE DIMENSIONNEMENT DE LA  
TOUR DE PRISE
- 4- ETUDE DE DIMENSIONNEMENT  
HYDRAULIQUE ET STRUCTUREL DE LA  
VIDANGE DE FOND ET DE SON BASSIN
- 5- PLAN DE MOUVEMENT DES MATERIAUX
- 6- ETUDE DE FORMULATION DES BETONS



# ANNEXE 1

## ETUDE DE STABILITE DU BARRAGE



# Reconstruction du barrage de la Vigie

Phase 2 – Reconstruction du barrage

## ETUDE DE STABILITE DU BARRAGE RECONSTRUIT

8211252 – La Vigie – P2PRO annexe 1 – B



## Reconstruction du barrage de la Vigie

Phase 2 – Reconstruction du barrage

Société Publique Locale Archipel Aménagement

Etude de stabilité du barrage reconstruit

VERSION	DESCRIPTION	ÉTABLI(E) PAR	APPROUVÉ(E) PAR	DATE
B	Prise en compte des remarques de SPL AA, ISL, IRSTEA	MCR	MLR	08/04/2022
A	Première diffusion	MCR	MLR	08/02/2022
Barrages, Hydroélectricité, Infrastructures ARTELIA 6 rue de Lorraine – BP 218 – 38342 Échirolles TEL : 04 76 33 40 00				

# SOMMAIRE

1.	OBJET DU DOCUMENT .....	8
2.	RÉFÉRENCES.....	9
2.1.	GUIDES DE CALCUL.....	9
2.2.	DOCUMENTS OUVRAGE .....	9
2.3.	CADRE REGLEMENTAIRE.....	9
3.	CONTEXTE.....	10
3.1.	DESCRIPTION DE L'OUVRAGE .....	10
3.2.	MODELE GEOLOGIQUE.....	10
<b>A.</b>	<b>MODÈLES EN CONTRAINTES-DÉFORMATIONS (PLAXIS).....</b>	<b>12</b>
4.	HYPOTHÈSES DE CALCUL.....	13
4.1.	PROFILS DE CALCUL.....	13
4.1.1.	VUE EN PLAN ET COUPES.....	13
4.1.2.	PROFIL CC – H = 15 M.....	13
4.1.3.	PROFIL DD – H = 3 M.....	14
4.2.	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	15
4.2.1.	RHYOLITE.....	15
4.2.2.	BÉTON .....	15
4.2.3.	MATÉRIAUX DE DÉMOLITION 0/400 MM .....	16
4.2.4.	INTERFACES.....	16
4.3.	ACTIONS.....	17
4.3.1.	LIGNES PIÉZOMÉTRIQUES.....	17
4.3.2.	POUSSÉE DE LA GLACE .....	19
4.3.3.	POUSSÉE DES SÉDIMENTS.....	20
4.4.	MODELISATION .....	20

4.4.1.	LOGICIEL .....	20
4.4.2.	CONDITIONS AUX LIMITES .....	20
4.4.3.	ANCRAGES.....	21
4.4.4.	MAILLAGE.....	21
4.4.5.	PHASAGE.....	21
5.	SITUATIONS DE PROJET .....	23
6.	VÉRIFICATIONS .....	24
6.1.	DEFORMATIONS ET DEPLACEMENTS.....	24
6.2.	CONTRAINTES.....	24
6.3.	STABILITE GLOBALE DE LA RECHARGE .....	24
6.4.	OUVERTURE DE FISSURES.....	25
6.5.	RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT .....	25
7.	RÉSULTATS .....	27
7.1.	PROFIL CC – EXPLOITATION NORMALE (RN – N1).....	27
7.1.1.	ANALYSE DES DÉFORMATIONS .....	27
7.1.2.	ANALYSE DES CONTRAINTES.....	28
7.1.3.	STABILITÉ GLOBALE DE LA RECHARGE AVAL .....	30
7.1.4.	OUVERTURE DE FISSURES .....	30
7.1.5.	RÉSISTANCE À L'EFFORT TRANCHANT .....	31
7.2.	PROFIL CC – SOLLICITATIONS DES GLACES (RN + GLACE – N2).....	32
7.2.1.	ANALYSE DES DÉFORMATIONS .....	32
7.2.2.	ANALYSE DES CONTRAINTES.....	33
7.2.3.	STABILITÉ GLOBALE DE LA RECHARGE AVAL .....	35
7.2.4.	OUVERTURE DE FISSURES .....	35
7.2.5.	RÉSISTANCE À L'EFFORT TRANCHANT .....	36
7.3.	PROFIL CC – AUTRES SITUATIONS DE PROJET .....	37
7.3.1.	CP3 + GLACE (R4) .....	37
7.3.2.	RNH ET PHE (N3 ET R2) .....	38

7.3.3.	RNH + GLACE (R3) .....	39
7.3.4.	RETENUE VIDE (R1) .....	39
7.4.	PROFIL DD .....	40
7.4.1.	EXPLOITATION NORMALE (RN – N1).....	40
7.4.2.	SOLLICITATIONS DES GLACES (RN + GLACE – N2).....	43
7.4.3.	RNH ET PHE (N3 ET R2) .....	49
7.4.4.	RNH + GLACE (R3) .....	50
8.	ÉTUDES DE SENSIBILITÉ.....	53
8.1.	MODULE DES MATERIAUX DE DEMOLITION.....	53
8.2.	HAUTEUR DU PLOT DD .....	53
9.	SYNTHÈSE DES RÉSULTATS DE L'ÉTUDE EN CONTRAINTES- DÉFORMATIONS .....	55
9.1.	PLOT CC.....	55
9.2.	PLOT DD .....	55
10.	FERRAILLAGE DE LA PLINTHE AMONT.....	56
10.1.	PRINCIPE .....	56
10.2.	SOLLICITATIONS .....	56
10.3.	FERRAILLAGE.....	57
<b>B.</b>	<b>MODÈLES EN BLOCS RIGIDES (SOURIS).....</b>	<b>59</b>
11.	PRISE EN COMPTE DU BÉTON DE SUBSTITUTION SOUS LE PLOT DE PLUS GRANDE HAUTEUR .....	60
11.1.	HYPOTHESES DE CALCUL .....	60
11.1.1.	PROFIL DE CALCUL CC-MAX .....	60
11.1.2.	CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX.....	61
11.1.3.	ACTIONS .....	61
11.1.4.	MODÉLISATION .....	63

11.2.	SITUATIONS DE PROJET .....	64
11.3.	VERIFICATIONS .....	64
11.3.1.	ETAT LIMITE D'EXTENSION DES FISSURES .....	64
11.3.2.	ETAT LIMITE DE RÉSISTANCE À L'EFFORT TRANCHANT .....	65
11.3.3.	ETAT LIMITE DE RÉSISTANCE À LA COMPRESSION .....	65
11.3.4.	COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ PARTIELS ET GLOBAUX .....	65
11.4.	RESULTATS .....	66
11.5.	SYNTHESE DES RESULTATS .....	69
12.	DÉFINITION DE LA COTE DE DANGERS .....	70
13.	JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ AUX REPRISES DE BÉTONNAGE DANS LE CORPS DU BARRAGE .....	71
13.1.	HYPOTHESES DE CALCUL .....	71
13.1.1.	PROFILS DE CALCUL .....	71
13.1.2.	CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX .....	73
13.1.3.	ACTIONS .....	74
13.1.4.	MODÉLISATION .....	75
13.2.	SITUATIONS DE PROJET .....	75
13.3.	VERIFICATIONS .....	75
13.4.	RESULTATS .....	76
13.4.1.	INTERFACE 123 M NGF .....	76
13.4.2.	INTERFACE 110 M NGF .....	77
13.5.	SYNTHESE DES RESULTATS .....	78
14.	CONCLUSIONS .....	79

## TABLEAUX

Tableau 1- Paramètres mécaniques des différentes formations de fondation .....	11
Tableau 2- Phasage du calcul .....	22
Tableau 3- Situations de projet étudiées.....	23
Tableau 4- Résistances à la compression et traction du béton du barrage.....	24
Tableau 5- Facteur de sécurité global pour la recharge.....	25
Tableau 6- Conditions d'état-limite d'extension des fissures .....	25
Tableau 7- Résistances au cisaillement de l'interface barrage-fondation.....	26
Tableau 8- Ferrailage de la plinthe .....	58
Tableau 2- Conditions d'état-limite d'extension des fissures .....	64
Tableau 3- Valeurs des coefficients partiels et coefficients de modèle pour les calculs de stabilité .....	66
Tableau 9 : Profil CC-max – Actions.....	67
Tableau 10 : Profil CC-max – Vérifications .....	68
Tableau 12 : Détermination de la cote de dangers – Actions.....	70
Tableau 13 : Détermination de la cote de dangers – Vérifications.....	70
Tableau 3- Situations de projet étudiées – interfaces béton-béton .....	75
Tableau 9 : Interface 123 m NGF – Actions .....	77
Tableau 10 : Interface 123 m NGF – Vérifications .....	77
Tableau 9 : Interface 110 m NGF – Actions .....	77
Tableau 10 : Interface 110 m NGF – Vérifications .....	78

## FIGURES

Figure 1 : Modèle géologique de la fondation du barrage.....	11
Figure 2 : Vue en plan du barrage de la Vigie reconstruit et profils étudiés .....	13
Figure 3 : Coupe transversale du profil de plus grande hauteur du barrage– profil CC .....	14
Figure 4 : Coupe transversale du profil de plus faible hauteur du barrage– profil DD.....	15
Figure 5 : Distribution trapézoïdale des sous-pressions à l'interface barrage-fondation (source : CFBR 2012) .....	18
Figure 6 : Poussée des sédiments.....	20
Figure 6 : Maillage du modèle de calcul (profil CC) .....	21
Figure 7 : Déformée du plot CC à RN .....	27
Figure 8 : Déplacements horizontaux du barrage à RN .....	27
Figure 9 : Déplacements verticaux du barrage à RN.....	28
Figure 10 : Contraintes principales effectives à RN .....	28
Figure 11 : Répartition des contraintes principales effectives dans le barrage à RN .....	29
Figure 12 : Contraintes effectives $\sigma_{xx'}$ à RN .....	29
Figure 13 : Contraintes effectives $\sigma_{yy'}$ à RN .....	30
Figure 14 : Cercle de glissement dans la recharge aval à RN.....	30
Figure 15 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à RN.....	31
Figure 16 : Effort tranchant relatif à l'interface barrage-fondation à RN.....	31
Figure 17 : Déformée du barrage à RN + glace .....	32
Figure 18 : Déplacements horizontaux du barrage à RN + glace .....	32
Figure 19 : Déplacements verticaux du barrage à RN + glace.....	33
Figure 20 : Contraintes principales effectives à RN + glace .....	33
Figure 21 : Répartition des contraintes principales effectives dans le barrage à RN + glace .....	34
Figure 22 : Contraintes effectives $\sigma_{xx'}$ à RN + glace .....	34

Figure 23 : Contraintes effectives $\sigma_{yy'}$ à RN + glace.....	35
Figure 24 : Cercle de glissement dans la recharge aval à RN + glace .....	35
Figure 25 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à RN + glace .....	36
Figure 26 : Effort tranchant relatif à l'interface barrage-fondation à RN + glace .....	36
Figure 27 : Déformée du barrage à CP3 + glace.....	37
Figure 28 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à CP3 + glace .....	38
Figure 29 : Effort tranchant relatif à l'interface barrage-fondation à CP3 + glace .....	38
Figure 30 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à RNH + glace .....	39
Figure 31 : Déformée du barrage à retenue vide .....	40
Figure 32 : Déformée du plot DD à RN .....	40
Figure 33 : Contraintes principales effectives à RN .....	41
Figure 34 : Contraintes effectives $\sigma_{xx'}$ à RN .....	41
Figure 35 : Cercle de glissement dans la recharge aval à RN.....	42
Figure 36 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à RN.....	42
Figure 37 : Effort tranchant relatif à l'interface barrage-fondation à RN.....	43
Figure 38 : Déformée du plot DD à RN + glace .....	43
Figure 39 : Déplacements horizontaux du barrage à RN + glace .....	44
Figure 40 : Déplacements verticaux du barrage à RN + glace.....	44
Figure 41 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à RN + glace .....	45
Figure 42 : Effort tranchant relatif à l'interface barrage-fondation à RN + glace .....	46
Figure 43 : Contraintes principales effectives à RN + glace .....	46
Figure 44 : Répartition des contraintes principales effectives dans le barrage à RN + glace .....	47
Figure 45 : Contraintes effectives $\sigma_{xx'}$ à RN + glace .....	47
Figure 46 : Contraintes effectives $\sigma_{yy'}$ à RN + glace.....	48
Figure 47 : Effort axial de l'ancrage à RN + glace.....	48
Figure 48 : Cercle de glissement dans la recharge aval à RN + glace .....	49
Figure 49 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à RNH .....	50
Figure 50 : Contraintes effectives $\sigma_{xx'}$ à RNH + glace.....	50
Figure 51 : Contraintes effectives $\sigma_{yy'}$ à RNH + glace .....	51
Figure 52 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à RNH + glace .....	51
Figure 53 : Effort axial de l'ancrage à RNH + glace .....	52
Figure 54 : Déplacements horizontaux du plot CC à RNH + glace (module de la recharge de 100 MPa) .....	53
Figure 55 : Contraintes normales à l'interface plinthe-barrage à l'ELU .....	56
Figure 56 : Contraintes normales à l'interface plinthe-barrage à l'ELS .....	57
Figure 57 : Schéma du ferrailage de la plinthe et du pied amont du barrage.....	58
Figure 58 : Coupe du profil CC-max .....	61
Figure 59 : Définition des paramètres de calcul de la poussée par la méthode du coin de Coulomb (source : Philipponnat 2000) .....	62
Figure 60 : Diagramme trapézoïdal pour un barrage non-drainé (source : CFBR 2012) .....	63
Figure 58 : Coupe du profil interface 123 m NGF .....	72
Figure 58 : Coupe du profil interface 110 m NGF .....	73
Figure 60 : Diagramme trapézoïdal pour un barrage non-drainé (source : CFBR 2012) .....	75



## 1. OBJET DU DOCUMENT

Le présent document est l'étude de stabilité globale du barrage de la Vigie reconstruit.

Par rapport à l'étude de stabilité présentée au stade Avant-Projet, la présente étude est complétée au stade Projet grâce aux nouvelles données disponibles, notamment l'analyse des reconnaissances géotechniques (rapport de la mission G2-PRO de décembre 2021).

Elle est menée suivant deux approches : modèles en contraintes-déformations (logiciel Plaxis), et modèles en blocs rigides (logiciel Souris).

Pour chacune, les hypothèses de calcul sont tout d'abord présentées, puis les résultats et choix de conception sont détaillés. Les critères de justification de la stabilité sont conformes aux recommandations du Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR).

Les calculs en contraintes-déformations (modélisation 2D aux éléments finis) de deux profils, correspondant à deux plots de différente hauteur, sont menés à l'aide du logiciel Plaxis, avec trois objectifs principaux :

- connaître l'état de contraintes dans le barrage, de manière à ferrailer adéquatement les zones sollicitées en traction,
- connaître l'état de déformations, les déplacements et ouvertures de fissures à l'interface barrage-fondation, de manière à évaluer la pertinence de la mise en place d'ancrages en pied amont du barrage,
- vérifier la stabilité de la recharge aval en matériaux de démolition, y compris lorsque le barrage en béton est sollicité en tête par la poussée des glaces.

Les modèles en blocs rigides ont pour objectifs de réaliser des vérifications supplémentaires :

- prise en compte du béton de substitution sous le plot de plus grande hauteur,
- définition de la cote de dangers,
- vérification de la stabilité aux interfaces béton-béton (reprises de bétonnage dans le corps du barrage).

## 2. REFERENCES

### 2.1. GUIDES DE CALCUL

- Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids, Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR), octobre 2012
- Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai, Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR), octobre 2015
- Barrages et ouvrages annexes dans des climats froids, Bulletin n°105, Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB), août 1996
- ROSA 2000, METL/CETMEF, 2000
- Tirants d’Ancrage TA 2020, Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique (CFMS), 2020
- Eurocodes 1 à 8 et annexes nationales associées

### 2.2. DOCUMENTS OUVRAGE

- Étude géotechnique – Rapport G2 PRO, 8211252 – La Vigie – P2MC2, ARTELIA, décembre 2021
- Rapport de Projet, 8211252 – La Vigie – P2PRO, ARTELIA, février 2022
- Cahier de plans associé

### 2.3. CADRE REGLEMENTAIRE

- Arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages, JORF n°0198 du 29 août 2018

## 3. CONTEXTE

### 3.1. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le barrage de la Vigie est un barrage-poids en béton, complété d'une recharge aval en matériaux de démolition et enrochements. Le barrage est légèrement arqué, comme le barrage actuel, afin de limiter le volume d'excavation en utilisant le fond de fouille existant.

Le barrage-poids présente un parement amont vertical, et une pente aval de 0,7h/1v.

La recharge aval en gravats et enrochements (granularité 0/400 mm) prend appui sur le barrage en béton, à l'amont, par l'intermédiaire d'une couche drainante le long du parement aval et présente une pente aval de 1,7h/1v.

Le talus aval de la recharge est composé d'une couche de transition, puis d'une couche de terre végétale équipée d'une géogrille d'accroche.

Une plinthe située à l'amont immédiat du barrage, d'épaisseur 1 m et de longueur amont-aval 1,50 m, permet la réalisation d'un voile d'injection du barrage. **Elle est strictement solidaire du barrage** : réalisée avec la première levée de bétonnage, aucun joint vertical ne la sépare de l'ouvrage.

Des ancrages sont mis en place pour limiter le soulèvement de la plinthe au cours des injections. Ceux-ci sont modélisés dans la présente étude sur le profil de plus petite hauteur (3m), car ils apportent un gain de stabilité à l'ouvrage. Ce gain est négligeable pour le profil de plus grande hauteur (15 m).

Un rideau de drainage est mis en œuvre à l'aval du barrage, permettant de s'assurer du rabattement des sous-pressions à l'aval de l'ouvrage.

### 3.2. MODELE GEOLOGIQUE

Un modèle géologique a été réalisé sur la base des reconnaissances géotechniques menées en septembre 2021. Cette étude indique que **les tourbes et faciès superficiels seront intégralement purgés**.

En rives, le « substratum rhyolitique fracturé » (rhyolite fracturée sur la Figure 1) est présent directement après ces faciès superficiels.

Sous le plot de plus grande hauteur, le modèle géologique met en évidence une zone de « rhyolites très altérées et fracturées » entre les cotes 109 m NGF et 106 m NGF environ. Ces rhyolites très fracturées et très altérées seront purgées et remplacées par du béton de masse. **Le béton de substitution n'est pas considéré comme partie intégrante du plot**. Ses caractéristiques sont considérées identiques à celles du rocher sur lequel le béton de substitution est fondé : « substratum rhyolitique fracturé ».

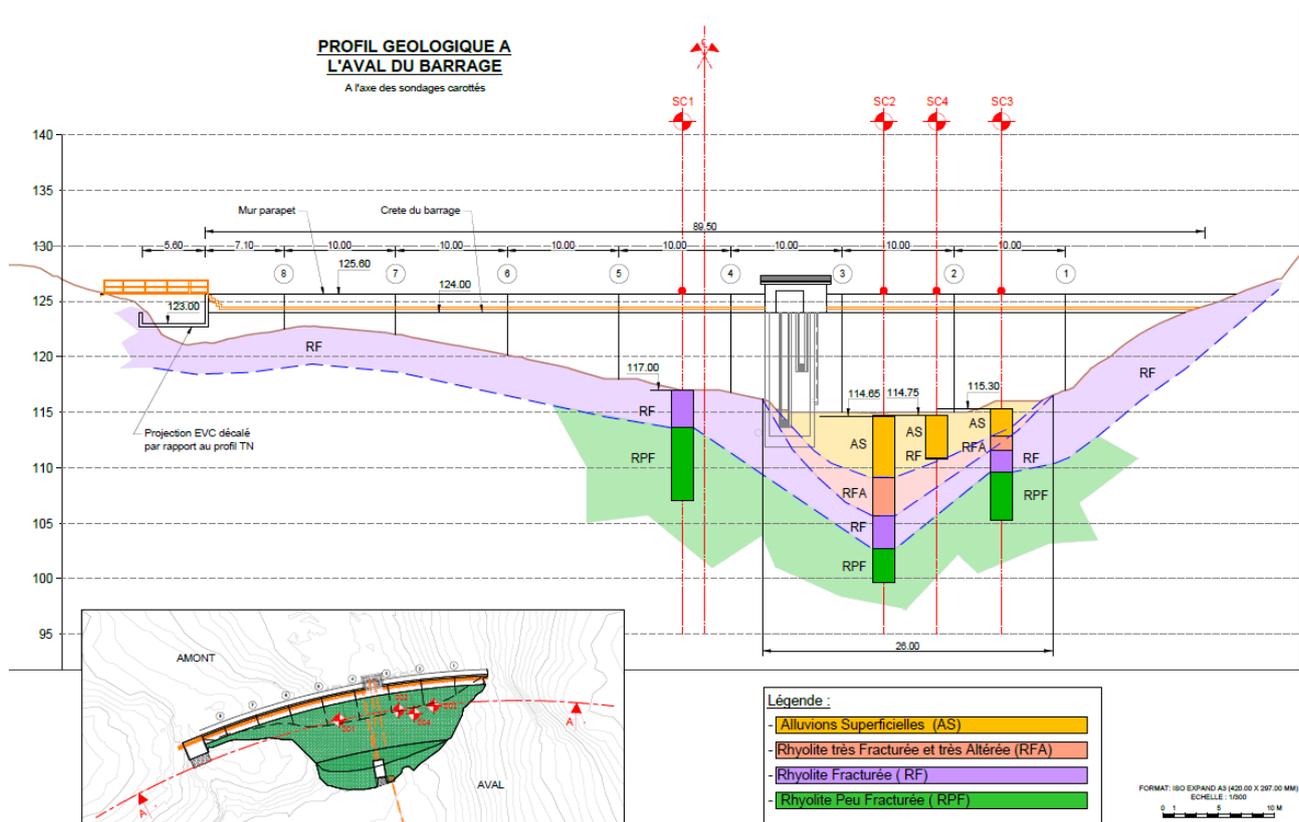


Figure 1 : Modèle géologique de la fondation du barrage

Finalement, pour la présente étude, tous les plots sont donc considérés fondés sur le « **substratum rhyolitique fracturé** » ou béton de substitution aux caractéristiques équivalentes.

Ainsi, le plot de plus grande hauteur du barrage mesure 15 m (124 - 109). Et après purge superficielle du substratum rocheux sous les rives, le plot de plus petite hauteur mesure 3 m (124 - 121).

Les paramètres mécaniques de chacune des formations de fondation sont indiqués ci-dessous. Ceux du substratum rhyolitique fracturé sont utilisés pour la modélisation objet du présent document.

Tableau 1- Paramètres mécaniques des différentes formations de fondation

Formation	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Paramètres de cisaillement Mohr Coulomb		Paramètres mécaniques au rocher Hoek & Brown				Module d'Young E (MPa)
		Cohésion drainée $c'$ (kPa)	Angle de frottement $\phi'$ (°)	Rc (MPa)	$m_i$	D	GSI	
Tourbes	-	-	-	-	-	-	-	-
Faciès superficiels : graviers et galets	19	0	32	-	-	-	-	50-60
Rhyolites très altérées et fracturées	25,5	0	35	-	-	-	-	200-250
<b>Substratum rhyolitique fracturé</b>	<b>25,5</b>	<b>&gt; 200</b>	<b>40</b>	<b>30</b>	<b>20</b>	<b>0</b>	<b>30-40</b>	<b>2300</b>
Substratum rhyolitique peu fracturé	26	> 300	45	30	20	0	40	4200

# A. MODELES EN CONTRAINTES- DEFORMATIONS (PLAXIS)

4. Hypothèses de calcul
5. Situations de projet
6. Vérifications
7. Résultats
8. Étude de sensibilité
9. Synthèse des résultats de l'étude en contraintes-déformations
10. Ferrailage de la plinthe amont



- Pente aval recharge remblai : 1,7h/1v
- Largeur en crête recharge remblai : 2,5 m
- Longueur plinthe amont : 1,50 m
- Épaisseur plinthe amont : 1 m

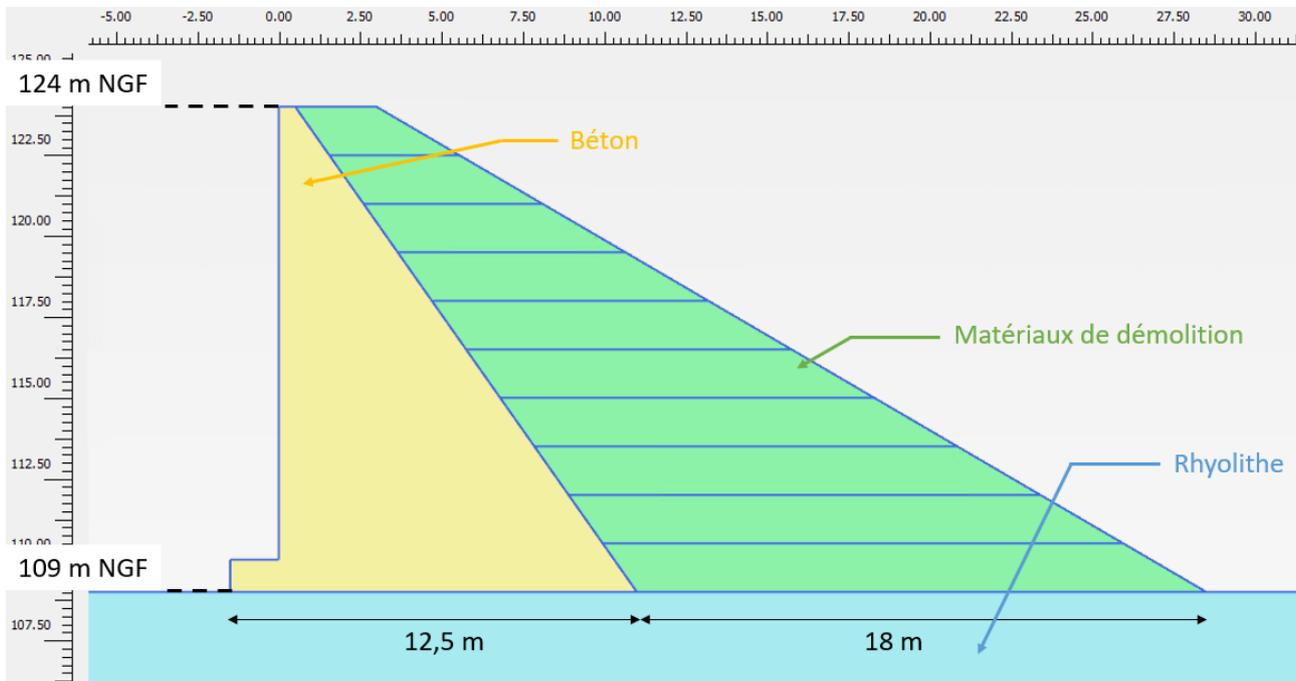


Figure 3 : Coupe transversale du profil de plus grande hauteur du barrage – profil CC

#### 4.1.3. Profil DD – h = 3 m

Les caractéristiques du profil modélisé sont les suivantes :

- Cote de fondation au rocher : 121 m NGF
- Pente amont : nulle
- Pente aval barrage béton : 0,7h/1v
- Largeur en crête barrage béton : 0,5 m
- Pente aval recharge remblai : 1,7h/1v
- Largeur en crête recharge remblai : 2,5 m
- Longueur plinthe amont : 1,50 m
- Épaisseur plinthe amont : 1 m
- Ancrage de la plinthe : HA32 (cf. 4.4.3. )

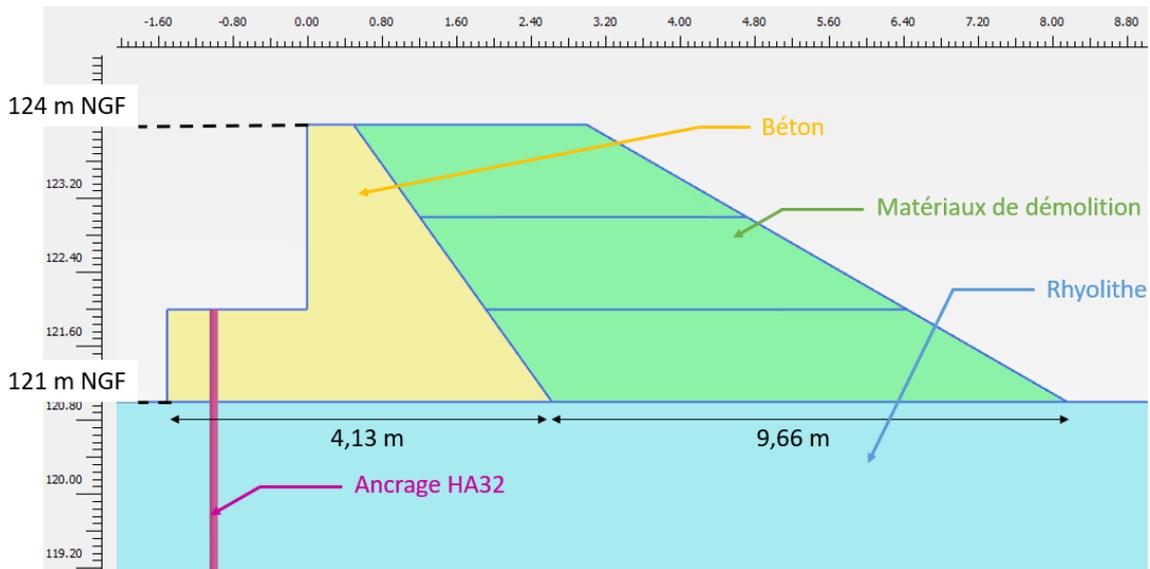


Figure 4 : Coupe transversale du profil de plus faible hauteur du barrage – profil DD

## 4.2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### 4.2.1. Rhyolite

Les caractéristiques considérées pour la **fondation en rhyolite** sont les suivantes :

- Loi de comportement : linéaire élastique
- Masse volumique :  $\gamma = 25,5 \text{ kN/m}^3$
- Module d'Young :  $E = 2,3 \text{ GPa}$
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$
- Résistance à la compression :  $35 \text{ MPa}$

### 4.2.2. Béton

Les caractéristiques considérées pour le **béton du barrage** sont les suivantes :

- Loi de comportement : linéaire élastique
- Masse volumique :  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- Module d'Young :  $E = 20 \text{ GPa}$
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,2$

- Résistance à la compression :  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Résistance à la traction :  $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

#### 4.2.3. Matériaux de démolition 0/400 mm

Les caractéristiques considérées pour les **matériaux de démolition de la recharge** sont les suivantes :

- Loi de comportement : Mohr-Coulomb
- Drainage : matériau drainé
- Masse volumique :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Module d'Young :  $E = 200 \text{ MPa}$  (étude de sensibilité avec  $100 \text{ MPa}$ )
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$
- Cohésion drainée :  $c = 5 \text{ kPa}$  (cohésion négligeable permettant la convergence du modèle numérique)
- Angle de frottement :  $\Phi = 42^\circ$

#### 4.2.4. Interfaces

##### 4.2.4.1. Barrage-fondation

L'interface barrage-fondation est définie comme un matériau propre, avec les caractéristiques suivantes :

- Loi de comportement : Mohr-Coulomb
- Masse volumique :  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- Module d'Young :  $E = 2,3 \text{ GPa}$
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$
- Cohésion drainée :  $c = 200 \text{ kPa}$
- Angle de frottement :  $\Phi = 40^\circ$
- Résistance à la traction :  $f_{tinter} = 0 \text{ kPa}$
- Coefficient de réduction des paramètres de résistance à l'interface  $R_{inter} = 1,0$

##### 4.2.4.2. Recharge-fondation

L'interface recharge-fondation prend en compte les caractéristiques des matériaux adjacents (rhyolite et matériaux de démolition), avec un coefficient de réduction des paramètres de résistance à l'interface  $R_{inter} = 0,67$ .

#### 4.2.4.3. Barrage-recharge

L'interface barrage-recharge prend en compte les caractéristiques des matériaux adjacents (béton et matériaux de démolition), avec un coefficient de réduction des paramètres de résistance à l'interface  $R_{inter} = 0,67$ .

### 4.3. ACTIONS

Le barrage de la Vigie est soumis :

- A son poids-propre ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) ;
- A la poussée hydrostatique amont ;
- A la poussée hydrostatique aval ;
- Aux pressions interstitielles ;
- A la poussée de la glace ;
- A la poussée des sédiments (négligée, cf. § 4.3.3. ).

#### 4.3.1. Lignes piézométriques

Les lignes piézométriques déterminent à la fois les **poussées hydrostatiques** et les **pressions interstitielles** qui s'appliquent aux structures.

Les lignes piézométriques sont définies grâce aux niveaux amont et aval détaillés ci-après pour chaque situation de projet.

Le barrage est muni d'un voile d'injection, et d'un rideau de drainage situé à l'aval du barrage-poids en béton. Le voile d'injection permet de limiter les infiltrations d'eau sous pression depuis l'amont. Le rideau de drainage a pour objectif d'assurer une sous-pression aval qui ne dépasse pas celle correspondant au niveau d'eau aval. La recharge aval est drainée.

Ainsi, la diminution du niveau amont vers le niveau aval est considérée linéaire entre l'amont et l'aval du barrage en béton.

De telles lignes piézométriques correspondent à une distribution trapézoïdale des sous-pressions à l'interface barrage-fondation :

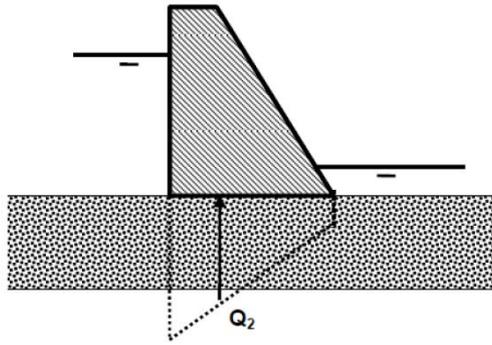


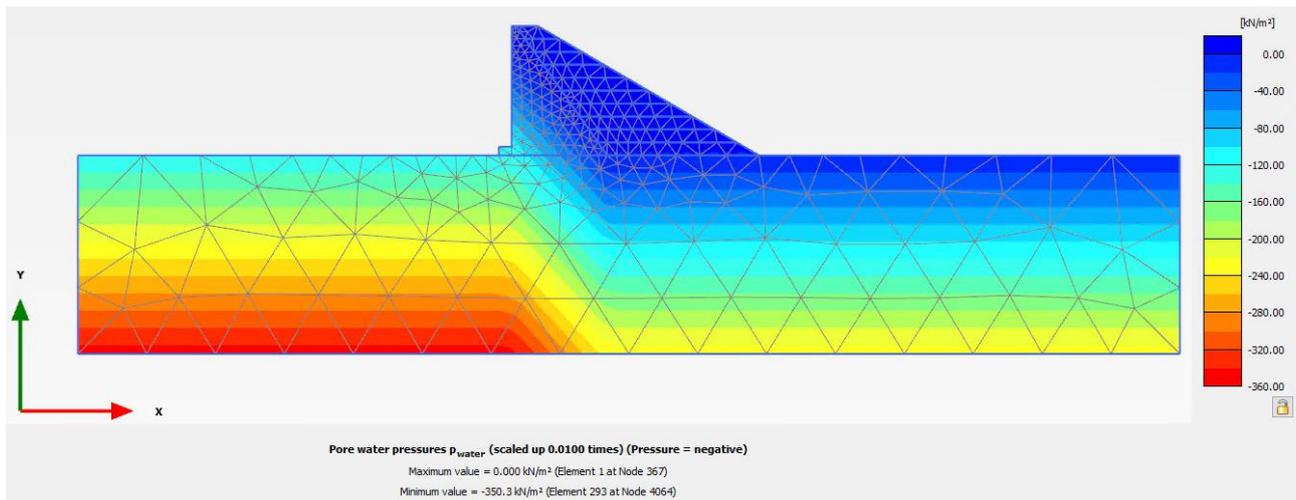
Figure 5 : Distribution trapézoïdale des sous-pressions à l'interface barrage-fondation (source : CFBR 2012)

#### 4.3.1.1. Retenue vide

Le niveau d'eau est défini à 109 m NGF (cote de la fondation du barrage) pour les opérations de maintenance.

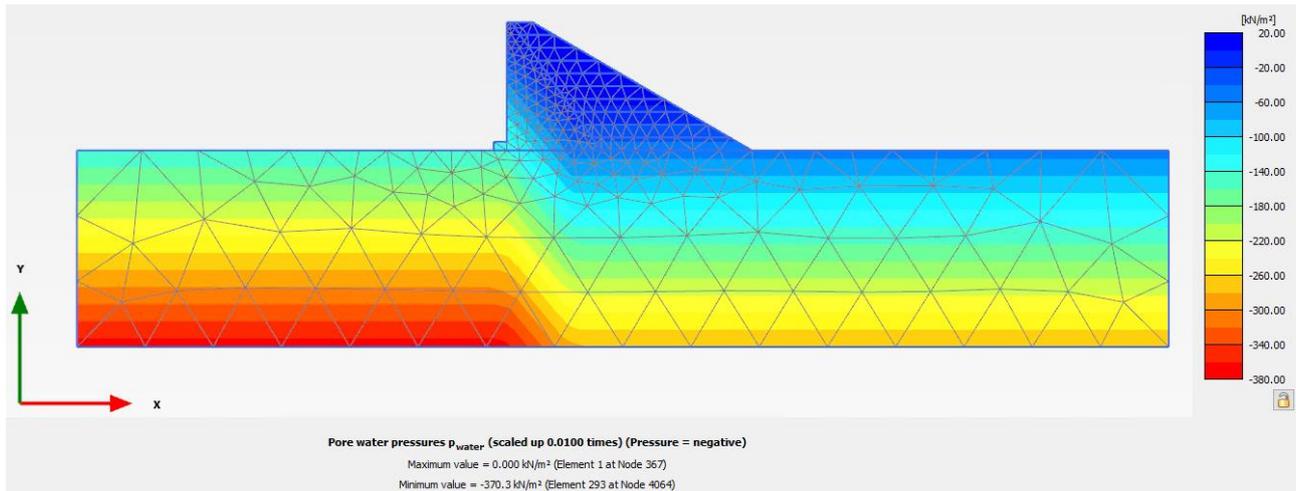
#### 4.3.1.2. Cote de chantier (CP3)

Le niveau d'eau de la retenue est à CP3 = 121 m NGF. Le niveau aval est à 109 m NGF (cote de la fondation).



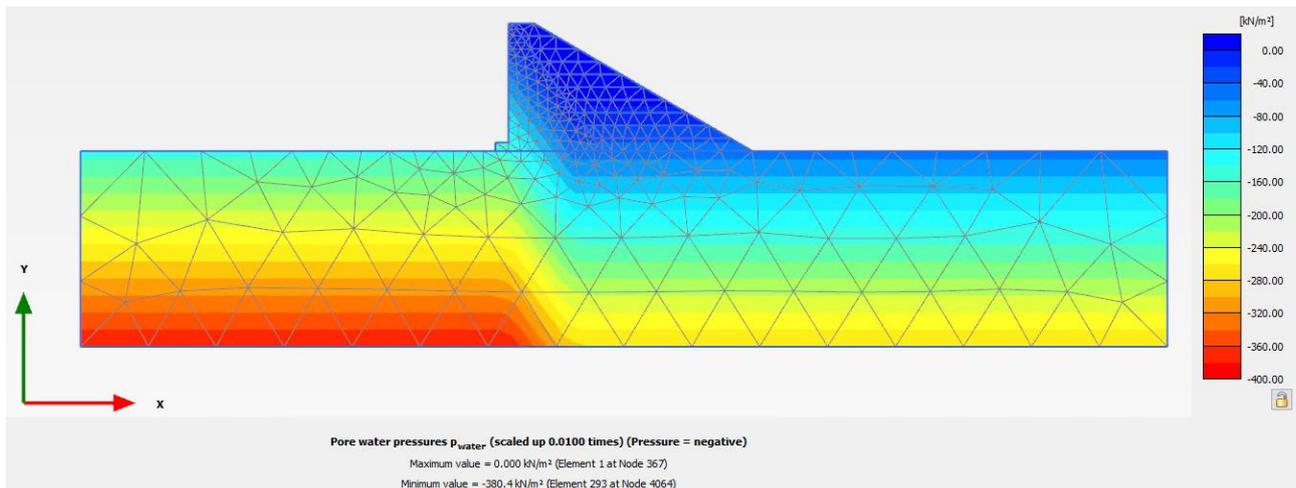
#### 4.3.1.3. Retenue Normale (RN)

Le niveau d'eau de la retenue est à RN = 123 m NGF. Le niveau aval est à 114 m NGF (cote du terrain naturel).



#### 4.3.1.4. Retenue Normale Haute (RNH) – Plus Hautes Eaux (PHE)

Le niveau d'eau de la retenue est à RNH = PHE = 124 m NGF. Le niveau aval est à 114 m NGF (cote du terrain naturel).



#### 4.3.2. Poussée de la glace

L'épaisseur de glace caractéristique considérée sur la retenue de la Vigie, sur la base des observations disponibles, est de  $e = 60$  cm.

La poussée des glaces considérée pour la présente étude est choisie à partir des références suivantes :

- Selon les recommandations de la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) pour la conception des barrages dans des climats froids (bulletin n°105, 1996), les pressions de la glace sont comprises entre 90 et 300 kN/m<sup>2</sup>.
- Une pression de la glace de 150 kN/m<sup>2</sup> est recommandée par le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) pour l'étude de stabilité des barrages poids situés en eaux intérieures, par opposition aux zones côtières.
- Une pression de la glace de 250 kN/m<sup>2</sup> est recommandée par le CETMEF dans son document ROSA 2000, pour le calcul des ouvrages hydrauliques situés en zone côtière.

- Les experts en conditions climatiques froides de la filiale norvégienne d'ARTELIA, sur la base de leurs retours d'expérience en conception d'ouvrages en Norvège, recommandent une poussée de la glace comprise entre 100 et 150 kN/ml.

La pression des glaces retenue est 250 kN/m<sup>2</sup>, et donne ainsi une poussée des glaces de 150 kN/ml, cohérente avec les précédentes estimations.

Cette pression est appliquée sur les 60 cm supérieurs de la retenue.

### 4.3.3. Poussée des sédiments

Le niveau des sédiments considéré est 114 m NGF (cote de calage de la vidange de fond).

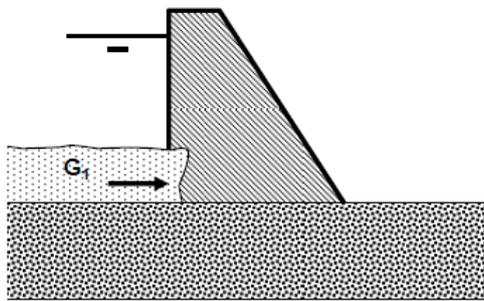


Figure 6 : Poussée des sédiments

Conformément à la proposition du CFBR, on retient pour la poussée des sédiments une valeur globale égale au produit du coefficient de poussée par le poids volumique immergé des sédiments :  $K \cdot \gamma'_{\text{sédiment}} = 4 \text{ kN/m}^3$ .

Lorsque les sédiments sont présents sur la plinthe amont, il convient de rajouter une composante verticale d'intensité  $\gamma'_{\text{sédiment}} = 12 \text{ kN/m}^3$ .

Cette poussée totale des sédiments est donc déstabilisatrice au glissement et au renversement uniquement lorsque le poids des sédiments situés sur la plinthe ne suffit pas à compenser la poussée horizontale.

Même alors, la poussée horizontale des sédiments est très peu déstabilisatrice au renversement, car elle ne s'applique qu'aux profils de plus grande hauteur (les profils moins hauts sont fondés au-dessus de la cote du toit des sédiments), et pour ces grands profils, la cote d'application de la force est très basse au regard de la hauteur du profil, le moment déstabilisant induit est donc faible.

Finalement, l'action des sédiments est donc négligée dans la présente étude de stabilité.

## 4.4. MODELISATION

### 4.4.1. Logiciel

La modélisation 2D est réalisée avec le logiciel Plaxis. Il s'agit d'un logiciel de calcul d'interaction sol-structure utilisant les éléments finis.

### 4.4.2. Conditions aux limites

Les déplacements verticaux et horizontaux sont bloqués à la base du modèle. Les déplacements horizontaux sont bloqués sur les bords latéraux du modèle.

#### 4.4.3. Ancrages

Sur le profil DD, l'ancrage de la plinthe est modélisé par une barre de type « embedded beam row » (objet spécifique du logiciel Plaxis), dont les caractéristiques correspondent à celles d'une barre d'ancrage HA32 telle que dimensionnée dans le rapport de Projet :

- Diamètre :  $d = 26 \text{ mm}$  (32 mm, auquel est soustrait une épaisseur sacrificielle de  $2 * 3 \text{ mm}$ )
- Longueur d'ancrage :  $L = 3 \text{ m}$
- Loi de comportement : élastique
- Module d'Young :  $E = 210 \text{ GPa}$
- Résistance du scellement :  $T_{\text{skin}} = 160 \text{ kN/m}$  ( $2 * \pi * r_{\text{forage}} * q_s = 2 * \pi * 0,05 \text{ m} * 0,5 \text{ MPa}$ )

#### 4.4.4. Maillage

Le maillage des deux modèles de calcul (profil CC et profil DD) est présenté sur la figure ci-après. L'extension de chacun des modèles est respectivement de 127 m en longueur et 38 m en hauteur (profil CC) et 50 m en longueur et 15 m en hauteur (profil DD).

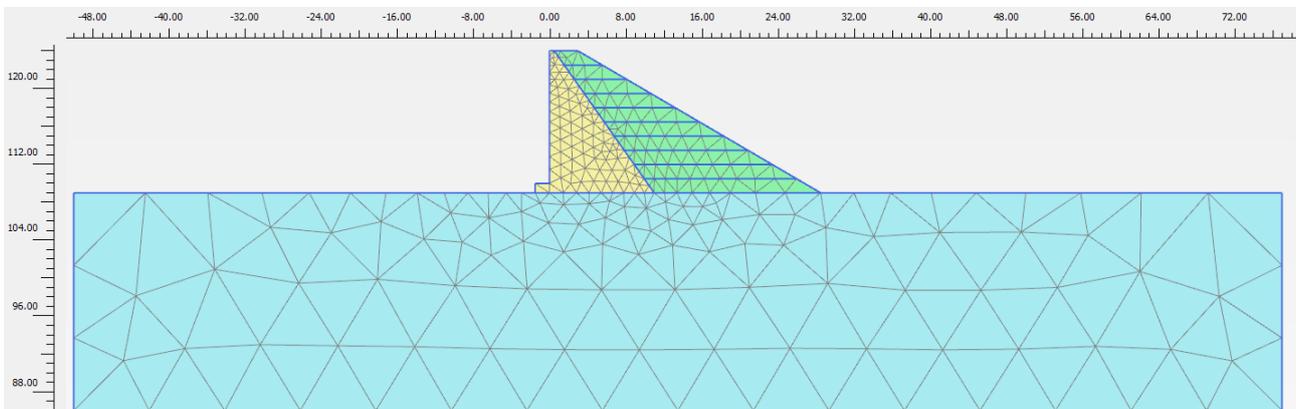


Figure 7 : Maillage du modèle de calcul (profil CC)

#### 4.4.5. Phasage

Le phasage comprend l'initiation des contraintes dans le modèle de calculs, la montée progressive de la recharge, la mise en eau, la poussée de la glace.

Tableau 2- Phasage du calcul

Etat initial	Initialisation des contraintes dans le sol en place
Phase 1	Initialisation des contraintes après construction du barrage en béton
Phase 2	Mise en eau à la cote de chantier CP3
Phase 2 bis	Application de la poussée de la glace pour une cote à CP3
Phases 3 à 12	Montée progressive de la recharge aval, cote à CP3 sans glace
Phases 13 & 14	Mise en eau à respectivement RN et RNH
Phase 13 bis & 14 bis	Application de la poussée de la glace pour une cote respectivement à RN et RNH
Phase 15	Retenue vide

## 5. SITUATIONS DE PROJET

Les situations de projet étudiées sont détaillées dans le tableau ci-après.

Les justifications des situations catégorisées normales, ou rares, sont les suivantes :

### Cote à RN (123 m NGF)

La situation normale d'exploitation est N1 – RN. L'action de la glace s'applique tous les hivers lorsque la retenue est à RN. La situation RN + glace est donc également considérée normale.

### Cote à RNH ou PHE (124 m NGF)

La cote RNH désigne une Retenue Normale réhaussée d'1 m, si à l'avenir le Maître d'Ouvrage décidait de mettre en place des hausses fusibles sur l'évacuateur de crues pour augmenter la capacité de la retenue. La cote RNH et la cote PHE sont donc identiques, la première est évaluée comme une situation de projet normale (configuration éventuelle future, avec retenue réhaussée à RNH = 124 m NGF) et la seconde comme une situation de projet rare (configuration actuelle, avec RN = 123 m NGF et état de crue).

Les hausses fusibles utilisées pour rehausser la cote de RN à RNH, sont conçues pour basculer, et donc s'effacer complètement, lorsque la poussée hydrostatique atteint la cote définie : RNH. Si la retenue se situe entre RN et RNH, et que la poussée de la glace s'applique, les hausses fusibles basculent et s'effacent. La situation RNH + glace correspondrait à une défaillance des hausses fusibles, et est donc considérée comme rare.

### Retenue vide

Cette situation correspond à une intervention de maintenance, et est donc transitoire, ou rare.

### Cote de chantier CP3 (121 m NGF)

La situation de projet Chantier Phase 3 (CP3) + glace correspond à une remise en eau partielle, alors que le barrage en béton est construit mais que la recharge aval n'est pas mise en place.

Tableau 3- Situations de projet étudiées

SITUATIONS DE PROJET	DESIGNATION	LIGNE PIEZOMETRIQUE	GLACE
Situation normale	N1 – RN	Retenue Normale (RN)	-
	N2 – RN + glace	Retenue Normale (RN)	Oui
	N3 – RNH	Retenue Normale Haute (RNH)	-
Situation rare	R1 – Vide	Retenue vide	-
	R2 – PHE	Plus Hautes Eaux (PHE)	-
	R3 – RNH + glace	Retenue Normale Haute (RNH)	Oui
	R4 – CP3 + glace	Cote de chantier	Oui

## 6. VERIFICATIONS

### 6.1. DEFORMATIONS ET DEPLACEMENTS

Aucun critère n'est imposé sur les déformations et déplacements de l'ouvrage.

Les déformations du barrage en béton sous sollicitations hydrostatiques, seules ou combinées avec la glace, vont entraîner une poussée vers l'aval au sommet de la recharge : la stabilité globale de la recharge est ainsi étudiée dans ces situations de projet (cf. § 6.3).

Par ailleurs, l'ouverture de fissures à l'interface barrage-fondation fait l'objet d'une vérification spécifique (cf. § 6.4).

### 6.2. CONTRAINTES

Il est vérifié le non-dépassement de la résistance en compression du béton ( $f_{ck} = 30$  MPa) et de la fondation (35 MPa).

Les contraintes de traction dans le béton sont analysées afin de mettre en œuvre un ferrailage adéquat dans les zones tendues. La résistance à la traction du béton du barrage est  $f_{ctm} = 2,9$  MPa.

Les coefficients partiels issus des recommandations CFBR et résistances finalement considérées sont présentés ci-dessous :

Tableau 4- Résistances à la compression et traction du béton du barrage

SITUATION DE PROJET	$\gamma_{fc}$	$\gamma_{mft}$	$f_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)
Normale	3	3	10	0,97
Rare	2	2	15	1,45
Extrême	1	1	30	2,9

### 6.3. STABILITE GLOBALE DE LA RECHARGE

La stabilité de la recharge est analysée grâce à la méthode c-phi réduction. Le logiciel diminue progressivement les paramètres de résistance des matériaux de démolition constituant la recharge : la cohésion  $c$  et le coefficient de frottement  $\tan \phi$ , jusqu'à provoquer une rupture en cisaillement de la recharge. Le facteur de sécurité à chaque itération  $i$  est défini comme :

$$\Sigma M_{sfi} = \frac{c_i}{c_0} = \frac{(\tan \phi)_i}{(\tan \phi)_0}$$

Le facteur de sécurité global est le  $\Sigma M_{sf}$  atteint lors de la dernière itération, après rupture.

Selon les recommandations du CFBR, d'après les coefficients de sécurité partiels, ce facteur de sécurité global doit respecter les valeurs suivantes :

Tableau 5- Facteur de sécurité global pour la recharge

SITUATION DE PROJET	Coefficient partiel $\gamma_m$ sur $c$ et $\tan \phi$	Coefficient de modèle $\gamma_d$	Facteur de sécurité global requis
Normale	1,25	1,1	1,38
Rare	1,1	1,1	1,21
Extrême	1,0	1,1	1,1

## 6.4. OUVERTURE DE FISSURES

Les conditions d'état-limite d'extension des fissures sont les suivants :

Tableau 6- Conditions d'état-limite d'extension des fissures

SITUATION DE PROJET	CONDITION D'ETAT-LIMITE
Normale	Pas de fissuration
Rare	Ouverture de fissure au maximum jusqu'au voile de drainage, ou 25 % maximum de la section fissurée en absence de voile de drainage
Extrême	Pas de condition imposée *

\* Aucune condition n'est imposée pour l'état-limite d'ouverture des fissures dans le cas d'une situation extrême de crue, mais les calculs seront réalisés pour vérifier la condition de résistance à l'effort tranchant.

Le CFBR ajoute que « la condition de non-fissuration en combinaison quasi-permanente pouvant s'avérer dimensionnante pour certains ouvrages, y déroger nécessite des justifications approfondies ». Cette vérification approfondie consiste à analyser l'amplitude de l'ouverture de la fissure (épaisseur de la fissure) à l'interface barrage-fondation.

## 6.5. RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

La condition d'état limite de résistance à l'effort tranchant s'exprime de la façon suivante :

$$\frac{C_k}{\gamma_{mC}} \cdot L' + \frac{N \cdot (\tan \varphi)_k}{\gamma_{m \tan \varphi}} > \gamma_{d1} \cdot T$$

Où :

- $C_k$  et  $(\tan \varphi)_k$  les valeurs caractéristiques de la cohésion et de la tangente de l'angle de frottement interne (ici pris au contact barrage/fondation) ;
- $L'$  la longueur de la section non fissurée étudiée, telle que calculée sous la combinaison d'actions considérée ;
- $N$  et  $T$  les composantes normale et tangentielle des actions agissant sur la section étudiée, issues de la combinaison d'actions considérée ;
- $\gamma_{mC}$  et  $\gamma_{m \tan \varphi}$  les coefficients partiels venant affecter les valeurs caractéristiques des résistances au cisaillement du matériau et dépendant de la combinaison d'actions considérée ;

- $\gamma_{d1}$  le coefficient de modèle de l'état limite de résistance à l'effort tranchant, dépendant de la combinaison d'actions considérée.

Pour la vérification de résistance à l'effort tranchant à l'interface barrage-fondation, les valeurs de  $c$  et  $\tan \phi$  sont abattues en fonction des coefficients partiels recommandés par le CFBR. Le logiciel permet d'obtenir le taux de mobilisation de la résistance de l'interface.

Les coefficients partiels et résistances finalement considérées sont présentés ci-dessous :

Tableau 7- Résistances au cisaillement de l'interface barrage-fondation

SITUATION DE PROJET	$\gamma_c$	$\gamma_{\tan \phi}$	$c$ (kPa)	$\tan \phi$ (°)
Normale	3	1,5	67	29
Rare	2	1,2	100	35
Extrême	1	1	200	40

## 7. RESULTATS

### 7.1. PROFIL CC – EXPLOITATION NORMALE (RN – N1)

#### 7.1.1. Analyse des déformations

Avant cette situation, c'est-à-dire à l'issue de la montée progressive de la recharge, les déplacements ont été réinitialisés. Aussi, lors de la mise en eau, la fondation se « décomprime » sous l'effet des pressions interstitielles et explique le soulèvement observé sur la déformée de l'ouvrage.

L'ouverture de fissures à l'interface barrage-fondation est étudiée spécifiquement au § 7.1.4. : le barrage reste bien comprimé sur sa fondation.

La recharge aval présente un gonflement en partie inférieure dû également aux pressions interstitielles.

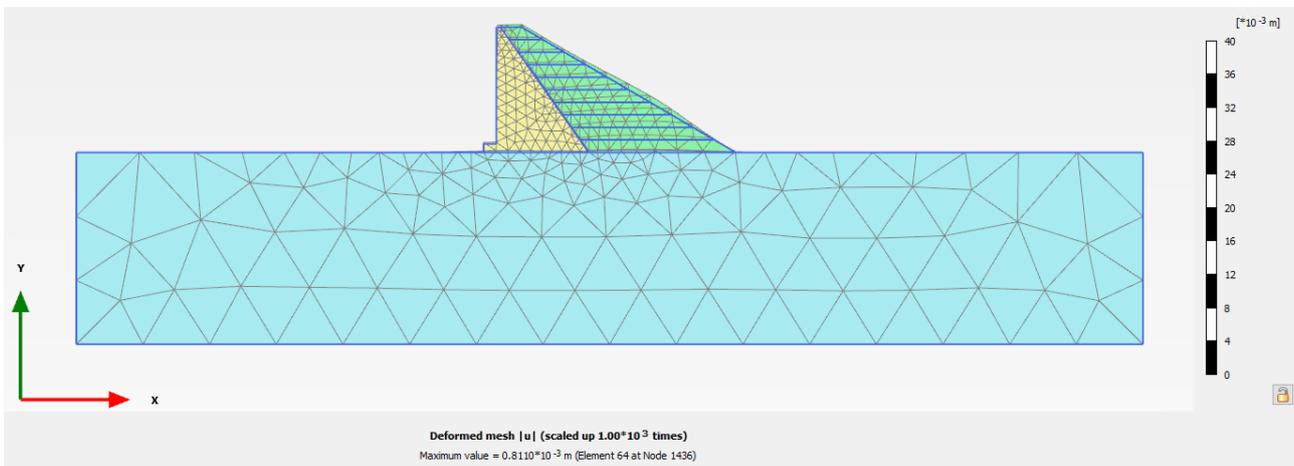


Figure 8 : Déformée du plot CC à RN

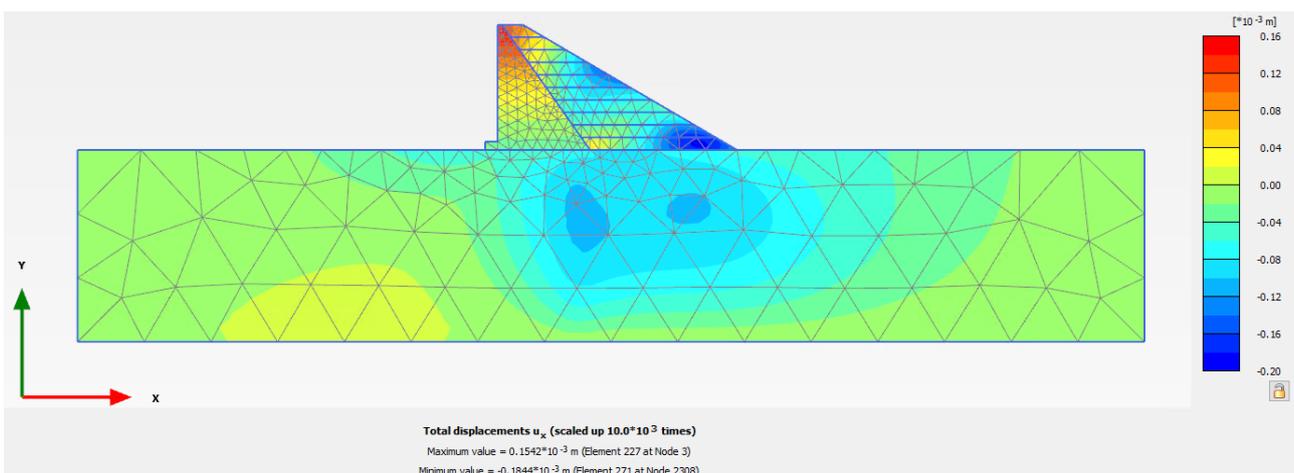


Figure 9 : Déplacements horizontaux du barrage à RN

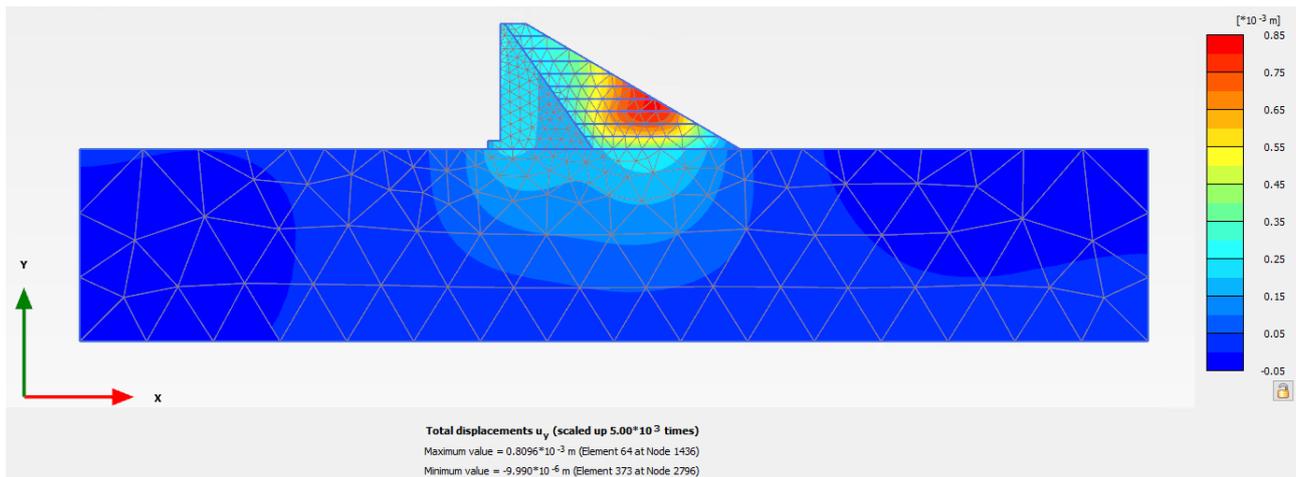


Figure 10 : Déplacements verticaux du barrage à RN

### 7.1.2. Analyse des contraintes

En raison du tassement du barrage béton dans la fondation sous son poids propre, la plinthe amont connaît une flexion : la fibre inférieure de la plinthe est tendue, alors que sa fibre supérieure est comprimée.

Les tractions sous la plinthe sont de l'ordre de 0,5 MPa.

Une concentration de contraintes de compression apparaît par ailleurs à l'extrémité aval du barrage béton. Les valeurs, bien que numériquement augmentées, ne dépassent pas la résistance à la compression du béton.

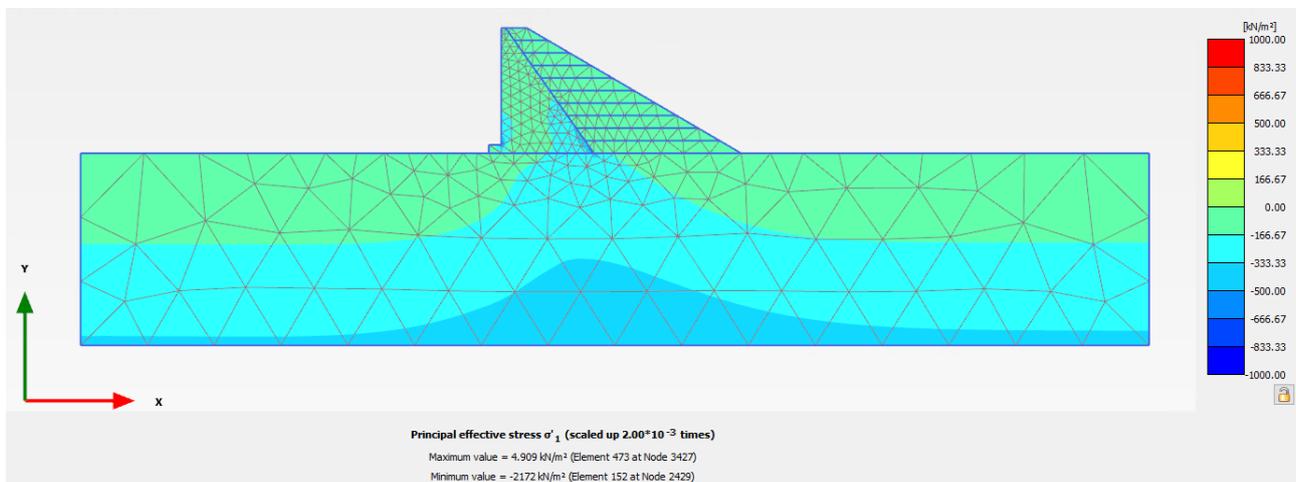


Figure 11 : Contraintes principales effectives à RN

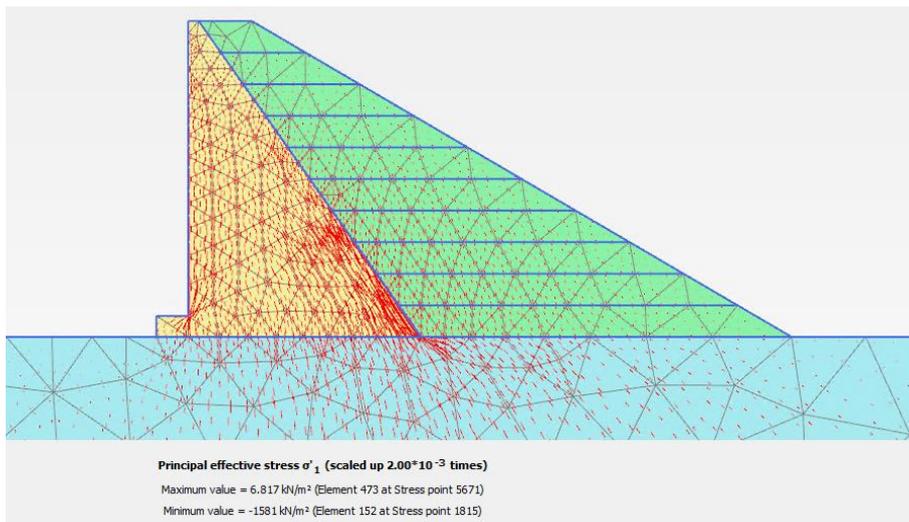


Figure 12 : Répartition des contraintes principales effectives dans le barrage à RN

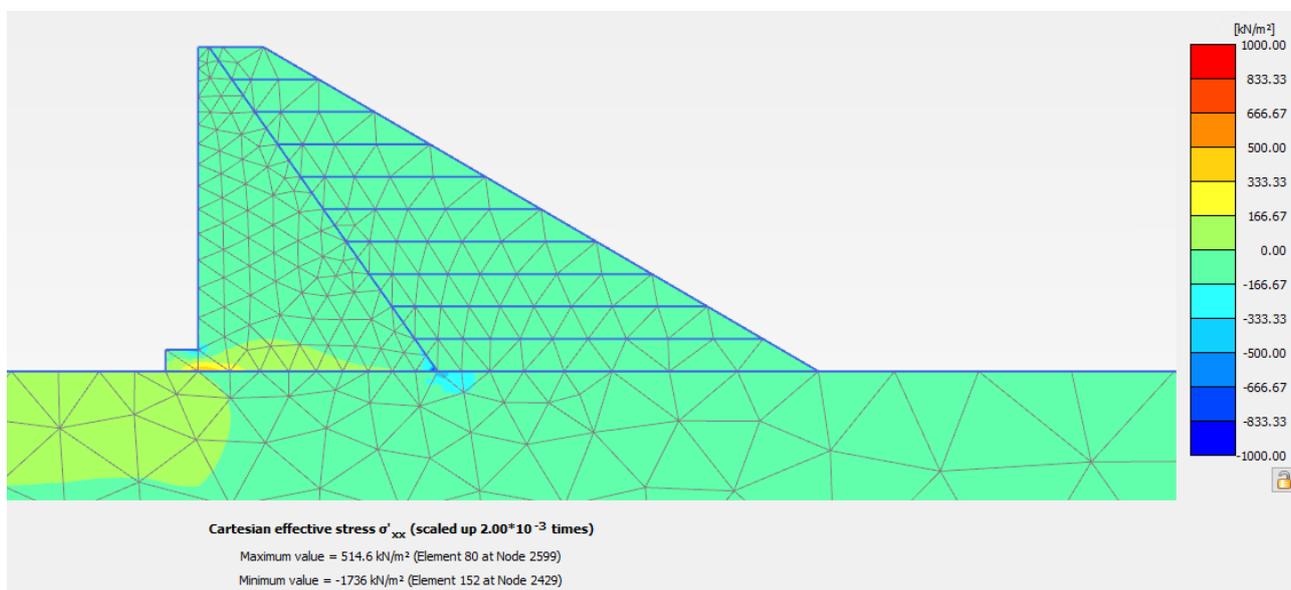


Figure 13 : Contraintes effectives  $\sigma'_{xx}$  à RN

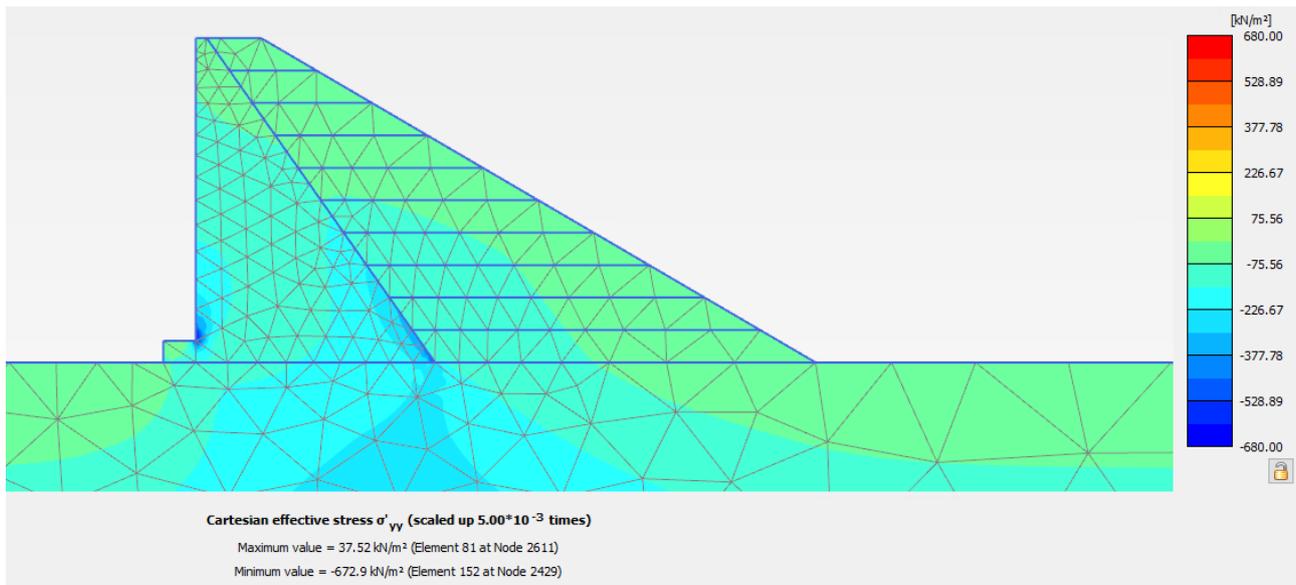


Figure 14 : Contraintes effectives  $\sigma'_{yy}$  à RN

### 7.1.3. Stabilité globale de la recharge aval

Un cercle de rupture en cisaillement de la recharge est identifié. Le facteur de sécurité global associé à ce glissement profond est 1,58.

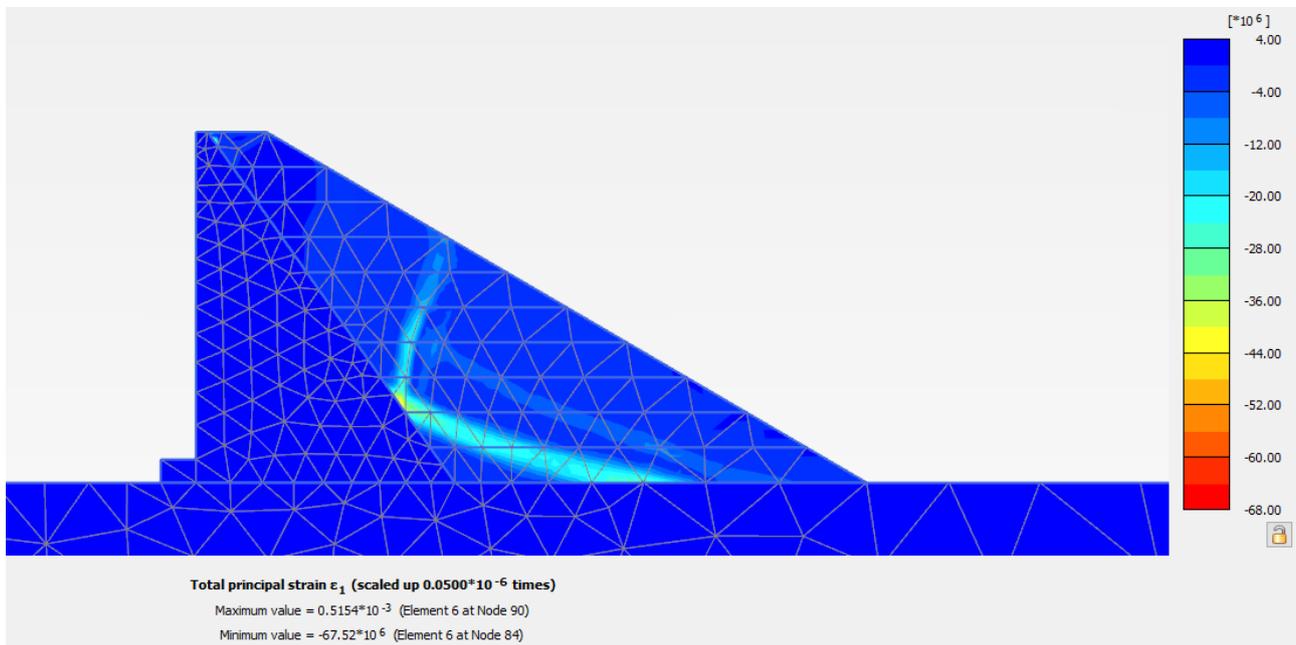


Figure 15 : Cercle de glissement dans la recharge aval à RN

### 7.1.4. Ouverture de fissures

En exploitation normale, lorsque la retenue est à RN, le barrage en béton est complètement comprimé sur sa fondation. Il n'y a donc pas de fissuration de l'interface barrage-fondation.

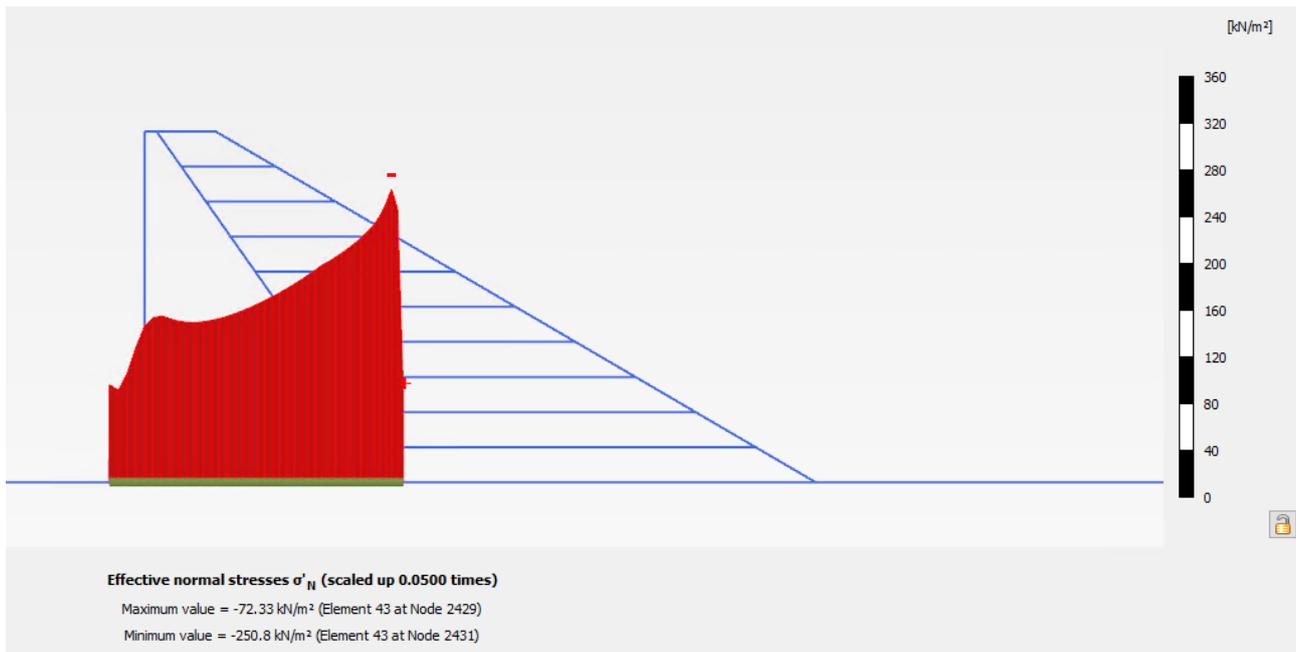


Figure 16 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à RN

### 7.1.5. Résistance à l'effort tranchant

L'interface barrage-fondation présente une résistance à l'effort tranchant bien supérieure à la sollicitation en cisaillement : cette résistance n'est mobilisée qu'à 32 % au maximum.

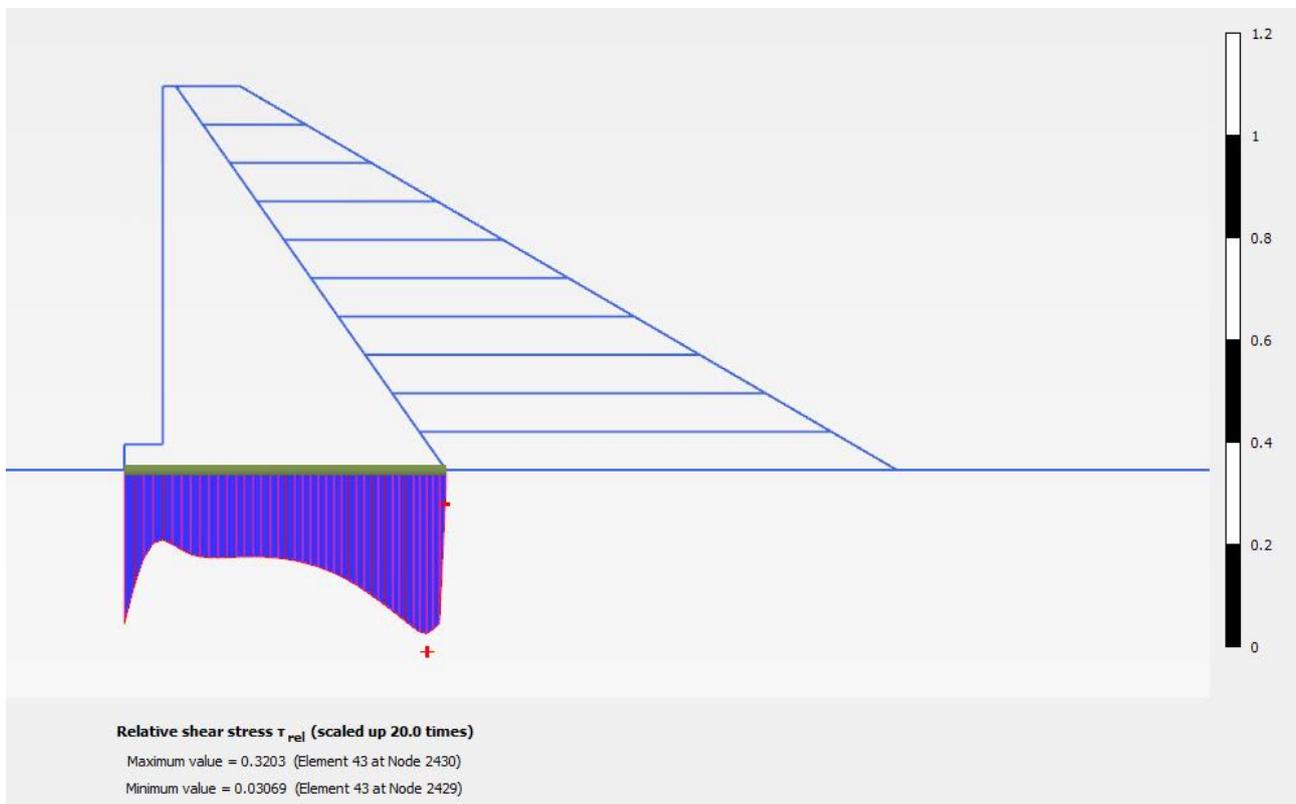


Figure 17 : Effort tranchant relatif à l'interface barrage-fondation à RN

## 7.2. PROFIL CC – SOLLICITATIONS DES GLACES (RN + GLACE – N2)

### 7.2.1. Analyse des déformations

Sous la poussée de la glace, le barrage montre un basculement vers l'aval, de 1 mm, vers l'aval.

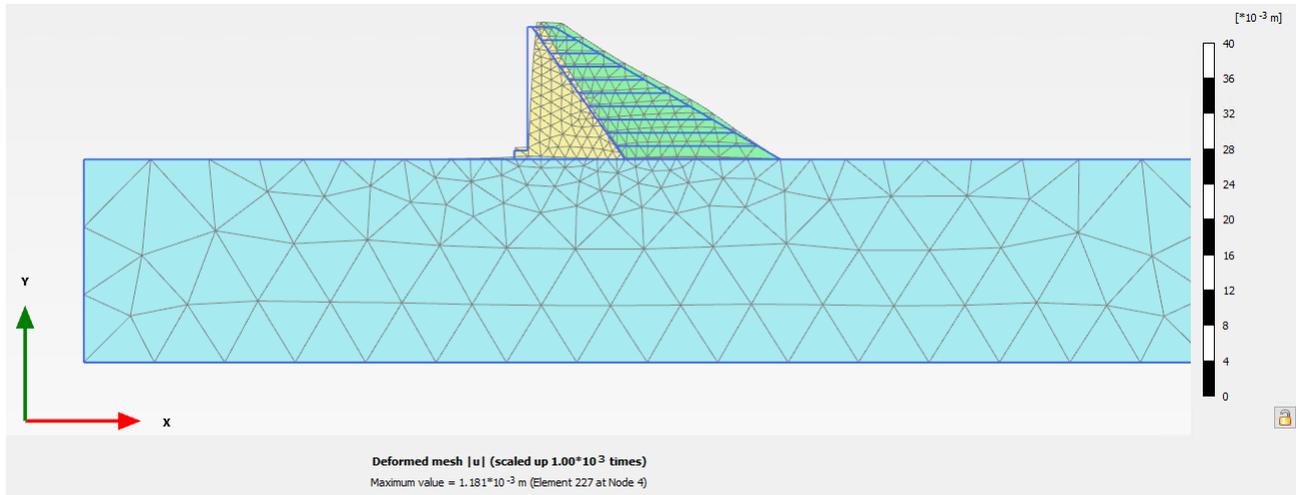


Figure 18 : Déformée du barrage à RN + glace

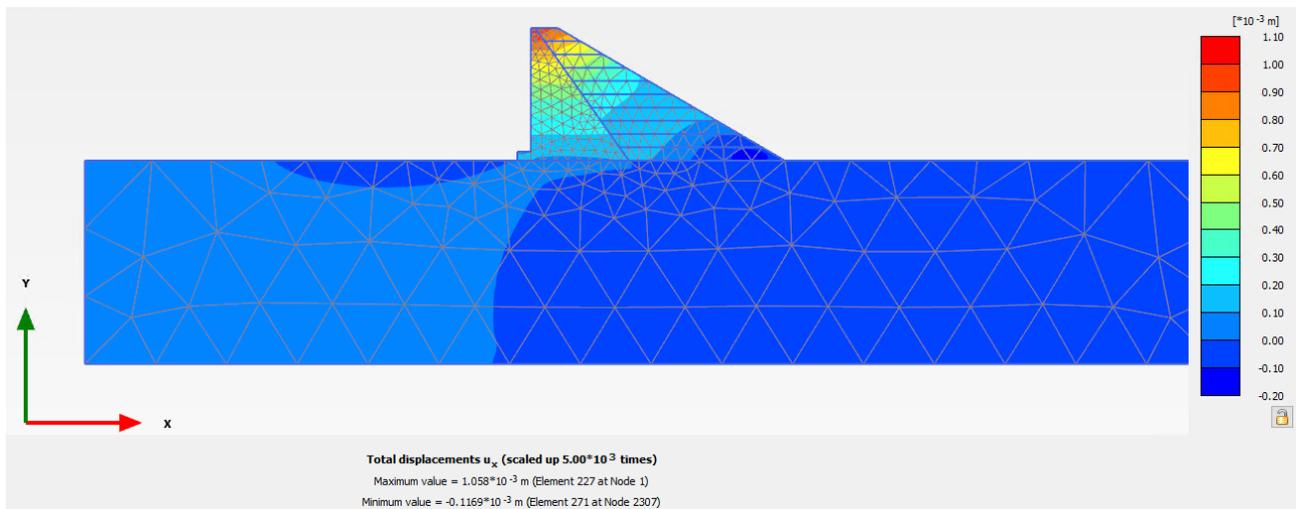


Figure 19 : Déplacements horizontaux du barrage à RN + glace

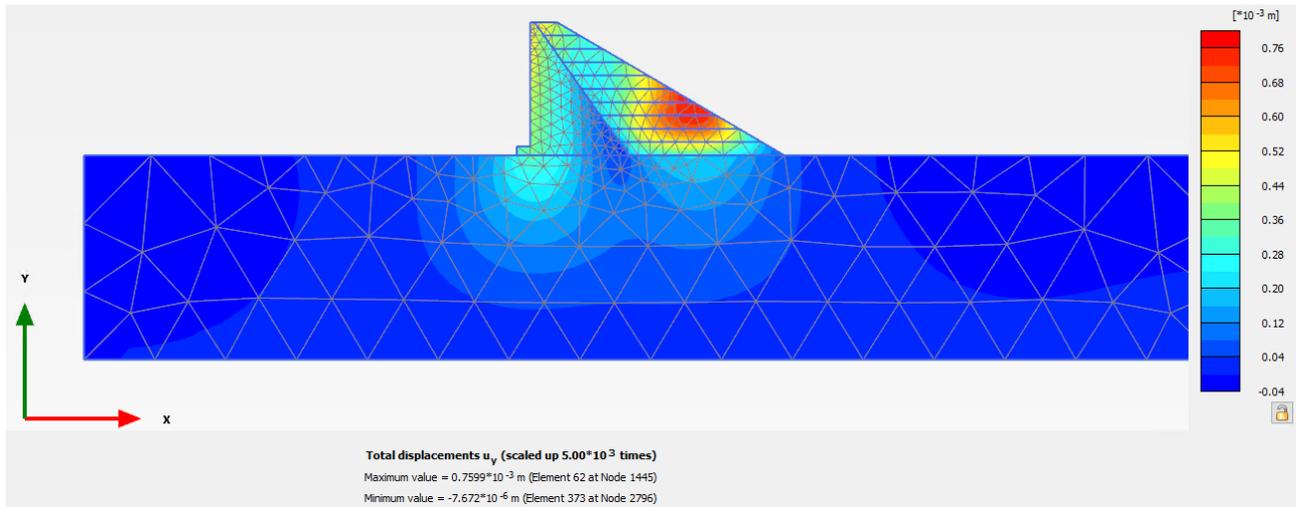


Figure 20 : Déplacements verticaux du barrage à RN + glace

### 7.2.2. Analyse des contraintes

Sous l'effet du léger basculement vers l'aval, les contraintes de traction sous la plinthe, en pied amont du barrage, se relâchent (0,3 MPa).

Les contraintes de compression dues à la poussée des glaces se répartissent depuis la tête du barrage jusqu'à son pied aval. Elles mobilisent principalement le béton et peu la recharge.

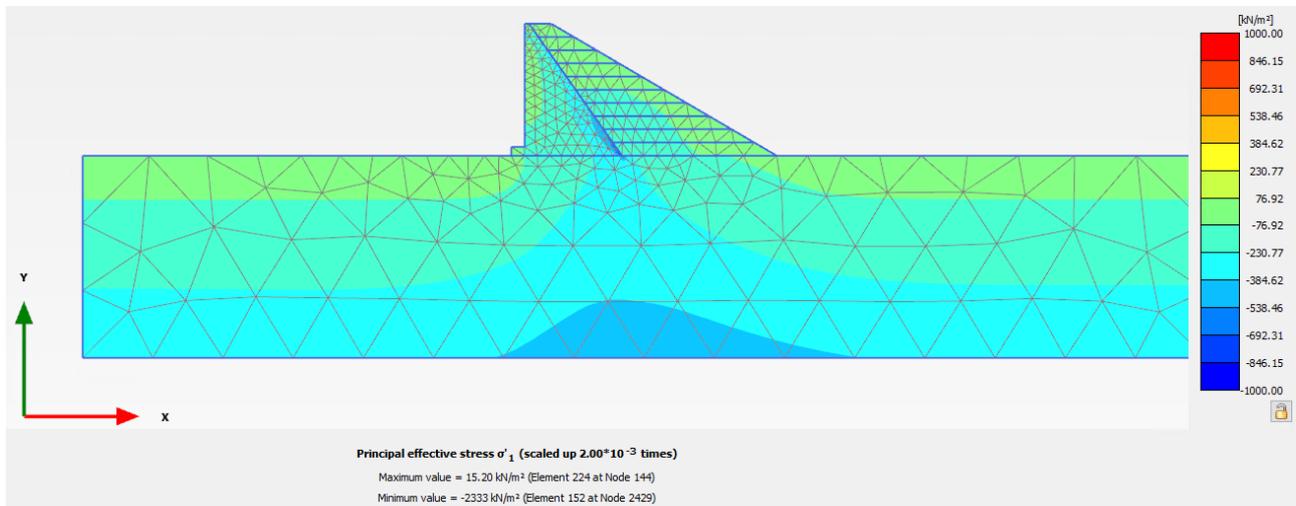


Figure 21 : Contraintes principales effectives à RN + glace

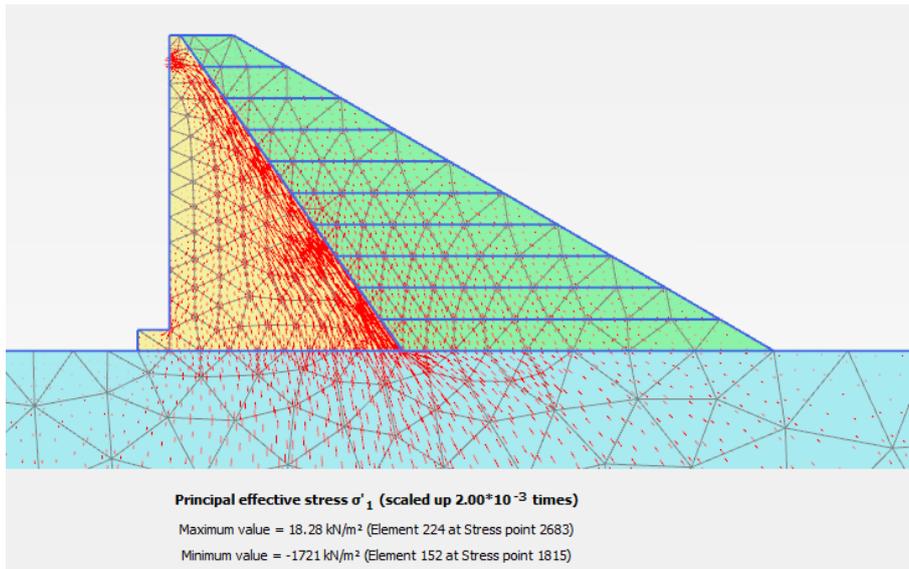


Figure 22 : Répartition des contraintes principales effectives dans le barrage à RN + glace

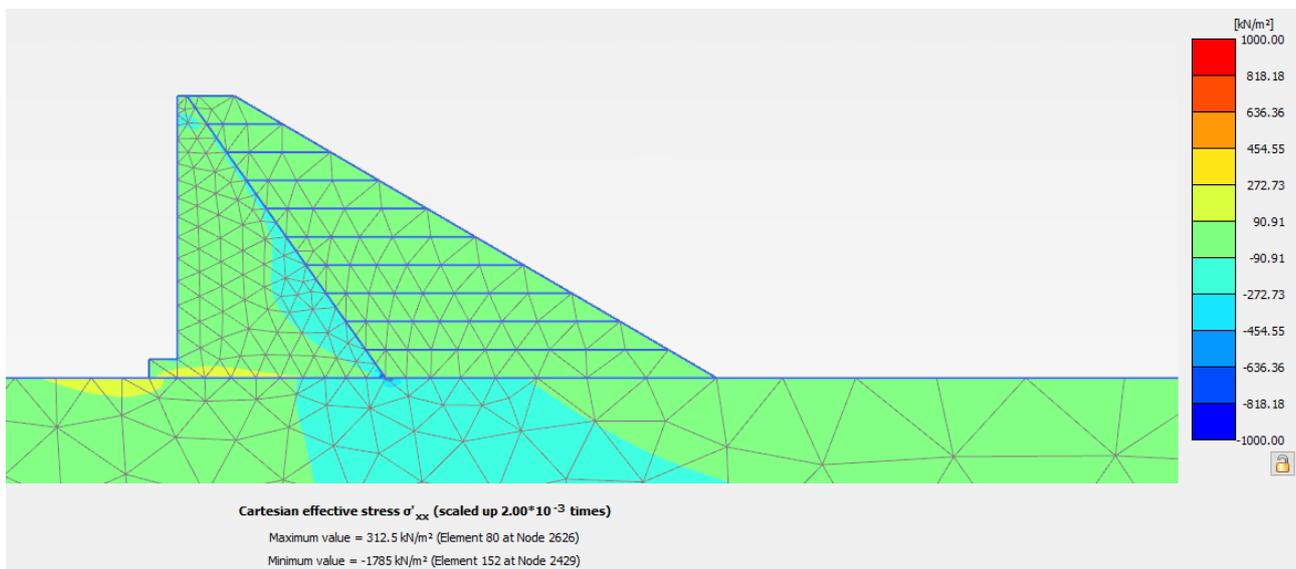


Figure 23 : Contraintes effectives  $\sigma'_{xx}$  à RN + glace

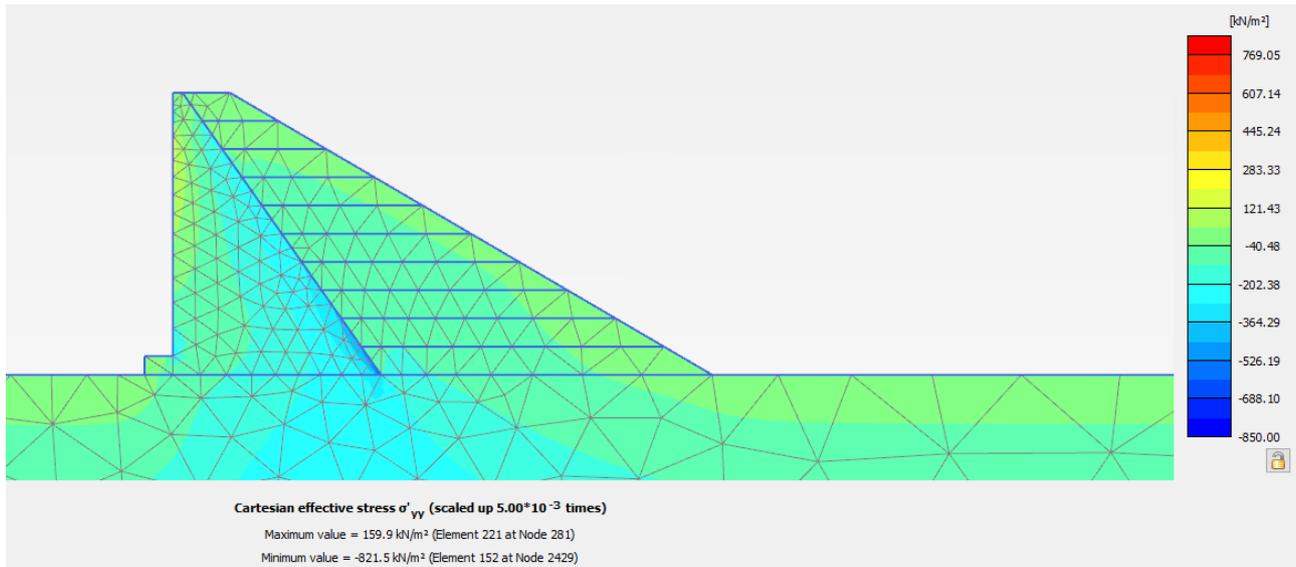


Figure 24 : Contraintes effectives  $\sigma'_{yy}$  à RN + glace

### 7.2.3. Stabilité globale de la recharge aval

Un cercle de rupture en cisaillement de la recharge est identifié. Le facteur de sécurité global associé à ce glissement profond est 1,58.

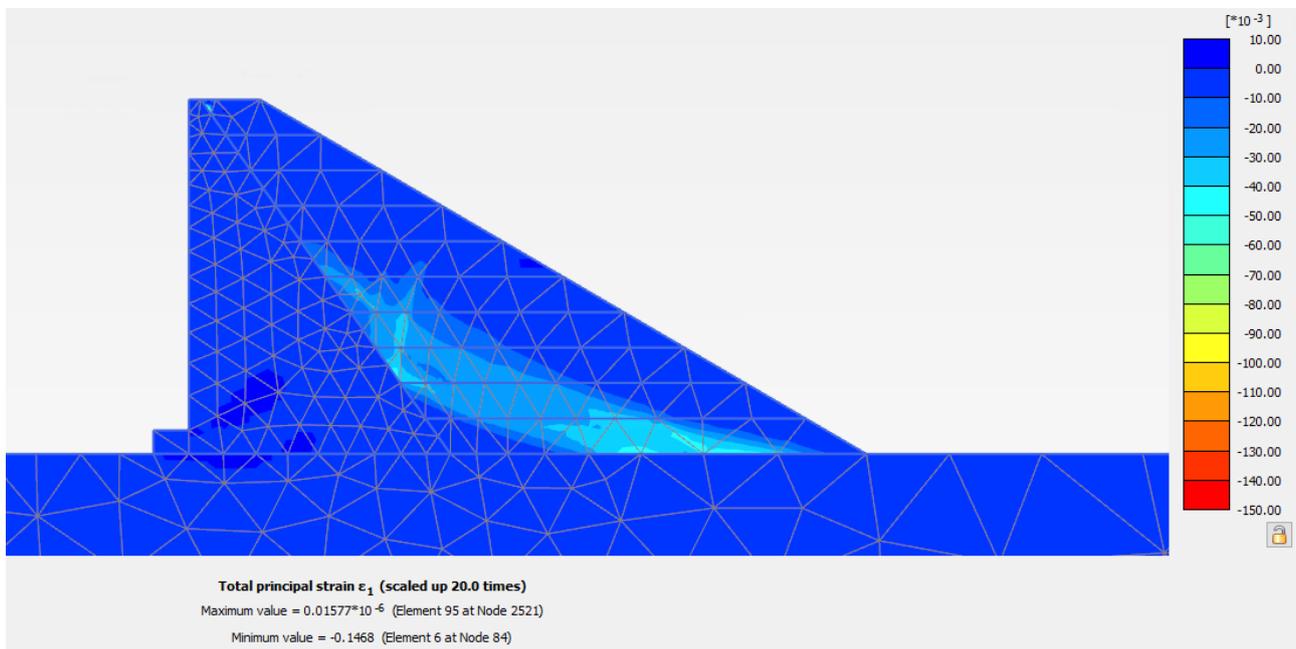


Figure 25 : Cercle de glissement dans la recharge aval à RN + glace

### 7.2.4. Ouverture de fissures

Sous la poussée des glaces, lorsque la retenue est à RN, le barrage en béton est complètement comprimé sur sa fondation. Il n'y a donc pas de fissuration de l'interface barrage-fondation.



Figure 26 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à RN + glace

### 7.2.5. Résistance à l'effort tranchant

La résistance au cisaillement de l'interface barrage-fondation est mobilisée très localement à 100 %, à l'extrémité amont de la plinthe. La stabilité au glissement du barrage est donc assurée.

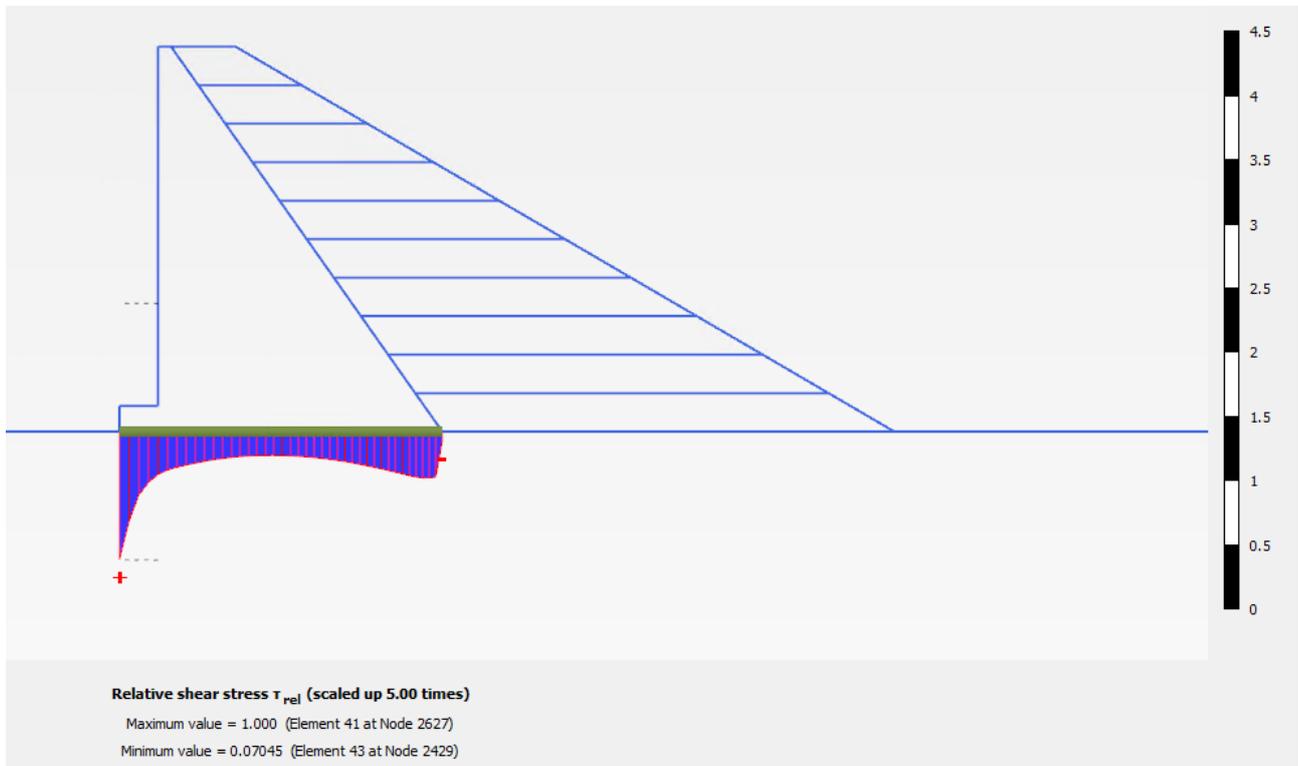


Figure 27 : Effort tranchant relatif à l'interface barrage-fondation à RN + glace

### 7.3. PROFIL CC – AUTRES SITUATIONS DE PROJET

Les autres situations de projet étudiées sont :

- R4 : CP3 + glace (au cours de la construction, avant montée de la recharge aval),
- N3 : Retenue Normale Haute (RNH), identique à R2 : Plus Hautes Eaux (PHE),
- R3 : RNH + glace,
- R1 : Retenue vide.

#### 7.3.1. CP3 + glace (R4)

Pour cette situation de projet, seul le barrage béton est terminé, la recharge aval n'est pas encore construite. Par rapport à la construction sans mise en eau, le barrage montre un « soulèvement » dû à la décompression de la fondation sous l'action des pressions interstitielles. Le basculement vers l'aval en tête du barrage est de 2,8 mm.

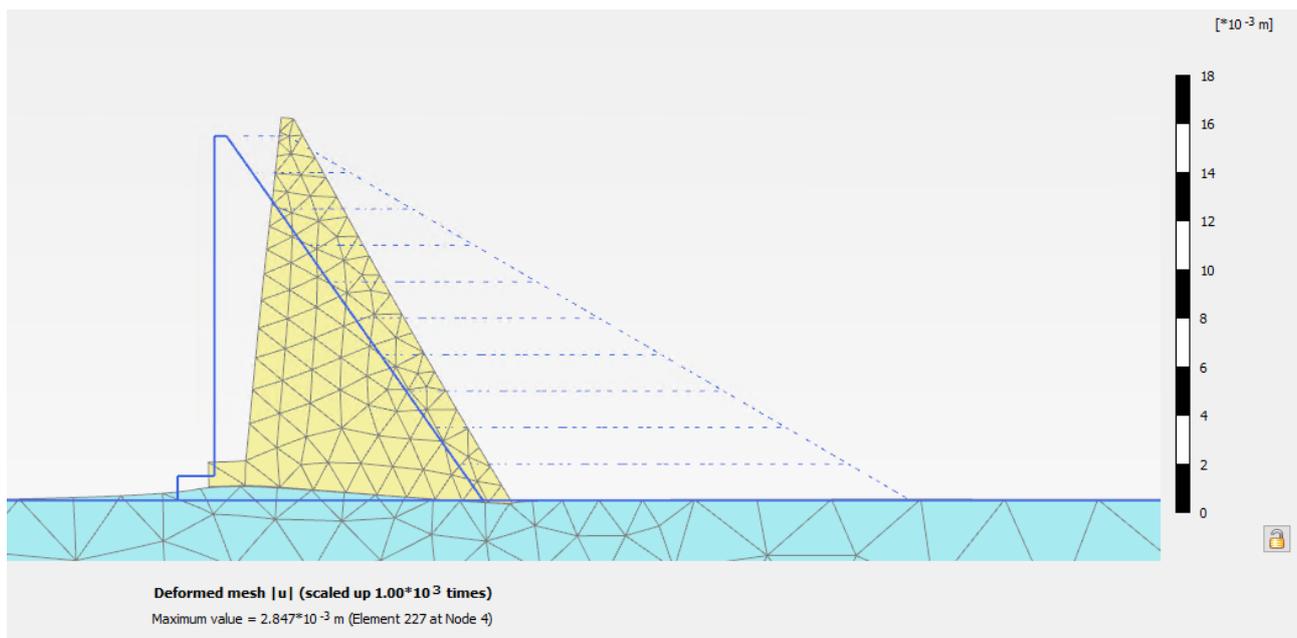


Figure 28 : Déformée du barrage à CP3 + glace

Les tractions sous la plinthe amont sont de l'ordre de 0,3 MPa. Les compressions maximales sont concentrées à l'extrémité aval du barrage béton.

À l'interface barrage-fondation, on observe une courte ouverture de fissure en pied amont, sous la plinthe, d'environ 50 cm. Cette longueur est bien inférieure aux 25% de la longueur de l'interface recommandés par le CFBR.

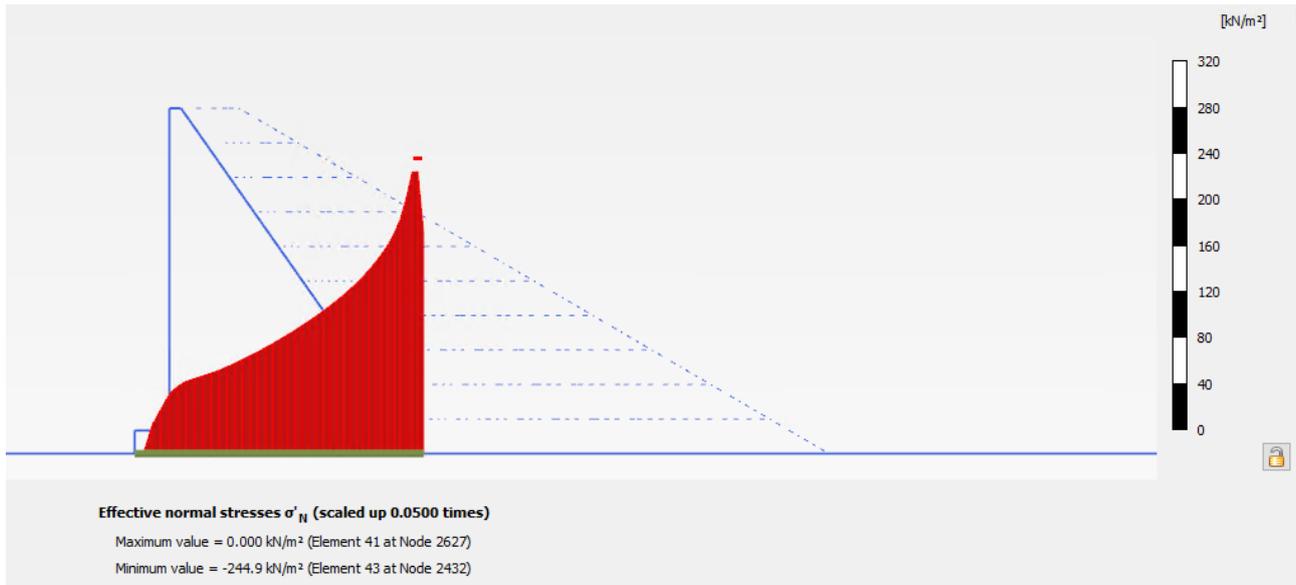


Figure 29 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à CP3 + glace

La résistance au cisaillement de l'interface barrage-fondation est mobilisée à 90 % au maximum, en pied amont. La stabilité au glissement du barrage en béton est donc assurée.

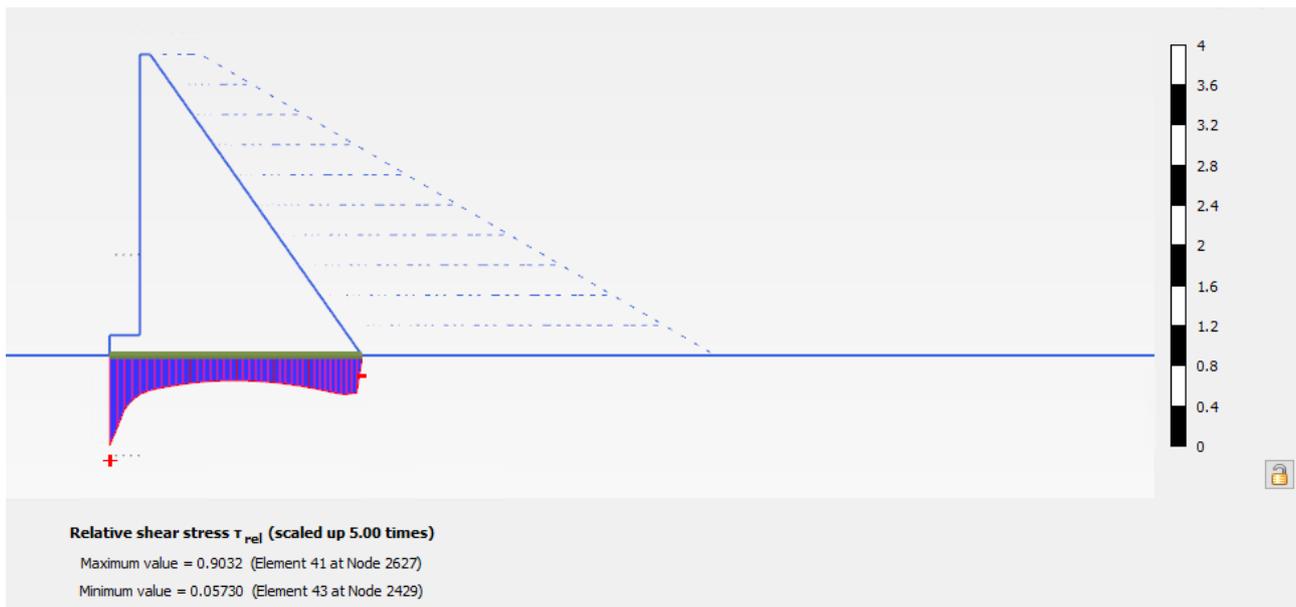


Figure 30 : Effort tranchant relatif à l'interface barrage-fondation à CP3 + glace

### 7.3.2. RNH et PHE (N3 et R2)

Pour cette situation de projet, le comportement du barrage est très similaire à celui observé à RN. Le léger basculement en tête du barrage vers l'aval est plus marqué qu'à RN, de l'ordre de 0,6 mm en tête (0,2 mm à RN).

Les tractions sous la plinthe amont sont de l'ordre de 0,4 MPa. Les points de compression se trouvent à l'angle entre la partie supérieure de la plinthe et le barrage en béton, ainsi qu'à l'extrémité aval du barrage béton.

Concernant la stabilité de la recharge, le facteur de sécurité global est 1,58.

L'interface barrage-fondation est comprimée sur toute sa longueur, il n'y a pas d'ouverture de fissure. La résistance au cisaillement de l'interface barrage-fondation est mobilisée à 58 % au maximum avec les coefficients partiels correspondant à une situation rare (PHE), 85 % avec les coefficients partiels correspondant à une situation normale (RNH). Il n'y a donc pas de glissement à l'interface barrage-fondation.

### 7.3.3. RNH + glace (R3)

Pour cette situation de projet, le comportement du barrage est très similaire à celui observé à RN + glace. Le basculement du barrage vers l'aval atteint 1,8 mm en tête (1 mm à RN + glace).

Les tractions sous la plinthe amont sont de l'ordre de 0,3 MPa. Les compressions maximales sont concentrées à l'extrémité aval du barrage béton.

Concernant la stabilité de la recharge, le facteur de sécurité global est 1,58.

L'interface barrage-fondation n'est en revanche plus comprimée sur toute sa longueur, il y a une ouverture de fissure sur une longueur approximative de 1 m, taux inférieur aux 25 % maximum requis par le CFBR.

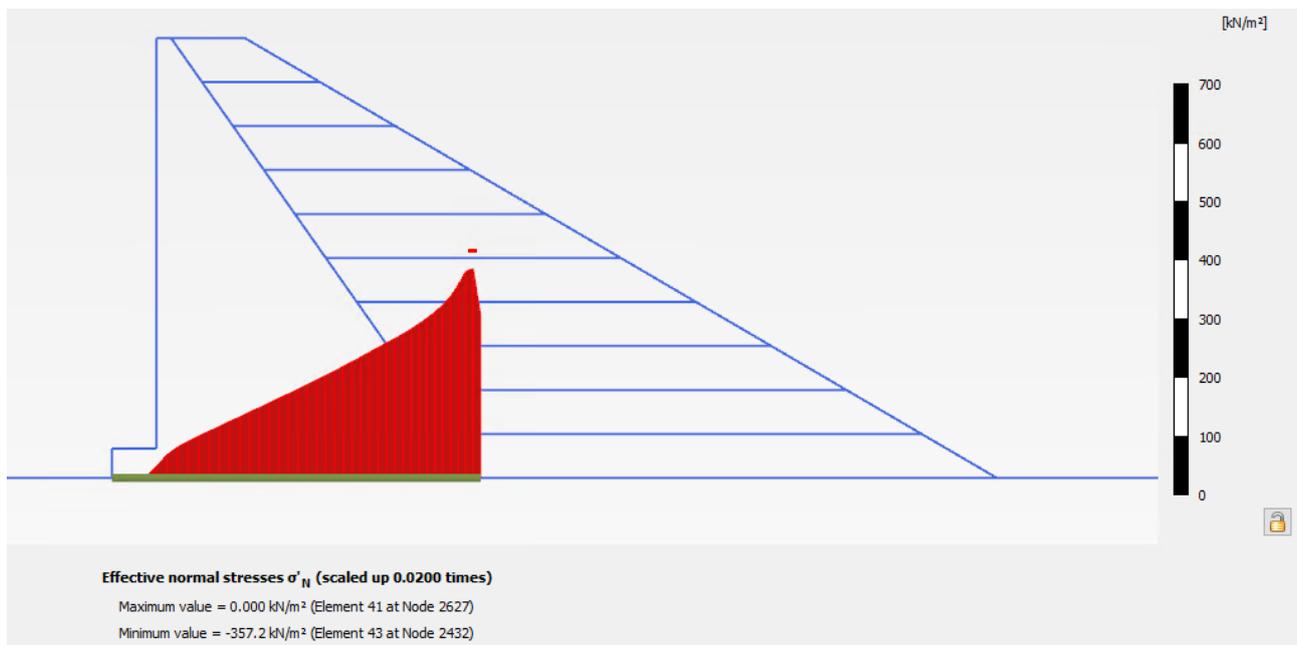


Figure 31 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à RNH + glace

La résistance au cisaillement de l'interface barrage-fondation est mobilisée à 94 % au maximum avec les coefficients partiels correspondant à une situation rare (100 % très localement à RN + glace, avec les coefficients partiels correspondant à une situation normale). Il n'y a donc pas de glissement à l'interface barrage-fondation.

### 7.3.4. Retenue vide (R1)

Par rapport à la fin de la construction, au cours de laquelle le niveau d'eau dans le barrage était à la cote CP3, le barrage bascule légèrement vers l'amont, d'environ 2 mm.

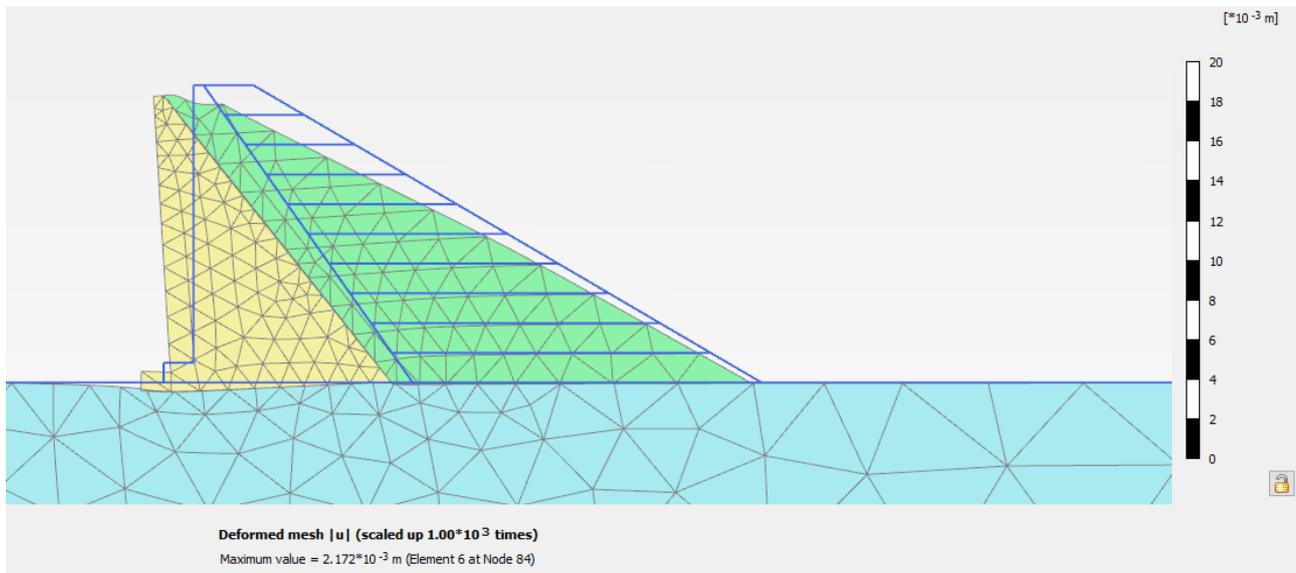


Figure 32 : Déformée du barrage à retenue vide

Les tractions sous la plinthe sont plus marquées : elles atteignent 1 MPa. Un point de compression est noté à l'angle entre la partie supérieure de la plinthe et le barrage en béton.

La recharge aval est auto-stable, puisque l'angle de frottement des matériaux de démolition est plus important que la pente de la recharge. Le facteur de sécurité global associé est 1,81.

## 7.4. PROFIL DD

### 7.4.1. Exploitation normale (RN – N1)

Avant cette situation, c'est-à-dire à l'issue de la montée progressive de la recharge, les déplacements ont été réinitialisés. Les déformations sont minimes lors du remplissage de la retenue de CP3 à RN (inférieures au millimètre).

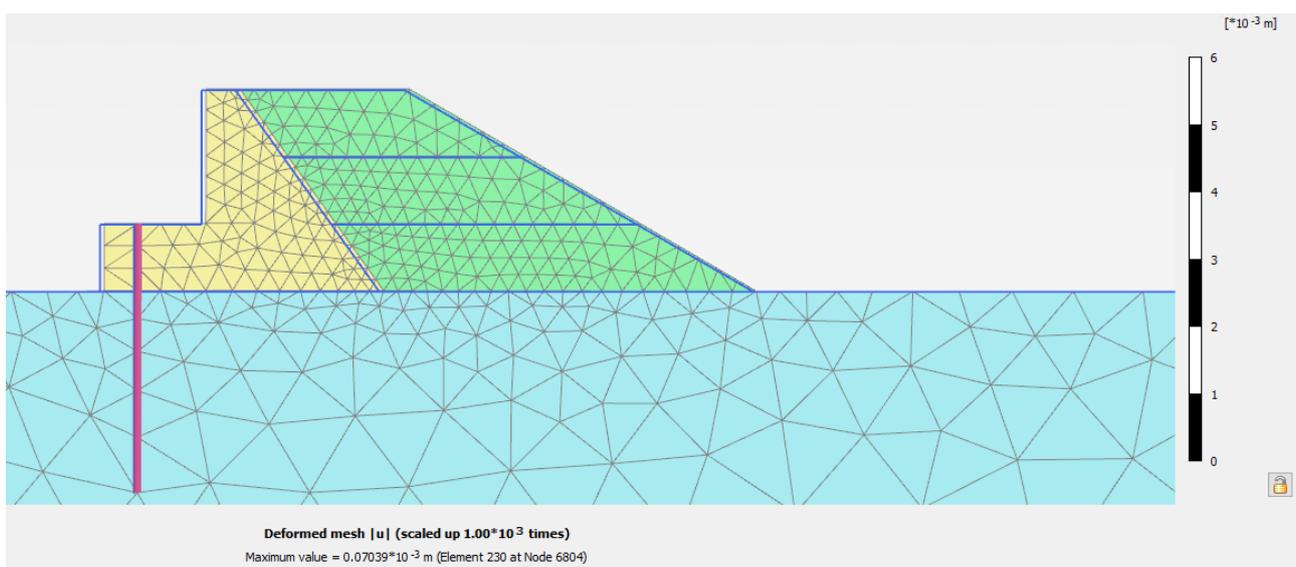


Figure 33 : Déformée du plot DD à RN

La répartition des contraintes principales est la suivante :

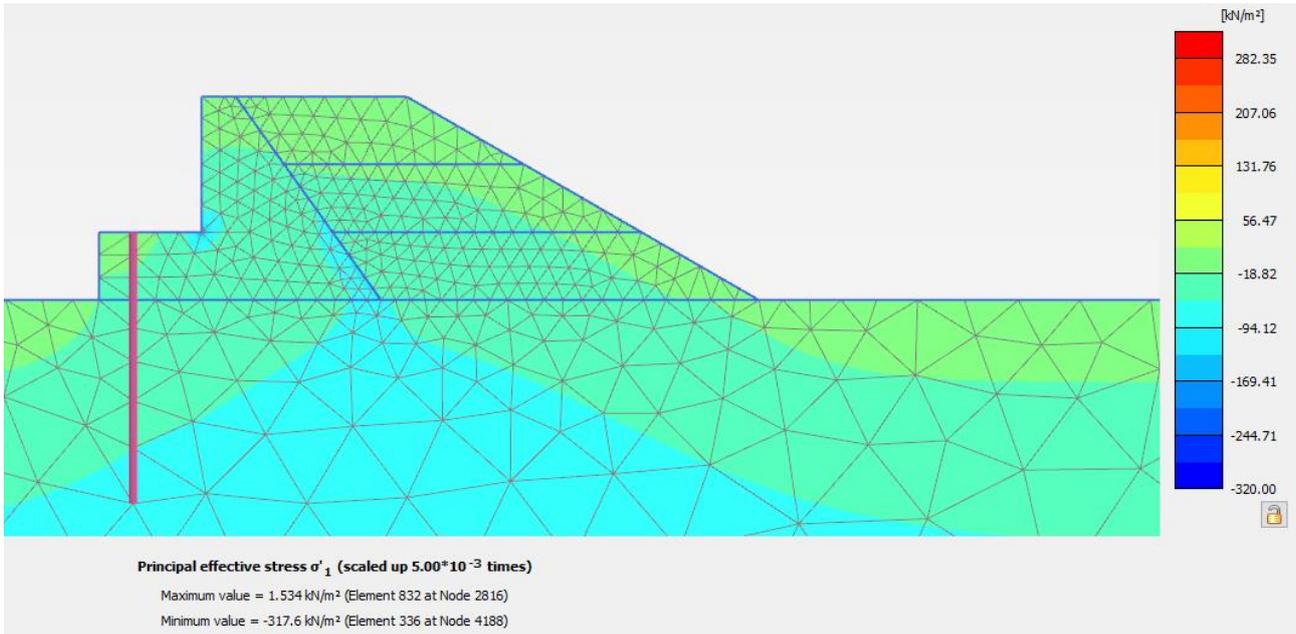


Figure 34 : Contraintes principales effectives à RN

Le béton du barrage connaît une très légère traction juste au-dessus de l'interface barrage/fondation, de 0,05 MPa.

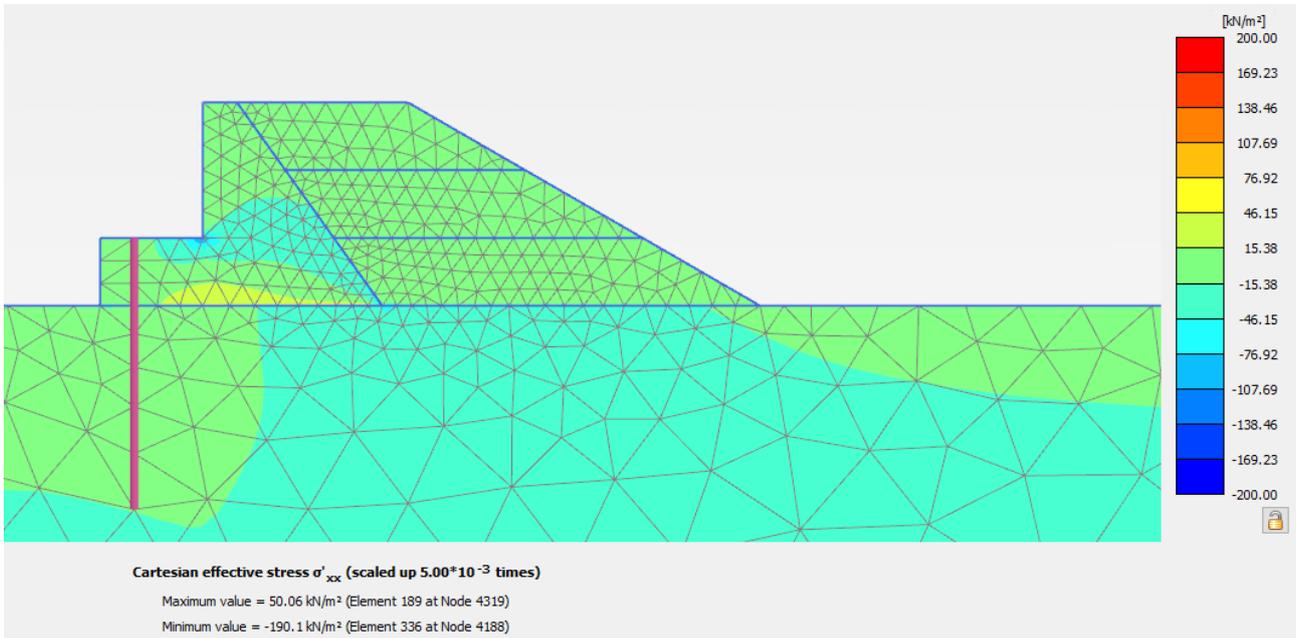


Figure 35 : Contraintes effectives  $\sigma'_{xx}$  à RN

Un cercle de glissement est identifié dans la recharge, auquel est associé un facteur de sécurité de 2,46.

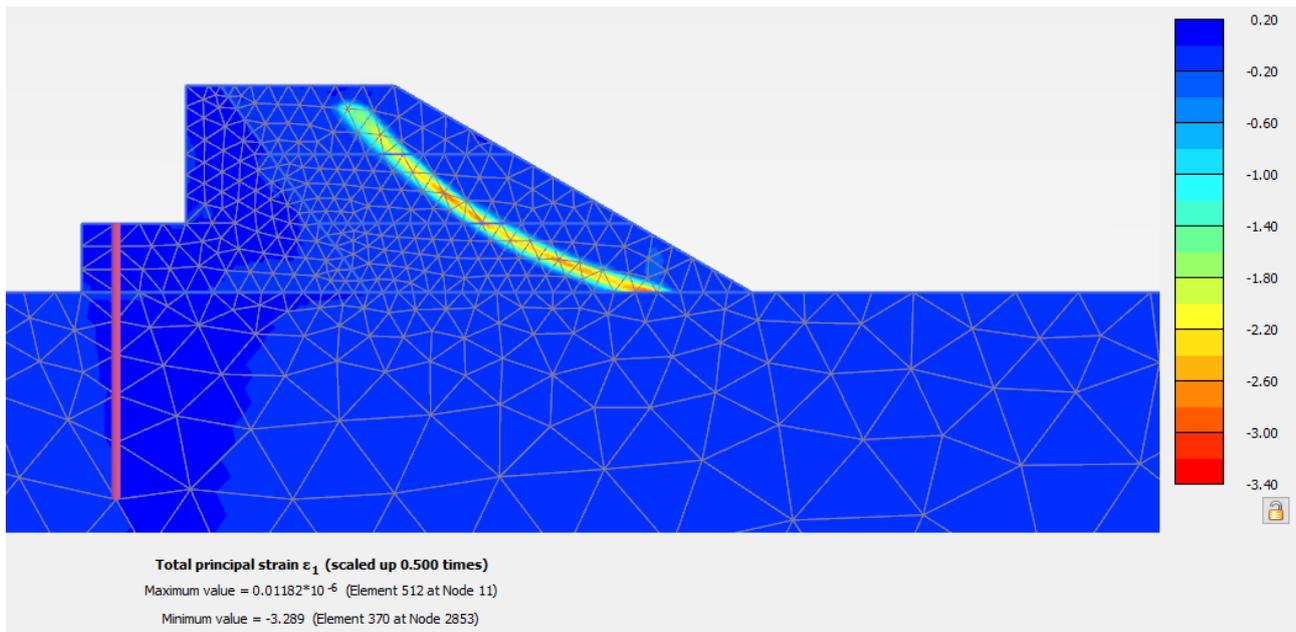


Figure 36 : Cercle de glissement dans la recharge aval à RN

Le plot est intégralement comprimé sur sa fondation, il n’y pas d’ouverture de fissure :

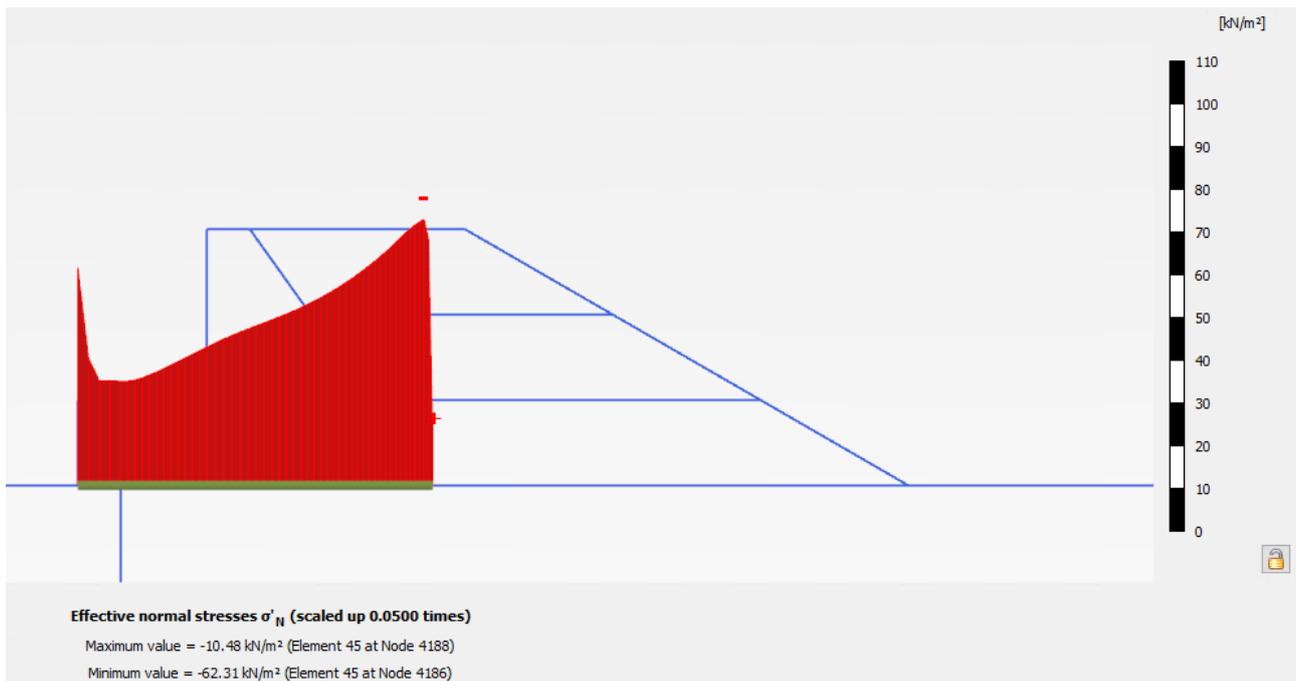


Figure 37 : Contraintes normales effectives à l’interface barrage-fondation à RN

L’interface barrage-fondation présente une résistance à l’effort tranchant bien supérieure à la sollicitation en cisaillement : cette résistance n’est mobilisée qu’à 7 % au maximum.

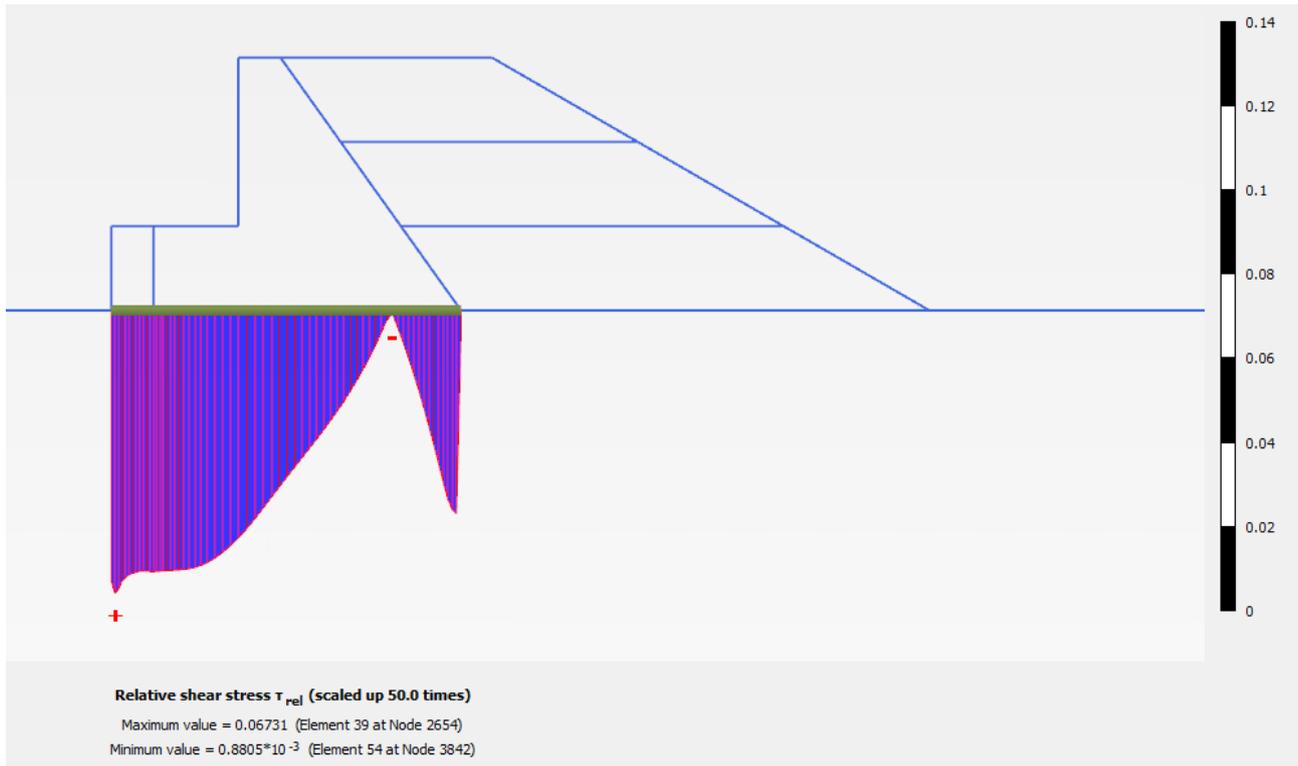


Figure 38 : Effort tranchant relatif à l'interface barrage-fondation à RN

### 7.4.2. Sollicitations des glaces (RN + glace – N2)

Sous l'effet de la poussée des glaces, le barrage se « renverse » légèrement : il se déplace d'environ 0,4 mm vers l'aval (déplacement horizontal en tête) et le pied amont se déplace de 0,1 mm (déplacement vertical de l'extrémité de la plinthe).

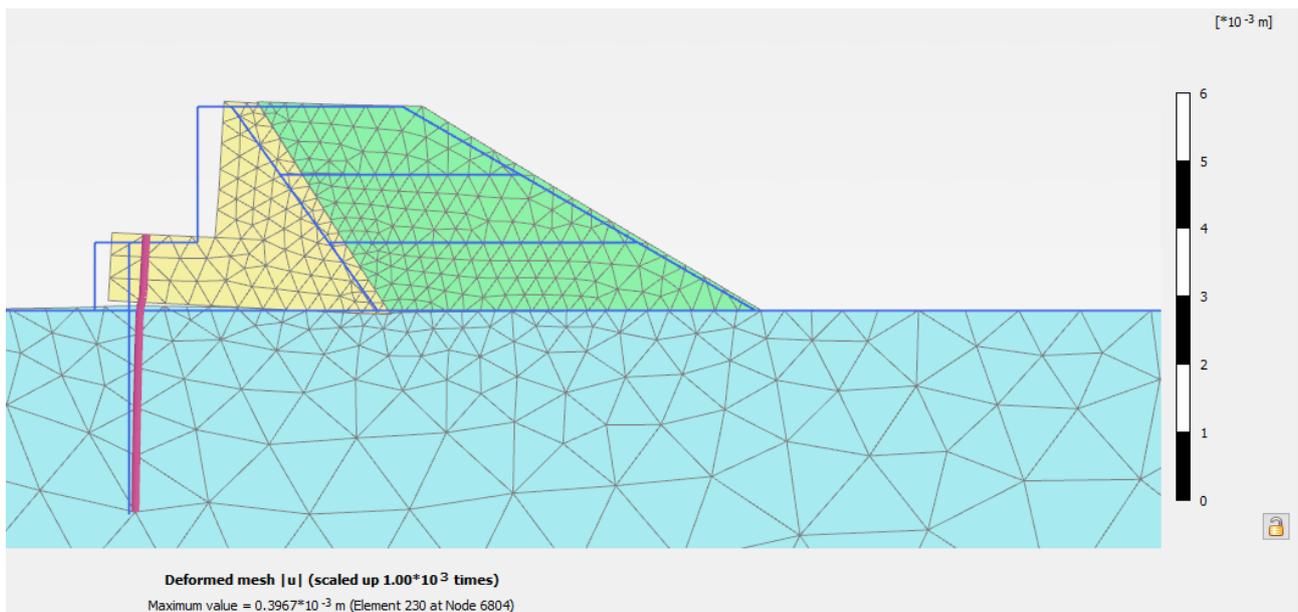


Figure 39 : Déformée du plot DD à RN + glace

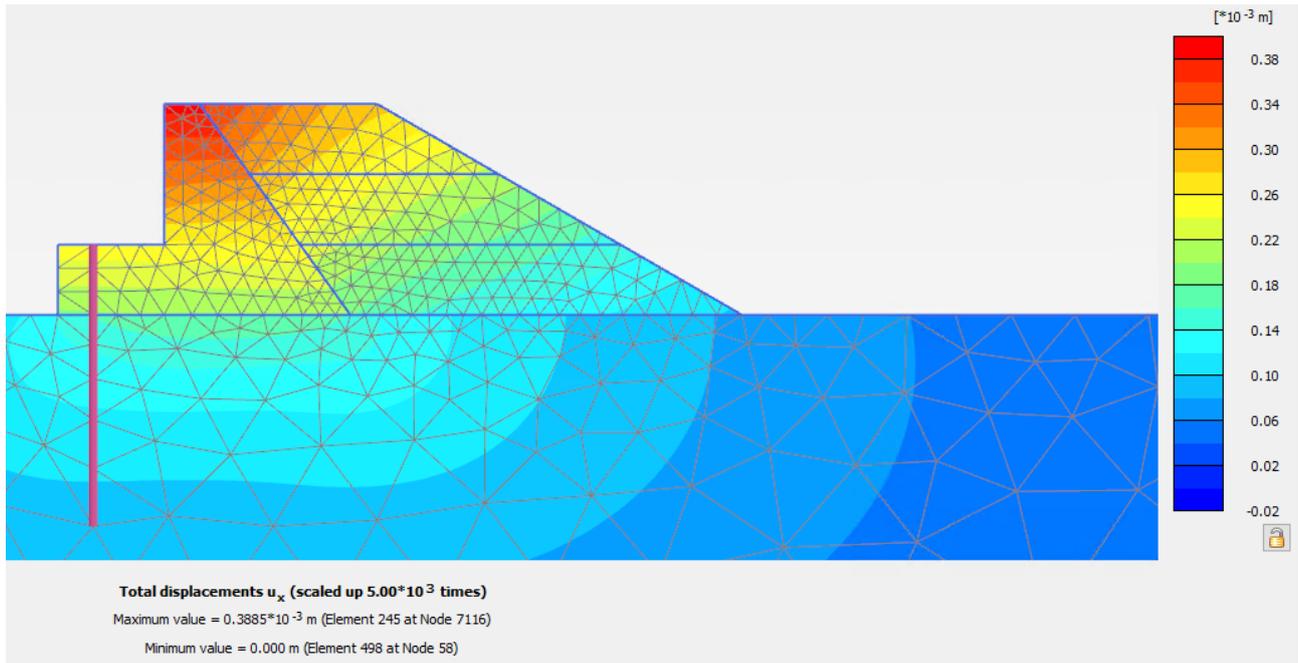


Figure 40 : Déplacements horizontaux du barrage à RN + glace

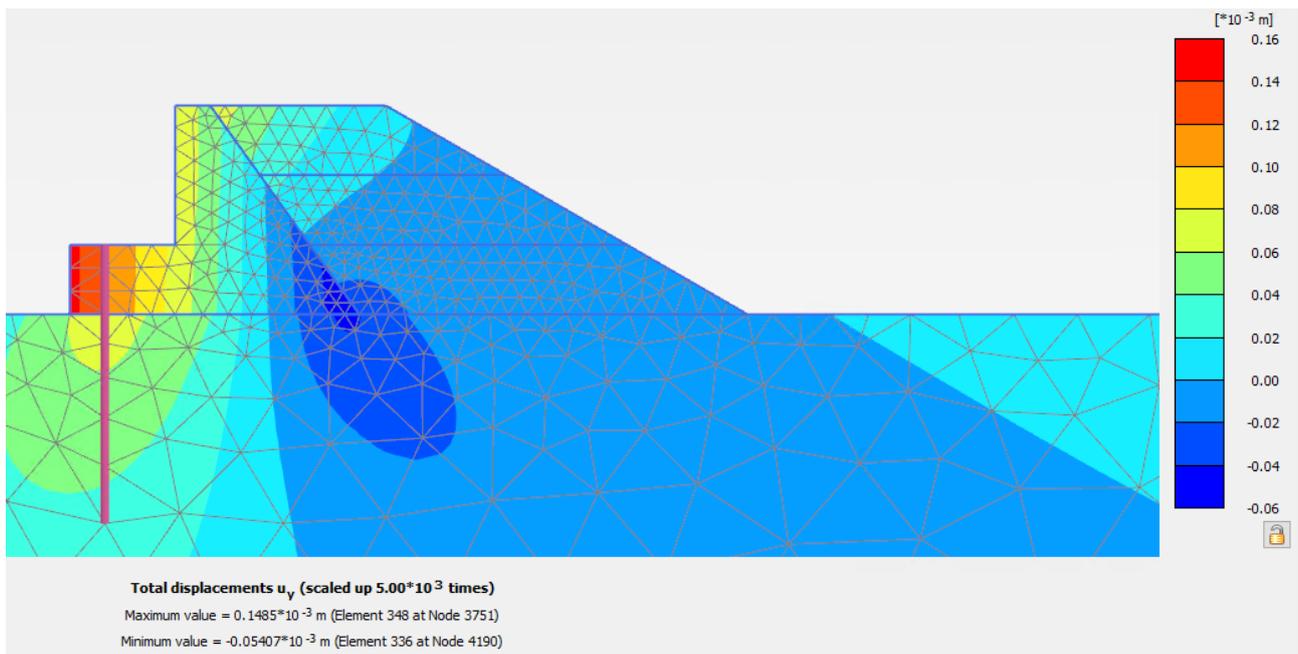


Figure 41 : Déplacements verticaux du barrage à RN + glace

En effet, l'interface barrage-fondation n'est plus entièrement comprimée :



Figure 42 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à RN + glace

L'ouverture de fissure est de 0,04 mm, strictement inférieure à 0,2 mm (considéré comme l'ouverture minimale permettant la propagation des sous-pressions). La fissure s'étend sur 2,0 m dans la direction amont-aval, soit 48% du contact. En raison de l'ouverture minimale du contact (< 0,2 mm), de la présence de l'ancrage de la semelle et de la butée contre le remblai à l'aval, **cette fissuration de l'interface n'est pas considérée comme préjudiciable pour la stabilité de l'ouvrage.**

La résistance au cisaillement de l'interface barrage-fondation est mobilisée très localement à 82 %, à l'extrémité amont de la plinthe. La stabilité au glissement du barrage est donc assurée.

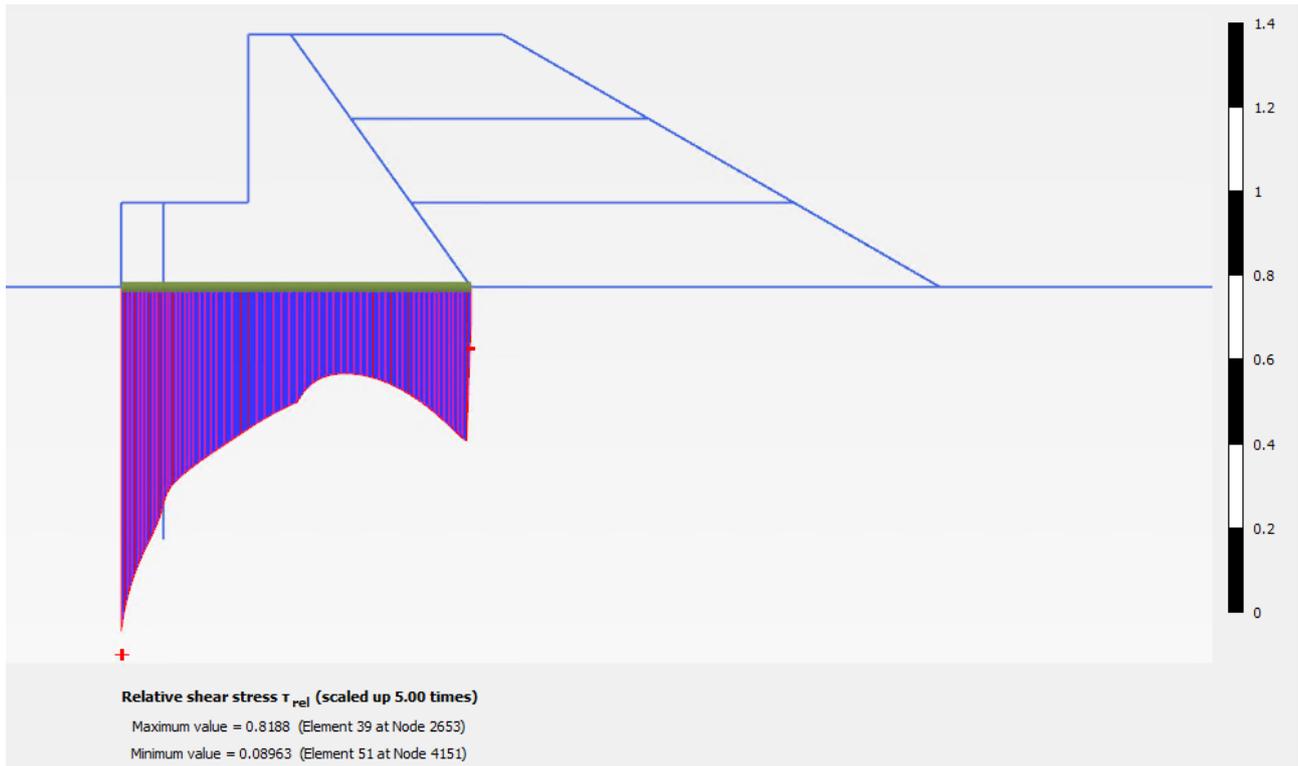


Figure 43 : Effort tranchant relatif à l'interface barrage-fondation à RN + glace

La répartition des contraintes principales est la suivante :

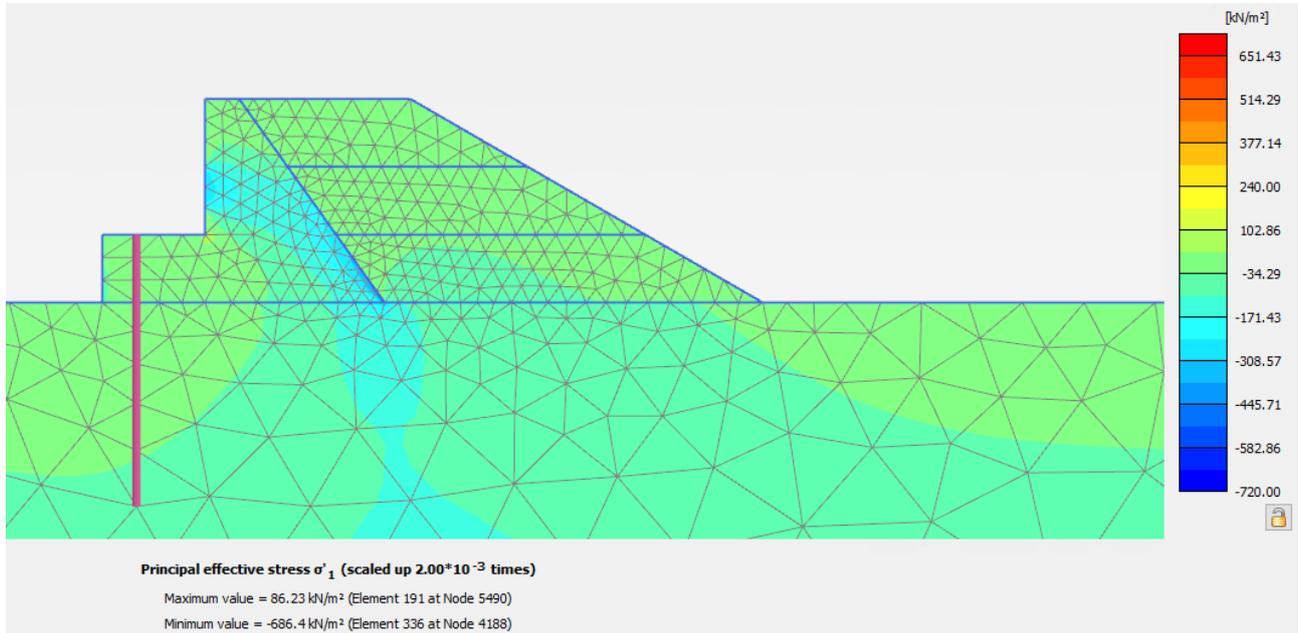


Figure 44 : Contraintes principales effectives à RN + glace

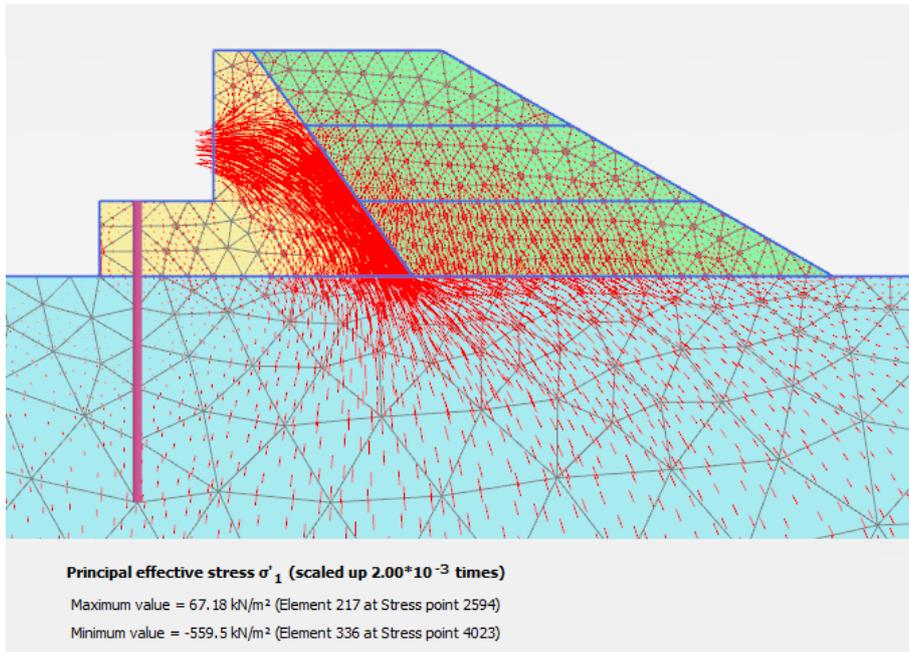


Figure 45 : Répartition des contraintes principales effectives dans le barrage à RN + glace

Le barrage connaît une contrainte de traction, de l'ordre de 0,3 MPa, à l'angle entre la plinthe et le barrage :

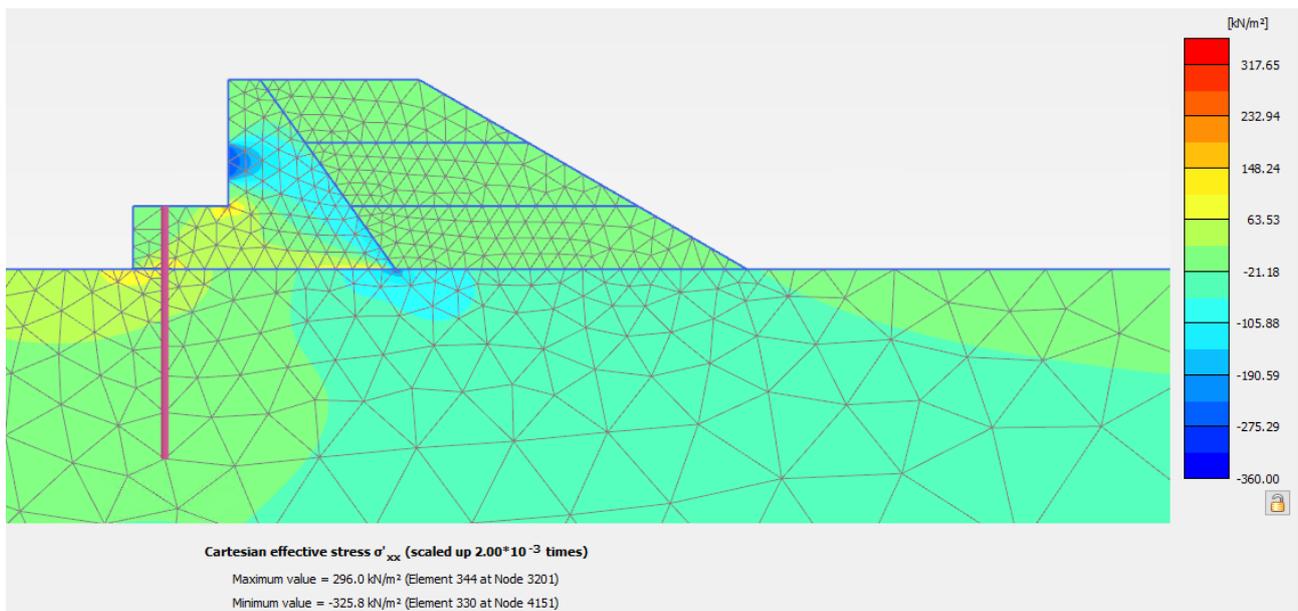


Figure 46 : Contraintes effectives  $\sigma'_{xx}$  à RN + glace

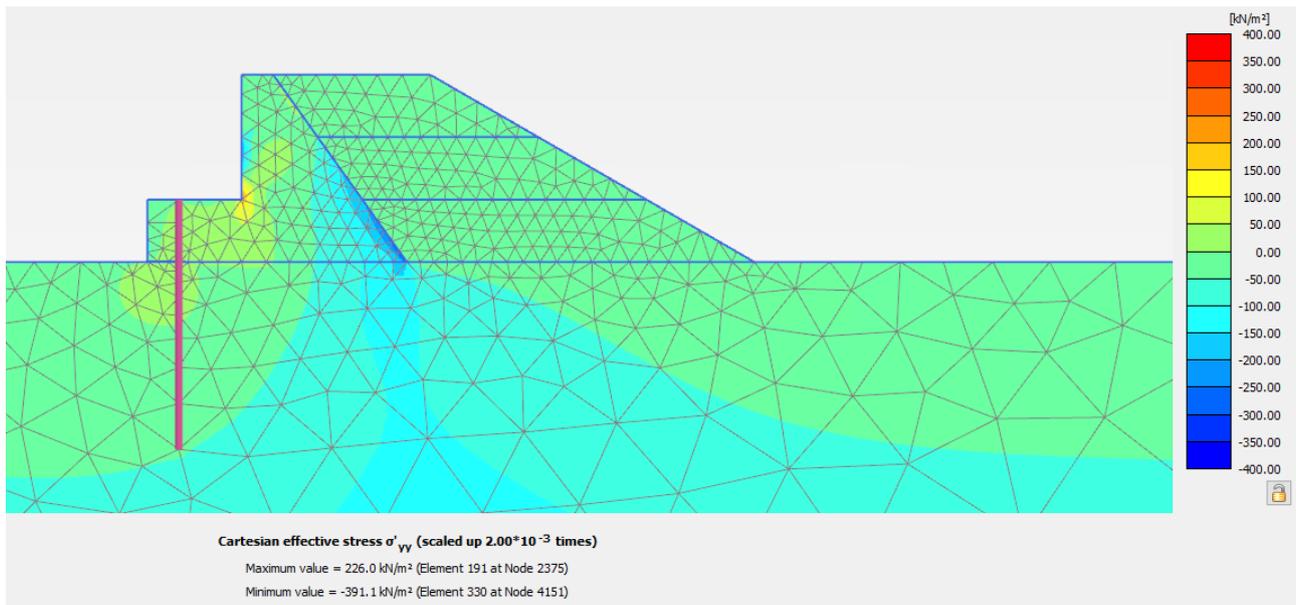


Figure 47 : Contraintes effectives  $\sigma'_{yy}$  à RN + glace

Les ancrages sont mis en tension selon la répartition suivante (tension totale développée sur la longueur de l'ancrage de 9,8 kN, tension maximale locale de 18,2 kN/m) :

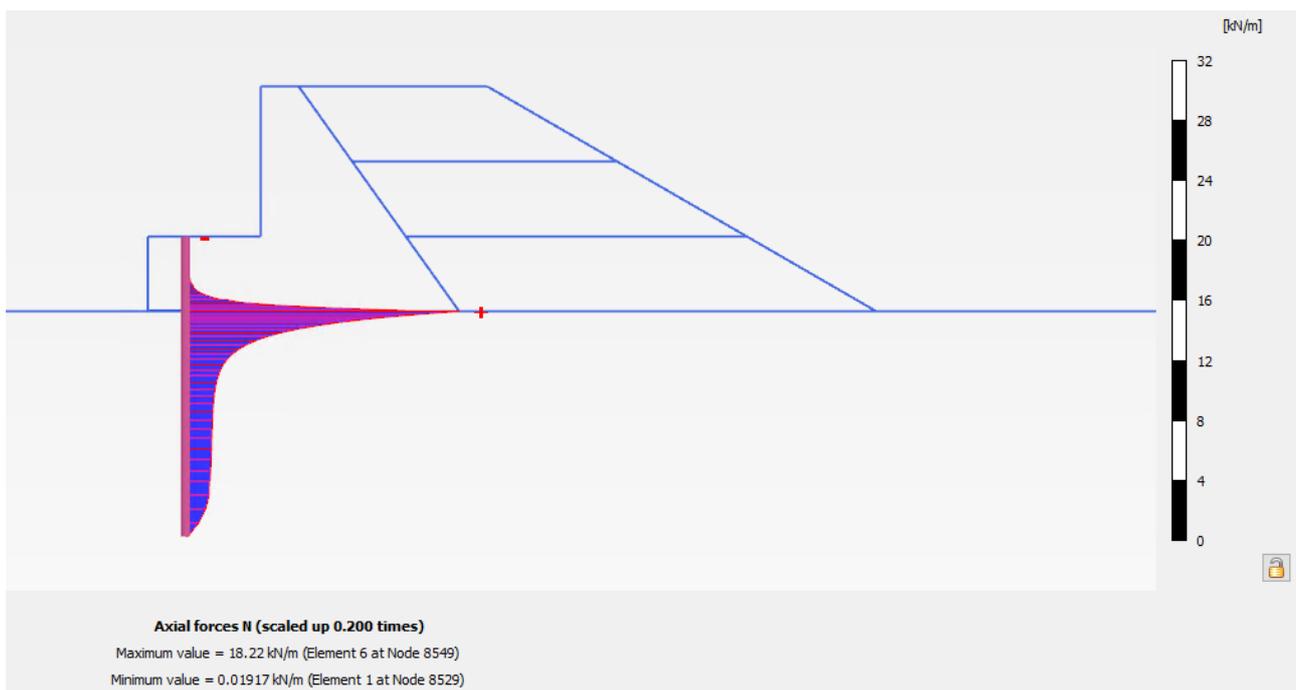


Figure 48 : Effort axial de l'ancrage à RN + glace

Finalement, un cercle de glissement est identifié dans la recharge, auquel est associé un facteur de sécurité de 2,46.

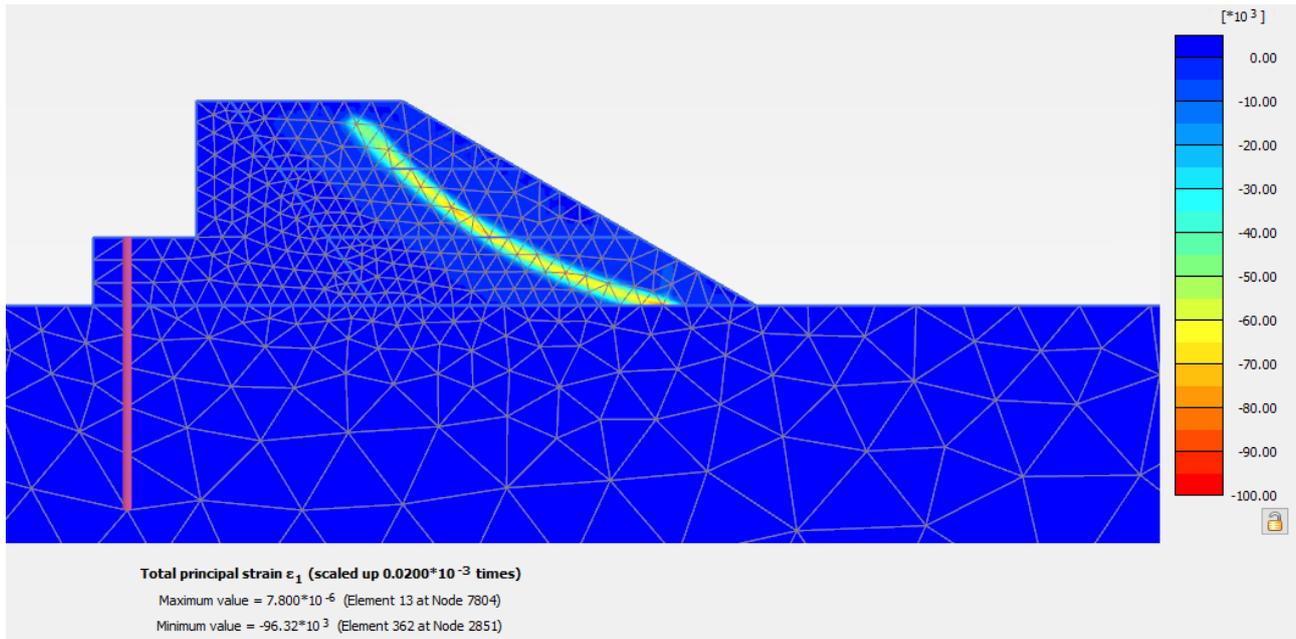


Figure 49 : Cercle de glissement dans la recharge aval à RN + glace

### 7.4.3. RNH et PHE (N3 et R2)

Pour cette situation de projet, le comportement du barrage est très similaire à celui observé à RN.

Les tractions sous la plinthe amont sont de l'ordre de 0,04 MPa. Les points de compression se trouvent à l'angle entre la partie supérieure de la plinthe et le barrage en béton, ainsi qu'à l'extrémité aval du barrage béton.

Concernant la stabilité de la recharge, le facteur de sécurité global est 2,46.

L'interface barrage-fondation est comprimée sur toute sa longueur, il n'y a pas d'ouverture de fissure. La résistance au cisaillement de l'interface barrage-fondation est mobilisée à 8 % au maximum avec les coefficients partiels correspondant à une situation rare (PHE), 12 % avec les coefficients partiels correspondant à une situation normale (RNH). Il n'y a donc pas de glissement à l'interface barrage-fondation.

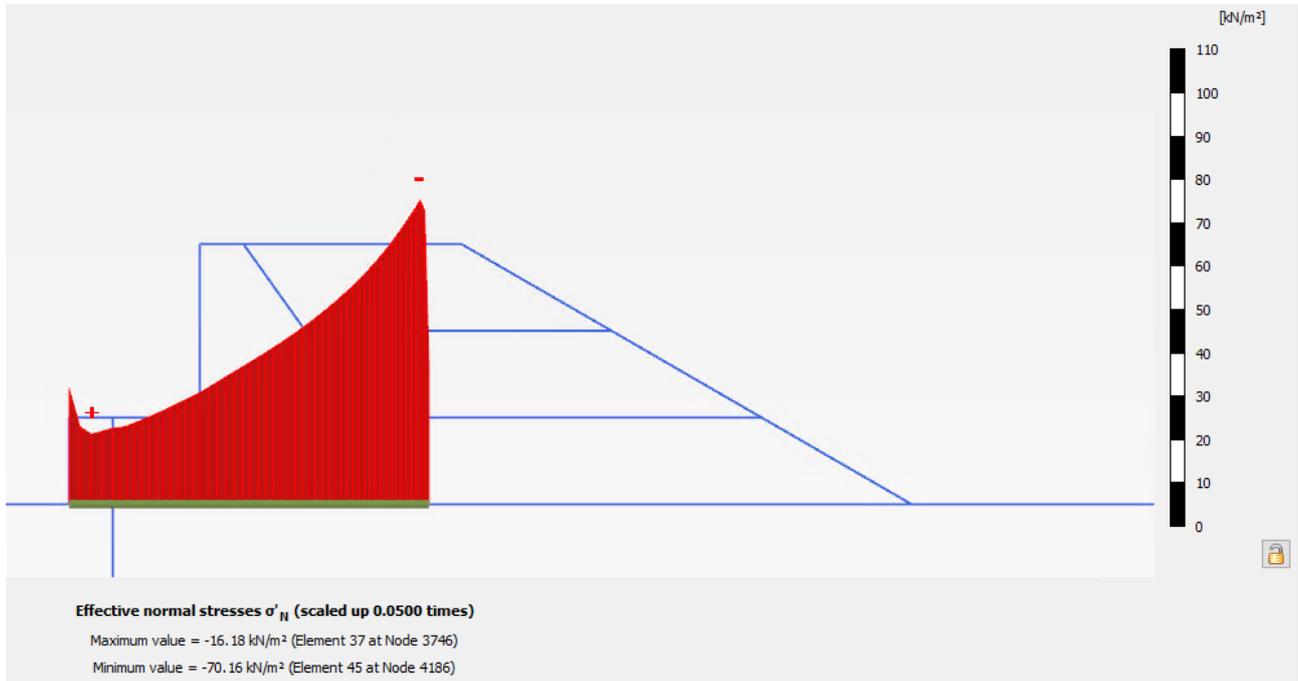


Figure 50 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à RNH

#### 7.4.4. RNH + glace (R3)

Pour cette situation de projet, le comportement du barrage est similaire à celui observé à RN + glace. Le basculement du barrage vers l'aval atteint 0,7 mm en tête (0,4 mm à RN + glace).

Les tractions à l'angle entre la plinthe et le barrage sont de l'ordre de 1 MPa. Des tractions se développent le long du parement amont du plot. Les compressions maximales sont concentrées au contact avec la recharge aval.

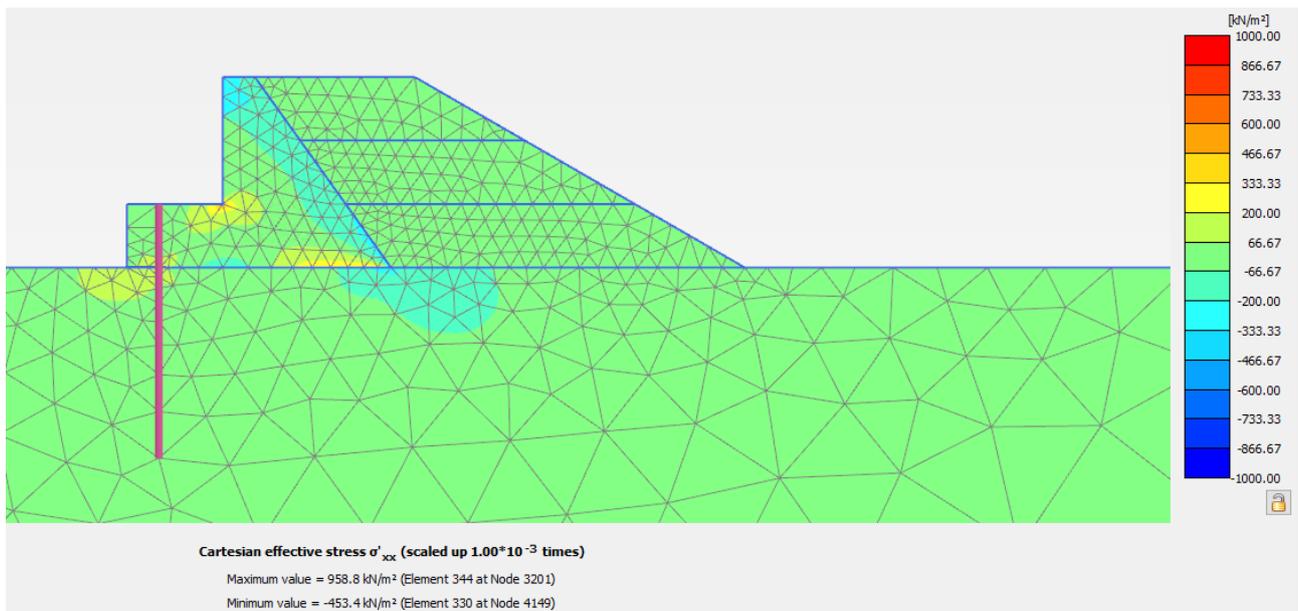


Figure 51 : Contraintes effectives  $\sigma'_{xx}$  à RNH + glace

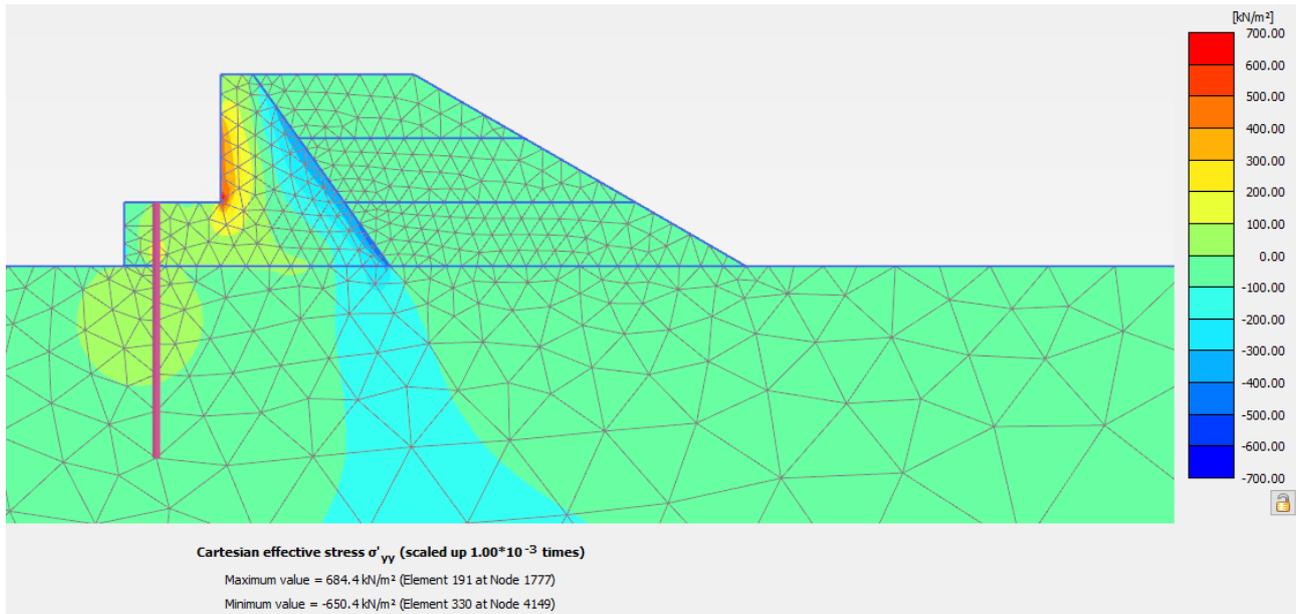


Figure 52 : Contraintes effectives  $\sigma'_{yy}$  à RNH + glace

L'interface barrage-fondation n'est pas comprimée sur toute sa longueur. L'ouverture maximale de la fissure est de 0,3 mm. Les sous-pressions sont propagées de manière itérative tant que l'ouverture de fissure est supérieure à 0,2 mm. L'ouverture de fissure se stabilise. La fissure atteint au total une longueur de 2,90 m. La longueur pour laquelle l'ouverture dépasse 0,2 mm est de 0,5 m.

En raison de la longueur réduite sur laquelle l'ouverture du contact est inférieure à 0,2 mm, de la présence de l'ancrage de la semelle et de la butée contre le remblai à l'aval, **cette fissuration de l'interface n'est pas considérée comme préjudiciable pour la stabilité de l'ouvrage.**

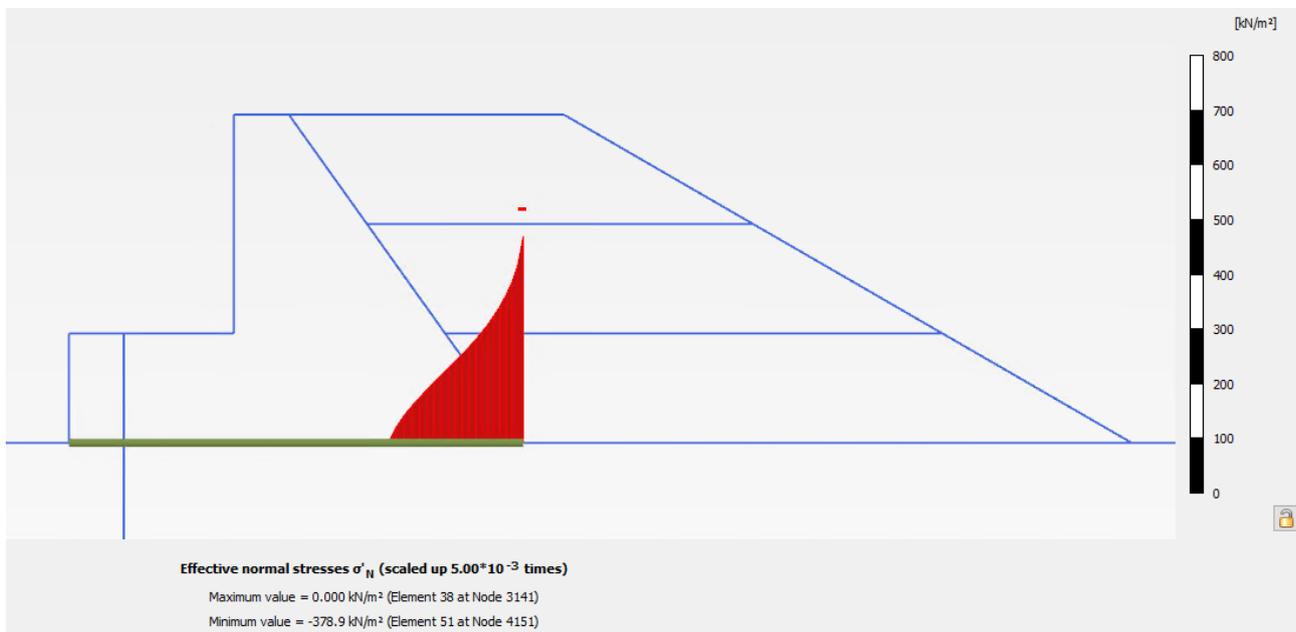


Figure 53 : Contraintes normales effectives à l'interface barrage-fondation à RNH + glace

La résistance au cisaillement de l'interface barrage-fondation est mobilisée à 78 % au maximum avec les coefficients partiels correspondant à une situation rare (82 % très localement à RN + glace, avec les coefficients partiels correspondant à une situation normale). Il n'y a donc pas de glissement à l'interface barrage-fondation.

Les ancrages sont mis en tension selon la répartition suivante (tension totale développée sur la longueur de l'ancrage de 31,3 kN, tension maximale locale de 78,2 kN/m correspondant à une contrainte de 147 MPa) :

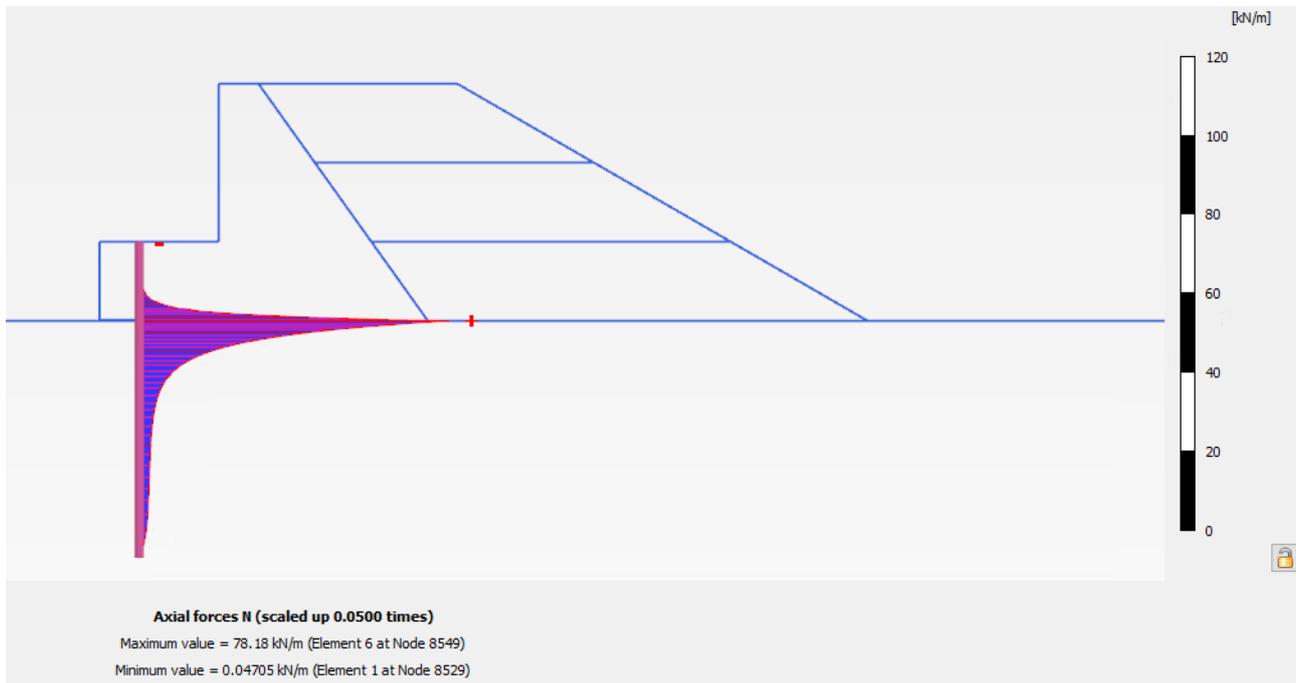


Figure 54 : Effort axial de l'ancrage à RNH + glace

Concernant la stabilité de la recharge, le facteur de sécurité global est 2,46.

## 8. ÉTUDES DE SENSIBILITE

### 8.1. MODULE DES MATERIAUX DE DEMOLITION

Des incertitudes demeurent sur les caractéristiques des matériaux de démolition. Une étude de sensibilité est donc réalisée sur le module de la recharge, pour la situation de projet la plus critique : RNH + glace (situation pour laquelle le barrage connaît le déplacement maximal en tête).

Avec un module de 100 MPa pour la recharge, le comportement du barrage est très similaire à celui observé en première approche (module de 200 MPa pour la recharge). Le basculement du barrage vers l'aval reste de 1,8 mm en tête.

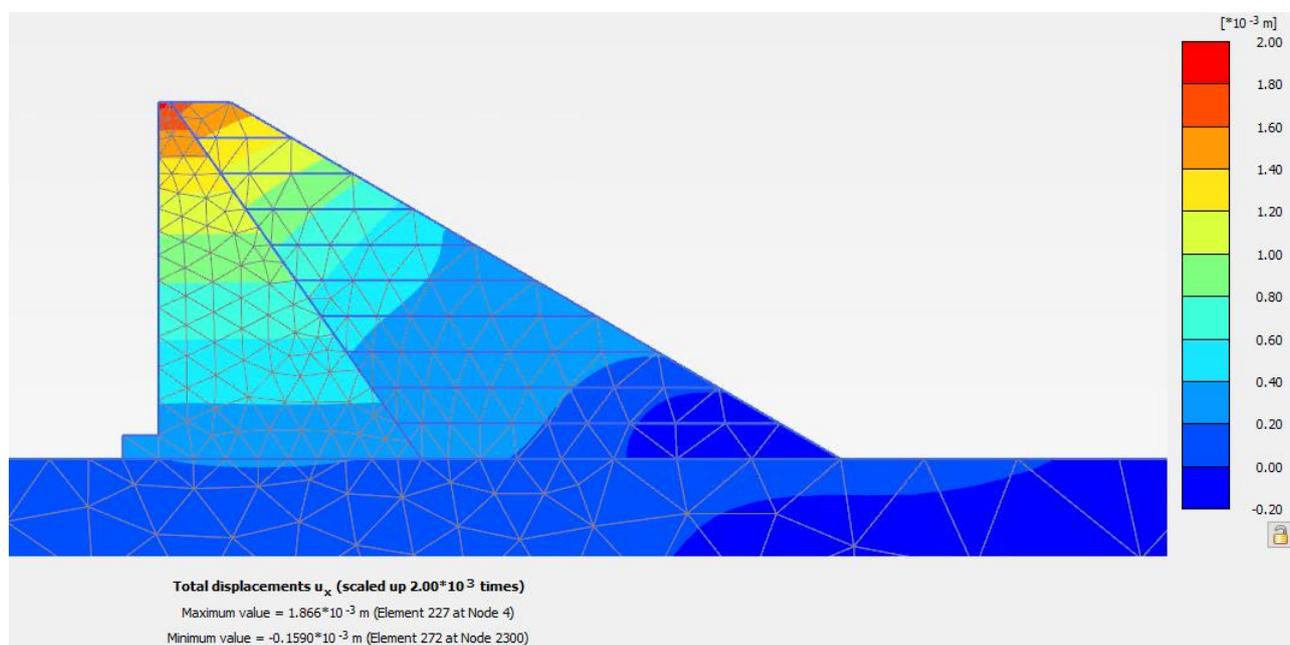


Figure 55 : Déplacements horizontaux du plot CC à RNH + glace (module de la recharge de 100 MPa)

Le facteur de sécurité global relatif à la stabilité de la recharge reste de 1,58.

L'ouverture de fissure s'allonge d'environ 30 cm, passant de 1 m à 1,30 m de longueur. La fissure reste fermée (ouverture inférieure à 0,2 mm).

La résistance au cisaillement de l'interface barrage-fondation est mobilisée à 97 % au maximum avec les coefficients partiels correspondant à une situation rare (94 % pour un module de 200 MPa en première approche). Il n'y a donc pas de glissement à l'interface barrage-fondation.

**Le module de la recharge ne modifie donc pas significativement le comportement de l'ouvrage.**

### 8.2. HAUTEUR DU PLOT DD

Une étude sur la stabilité du plot de petite hauteur, sans ancrage, est menée en faisant augmenter progressivement la hauteur du plot DD.

Il apparaît que **lorsque la hauteur du plot est de 8 m ou plus, les critères de stabilité du CFBR sont assurés sans ancrages :**

- Les critères de stabilité au glissement du barrage et de stabilité globale de la recharge sont alors respectés pour toutes les situations de projet.
- À RN + glace, la fissuration de l'interface barrage-fondation ne concerne que la longueur sous la plinthe, et l'ouverture de fissure est inférieure à 0,1 mm : le contact est considéré fermé.
- À RNH + glace, la longueur de fissure dont l'ouverture est supérieure à 0,2 mm est de 1,2 m (ouverture sous la plinthe uniquement, et correspondant à 20% de l'interface de longueur 6,1 m, donc inférieure au critère de 25% recommandé par le CFBR).

En confirmant la stabilité des profils supérieurs à 8 m, cette étude de sensibilité permet d'établir la hauteur de profil à partir de laquelle la durabilité des ancrages est critique. **Des mesures spécifiques de protection des ancrages, et une redondance des ancrages par précaution, seront mises en œuvre pour les ancrages des plots de rive, dont la hauteur est inférieure à 8 m** (mesures détaillées dans le rapport de Projet).

Pour les plots plus hauts que 8 m, l'épaisseur sacrificielle de 3 mm sur tout le pourtour des ancrages (soit une réduction de 6 mm du diamètre de l'armature), correspondant selon le document de référence TA2020 à une durabilité de 100 ans dans un sol d'agressivité moyenne, est considérée suffisante pour assurer une marge de sécurité sur la stabilité des plots. En effet, ces ancrages pour les plots fondés au-dessous de la cote 116 m NGF sont alors très peu voire non sollicités au cours de la vie de l'ouvrage (à l'issue des injections pour lesquelles ils sont dimensionnés spécifiquement dans le rapport de Projet).

## 9. SYNTHÈSE DES RESULTATS DE L'ETUDE EN CONTRAINTES-DEFORMATIONS

### 9.1. PLOT CC

Les déformations maximales sont atteintes pour la situation de projet CP3 + glace, alors que la recharge n'est pas montée : un déplacement de 2,8 mm est observé en tête d'ouvrage sur le profil CC. Avec la recharge, une fois le barrage complété, ce déplacement en tête de barrage est au maximum de 1,8 mm pour la situation de projet RNH + glace.

Les contraintes de compression sont faibles par rapport à la résistance du béton et de la fondation. Les contraintes de traction sont maximales sous la plinthe amont, lorsque la retenue est vide, et atteignent 1 MPa sur le profil CC. La plinthe est ferrillée en conséquence au § 10.

La stabilité globale de la recharge aval est assurée pour toutes les situations de projet étudiées. Le facteur de sécurité minimum associé aux cercles de glissement simulés est de 1,58 pour le profil CC.

Finalement, l'interface barrage-fondation connaît une ouverture de fissure pour les situations de projet CP3 + glace (longueur de 50 cm) et RNH + glace (longueur de 1 m). L'épaisseur de l'ouverture de fissure est inférieure à 0,1 mm.

Pour certaines situations de projet, la résistance à l'effort tranchant de l'interface est mobilisée très localement : l'interface ne connaît pas de glissement.

L'influence du module de la recharge aval est étudié (étude de sensibilité) : il s'avère que sa diminution ne modifie pas substantiellement le comportement de l'ouvrage.

**Les critères de stabilité du CFBR sont donc satisfaits pour toutes les situations de projet étudiées.**

### 9.2. PLOT DD

Le plot DD, de très faible hauteur, montre un comportement qui s'approche du « bloc rigide ». Les déformations sont faibles (déplacement maximal en tête de 0,7 mm).

Les contraintes de traction observées sous la plinthe amont du plot CC sont considérablement réduites. En revanche, des tractions de l'ordre de 1 MPa au maximum apparaissent à l'angle entre la plinthe et le barrage, et le long du parement amont. La plinthe est ferrillée symétriquement (nappe inférieure et nappe supérieure) de manière à reprendre ces efforts.

La stabilité globale de la recharge aval est assurée pour toutes les situations de projet étudiées. Le facteur de sécurité associé aux cercles de glissement simulés est de 2,46.

Un ancrage H32 est modélisé depuis la plinthe amont (de diamètre 26 mm prenant en compte la perte d'épaisseur par corrosion au cours de la vie de l'ouvrage). Cet ancrage est mobilisé à hauteur de 78,2 kN/m au maximum, soit une contrainte de 147 MPa, pour la situation RNH + glace.

Pour les situations RN + glace et RNH + glace, l'interface barrage-fondation n'est pas comprimée sur toute sa longueur. L'ouverture maximale de la fissure est de 0,04 mm pour la situation RN + glace et de 0,3 mm pour la situation RNH + glace. Les sous-pressions sont propagées de manière itérative tant que l'ouverture de fissure est supérieure à 0,2 mm.

En raison de la longueur réduite sur laquelle l'ouverture du contact est inférieure à 0,2 mm (contact fermé c'est-à-dire 0 m pour la situation RN + glace, et 0,5 m pour la situation RNH + glace), de la présence de l'ancrage de la semelle et de la butée contre le remblai à l'aval, **cette fissuration de l'interface n'est pas considérée comme préjudiciable pour la stabilité de l'ouvrage.**

## 10. FERRAILLAGE DE LA PLINTHE AMONT

### 10.1. PRINCIPE

Sous les différentes sollicitations, dès la construction, la plinthe amont connaît une flexion importante. Il est donc nécessaire de ferrailer cette plinthe comme une poutre, afin de reprendre les tractions en présence (dimensionnement à l'ELU) et d'éviter une ouverture de fissure dommageable pour la durabilité des armatures (vérification à l'ELS).

L'ouverture des fissures calculées  $w_k$  doit être inférieure à  $w_{max}$ , l'ouverture de fissures maximale autorisée. L'ouvrage considéré est amené à être en contact avec l'eau de façon permanente. À partir de l'Eurocode 2, une valeur de  $w_{max} = 0,3$  mm est adoptée pour les combinaisons de charges quasi-permanente (correspondant à une classe d'exposition XC2).

### 10.2. SOLLICITATIONS

La situation dimensionnante pour le ferrailage de la plinthe, à l'ELU, est lorsque le barrage est à retenue vide (109 m NGF). Les contraintes normales à l'interface virtuelle plinthe-barrage sont les suivantes :

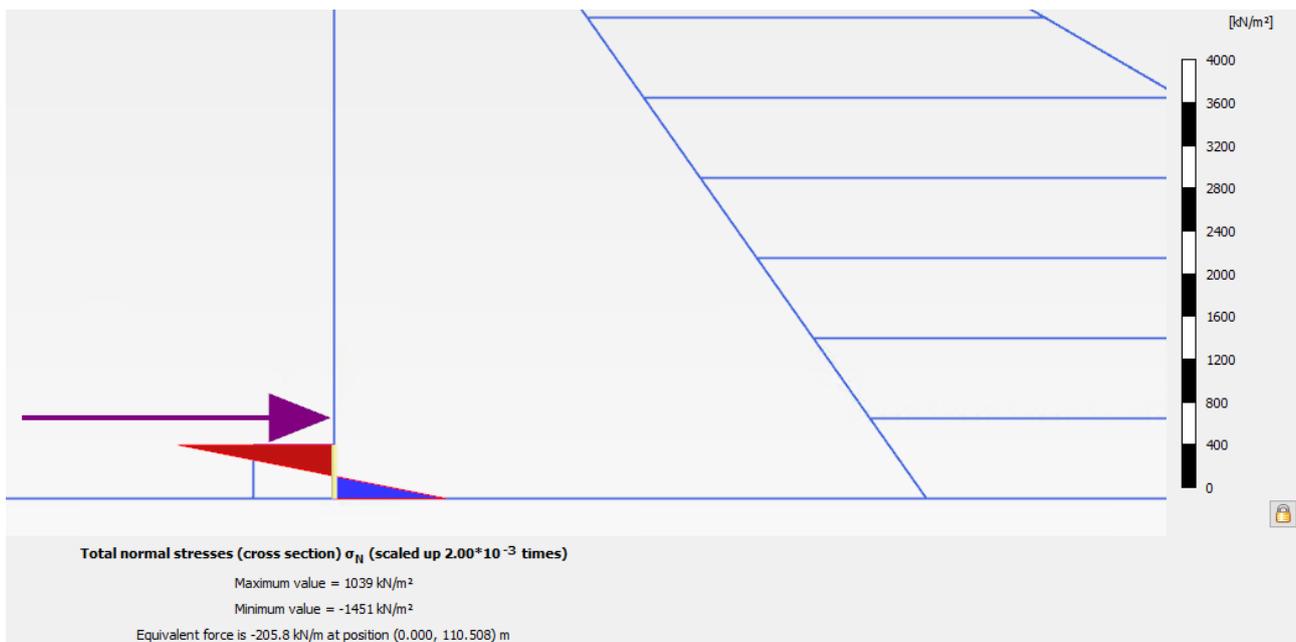


Figure 56 : Contraintes normales à l'interface plinthe-barrage à l'ELU

Le moment correspondant à cette distribution de contraintes est  $1,01 \text{ m} \cdot 205,8 \text{ kN/ml} = 207,4 \text{ kN.m/ml}$ .

À l'ELS, c'est la situation d'exploitation normale RN qui est considérée pour le calcul de l'ouverture de fissure.

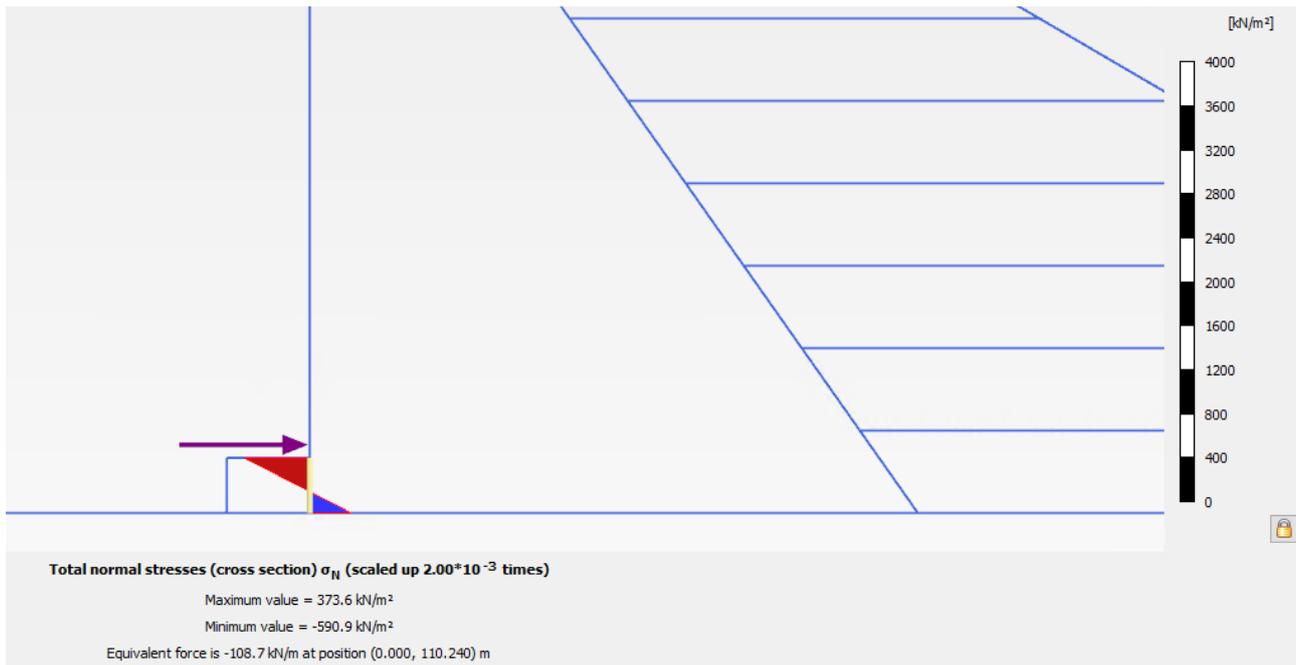


Figure 57 : Contraintes normales à l'interface plinthe-barrage à l'ELS

Le moment correspondant est  $0,74 \text{ m} \cdot 108,7 \text{ kN/ml} = 80,4 \text{ kN.m/ml}$ .

### 10.3. FERRAILLAGE

La géométrie de calcul considérée pour l'élément est :

- $h = 1,0 \text{ m}$
- $d = 0,92 \text{ m}$
- $b = 1,0 \text{ m}$

Le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts calculés précédemment et limiter l'ouverture des fissures est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Tableau 8- Ferrailage de la plinthe

	NAPPE SUPERIEURE	NAPPE INFERIEURE
Section d'acier minimale $A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	13,86	13,86
Section d'acier calculée $A_{s,calc,ELU}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0	7,06
Ouverture des fissures avec $A_{s,calc,ELU}$ (mm)	0	0,326
Disposition choisie	HA25@200	HA25@200
Section choisie (cm <sup>2</sup> /ml)	19,63	19,63
Ouverture des fissures avec section choisie (mm)	0	0,079
Critère d'ouverture des fissures (mm)	0,300	0,300

Finalement, les aciers choisis pour le ferrailage de la plinthe sont, en nappe inférieure et en nappe supérieure, 4 HA25 / ml, soit 19,63 cm<sup>2</sup>/ml. Dans la direction rive-rive, les armatures choisies sont 4 HA16 / ml, soit 8,04 cm<sup>2</sup>/ml. Le ratio aciers/ béton correspondant est 60 kg/m<sup>3</sup>.

Les armatures sont prolongées de 2 m à l'intérieur du barrage afin de dissiper les efforts.

Des aciers verticaux sont mis en œuvre le long du parement amont du barrage, sur 2 m au-dessus de la plinthe, pour la dissipation des efforts également.

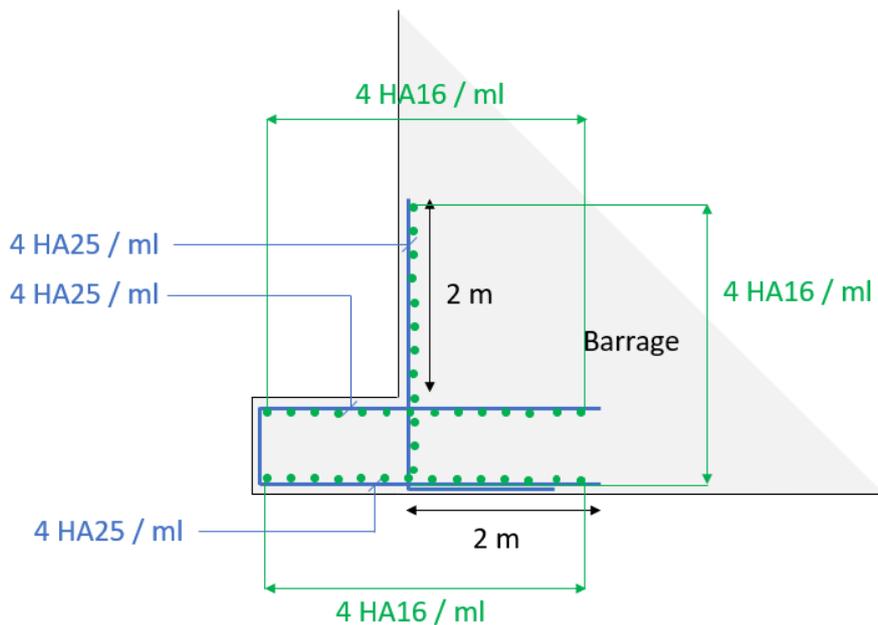


Figure 58 : Schéma du ferrailage de la plinthe et du pied amont du barrage

## **B. MODELES EN BLOCS RIGIDES (SOURIS)**

- 11. Prise en compte du béton de substitution sous le plot de plus grande hauteur**
- 12. Définition de la cote de dangers**
- 13. Justification de la stabilité aux reprises de bétonnage**

# 11. PRISE EN COMPTE DU BETON DE SUBSTITUTION SOUS LE PLOT DE PLUS GRANDE HAUTEUR

Lors de l'étude présentée ci-dessus, les caractéristiques mécaniques du béton de substitution sous le plot de plus grande hauteur, CC, étaient identiques à celles du rocher de fondation sur lequel le béton de substitution est fondé. Cette hypothèse est réaliste pour une modélisation en contraintes-déformations, car le béton de substitution a pour objectif de remplacer le rocher de mauvaise qualité par un matériau de bonne qualité, assimilable à du bon rocher.

On se doit toutefois de vérifier la stabilité au glissement et au renversement du **barrage complété de sa fondation en béton de substitution**. Cette étude de type « blocs rigides » est menée à l'aide du logiciel Souris développé par ARTELIA, déjà utilisé lors des études d'Avant-Projet. La méthodologie est identique, les hypothèses principales sont rappelées ci-dessous.

## 11.1. HYPOTHESES DE CALCUL

### 11.1.1. Profil de calcul CC-max

Le profil modélisé est localisé au même emplacement que le profil CC précédemment étudié. Il intègre le béton de substitution en fondation du barrage, conduisant à augmenter la hauteur du profil étudié : ce nouveau profil CC-max mesure 18 m de hauteur.

Seul le barrage en béton est modélisé pour cette étude de type « blocs rigides ». L'action de la recharge aval est prise en compte par l'action de la recharge sur le barrage en béton (poussée). Le parapet en crête d'ouvrage n'est pas représenté car son influence est négligeable.

Les caractéristiques du profil modélisé sont les suivantes :

- Cote de fondation du béton de substitution au rocher : 106 m NGF
- Cote de fondation du plot sur le béton de substitution : 109 m NGF
- Cote du terrain naturel : 114 m NGF
- Pente amont : nulle
- Pente aval barrage béton : 0,7h/1v
- Largeur en crête barrage béton : 0,5 m
- Longueur plinthe amont : 1,50 m
- Épaisseur plinthe amont : 1 m
- Longueur amont-aval de la base du béton de substitution : 13,1 m

Les caractéristiques de la recharge considérées pour les calculs sont les suivantes :

- Pente aval recharge remblai : 1,7h/1v
- Largeur en crête recharge remblai : 2,5 m

- Recharge drainée

La géométrie du profil modélisée est représentée ci-dessous :

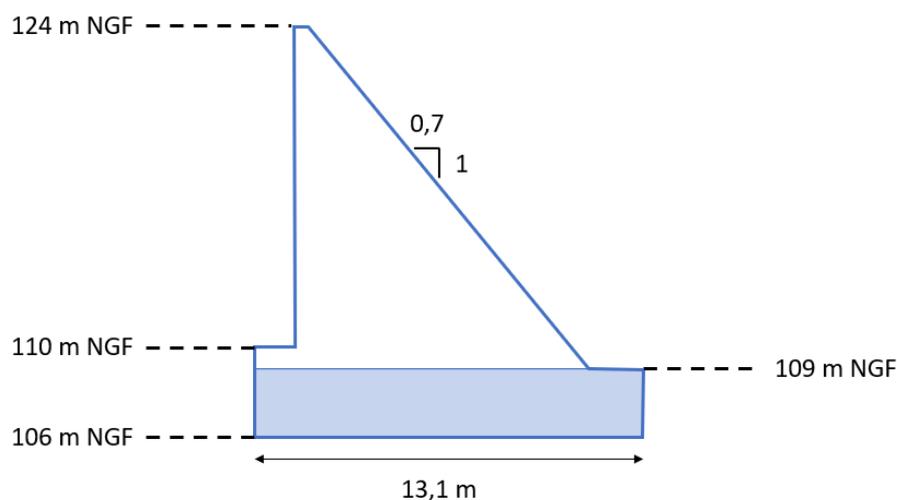


Figure 59 : Coupe du profil CC-max

### 11.1.2. Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux sont identiques à celles décrites au § 4.2.

### 11.1.3. Actions

Le barrage de la Vigie est soumis :

- A son poids-propre ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) ;
- A la poussée de la recharge aval ;
- A la poussée hydrostatique amont ;
- A la poussée hydrostatique aval (négligée) ;
- Aux sous-pressions appliquées au contact barrage/fondation ;
- A la poussée de la glace ;
- A la poussée des sédiments (négligée, cf. § 4.3.3. ).

#### 11.1.3.1. Poussée de la recharge aval

La présence de la recharge aval est modélisée par une force ponctuelle représentant la poussée qu'exerce la recharge sur le barrage.

Cette poussée est calculée selon la méthode du coin de Coulomb, avec les paramètres définis sur la figure suivante :

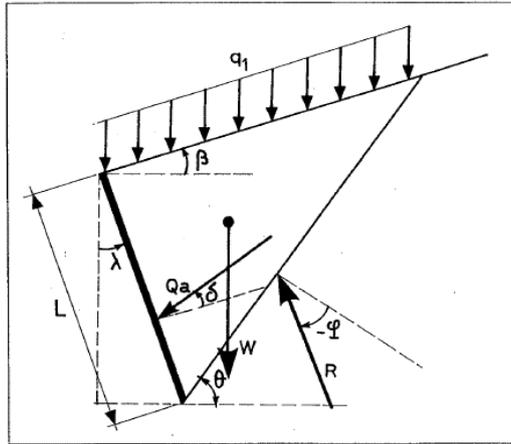


Figure 60 : Définition des paramètres de calcul de la poussée par la méthode du coin de Coulomb (source : Philipponnat 2000)

Les paramètres utilisés sont :

- $\varphi = 38^\circ$
- $\delta = 2/3 \varphi = 25^\circ$
- $\beta = -30^\circ$
- $\lambda = 35^\circ$
- $q = 0$  (pas de surcharge)
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Le coefficient de poussée active se calcule comme suit :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos^2(\lambda) \cos(\delta + \lambda)} \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda) \cos(\beta - \lambda)}} \right)^{-2}$$

Ainsi, la poussée de la recharge aval est la suivante :

$$Q_a = \frac{K_a \gamma L^2}{2}$$

La force ponctuelle représentant la poussée de la recharge aval s'applique à un tiers de la hauteur de la recharge.

Le poids de la recharge sur la semelle aval du profil CC-max est également pris en compte par une force ponctuelle d'intensité :

$$G_{recharge} = \gamma h$$

Avec :

- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- $h = 8 \text{ m}$  la hauteur de recharge située au-dessus de la semelle aval

### 11.1.3.2. Niveaux d'eau

Les différentes cotes de la retenue considérées dans la présente étude sont les mêmes qu'au § 4.3.1. :

- Cote de chantier (CP3) :  $z_{amCP3} = 121$  m NGF
- Cote de Retenue Normale (RN) :  $z_{amRN} = 123$  m NGF
- Cote de Retenue Normale Haute (RNH) = Cote des Plus Hautes Eaux (PHE) :  $z_{amRNH} = z_{amPHE} = 124$  m NGF
- Niveau d'eau aval :  $z_{av} = 114$  m NGF

Les niveaux d'eau de la retenue sont considérés pour le calcul de la poussée hydrostatique amont.

La poussée hydrostatique aval est considérée nulle, de manière conservative. En revanche, le niveau aval est pris en compte pour le calcul des sous-pressions.

### 11.1.3.3. Sous-pressions

Le barrage est muni d'un voile d'injection, et d'un rideau de drainage situé à l'aval du barrage-poids en béton. Le voile d'injection permet de limiter les infiltrations d'eau sous pression depuis l'amont. Le rideau de drainage a pour objectif d'assurer une sous-pression aval qui ne dépasse pas celle correspondant au niveau d'eau aval.

Les sous-pressions s'appliquant à l'interface barrage/fondation sont calculées suivant une répartition linéaire des sous-pressions, donnant un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression en amont et une sous-pression égale au niveau d'eau en aval.

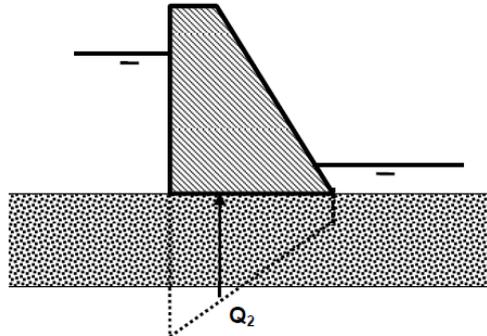


Figure 61 : Diagramme trapézoïdal pour un barrage non-drainé (source : CFBR 2012)

### 11.1.3.4. Poussée de la glace

La poussée des glaces retenue est celle du § 4.3.2. : 150 kN/ml.

La poussée des glaces s'applique 30 cm sous la cote de retenue considérée.

## 11.1.4. Modélisation

Les calculs sont effectués à l'aide du logiciel SOURIS, développé par ARTELIA pour la stabilité des ouvrages rigides en présence d'eau.

Ce logiciel utilise l'hypothèse des poutres (Navier / blocs rigides) pour calculer les contraintes au contact barrage/fondation. Les états-limites sont étudiés au contact barrage/fondation.

## 11.2. SITUATIONS DE PROJET

Les situations de projet étudiées sont celles du § 5.

## 11.3. VERIFICATIONS

Trois états limites sont étudiés :

- L'état limite d'extension des fissures ;
- L'état limite de résistance à l'effort tranchant ;
- Etat limite de résistance à la compression.

### 11.3.1. Etat limite d'extension des fissures

La condition de non-fissuration s'écrit :

$$\sigma'_n(x) \geq \frac{-f_{tk}}{\gamma_{mft}}$$

Où :

- $x$  est la position dans la section de longueur  $L$  où l'on examine si la fissure est ouverte ou non ( $x = 0$  correspond à la vérification au droit du parement amont) ;
- $\sigma'_n(x)$  est la contrainte effective normale calculée à la position  $x$  de la section étudiée, obtenue par linéarisation de la contrainte effective ;
- $f_{tk}$  est la valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau examiné, dans ce cas  $f_{tk}$  vaut zéro puisque la résistance à la traction est considérée nulle à l'interface barrage/fondation ;
- $\gamma_{mft}$  est le coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau, et dépendant de la combinaison d'actions examinée.

Dans le cas où la condition de non-fissuration n'est pas vérifiée, un calcul itératif de l'ouverture de la fissure est réalisé jusqu'à atteindre un état de stabilisation de la longueur fissurée.

Les conditions d'état-limite d'extension des fissures sont les suivants :

Tableau 9- Conditions d'état-limite d'extension des fissures

SITUATION DE PROJET	CONDITION D'ETAT-LIMITE
Normale	Pas de fissuration
Rare	Ouverture de fissure au maximum jusqu'au voile de drainage, ou 25 % maximum de la section fissurée en absence de voile de drainage
Extrême	Pas de condition imposée *

\* Aucune condition n'est imposée pour l'état-limite d'ouverture des fissures dans le cas d'une situation extrême de crue, mais les calculs seront réalisés pour vérifier la condition de résistance à l'effort tranchant.

### 11.3.2. Etat limite de résistance à l'effort tranchant

La condition d'état limite de résistance à l'effort tranchant s'exprime de la façon suivante :

$$\frac{C_k}{\gamma_{mC}} \cdot L' + \frac{N \cdot (\tan \varphi)_k}{\gamma_{m \tan \varphi}} > \gamma_{d1} \cdot T$$

Où :

- $C_k$  et  $(\tan \varphi)_k$  les valeurs caractéristiques de la cohésion et de la tangente de l'angle de frottement interne (ici pris au contact barrage/fondation) ;
- $L'$  la longueur de la section non fissurée étudiée, telle que calculée sous la combinaison d'actions considérée ;
- $N$  et  $T$  les composantes normale et tangentielle des actions agissant sur la section étudiée, issues de la combinaison d'actions considérée ;
- $\gamma_{mC}$  et  $\gamma_{m \tan \varphi}$  les coefficients partiels venant affecter les valeurs caractéristiques des résistances au cisaillement du matériau et dépendant de la combinaison d'actions considérée ;
- $\gamma_{d1}$  le coefficient de modèle de l'état limite de résistance à l'effort tranchant, dépendant de la combinaison d'actions considérée.

### 11.3.3. Etat limite de résistance à la compression

La condition d'état-limite de résistance à la compression s'exprime de la façon suivante :

$$\frac{f_{ck}}{\gamma_{mfc}} > \gamma_{d2} \cdot \sigma'_n$$

Où :

- $f_{ck}$  la valeur caractéristique de la résistance à la compression du matériau examiné ;
- $\gamma_{mfc}$  le coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la compression du matériau et dépendant de la combinaison d'actions examinée ;
- $\gamma_{d2}$  le coefficient de modèle de l'état-limite de résistance à la compression, dépendant de la combinaison d'actions considérée ;
- $\sigma'_n = \frac{N}{L'} + 6 \frac{M}{L'^2}$  où :
  - $N$  la composante normale de la résultante des actions s'appliquant sur la section considérée ;
  - $M$  le moment de cette résultante par rapport au centre de la section ;
  - $L'$  la longueur de la section non fissurée.

### 11.3.4. Coefficients de sécurité partiels et globaux

Les coefficients de sécurité partiels et coefficients de modèle utilisés lors des différents calculs sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 10- Valeurs des coefficients partiels et coefficients de modèle pour les calculs de stabilité

SITUATION DE PROJET	$\gamma_{mft}$	$\gamma_{mC}$	$\gamma_{mfc}$	$\gamma_{mtan\Phi}$	$\gamma_{d1} = \gamma_{d2}$
Normale	3	3	3	1.5	1
Rare	3	2	2	1.2	1
Extrême	1	1	1	1	1

## 11.4. RESULTATS

Les résultats sont présentés sous la forme de tableaux résumant pour chaque situation de projet :

- L'intensité et la direction des efforts appliqués ;
- Les contraintes calculées au contact barrage/fondation ;
- La longueur fissurée (exprimée en pourcentage de la longueur du contact).

La convention des signes utilisée implique :

- Un effort horizontal positif vers l'aval ;
- Un effort vertical positif vers le haut ;
- Une contrainte de compression positive.

Tableau 11 : Profil CC-max – Actions

SITUATIONS DE PROJET	EFFORTS APPLIQUES	COMPOSANTE VERTICALE (kN)	COMPOSANTE HORIZONTALE (kN)
N1 – RN	Poids-propre	-3157	0
	Poussée hydrostatique amont	-190	1418
	Sous-pressions	1789	0
	Poussée de la recharge	-868	-495
	Poids de la recharge	-144	0
	<b>Résultante</b>	<b>-2570</b>	<b>923</b>
N2 – RN + glace	Poids-propre	-3157	0
	Poussée hydrostatique amont	-190	1418
	Sous-pressions	1789	0
	Poussée de la glace	0	150
	Poussée de la recharge	-868	-495
	Poids de la recharge	-144	0
	<b>Résultante</b>	<b>-2570</b>	<b>1073</b>
N3 – RNH	Poids-propre	-3157	0
	Poussée hydrostatique amont	-204	1589
	Sous-pressions	1860	0
	Poussée de la recharge	-868	-495
	Poids de la recharge	-144	0
	<b>Résultante</b>	<b>-2513</b>	<b>1094</b>
R1 – Vide	Poids-propre	-3157	0
	Sous-pressions	1145	0
	Poussée de la recharge	-868	-495
	Poids de la recharge	-144	0
	<b>Résultante</b>	<b>-3024</b>	<b>-495</b>
R2 – PHE	Poids-propre	-3157	0
	Poussée hydrostatique amont	-204	1589
	Sous-pressions	1860	0
	Poussée de la recharge	-868	-495
	Poids de la recharge	-144	0
	<b>Résultante</b>	<b>-2513</b>	<b>1094</b>
R3 – RNH + glace	Poids-propre	-3157	0
	Poussée hydrostatique amont	-118	1589
	Sous-pressions	1798	0
	Poussée de la glace	0	150
	Poussée de la recharge	-868	-495
	Poids de la recharge	-144	0
	<b>Résultante</b>	<b>-2489</b>	<b>1244</b>
R4 – CP3 + glace	Poids-propre	-3157	0
	Poussée hydrostatique amont	-160	1104

	Sous-pressions	1646	0
	Poussée de la glace	0	150
	Poussée de la recharge	-868	-495
	Poids de la recharge	-144	0
	<b>Résultante</b>	<b>-2683</b>	<b>759</b>

Tableau 12 : Profil CC-max – Vérifications

SITUATIONS DE PROJET	ETAT-LIMITE	CRITERE	VALEUR
N1 – RN	Extension de fissures de pied amont	0%	0
	Résistance à l'effort tranchant	$\frac{c_k \cdot l' + \frac{N \cdot (\tan \varphi)_k}{\gamma_m c}}{\gamma_{d1} \cdot T} > 1$	2,50
	Compression	$\frac{f_{ck} / \gamma_{mf} c}{\gamma_{d2} \cdot \sigma_n} > 1$	42
	Contraintes amont (kPa)	> 0 kPa	117
	Contraintes aval (kPa)	-	236
N2 – RN + glace	Extension de fissures de pied amont	0%	0
	Résistance à l'effort tranchant	$\frac{c_k \cdot l' + \frac{N \cdot (\tan \varphi)_k}{\gamma_m c}}{\gamma_{d1} \cdot T} > 1$	2,15
	Compression	$\frac{f_{ck} / \gamma_{mf} c}{\gamma_{d2} \cdot \sigma_n} > 1$	33
	Contraintes amont (kPa)	> 0 kPa	46
	Contraintes aval (kPa)	-	306
N3 – RNH	Extension de fissures de pied amont	0%	0
	Résistance à l'effort tranchant	$\frac{c_k \cdot l' + \frac{N \cdot (\tan \varphi)_k}{\gamma_m c}}{\gamma_{d1} \cdot T} > 1$	2,08
	Compression	$\frac{f_{ck} / \gamma_{mf} c}{\gamma_{d2} \cdot \sigma_n} > 1$	36
	Contraintes amont (kPa)	> 0 kPa	68
	Contraintes aval (kPa)	-	276
R1 – Vide	Extension de fissures de pied amont	25%	0
	Résistance à l'effort tranchant	$\frac{c_k \cdot l' + \frac{N \cdot (\tan \varphi)_k}{\gamma_m c}}{\gamma_{d1} \cdot T} > 1$	$\infty$
	Compression	$\frac{f_{ck} / \gamma_{mf} c}{\gamma_{d2} \cdot \sigma_n} > 1$	39
	Contraintes amont (kPa)	> 0 kPa	383
	Contraintes aval (kPa)	-	31
R2 – PHE	Extension de fissures de pied amont	25%	0
	Résistance à l'effort tranchant	$\frac{c_k \cdot l' + \frac{N \cdot (\tan \varphi)_k}{\gamma_m c}}{\gamma_{d1} \cdot T} > 1$	2,80
	Compression	$\frac{f_{ck} / \gamma_{mf} c}{\gamma_{d2} \cdot \sigma_n} > 1$	54
	Contraintes amont (kPa)	> 0 kPa	68

	Contraintes aval (kPa)	-	276
R3 – RNH + glace	Extension de fissures de pied amont	25%	3,82%
	Résistance à l'effort tranchant	$\frac{c_k \cdot l' + \frac{N \cdot (\tan \phi)_k}{\gamma_m \tan \phi}}{\gamma_{d1} \cdot T} > 1$	2,45
	Compression	$\frac{f_{ck} / \gamma_{mf} c}{\gamma_{dz} \cdot \sigma_n} > 1$	43
	Contraintes amont (kPa)	> 0 kPa	2
	Contraintes aval (kPa)	-	351
R4 – CP3 + glace	Extension de fissures de pied amont	25%	0
	Résistance à l'effort tranchant	$\frac{c_k \cdot l' + \frac{N \cdot (\tan \phi)_k}{\gamma_m \tan \phi}}{\gamma_{d1} \cdot T} > 1$	4,20
	Compression	$\frac{f_{ck} / \gamma_{mf} c}{\gamma_{dz} \cdot \sigma_n} > 1$	65
	Contraintes amont (kPa)	> 0 kPa	138
	Contraintes aval (kPa)	-	230

## 11.5. SYNTHÈSE DES RESULTATS

Les critères de stabilité recommandés par le CFBR pour les barrages-poids sont respectés pour le profil CC-max, d'une hauteur de 18 m, pour toutes les situations de projet.

## 12. DEFINITION DE LA COTE DE DANGERS

La cote de dangers est la cote minimale entre la cote du parapet du barrage (recharge sensible au déversement), et la cote de retenue à partir de laquelle l'une des limites de stabilité de l'ouvrage est atteinte, sans coefficients partiels. Il s'agit d'une situation extrême au sens du CFBR.

Elle est déterminée par un calcul itératif sur le profil CC, en augmentant progressivement la cote de retenue, jusqu'à atteindre un facteur de sécurité au glissement ou à la compression de 1,0, ou bien une fissuration totale de l'interface barrage-fondation (cf. paragraphe 11.3 relatif aux critères de stabilité).

Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous :

Tableau 13 : Détermination de la cote de dangers – Actions

	EFFORTS APPLIQUES	COMPOSANTE VERTICALE (kN)	COMPOSANTE HORIZONTALE (kN)
Profil CC <u>Limite de stabilité 127,55 m NGF</u>	Poids-propre	-2106	0
	Poussée hydrostatique amont	1743	1626
	Sous-pressions	173	0
	Poussée de la recharge	-868	-495
	<b>Résultante</b>	<b>-1058</b>	<b>1131</b>

Tableau 14 : Détermination de la cote de dangers – Vérifications

	ETAT-LIMITE	CRITERE	VALEUR
Profil CC <u>Limite de stabilité 127,55 m NGF</u>	Extension de fissures de pied amont	-	86%
	Résistance à l'effort tranchant	$\frac{c_k \cdot l' + \frac{N \cdot (\tan \varphi)_k}{\gamma_m \tan \varphi}}{\gamma_{d1} \cdot T} > 1$	1,05
	Compression	$\frac{f_{ck} / \gamma_{mf} c}{\gamma_{d2} \cdot \sigma'_n} > 1$	21
	Contraintes amont (kPa)	> 0 kPa	7
	Contraintes aval (kPa)	-	1403

La cote de retenue à partir de laquelle l'une des limites de stabilité de l'ouvrage est atteinte est donc, sur la base de cette étude sur le profil CC en bloc rigides, et sous les hypothèses de la présente étude, de 127,55 m NGF, soit 1,95 m au-dessus du parapet calé à la cote 125,6 m NGF. Cette cote théorique très élevée reflète le fait que le dimensionnement du barrage est lié à la poussée de la glace en situation de projet normale et rare.

**La recharge aval du barrage étant sensible à l'érosion, le déversement au-dessus du parapet est à exclure. La cote de dangers finalement retenue est donc la cote du parapet, 125,6 m NGF.**

## 13. JUSTIFICATION DE LA STABILITE AUX REPRISES DE BETONNAGE DANS LE CORPS DU BARRAGE

Les vérifications de stabilité précédentes ont toutes porté sur la stabilité à l'interface barrage-fondation (béton-rocher).

Le présent chapitre a pour objectif d'analyser la tenue au glissement, au renversement et à la compression des reprises de bétonnage, entre deux levées, dans le corps du barrage.

Deux interfaces béton-béton sont étudiées, aux cotes suivantes :

- 123 m NGF (1 m sous la crête),
- 110 m NGF (immédiatement au-dessus de la plinthe pour le profil de plus grande hauteur).

Cette étude de type « blocs rigides » est menée à l'aide du logiciel Souris développé par ARTELIA, déjà utilisé au chapitre précédent. La méthodologie est identique, les hypothèses principales sont présentées ci-dessous.

### 13.1. HYPOTHESES DE CALCUL

#### 13.1.1. Profils de calcul

##### 13.1.1.1. Interface 123 m NGF

Le profil modélisé est la partie supérieure du barrage, entre l'interface à 123 m NGF et la crête.

L'action de la recharge aval n'est pas prise en compte sur ce profil, car la poussée du mètre supérieur de la recharge est considérée négligeable de manière conservative. Le parapet en crête d'ouvrage n'est pas représenté.

Les caractéristiques du profil modélisé sont les suivantes :

- Cote de l'interface béton-béton : 123 m NGF
- Pente amont : nulle
- Pente aval barrage béton : 0,7h/1v
- Largeur en crête barrage béton : 0,5 m
- Longueur amont-aval de la base du profil : 1,2 m

La géométrie du profil modélisée est représentée ci-dessous :

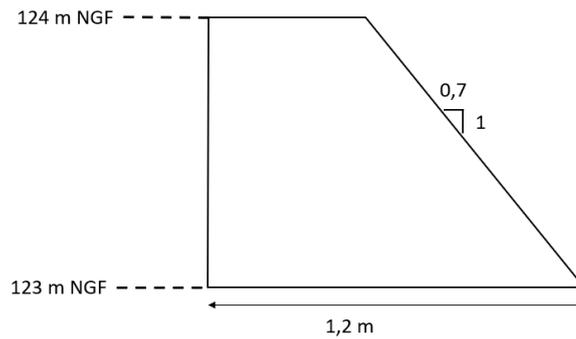


Figure 62 : Coupe du profil interface 123 m NGF

### 13.1.1.2. Interface 110 m NGF

Le profil modélisé est la partie du barrage comprise entre l'interface à 110 m NGF et la crête.

Seul le barrage en béton est modélisé pour cette étude de type « blocs rigides ». L'action de la recharge aval est prise en compte par l'action de la recharge sur le barrage en béton (poussée). Le parapet en crête d'ouvrage n'est pas représenté.

Les caractéristiques du profil modélisé sont les suivantes :

- Cote de l'interface béton-béton : 110 m NGF
- Pente amont : nulle
- Pente aval barrage béton : 0,7h/1v
- Largeur en crête barrage béton : 0,5 m
- Longueur amont-aval de la base du profil : 10,3 m

Les caractéristiques de la recharge considérées pour les calculs sont les suivantes :

- Pente aval recharge remblai : 1,7h/1v
- Largeur en crête recharge remblai : 2,5 m
- Recharge drainée

La géométrie du profil modélisée est représentée ci-dessous :

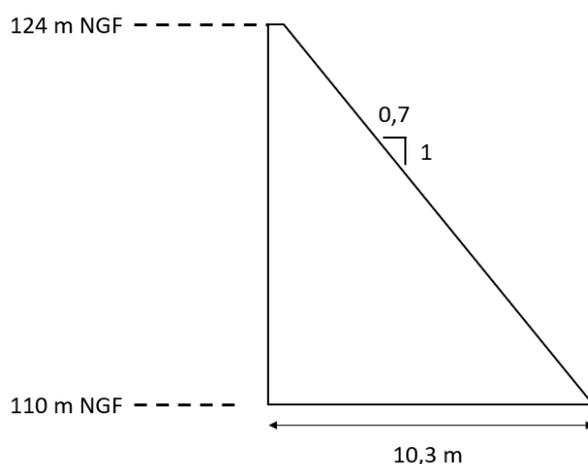


Figure 63 : Coupe du profil interface 110 m NGF

### 13.1.2. Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux sont identiques à celles décrites au § 4.2.

#### 13.1.2.1. Poids volumiques des matériaux

Les poids volumiques des matériaux considérés sont les suivants :

- Poids volumique béton :  $\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$
- Poids volumique remblai :  $\gamma_r = 18 \text{ kN/m}^3$

#### 13.1.2.2. Paramètres de résistance des joints

Les paramètres de résistance suivants sont pris en compte dans le corps du barrage :

- Résistance à la compression du béton du corps du barrage :  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ,
- Résistance à la traction du béton du corps du barrage :  $f_{tk} = 0,1 f_{ck} = 3 \text{ MPa}$ ,
- Cohésion du béton du corps du barrage :  $c = 2 \text{ MPa}$ ,
- Angle de frottement du béton du corps du barrage :  $\varphi = 54^\circ$  ( $\tan\varphi = 1,4$ ).

D'après les recommandations du CFBR, les caractéristiques des joints (reprises de bétonnage) peuvent être estimées à partir des paramètres du béton du corps du barrage. Ainsi, les paramètres considérés sont pour des reprises traitées :

- Résistance à la traction des joints :  $f_{tk\text{joint}} = 0,5 f_{tk} = 1,5 \text{ MPa}$ ,
- Cohésion des joints :  $c_{\text{joint}} = 0,5 c = 1 \text{ MPa}$
- Angle de frottement des joints :  $\varphi_{\text{joint}} = 54^\circ$  ( $\tan\varphi_{\text{joint}} = 1,4$ ).

Finalement, l'angle de frottement interne du remblai de la recharge aval est pris égal à  $\varphi_r = 42^\circ$  correspondant à une recharge en gravats.

### 13.1.3. Actions

Le barrage de la Vigie est soumis :

- A son poids-propre ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) ;
- A la poussée de la recharge aval ;
- A la poussée hydrostatique amont ;
- A la poussée hydrostatique aval (négligée) ;
- Aux sous-pressions appliquées au contact barrage/fondation ;
- A la poussée de la glace ;
- A la poussée des sédiments (négligée, cf. § 4.3.3. ).

#### 13.1.3.1. Poussée de la recharge aval

La présence de la recharge aval est modélisée par une force ponctuelle représentant la poussée qu'exerce la recharge sur le barrage. Cette poussée est calculée selon la méthode du coin de Coulomb, de la même manière qu'au chapitre 11.1.3.1.

#### 13.1.3.2. Niveaux d'eau

Les différentes cotes de la retenue considérées dans la présente étude sont les mêmes qu'au § 4.3.1. :

- Cote de chantier (CP3) :  $z_{amCP3} = 121 \text{ m NGF}$
- Cote de Retenue Normale (RN) :  $z_{amRN} = 123 \text{ m NGF}$
- Cote de Retenue Normale Haute (RNH) = Cote des Plus Hautes Eaux (PHE) :  $z_{amRNH} = z_{amPHE} = 124 \text{ m NGF}$
- Niveau d'eau aval :  $z_{av} = 114 \text{ m NGF}$

Les niveaux d'eau de la retenue sont considérés pour le calcul de la poussée hydrostatique amont.

La poussée hydrostatique aval est considérée nulle, de manière conservative. En revanche, le niveau aval est pris en compte pour le calcul des sous-pressions.

#### 13.1.3.3. Sous-pressions

Le barrage est muni d'un voile d'injection, et d'un rideau de drainage situé à l'aval du barrage-poids en béton. Le voile d'injection permet de limiter les infiltrations d'eau sous pression depuis l'amont. Le rideau de drainage a pour objectif d'assurer une sous-pression aval qui ne dépasse pas celle correspondant au niveau d'eau aval.

Les sous-pressions s'appliquant à l'interface barrage/fondation sont calculées suivant une répartition linéaire des sous-pressions, donnant un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression en amont et une sous-pression égale au niveau d'eau en aval.

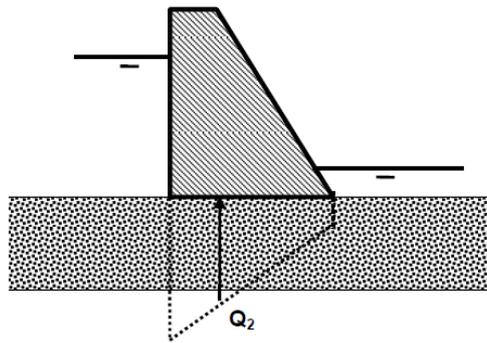


Figure 64 : Diagramme trapézoïdal pour un barrage non-drainé (source : CFBR 2012)

### 13.1.3.4. Poussée de la glace

La poussée des glaces retenue est celle du § 4.3.2. : 150 kN/ml.

La poussée des glaces s'applique 30 cm sous la cote de retenue considérée.

### 13.1.4. Modélisation

Les calculs sont effectués à l'aide du logiciel SOURIS, développé par ARTELIA pour la stabilité des ouvrages rigides en présence d'eau.

Ce logiciel utilise l'hypothèse des poutres (Navier / blocs rigides) pour calculer les contraintes au contact barrage/fondation. Les états-limites sont étudiés au contact barrage/fondation.

## 13.2. SITUATIONS DE PROJET

Les situations de projet étudiées sont uniquement les situations N3 – RNH et R3 – RNH + glace, en raison de leur représentativité sur le comportement de la structure : comportement sous sollicitation hydrostatique maximale étudiée en situation normale, et comportement sous sollicitation de la glace avec bras de levier maximal.

Tableau 15- Situations de projet étudiées – interfaces béton-béton

SITUATIONS DE PROJET	DESIGNATION	LIGNE PIEZOMETRIQUE	GLACE
Situation normale	N3 – RNH	Retenue Normale Haute (RNH)	-
Situation rare	R3 – RNH + glace	Retenue Normale Haute (RNH)	Oui

## 13.3. VERIFICATIONS

Trois états limites sont étudiés :

- L'état limite d'extension des fissures ;
- L'état limite de résistance à l'effort tranchant ;

- Etat limite de résistance à la compression.

Les critères associés sont présentés au § 11.3.

Les coefficients partiels sur les paramètres de résistance aux interfaces béton-béton sont identiques à ceux aux interfaces béton-rocher.

Il est à noter que la résistance à la traction de l'interface béton-béton, ainsi que détaillé au § 13.1.2.2. , n'est pas nulle comme l'était la résistance à la traction à l'interface barrage-fondation.

## 13.4. RESULTATS

Les résultats sont présentés sous la forme de tableaux résumant pour chaque situation de projet :

- L'intensité et la direction des efforts appliqués ;
- Les contraintes calculées au contact barrage/fondation ;
- La longueur fissurée (exprimée en pourcentage de la longueur du contact).

La convention des signes utilisée implique :

- Un effort horizontal positif vers l'aval ;
- Un effort vertical positif vers le haut ;
- Une contrainte de compression positive.

### 13.4.1. Interface 123 m NGF

Tableau 16 : Interface 123 m NGF – Actions

SITUATIONS DE PROJET	EFFORTS APPLIQUES	COMPOSANTE VERTICALE (kN)	COMPOSANTE HORIZONTALE (kN)
N3 – RNH	Poids-propre	-20	0
	Poussée hydrostatique amont	0	5
	Sous-pressions	6	0
	Poussée de la recharge	0	0
	Poids de la recharge	0	0
	<b>Résultante</b>	<b>-14</b>	<b>5</b>
R3 – RNH + glace	Poids-propre	-20	0
	Poussée hydrostatique amont	0	5
	Sous-pressions	6	0
	Poussée de la glace	0	150
	Poussée de la recharge	0	0
	Poids de la recharge	0	0
	<b>Résultante</b>	<b>-14</b>	<b>155</b>

Tableau 17 : Interface 123 m NGF – Vérifications

SITUATIONS DE PROJET	ETAT-LIMITE	CRITERE	VALEUR
N3 – RNH	Extension de fissures de pied amont	0%	0
	Résistance à l'effort tranchant	$\frac{C_k \cdot L' + \frac{N \cdot (\tan \varphi)_k}{\gamma_m \tan \varphi}}{\gamma_{d1} \cdot T} > 1$	82,57
	Compression	$\frac{f_{ck} / \gamma_{mf} c}{\gamma_{d2} \cdot \sigma_n} > 1$	714
	Contraintes amont (kPa)	> - 1500 kPa	14
	Contraintes aval (kPa)	-	11
R3 – RNH + glace	Extension de fissures de pied amont	25%	0
	Résistance à l'effort tranchant	$\frac{C_k \cdot L' + \frac{N \cdot (\tan \varphi)_k}{\gamma_m \tan \varphi}}{\gamma_{d1} \cdot T} > 1$	3,97
	Compression	$\frac{f_{ck} / \gamma_{mf} c}{\gamma_{d2} \cdot \sigma_n} > 1$	33
	Contraintes amont (kPa)	> - 1500 kPa	-431
	Contraintes aval (kPa)	-	456

### 13.4.2. Interface 110 m NGF

Tableau 18 : Interface 110 m NGF – Actions

SITUATIONS DE PROJET	EFFORTS APPLIQUES	COMPOSANTE VERTICALE (kN)	COMPOSANTE HORIZONTALE (kN)
N3 – RNH	Poids-propre	-1814	0
	Poussée hydrostatique amont	0	961

	Sous-pressions	706	0
	Poussée de la recharge	-868	0
	Poids de la recharge	0	-495
	<b>Résultante</b>	<b>-1976</b>	<b>466</b>
R3 – RNH + glace	Poids-propre	-1814	0
	Poussée hydrostatique amont	0	961
	Sous-pressions	706	0
	Poussée de la glace	0	150
	Poussée de la recharge	-868	0
	Poids de la recharge	0	-495
	<b>Résultante</b>	<b>-1976</b>	<b>616</b>

Tableau 19 : Interface 110 m NGF – Vérifications

SITUATIONS DE PROJET	ETAT-LIMITE	CRITERE	VALEUR
N3 – RNH	Extension de fissures de pied amont	0%	0
	Résistance à l'effort tranchant	$\frac{c_k \cdot l' + \frac{N \cdot (\tan \phi)_k}{\gamma_m \tan \phi}}{\gamma_{d1} \cdot T} > 1$	11,26
	Compression	$\frac{f_{ck} / \gamma_{mf} c}{\gamma_{d2} \cdot \sigma_n} > 1$	29
	Contraintes amont (kPa)	> - 1500 kPa	42
	Contraintes aval (kPa)	-	342
R3 – RNH + glace	Extension de fissures de pied amont	25%	0
	Résistance à l'effort tranchant	$\frac{c_k \cdot l' + \frac{N \cdot (\tan \phi)_k}{\gamma_m \tan \phi}}{\gamma_{d1} \cdot T} > 1$	12,04
	Compression	$\frac{f_{ck} / \gamma_{mf} c}{\gamma_{d2} \cdot \sigma_n} > 1$	33
	Contraintes amont (kPa)	> - 1500 kPa	-75
	Contraintes aval (kPa)	-	459

## 13.5. SYNTHÈSE DES RESULTATS

Les critères de stabilité recommandés par le CFBR pour les barrages-poids sont respectés pour les deux profils situés au-dessus des interfaces béton-béton étudiées (reprises de bétonnage) pour les situations de projet N3 – RNH et R3 – RNH + glace : profils de hauteurs respectives de 1 et 14 m.

## 14. CONCLUSIONS

L'étude de stabilité du nouveau barrage de la Vigie a été réalisée à ce stade de Projet par deux approches : modèles en contraintes-déformations (logiciel Plaxis), et modèles en blocs rigides (logiciel Souris).

### Modèles en contraintes-déformations

#### Hypothèses

L'étude en contraintes-déformations (modélisation 2D aux éléments finis) menée sous le logiciel Plaxis a porté sur deux profils, de hauteurs respectives 15 m et 3 m.

Elle a inclus la vérification de la stabilité de l'ouvrage sous sollicitations hydrostatiques aux cotes Retenue Normale (RN) et Plus Hautes Eaux (PHE), et également à une cote « RNH » correspondant à une réhausse de 1 m de la Retenue Normale, pour une réalisation ultérieure à la reconstruction. L'étude a également intégré les sollicitations de la glace.

Les critères de stabilité émis dans les **Recommandations pour la justification de la stabilité des barrage-poids, du Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR)**, référence pour cette étude, ont été évalués :

- critère de limitation d'ouverture des fissures,
- critère de stabilité au glissement,
- critère de résistance à la compression.

#### Résultats

Le barrage de la Vigie, et notamment le plot de petite hauteur, est plus sensible au premier critère : la limitation d'ouverture des fissures, en raison d'une importante poussée des glaces en tête d'ouvrage. Il n'est pas sensible au glissement, la recharge aval assurant une contre-poussée notable, et **respecte donc les critères du CFBR relatifs au glissement. La résistance à la compression est par ailleurs assurée car le barrage est fondé au rocher.**

La limitation d'ouverture des fissures est respectée pour le plot CC, de plus grande hauteur.

Lors des situations de projet RN + glace et RNH + glace, l'interface barrage-fondation du plot DD, de petite hauteur, n'est plus intégralement comprimée. Néanmoins, l'ouverture de la fissure reste très faible : inférieure à 0,3 mm. Lorsque l'ouverture excède 0,2 mm, les sous-pressions sont propagées dans la fissure de manière itérative jusqu'à stabilisation. En raison de la longueur réduite sur laquelle l'ouverture du contact est inférieure à 0,2 mm (contact fermé c'est-à-dire 0 m pour la situation RN + glace, et 0,5 m pour la situation RNH + glace), de la présence de l'ancrage de la semelle et de la butée contre le remblai à l'aval, **cette fissuration de l'interface n'est pas considérée comme préjudiciable pour la stabilité de l'ouvrage.**

L'étude en contraintes-déformations menée sous le logiciel Plaxis a permis d'établir que **les ancrages dimensionnés au stade Avant-Projet n'étaient pas nécessaires à la stabilité des profils d'une hauteur supérieure à 8 m.** Il est décidé au stade Projet, de néanmoins ancrer une armature HA32 par mètre sur tous les profils, depuis la plinthe amont, avant les injections, afin de stabiliser la plinthe sollicitée par les pressions d'injection d'étanchéité (dimensionnement des ancrages dans le rapport de Projet).

Cet ancrage a été modélisé sur Plaxis pour le plot de petite hauteur. Il est mobilisé au maximum à 147 MPa (435 MPa de contrainte nominale).

Pour les plots d'une hauteur supérieure à 8 m, il est choisi de mettre en place **une protection spécifique des ancrages contre la corrosion, ainsi qu'une redondance des ancrages** par précaution.

Une étude de sensibilité a par ailleurs été menée sur le module de la recharge (100 MPa, pour 200 MPa en première approche). Celui-ci a une faible influence sur le comportement de l'ouvrage.

L'étude réalisée permet finalement de conclure à **la stabilité globale de la recharge aval**, y compris lorsque l'ouvrage se déforme en tête sous la poussée de la glace.

#### Ferraillage de la plinthe

Le ferraillage de la plinthe est affiné en fonction des contraintes obtenues par la modélisation numérique sous les différentes situations de projet.

#### **Modèle en blocs rigides**

Les modèles en blocs rigides ont eu pour objectifs de réaliser des vérifications supplémentaires :

- prise en compte du béton de substitution sous le plot de plus grande hauteur,
- définition de la cote de dangers,
- vérification de la stabilité aux interfaces béton-béton (reprises de bétonnage dans le corps du barrage).

#### Prise en compte du béton de substitution sous le plot de plus grande hauteur

Les rhyolites très fracturées se trouvant dans l'axe de la vallée seront purgées et remplacées par un béton de substitution. La stabilité du barrage a été vérifiée en prenant en compte cette surprofondeur, par un modèle en blocs rigides d'une hauteur de 18 m. **Le barrage complété de sa fondation en béton de substitution respecte les critères de stabilité du CFBR pour les barrages-poids.**

#### Définition de la cote de dangers

La cote de dangers est la cote minimale entre la cote du parapet du barrage (recharge sensible au déversement), et la cote de retenue à partir de laquelle l'une des limites de stabilité de l'ouvrage est atteinte, sans coefficients partiels. Il s'agit d'une situation extrême au sens du CFBR.

La cote de retenue à partir de laquelle l'une des limites de stabilité de l'ouvrage est atteinte est de 127,55 m NGF, soit 1,95 m au-dessus du parapet calé à la cote 125,6 m NGF. **La recharge aval du barrage étant sensible à l'érosion, le déversement au-dessus du parapet est à exclure. La cote de dangers finalement retenue est donc la cote du parapet, 125,6 m NGF.**

#### Justification de la stabilité aux reprises de bétonnage

La tenue au glissement, au renversement et à la compression des reprises de bétonnage dans le corps du barrage a été analysée sur deux interfaces béton-béton, aux cotes suivantes, pour les situations de projet RNH et RNH + glace :

- 123 m NGF (1 m sous la crête),
- 110 m NGF (immédiatement au-dessus de la plinthe pour le profil de plus grande hauteur).

**Les critères de stabilité recommandés par le CFBR pour les barrages-poids sont respectés pour les deux profils situés au-dessus des interfaces béton-béton étudiées (reprises de bétonnage)** pour les situations de projet N3 – RNH et R3 – RNH + glace : profils de hauteurs respectives de 1 et 14 m.



# ANNEXE 2 ETUDE DE STABILITE ET DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE (EVC)

# 1. ETUDE DE STABILITE ET DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUES

## 1.1. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX CONSIDEREES

Les propriétés mécaniques de la fondation utilisées dans les calculs sont les suivantes :

- Poids volumique :  $\gamma_{\text{fondation}} = 25.5 \text{ kN/m}^3$
- Cohésion effective :  $c' = 200 \text{ kPa}$
- Angle de frottement interne :  $\phi = 40^\circ$

Les caractéristiques considérées pour le remblai sont les suivantes :

- Poids volumique sec :  $\gamma_{\text{remblai}} = 18 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne :  $\phi = 38^\circ$
- Pour le calcul de la poussée des terres, on fait l'hypothèse (conservative) que le remblai appuyant contre les structures ne connaît pas de déplacement. Le calcul de la poussée fait alors intervenir le coefficient de poussée des terres au repos :  $K_0 = 1 - \sin(\phi) = 1 - \sin(38^\circ) = 0.38$

Les caractéristiques considérées pour le béton armé sont les suivantes :

- Poids volumique :  $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$
- Classe de résistance : C30/37
- Classe d'exposition : XF3
- Enrobage minimal :  $c = 5 \text{ cm}$

Les caractéristiques considérées pour les aciers de ferrailage sont les suivantes :

- Classe de ductilité : Classe B – Haute ductilité
- Limite d'élasticité :  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Les aciers de ferrailage sont de type Haute Adhérence (HA).

Le poids volumique de l'eau est pris égal à  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

## 1.2. STABILITE GLOBALE DE L'EVACUATEUR DE CRUES

### 1.2.1. Géométrie

La géométrie considérée pour l'évaluation de la stabilité globale de l'évacuateur de crues est la suivante :

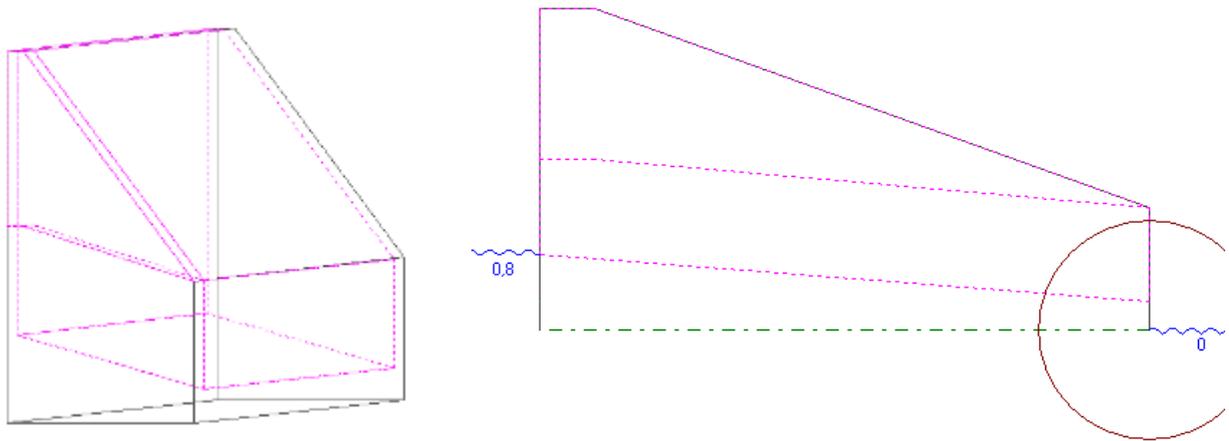


Figure 94 : Géométrie considérée pour le calcul de la stabilité globale de l'évacuateur de crues

### 1.2.2. Actions

Les différentes actions intervenant dans les calculs sont synthétisées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 12 : Actions s'appliquant sur l'évacuateur de crues

Catégorie	Symbole	Actions
Actions quasi-permanentes	P1	Poids-propre de la structure
	P2	Poids de l'eau sur le radier (pour un niveau supérieur à RN)
	W	Poussée hydrostatique
	U	Sous-pressions
Actions variables	G	Poussée de la glace

### 1.2.3. Situations de projet

L'ensemble des situations de projet rencontrées par l'évacuateur de crues sont synthétisées dans le tableau suivant.

Tableau 13 : Situations de projet rencontrées par l'évacuateur de crues

Nom	Situation	Actions
N1	Exploitation normale (niveau RN)	P1, W, U
R2	Exploitation à PHE (niveau PHE)	P1, W, U
N3	Exploitation normale (niveau RN surélevé)	P1, W, U

De manière conservatrice, la charge d'eau sur le radier (lorsque le niveau d'eau est supérieur à la cote du seuil) n'a pas été prise en compte dans les calculs de stabilité globale de l'ouvrage.

La poussée de la glace a été considérée dans le calcul de dimensionnement du **barrage**, mais elle n'a pas été prise en compte dans le cas de l'**évacuateur de crues**. En effet, dans le cas où le niveau d'eau est à RN, la hauteur d'eau à l'amont de l'évacuateur de crues est de 0,30 m, considérée comme trop faible pour le développement d'une poussée de la glace.

Dans le cas où le niveau d'eau est à PHE, l'évacuateur de crues déverse, la glace ne pourra donc s'établir à proximité directe de l'évacuateur.

De plus, le radier sera coulé pleine fouille et la butée formée par le rocher à l'aval de la bêche offrent une réserve de stabilité à l'ouvrage, non prise en compte dans les calculs. Des ancrages identiques à ceux du barrage seront par ailleurs mis en place sous le radier et participeront à la stabilité d'ensemble de la structure.

#### 1.2.4. Critères de vérification

Les états-limites auxquels est soumise la structure sont les suivants :

- Etat-limite d'extension des fissures
- Etat-limite ultime de résistance à l'effort tranchant
- Etat-limite de résistance à la compression
- Etat-limite de flottaison

En raison de la géométrie trapue de l'évacuateur, l'état-limite d'extension des fissures ne fait pas l'objet d'une vérification. Également, l'état-limite de résistance à la compression n'est pas vérifié car le rocher de fondation de la structure présente de bonnes caractéristiques mécaniques et les efforts en jeu sont faibles.

La condition d'**état-limite de résistance à l'effort tranchant** s'exprime de la manière suivante :

$$\left[ \frac{c_k}{\gamma_{mc}} * L' + N' * \frac{\tan(\phi)_k}{\gamma_{mtan(\phi)}} \right] > \gamma_{d1} * T$$

- $c_k$  et  $\tan(\phi)_k$  sont les valeurs caractéristiques de la cohésion et de la tangente à l'angle de frottement à l'interface structure/fondation respectivement ;
- $L'$  est la longueur de la section non fissurée à l'interface structure/fondation ;
- $N'$  et  $T$  sont les composantes normale effective et tangentielle des actions agissant sur la section étudiée ;
- $\gamma_{mc}$  et  $\gamma_{mtan(\phi)}$  sont les coefficients partiels venant affecter les valeurs caractéristiques des résistances au cisaillement du matériau ;
- $\gamma_{d1}$  est le coefficient de modèle.

Les coefficients à adopter, issus des recommandations du CFBR, sont synthétisés dans le tableau suivant :

Tableau 14 : Coefficients partiels pour l'état-limite de résistance à l'effort tranchant

Combinaison d'actions	$\gamma_{mc}$	$\gamma_{mtan(\phi)}$	$\gamma_{d1}$	Facteur de sécurité limite $\gamma_{mtan(\phi)} * \gamma_{d1}$
Quasi-permanente	3	1,5	1	1,5
Rare	2	1,2	1	1,2
Extrême	1	1	1	1,0

La **résistance à la flottaison** est le rapport des forces stabilisatrices effectives par les forces déstabilisatrices. Dans le cas présent, Les forces stabilisatrices sont le poids propre de la structure et les forces déstabilisatrices sont les poussées des sous pressions.

La condition de non-flottaison s'exprime en introduisant la notion de « marge de flottaison » qui est un ratio s'écrivant sous la forme :  $Ff = \frac{N'}{U} = \frac{(N-U)}{U}$

Avec :

- N : Composante normale des forces agissant sur la section étudiée
- U : Résultante des pressions interstitielles régnant au niveau de la section étudiée.

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de marge de flottaison à prendre en compte en fonction de la combinaison d'actions considérée.

Tableau 15 – Conditions d'état limite de flottaison

Combinaison d'actions	$\gamma_{mc}$
Quasi-permanente	Marge de flottaison $Ff > 15\%$
Rare	Marge de flottaison $Ff > 5\%$
Extrême	Marge de flottaison $Ff > 0\%$

### 1.2.5. Stabilité globale de l'évacuateur de crues

La stabilité de l'évacuateur de crues au glissement est vérifiée selon le tableau suivant :

Tableau 16 : Vérification de la stabilité globale de l'évacuateur de crues

Type	Expression	Unité	Situation de projet		
			N1	R2	N3
<b>RESULTANTES</b>					
Résultante normale effective	$N'$	$kN$	429	208	208
Résultante tangentielle	$T$	$kN$	20	70	70
Moment résultant / au centre de la semelle	$M$	$kN.m$	1270	1098	1098
Contrainte min en pied amont (traction < 0)	$\sigma_{am}$	$kPa$	12,57	11,01	11,01
Contrainte max en pied aval (traction < 0)	$\sigma_{av}$	$kPa$	12,61	10,20	10,20
Longueur de section non fissurée	$L'$	$m$	5,50	5,50	5,50
<b>ETAT-LIMITE ULTIME DE RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT</b>					
Angle de frottement	$\phi$	°	40	40	40
Facteur de sécurité	$FS = \frac{c_k}{\gamma_{mc}} * L' + N' * \frac{\tan(\phi)_k}{\gamma_{mtan(\phi)}}$	-	<b>6,33</b>	<b>5,78</b>	<b>3,57</b>
Facteur de sécurité limite	$FS_{min}$	-	1,5	1,2	1,5
Critère	$FS > FS_{min}$		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

La stabilité de l'évacuateur de crues à la flottaison est vérifiée selon le tableau suivant :

Tableau 17 : Vérification de la stabilité globale de l'évacuateur de crues

Type	Expression	Unité	Situation de projet		
			N1	R2	N3
<b>RESULTANTES</b>					
Résultante normale poids propre de la structure	$N$	$kN$	565	565	565
Résultante poussée des sous pressions	$U$	$kN$	136	357	357
Résultante normale effective	$N' = N - U$	$kN$	429	208	208
<b>ETAT-LIMITE ULTIME DE RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT</b>					
Marge de flottaison	$Ff = \frac{N'}{U} = \frac{(N - U)}{U}$	-	3,15	0,58	0,58
Marge de flottaison limite	$Ff_{min}$	-	0,15	0,05	0,15
Critère	$Ff > Ff_{min}$		OK	OK	OK

### 1.3. FERRAILLAGE DU RADIER

#### 1.3.1. Géométrie

La géométrie du radier considérée est présentée ci-dessous :

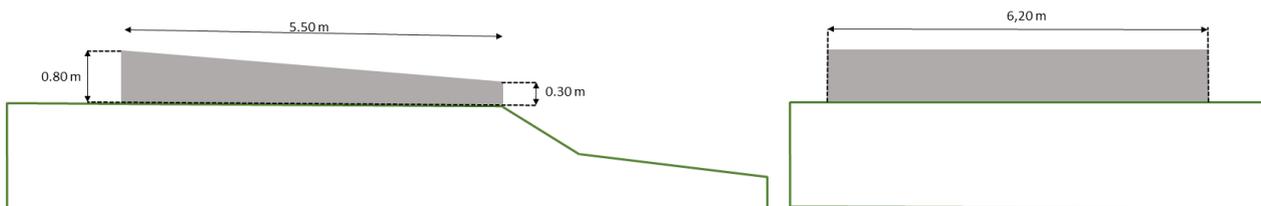


Figure 95 : Géométrie du radier (coupe amont aval à gauche et coupe rive-rive à droite)

#### 1.3.2. Actions

Pour le dimensionnement des aciers du radier, celui-ci est considéré comme une poutre bi appuyée sur laquelle s'applique une charge uniformément répartie due au poids propre du radier et au poids de l'eau. De manière conservatrice, les sous pressions sous le radier n'ont pas été considérées.

Le poids propre du radier  $P_r$  et le poids de l'eau  $P_e$  sont des actions permanentes.

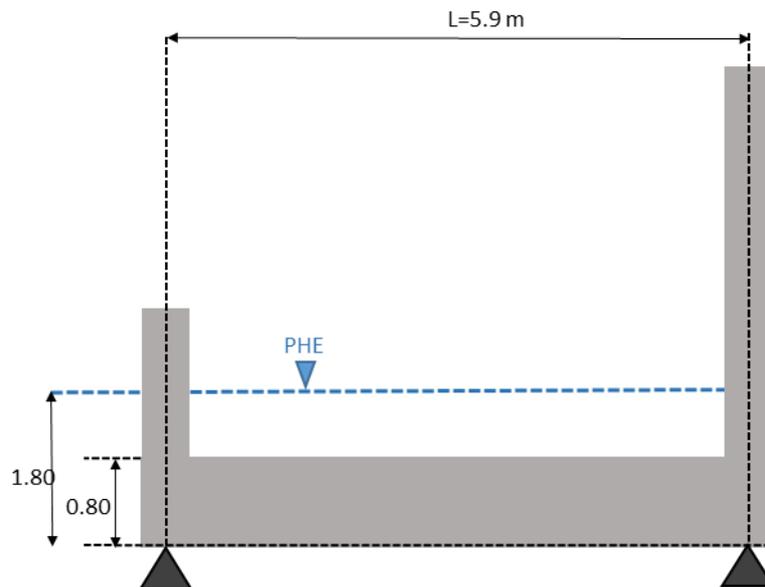


Figure 96 : Schéma et hypothèses utilisées pour le dimensionnement du radier

### 1.3.3. Situations de projet

L'eau déverse sur le radier lorsque le niveau de la retenue dépasse la cote de RN.

La situation dimensionnante pour le radier est lorsque le niveau est à son maximum, soit 124 m NGF (cote des PHE et cote RNH). Il sera donc dimensionné à l'ELU pour cette cote de 124 m NGF.

La situation N3 – RNH étant une situation de projet normale, cette situation sera également vérifiée en ELS quasi-permanent.

Les combinaisons de chargements ELU et ELS sont donc les suivantes :

Tableau 18 : Combinaisons de chargement pour le dimensionnement du radier de l'évacuateur de crues

Situation de projet	Combinaison de chargement
ELU – N3	1,35 (P <sub>r</sub> + P <sub>e</sub> )
ELSqp – N3	1,0 (P <sub>r</sub> + P <sub>e</sub> )

### 1.3.4. Critères de dimensionnement

Les aciers sont dimensionnés pour reprendre les efforts qui s'appliquent à l'ELU.

À l'ELS quasi-permanent, le critère d'ouverture des fissures est vérifié, avec une ouverture de fissure maximale autorisée de  $w_{max} = 0,3$  mm.

### 1.3.5. Dimensionnement des aciers du radier

Le niveau d'eau considéré est le niveau PHE. La hauteur d'eau considérée au-dessus du radier est donc de 1 m d'eau.

La charge surfacique appliquée par l'eau sur le radier vaut  $p_w = h_w \times \gamma_w = 1 \times 10 = 10$  kN/m<sup>2</sup>.

La charge surfacique due au poids propre du radier vaut  $p_c = h_{radier} \times \gamma_c = 0.8 \times 24 = 19.2 \text{ kN/m}^2$ .

En l'absence de prise en compte des sous pressions sous le radier, la charge surfacique totale vaut donc  $p_{tot} = p_c + p_w = 29.2 \text{ kN/m}^2$ .

En considérant l'eau et le poids propre du radier comme des charges permanentes, on en déduit le moment de travée maximal à l'ELU et l'ELS :

Tableau 19 : Efforts s'appliquant sur le radier de l'évacuateur de crues

	Expression	Valeur numérique
<b>Moment de travée max ELU</b>	$M_{R,travée} = 1.35 \times p_{tot} \times \frac{L^2}{8}$	171,52 kN.m/m
<b>Moment de travée max ELS</b>	$M_{R,travée} = 1.00 \times p_{tot} \times \frac{L^2}{8}$	127,05 kN.m/m

Les résultats du dimensionnement des aciers à l'ELU (section d'acier), ainsi que le choix des aciers retenus et la vérification de l'ouverture des fissures à l'ELS sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 20 : Résultats – Ferrailage du radier

Résultats travée - ELU					
$z_c$	bras de levier des aciers tendus		72,41	cm	
Aciers comprimés			non requis		
Aciers tendus					
$A_{s,min}$	11,0	>	$A_{s1u,calculé}$	4,80	en $\text{cm}^2$
$\hookrightarrow A_{s1,retenu}=A_{smin}$			10,99	$\text{cm}^2$	

Section d'acier choisie					
Armatures tendues					
Nombre de lits choisi			1		
$n_1$	Lit 1, composé de $n_1$ armatures de diamètre $\phi_1$		10		
$\phi_1$			12	mm	
$A_{s1}$	Section totale d'armatures tendues choisie		11.31	$\text{cm}^2$	
Armatures comprimées			Oui		
$n_{2,1}$	Lit des aciers comprimés, composé de $n_{2,1}$ armatures de diamètre $\phi_{2,1}$		10		
$\phi_{2,1}$			12	mm	
$A_{s2}$			11.31	$\text{cm}^2$	
<b>Espacement</b>			10.00	cm	
Espacement minimal			2.0	cm	
$\hookrightarrow$ Conforme ?			Oui		
$w_{k,max}$ valeur limite de l'ouverture de fissure, est			donnée directement		
$w_{k,max,doonné}$			0.3	mm	
$w_{k,max}$	Valeur limite de l'ouverture de fissure		0.3	mm	

Vérification de l'ouverture des fissures (valable en combinaisons quasi-permanente uniquement)					
$w_k$	0.214	mm	<	$w_{k,max}$	0.3 mm

Le ferrailage du radier de l'EVC est constitué d'une nappe supérieure avec un seul lit composé de barres HA12 espacées de 10 cm les unes des autres, et d'une nappe inférieure avec un lit composé de barres HA12 également espacées de 10 cm.

## 1.4. FERRAILAGE DES BAJOYERS

### 1.4.1. Géométrie

La géométrie des **bajoyers** considérée est présentée ci-dessous :

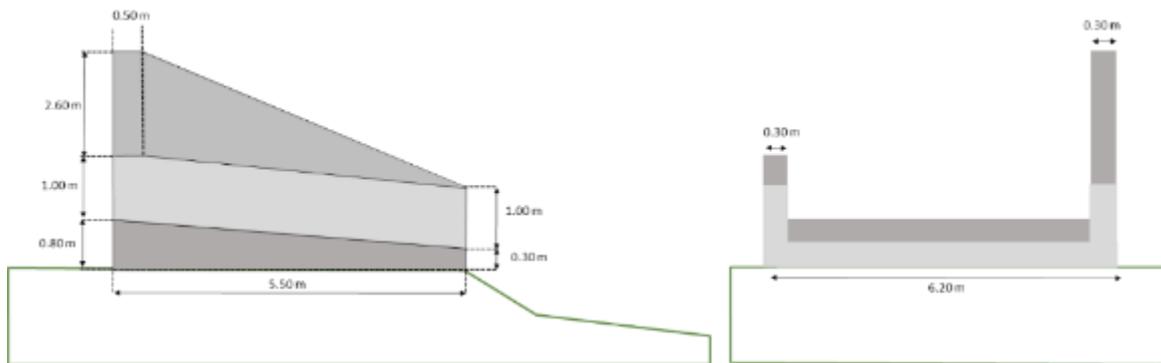


Figure 97 : Géométrie des bajoyers (coupe amont aval à gauche et coupe rive-rive à droite)

### 1.4.2. Actions

Pour le dimensionnement du ferrailage de tous les éléments verticaux, on considèrera le bajoyer en RG (celui de plus grande hauteur). On se place à un niveau d'eau RN, c'est-à-dire que l'évacuateur de crues ne déverse pas, car dans le cas où la hauteur d'eau serait supérieure à RN, la poussée de l'eau viendrait s'opposer à la poussée des terres et ainsi jouer un effet favorable.

La hauteur de remblai est maximale lorsque l'on se place à mi-distance entre l'amont et l'aval de l'évacuateur de crues. On se place donc dans ce cas, et la hauteur de remblai associée vaut  $h_{remblai} = 1.30 m$ . De manière conservatrice, le poids propre du mur n'est pas pris en compte dans le calcul. Seule la poussée des terres est considérée, aucun engin de chantier ne peut circuler sur le remblai en RG car celui-ci est trop étroit.

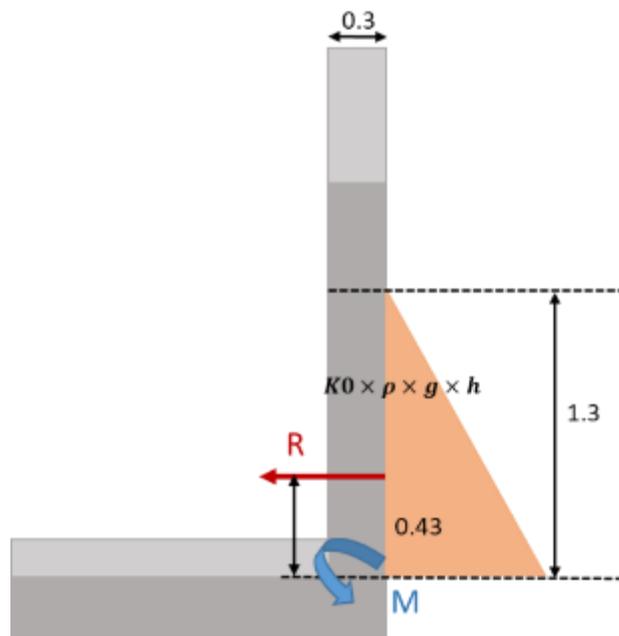


Figure 98 : Schéma des hypothèses utilisées pour le dimensionnement des bajoyers

### 1.4.3. Situations de projet

Les combinaisons de chargements ELU et ELS sont donc les suivantes :

Tableau 21 : Combinaisons de chargement pour le dimensionnement du radier de l'évacuateur de crues

Situation de projet	Combinaison de chargement
ELU	1,35 ( $P_{remblai}$ )
ELSqp	1,0 ( $P_{remblai}$ )

### 1.4.4. Critères de dimensionnement

Les aciers sont dimensionnés pour reprendre les efforts qui s'appliquent à l'ELU.

À l'ELS quasi-permanent, le critère d'ouverture des fissures est vérifié, avec une ouverture de fissure maximale autorisée de  $w_{max} = 0,3$  mm.

### 1.4.5. Dimensionnement des aciers des bajoyers

La hauteur du remblai est prise égale à  $h_{remblai} = 1.30$  m (hauteur maximale de remblai contre le bajoyer en RG).

Le diagramme de poussée des terres est considéré triangulaire, avec en pied une pression maximale égale à :

$$r = K_0 * \gamma_{remblai} * h_{remblai} = 0.38 * 18 * 1.30m = 8.89 \text{ kPa}$$

Pour ce type de situation, la résultante de la poussée des terres est donnée par la formule :

$$R = K0 \times \gamma_{remblai} \times \int_0^{1,3} h dh = 0.38 \times 18 \times \frac{1.3^2}{2} = 5.77 \text{ kN}$$

Le diagramme étant triangulaire, la résultante de la poussée des terres s'applique à une distance égale à 1/3 de la hauteur du remblai soit 0,43 m. En considérant la poussée des terres comme une charge permanente, on en déduit le moment maximal atteint à l'appui :

Tableau 22 : Efforts s'appliquant sur les bajoyers de l'évacuateur de crues

	Expression	Valeur numérique
<b>Moment max ELU</b>	$M_{max} = 1.35 \times 0.43 \times 5.47$	3,35 kN.m/m
<b>Moment max ELS</b>	$M_{max} = 1.00 \times 0.43 \times 5.47$	2,35 kN.m/m

Les résultats du dimensionnement des aciers à l'ELU (section d'acier), ainsi que le choix des aciers retenus et la vérification de l'ouverture des fissures à l'ELSp sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 23 : Résultats : dimensionnement du ferrailage des bajoyers

Résultats travée - ELU					
$Z_c$	bras de levier des aciers tendus		22,97	cm	
Aciers comprimés			non requis		
Aciers tendus					
$A_{smin}$	4,5	>	$A_{s1u,calculé}$	0,28	en cm <sup>2</sup>
↳ $A_{s1,retenu}=A_{smin}$			4,50	cm <sup>2</sup>	

Section d'acier choisie			
Armatures tendues			
Nombre de lits choisi		1	
$n_1$	Lit 1, composé de $n_1$ armatures de diamètre $\phi_1$	4	
$\phi_1$		12	mm
$A_{s1}$	Section totale d'armatures tendues choisie	4.52	cm <sup>2</sup>
Armatures comprimées			
		Oui	
$n_{2,1}$	Lit des aciers comprimés, composé de $n_{2,1}$ armatures de diamètre $\phi_{2,1}$	4	
$\phi_{2,1}$		12	mm
$A_{s2}$		4.52	cm <sup>2</sup>
Espacement		25.00	cm
Espacement minimal		2.0	cm
↳ Conforme ?		Oui	
$w_{k,max}$ valeur limite de l'ouverture de fissure, est		donnée directement	
$w_{k,max, donné}$		0.3	mm
$w_{k,max}$	Valeur limite de l'ouverture de fissure	0.3	mm

Vérification de l'ouverture des fissures (valable en combinaisons quasi-permanente uniquement)					
$w_k$	0.036	mm	<	$w_{k,max}$	0.3 mm

Le ferrailage des bajoyers de l'EVC est constitué d'une nappe supérieure avec un seul lit composé de barres HA12 espacées de 25 cm les unes des autres, et d'une nappe inférieure avec un lit composé de barres HA12 également espacées de 25 cm.

## 1.5. PRINCIPE DE FERRAILLAGE DE L'ÉVACUATEUR DE CRUES

Finalement, le principe de ferrailage de l'évacuateur de crues est présenté ci-dessous.

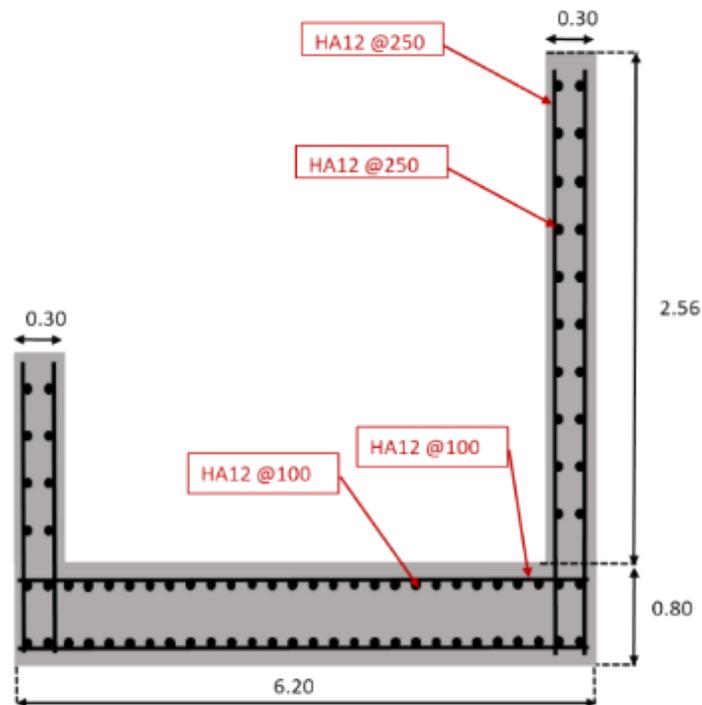


Figure 99 : Schéma du principe de ferrailage de l'évacuateur de crues

NOTA :

Les espacements de ferrailage seront globalement homogénéisés en phase EXE pour faciliter les exécutions.



## ANNEXE 3

# ETUDE DE DIMENSIONNEMENT DE LA TOUR DE PRISE D'EAU



# Reconstruction du barrage de la Vigie

Phase 2 – Reconstruction du barrage

## ETUDE DE DIMENSIONNEMENT DE LA TOUR DE PRISE

8211252 – La Vigie – P2PRO annexe 3 – B



## Reconstruction du barrage de la Vigie

Phase 2 – Reconstruction du barrage

Société Publique Locale Archipel Aménagement

Etude de dimensionnement de la tour de prise

VERSION	DESCRIPTION	ÉTABLI(E) PAR	APPROUVÉ(E) PAR	DATE
B	Prise en compte des remarques de SPL AA	MCR	MLR	15/04/2022
A	Première diffusion	MCR	MLR	24/01/2021
Barrages, Hydroélectricité, Infrastructures ARTELIA 6 rue de Lorraine – BP 218 – 38342 Échirolles TEL : 04 76 33 40 00				

# SOMMAIRE

<b>1. OBJET DU DOCUMENT .....</b>	<b>5</b>
<b>2. RÉFÉRENCES .....</b>	<b>6</b>
2.1. GUIDES DE CALCUL.....	6
2.2. DOCUMENTS OUVRAGE .....	6
2.3. CADRE REGLEMENTAIRE.....	6
<b>3. GÉOMÉTRIE DE L'OUVRAGE.....</b>	<b>7</b>
<b>4. MATÉRIAUX.....</b>	<b>9</b>
4.1. BETON .....	9
4.2. FERRAILLAGE .....	9
4.3. COEFFICIENTS PARTIELS POUR LES MATERIAUX .....	9
4.4. DURABILITE DU BETON ARME .....	9
<b>5. ACTIONS .....</b>	<b>10</b>
5.1. ACTIONS PERMANENTES ( $G$ ) .....	10
5.1.1. POIDS PROPRE DE LA STRUCTURE $G_P$ .....	10
5.1.2. POIDS PROPRE DU LOCAL DE MANŒUVRE $G_L$ .....	10
5.1.3. ACTIONS DE L'EAU $G_E$ .....	10
5.1.4. POUSSÉE DES SÉDIMENTS $G_S$ .....	10
5.2. ACTIONS VARIABLES ( $Q$ ).....	11
5.2.1. POUSSÉE DES GLACES $Q_G$ .....	11
5.2.2. CHARGES D'EXPLOITATION SUR LA DALLE $Q_D$ .....	11
<b>6. SITUATIONS DE PROJET ET CAS DE CHARGE.....</b>	<b>12</b>
<b>7. CRITÈRES DE DIMENSIONNEMENT.....</b>	<b>13</b>

7.1.	RESISTANCE STRUCTURELLE .....	13
7.2.	FISSURATION .....	13
<b>8.</b>	<b>MODÈLE DE CALCUL.....</b>	<b>14</b>
8.1.	LOGICIEL .....	14
8.2.	GEOMETRIE DU MODELE .....	14
<b>9.</b>	<b>RÉSULTATS.....</b>	<b>16</b>
9.1.	DEFORMATIONS.....	16
9.2.	MOMENTS .....	16
<b>10.</b>	<b>DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE .....</b>	<b>18</b>
10.1.	RESISTANCE STRUCTURELLE .....	18
10.2.	OUVERTURE DE FISSURES.....	19
10.3.	FERRAILLAGE .....	22
10.3.1.	VOILES.....	22
10.3.2.	DALLE .....	23
<b>11.</b>	<b>STABILITÉ À LA FLOTTAISON DE LA TOUR DE PRISE .....</b>	<b>25</b>
11.1.	HYPOTHESES .....	25
11.2.	CRITERE DE VERIFICATION .....	25
11.3.	VERIFICATION .....	26

## TABLEAUX

Tableau 1 : Coefficients partiels des matériaux .....	9
Tableau 2 : Moments à l'ELU et l'ELS.....	17
Tableau 3 : Ferrailage des voiles .....	22
Tableau 4 : Ferrailage de la dalle.....	23
Tableau 5 : Condition d'état-limite .....	26

## FIGURES

Figure 1 : Coupes verticales de la tour de prise d'eau (adduction d'eau potable, vidange de fond) .....	7
Figure 2 : Coupe horizontale de la tour de prise d'eau .....	8
Figure 3 : Modèle de calcul.....	15
Figure 4 : Déformée de la tour de prise à l'ELS.....	16
Figure 5 : Ferrailage structurel nécessaire à l'ELU selon l'axe local x.....	18
Figure 6 : Ferrailage structurel nécessaire à l'ELU selon l'axe local y.....	19
Figure 7 : Ouverture de fissures à l'ELS.....	20
Figure 8 : Ferrailage vérifiant les conditions ELU et ELS selon l'axe local x .....	21
Figure 9 : Ferrailage vérifiant les conditions ELU et ELS selon l'axe local y .....	21
Figure 10 : Principe de ferrailage des voiles (vue d'amont développée).....	23
Figure 11 : Principe de ferrailage de la dalle (vue du dessus).....	24
Figure 12 : Schématisation des efforts appliqués à la tour de prise .....	25
Figure 13: Vue en plan de l'implantation des ancrages [plan BAR-09] .....	27



## 1. OBJET DU DOCUMENT

Le présent document est l'étude de dimensionnement de la tour de prise d'eau du nouveau barrage de la Vigie. Par rapport au pré-dimensionnement présenté au stade Avant-Projet, la présente étude est complétée au stade Projet par une modélisation aux éléments finis sous le logiciel Robot, permettant d'obtenir avec plus de précisions les efforts dans la structure.

Les hypothèses de calcul sont tout d'abord présentées, puis les résultats de l'étude numérique et le ferrailage à mettre en place sont détaillés.

Les critères de justification du dimensionnement sont conformes aux Eurocodes.

Finalement, la stabilité à la flottaison de la tour de prise est étudiée, en considérant l'ancrage du radier de la tour (plinthe) à la fondation.

## 2. REFERENCES

### 2.1. GUIDES DE CALCUL

- Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids, Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR), octobre 2012
- Barrages et ouvrages annexes dans des climats froids, Bulletin n°105, Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB), août 1996
- ROSA 2000, METL/CETMEF, 2000
- Eurocodes 1 à 8 et annexes nationales associées

### 2.2. DOCUMENTS OUVRAGE

- Étude géotechnique – Rapport G2 PRO, 8211252 – La Vigie – P2MC2 – A, ARTELIA, décembre 2021
- Rapport de Projet, 8211252 – La Vigie – P2PRO, ARTELIA, février 2022
- Cahier de plans associé

### 2.3. CADRE REGLEMENTAIRE

- Arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages, JORF n°0198 du 29 août 2018

### 3. GEOMETRIE DE L'OUVRAGE

La tour de prise d'eau est accolée au barrage de la Vigie, au centre de l'ouvrage.

Le plot du barrage est fondé à 109 m NGF, et comprend une plinthe amont d'épaisseur 1 m. La tour de prise est considérée encastrée en pied à cette plinthe amont : ainsi, la tour de prise mesure 14 m de hauteur (plinthe entre 109 m NGF et 110 m NGF, crête du barrage à 124 m NGF). Elle fait 4,30 m de largeur (rive-rive) et 2,90 m de longueur (amont-aval). La tour de prise est surmontée d'un local de manœuvre en crête du barrage.

Les voiles et la dalle supérieure de la tour de prise mesurent respectivement 40 cm et 50 cm d'épaisseur.

La tour de prise d'eau héberge deux circuits d'eau : l'adduction d'eau brute en vue de sa potabilisation, et la vidange de fond. La prise d'eau brute est constituée de deux prises, aux cotes 119 m NGF et 116 m NGF, se raccordant sur une même conduite de diamètre  $\Phi 300$  mm. La vidange de fond est une conduite de diamètre  $\Phi 300$  mm calée à la cote 114 m NGF.

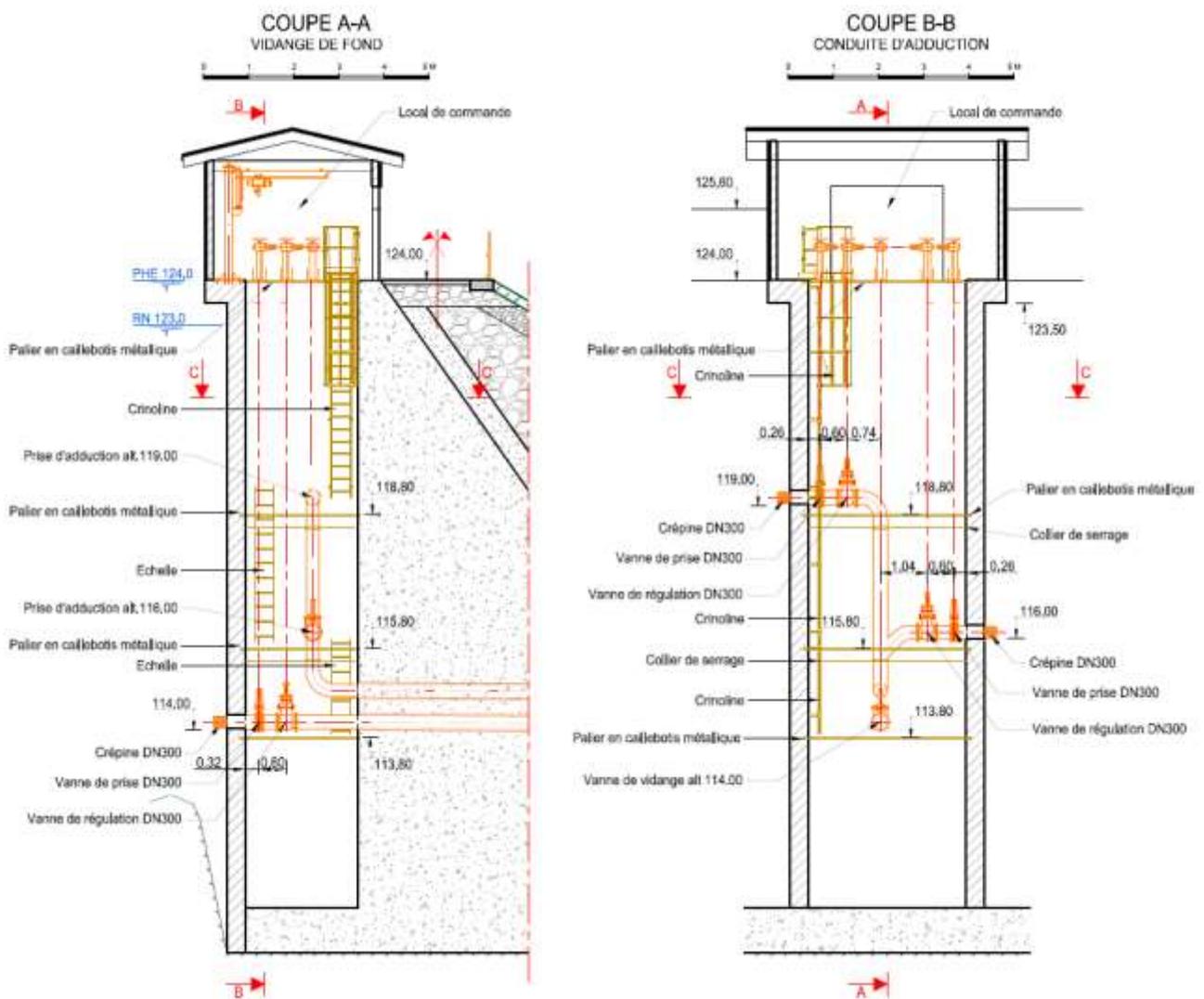


Figure 1 : Coupes verticales de la tour de prise d'eau (adduction d'eau potable, vidange de fond)

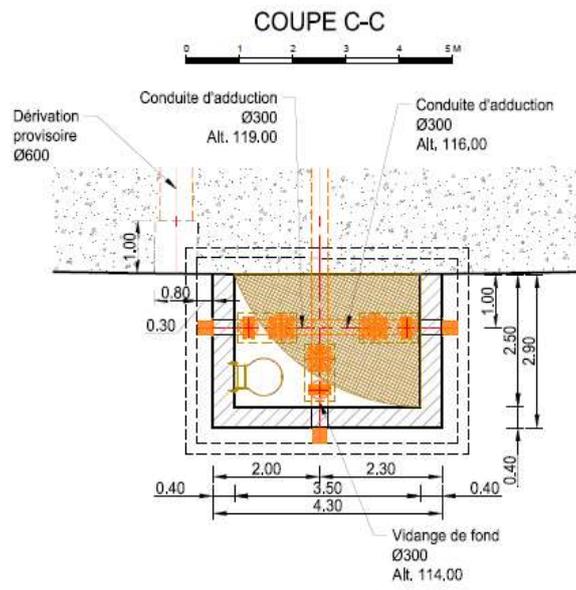


Figure 2 : Coupe horizontale de la tour de prise d'eau

## 4. MATERIAUX

### 4.1. BETON

Les caractéristiques principales du **béton**, définies selon l’Eurocode 2, sont les suivantes :

- Classe de résistance : C30/37,
- Résistance à la compression :  $f_{ck} = 30$  MPa,
- Résistance à la traction :  $f_{ctm} = 2.90$  MPa,
- Masse volumique du béton armé :  $\rho = 2500$  kg/m<sup>3</sup>.

### 4.2. FERRAILLAGE

Les **aciers** de béton armé pour le calcul de ces structures sont de types Haute Adhérence (HA) :

- Classe de ductilité : classe B (haute ductilité),
- $f_{yk} = 500$  MPa.

### 4.3. COEFFICIENTS PARTIELS POUR LES MATERIAUX

Les coefficients partiels à appliquer sur les matériaux pour les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Coefficients partiels des matériaux

COMBINAISON D’ACTIONS	BETON $\gamma_c$	ACIER $\gamma_s$
ELU – Situation durable ou transitoire	1,50	1,15
ELS	1,00	1,00

### 4.4. DURABILITE DU BETON ARME

- Durée de vie de l’ouvrage : 100 ans,
- Enrobage : 5 cm,
- Classe d’exposition vis-à-vis de la carbonatation des armatures : XC4 (alternativement humide et sec),
- Classe d’exposition vis-à-vis de l’attaque par gel/dégel : XF1 (surfaces verticales exposées à la pluie et au gel).

## 5. ACTIONS

### 5.1. ACTIONS PERMANENTES ( $G$ )

Les actions permanentes sont prises en compte dans les calculs à partir des poids volumiques.

Les actions considérées sont :

- Le poids propre de la structure,
- Le poids propre du local de manœuvre,
- Les actions de l'eau : poids propre de l'eau, la pression hydrostatique et les sous-pressions,
- La poussée des sédiments.

#### 5.1.1. Poids propre de la structure $G_p$

Le poids propre de la structure est pris en compte dans les calculs à partir du poids volumique du béton armé.

#### 5.1.2. Poids propre du local de manœuvre $G_l$

Le poids propre du local de manœuvre est pris en compte par l'application d'une charge linéique sur le pourtour de la dalle de crête. En l'absence de définition détaillée du local de manœuvre, une estimation conservatrice de cette charge est 25,5 kN/ml, correspondant à la somme pour un mètre linéaire :

- du poids propre d'un voile en béton armé d'épaisseur 20 cm et de hauteur 2,80 m,
- du poids propre d'un pan de toiture, d'épaisseur 20 cm et de longueur amont-aval 2,40 m.

#### 5.1.3. Actions de l'eau $G_e$

Conformément à l'Eurocode EN-1990 (§ 4.1.1), l'action de l'eau peut être qualifiée comme une action permanente :

*(3) « Les actions dues à l'eau peuvent être considérées comme permanentes et/ou variables, selon la variation de leur grandeur dans le temps. »*

Cette approche est applicable car le poids volumique de l'eau est peu variable, et le niveau d'eau est maîtrisé par un déversoir à seuil libre (cote 123 m NGF).

#### 5.1.4. Poussée des sédiments $G_s$

La poussée des sédiments en pied de tour, jusqu'à la cote 114 m NGF, est considérée comme une charge permanente, définie par :

$$G_s = K_0 \gamma_s z$$

Où :

- $K_0 \gamma_s = 4 \text{ kN/m}^3$  est le coefficient de poussée au repos des sédiments, multiplié par le poids volumique des sédiments, valeur issue des recommandations CFBR relatives aux barrages-poids,
- $z$  est la profondeur.

## 5.2. ACTIONS VARIABLES ( $Q$ )

Les actions variables prises en compte dans les calculs sont :

- La poussée des glaces,
- Les charges d'exploitation.

Les charges de vent et de neige ne sont pas considérées pour le dimensionnement de la tour de prise d'eau, en raison de leur faible influence sur la structure. Elles seront à prendre en compte pour le dimensionnement au stade EXE du local de manœuvre en crête d'ouvrage.

### 5.2.1. Poussée des glaces $Q_g$

L'épaisseur de glace caractéristique considérée sur la retenue de la Vigie, sur la base des observations disponibles, est de  $e = 60 \text{ cm}$ .

La poussée des glaces considérée pour la présente étude est choisie à partir des références suivantes :

- Selon les recommandations de la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) pour la conception des barrages dans des climats froids (bulletin n°105, 1996), les pressions de la glace sont comprises entre 90 et 300  $\text{kN/m}^2$ .
- Une pression de la glace de 150  $\text{kN/m}^2$  est recommandée par le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) pour l'étude de stabilité des barrages poids situé en eaux intérieures, par opposition aux zones côtières.
- Une pression de la glace de 250  $\text{kN/m}^2$  est recommandée par le CETMEF dans son document ROSA 2000, pour le calcul des ouvrages hydrauliques situés en zone côtière.
- Les experts en conditions climatiques froides de la filiale norvégienne d'ARTELIA, sur la base de leurs retours d'expérience en conception d'ouvrages en Norvège, recommandent une poussée de la glace comprise entre 100 et 150  $\text{kN/ml}$ .

**La pression des glaces retenue est 250  $\text{kN/m}^2$ , et donne ainsi une poussée des glaces de 150  $\text{kN/ml}$ , cohérente avec les précédentes estimations.** Cette pression est appliquée sur les 60 cm supérieurs de la retenue.

### 5.2.2. Charges d'exploitation sur la dalle $Q_d$

D'après l'Eurocode 1, la catégorie retenue pour l'exploitation du local de manœuvre, et donc les charges d'exploitation sur la dalle de crête de la tour de prise, est la catégorie E : « aires de stockage et locaux industriels ».

La charge d'exploitation appliquée est une charge surfacique de  $q = 7,5 \text{ kN/m}^2$ .

Elle est pondérée à l'ELS quasi-permanent par un coefficient  $\psi_2 = 0,8$ .

## 6. SITUATIONS DE PROJET ET CAS DE CHARGE

Les situations de projet que connaît la tour de prise sont les mêmes que celles que connaît le barrage, ainsi que détaillé dans le rapport de Projet. Parmi elles, **la situation de projet dimensionnante pour la tour de prise d'eau est RN + glace**. En effet, pour la situation de projet RNH + glace, la poussée de la glace s'applique sur la dalle de crête de la tour de prise, et est moins défavorable pour les voiles.

**La situation RN + glace est donc étudiée à l'ELU et l'ELS.**

En plus des actions permanentes (poids propre de la structure et du local de manœuvre, poussée hydrostatique, poussée des sédiments), sont appliquées en actions variables :

- la poussée de la glace sur les voiles,
- les charges d'exploitation sur la dalle.

Finalement, les **combinaisons de chargement** sont les suivantes :

- ELU :  $1,35 (G_p + G_l + G_e + G_s) + 1,5 (Q_g + Q_d)$
- ELSqp :  $1,0 (G_p + G_l + G_e + G_s + Q_g) + 0,8 Q_d$

## 7. CRITERES DE DIMENSIONNEMENT

### 7.1. RESISTANCE STRUCTURELLE

Les vérifications à mener aux Eurocodes sur la structure reposent sur l'inégalité suivante :

$$E_d \leq R_d$$

Avec

- $E_d$  valeur de calcul de l'effet des actions
- $R_d$  valeur de calcul de résistance aux actions correspondantes.

### 7.2. FISSURATION

L'ouverture des fissures calculée à l'ELS quasi-permanent  $w_k$  doit être inférieure à  $w_{max}$ , l'ouverture de fissures maximale autorisée.

L'ouvrage considéré est amené à être alternativement humide et sec en raison du marnage, il s'agit de la classe d'exposition XC4 vis-à-vis du risque de carbonatation des armatures. Selon l'Annexe Nationale de l'Eurocode 2, partie 1-1, une valeur de  $w_{max} = 0,3$  mm pourrait être prise en compte pour les combinaisons de charges quasi-permanentes.

En raison de la sensibilité de la tour de prise à l'humidité, une valeur de  **$w_{max} = 0,2$  mm est finalement adoptée.**

## 8. MODELE DE CALCUL

### 8.1. LOGICIEL

Robot Structural Analysis® 2021 est un logiciel de calcul aux éléments finis développés par Autodesk.

Dans ce rapport, l'étude structurelle de la tour de la prise d'eau et plus spécifiquement des voiles et de la dalle, est réalisée à l'aide d'éléments plaques et coques.

### 8.2. GEOMETRIE DU MODELE

L'objectif de ce modèle est de calculer le ferrailage nécessaire dans les voiles et dans la dalle de la prise d'eau, pour reprendre les efforts du projet, notamment la poussée hydrostatique, la poussée des glaces, et les charges d'exploitation.

Les voiles et la dalle sont représentés par des plaques.

Les conduites d'adduction et de vidange sont modélisées par des barres, de diamètre 30 cm, dont la masse volumique et le module d'élasticité sont établis au prorata des volumes occupés respectivement par l'eau et l'acier. Cette modélisation des conduites, bien qu'approximative, permet de représenter à la fois la descente de charges des conduites sur le génie civil, et à la fois la rigidité propre de ces conduites.

- Volume d'eau : 707 cm<sup>2</sup>
- Volume d'acier : 68 cm<sup>2</sup>
- Masse volumique : 1593 kg/m<sup>3</sup>
- Module d'Young : 20,3 GPa
- Coefficient de Poisson : 0,3

Le modèle comprend 2430 nœuds.

Dans le modèle numérique, la tour est considérée encastree à sa base (dans la plinthe), ainsi qu'à l'extrémité aval des voiles et de la dalle (dans le barrage).

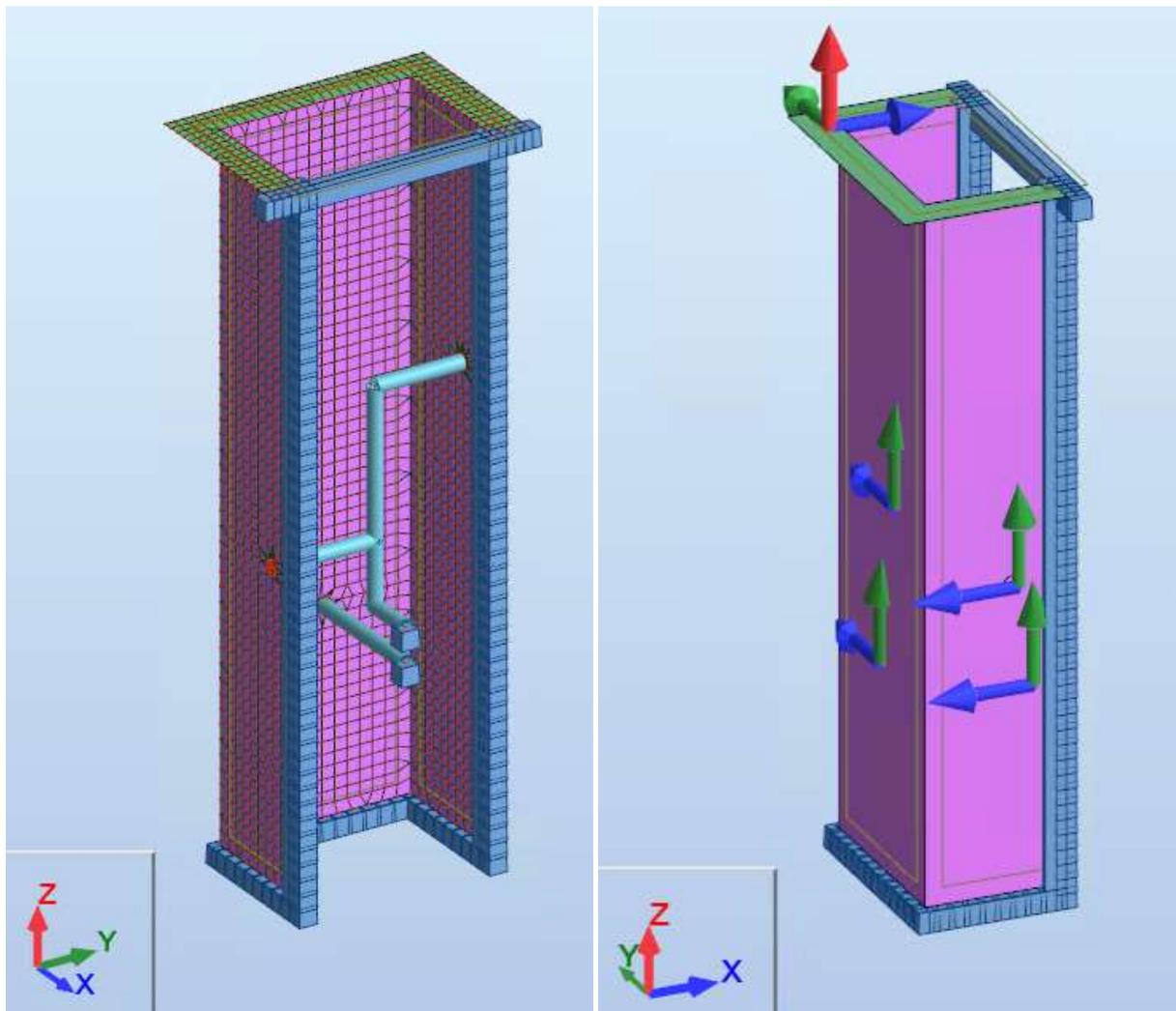


Figure 3 : Modèle de calcul

Le repère local de la dalle est identique au repère global.

Les repères locaux des voiles sont orientés de manière à ce que :

- l'axe x soit horizontal,
- l'axe y soit vertical,
- l'axe z soit orienté vers l'intérieur de la prise.

## 9. RESULTATS

### 9.1. DEFORMATIONS

La déformée à l'ELS quasi-permanent de la structure est la suivante :

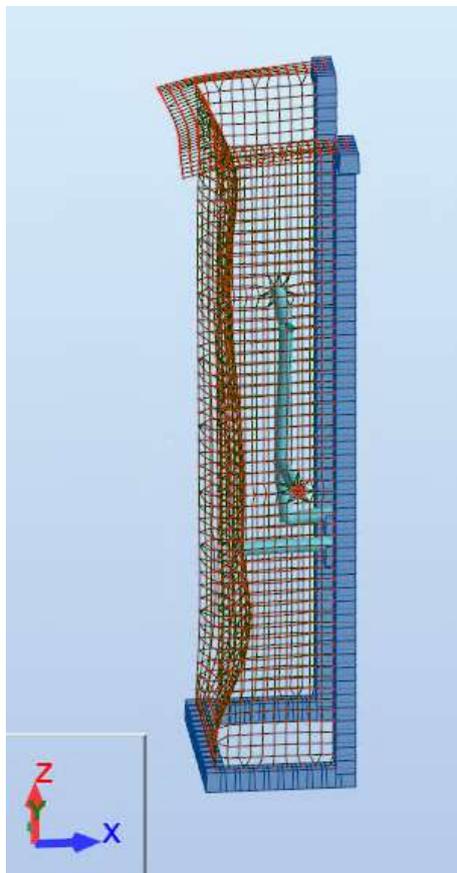


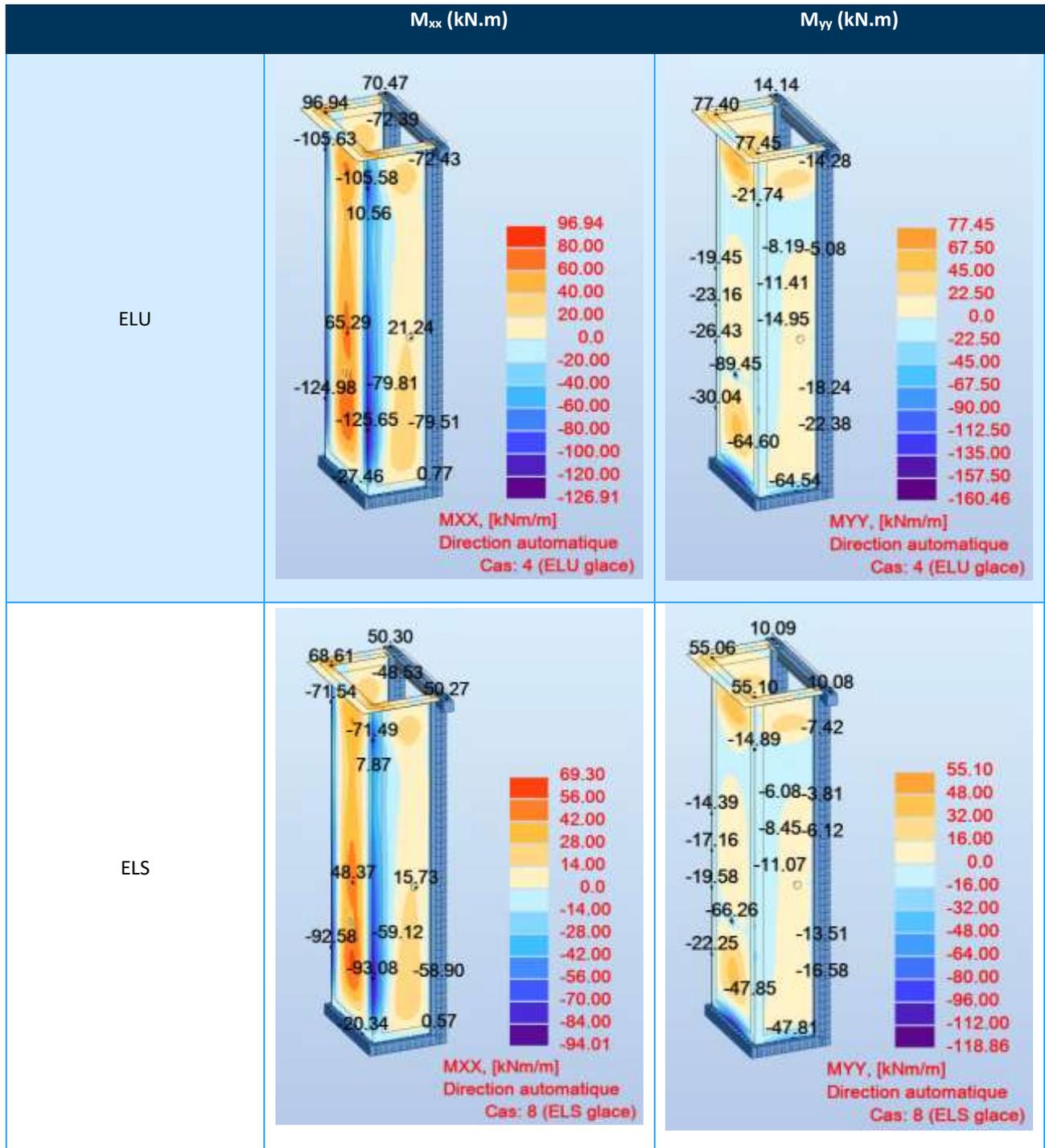
Figure 4 : Déformée de la tour de prise à l'ELS

Le voile se déforme sous l'effet de la poussée hydrostatique et de la poussée des sédiments en partie inférieure, et de la poussée de la glace en partie supérieure.

### 9.2. MOMENTS

Les moments à l'ELU et à l'ELS sont les suivants :

Tableau 2 : Moments à l'ELU et l'ELS



## 10. DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

### 10.1. RESISTANCE STRUCTURELLE

Le ferrailage nécessaire à l'ELU est représenté ci-dessous :

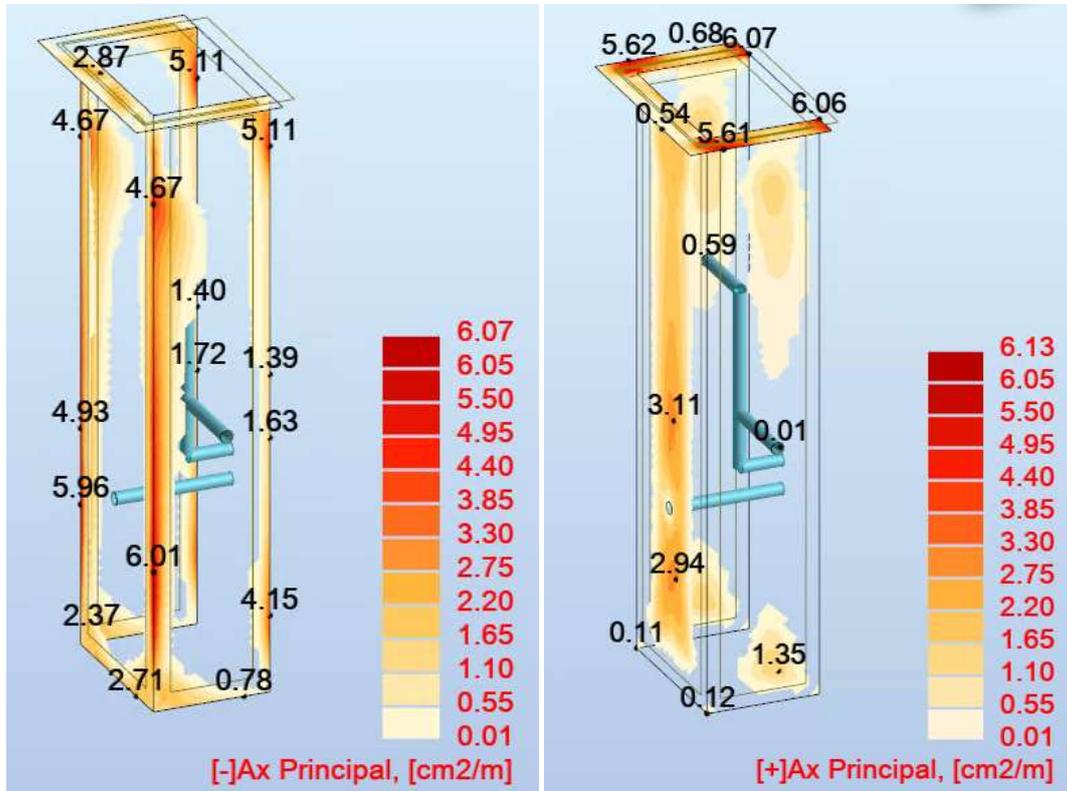


Figure 5 : Ferrailage structurel nécessaire à l'ELU selon l'axe local x

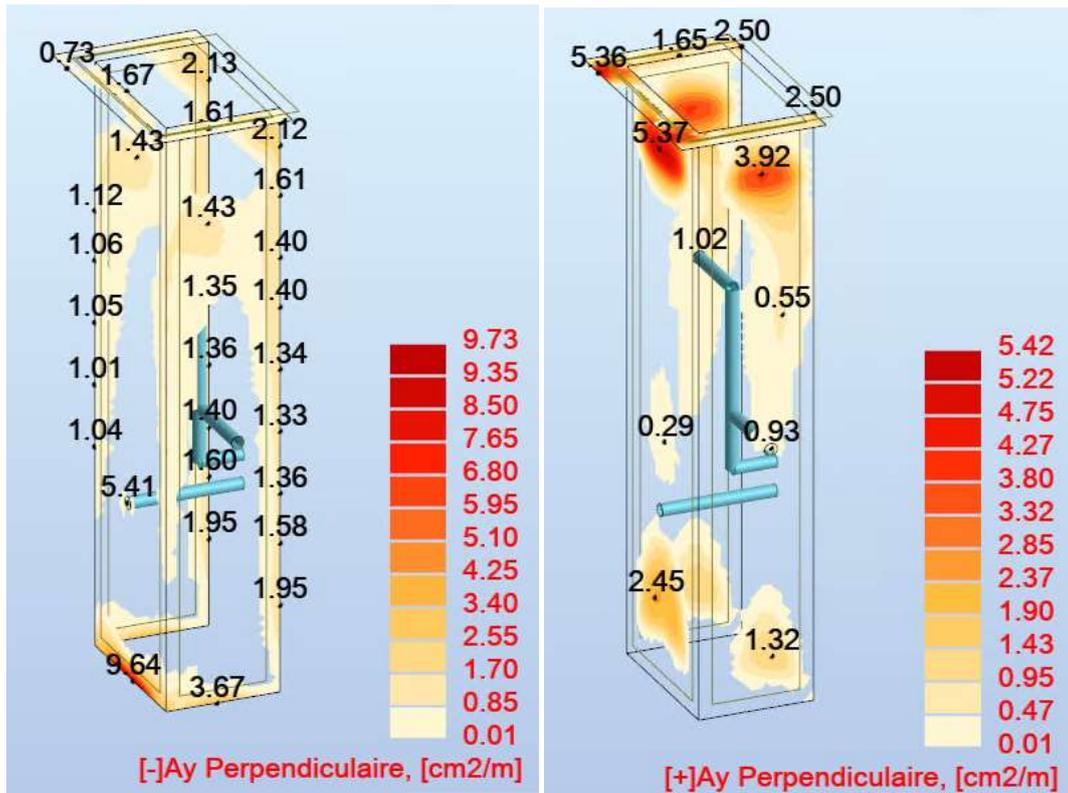


Figure 6 : Ferrailage structurel nécessaire à l'ELU selon l'axe local y

## 10.2. OUVERTURE DE FISSURES

À l'ELS quasi-permanent, en utilisant le ferrailage ci-dessus, l'ouverture de fissures est la suivante :

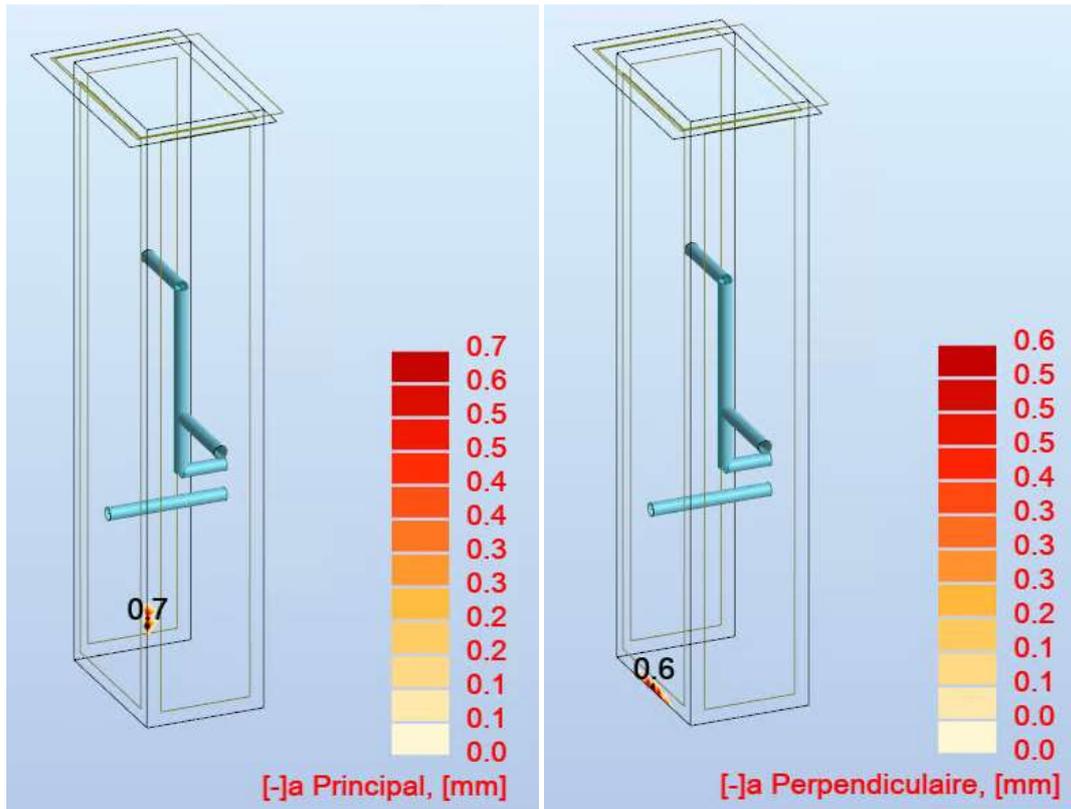


Figure 7 : Ouverture de fissures à l'ELS

Un ferrailage complémentaire est donc à mettre en œuvre dans les zones où l'ouverture de fissure maximale de 0,2 mm est dépassée.

Le ferrailage finalement nécessaire pour respecter à la fois le dimensionnement à l'ELU, et la vérification d'ouverture des fissures à l'ELS<sub>qp</sub>, est le suivant :

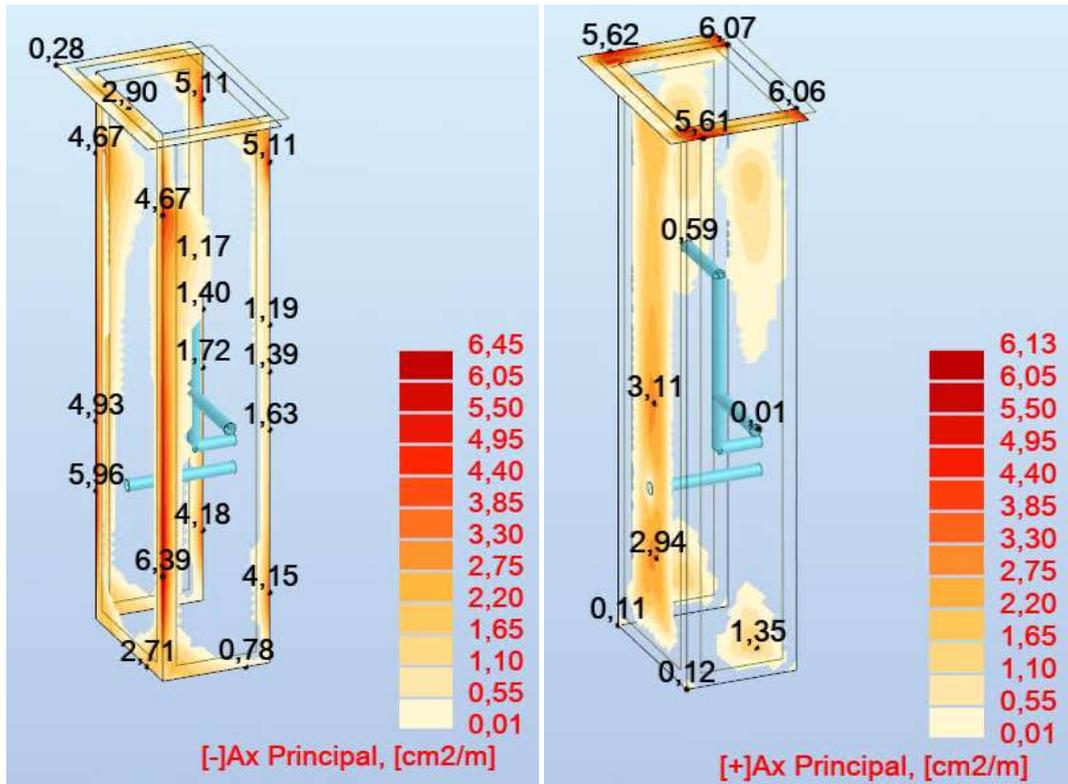


Figure 8 : Ferrailage vérifiant les conditions ELU et ELS selon l'axe local x

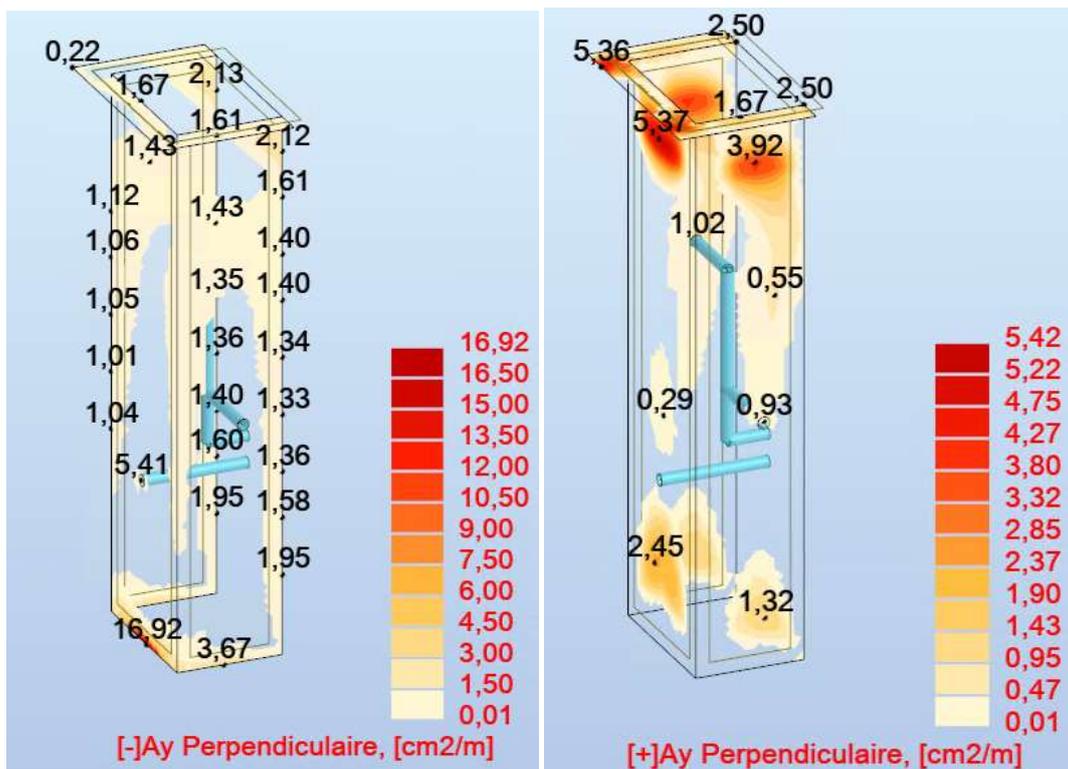


Figure 9 : Ferrailage vérifiant les conditions ELU et ELS selon l'axe local y

### 10.3. FERRAILLAGE

Le ferrailage minimum requis par l’Eurocode 2 est :

- pour les voiles d’épaisseur 40 cm : 6,15 cm<sup>2</sup>/ml,
- pour la dalle d’épaisseur 50 cm : 7,29 cm<sup>2</sup>/ml.

#### 10.3.1. Voiles

Le **ferrailage des voiles** finalement choisi, en tenant compte des cartographies précédentes, et de ce ferrailage minimum à respecter, est le suivant :

Tableau 3 : Ferrailage des voiles

	Nappe extérieure		Nappe intérieure	
	Horizontale x	Verticale y	Horizontale x	Verticale y
Voile rive droite	4 HA16 /ml = 8,04 cm <sup>2</sup> /ml	4 HA16 /ml = 8,04 cm <sup>2</sup> /ml	4 HA16 /ml = 8,04 cm <sup>2</sup> /ml	4 HA16 /ml = 8,04 cm <sup>2</sup> /ml
Voile amont		<b>En tête et milieu de voile :</b> 4 HA16 /ml = 8,04 cm <sup>2</sup> /ml  <b>En pied de voile :</b> 4 HA25 /ml = 19,63 cm <sup>2</sup> /ml		
Voile rive gauche		4 HA16 /ml = 8,04 cm <sup>2</sup> /ml		

Le croquis de ferrailage pour les voiles est le suivant :

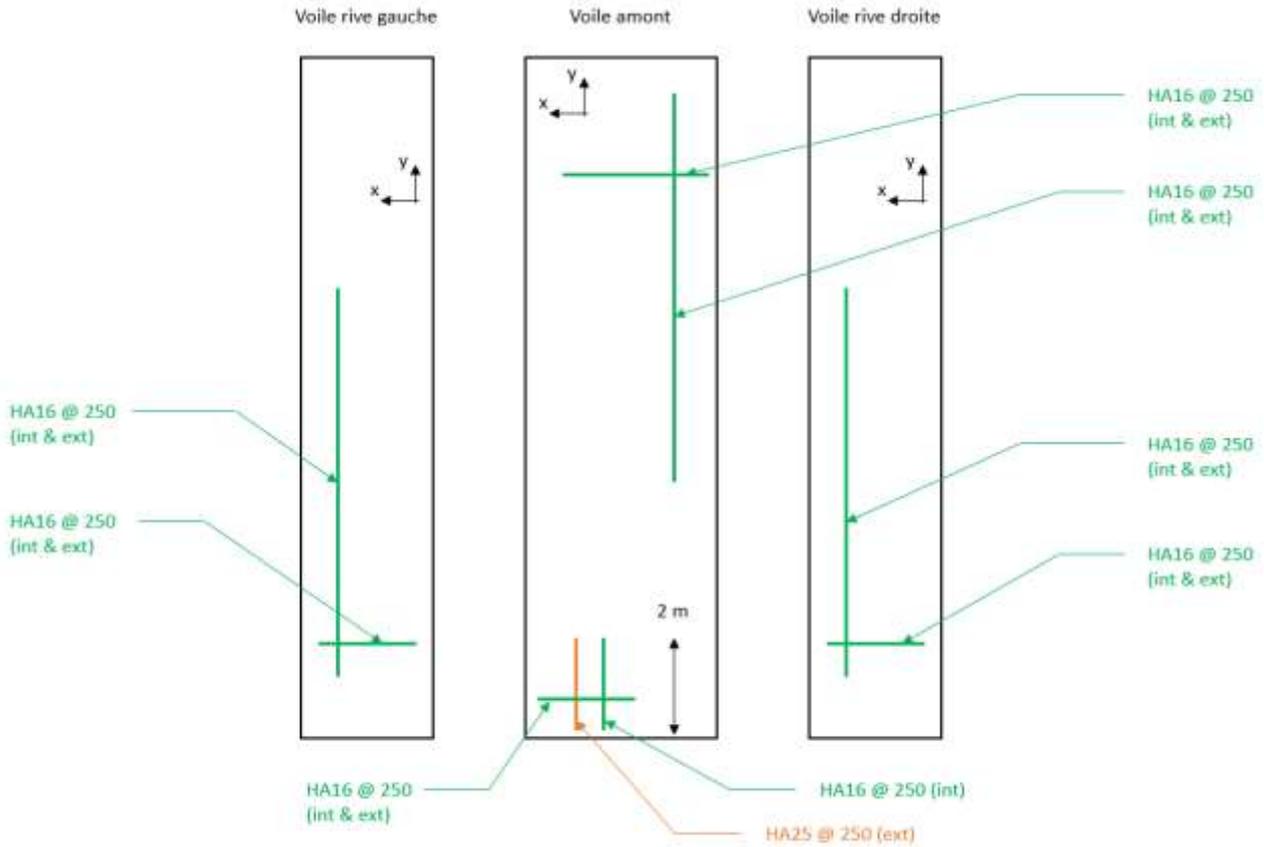


Figure 10 : Principe de ferrailage des voiles (vue d'amont développée)

### 10.3.2. Dalle

Le **ferrailage de la dalle** finalement choisi, en tenant compte des cartographies précédentes, et du ferrailage minimum à respecter, est le suivant :

Tableau 4 : Ferrailage de la dalle

	Nappe inférieure		Nappe supérieure	
	Amont-aval x	Rive-rive y	Amont-aval x	Rive-rive y
Dalle	4 HA16 /ml = 8,04 cm <sup>2</sup> /ml			

Le croquis de ferrailage pour la dalle est le suivant :

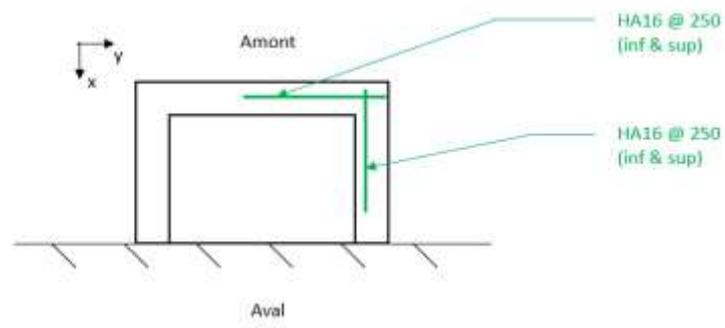


Figure 11 : Principe de ferrailage de la dalle (vue du dessus)

## 11. STABILITE A LA FLOTTAISON DE LA TOUR DE PRISE

La tour de prise, vide d'eau, repose sur un radier (plinthe) soumis à d'importantes sous-pressions lorsque la retenue est pleine. C'est pourquoi il convient de vérifier la stabilité à la flottaison de la tour de prise d'eau.

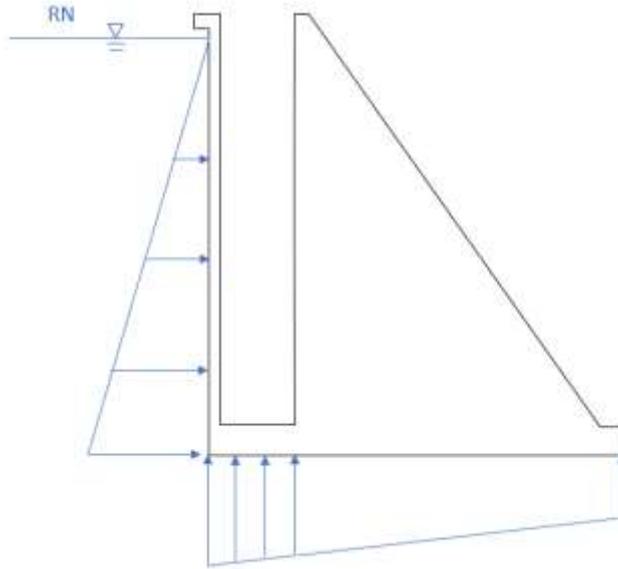


Figure 12 : Schématisation des efforts appliqués à la tour de prise

### 11.1. HYPOTHESES

La tour de prise est considérée pour cette vérification indépendante du barrage. Ainsi, de manière conservatrice, l'effet stabilisateur du barrage n'est pas pris en compte. La tour de prise se compose donc de :

- la dalle de tête,
- les trois voiles,
- et la plinthe.

La stabilité à la flottaison de la tour de prise est vérifiée pour une situation de projet uniquement : lorsque **la cote est à RNH** (combinaison quasi-permanente).

### 11.2. CRITERE DE VERIFICATION

La stabilité à la flottaison de la tour de prise est vérifiée selon les recommandations du CFBR :

*« La résistance à la flottaison (ou soulèvement) est le rapport des forces stabilisatrices effectives (dirigées vers le bas) par les forces déstabilisatrices (dirigée vers le haut). Les forces stabilisatrices sont le poids propre de la structure ou le frottement latéral (en général non pris en compte en première approche). Les forces déstabilisatrices sont essentiellement les poussées des sous-pressions auxquelles peuvent s'ajouter d'autres efforts externes (séisme...).*

La condition de non-flottaison s'exprime en introduisant une « marge de flottaison » s'écrivant sous la forme :

$$F_f = (N - U) / U$$

avec :

- $N$  : Composante normale des forces agissant sur la section étudiée (hors sous-pressions)
- $U$  : Résultante des pressions interstitielles régnant au niveau de la section étudiée »

Les conditions d'état-limite de flottaison sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 5 : Condition d'état-limite

Combinaison d'action	Condition d'état-limite
Quasi-permanente	$F_f > 0,15$
Rare	$F_f > 0,05$
Extrême	$F_f > 0$

### 11.3. VERIFICATION

Le volume de la tour de prise est le suivant :

- volume des trois murs : 52,08 m<sup>3</sup>,
- volume de la plinthe : 12,47 m<sup>3</sup>.

D'où un poids propre de la structure de  $G = 2500 * 9,81 * (52,08 + 12,47) = 1583$  kN.

Les sous-pressions sont considérées uniformes sous toute la plinthe. La résultante est  $U = \rho g H * 12,47 = 1835$  kN.

On choisit d'ancrer la plinthe par des armatures HA32, en partie pour reprendre les pressions d'injection lors de la construction, en partie pour assurer la marge de flottaison requise pour la tour. Les ancrages appliquent un effort  $F_a$  tel que  $G + F_a = N$ .

La marge de flottaison requise implique que  $N > 1,15 U$ , c'est-à-dire que  $G + F_a > 1,15 U$ .

D'où  $F_a > 1,15 U - G = 527$  kN.

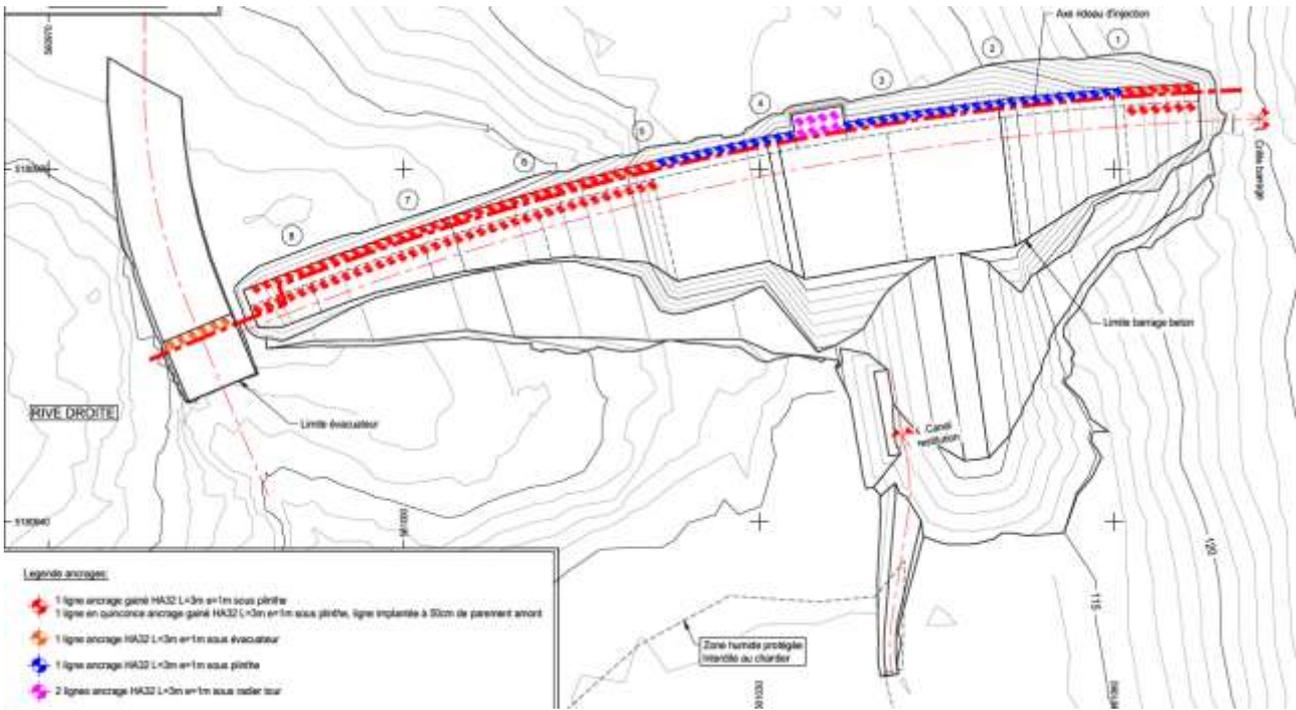
La section d'acier correspondante est  $A_s = \frac{F_a}{f_{yk}/\gamma_s} = 12,12$  cm<sup>2</sup>.

En considérant une épaisseur sacrificielle de 3 mm sur tout le pourtour des armatures HA32, 3 barres sont nécessaires pour assurer la marge de flottaison requise.

Or, 4 barres sont déjà mises en place pour reprendre les pressions d'injection. 3 barres sont ajoutées en alternance, soit un **total de 7 barres ancrant la tour de prise**, afin de :

- permettre une meilleure redistribution des efforts dans le radier, et de limiter le ferrailage du radier,
- de limiter la sollicitation de chacun des ancrages et de leur scellement qui est dimensionnant (dimensionnement des ancrages dans le rapport de Projet : armature, scellement, terrain de fondation),

- et d'assurer une redondance de ces ancrages utilisés au cours de toute la durée de vie de l'ouvrage en situation normale.





# ANNEXE 4

## ETUDE DE DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE ET STRUCTUREL DE LA VIDANGE DE FOND ET DE SON BASSIN

# 1. DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DE LA VIDANGE DE FOND

## 1.1. RAISONNEMENT

Le temps de vidange de la retenue est dépendant des paramètres suivants :

- Du débit entrant à considérer. Celui-ci est égal au module soit  $0,026 \text{ m}^3/\text{s}$ ,
- La capacité de la retenue traduite par la relation cote-volume. Les levés topographiques de la retenue ont permis d'établir une relation entre la cote et le volume de la retenue (cf. loi HSV du paragraphe .4.2.2. ),
- La courbe de débitance de la vidange de fond permettant de relier le débit évacué par la conduite de vidange en fonction de la cote dans la retenue. Celle-ci dépend des pertes de charge sur le linéaire de la conduite de vidange. Le paragraphe ci-dessous détaille le calcul de la débitance de la vidange de fond.

## 1.2. DETERMINATION DE LA DEBITANCE DE LA VIDANGE DE FOND

### 1.2.1. Méthodologie

Pour déterminer cette loi de débitance, les étapes sont les suivantes :

- Détermination pour un débit donné des pertes de charge engendrées par la géométrie de la conduite de vidange,
- Déduction d'un coefficient  $K_Q$  reliant la perte de charge au débit passant dans la conduite,
- Connaissant ce coefficient  $K_Q$  et faisant varier la charge disponible de la retenue en considérant la sortie de la buse à la cote 114,00 m NGF (niveau estimé dans le bassin de dissipation), il est ainsi possible de déduire un débit pour chaque niveau de la retenue considéré.

### 1.2.2. Géométrie de la conduite de vidange

La conduite de vidange présente en entrée une section rectangulaire de 0,37 m de largeur par 0,45 m de hauteur protégée par une grille de 1 m\*1 m orienté à 30° par rapport au plan horizontal. La grille considérée ici est une grille avec des mailles carrées de 100 mm séparées par des barreaux de 10 mm.

Ensuite, l'écoulement arrive au droit du batardeau puis la section d'écoulement est réduite brutalement à une section carrée de 0,37 m de côté. L'écoulement entre dans un convergent progressif permettant de faire la transition d'une section carrée à une section circulaire de 0,30 m de diamètre.

Dans la section de 0,30 m des rainures sont présentes, et il y a également la présence d'une vanne à opercule. La vidange a un linéaire total de 38 m environ de la grille en entrée de la vidange à la sortie de la conduite circulaire.

Le matériau ici considéré est de la fonte, la rugosité absolue considérée est de 0,30 mm.

### 1.2.3. Pertes de charge dans la conduite de vidange pour le débit de 0,50 m<sup>3</sup>/s

Les pertes de charge linéaires sont calculées au moyen de la formule de Colebrook, avec :

$$dH_{linéaire} = \lambda \cdot \frac{L}{Dh} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$\lambda = \frac{1}{\left[ -2 \log \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{\Delta_{barré}}{3,7} \right]^2}$$

Où :

- $\lambda$  est le coefficient de frottement (-),
- Re est le nombre adimensionnel de Reynolds (-),
- $\Delta$ (barré) est la rugosité relative, soit le ratio de rugosité absolue sur le diamètre (-).

Les pertes de charge singulières sont dues aux singularités géométriques du chemin hydraulique et sont formulées de la façon suivante :

$$dH_{singulière} = K_v \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Où  $K_v$  est un coefficient de perte de charge (-) déterminé selon les abaques disponibles et V la vitesse de l'écoulement dans la section de la singularité (m/s).

Le tableau ci-dessous récapitule les pertes de charge linéaires et singulières calculées pour un débit de 0,50 m<sup>3</sup>/s.

Tableau 24 : Détail des coefficients de perte de charge singulières et perte de charge linéaire pour un débit de 0,50 m<sup>3</sup>/s

0.00	Grille formée de treilli ouverture carré de 100 mm/ barreaux de 10 mm incliné 30° idel'cik	0.11	0.05
0.30	Rainures du batardeau (EM)	0.02	0.01
0.54	Perte de charge linéaire section 0.37 m * 0.45 m		0.02
0.54	Convergent brutale (Idel'Cik)	0.10	0.07
0.94	Transition rond carrée (Gardel)	0.01	0.02
0.94			
1.44	petites rainures (EM)	0.10	0.26
1.44	Vanne papillon (USBR)	0.00	0.00
38.03	Perte de charge linéaire section circulaire 300 mm		6.30
38.03	Sortie	1.00	2.55
	<b>TOTAL</b>		<b>9.28</b>

#### 1.2.4. Coefficient $K_Q$

La formule ci-dessous permet de déterminer le coefficient  $K_Q$  qui relie la perte de charge au débit  $Q$  transitant dans la conduite par la relation suivante :

$$\Delta H = K_Q * Q^2$$

Avec le tableau ci-dessus on en déduit  $K_Q = 37,1$ .

En se fixant une charge imposée par la retenue, il est ainsi possible d'en déduire le débit sortant par la conduite de vidange et par conséquent d'établir une loi de débitance de la vidange.

#### 1.2.5. Loi de débitance de la vidange

La figure présente la relation de débitance de la vidange obtenue.

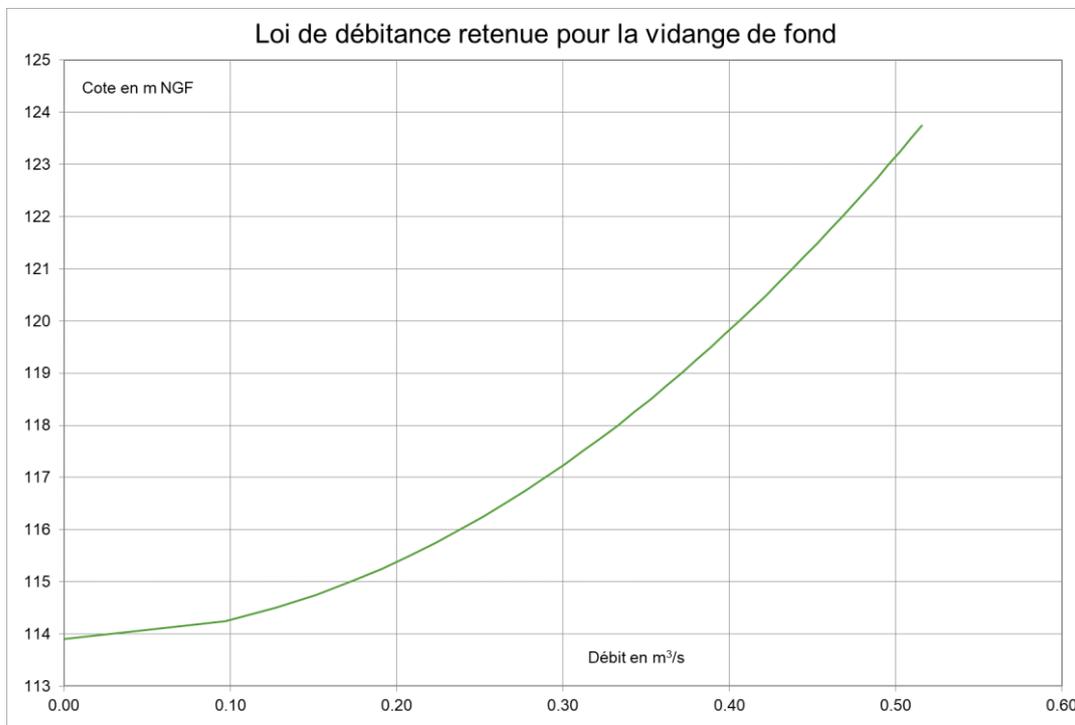


Figure 100 : Loi de débitance pour la vidange de fond

### 1.3. DUREE DE LA VIDANGE ET VITESSE DU JET

En considérant la loi de débitance calculée précédemment, le débit entrant égal au module et la relation cote-volume propre à la retenue, les résultats sont les suivants :

- Temps pour diminuer de moitié la poussée hydrostatique sur le barrage : 5,0 jours
- Temps pour vidanger complètement la retenue : 10,0 jours

Avec un diamètre de 300 mm, la conduite de vidange de fond permet de respecter les objectifs fixés de vidange.

Le débit sortant maximal est de 0,50 m<sup>3</sup>/s, entraînant une vitesse de sortie importante de 7,1 m/s.

Il est donc nécessaire de prévoir un bassin de dissipation permettant de dissiper l'énergie du jet en sortie de conduite.

## 1.4. DIMENSIONNEMENT DU BASSIN DE DISSIPATION

Classiquement pour cette configuration les bassins de dissipation de type 6 selon l'USBR sont bien adaptés pour dissiper l'écoulement. Cependant, ce type de bassin requiert un muret en travers de l'écoulement assez proche de la sortie de la buse où la vitesse est encore importante. Ce bassin ayant aussi vocation à récupérer les poissons quand la retenue est vidangée, la présence de ce mur combinée à une forte vitesse en sortie de la conduite de vidange entraînerait une mortalité importante des poissons.

Le dimensionnement va donc se baser sur la diffusion d'un jet immergé. L'objectif est d'atteindre en sortie de bassin une vitesse moyenne de l'ordre de 1 m/s et un taux de dissipation entre 1 et 5 kW/m<sup>3</sup>.

L'ouvrage proposé en phase AVP en béton est préféré à un bassin d'enrochement car ce dernier occuperait une place importante sur la plateforme (12,50 m perpendiculairement à l'écoulement et 8,0 m dans le sens de l'écoulement).

Pour cette raison, un bassin en béton sera retenu. En sortie de bassin, un contre-seuil également en béton sera présent pour assurer la présence d'un volume de dissipation satisfaisant.

Dans les calculs présentés ci-après les hypothèses suivantes ont été prises :

- Cote de la génératrice inférieure de la conduite de vidange : 113,00 m NGF
- Cote du contre-seuil : 113,70 m NGF, permettant d'avoir environ une hauteur d'eau de 0,40 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite de vidange.

### 1.4.1. Diffusion d'un jet en milieu immergé

Selon la théorie, en milieu immergé :

- Le jet en sortie de conduite se diffuse selon un angle de 11,8°.
- La vitesse du jet à une distance donnée de la sortie de la conduite présente une forme gaussienne avec une vitesse plus élevée au centre et plus faible sur les extrémités du cône formé par le jet. La répartition des vitesses à une abscisse X1 est donnée par la formulation suivante en suivant les notations de la figure ci-dessous :

$$V(r) = \exp \left[ -50 * \left( \frac{r^2}{X1^2} \right) \right]$$

Avec,

- V : vitesse du jet (m/s),
- r : la position dans la largeur de jet (m),
- X1 : la distance depuis la référence X = 0 présentée sur la figure ci-dessous.

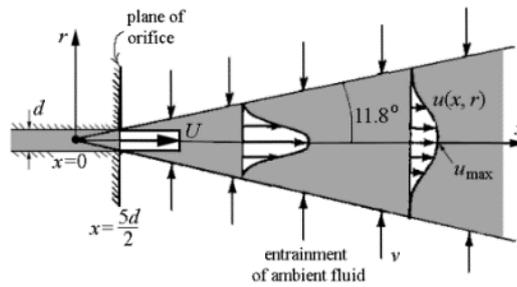


Figure 101 : Diffusion d'un jet en milieu immergé

- La vitesse moyenne en sortie d'un jet décroît en fonction de la distance depuis la sortie de la conduite selon la relation suivante :

$$V_{moy}(X) = V_{conduite} * \frac{5D}{2X}$$

Avec,

- $V_{moy}$  = Vitesse moyenne du jet (m/s) à une abscisse x donnée depuis la sortie du jet,
- $V_{conduite}$  = Vitesse en sortie de la conduite (m/s),
- D = diamètre de la conduite (m),
- X = distance (m) depuis la sortie de la conduite.

#### 1.4.2. Application des formules à notre cas

En sortie de conduite de vidange, la vitesse maximale atteinte est égale à 7,1 m/s. Lors des travaux de dérivation provisoire, la vitesse en sortie des conduites est plus faible (environ 3,00 m/s).

##### a) Détermination de la longueur du bassin de dissipation

Pour atteindre une vitesse moyenne du jet égale à 1,00 m/s en sortie de bassin, la longueur nécessaire selon la formule présentée ci-dessus est  $X = 5D/2 * V_{conduite}/V_{moy}$ , soit **X = 5,30 m**.

**La longueur du bassin retenue sera de 5,50 m.**

##### b) Détermination de la largeur du bassin

En tenant compte d'une longueur 5,50 m et du fait que le jet se diffuse selon un angle de 11,8°, le jet en sortie de la conduite de vidange atteindra une largeur de 2,60 m à l'aval du bassin de dissipation.

##### c) Contre-seuil en béton

Les caractéristiques du contre-seuil en béton sont les suivantes :

- une face amont verticale,
- Une pente de 10H/1V sur le coursier aval du contre-seuil,
- Une largeur de 2,60 m (largeur du bassin définie précédemment),

- Une cote de 113,70 m NGF.

Avec ces éléments, le calcul de la ligne d'eau pour le débit maximal en sortie de conduite 0,50 m<sup>3</sup>/s atteint une cote de 113,93 m NGF en considérant une loi de seuil dénoyé et un coefficient de débit de 0,38 (-).

Ainsi, pour le débit maximal sortant de la conduite de vidange, la lame d'eau au-dessus du contre-seuil est de 0,23 m.

#### NOTA :

Pour le cas de la dérivation provisoire, avec un débit maximal de 1,3 m<sup>3</sup>/s (cas sécuritaire pour une crue de chantier vingtennale), le niveau d'eau atteint dans le bassin est de 114,15 m NGF.

#### d) Détermination de la profondeur du bassin et de la cote des murs du bassin

En sortie de conduite, la puissance de l'écoulement (kW) est donnée par la relation suivante :

$$P = Q * H * g$$

Avec,

- Q : le débit en m<sup>3</sup>/s,
- H : la charge de l'écoulement en sortie de conduite égale à  $V^2/2g$  (m),
- g : constante gravitationnelle (m/s<sup>2</sup>).

Dans notre cas, la puissance de l'écoulement est  $P = 0,50 * 2,55 * 9,81 = 12,52$  kW. L'objectif est d'avoir un taux de dissipation le plus proche de 1,0 kW/m<sup>3</sup>, garantissant une bonne dissipation de l'écoulement. Le taux de dissipation correspond au rapport entre la puissance de l'écoulement et le volume effectif de dissipation.

En considérant un niveau d'eau dans le bassin à 113,70 m NGF (soit la cote du contre-seuil) et une profondeur de 1,00 m., le calcul du volume du bassin de dissipation (Longueur \* Largeur\*profondeur) est détaillé ci-dessous en considérant la diffusion du jet selon un angle de 11,8°:

- **Longueur** : la longueur totale du bassin est prise en compte **soit 5,50 m**.
- **Largeur** : la largeur prise en compte pour la dissipation correspond à la moyenne entre le diamètre de la conduite et la largeur totale du bassin (2,60 m) obtenue à une distance de 5,50 m de la sortie de la conduite de vidange. Ainsi, la largeur de dissipation est donc  $[(0,3+2,6)/2 = 1,45$  m
- **Profondeur** : selon un angle de 11,8 °, le jet atteint une hauteur de 1,0 m à une distance de 1,7 m de la sortie de la buse. Sur cette distance, la hauteur prise en compte pour la dissipation du jet correspond à la moyenne entre le diamètre de la conduite de vidange (0,3 m) et 1,0 m, soit 0,65 m. A une distance en sortie de conduite comprise entre 1,7 m et 5,50 m la hauteur participant à la dissipation du jet est de 1,0 m. Ainsi, la hauteur de dissipation est de 0,89 m sur la longueur du bassin

Le volume de dissipation résultant est donc de  $5,5 * 1,45 * 0,77 = 7,1$  m<sup>3</sup> soit un taux de dissipation de  $12,5/7,1 = 1,8$  kW/m<sup>3</sup> ce qui est satisfaisant.

### 1.4.3. Bassin de dissipation retenu

Les dimensions du bassin sont donc les suivantes :

- Longueur totale : 5,50 m
- Largeur : 2,60 m
- Profondeur : 1,0 m
- Fond du bassin : 112,70 m NGF
- Cote génératrice inférieure de la conduite de vidange : 113,00 m NGF
- Cote du contre-seuil à l'aval du bassin de dissipation : 113,70 m NGF
- Arase des murs bajoyers : 114,70 m NGF, qui présente une revanche suffisante (77 cm) par rapport au niveau maximal atteint lors de la vidange (113,93 m NGF).

La figure ci-dessous présente une vue schématique en plan ainsi qu'un profil en long du bassin de dissipation.

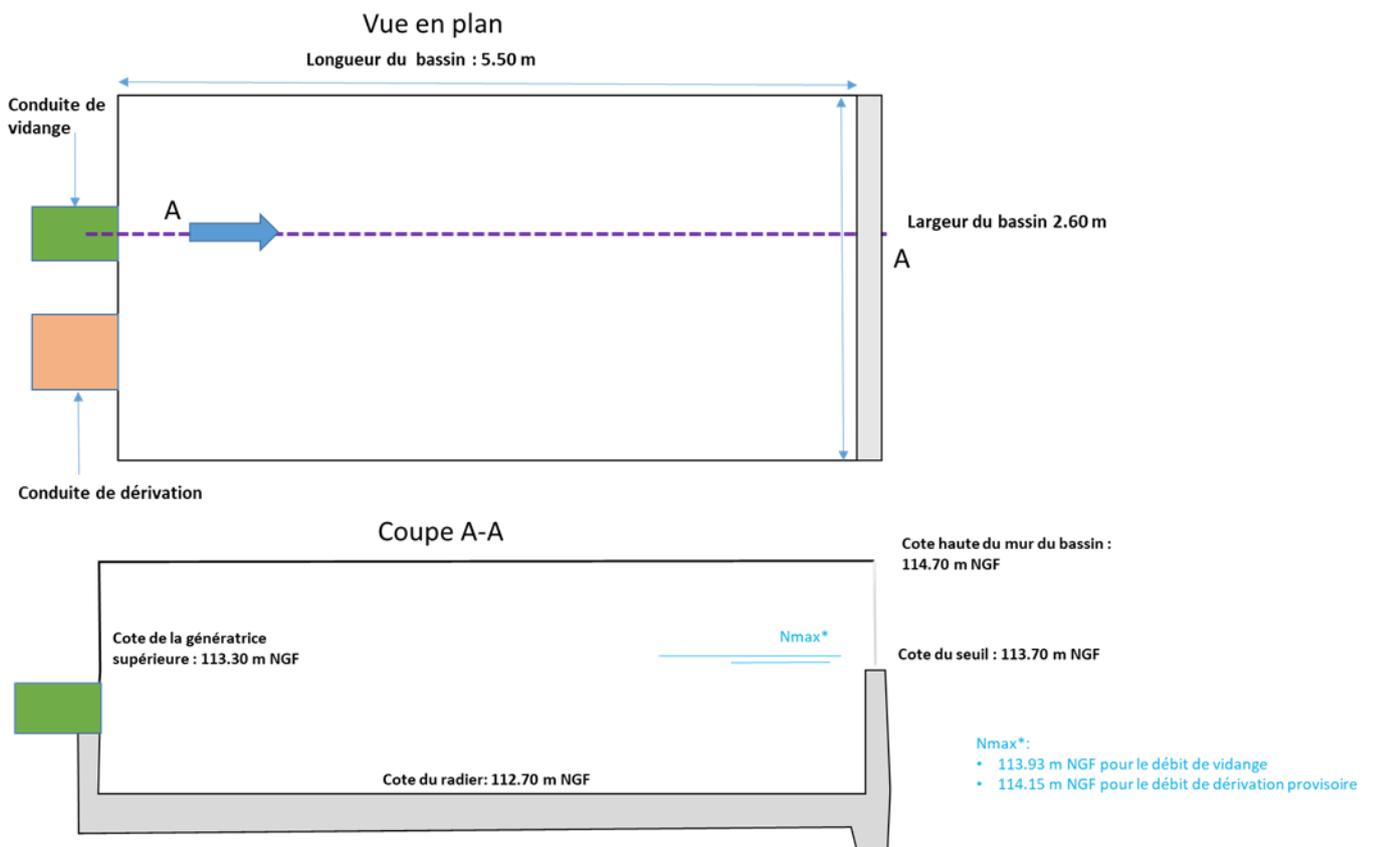


Figure 102 : Vue en plan et profil en long du bassin de dissipation en sortie de la conduite de vidange

## 1.5. DIMENSIONNEMENT DES ENROCHEMENTS EN AVAL DU CONTRE-SEUIL

Le contre-seuil crée une chute d'eau pouvant entraîner un affouillement en aval du bassin. Il est donc nécessaire de dimensionner les protections nécessaires. Le calcul sera réalisé pour le cas le plus défavorable, soit en considérant le débit maximal de 1,30 m<sup>3</sup>/s provenant de la dérivation provisoire. Les résultats de cette approche seront également donnés pour le débit maximal sortant de la conduite de vidange.

Pour dimensionner les protections nécessaires, l'équation de Mason et Arumugam (1985) est retenue car elle permet de mettre en relation le risque d'affouillement avec le diamètre de protection en pied de chute du contre-seuil. La formule est présentée ci-dessous.

$$Y_s = K_s \frac{q^X H^Y h_s^{0.15}}{g^{0.3} d_s^{0.1}} \quad (\text{Equation de Mason et Arumugam})$$

Avec,

- $Y_s$  : profondeur d'érosion en dessous du niveau d'eau aval (m),
- $H$  : différence de charge entre le réservoir et le niveau à l'aval (m),
  - la charge au-dessus du contre seuil est égale à :
    - 113,93 m NGF pour le débit de vidange (0,50 m<sup>3</sup>/s)
    - 114,15 m NGF pour le débit de dérivation provisoire (1,30 m<sup>3</sup>/s),
  - A l'aval du seuil, la cote du fond avec enrochement est à 113,20 m NGF et le profil de la section est considéré trapézoïdal avec une largeur en base de 2,60 m, une hauteur de 1,00 m et une pente des berges de 2H pour 1V. Le niveau en aval dans la section s'établit à :
    - 113,47 m NGF pour le débit de vidange (0,50 m<sup>3</sup>/s)
    - 113,67 m NGF pour le débit de dérivation provisoire (1,30 m<sup>3</sup>/s),

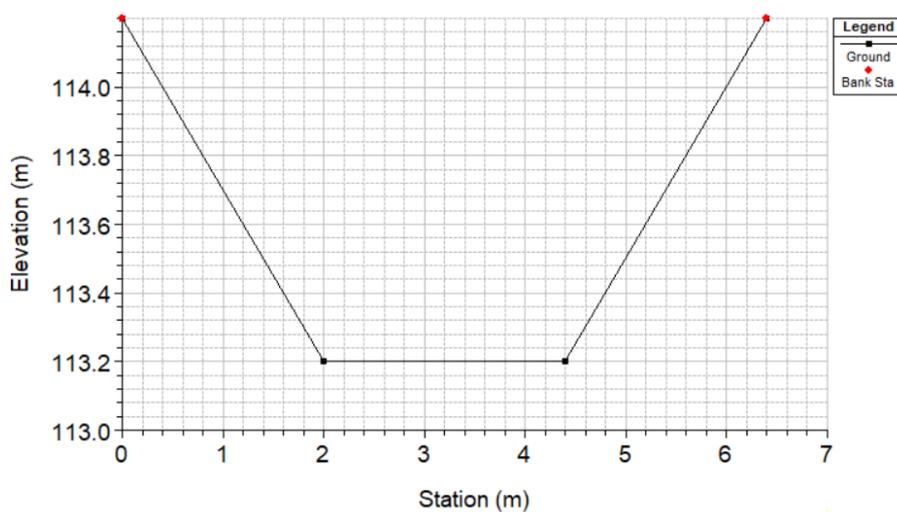


Figure 103 : Section en aval du contre-seuil

- $H$  est donc égale à,
  - 0,46 m pour le débit de vidange (0,50 m<sup>3</sup>/s),
  - 0,48 m NGF pour le débit de dérivation provisoire (1,30 m<sup>3</sup>/s),

- $q$  : débit unitaire ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ), dans notre cas :
  - $q = 0,5/2,60 = 0,19 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  pour le débit de vidange ( $0,50 \text{ m}^3/\text{s}$ ),
  - $q = 1,3/2,60 = 0,50 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  pour le débit de dérivation provisoire ( $1,30 \text{ m}^3/\text{s}$ ),
- $h_s$  : hauteur d'eau au-dessus de la surface du sol d'origine (m),
- $K_s$  : coefficient égal à  $6,42 - 3,1H^{0,10}$ ,
- $g$  : constante gravitationnelle ( $\text{m}/\text{s}^2$ ),
- $d_s$  : taille de la particule médiane en fond de fosse (D50) (m),
- $X$  : constante égale à  $0,6 - H/300$ ,
- $Y$  : constante égale à  $0,15 + H/200$ ,

Considérant une double couche d'enrochement de diamètre de 300 mm (soit 60 cm), l'affouillement pour le débit maximal déversé ( $1,30 \text{ m}^3/\text{s}$ ) est d'environ 0,70 m. Cet affouillement reste acceptable car il est temporaire.

L'affouillement obtenu par cette approche pour le débit maximal sortant de la conduite de vidange est de 0,36 m

Pour éviter tout risque, nous proposons de liaisonner la double couche d'enrochement sur une distance de 2,5 m en aval immédiat du contre-seuil. Cette distance correspondant à la distance où le jet en sortie du déversoir impacte la cote 113,20 m NGF pour le débit de dérivation provisoire ( $1,30 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

## 1.6. RACCORDEMENT EN AVAL DU CONTRE-SEUIL JUSQU'AU RUISSEAU EXISTANT

Pour raccorder la section en aval du contre-seuil au ruisseau existant, il est envisagé un raccordement progressif dans un chenal en enrochement libre.

La longueur de ce raccordement est d'environ 40 m. La cote du fond du ruisseau au droit de la connexion avec le chenal de raccordement est à 112,8 m NGF. Cela induit une pente de 1,3 % pour le chenal de raccordement soit légèrement plus faible que la pente du cours d'eau existant en aval de la connexion qui est d'environ 3%. Enfin, une pente de 2H/1V est retenue pour les berges du chenal de raccordement

Dans notre cas, la vitesse maximale dans le chenal en enrochement serait d'environ  $2,0 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ . Avec la formulation d'Isbach, le diamètre nécessaire pour le chenal en enrochement (berges et fond) est de 0,3 m.

**Ainsi, une double couche de 0,3 m de diamètre est retenue pour réaliser le chenal de raccordement soit une épaisseur d'enrochement de 0,6 m.**

## 2. DIMENSIONNEMENT STRUCTUREL DU BASSIN DE DISSIPATION

### 2.1. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX CONSIDEREES

Les propriétés mécaniques de l'interface barrage/fondation utilisées dans les calculs sont les suivantes :

- Cohésion effective :  $c' = 200 \text{ kPa}$
- Angle de frottement interne :  $\phi = 40^\circ$

Les caractéristiques considérées pour le remblai sont les suivantes :

- Poids volumique sec :  $\gamma_{remblai} = 18 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne :  $\phi = 38^\circ$
- Pour le calcul de la poussée des terres, on fait l'hypothèse (conservative) que le remblai appuyant contre les structures ne connaît pas de déplacement. Le calcul de la poussée fait alors intervenir le coefficient de poussée des terres au repos :  $K_0 = 1 - \sin(\phi) = 1 - \sin(38^\circ) = 0.38$

Les caractéristiques considérées pour la terre végétale sont les suivantes :

- Poids volumique :  $\gamma_{terre} = 20 \text{ kN/m}^3$

Les caractéristiques considérées pour le béton armé sont les suivantes :

- Poids volumique :  $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$
- Classe de résistance : C30/37
- Classe d'exposition : XF3
- Enrobage minimal :  $c = 5 \text{ cm}$

Les caractéristiques considérées pour les aciers de ferrailage sont les suivantes :

- Classe de ductilité : Classe B – Haute ductilité
- Limite d'élasticité :  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

### 2.2. DIMENSIONNEMENT DES BAJOYERS

L'épaisseur des bajoyers du bassin de dissipation considérée est de 0,30 m.

Pour le dimensionnement du ferrailage des bajoyers, on se place dans le cas où le bassin de dissipation est vide, en phase chantier (les dalles ne sont pas encore posées et les enrochements à l'intérieur du bassin ne sont pas considérés). Dans ce cas la poussée hydrostatique de l'eau contenue dans le bassin est nulle (bassin vide), et le poids volumique du remblai considéré est le poids volumique sec (le radier et les bajoyers du bassin étant perforés, on ne considère pas de poussée hydrostatique dans le remblai).

La hauteur de remblai considérée est prise égale à la hauteur du bajoyer au-dessus du radier donc  $h_{remblai} = 2.85 \text{ m}$ . De manière conservative, le poids propre du bajoyer n'est pas pris en compte dans le calcul.

De manière conservative, les enrochements à l'intérieur du bassin de dissipation ne sont pas pris en compte.

Le cas critique pour le dimensionnement des bajoyers correspond au cas où le passage d'engins de chantier est considéré en plus de la poussée des terres du remblai. On considère une grue Locatelli gril 855. Cette grue pèse 36 t, soit 180 kN par essieu et 90 kN par roue. Elle fait 11,97 m de long et 2,5 m de large.

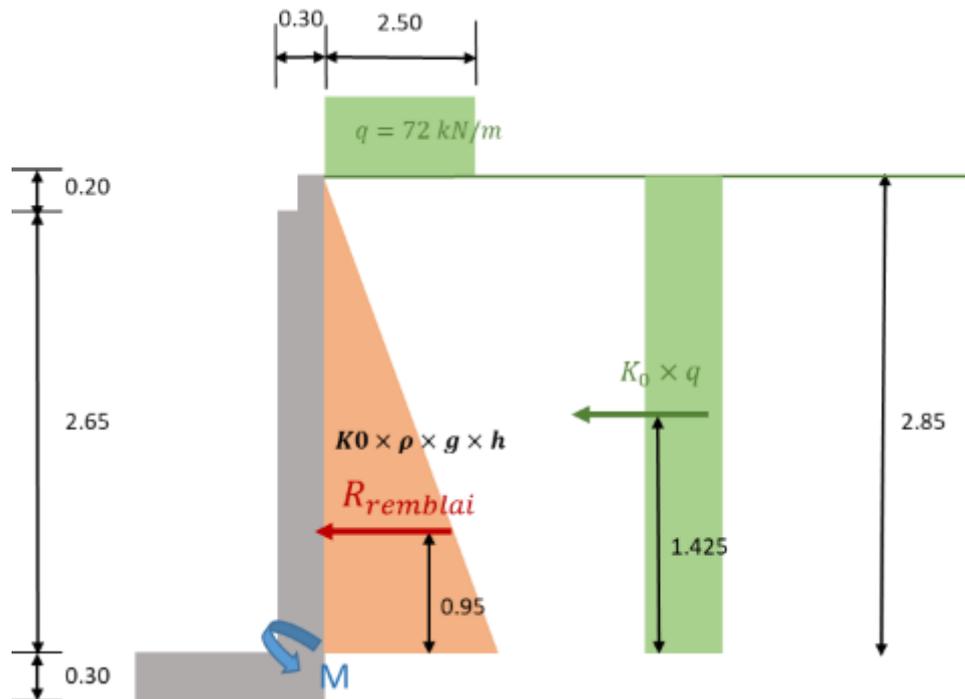


Figure 104 : Hypothèses de dimensionnement des bajoyers – bassin de dissipation

Le diagramme de poussée des terres est considéré triangulaire, avec en pied une pression maximale égale à :

$$r = K_0 \cdot \gamma_{remblai} \cdot h_{remblai} = 0.38 \cdot 18 \cdot 2.85\text{m} = 19.49 \text{ kPa}$$

Pour ce type de situation, la résultante de la poussée des terres est donnée par la formule :

$$R_{remblai} = K_0 \times \gamma_{remblai} \times \int_0^{2.85} h \, dh = 0.38 \times 18 \times \frac{2.85^2}{2} = 27.77 \text{ kN}$$

Le diagramme étant triangulaire, la résultante de la poussée des terres s'applique à une distance égale à 1/3 de la hauteur du remblai soit 0,95 m.

La charge d'exploitation considérée correspond au poids d'un essieu réparti sur la largeur de l'essieu, soit  $q = 180/2.50 = 72 \text{ kN/m}^2$ . On considère que cette charge se répercute de manière uniforme sur toute la hauteur du mur, via le coefficient de pression  $K_0$ . La résultante de la charge imposée par le passage des engins de remblai est donnée par :

$$R_{engins} = K_0 \times h_{remblai} \times q = 77.98 \text{ kN}$$

En considérant la poussée des terres comme une charge permanente, et la charge d'exploitation des engins comme charge variable, on en déduit les moments maximaux atteint à l'appui à l'ELU et à l'ELS :

Tableau 25: Moments calculés

	Expression	Valeur numérique
<b>Moment max ELU</b>	$M_{appuis} = 1.35 \times R_{remblai} \times 0.95 + 1.5 \times R_{engins} \times 1.425$	202,32 kN.m/m
<b>Moment max ELS</b>	$M_{appuis} = 1.00 \times R_{remblai} \times 0.95 + 1.00 \times R_{engins} \times 1.425$	137,50 kN.m/m

Le ferrailage obtenu est présenté ci-dessous :

Tableau 26 : Résultats ferrailage des bajoyers

Résultats travée - ELU			
$z_c$	bras de levier des aciers tendus	20.54	cm
Aciers comprimés		non requis	
Aciers tendus			
$A_{smin}$	4.5	≤	$A_{s1u,calculé}$ 22.32 en $cm^2$
↳ $A_{s1,retenu}$		22.32	$cm^2$

Section d'acier choisie			
Armatures tendues			
Nombre de lits choisi		1	
$n_1$	Lit 1, composé de $n_1$ armatures de diamètre $\phi_1$	8	
$\phi_1$		20	mm
$A_{s1}$	Section totale d'armatures tendues choisie	25.13	$cm^2$
Armatures comprimées			
		Oui	
$n_{2,1}$	Lit des aciers comprimés, composé de $n_{2,1}$ armatures de diamètre $\phi_{2,1}$	8	
$\phi_{2,1}$		20	mm
$A_{s2}$		25.13	$cm^2$
Espacement		12.50	cm
Espacement minimal		2.5	cm
↳ Conforme ?		Oui	
$w_{k,max}$ valeur limite de l'ouverture de fissure, est		donnée directement	
$w_{k,max,doonné}$		0.3	mm
$w_{k,max}$	Valeur limite de l'ouverture de fissure	0.3	mm

Vérification de l'ouverture des fissures (valable en combinaisons quasi-permanente uniquement)					
$w_k$	0.247	mm	<	$w_{k,max}$	0.3 mm

Le ferrailage des bajoyers du bassin de dissipation est constitué d'une nappe supérieure avec un seul lit composé de barres HA20 groupées par deux (avec un espacement de 25 cm entre chaque groupement), et d'une nappe inférieure avec un lit composé de barres HA20 groupées par deux également espacées de 25 cm. Les aciers horizontaux sont des aciers de répartition, ils sont composés de barres HA14 espacées de 25 cm.

### 2.3. DIMENSIONNEMENT DU RADIER

Le radier du bassin de dissipation fait une épaisseur de 0,30 m pour une longueur de 7 m et une largeur de 2,40 m. Ce radier est directement fondé au rocher et sera coulé pleine fouille, ce qui permet de s'assurer que celui-ci est bien appuyé sur toute la surface du rocher.

De plus, le radier sera perforé, permettant ainsi d'éviter la présence de sous pressions sous le radier. Les efforts appliqués sur la surface du radier seront donc minimales. Etant donné ces considérations, le dimensionnement des aciers peut être fait selon la section minimale des armatures  $A_{smin}$ .

$$A_{smin} = \max\left(0.26 \times f_{ctm} \times b \times \frac{d}{f_{yk}}; 0.0013 \times b \times d\right)$$

D'où  $A_{smin} = 0.26 \times 2.90 \times \frac{0.3}{500} \times 1 = 4.5 \text{ cm}^2$ .

Le ferrailage choisi est donc le suivant :

Tableau 27 : Résultats ferrailage du radier du bassin de dissipation

Section d'acier choisie		
<b>Armatures tendues</b>		
Nombre de lits choisis		1
$n_1$	Lit 1, composé de $n_1$ armatures de diamètre $\phi_1$	4
$\phi_1$		14 mm
$A_{s1}$	Section totale d'armatures tendues choisie	6,16 cm <sup>2</sup>
<b>Armatures comprimées</b>		
		Oui
$n_{2,1}$	Lit des aciers comprimés, composé de $n_{2,1}$ armatures de diamètre $\phi_{2,1}$	4
$\phi_{2,1}$		14 mm
$A_{s2}$		6,16 cm <sup>2</sup>
<b>Espacement</b>		25,00 cm
Espacement minimal		2,0 cm
↳ Conforme ?		Oui

Le ferrailage du radier du bassin de dissipation est constitué d'une nappe supérieure avec un lit de barres HA14 espacées de 25 cm les unes des autres, et d'une nappe inférieure avec un lit de barres HA14 espacées de 25 cm les unes des autres.

## 2.4. DIMENSIONNEMENT DES DALLES

Les dalles du bassin de dissipation ont une épaisseur de 0,20 m.

Pour le dimensionnement du ferrailage des dalles, le cas critique concerne la situation où l'essieu d'une grue de chantier se situe à mi travée de l'une des dalles. Chaque dalle étant indépendante des autres et ne mesurant pas plus d'1 m dans la longueur, deux roues ne peuvent pas se retrouver simultanément sur la même dalle (la largeur de la grue étant de 2,5 m). La charge considérée est donc celle d'une seule roue soit 9 t.

Comme charge d'exploitation on considère donc une charge ponctuelle de 90 kN à mi travée.

Le poids propre de la dalle est considéré dans les calculs. Le poids de la terre végétale sur la dalle (0,15 m d'épaisseur) a également été considéré.

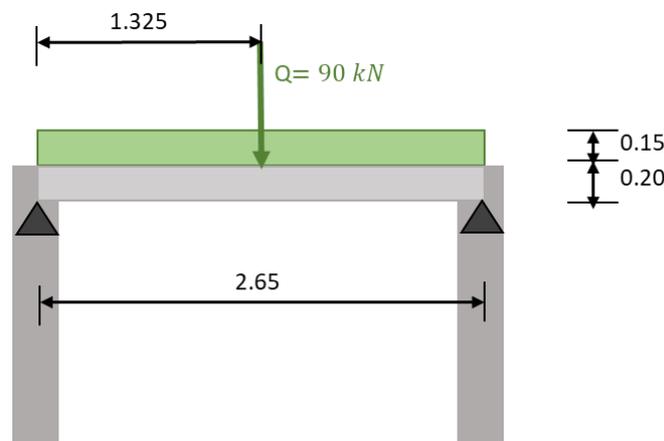


Figure 105 : Hypothèses de dimensionnement des dalles – bassin de dissipation

La charge surfacique due au poids propre d'une dalle vaut  $p_{dalle} = h_{dalle} \times \gamma_c = 0,2 \times 24 = 4,8 \text{ kN/m}^2$ .

La charge surfacique due au poids propre de la terre végétale vaut  $p_{terre} = h_{terre} \times \gamma_{terre} = 0.15 \times 20 = 3 \text{ kN/m}^2$ .

La charge surfacique totale appliquée sur la dalle vaut donc  $p_{tot} = p_{dalle} + p_{terre} = 7.8 \text{ kN/m}^2$ .

Le moment maximal (à mi travée) pour ce type de cas de charge est donnée par l'expression  $M_{max} = Q \times \frac{L}{4} + p \times \frac{L^2}{8}$ .

En considérant  $Q$  comme une charge d'exploitation, et  $p$  étant une charge permanente, on obtient le moment maximal à mi travée :

Tableau 28 : Moments calculés

	Expression	Valeur numérique
<b>Moment max ELU</b>	$M_{travée\_ELU} = 1.5 \times 90 \times \frac{2.65}{4} + 1.35 \times 7.8 \times \frac{2.65^2}{8}$	98,68 kN.m/m
<b>Moment max ELS</b>	$M_{travée\_ELS} = 1.00 \times 7.8 \times \frac{2.65^2}{8}$	6,84 kN.m/m

Tableau 29 : Résultats ferrailage des dalles du bassin de dissipation

Résultats travée - ELU					
$z_c$	bras de levier des aciers tendus		10,69	cm	
Aciers comprimés			non requis		
Aciers tendus					
$A_{s,min}$	2,7	≤	$A_{s1u,calculé}$	21,13	en $\text{cm}^2$
$\hookrightarrow A_{s1,retenu}$			21,13	$\text{cm}^2$	

Section d'acier choisie					
Armatures tendues					
Nombre de lits choisi		1	1		
$n_1$	Lit 1, composé de $n_1$ armatures de diamètre $\phi_1$		15		
$\phi_1$			14	mm	
$A_{s1}$	Section totale d'armatures tendues choisie		23.09	$\text{cm}^2$	
Armatures comprimées		Oui	1		
$n_{2,1}$	Lit des aciers comprimés, composé de $n_{2,1}$ armatures de diamètre $\phi_{2,1}$		15		
$\phi_{2,1}$			14	mm	
$A_{s2}$			23.09	$\text{cm}^2$	
Espacement			20.00	cm	
Espacement minimal			2.0	cm	
$\hookrightarrow$ Conforme ?		Oui			
$w_{k,max}$ , valeur limite de l'ouverture de fissure, est		donnée directement			
$w_{k,max,doané}$			0.3	mm	
$w_{k,max}$		Valeur limite de l'ouverture de fissure	0.3	mm	

Vérification de l'ouverture des fissures (valable en combinaisons quasi-permanente uniquement)					
$w_k$	0.014	mm	<	$w_{k,max}$	0.3 mm

Le ferrailage des dalles du bassin de dissipation est constitué d'une nappe supérieure avec un seul lit composé de barres HA14 espacées de 20 cm l'une de l'autre, et d'une nappe inférieure avec un lit composé de barres HA14 groupées par trois également espacées de 20 cm.

Les aciers horizontaux sont des aciers de répartition, ils sont composés de barres HA14 espacées de 20 cm.

## 2.5. PRINCIPE DE FERRAILLAGE DU BASSIN DE DISSIPATION

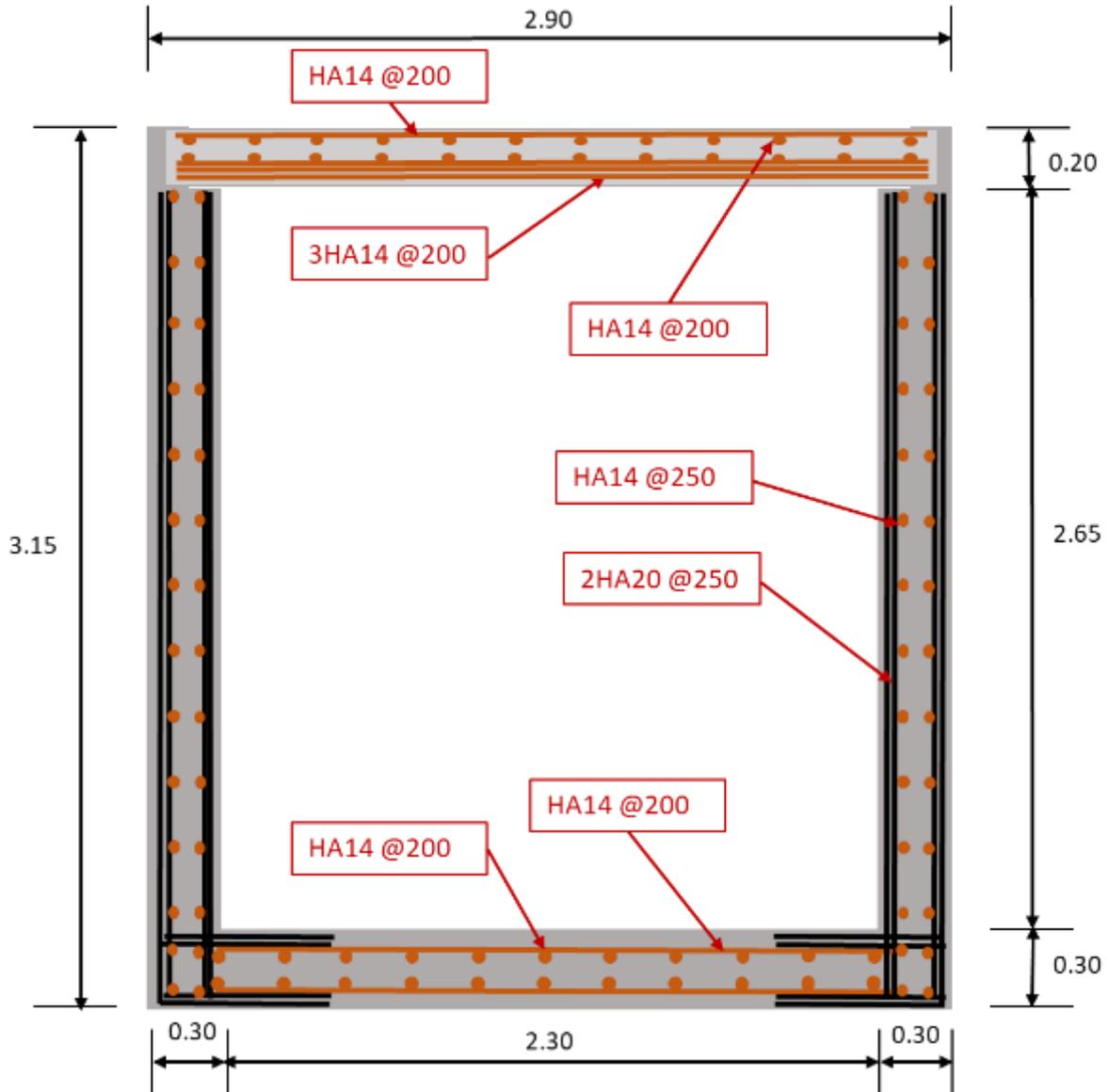


Figure 106 : Principe de ferrailage du bassin de dissipation

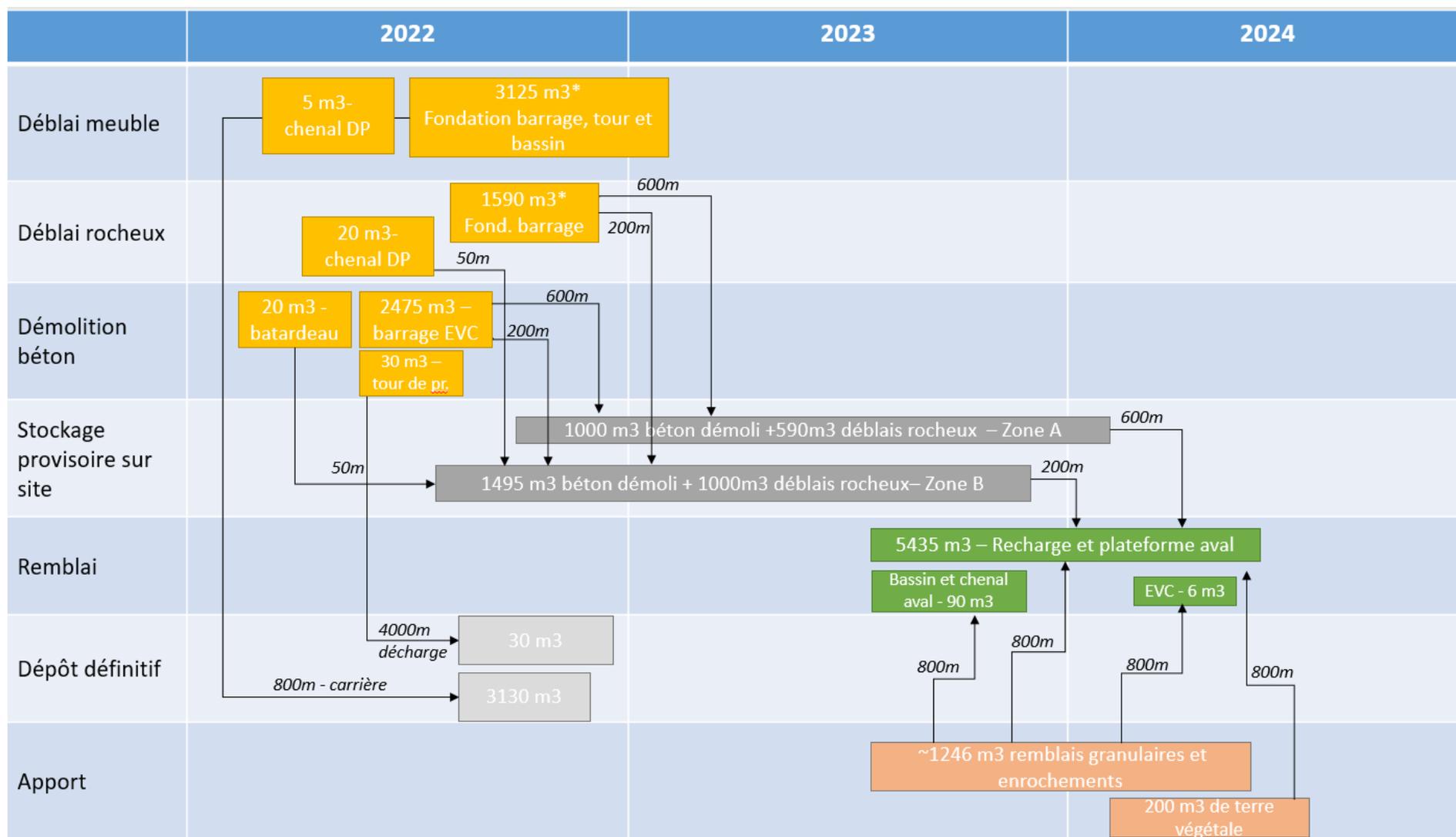
### NOTA :

Les espacements de ferrailage seront globalement homogénéisés sur tout l'aménagement en phase EXE pour faciliter les exécutions. La mise à jour des dimensions également.



## ANNEXE 5

# PLAN DE MOUVEMENT DES MATERIAUX



(\*) Ces volumes de déblais de fondation du barrage ont été évalués en considérant le barrage existant fondé à -3 m en dessous du TN en partie centrale et -2 m en rives. Ils dépendent donc de la profondeur de la démolition réellement exécutée et de la qualité de fondation rocheuse observée après démolition du barrage béton.

A noter également que l'on considère une perte de 10% du volume du barrage existant pour la réutilisation en remblai de démolition pour la recharge aval.



## ANNEXE 6

# ETUDE DE FORMULATION DU BETON

# 1. OBJECTIFS DE FORMULATION

Le béton est constitué de ciment, sable, granulats, et ajouts éventuels (filler, adjuvants, ...). En fonction de sa formulation (caractéristiques et proportions des divers composants), le béton acquiert des propriétés spécifiques. Le béton du nouveau barrage de la Vigie doit satisfaire aux exigences du site et du projet :

- résistance à la compression,
- résistance au phénomène de gel/dégel,
- résistance à la Réaction Alkali-Granulats (mécanisme chimique des composants du béton),
- résistance à la Réaction Sulfatique Interne (mécanisme chimique des composants du béton).

La formulation du béton ici présentée, prend en compte ces critères, ainsi que les exigences relatives à la mise en œuvre du béton (ouvrabilité).

# 2. REFERENCES

## 2.1. NORMES

La norme en vigueur relative aux bétons est NF EN 206 (et complément national).

Les normes de référence relatives aux constituants du béton sont les suivantes :

- Ciment : NF EN 197-1 (et NF EN 14 216 ciments à très faible chaleur d'hydratation) ;
- Cendres volantes : NF EN 450-1 ;
- Fumée de silice : NF EN 13 263-1 ;
- Laitier granulé de haut-fourneau : NF EN 15 167-1
- Granulats : NF EN 12 620 ;
- Eau de gâchage : NF EN 1008 ;
- Adjuvants : NF EN 934-2.

Le béton du barrage est un béton de masse, non armé (excepté armatures de peau où nécessaire). Pour les structures massives telles qu'un barrage, il est autorisé de déroger aux normes précédentes, et notamment la norme NF EN 197-1 relative au ciment. Ces normes sont dans le présent projet utilisées dans un premier temps comme référence, pour comparaison avec la conception finalement choisie.

La norme en vigueur relative à l'alcali-réaction est FD P18-464.

## 2.2. GUIDES ET RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES

- Diagnostic de la gélivité d'un béton, Ifsttar, 2017
- Diagnostic d'une réaction de gonflement interne du béton, Ifsttar, 2018
- Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel, Ifsttar/LCPC, 2003
- Recommandations pour la Prévention des désordres dus à la Réaction Sulfatique Interne, Ifsttar/LCPC, 2007
- Recommandations – Bien prescrire les bétons – Prescriptions complémentaires relatives à la prévention vis-à-vis du gel/dégel, AFGC, 2018
- Recommandations – Bien prescrire les bétons – Alkali-Réaction (RAG), AFGC, 2018
- Recommandations – Bien prescrire les bétons – Réaction Sulfatique Interne (RSI), AFGC, 2018

## 3. MECANISMES DOMMAGEABLES

### 3.1. PHENOMENE DE GEL/DEGEL

#### 3.1.1. Mécanisme

Les *Recommandations – Bien prescrire les bétons – Prescriptions complémentaires relatives à la prévention vis-à-vis du gel/dégel* de l'AFGC (2018), indiquent :

« Les bétons soumis à des cycles de **gel/dégel** en présence d'eau peuvent être concernés par deux types principaux de dégradations :

- les dégradations par gel interne, qui se manifestent par une fissuration dans la masse du béton
- les dégradations par écaillage, qui se manifestent par une perte d'écailles de béton, depuis la surface vers la profondeur, en présence de sels de déverglaçage.

#### Gel interne

Lorsque la température au sein du béton décroît, l'eau contenue dans les pores capillaires gèle à une température dépendant du rayon des pores et des espèces ioniques (en nature et concentration) présentes en solution. Ainsi, même à des températures inférieures à -10°C par exemple, toute l'eau libre du béton n'est pas gelée. La part de l'eau ayant gelée augmente d'environ 9% en volume. Il en résulte une mise en pression de l'eau non gelée et une circulation de fluides à l'intérieur de la porosité du béton. Si les contraintes induites sont supérieures à la résistance en traction de la pâte cimentaire, il y a endommagement du béton. **L'incorporation de micro-bulles d'air dans la pâte cimentaire, au moyen d'un adjuvant entraîneur d'air, permet de diminuer les pressions hydrauliques en facilitant la circulation de l'eau n'ayant pas gelé.** L'incorporation de microbilles plastiques compressibles permet d'atteindre le même type de résultat (d'après des essais réalisés en enceinte climatique).

## Ecaillage

En plus du mécanisme précédemment décrit, la présence de sels de déverglaçage en surface conduit à rendre le béton de peau moins gélif que le béton de cœur. Il en résulte un retrait différentiel pendant la phase de gel, pouvant conduire à une desquamation du béton.

Les paramètres d'influence à ces dégradations sont :

- exposition au gel (cycles de gel/dégel, accessibilité au gel de la partie d'ouvrage...),
- exposition au sel (niveau de salage, distance, orientation de la partie d'ouvrage...),
- saturation en eau (surface horizontale ou soumise aux projections),
- gélivité des granulats,
- résistance minimale de la pâte à la traction (nature du liant, rapport Eau Efficace/Liant Equivalent...),
- structure du réseau poreux (capacité d'entraîner de l'air, taille et espacement moyen des pores...). »

Selon les recommandations du LCPC, le choix des matériaux du béton doit par ailleurs prendre en compte les aspects suivants :

- les granulats doivent être non gélifs,
- des précautions sont à prendre sur le choix des liants,
- les cendres volantes, qui peuvent gêner l'entraînement régulier de l'air, sont interdites.

### 3.1.2. Exposition au gel/dégel du projet de la Vigie

Selon la norme NF EN 206 relative aux bétons, la classe d'exposition du béton du barrage de la Vigie en fonction de son environnement est **XF3 vis-à-vis de l'exposition au gel/dégel** : « forte saturation en eau, sans agent de déverglaçage ».

La caractéristique G définie par le LCPC est ajoutée, soit une classe d'exposition XF3-G.

La **gélivité des granulats** devra être déterminée avant les essais de formulation du béton.

### 3.1.3. Préconisations pour se prémunir du risque d'endommagement par gel/dégel

Il apparaît donc pertinent d'intégrer à la formulation du béton l'emploi d'un **adjuvant entraîneur d'air** (agent tensioactif) afin de garantir la teneur minimale en air.

Les préconisations de l'AFGC (sur la base des recommandations du LCPC de 2003) concernant les essais à réaliser avec et pendant la production du béton sont les suivantes :

- Réalisation d'essais de formulation avec épreuves d'études et de convenance :
  - Mesure de la teneur en air selon NF EN 12 2350-7 et du facteur d'espacement  $L_{barre}$  selon ASTM C457-98,
  - OU essais de performance au gel interne selon NF P18-424 et NF-P425.

- Critères à obtenir des essais préalables à la production (études et convenance) :
  - Détermination de la plage de teneurs en air permettant de garantir un  $L_{barre} \leq 250 \mu\text{m}$  et une résistance à la compression conforme,
  - OU gel interne  $\Delta l/l \leq 400 \mu\text{m/m}$  ET  $(f_n/f_0)^2 \geq 0,75$ .
- Critères de contrôle en production :
  - Teneur en air comprise dans la plage validée en étude et convenance, sans dépasser +5% par rapport à la valeur minimale autorisée ET  $L_{barre} \leq 300 \mu\text{m}$ ,
  - OU gel interne  $\Delta l/l \leq 500 \mu\text{m/m}$  ET  $(f_n/f_0)^2 \geq 0,60$ .

## 3.2. REACTION ALCALI-GRANULATS (RAG)

### 3.2.1. Mécanisme

Les *Recommandations – Bien prescrire les bétons – Alkali-Réaction (RAG)* de l'AFGC (2018), indiquent :

« **L'alkali-réaction** est une réaction chimique qui peut se produire entre les alcalins présents dans la solution interstitielle du béton et certaines formes de silice dites réactives (silice amorphe, opale...) présentes dans les granulats, en présence d'eau. Cette réaction peut se traduire par la formation de gels gonflants pouvant conduire à la fissuration de la partie d'ouvrage concernée. Il s'agit d'une réaction lente, pouvant s'étaler sur des dizaines d'années.

Les **alcalins** sont apportés par les constituants du béton (essentiellement le ciment) et l'environnement extérieur (exposition à l'eau de mer ou aux embruns marins, aux sels de déverglaçage). La présence de silice réactive en quantité délétère est appréhendée par la notion de **réactivité des granulats**. L'apport d'eau est piloté essentiellement par l'environnement dans lequel est placée la partie d'ouvrage concernée. »

### 3.2.2. Exposition à la RAG du projet de la Vigie

Selon les caractéristiques du site (hygrométrie > 80 % et avec fondants salins, ou en environnement marin) et du projet (barrage, catégorie d'ouvrage III), le niveau de prévention défini par le LCPC est C.

Le Niveau C permet l'utilisation :

- de granulats Non Réactifs (NR) généralement recommandés ;
- OU de granulats (sables ET gravillons) Potentiellement Réactifs à effet de Pessimum (PRP), avec conditions particulières d'utilisation (cf. §6.3.1.2 du FD P 18-464) ;
- OU, si l'approvisionnement en granulats Non Réactifs (NR) ou Potentiellement Réactifs à effet de Pessimum (PRP) est particulièrement difficile, de granulats Potentiellement Réactifs (PR) à condition de procéder à une étude approfondie de la formule envisagée, sur des bases expérimentales définies contractuellement (soit sur la base de l'essai de performance : cf. §6.2.3 du FD P 18-464).

Les granulats Non Qualifiés (NQ) ne sont pas autorisés en niveau C.

Le délai de réponse quant à la satisfaction des conditions est immédiat dans les deux premiers cas et compris entre 3 mois et 1 an (délai moyen de 5 mois) dans le troisième cas.

La **réactivité des granulats** de la carrière de l'île, qui fournira les granulats pour le projet, devra donc être déterminée avant les essais de formulation du béton.

### 3.2.3. Préconisations pour se prémunir du risque d'endommagement par RAG

Les préconisations dépendent donc de la réactivité des granulats de la carrière. En fonction, il sera prescrit ou non des essais de performance selon la norme FD P18-464 (et norme française NF P18-454 et fascicule FD P18-456).

Dans tous les cas, la **diminution de la quantité de clinker dans la composition du ciment**, et la recherche d'un ciment à faible teneur en alcalins sera pertinente.

## 3.3. REACTION SULFATIQUE INTERNE (RSI)

### 3.3.1. Mécanisme

Les *Recommandations – Bien prescrire les bétons – Réaction Sulfatique Interne (RSI)* de l'AFGC (2018), indiquent :

« La **Réaction Sulfatique Interne** correspond à la formation différée d'ettringite dans une matrice cimentaire déjà durcie. L'ettringite primaire, constituant normal issu de la prise des ciments, n'a dans ce cas pas pu se former, du fait d'une élévation importante de la température du béton au cours de sa prise et de son durcissement.

Cette pathologie concerne potentiellement uniquement des bétons ayant subi une température au jeune âge supérieure à 65°C. En effet, à cette température, l'ettringite (dite primaire) ne peut pas se former. Il en résulte une mise en solution de sulfates qui peuvent réagir de manière différée (au bout de quelques années voire dizaines d'années) avec les aluminates apportés par le ciment, en présence d'eau, et conduire à la formation différée d'ettringite (dite secondaire).

L'apport d'eau est piloté essentiellement par l'environnement dans lequel est placée la partie d'ouvrage concernée.

Les paramètres clés pour le développement de la pathologie sont :

- la présence d'eau/d'humidité en contact prolongé avec le béton,
- la température maximale atteinte et la durée du maintien à température élevée au jeune âge,
- les teneurs en sulfates et aluminates du ciment,
- la teneur en alcalins du béton.

Cette réaction peut se traduire par la formation d'ettringite gonflante dans la masse de l'ouvrage, pouvant conduire à la fissuration dans la masse puis en surface de la partie d'ouvrage concernée. Il s'agit d'une réaction lente, pouvant apparaître plus ou moins tôt (quelques années après la construction) et pouvant s'étaler sur des dizaines d'années. Le potentiel de gonflement est plus important que pour l'alcali-réaction. »

### 3.3.2. Exposition à la RSI du projet de la Vigie

Selon les caractéristiques du site (en contact durable avec l'eau : immersion permanente, stagnation d'eau à la surface, zone de marnage) et du projet (barrage, catégorie d'ouvrage III), le niveau de prévention défini par le LCPC est Ds.

« Pour ce niveau de prévention, le risque vis-à-vis de la réaction sulfatique interne doit être pris en compte par une des deux précautions suivantes, la première étant recommandée comme prioritaire :

- La température maximale atteinte dans le béton doit rester inférieure à 65°C,
- Si la température maximale atteinte dans le béton ne peut rester inférieure à 65°C, alors elle doit rester inférieure à 75°C et les deux conditions suivantes doivent être respectées :
  - utilisation d'un ciment conforme à la norme NF P15-319 (ES) avec, dans le cas des CEM I et CEM II/A, une limitation à 3 kg/m<sup>3</sup> de la teneur en alcalins équivalents actifs du béton,
  - validation de la formulation du béton par un laboratoire indépendant expert en RSI. »

### 3.3.3. Préconisations pour se prémunir du risque d'endommagement par RSI

Afin de valider la non-réactivité d'une formulation de béton, le LCPC conseille :

« Lorsque la composition le permet, privilégier les modes de justification basés sur l'annexe 3 des Recommandations de l'Ifsttar, permettant d'estimer facilement la température. Lorsque la température ainsi estimée est proche du seuil (le [5°C], la température maximale théorique atteinte pourra être vérifiée au moyen d'une modélisation numérique, d'un essai semi-adiabatique (essai QAB selon NF EN 12390-14) ou d'un corps d'épreuve (e. g. bloc isolé instrumenté). Il est également possible de vérifier que cette température ne conduit pas au développement de la pathologie par la réalisation d'un essai de performance. »

La durée d'un essai de performance pour la RSI est de l'ordre d'un an. Cette option est donc strictement exclue.

La réaction sulfatique interne dépend, outre de la température d'hydratation et de la présence d'humidité, de la composition du ciment et du béton. On s'attachera donc à limiter la teneur en alcalins du béton, et en sulfates et aluminates du ciment. Cela peut se traduire, ainsi que détaillé ci-dessous, par une réduction de la teneur en ciment au profit de matériaux moins réactifs.

Une fois la formulation du béton établie, ARTELIA recommande d'appliquer la méthode de l'annexe 3 des recommandations du LCPC, afin d'estimer la température d'hydratation maximale.

Au cours de l'exécution, la température au cœur du béton sera mesurée.

## 4. PRECONISATIONS

### 4.1. ESSAIS PREALABLES

#### 4.1.1. Propriétés de l'eau du site

Préalablement à la formulation du béton, afin de déterminer la classe d'exposition relative à l'agressivité chimiques de l'environnement du béton du barrage, il sera nécessaire de disposer des propriétés de l'eau du site : pH, ainsi que des teneurs en :

- $\text{SO}_4^{2-}$  ;
- $\text{CO}_2$  agressif ;
- $\text{NH}_4^+$  ;
- $\text{Mg}^{2+}$ .

#### 4.1.2. Propriétés des granulats du site

Les essais portant sur les granulats du site requis avant la formulation du béton sont a minima :

- gélivité des granulats au sens de la norme NF P 18 545 ;
- réactivité des granulats selon FD P18-464 et FD P18-542.

## 4.2. FORMULATION DU BETON

Outre les conditions requises concernant les granulats, non-gélifs et à détailler en fonction de leur réactivité, les préconisations d'ARTELIA relatives à la formulation du béton sont l'emploi d'adjuvants entraîneurs d'air, et le remplacement partiel du clinker (ciment Portland) par des constituants aux propriétés pouzzolaniques.

Il sera ainsi demandé à l'Entreprise en charge des travaux de **proposer une formulation du ciment et du béton** qui satisfasse à ces exigences. Cette formulation sera validée par des essais d'étude et de convenance réalisés avant le démarrage du chantier.

#### 4.2.1. Caractéristiques mécaniques

La résistance à la compression minimale du béton sera de 30 MPa, mesurée à 3 mois.

#### 4.2.2. Emploi d'adjuvants entraîneurs d'air

Il sera intégré à la formulation du béton l'emploi d'un **adjuvant entraîneur d'air** (agent tensioactif) afin de garantir une teneur minimale en air. Les critères à respecter lors des éprouves d'étude sont selon la méthode d'évaluation choisie :

- Détermination de la plage de teneurs en air permettant de garantir un  $L_{\text{barre}} \leq 250 \mu\text{m}$  et une résistance à la compression conforme,
- OU gel interne  $\Delta l/l \leq 400 \mu\text{m/m}$  ET  $(f_n/f_0)^2 \geq 0,75$ .

#### 4.2.3. Remplacement partiel du clinker par des constituants aux propriétés pouzzolaniques

Il existe des constituants, aux **propriétés pouzzolaniques**, qui permettent d'obtenir une faible quantité d'alcalins, et faible chaleur d'hydratation. Par exemple, laitier de haut-fourneau, fumée de silice, pouzzolanes, cendres volantes.

Selon la norme NF EN 197-1, « les matériaux pouzzolaniques ne durcissent pas par eux-mêmes lorsqu'ils sont mélangés avec de l'eau mais, lorsqu'ils sont finement broyés, ils réagissent à température ambiante, en présence d'eau, avec l'hydroxyde de calcium  $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$  dissous, pour former des composés de silicates de calcium et d'aluminates de calcium générateurs de résistances. Ces composés sont comparables à ceux qui sont formés lors du durcissement des liants hydrauliques [clinker, chaux]. »

Néanmoins, leur temps de prise est plus lent que celui des matériaux hydrauliques. Aussi, la résistance à 28 jours d'un béton dont le ciment est composé de clinker (ciment Portland) et d'un matériau pouzzolanique sera inférieure à la résistance à 28 jours d'un béton, à dosage équivalent, dont le ciment est du clinker pur. En revanche, la résistance à un an du premier matériau sera plus importante que sa résistance à 28 jours.

Pour un barrage, la résistance à 28 jours n'est pas primordiale : en effet, les premiers chargements interviennent plusieurs mois après la construction du barrage. Ainsi, il sera pertinent de remplacer partiellement le clinker entrant dans la composition du ciment, par des **constituants aux propriétés pouzzolaniques**. Du fait de la présence d'imbrûlés, l'utilisation de cendres volantes est proscrite car elle pourrait diminuer l'efficacité de l'adjuvant entraîneur d'air.

Plutôt que de préconiser une classe de résistance du béton (type C30/37), qui est caractérisée à 28 jours, il sera préconisé une résistance à la compression minimale mesurée quelques mois après la prise.

**ARTELIA préconise pour le béton du nouveau barrage un dosage en ciment minimal de  $320 \text{ kg/m}^3$ , le ciment étant composé de clinker et d'a minima 40% en masse d'un matériau pouzzolanique (teneur adéquate à déterminer lors des essais d'études).**

L'Entreprise pourra proposer un ciment composé manufacturé et normé, par exemple de type CEM III/B 42,5 N - LH/SR : il s'agit d'un ciment de haut fourneau, dont la teneur en clinker est de 20 à 34 % en masse, la teneur en laitier de haut fourneau est de 66 à 80% en masse, la résistance à la compression minimale est de 42,5 MPa, la classe de résistance à court terme est ordinaire, à faible chaleur d'hydratation, résistant aux sulfates. L'Entreprise pourra également proposer sa formulation propre du ciment répondant aux préconisations d'ARTELIA citées ci-dessus.

## 5. ESSAIS DE FORMULATION

L'Entreprise réalisera préalablement à la construction du barrage, des **essais de formulation du béton**, validés par les **épreuves d'études**.

Les essais de formulation du béton ont pour objectif de choisir une composition du béton, c'est-à-dire la proportion adéquate de chacun de ses constituants, de manière à respecter les préconisations d'ARTELIA. Pour cela, l'Entreprise réalisera les épreuves d'études sur autant de formulations du béton que nécessaire, jusqu'à l'obtention d'une formulation qui permette d'obtenir les propriétés requises. Les résultats des épreuves d'études portant sur la formulation choisie seront soumis au Maître d'œuvre pour validation avant la construction. L'Entreprise pourra déterminer par ailleurs au cours de ces essais l'ouvrabilité du béton souhaitée.

Les épreuves d'études requises sont a minima :

- dosage des différents constituants, dont teneur en eau et en ciment,
- consistance selon la norme NF EN 12 350-2 (essai d'affaissement sur le béton frais),
- masse volumique du béton frais selon la norme NF EN 390-6 et à 28 j ou après séchage à l'étuve selon la norme NF EN 12 390-7,
- résistance à la compression du béton durci selon la norme NF EN 12 390-3, mesurée à 7, 14, 28, 56 et 90 jours,
- retrait endogène selon la norme NF EN 12 390-16,
- réchauffement adiabatique selon la norme 196-9,
- teneur en air du béton frais selon la norme NF EN 12 350-7 et facteur d'espacement selon ASTM C457-98, ou bien essais de gel sur béton durci selon les normes NF P18-424 et NF P-18-425.

L'Entreprise pourra utiliser une étuve afin d'accélérer le séchage des échantillons et réduire la durée d'étude des différentes formulations. Elle soumettra alors la procédure de séchage et le mode opératoire des essais au Maître d'œuvre pour validation.

L'Entreprise pourra soumettre à l'approbation du Maître d'œuvre tout autre essai qu'elle souhaiterait réaliser permettant d'estimer la performance du béton vis-à-vis de l'utilisation requise.

### NOTA :

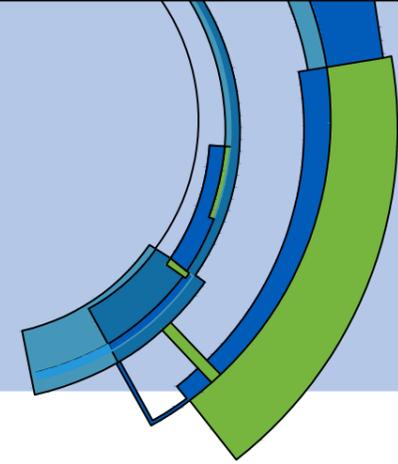
L'attention du Maître d'Ouvrage est attirée sur le fait que la réalisation des essais d'étude devra être réalisée **plusieurs mois avant le début des travaux**, afin de disposer d'une formulation adéquate au moment de la reconstruction du barrage.

## 6. EXECUTION

Les préconisations relatives à l'exécution, notamment aux essais de convenance et de conformité, seront détaillées dans les spécifications techniques du dossier de consultation des entreprises.



# ANNEXE 7 DOSSIER DE PLANS



# RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE LA VIGIE

PHASE 2 - Reconstruction du barrage

Dossier de plans - Projet

N°	Nom
<b>PLANS GENERAUX</b>	
GEN 01	Liste des plans
GEN 02	Localisation du projet
GEN 03	Bathymétrie - Topographie- Loi HSV
GEN 04	Aménagement et Accès
GEN 05	Installations chantier
<b>GEOLOGIE</b>	
GEOL 01	Profil géologiques et géotechniques
GEOL 02	Profil géologique de la purge - traitement sous barrage en béton
GEOL 03	Profil géologique de la purge - traitement sous barrage en remblai
<b>BARRAGE</b>	
BAR 01	Vue en plan détaillée
BAR 02	Excavation -fond de fouille - implantation des axes
BAR 03	Coupes type (plot centrale+plot de rive)
BAR 04	Elévation amont
BAR 05	Détails couronnement + Perspectives
BAR 06	Coupes joints
BAR 07	Profil en long des injections - Détail plinthe
BAR 08	Principe de ferrailage
BAR 09	Injections et ancrages
<b>PRISE</b>	
PRISE 01	Profil en long adduction/vidange
PRISE 02	Coupe type tour de prise détaillée
PRISE 03	Local de commande
PRISE 04	Bassin de dissipation Vdf
PRISE 05	Chambre aval débit réservé
PRISE 06	Plan des réseaux
PRISE 07	Principe de ferrailage
<b>EVACUATEUR DE CRUES</b>	
EVC 01	Vue en plan + perspective
EVC 02	Coupe type +détails
EVC 03	Principe de ferrailage
<b>AUSCULTATION</b>	
AUSC 01	Dispositif d'auscultation - Vue en plan
AUSC 02	Coupe type sur drain
AUSC 03	Détails des instruments (piezo, echelle, repères topo, piliers)
<b>PHASAGE</b>	
PHA 00	Phase 0
PHA 01	Phase 1
PHA 02	Phase 2
PHA 03	Phase 3
PHA 04	Phase 4
PHA 05	Phase 5
PHA 06	Phase 6
PHA 07	Phase 7

B

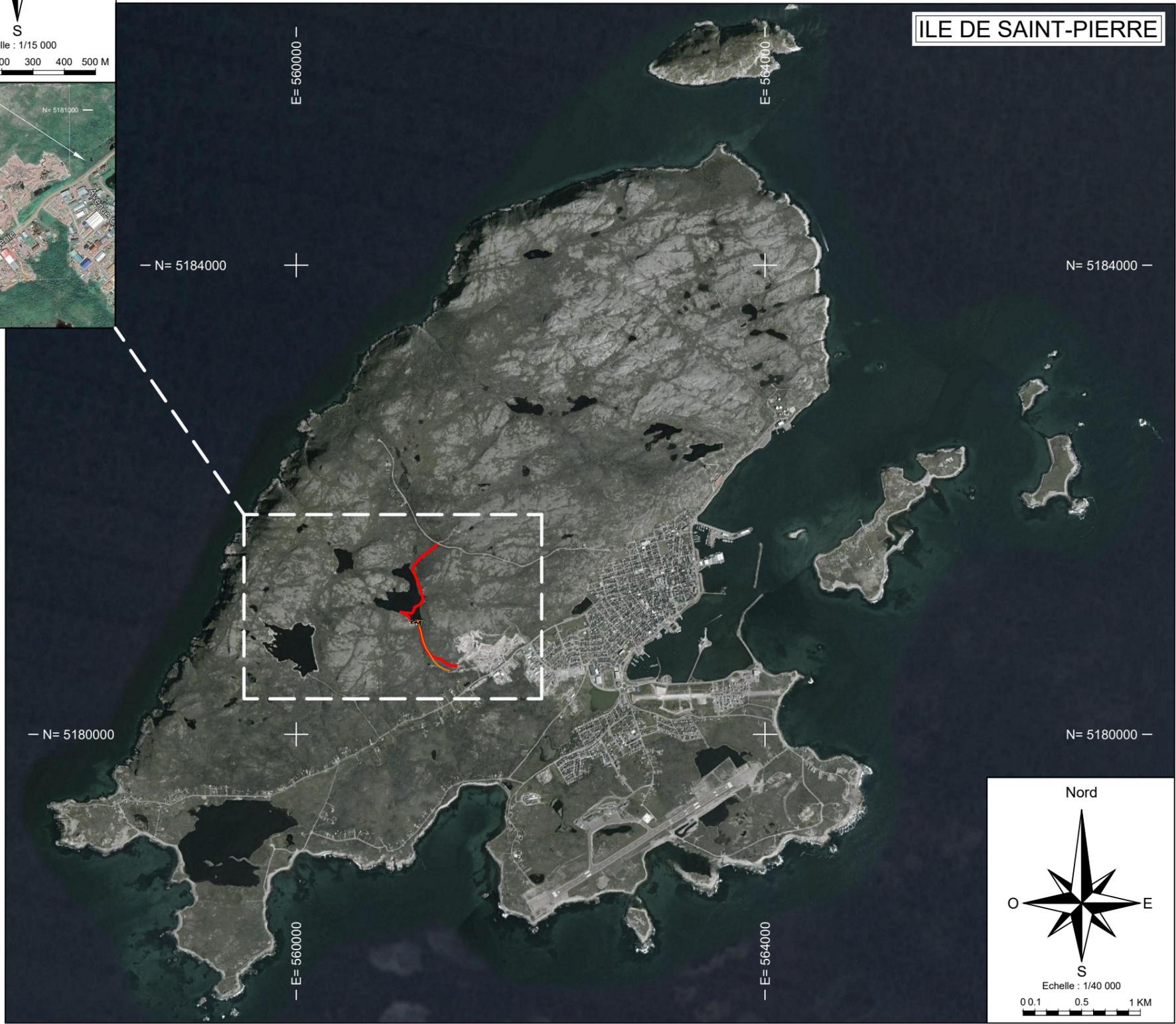
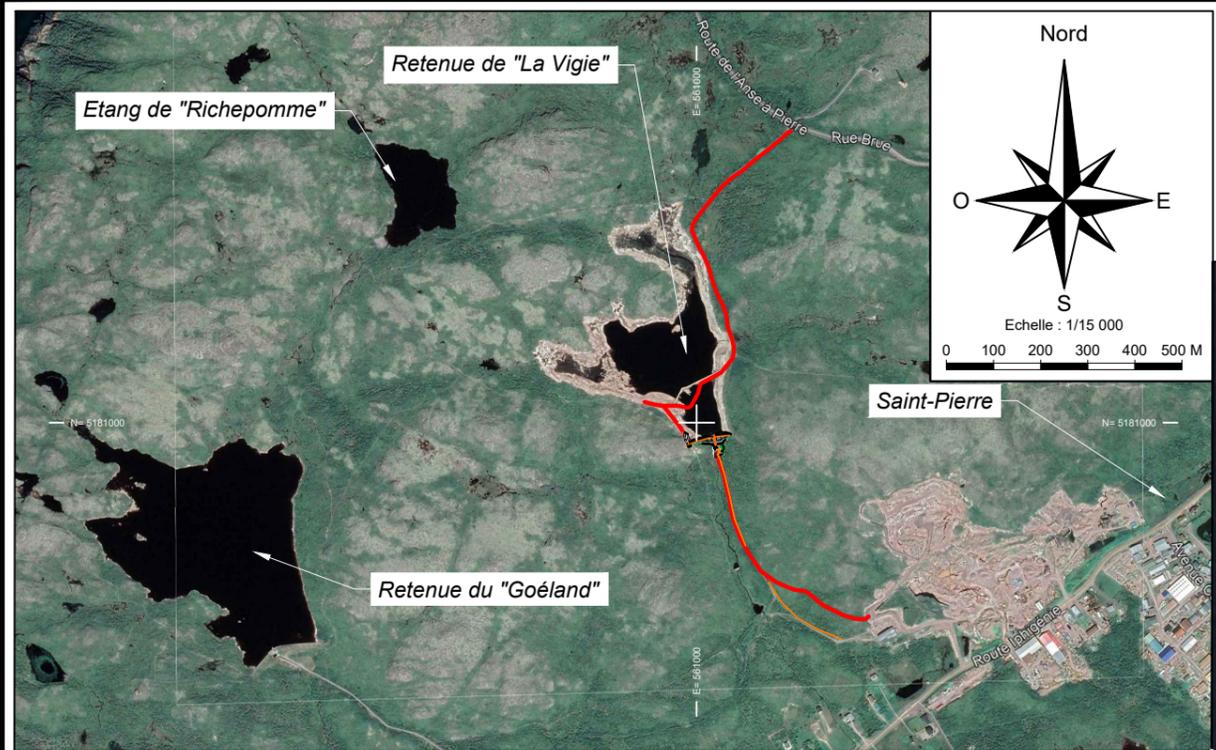
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

PLANS GENERAUX  
Liste des plans

Phase d'étude : PRO	
Plan n° GEN-01	IND B
Format : A3	Janvier 2022



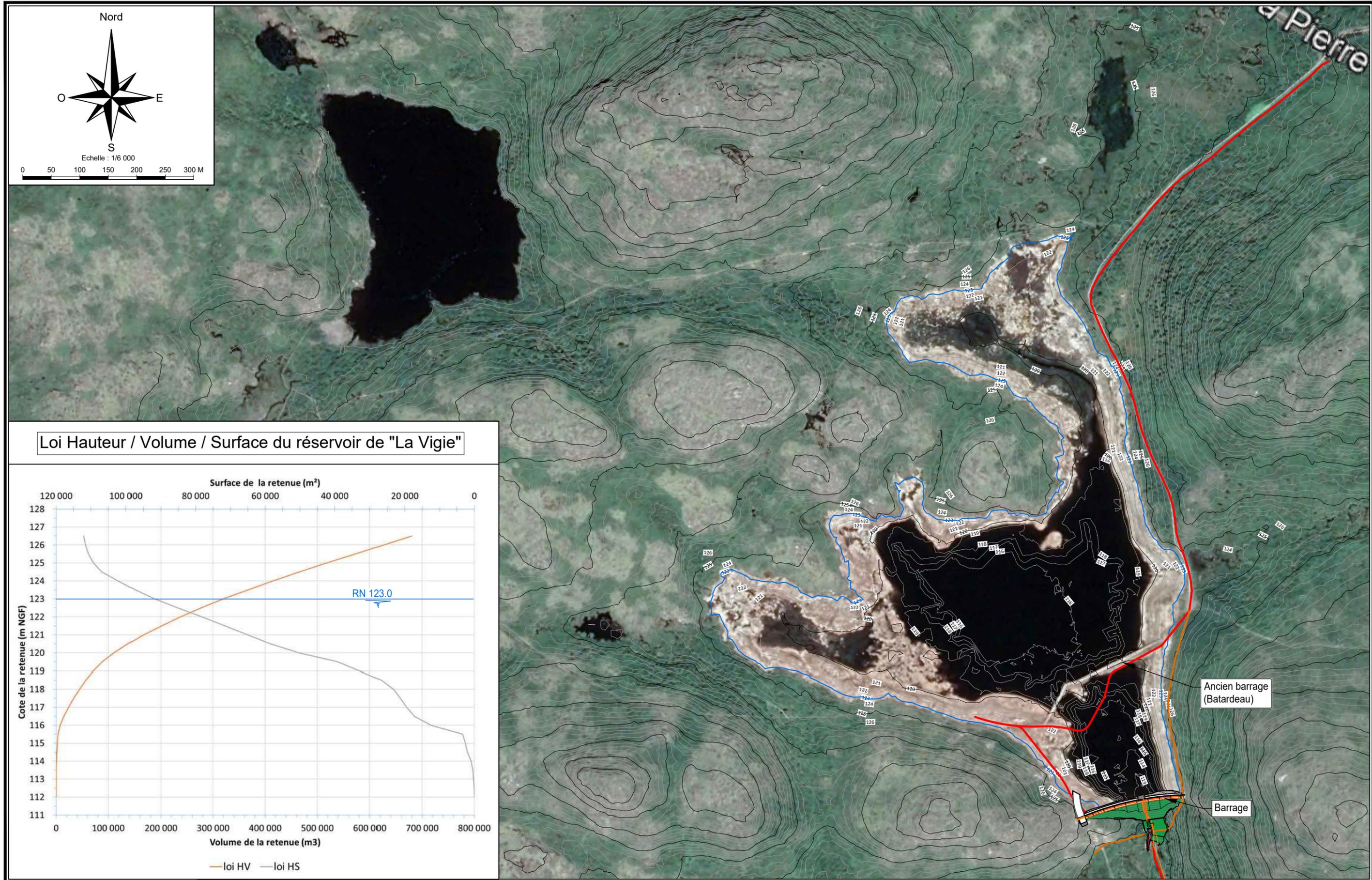
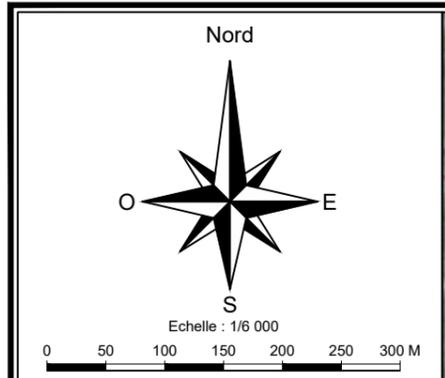
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI



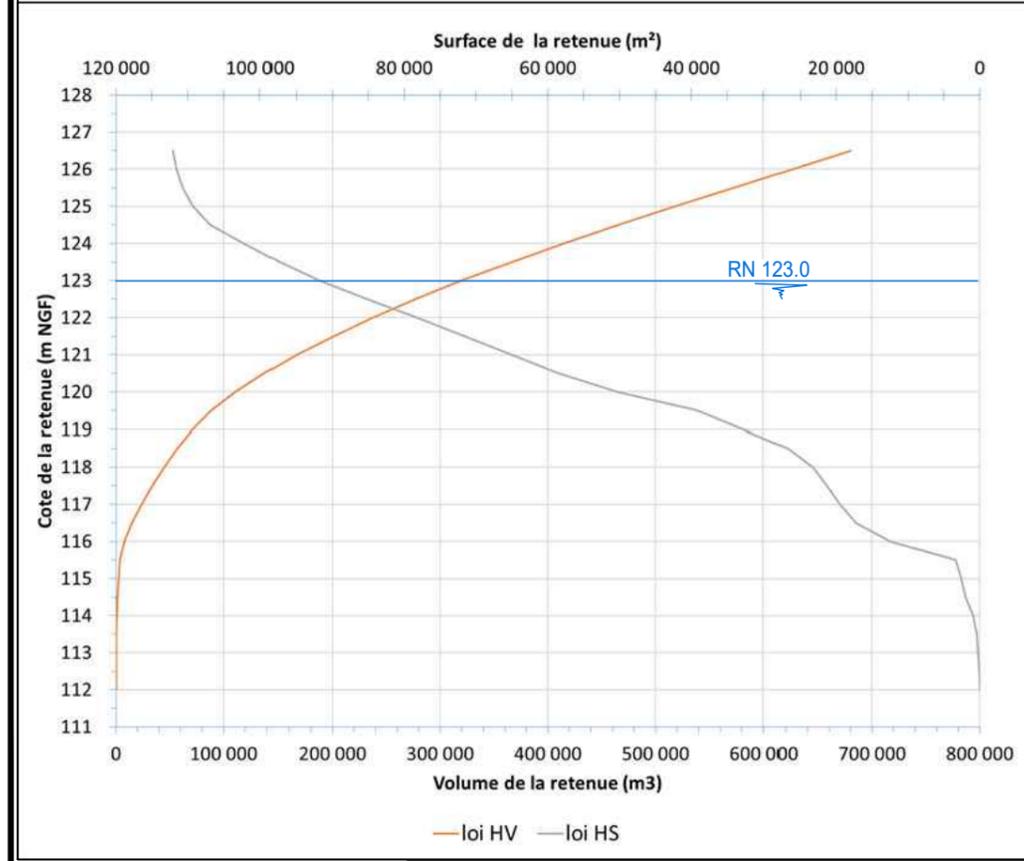
RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

PLANS GENERAUX  
Plan de localisation

Phase d'étude : PRO	
Plan n° GEN-02	IND B
Format : A3	Janvier 2022



Loi Hauteur / Volume / Surface du réservoir de "La Vigie"



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI

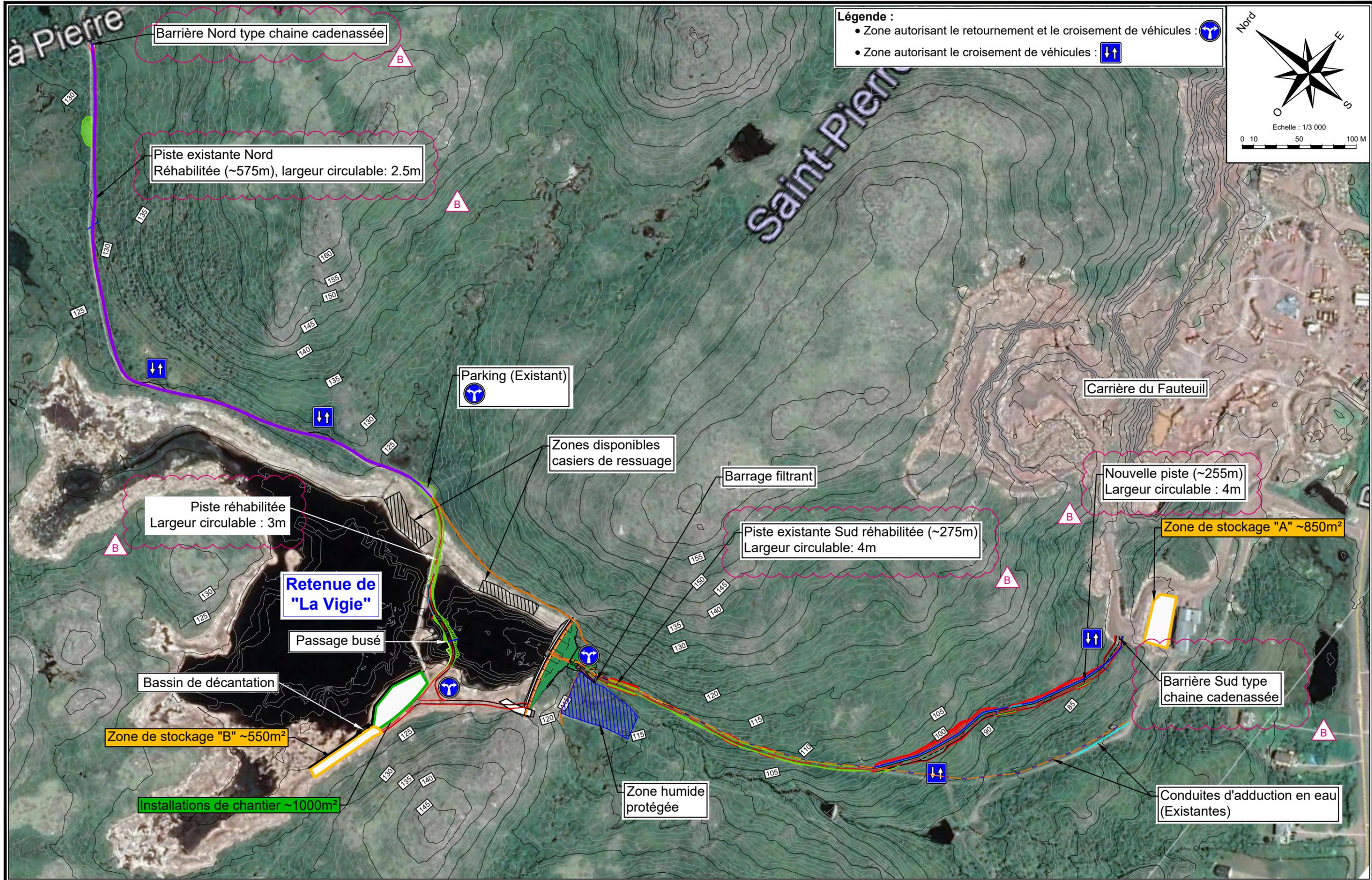


RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

PLANS GÉNÉRAUX  
Bathymétrie - Topographie - Loi HSV

Phase d'étude : PRO	
Plan n° GEN-03	IND B
Format : A3	Janvier 2022

Ce document est la propriété de ARTELIA, il ne peut être utilisé, communiqué ou divulgué à des tiers sans son autorisation écrite préalable.



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI



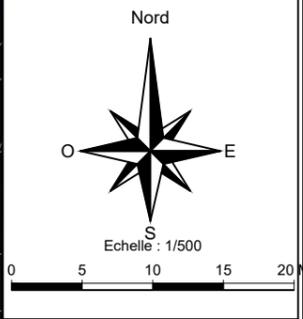
RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

AMENAGEMENT ET ACCES CHANTIER  
Vue en plan des dispositifs

Phase d'étude :  
PRO  
Plan n°  
GEN-04 IND  
B  
Format : A3  
Janvier 2022



Retenue de  
"La Vigie"



fossé de récupération des  
eaux de ruissellement

buse d'évacuation des  
eaux de ruissellement

fossé de récupération des  
eaux de ruissellement

douches  
+ fosse étanche enterrée

Niveau min: 120m NGF  
Zone de stockage "B" ~550m²

Installation de chantier ~1000m²  
Niveau min: 120m NGF

Bassin de décantation

cloture

Eau

groupe  
électrogène

Vestiaires  
cantine

Parking

accès

accès

Reunion

Outillage

accès

Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI



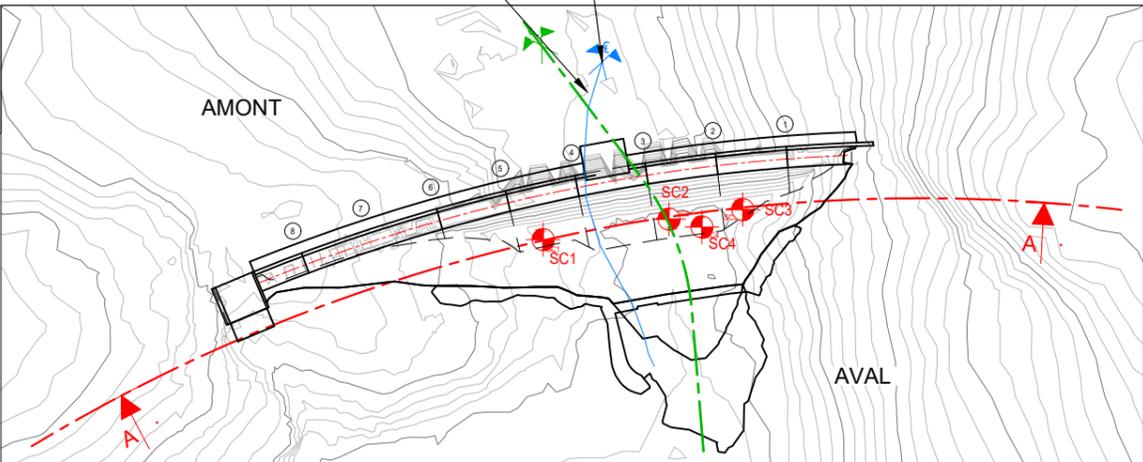
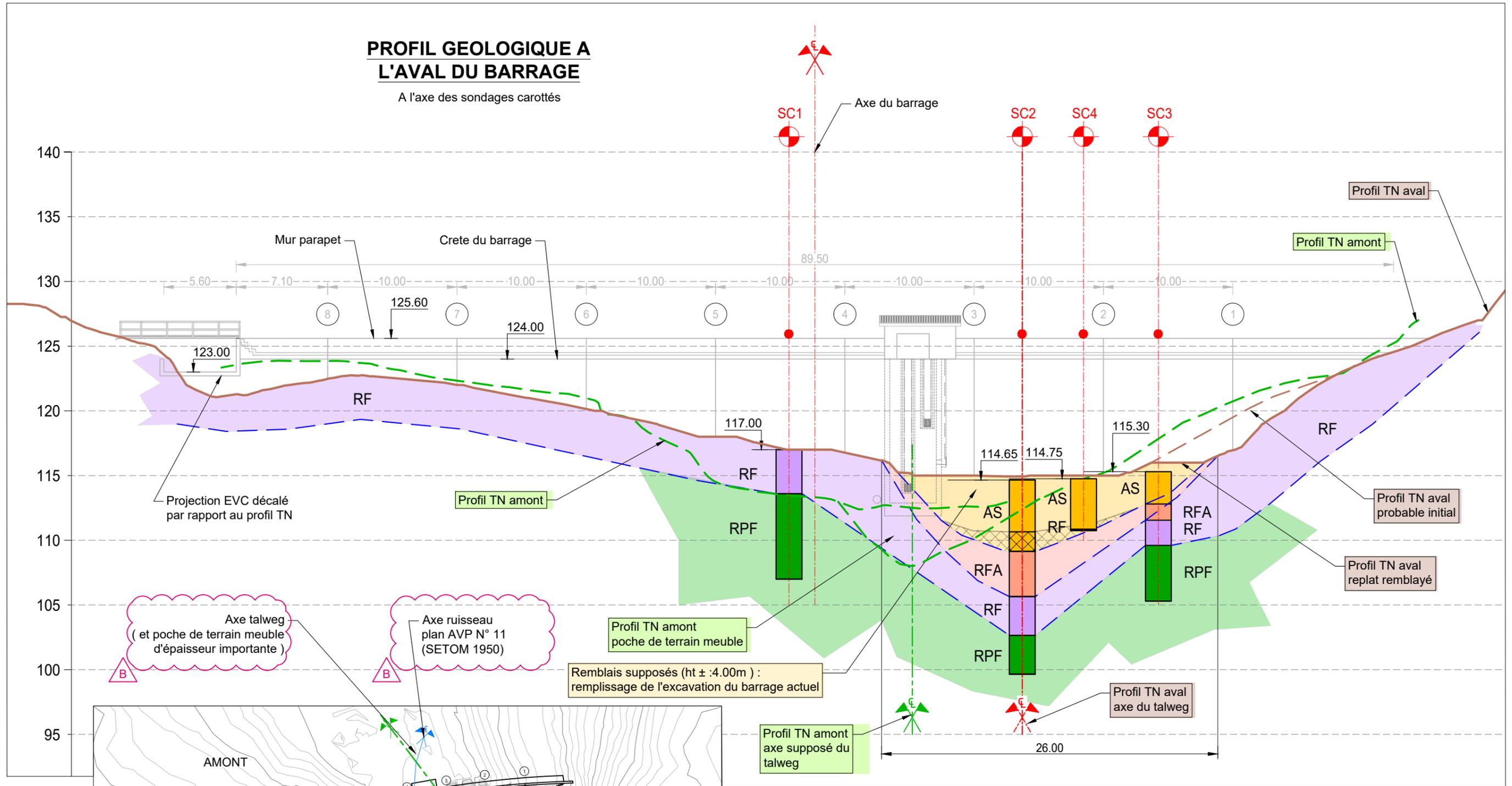
RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

INSTALLATIONS DE CHANTIER  
Vue en plan des dispositifs

Phase d'étude : PRO	
Plan n° GEN-05	IND B
Format : A3	Janvier 2022

# PROFIL GEOLOGIQUE A L'AVAL DU BARRAGE

A l'axe des sondages carottés



**Légende :**

- Remblais ou Alluvions Superficielles (AS)
- Rhyolite très Fracturée et très Altérée (RFA)
- Rhyolite Fracturée (RF)
- Rhyolite Peu Fracturée (RPF)

FORMAT: ISO FULL BLEED A3 (420.00 X 297.00 MM)  
ECHELLE : 1/300  
0 1 5 10 M

Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	LBC	MLR	PAI



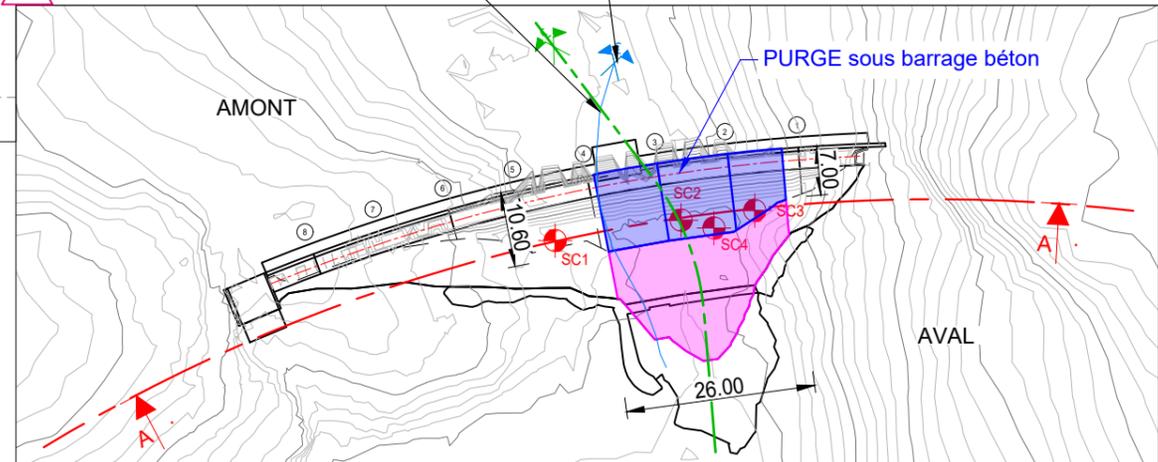
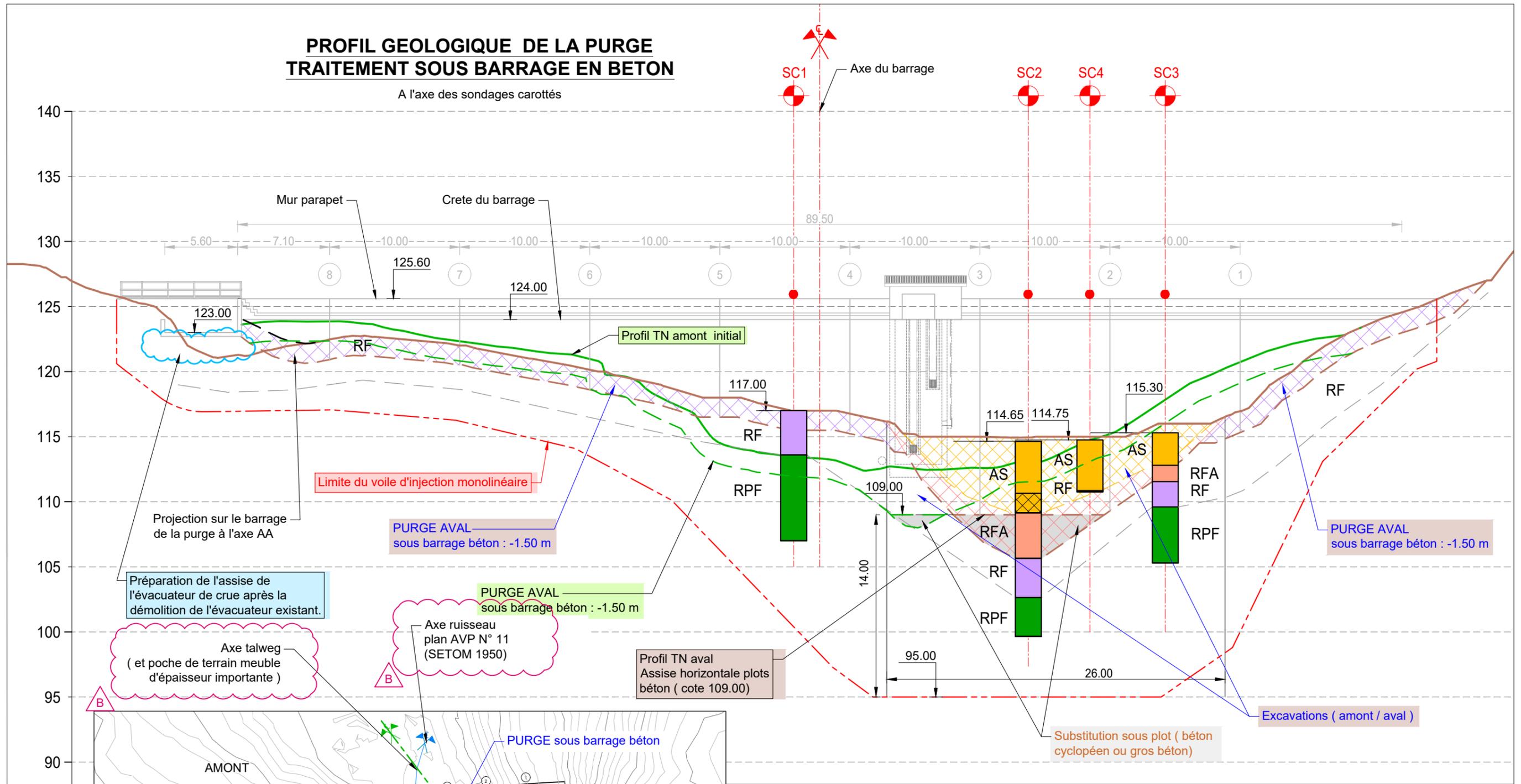
RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

BARRAGE  
Profils géologiques  
et géotechniques

Phase d'étude : PRO	
Plan n° GEOL-01	IND B
Format : A3	Janvier 2022

# PROFIL GEOLOGIQUE DE LA PURGE TRAITEMENT SOUS BARRAGE EN BETON

A l'axe des sondages carottés



**Légende :**

- Remblais ou Alluvions Superficielles (AS)
- Rhyolite très Fracturée et très Altérée (RFA)
- Rhyolite Fracturée (RF)
- Rhyolite Peu Fracturée (RPF)

FORMAT: ISO FULL BLEED A3 (420.00 X 297.00 MM)  
ECHELLE : 1/300  
0 1 5 10 M

Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	LBC	MLR	PAI



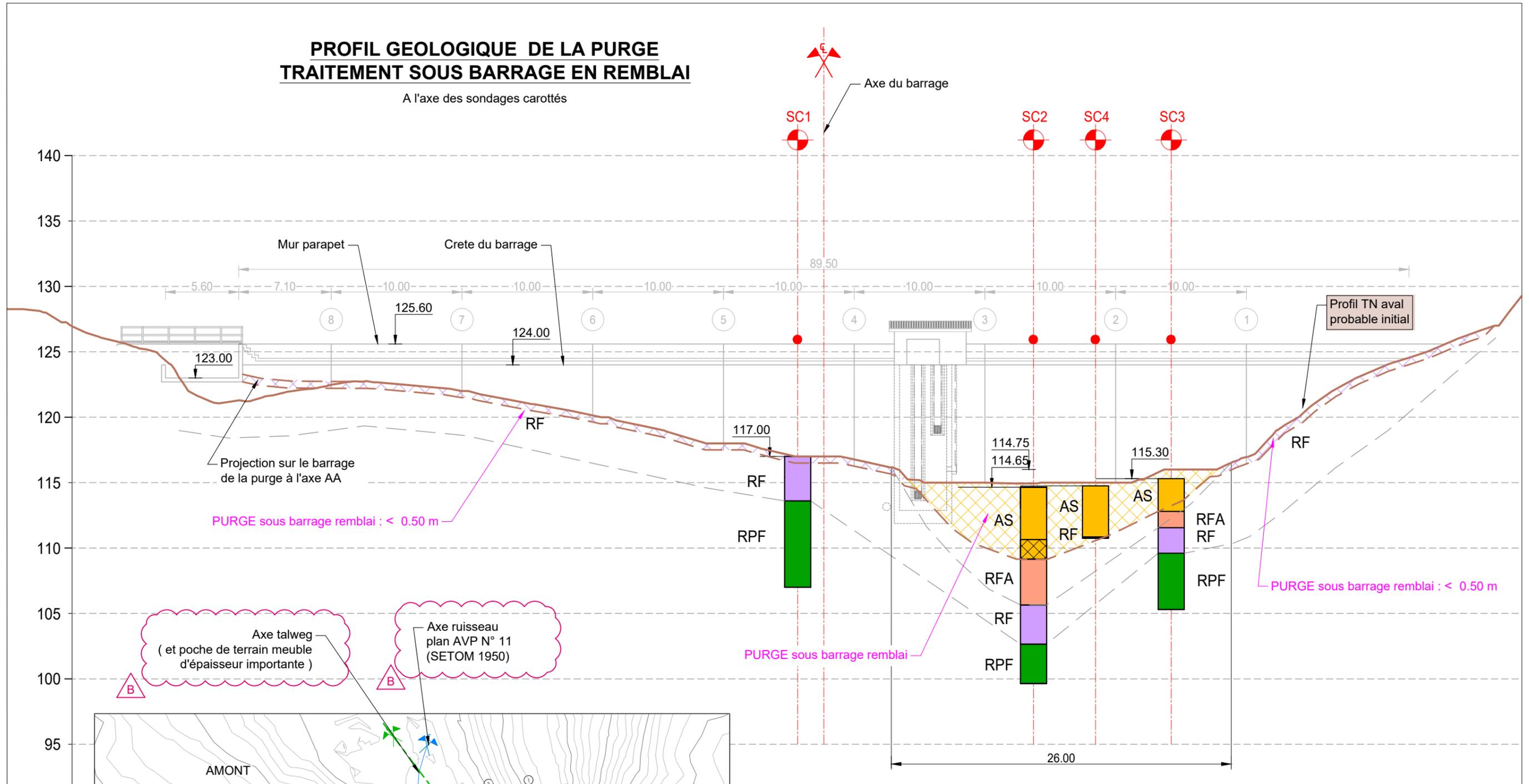
RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

BARRAGE  
Profil géologique de la purge  
traitement sous barrage en béton

Phase d'étude :  
PRO  
Plan n°  
GEOL-02 IND  
Format : A3  
Janvier 2022

# PROFIL GEOLOGIQUE DE LA PURGE TRAITEMENT SOUS BARRAGE EN REMBLAI

A l'axe des sondages carottés



**Légende :**

- Remblais ou Alluvions Superficielles (AS)
- Rhyolite très Fracturée et très Altérée (RFA)
- Rhyolite Fracturée (RF)
- Rhyolite Peu Fracturée (RPF)

FORMAT: ISO FULL BLEED A3 (420.00 X 297.00 MM)  
 ECHELLE : 1/300  
 0 1 5 10 M

Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	LBC	MLR	PAI



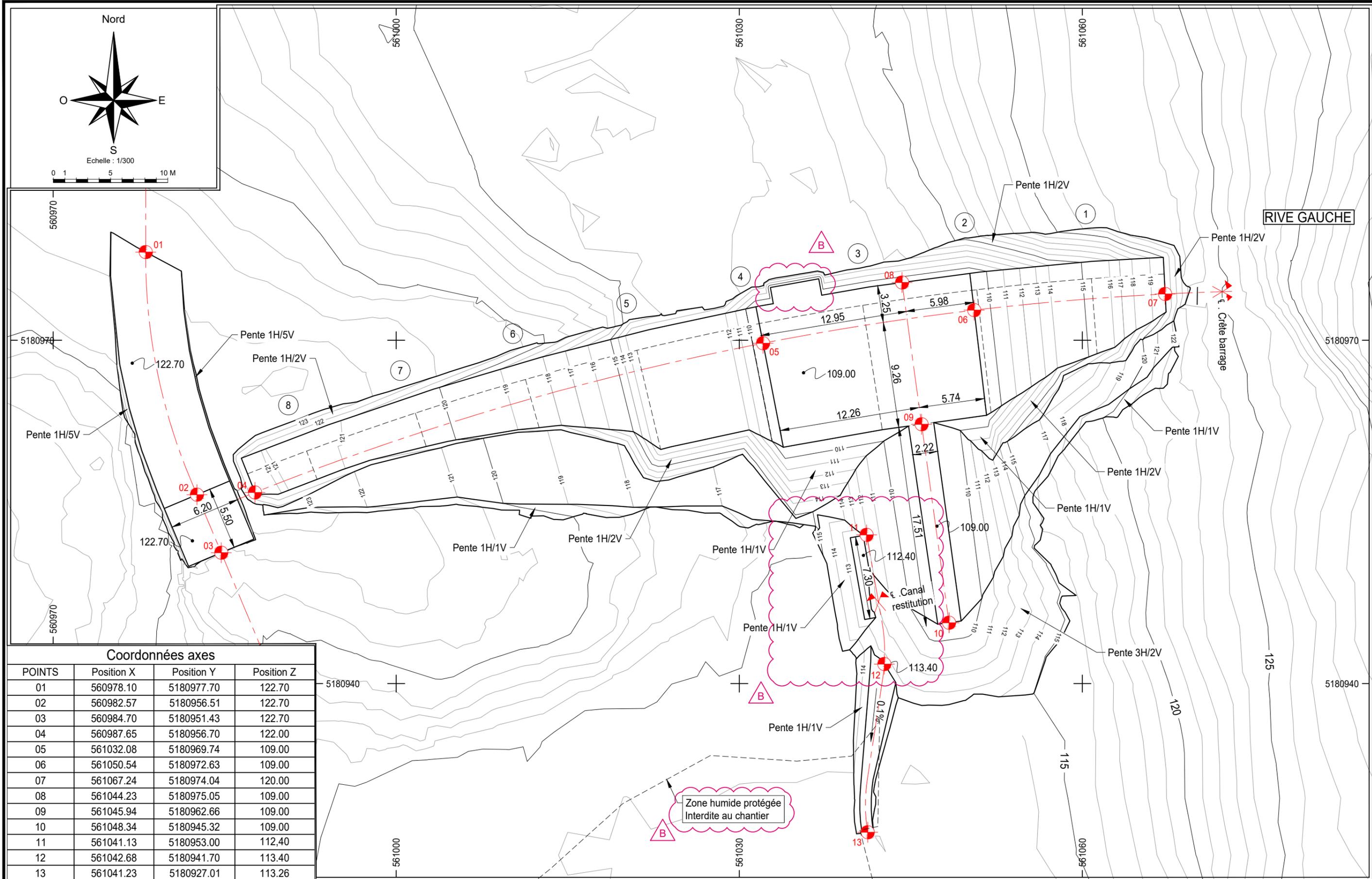
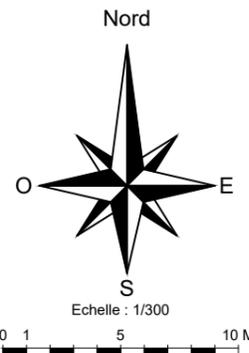
RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

**BARRAGE**  
Profil géologique de la purge  
traitement sous barrage en remblai

Phase d'étude : PRO	
Plan n° GEOL-03	IND B
Format : A3	Janvier 2022

Ce document est la propriété de ARTELIA, il ne peut être utilisé, communiqué ou divulgué à des tiers sans son autorisation écrite préalable.





RIVE GAUCHE

Coordonnées axes

POINTS	Position X	Position Y	Position Z
01	560978.10	5180977.70	122.70
02	560982.57	5180956.51	122.70
03	560984.70	5180951.43	122.70
04	560987.65	5180956.70	122.00
05	561032.08	5180969.74	109.00
06	561050.54	5180972.63	109.00
07	561067.24	5180974.04	120.00
08	561044.23	5180975.05	109.00
09	561045.94	5180962.66	109.00
10	561048.34	5180945.32	109.00
11	561041.13	5180953.00	112.40
12	561042.68	5180941.70	113.40
13	561041.23	5180927.01	113.26

Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

**BARRAGE**  
Excavation / Fond de fouille  
Implantation des axes

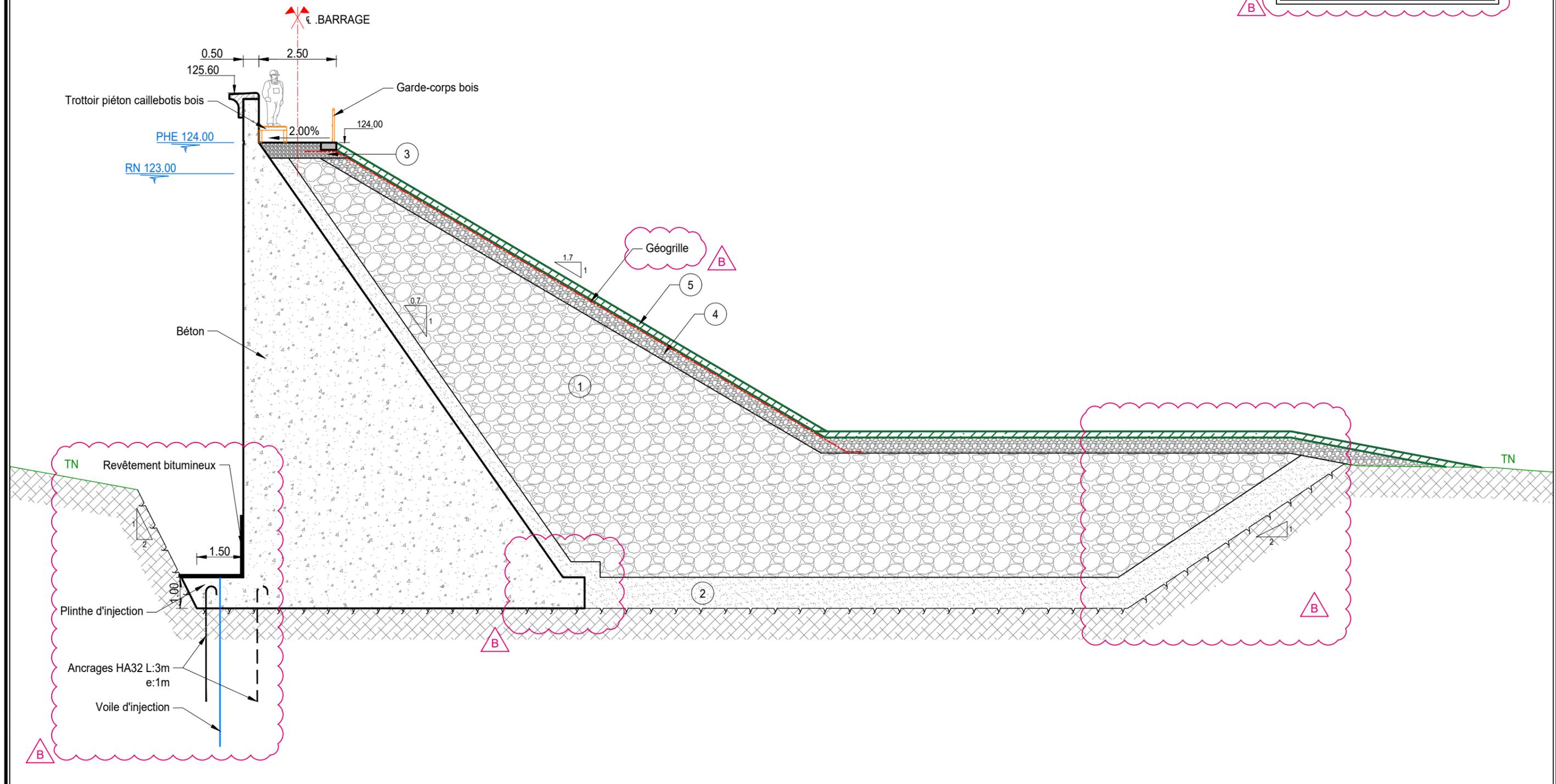
Phase d'étude :  
**PRO**  
Plan n°  
BAR-02 IND  
Format : A3 Janvier 2022

Ce document est la propriété de ARTELIA, il ne peut être utilisé, communiqué ou divulgué à des tiers sans son autorisation écrite préalable.

# BARRAGE COUPE TYPE



- LEGENDE:**
- 1 Matériaux (D 0/400)
  - 2 Matériaux drainant (D20/80)
  - 3 Couche de forme (D 0/60)
  - 4 Couche de transition (D0/100)
  - 5 Terre végétale + géotextile



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI

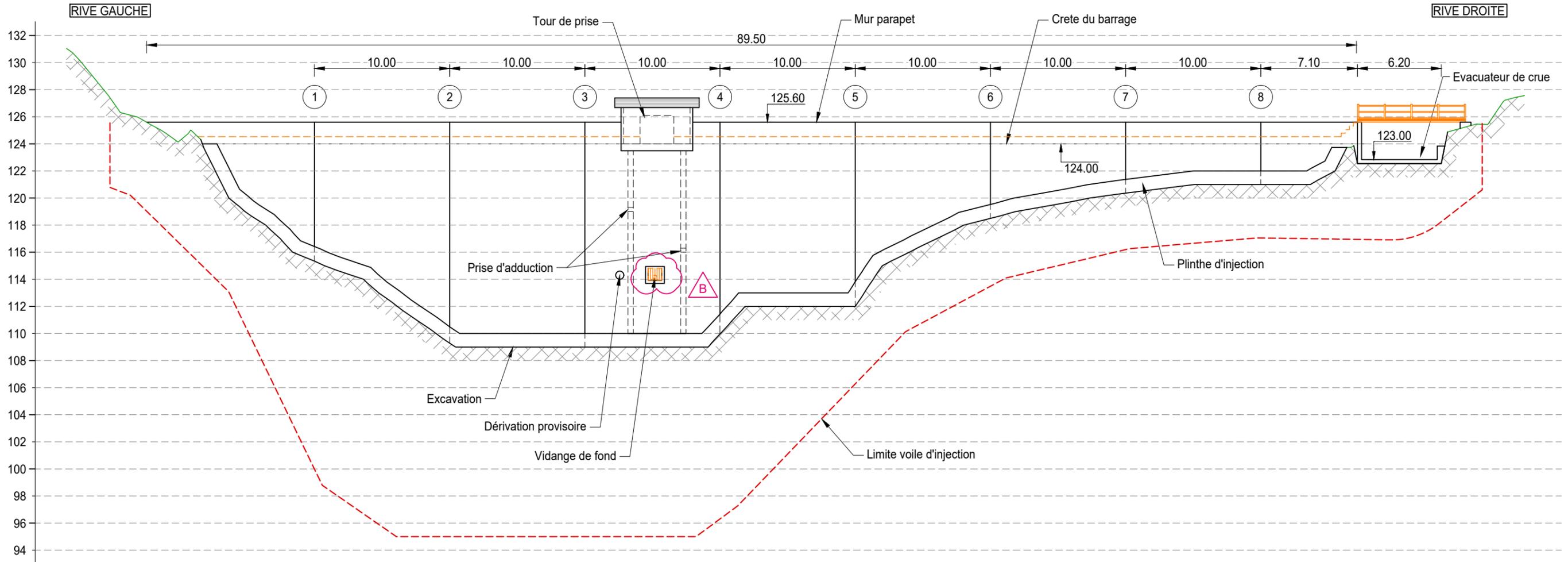


RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

BARRAGE  
Coupe type

Phase d'étude : PRO	
Plan n° BAR-03	IND B
Format : A3	Janvier 2022

# ELEVATION AMONT



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

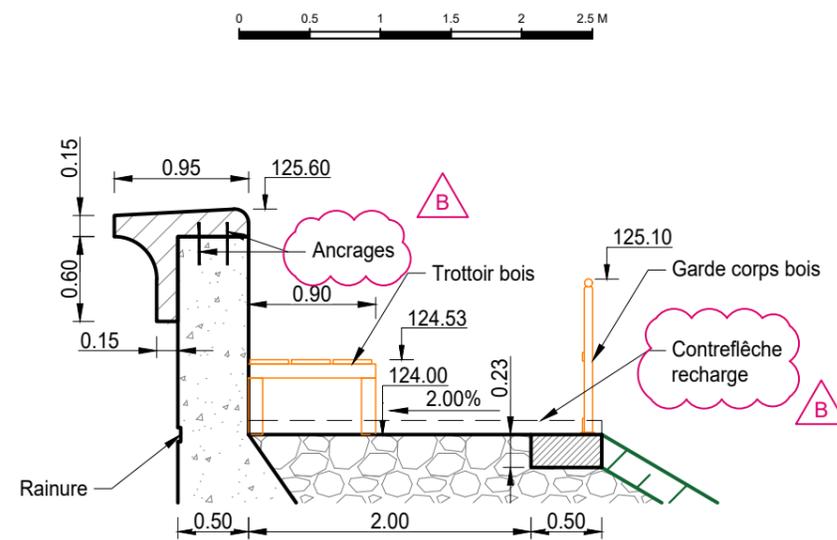
BARRAGE  
Elevation amont

Phase d'étude : PRO	
Plan n° BAR-04	IND B
Format : A3	Janvier 2022

PERSPECTIVE AMONT - RIVE GAUCHE



COUPE TYPE



PERSPECTIVE AMONT - RIVE DROITE



PERSPECTIVE AVAL



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI

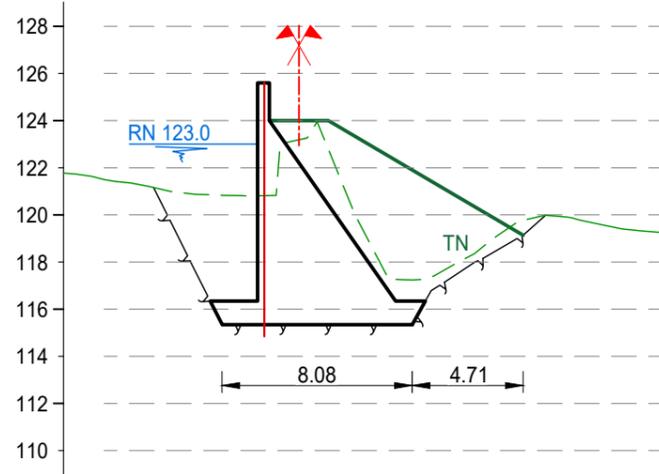


RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

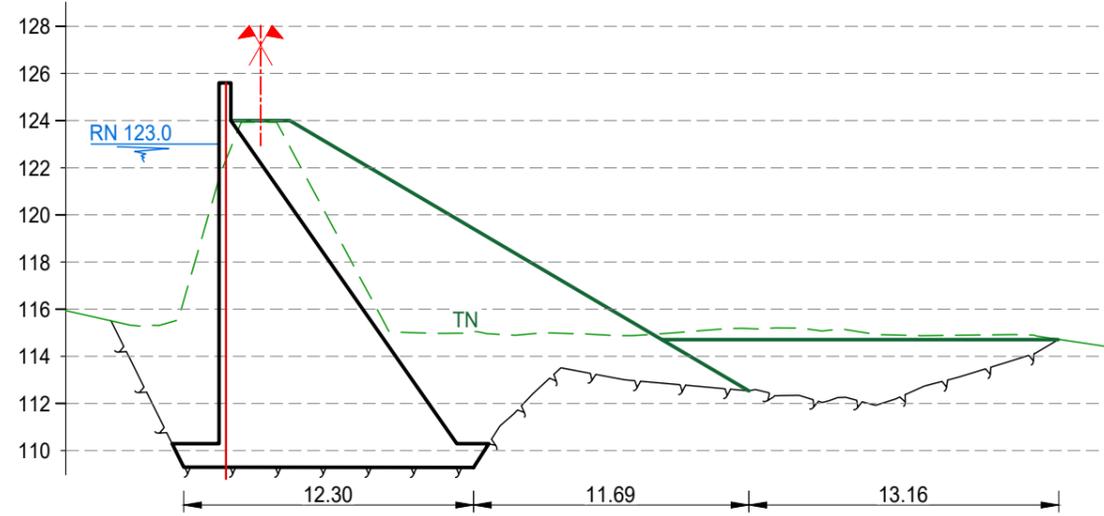
BARRAGE  
Details couronnement  
Perspectives

Phase d'étude : PRO	
Plan n° BAR-05	IND B
Format : A3	Janvier 2022

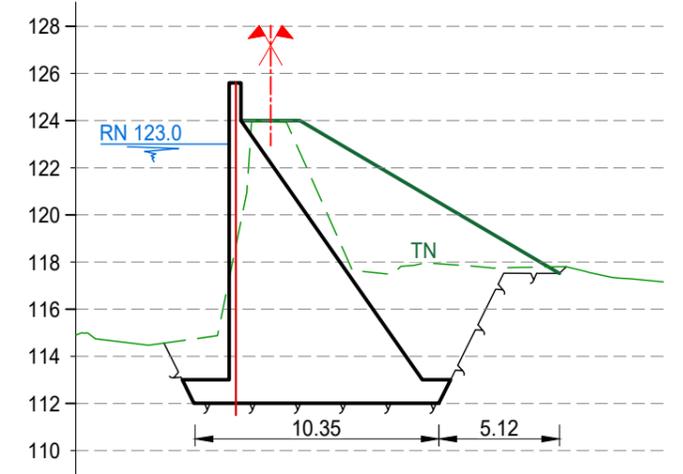
Joint 1



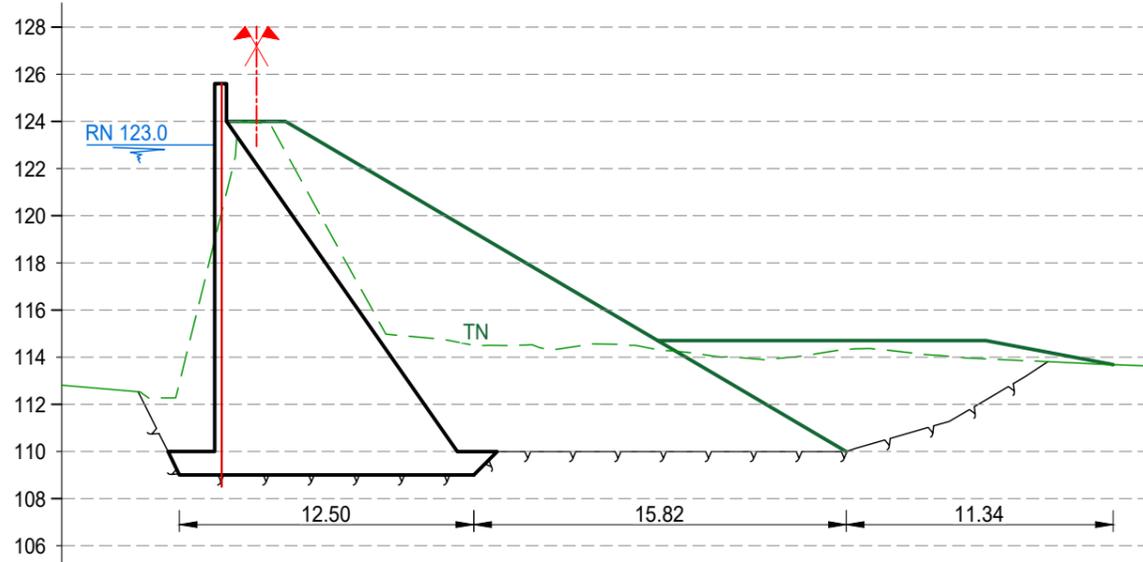
Joint 2



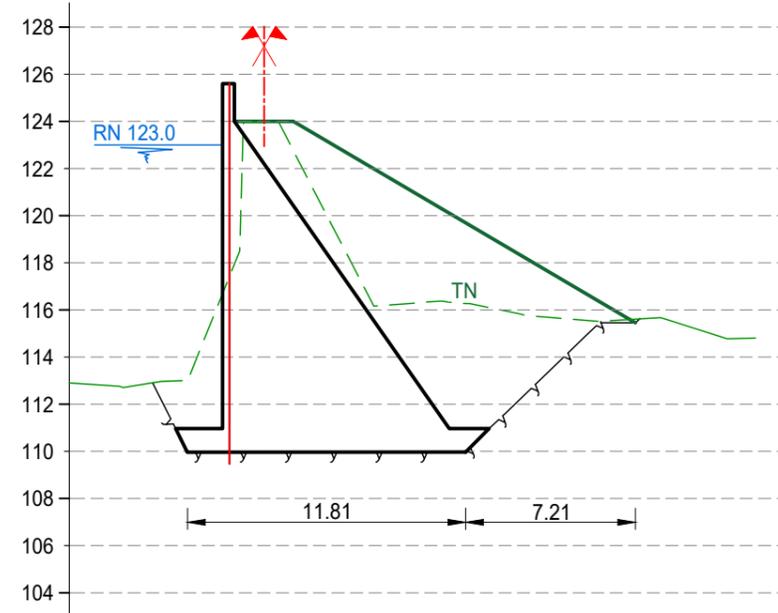
Joint 5



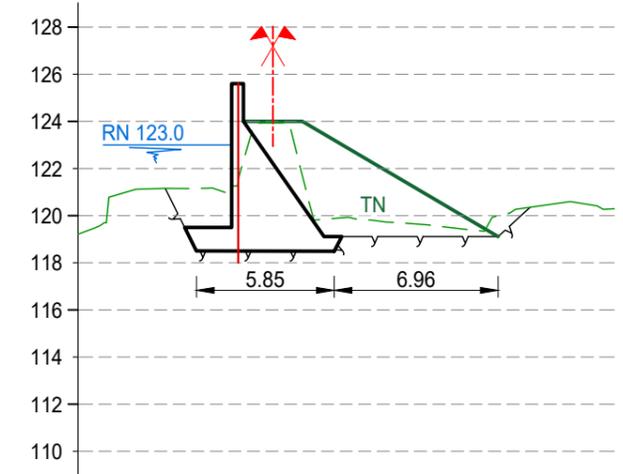
Joint 3



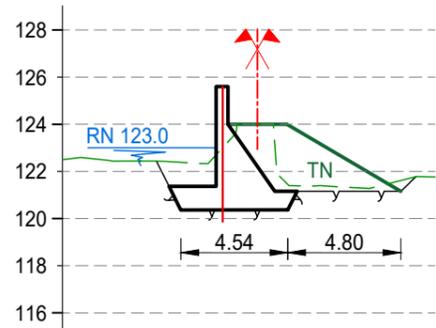
Joint 4



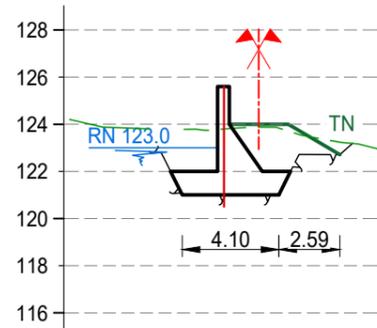
Joint 6



Joint 7



Joint 8



Legende:  
 Waterstop

Echelle : 1/300

Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI



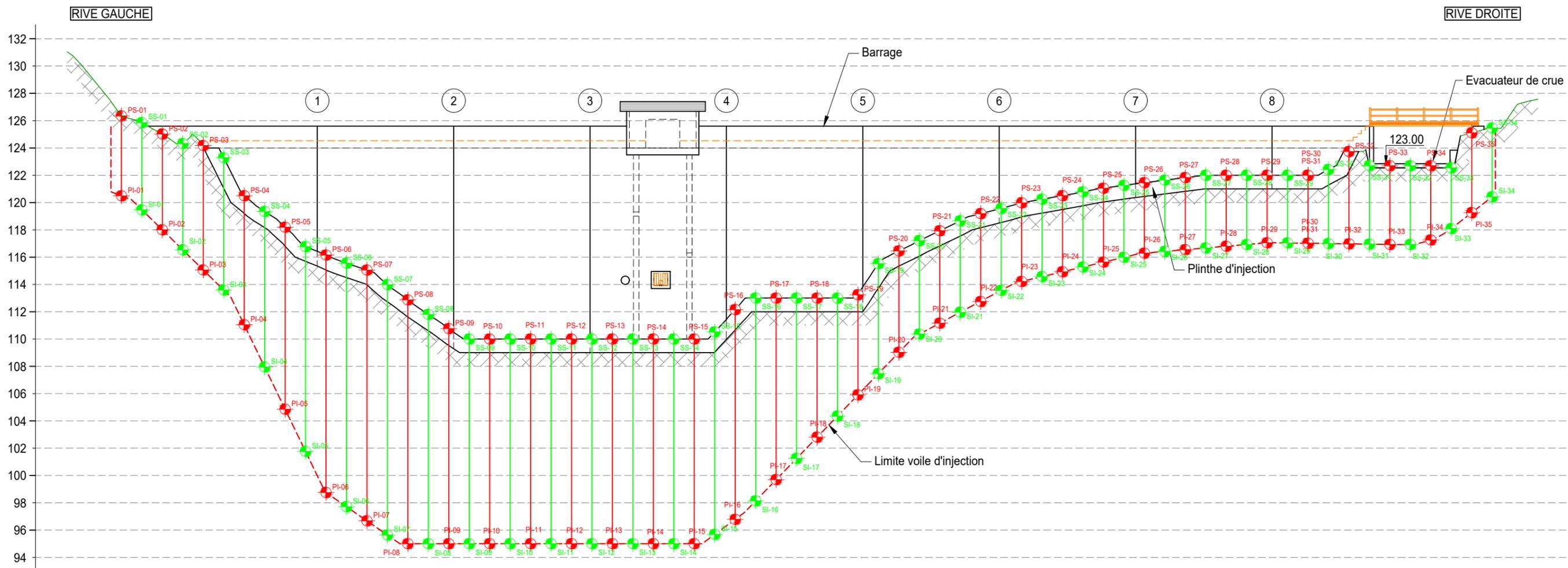
RECONSTRUCTION  
 DU BARRAGE DE LA VIGIE  
 PHASE 2

BARRAGE  
 Coupes joints

Phase d'étude : PRO	
Plan n° BAR-06	IND B
Format : A3	Janvier 2022

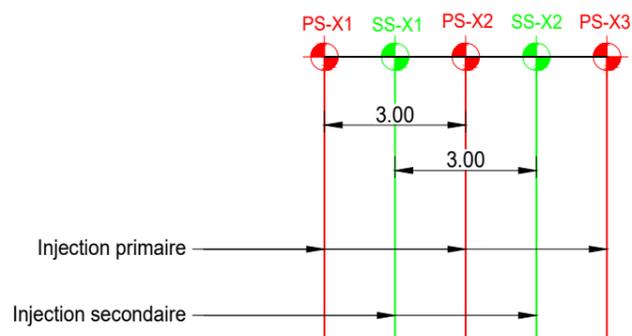
# ELEVATION AMONT

Echelle : 1/300  
0 1 5 10 M



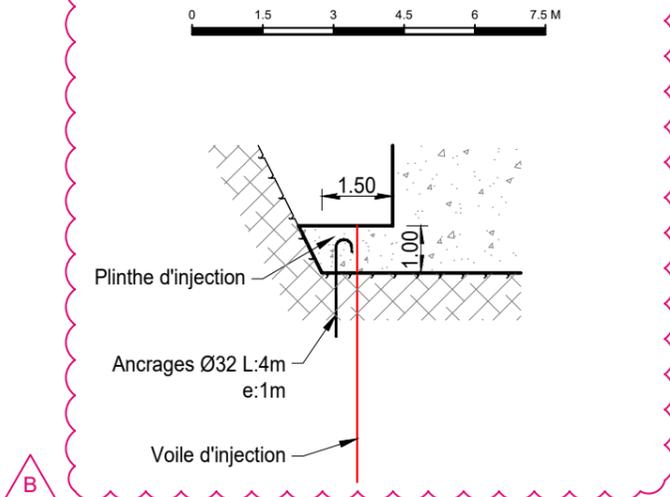
## REPARTITION DES INJECTIONS

0 1.5 3 4.5 6 7.5 M



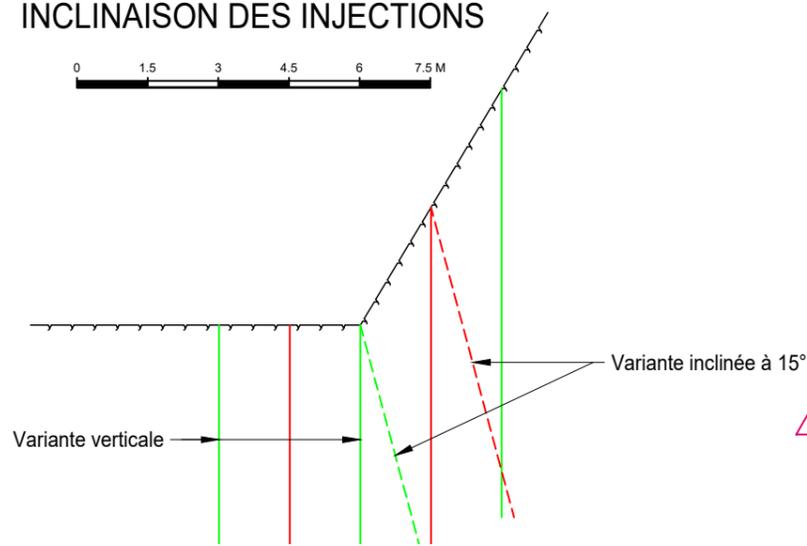
## DETAIL PLINTHE

0 1.5 3 4.5 6 7.5 M



## INCLINAISON DES INJECTIONS

0 1.5 3 4.5 6 7.5 M



**LEGENDE:**  
PS: Injection primaire supérieure  
PI: Injection primaire inférieure  
SS: Injection secondaire supérieure  
SI: Injection secondaire inférieure

**NOTE:**  
Il est possible de prévoir des injections inclinées à 15° suivant les problématiques d'accès.

Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

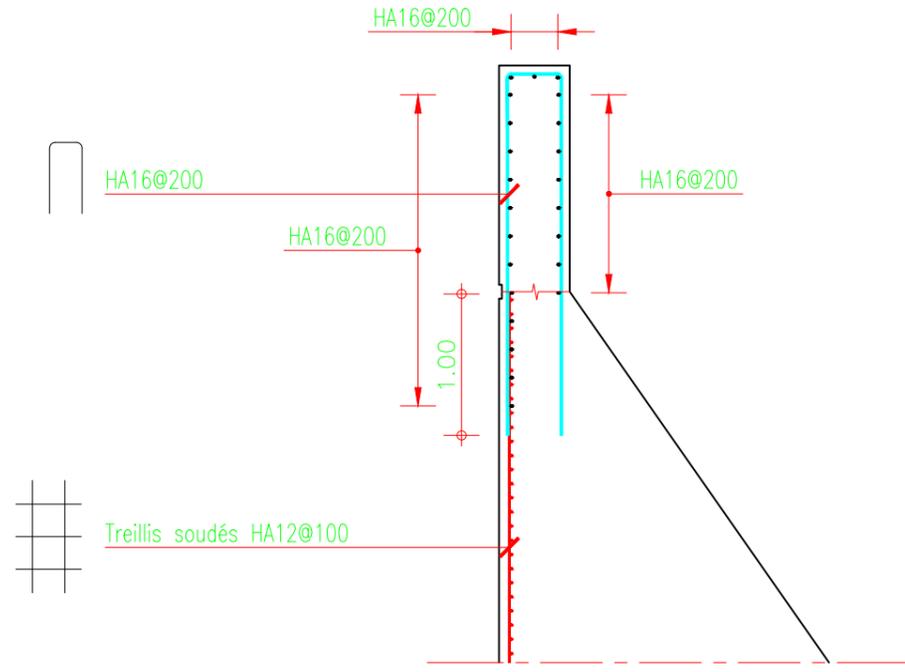
BARRAGE  
Profil en long des injections  
Detail plinthe

Phase d'étude :  
PRO

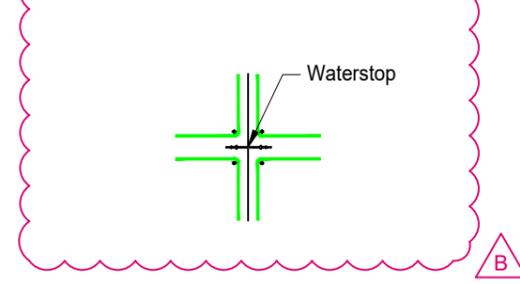
Plan n°  
BAR-07 IND  
B

Format : A3 Janvier 2022

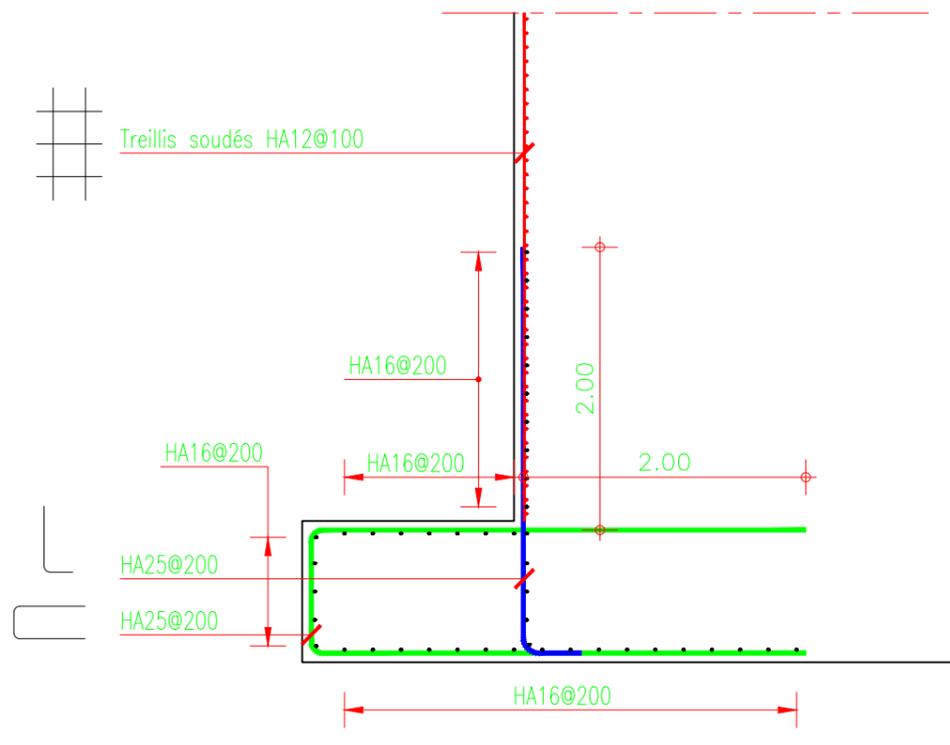
### Ferrailage couronnement



### Detail Waterstop



### Ferrailage plinthe



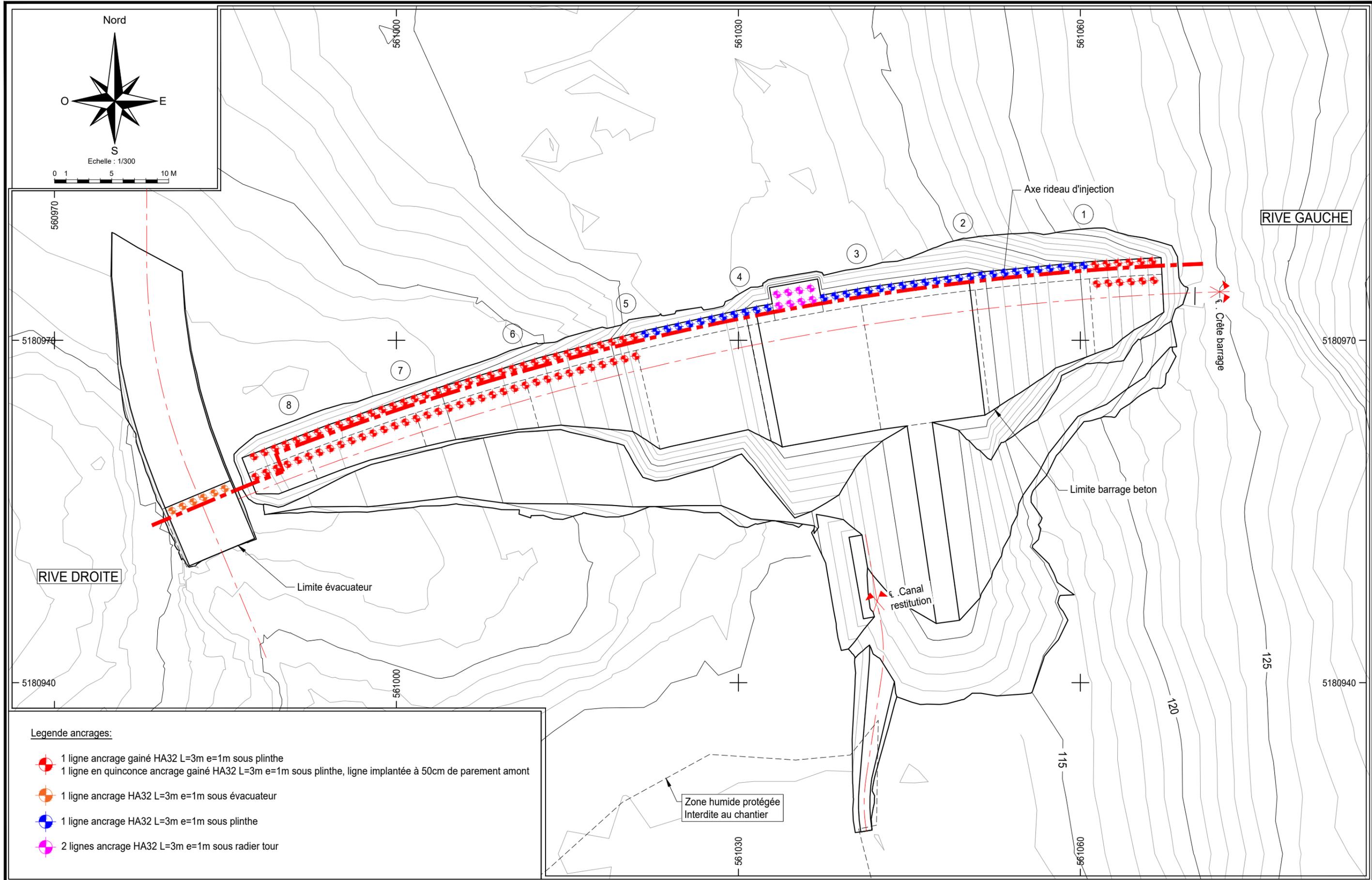
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

**BARRAGE**  
Principe de ferrailage

Phase d'étude : PRO	
Plan n° BAR-08	IND B
Format : A3	Janvier 2022



**Legende ancrages:**

-  1 ligne ancrage gainé HA32 L=3m e=1m sous plinthe
-  1 ligne en quinconce ancrage gainé HA32 L=3m e=1m sous plinthe, ligne implantée à 50cm de parement amont
-  1 ligne ancrage HA32 L=3m e=1m sous évacuateur
-  1 ligne ancrage HA32 L=3m e=1m sous plinthe
-  2 lignes ancrage HA32 L=3m e=1m sous radier tour

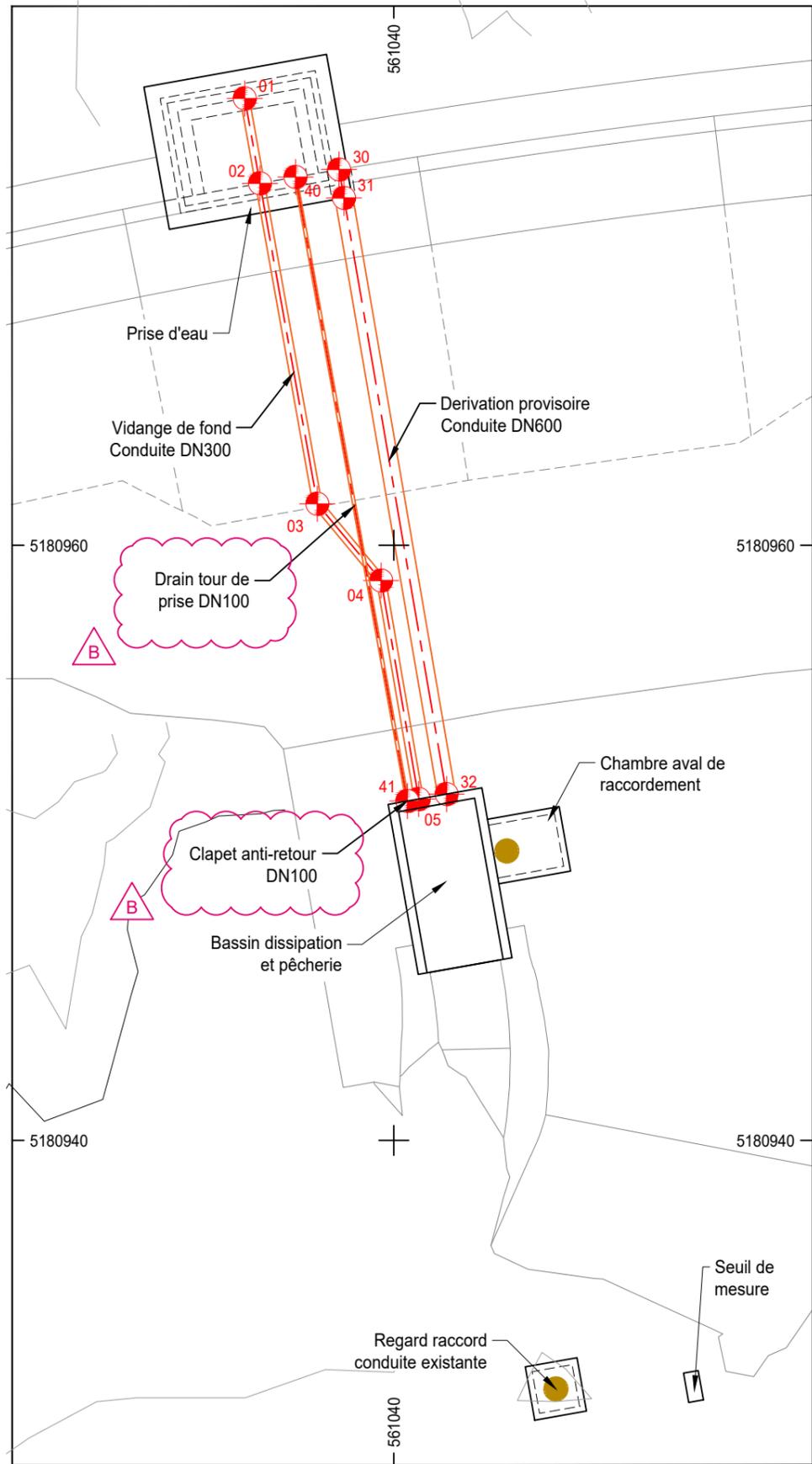
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

**BARRAGE**  
Injections + ancrages  
Vue en plan

Phase d'étude : <b>PRO</b>	
Plan n° BAR-09	IND B
Format : A3	Janvier 2022

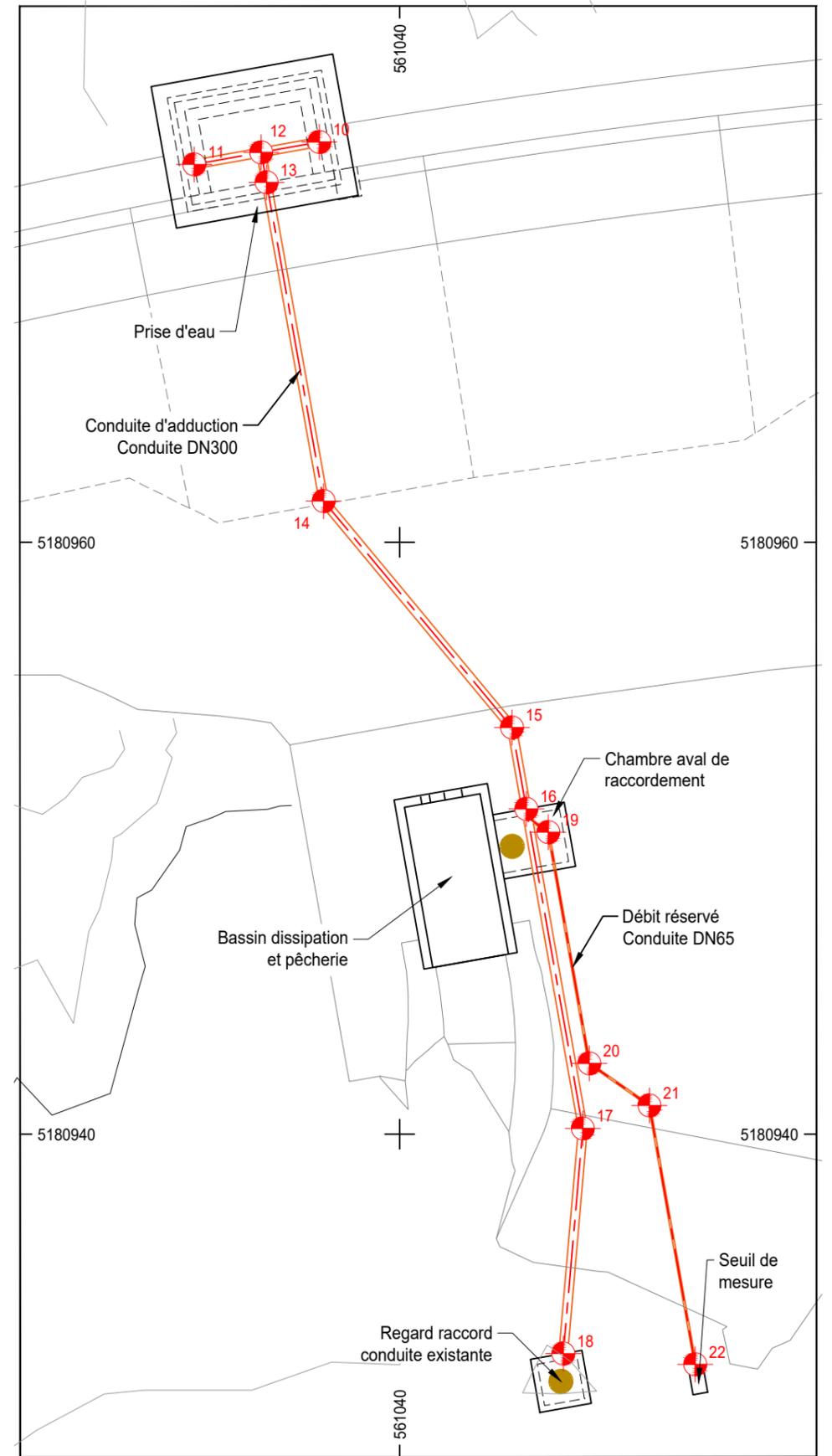


Coordonnées vidange			
Points	Position X	Position Y	Position Z
01	561034.98	5180975.02	114.30
02	561035.49	5180972.16	114.30
03	561037.43	5180961.39	113.75
04	561039.57	5180958.81	113.60
05	561040.84	5180951.47	113.00

Coordonnées adduction			
Points	Position X	Position Y	Position Z
10	561037.28	5180973.53	119.00
11	561033.05	5180972.77	116.00
12	561035.31	5180973.17	115.00
13	561035.49	5180972.16	114.70
14	561037.43	5180961.39	114.45
15	561043.79	5180953.74	112.95
16	561044.28	5180950.99	112.70
17	561046.19	5180940.20	112.55
18	561045.53	5180932.59	112.50
19	561045.02	5180950.20	112.70
20	561046.41	5180942.39	112.60
21	561048.44	5180940.97	112.58
22	561049.99	5180932.22	112.50

Coordonnées dérivation provisoire			
Points	Position X	Position Y	Position Z
30	561038.16	5180972.63	114.00
31	561038.32	5180971.67	114.00
32	561041.77	5180951.64	112.85

Coordonnées drains tour			
Points	Position X	Position Y	Position Z
40	561036.69	5180972.37	114.10
41	561040.45	5180951.40	114.00



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI

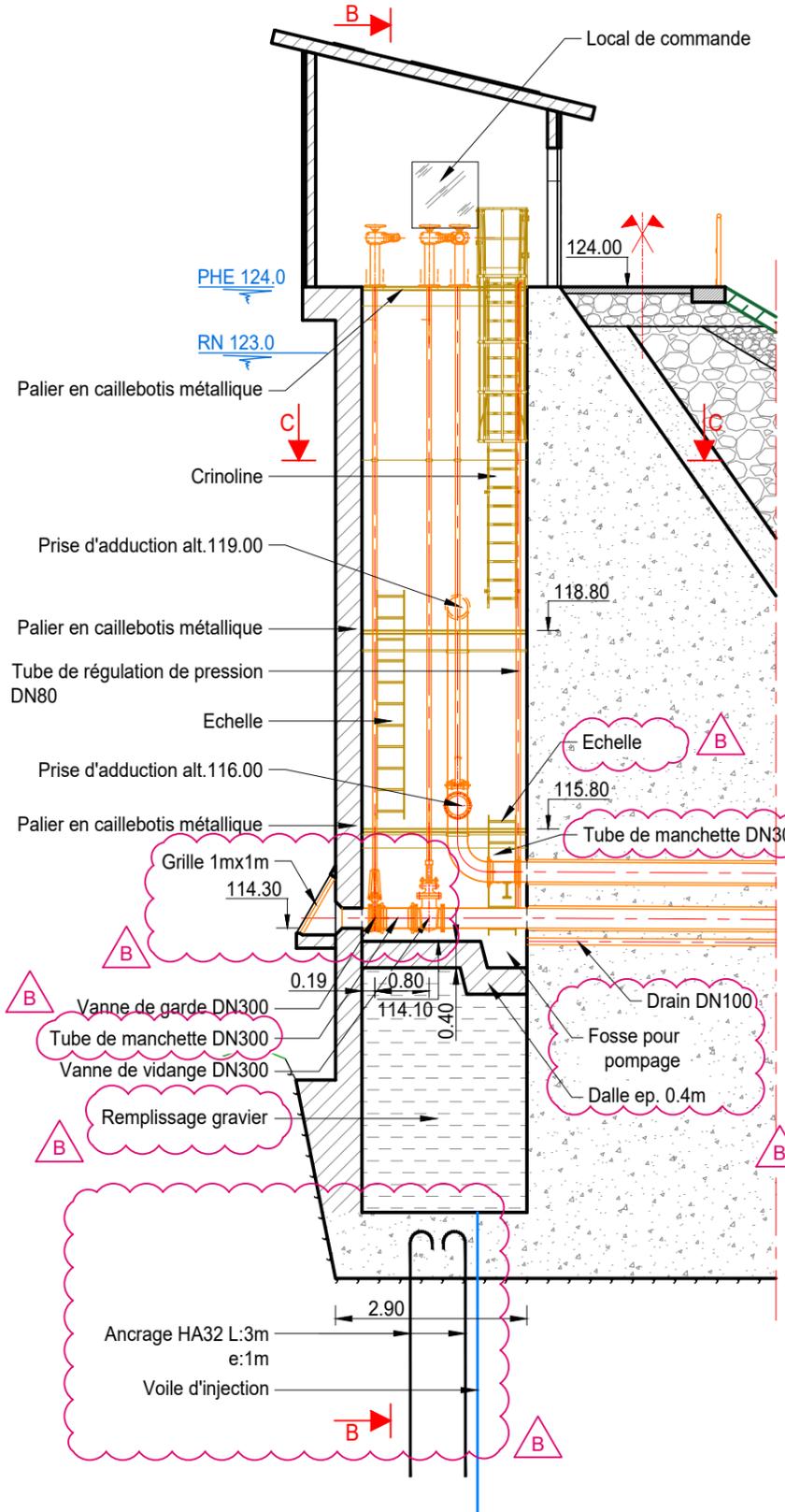


RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

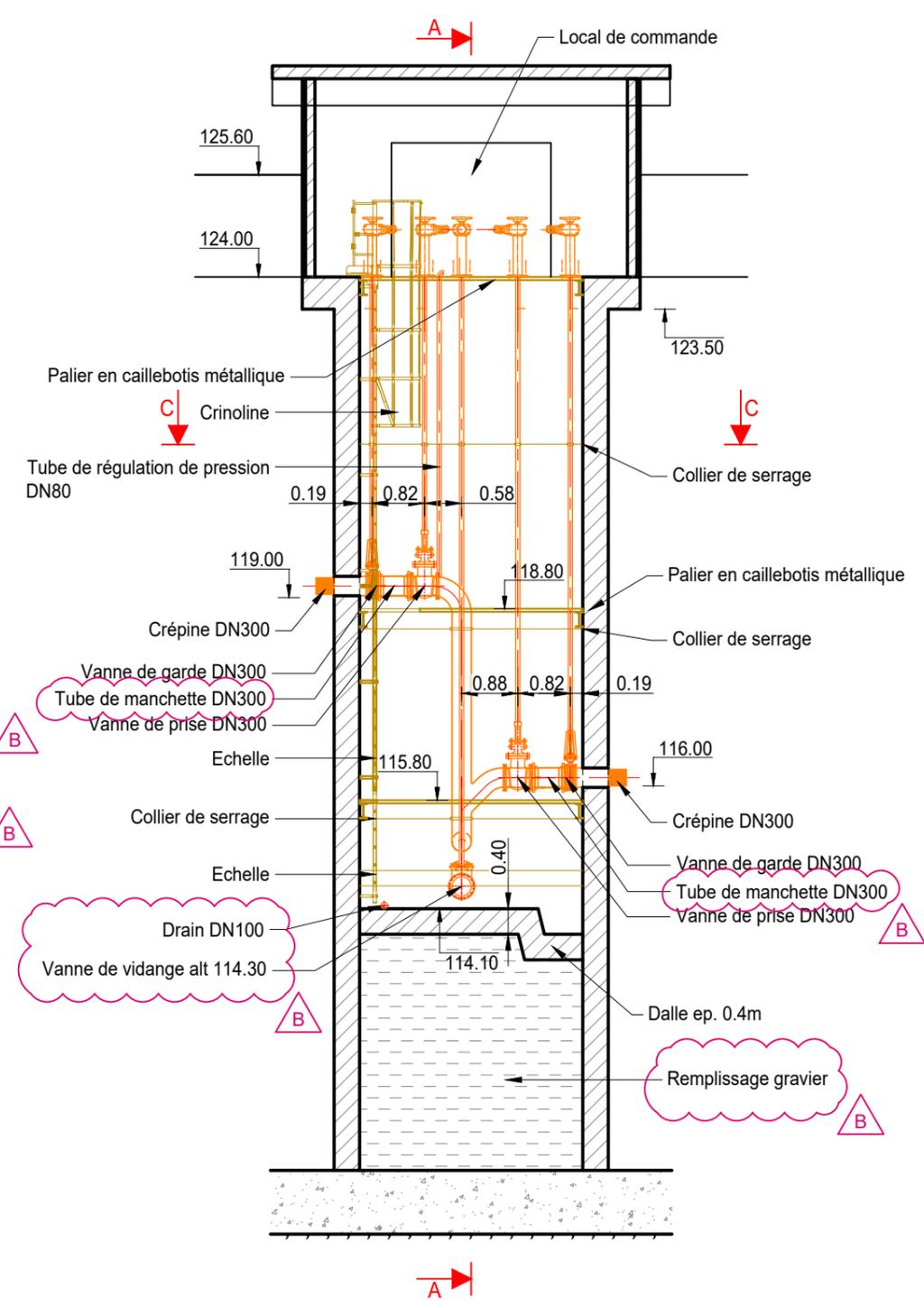
PRISE D'EAU  
Implantation des conduites

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PRISE-01	IND B
Format : A3	Janvier 2022

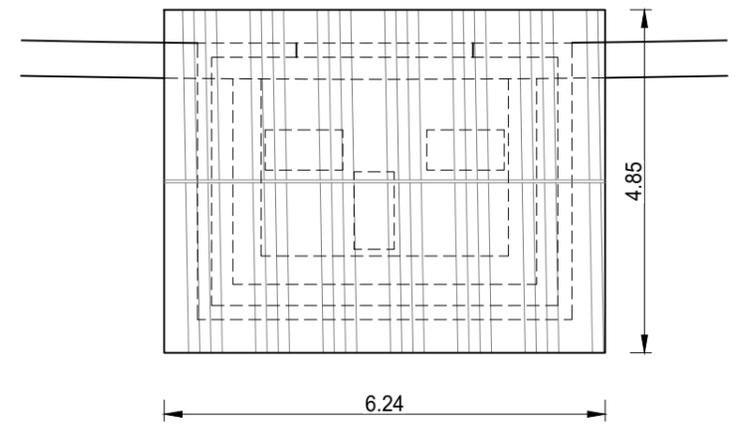
COUPE A-A  
VIDANGE DE FOND



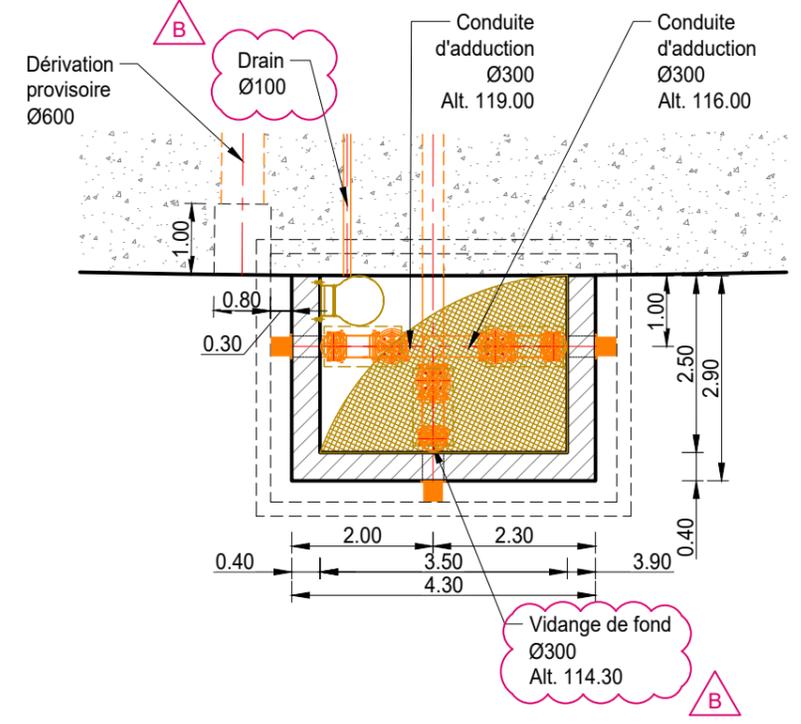
COUPE B-B  
CONDUITE D'ADDUCTION



VUE EN PLAN



COUPE C-C



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI

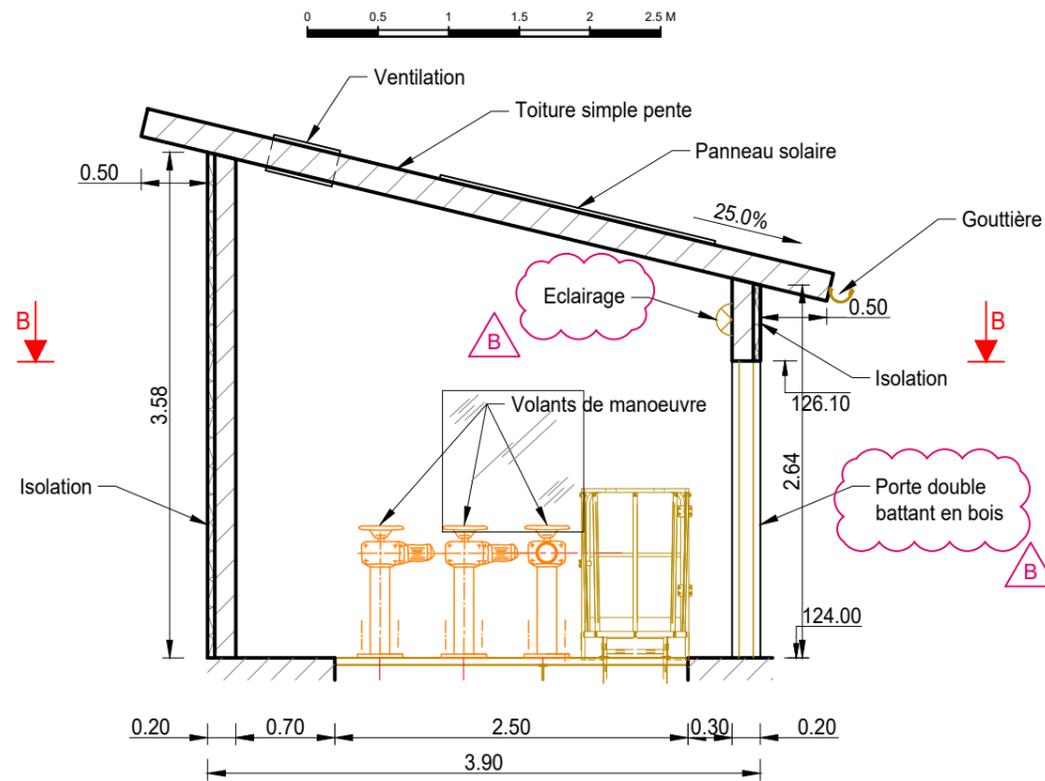


RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

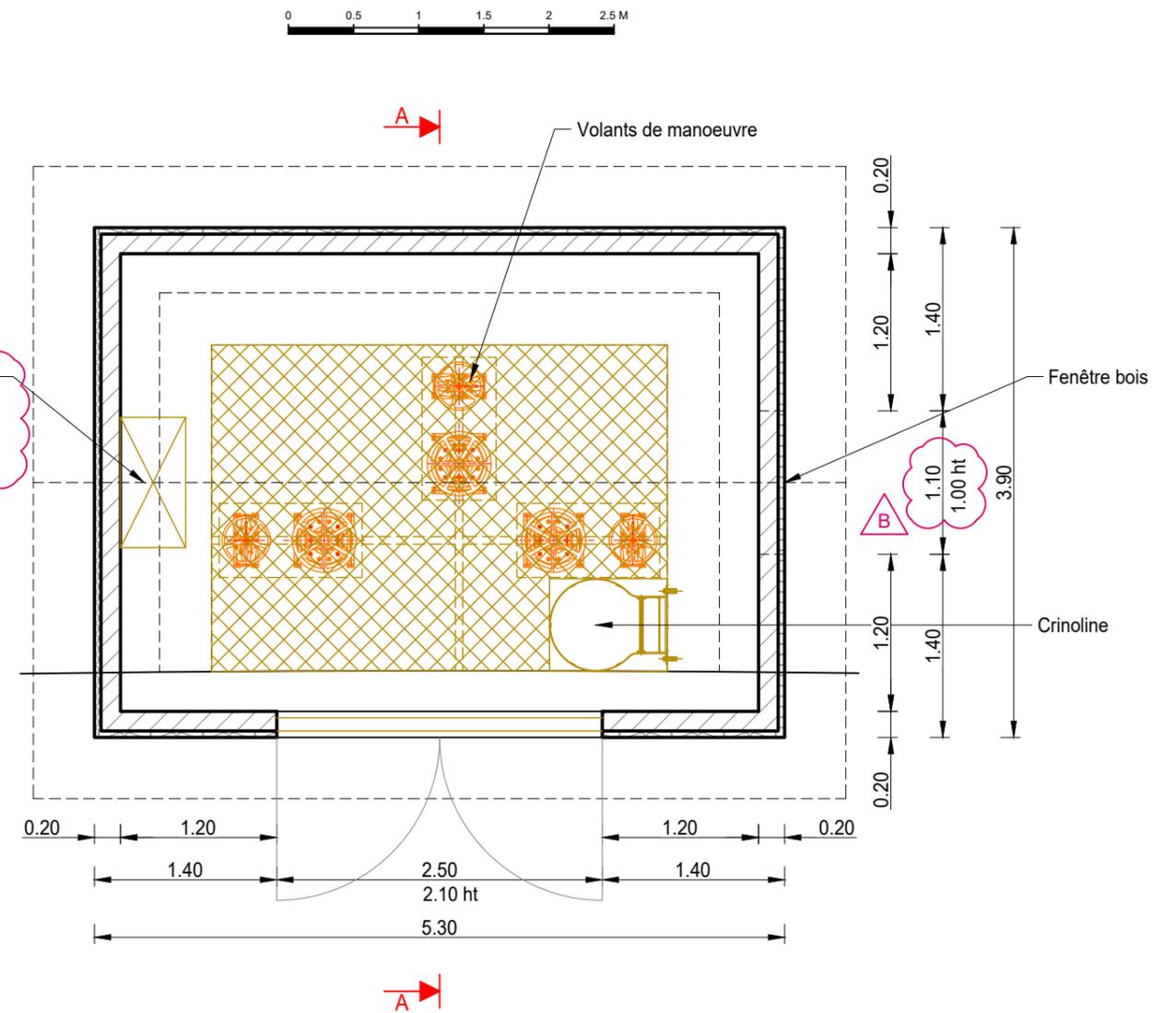
PRISE D'EAU  
Coupe type

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PRISE-02	IND B
Format : A3	Janvier 2022

COUPE A-A



COUPE B-B



PERSPECTIVE



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI

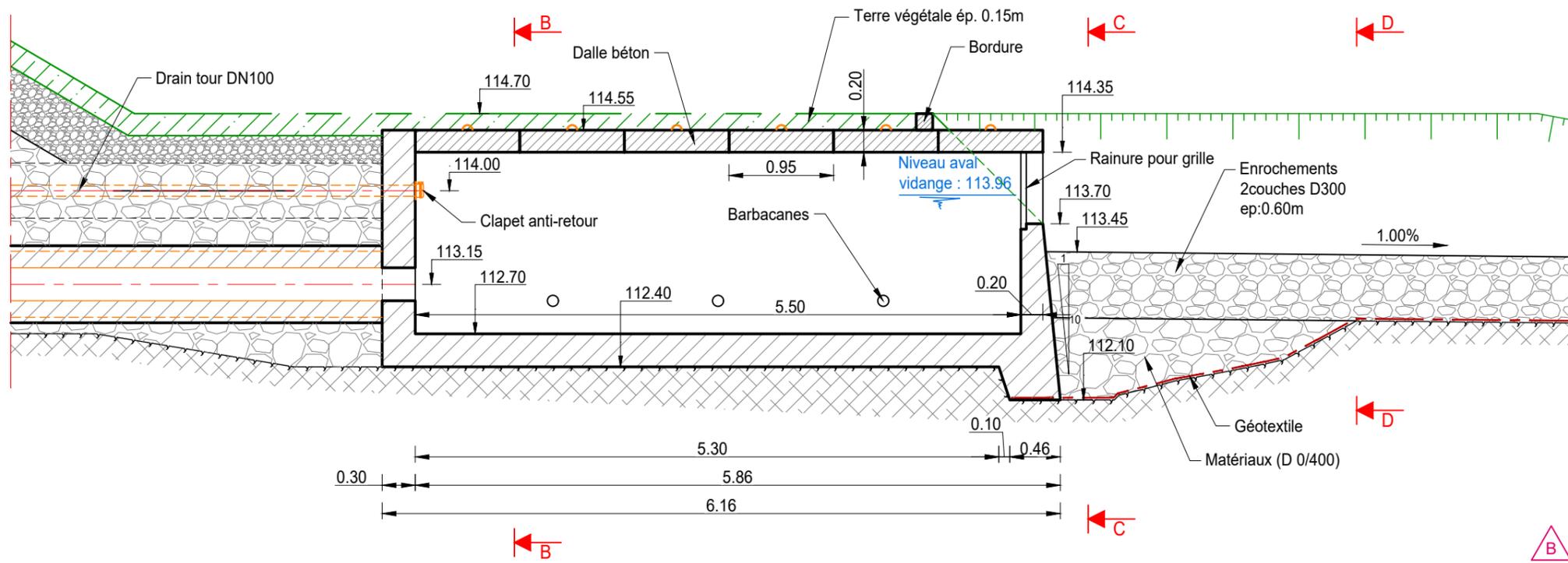


RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

PRISE D'EAU  
Local de commande

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PRISE-03	IND [B]
Format : A3	Janvier 2022

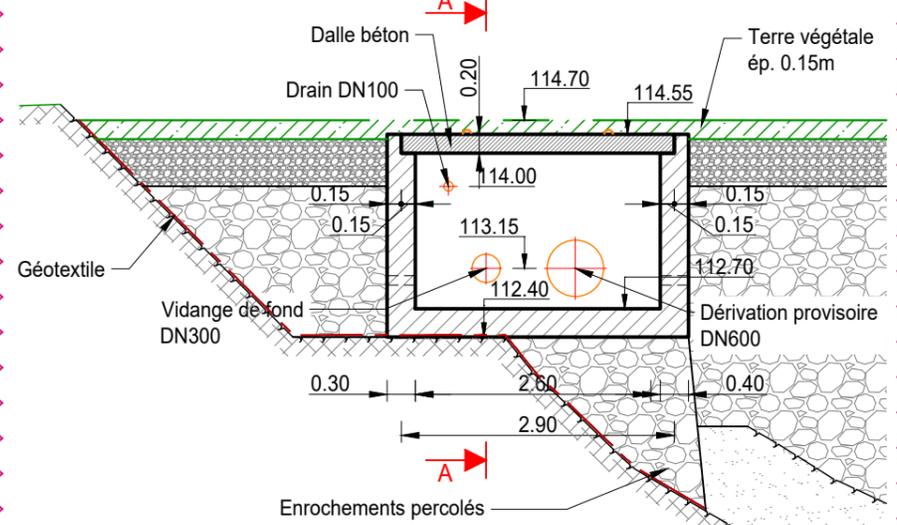
### COUPE A-A



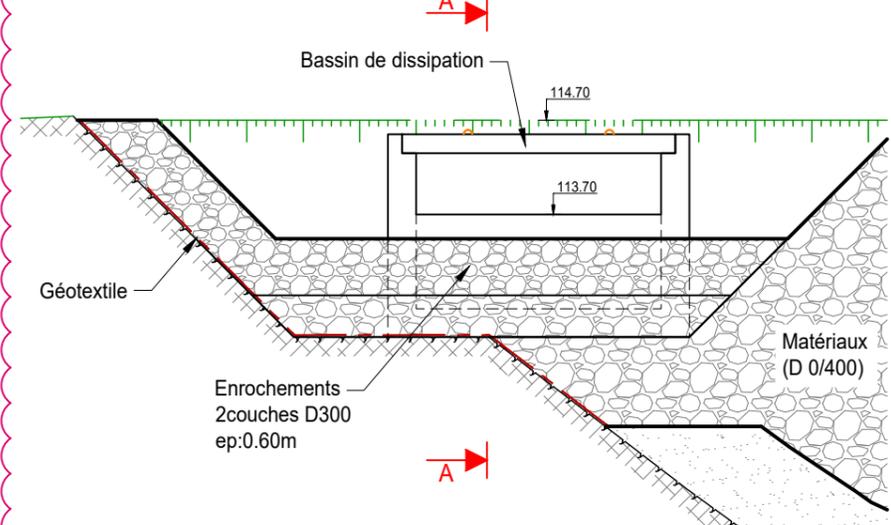
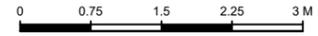
### PERSPECTIVE



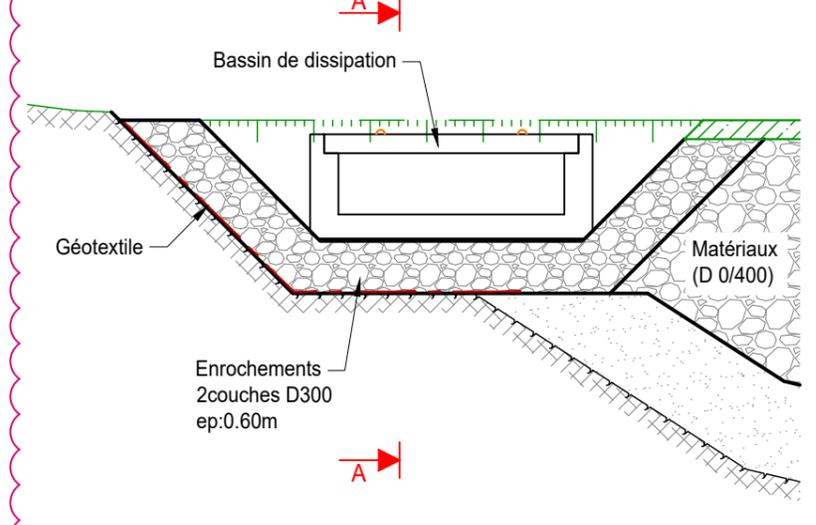
### COUPE B-B



### COUPE C-C



### COUPE D-D



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI

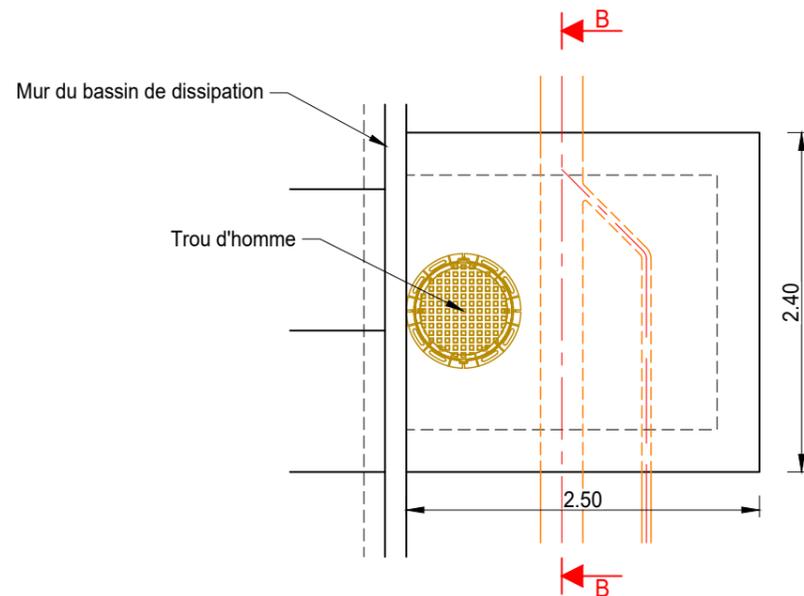


RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

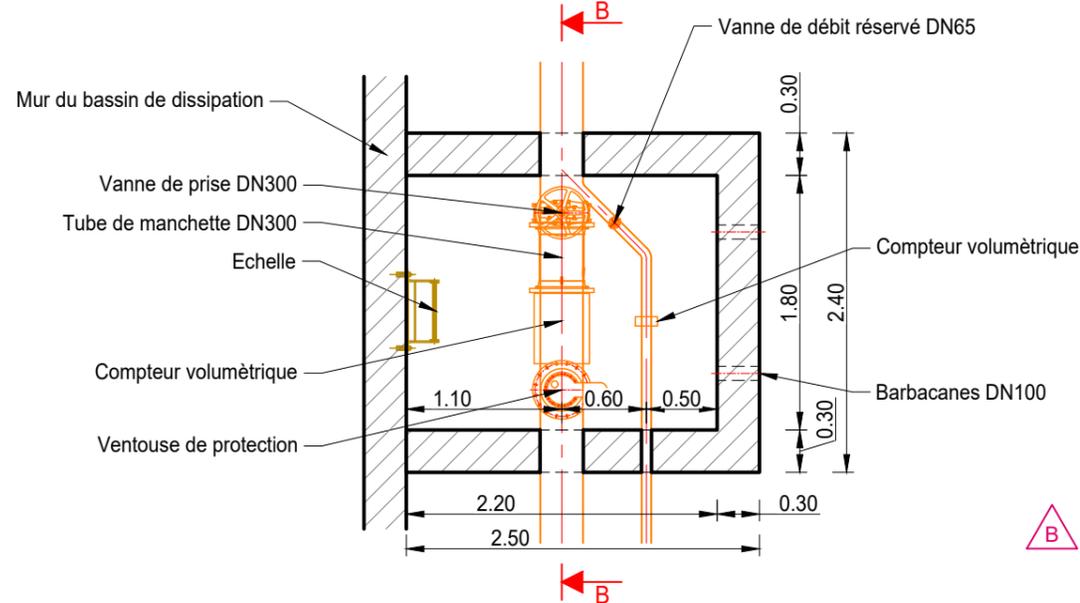
PRISE D'EAU  
Bassin de dissipation

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PRISE-04	IND B
Format : A3	Janvier 2022

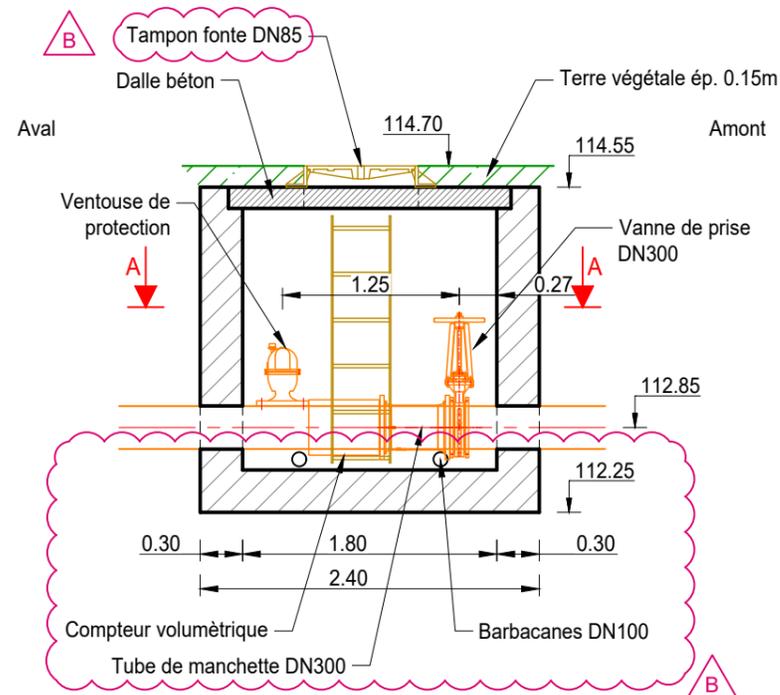
### VUE EN PLAN



### COUPE A-A



### COUPE B-B



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI

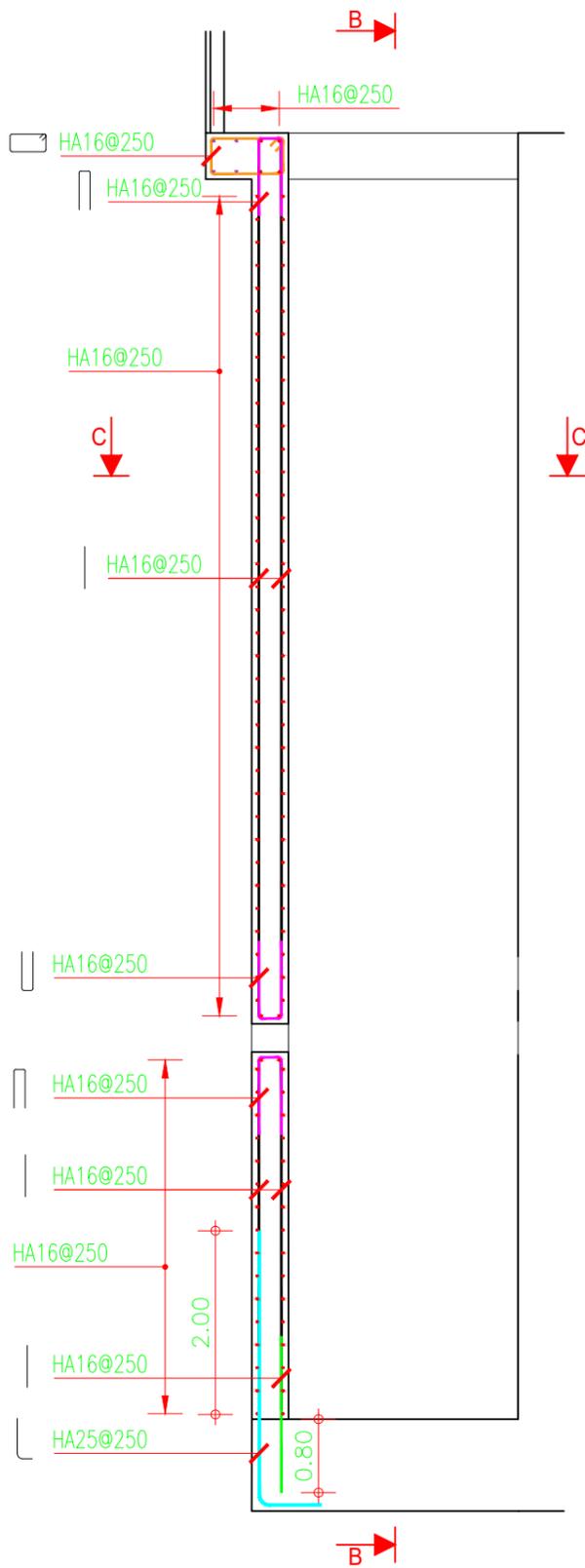


RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

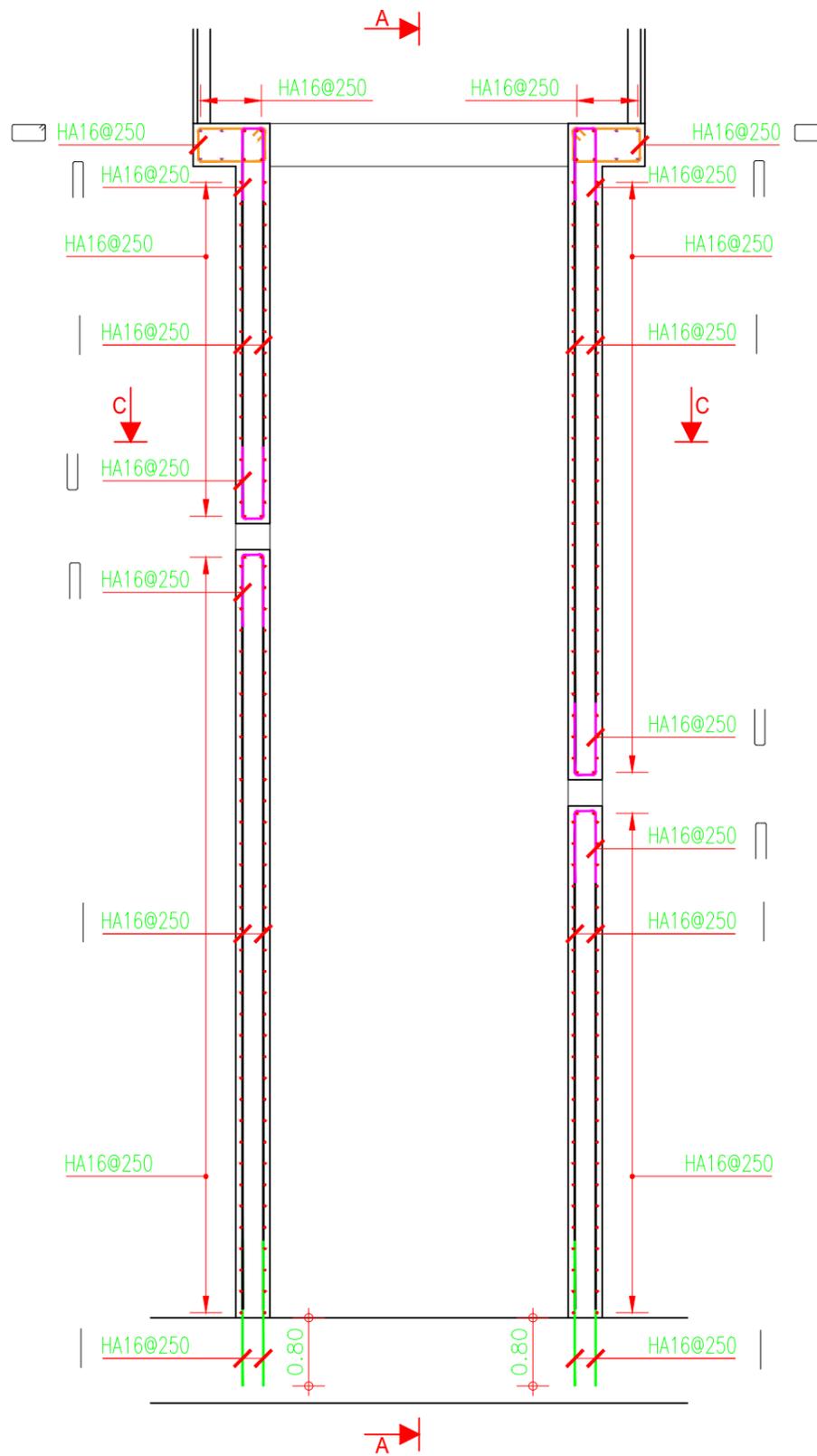
PRISE D'EAU  
Chambre aval débit réservé

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PRISE-05	IND B
Format : A3	Janvier 2022

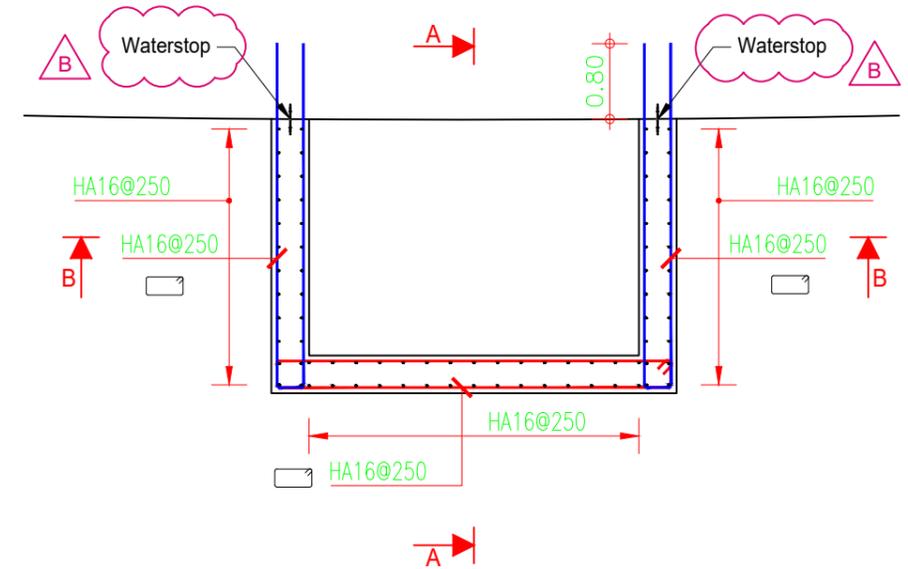
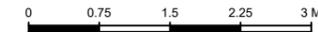
### COUPE A-A



### COUPE A-A



### COUPE C-C



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI

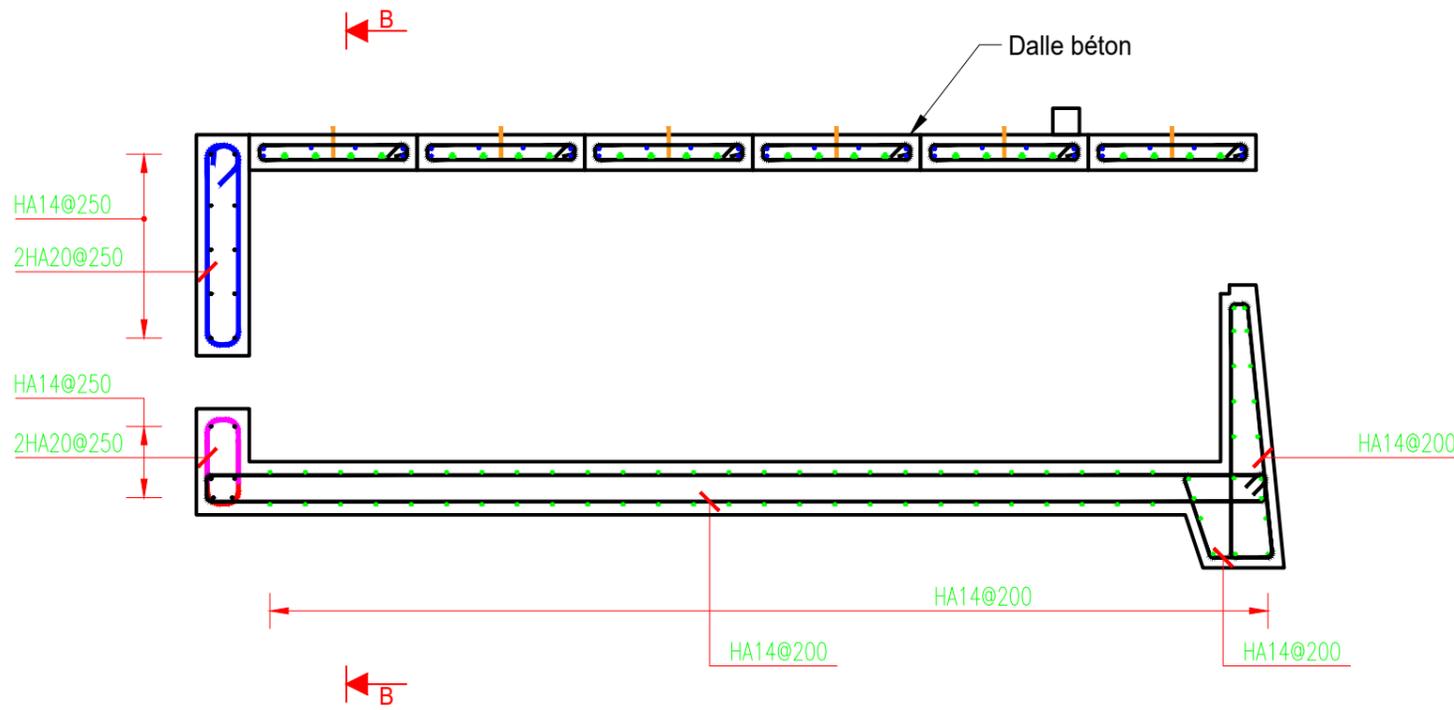


RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

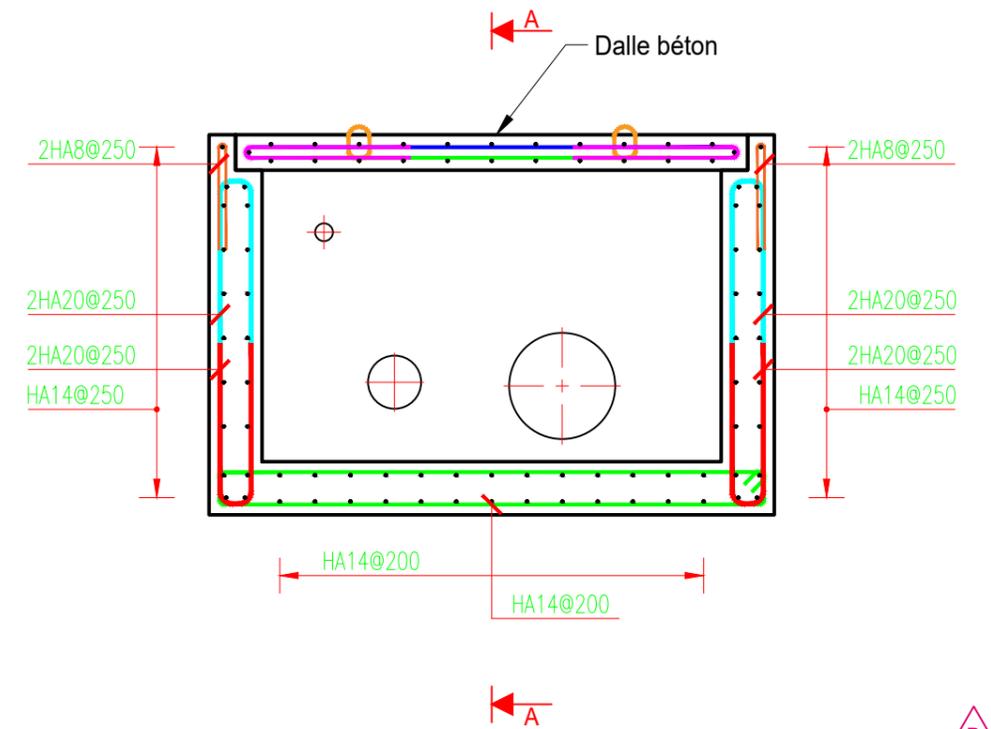
PRISE D'EAU  
Principe de ferrailage

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PRISE-06	IND B
Format : A3	Janvier 2022

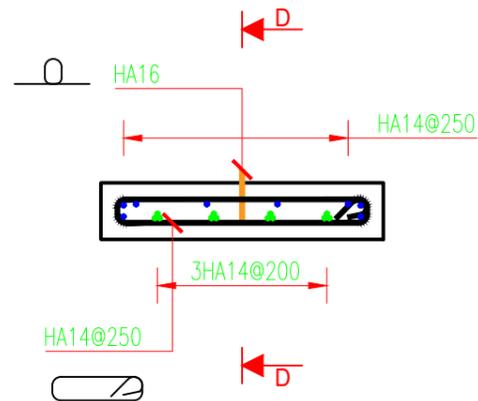
### COUPE A-A



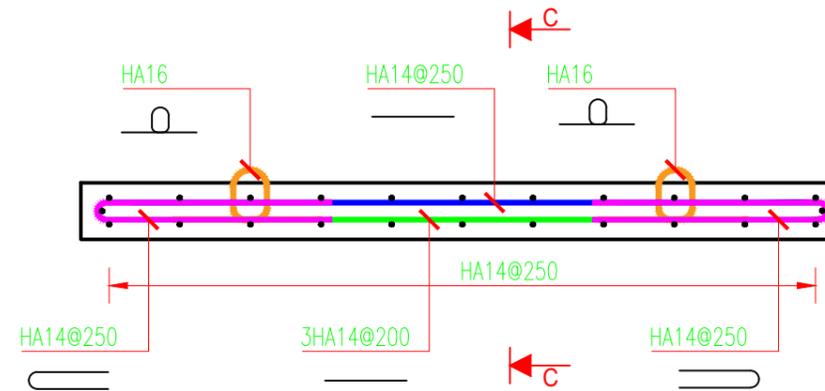
### COUPE B-B



### COUPE C-C



### COUPE D-D



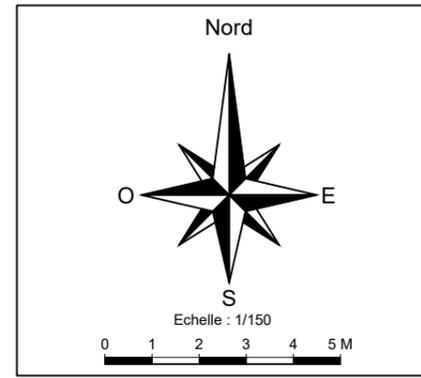
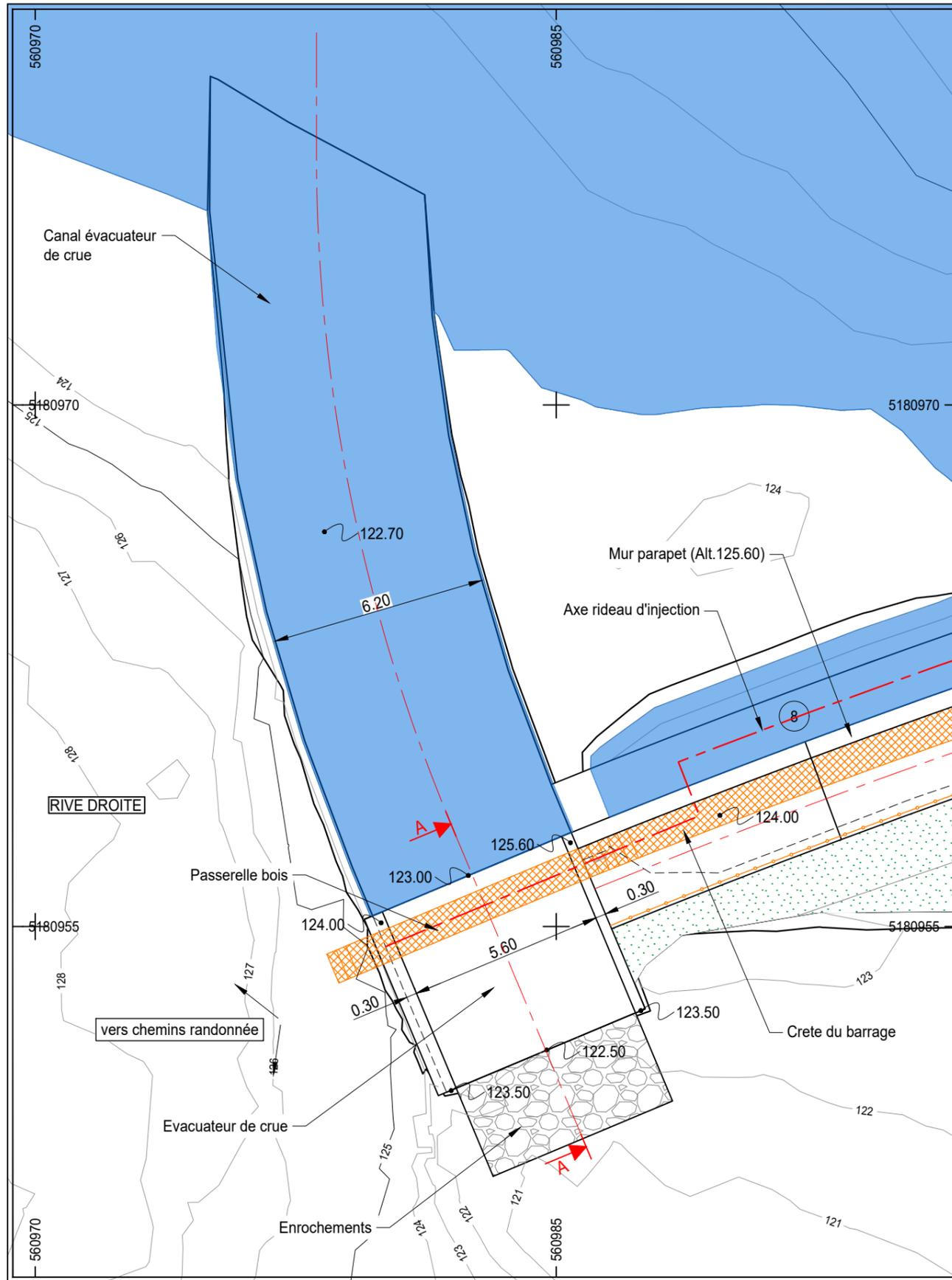
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

PRISE D'EAU  
Bassin de dissipation  
Principe de ferrailage

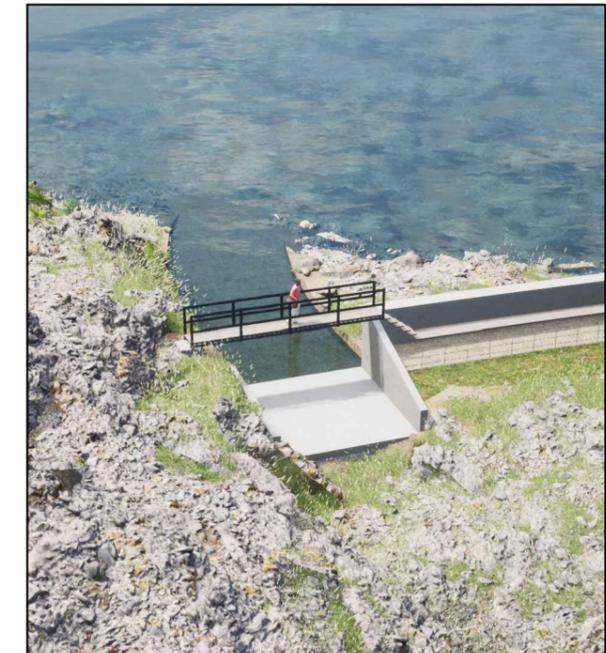
Phase d'étude : PRO	
Plan n° PRISE-07	IND B
Format : A3	Janvier 2022



PERSPECTIVE AMONT



PERSPECTIVE AVAL



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI

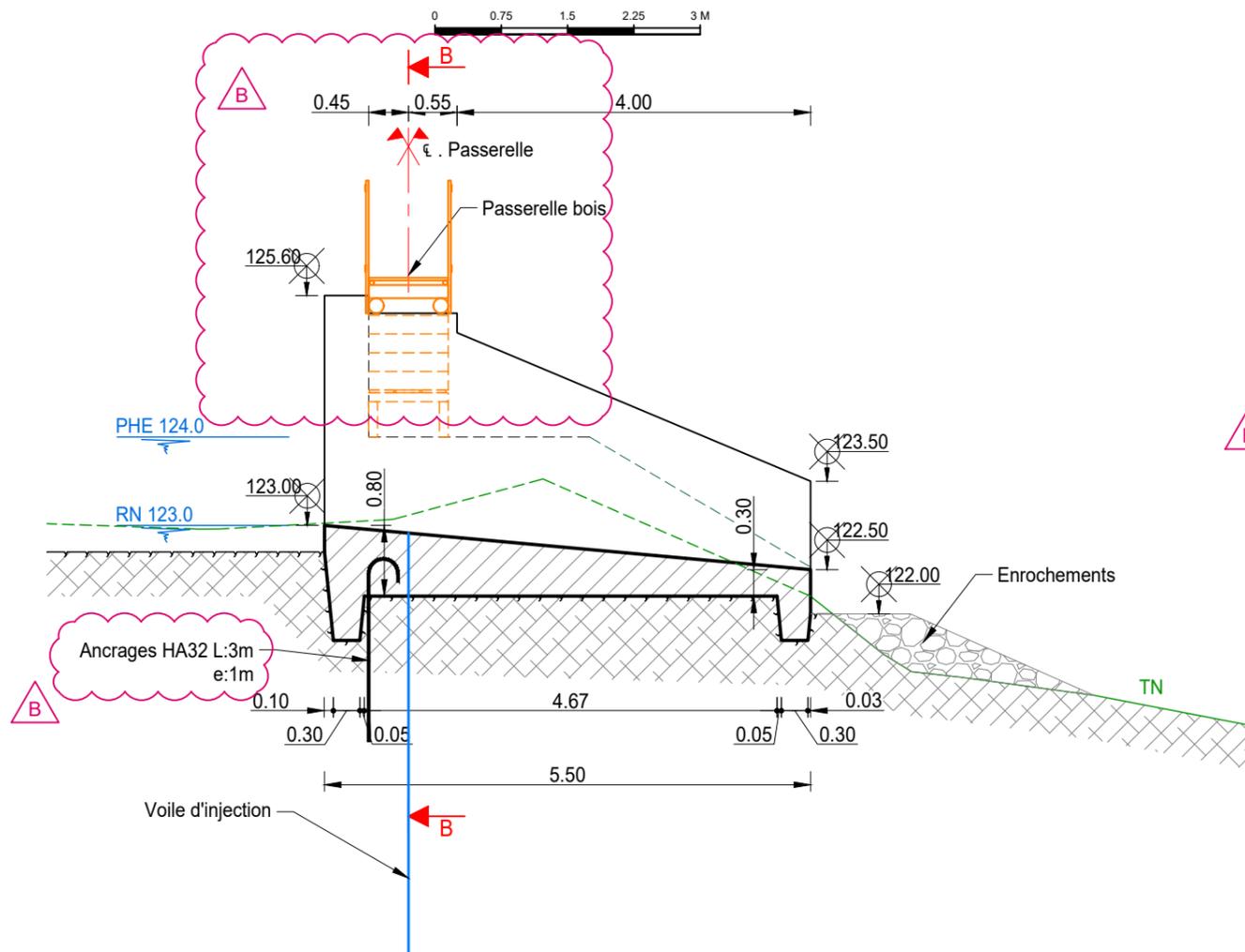


RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

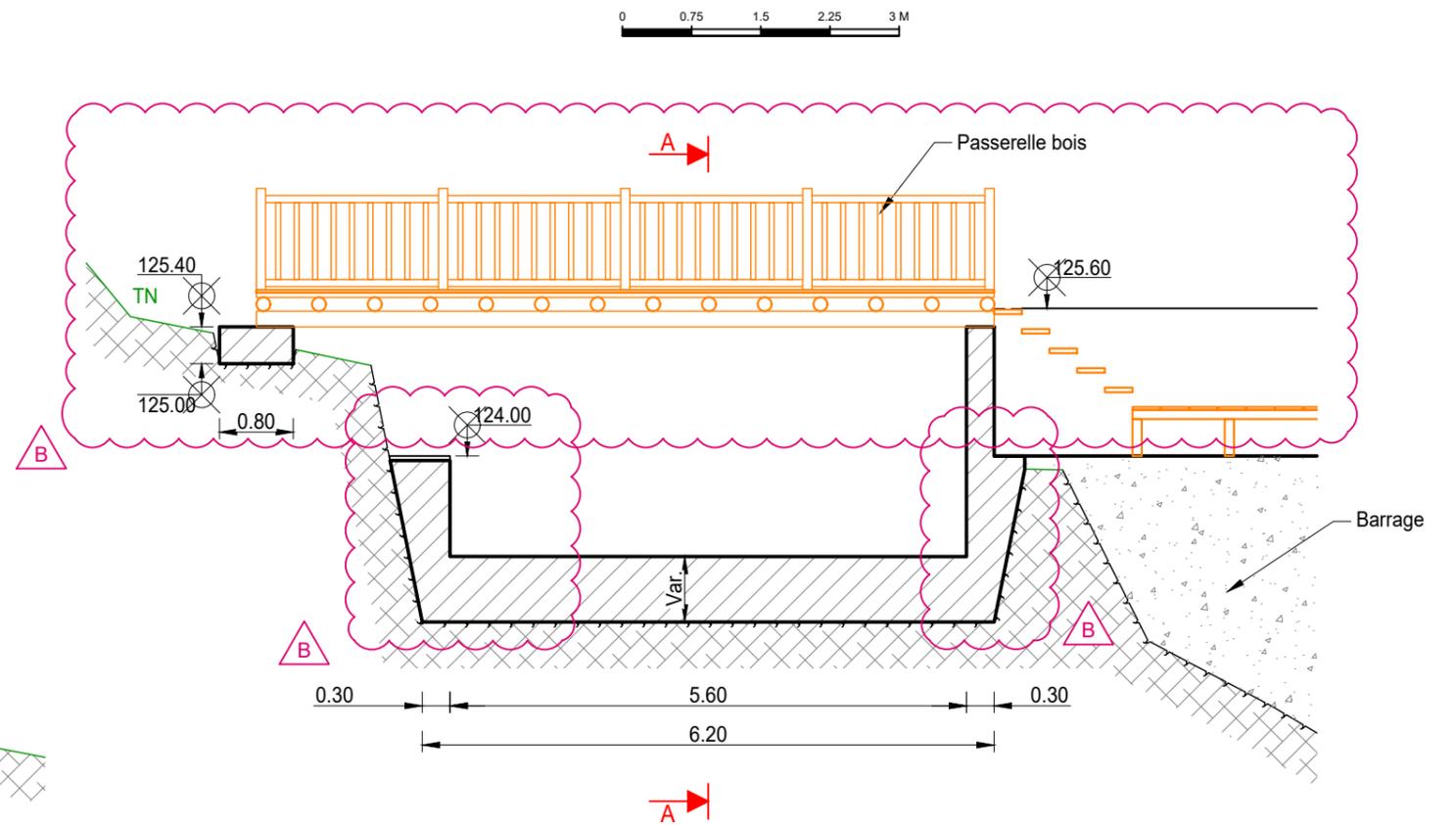
EVACUATEUR DE CRUE  
Vue en plan  
Perspective

Phase d'étude : PRO	
Plan n° EVC-01	IND B
Format : A3	Janvier 2022

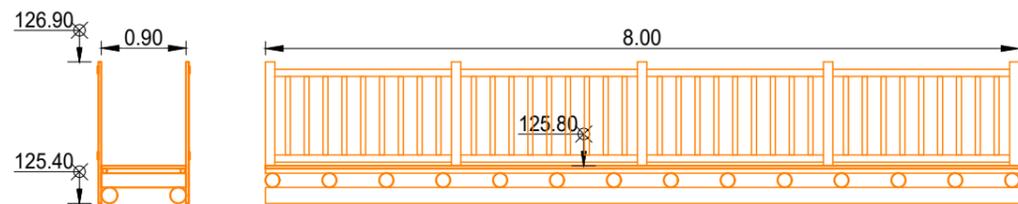
### COUPE A-A



### COUPE B-B



### PASSERELLE BOIS - Type Camargue



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI

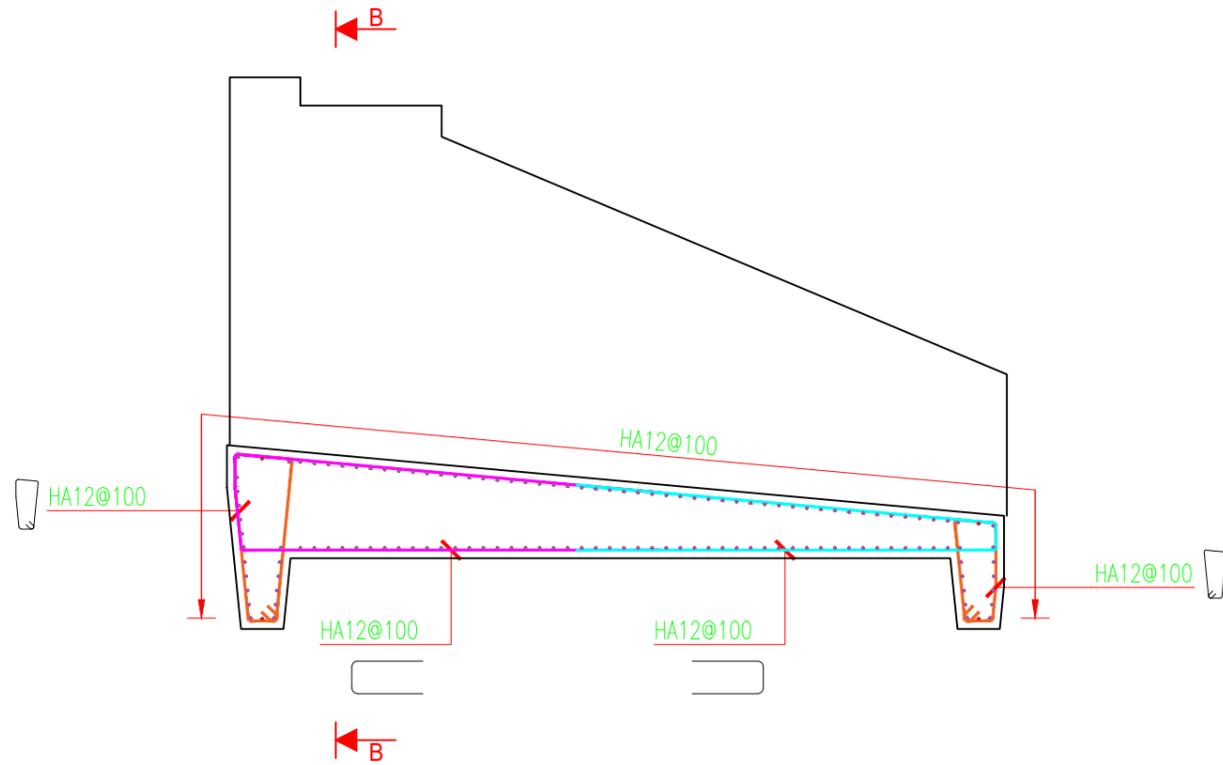


RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

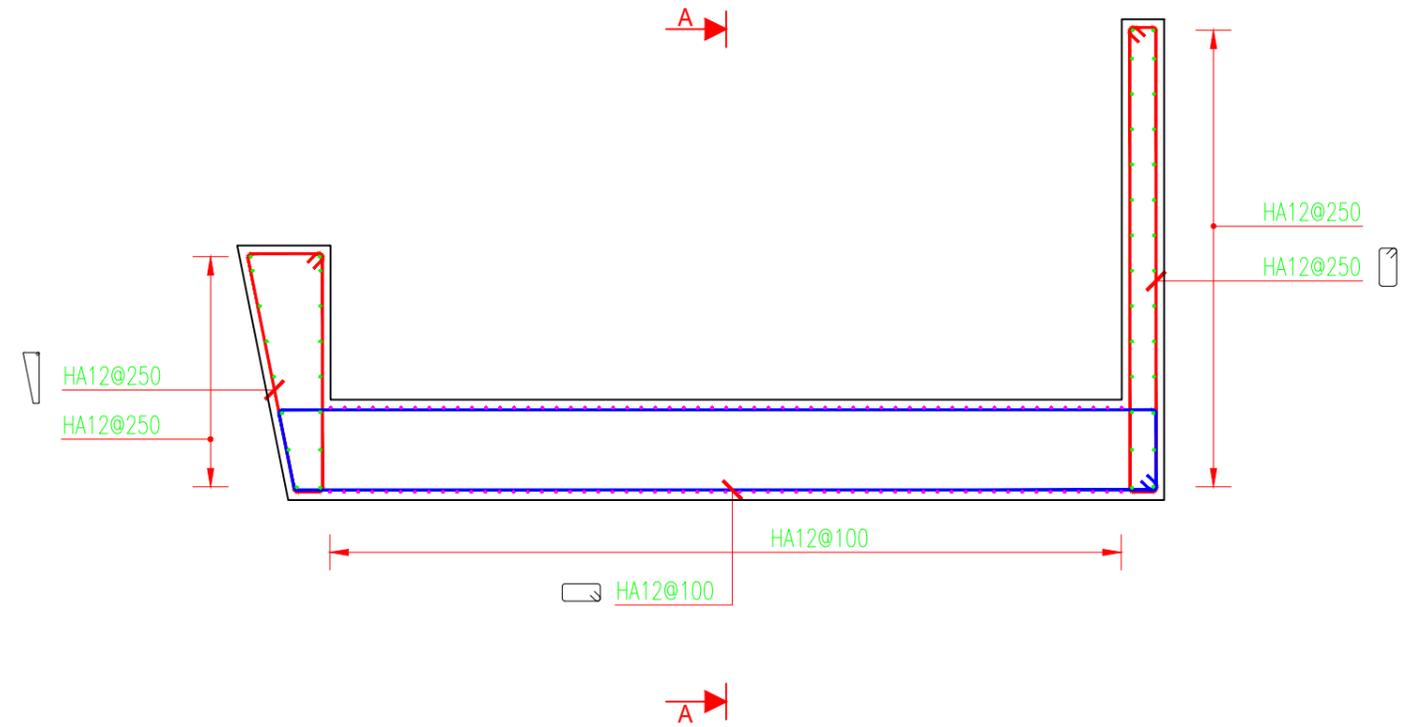
EVACUATEUR DE CRUE  
Coupes type

Phase d'étude : PRO	
Plan n° EVC-02	IND B
Format : A3	Janvier 2022

COUPE A-A



COUPE B-B



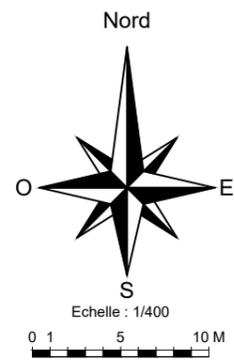
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	TDS	MLR	PAI



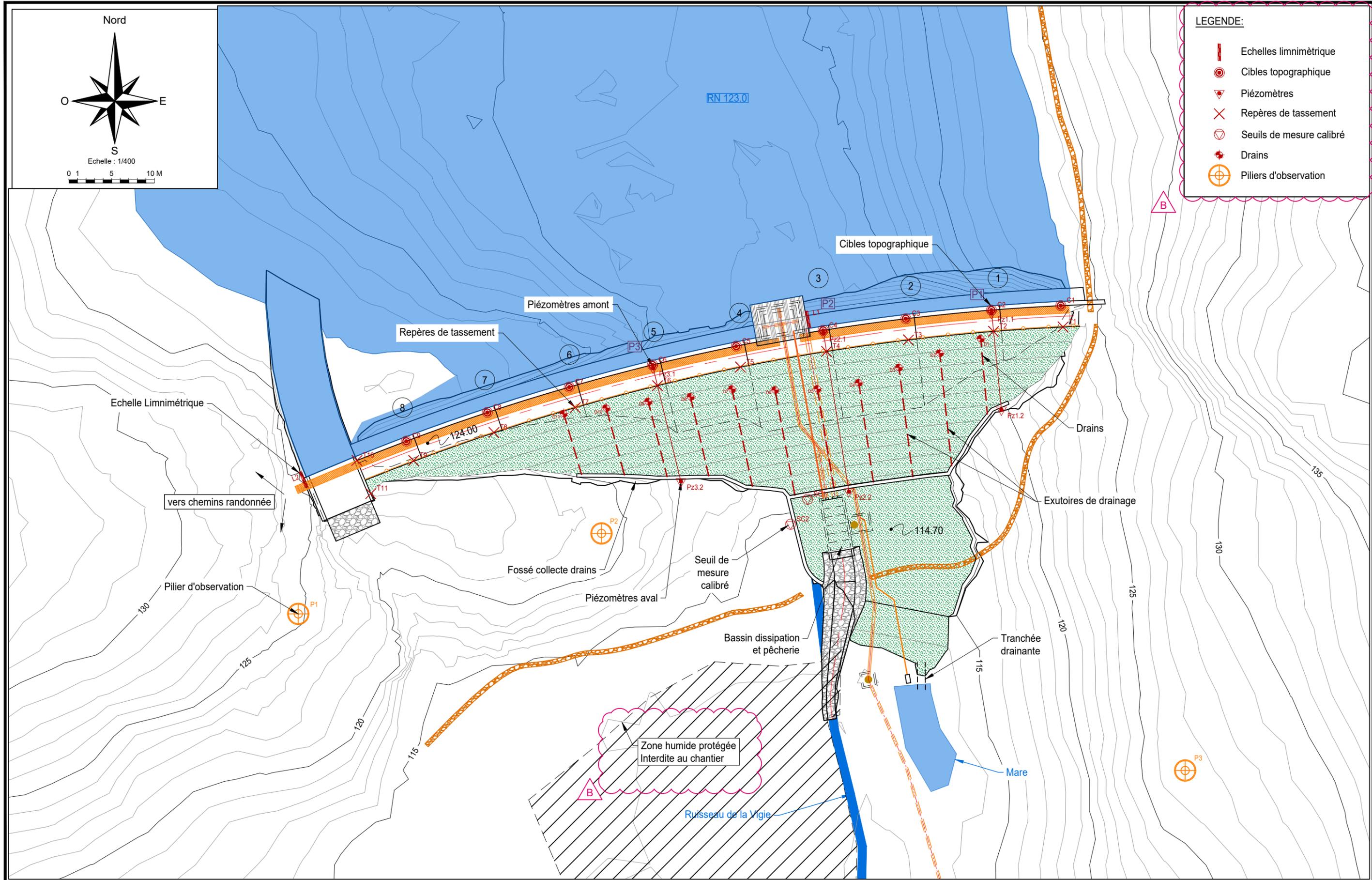
RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

EVACUATEUR DE CRUE  
Principe de ferrailage

Phase d'étude : PRO	
Plan n° EVC-03	IND B
Format : A3	Janvier 2022



- LEGENDE:**
- Echelles limnimétrique
  - Cibles topographique
  - Piézomètres
  - Repères de tassement
  - Seuils de mesure calibré
  - Drains
  - Piliers d'observation



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

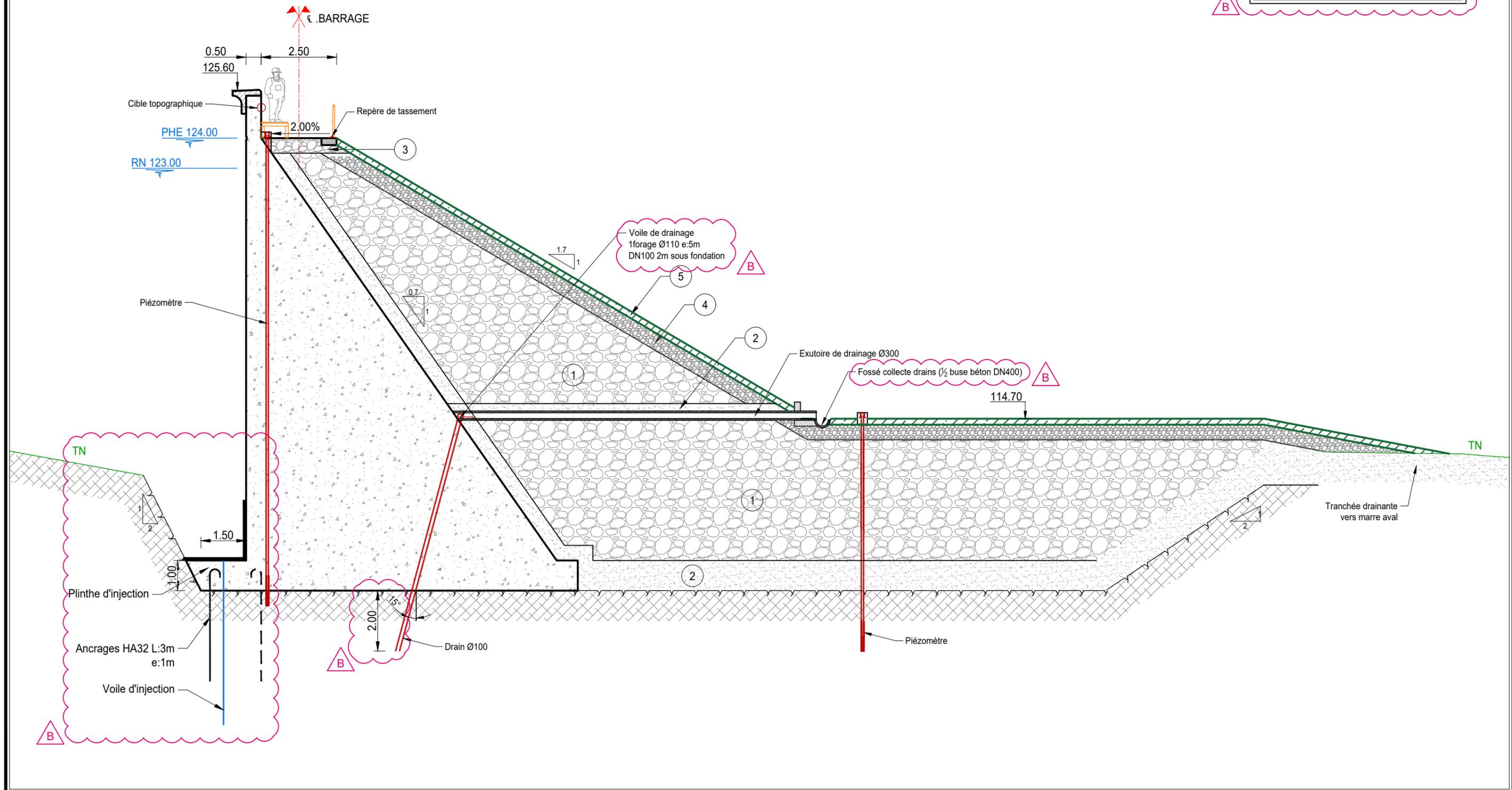
AUSCULTATION  
Vue en plan

Phase d'étude : PRO	
Plan n° AUSC-01	IND B
Format : A3	Janvier 2022

# AUSCULTATION COUPE TYPE



- LEGENDE:**
- 1 Matériaux (D 0/400)
  - 2 Matériaux drainant (D20/80)
  - 3 Couche de forme (D 0/60)
  - 4 Couche de transition (D0/100)
  - 5 Terre végétale + géotextile



Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI

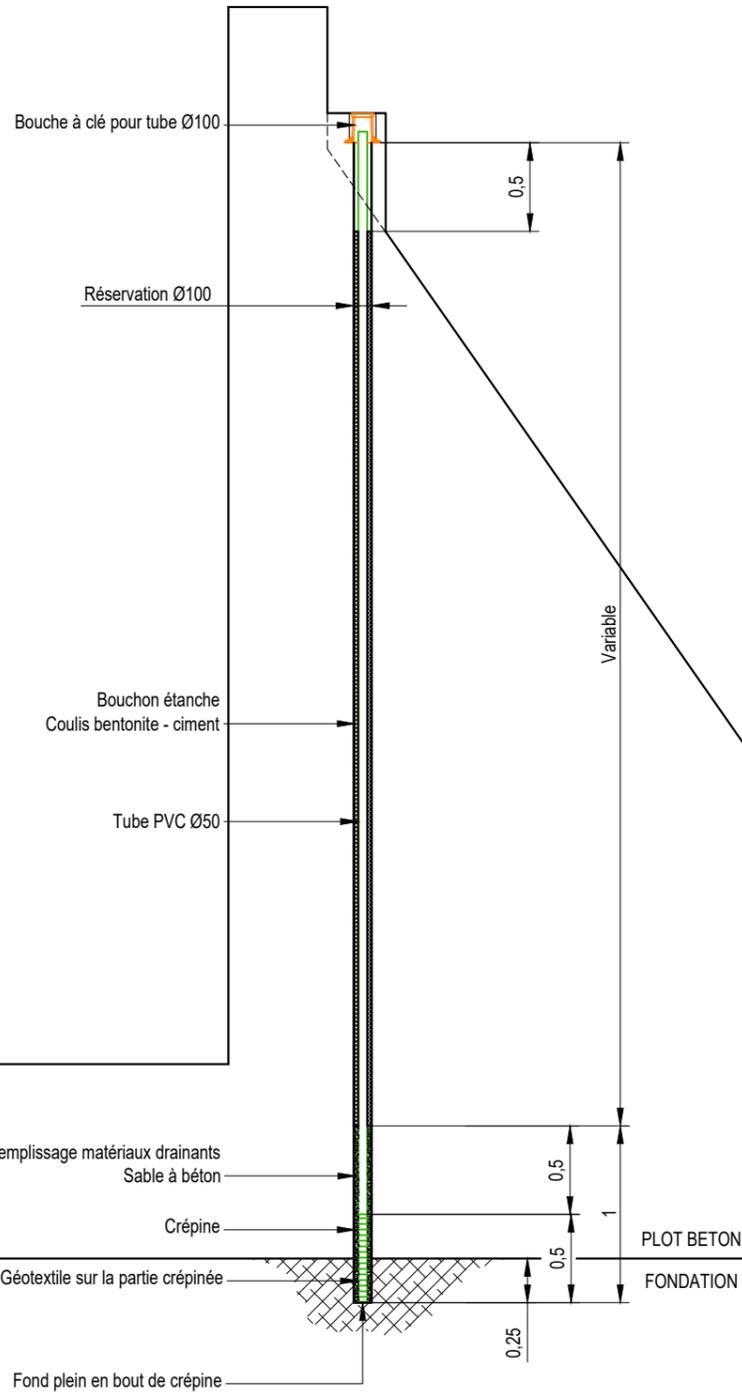


RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

AUSCULTATION  
Coupe type

Phase d'étude : PRO	
Plan n° AUSC-02	IND B
Format : A3	Janvier 2022

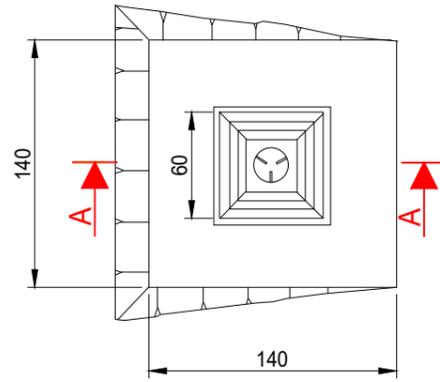
### DETAIL PIEZOMETRES



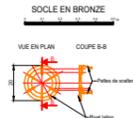
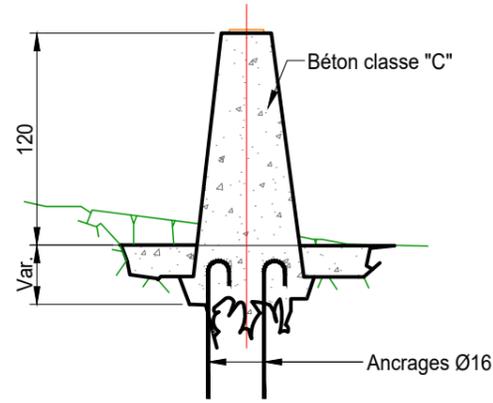
### PILIER D'OBSERVATION



VUE EN PLAN



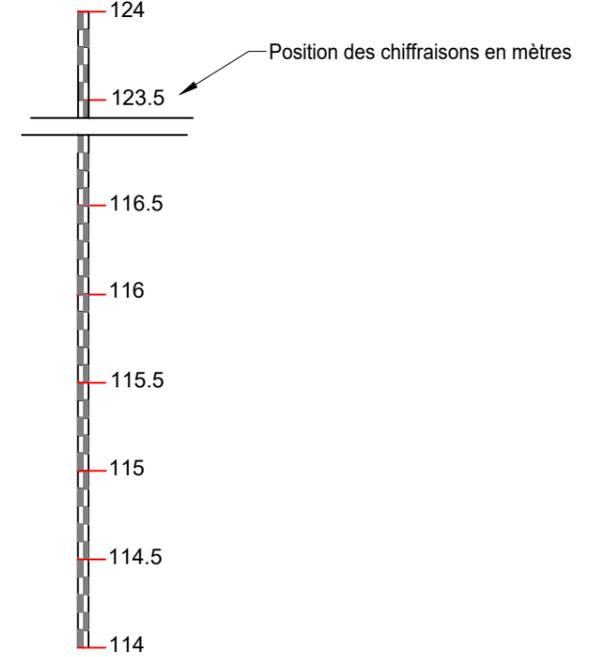
COUPE A-A (sur rocher)



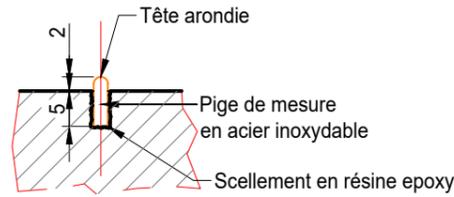
### ECHELLE LIMNIMETRIQUE



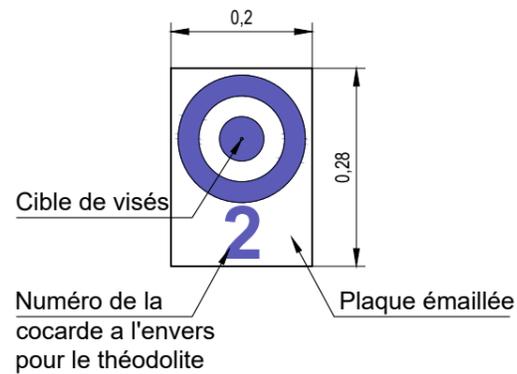
Tour de prise



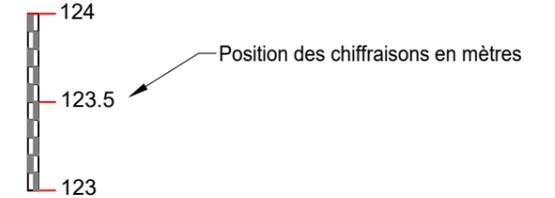
### REPÈRE DE TASSEMENT SUR OUVRAGES BETON



### DETAILLE COCARDE DE VISEE PLANIMETRIQUE



Evacuateur de crue



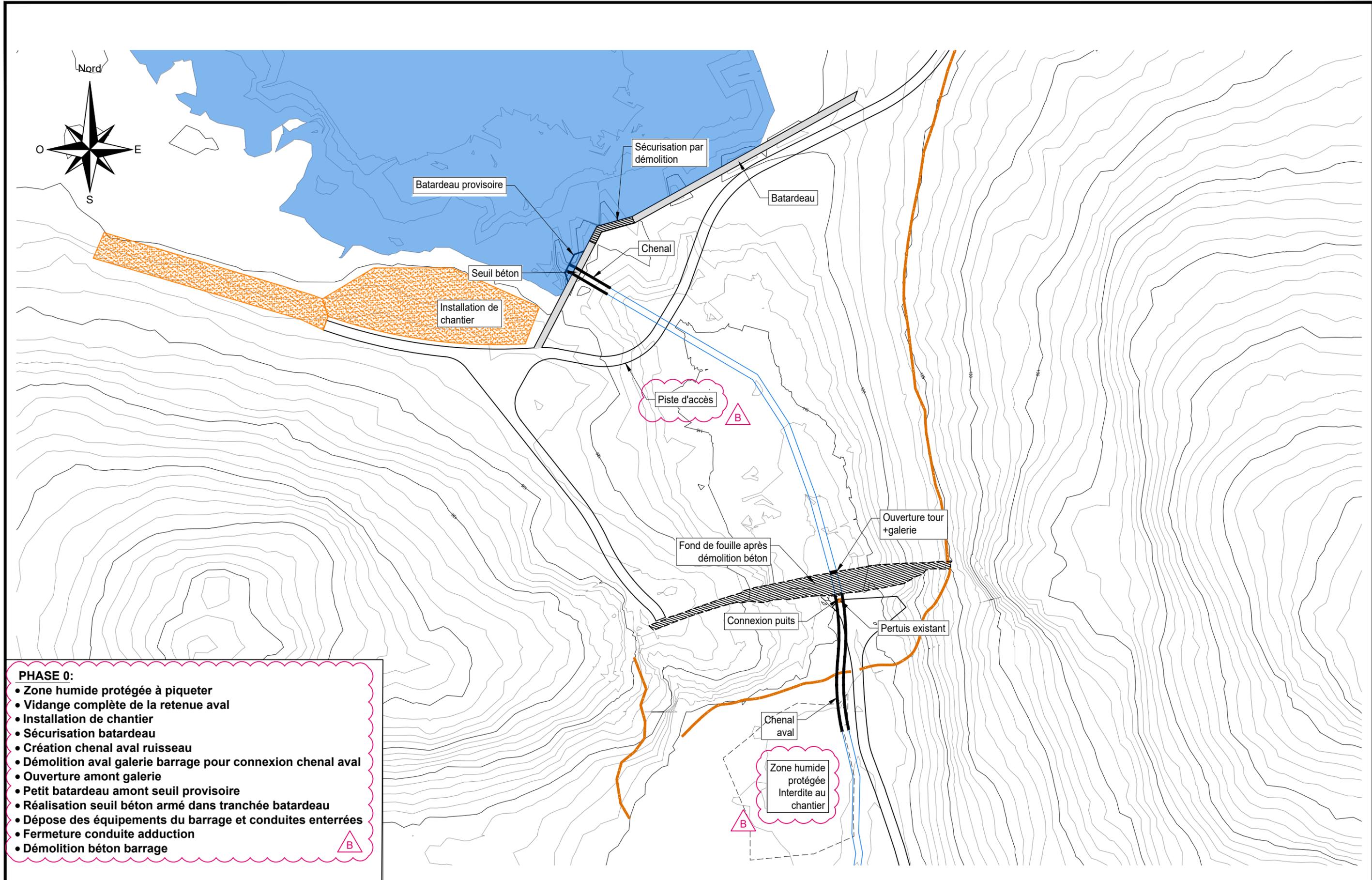
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

AUSCULTATION  
Détails dispositifs d'auscultations

Phase d'étude : PRO	
Plan n° AUSC-03	IND B
Format : A3	Janvier 2022



- PHASE 0:**
- Zone humide protégée à piqueter
  - Vidange complète de la retenue aval
  - Installation de chantier
  - Sécurisation batardeau
  - Création chenal aval ruisseau
  - Démolition aval galerie barrage pour connexion chenal aval
  - Ouverture amont galerie
  - Petit batardeau amont seuil provisoire
  - Réalisation seuil béton armé dans tranchée batardeau
  - Dépose des équipements du barrage et conduites enterrées
  - Fermeture conduite adduction
  - Démolition béton barrage

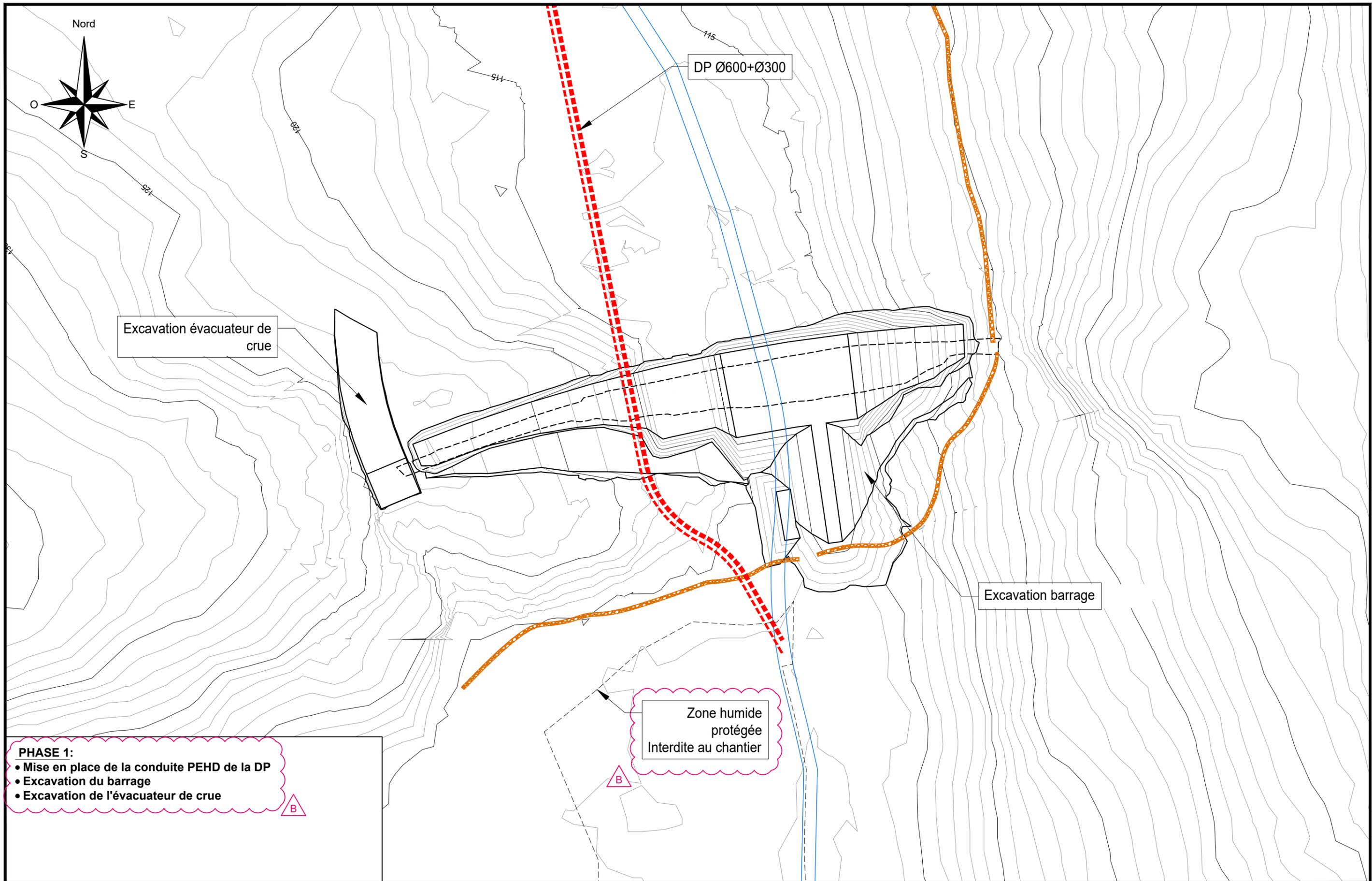
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

PHASAGE  
Phase 0

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PHA-0	IND B
Format : A3	Janvier 2022



Excavation évacuateur de crue

DP Ø600+Ø300

Excavation barrage

Zone humide protégée  
Interdite au chantier

**PHASE 1:**

- Mise en place de la conduite PEHD de la DP
- Excavation du barrage
- Excavation de l'évacuateur de crue

B

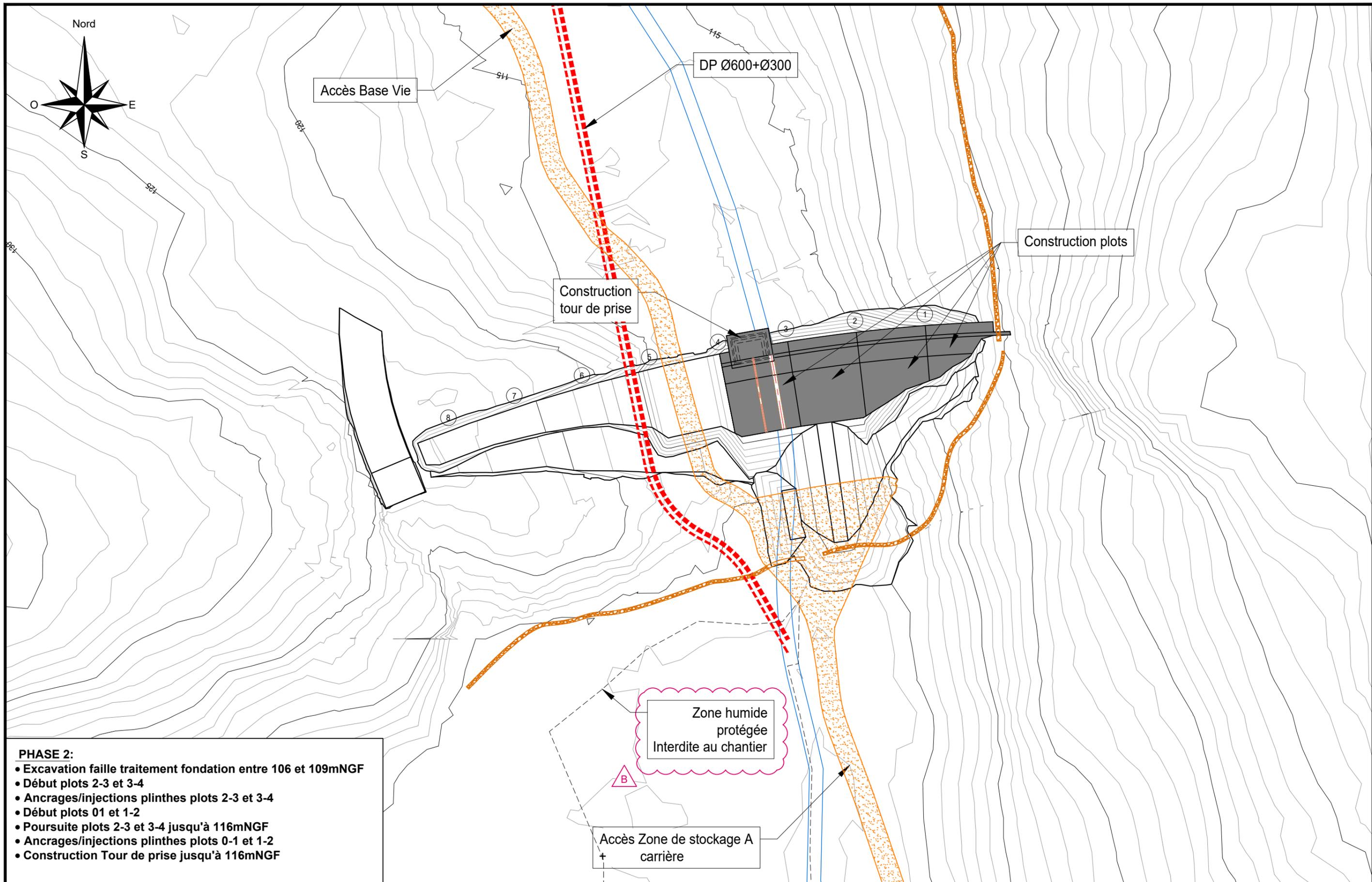
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

PHASAGE  
Phase 1

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PHA-1	IND B
Format : A3	Janvier 2022



- PHASE 2:**
- Excavation faille traitement fondation entre 106 et 109mNGF
  - Début plots 2-3 et 3-4
  - Ancrages/injections plinthes plots 2-3 et 3-4
  - Début plots 01 et 1-2
  - Poursuite plots 2-3 et 3-4 jusqu'à 116mNGF
  - Ancrages/injections plinthes plots 0-1 et 1-2
  - Construction Tour de prise jusqu'à 116mNGF

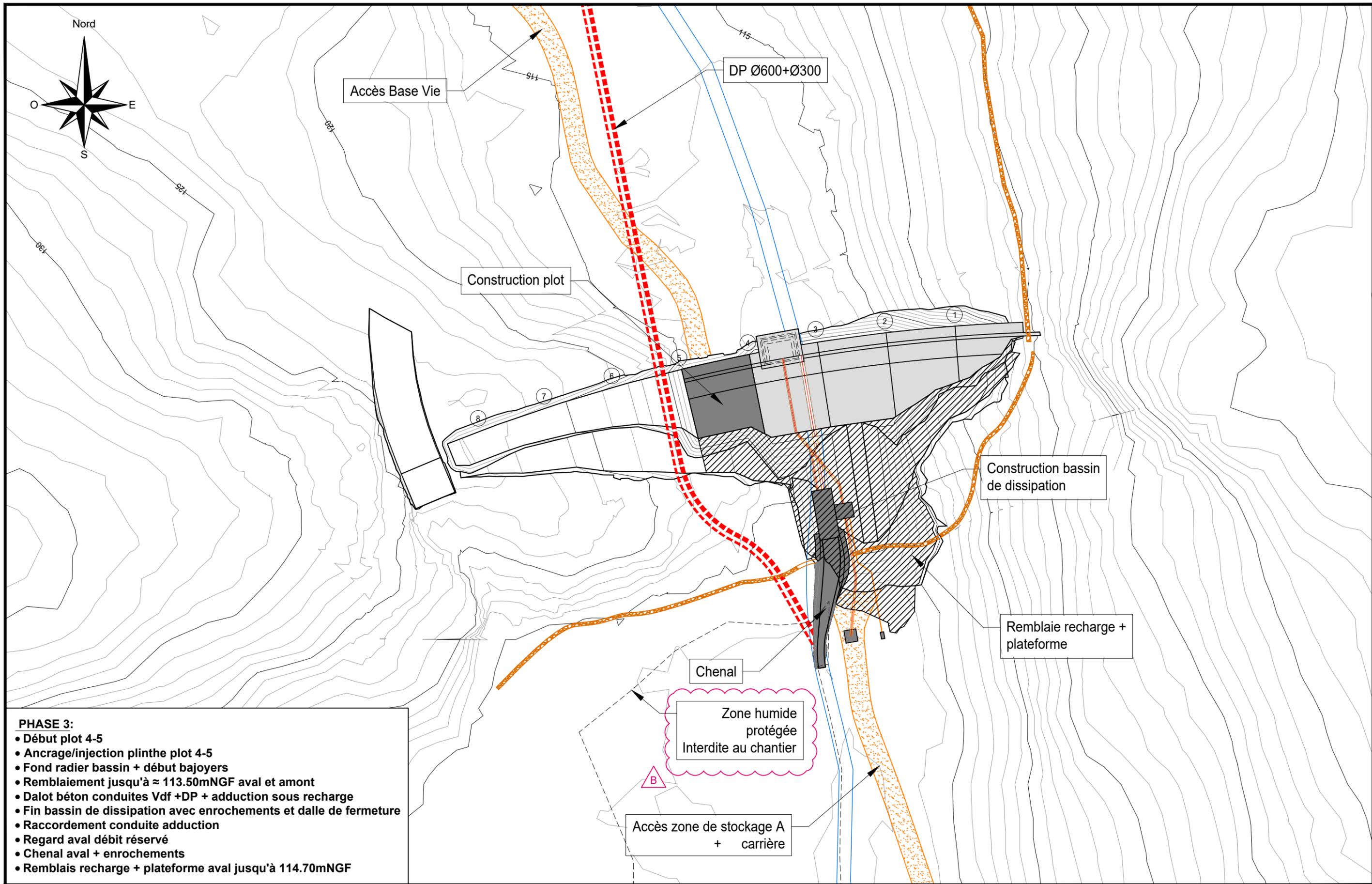
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

PHASAGE  
Phase 2

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PHA-2	IND B
Format : A3	Janvier 2022



- PHASE 3:**
- Début plot 4-5
  - Ancrage/injection plinthe plot 4-5
  - Fond radier bassin + début bajoyers
  - Remblaiement jusqu'à  $\approx 113.50\text{mNGF}$  aval et amont
  - Dalot béton conduites Vdf + DP + adduction sous recharge
  - Fin bassin de dissipation avec enrochements et dalle de fermeture
  - Raccordement conduite adduction
  - Regard aval débit réservé
  - Chenal aval + enrochements
  - Remblais recharge + plateforme aval jusqu'à  $114.70\text{mNGF}$

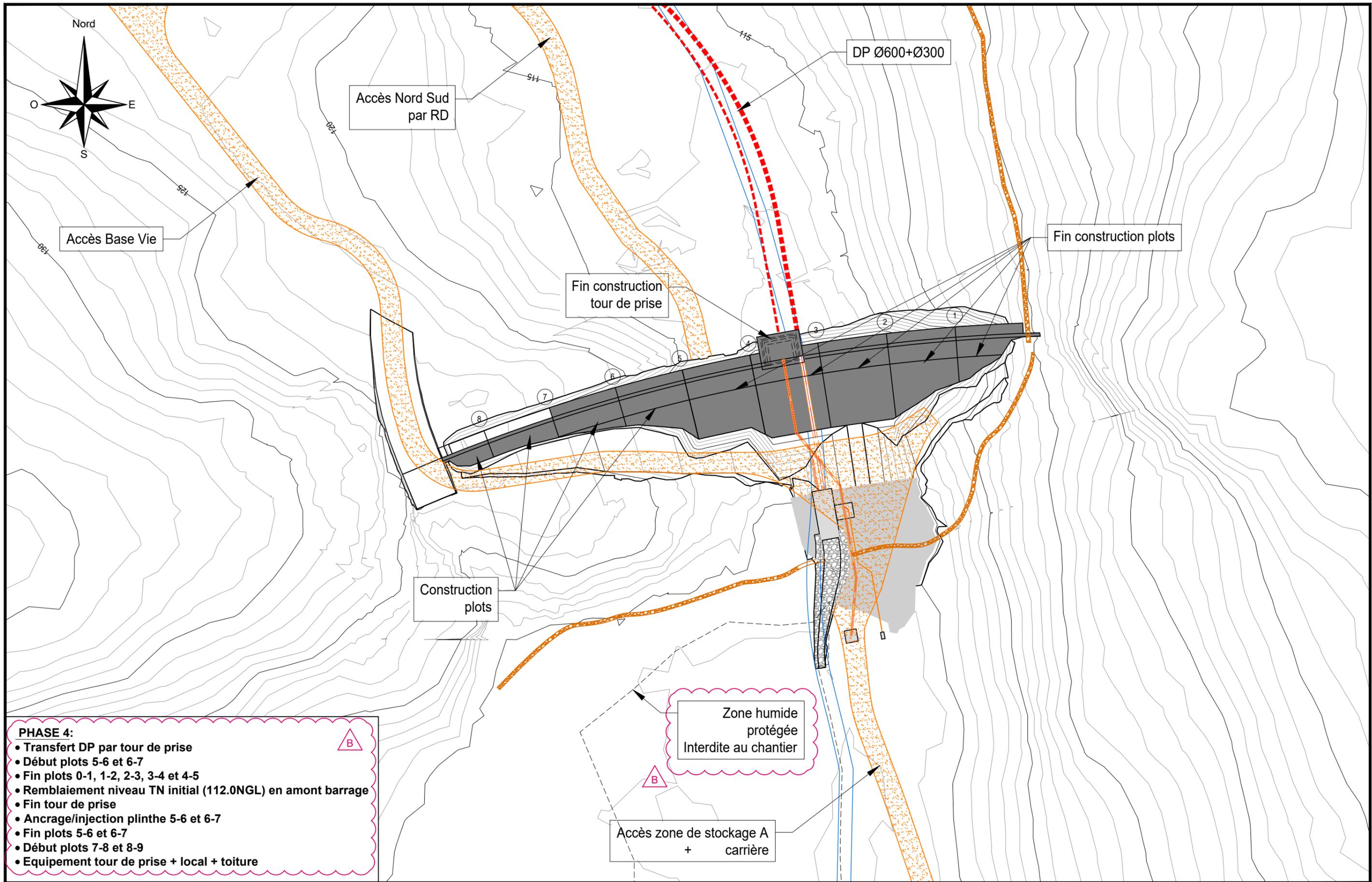
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

PHASAGE  
Phase 3

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PHA-3	IND B
Format : A3	Janvier 2022



- PHASE 4:**
- Transfert DP par tour de prise
  - Début plots 5-6 et 6-7
  - Fin plots 0-1, 1-2, 2-3, 3-4 et 4-5
  - Remblaiement niveau TN initial (112.0NGL) en amont barrage
  - Fin tour de prise
  - Ancrage/injection plinthe 5-6 et 6-7
  - Fin plots 5-6 et 6-7
  - Début plots 7-8 et 8-9
  - Equipement tour de prise + local + toiture

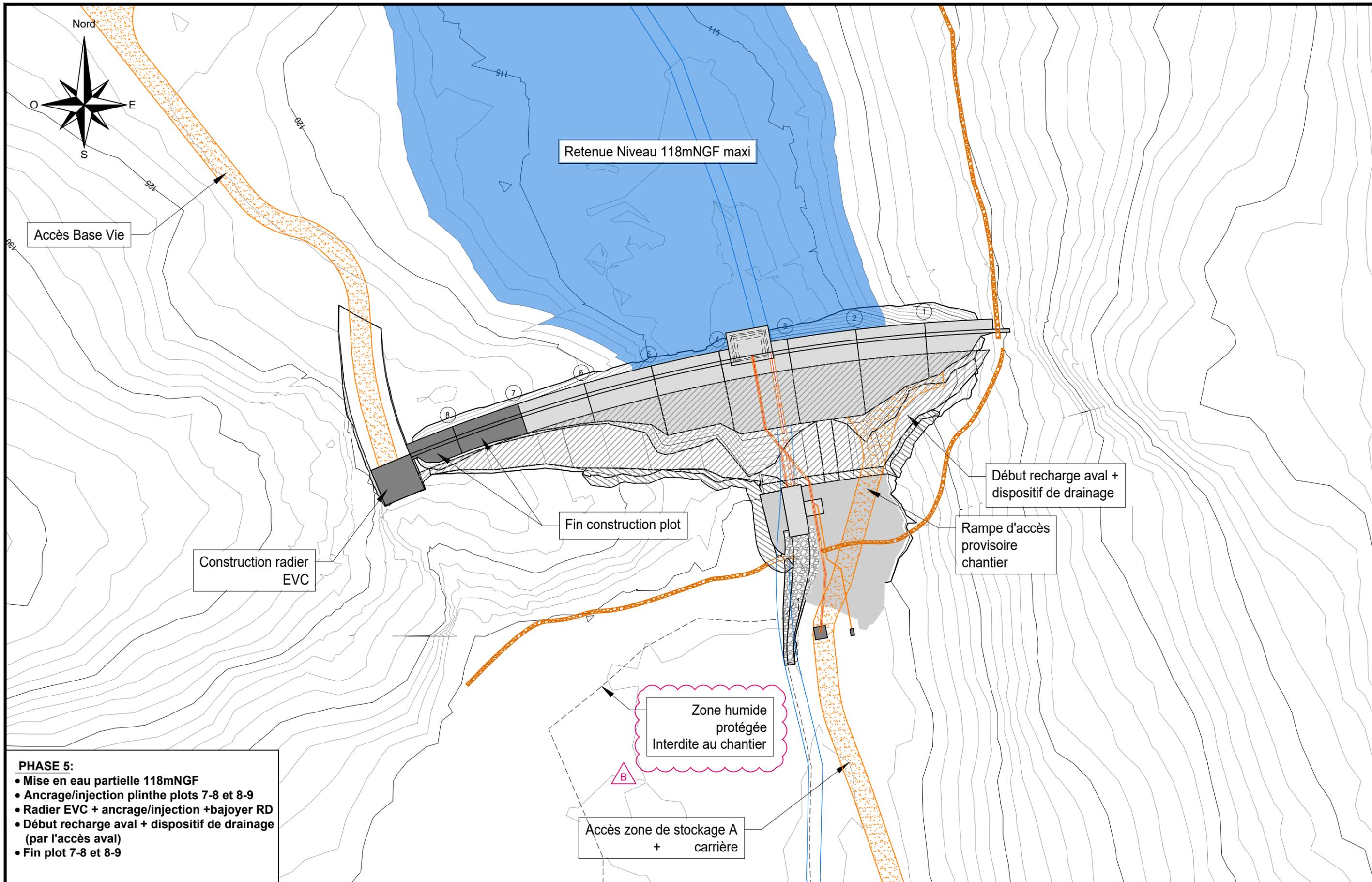
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

PHASAGE  
Phase 4

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PHA-4	IND B
Format : A3	Janvier 2022



- PHASE 5:**
- Mise en eau partielle 118mNGF
  - Ancrage/injection plinthe plots 7-8 et 8-9
  - Radier EVC + ancrage/injection +bajoyer RD
  - Début recharge aval + dispositif de drainage (par l'accès aval)
  - Fin plot 7-8 et 8-9

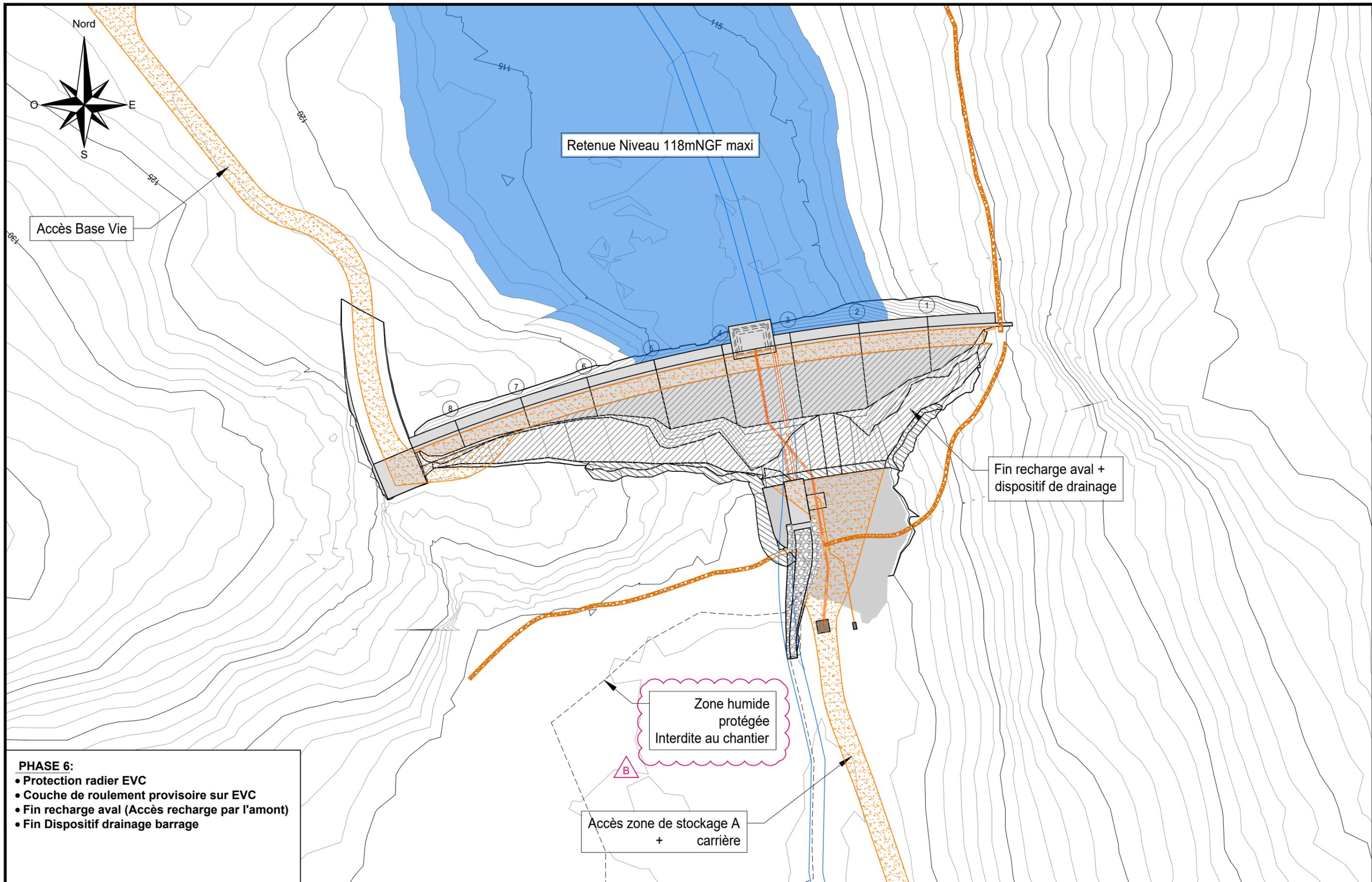
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

PHASAGE  
Phase 5

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PHA-5	IND B
Format : A3	Janvier 2022



**PHASE 6:**

- Protection radier EVC
- Couche de roulement provisoire sur EVC
- Fin recharge aval (Accès recharge par l'amont)
- Fin Dispositif drainage barrage

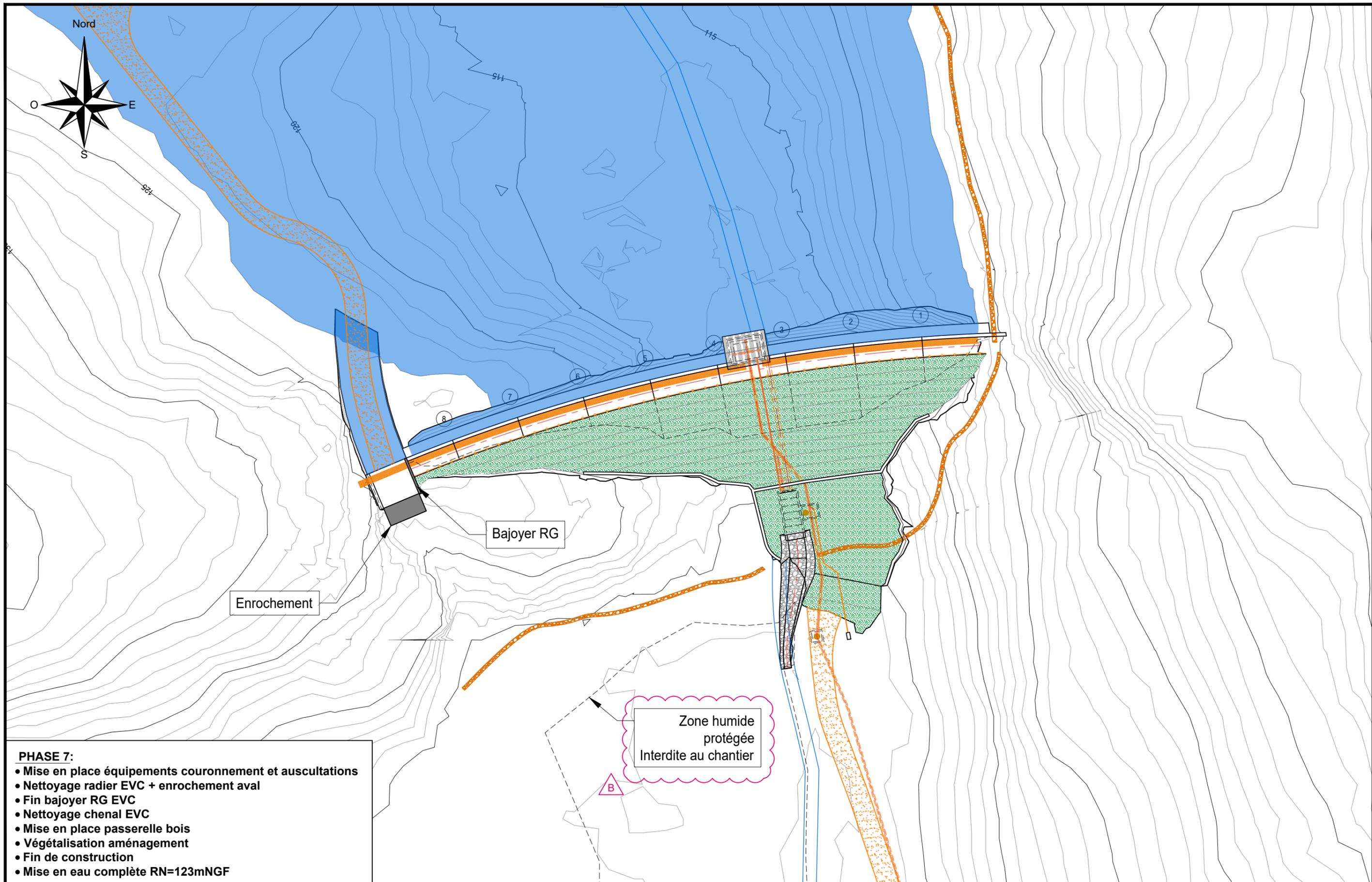
Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

PHASAGE  
Phase 6

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PHA-6	IND B
Format : A3	Janvier 2022



- PHASE 7:**
- Mise en place équipements couronnement et auscultations
  - Nettoyage radier EVC + enrochement aval
  - Fin bajoyer RG EVC
  - Nettoyage chenal EVC
  - Mise en place passerelle bois
  - Végétalisation aménagement
  - Fin de construction
  - Mise en eau complète RN=123mNGF

Indice	Description	Date	Dess.	Vérif.	Appr.
B	Prise en compte des commentaires SPL	04-2022	TDS	MLR	PAI
A	Première diffusion	01-2022	PBD	MLR	PAI



RECONSTRUCTION  
DU BARRAGE DE LA VIGIE  
-  
PHASE 2

PHASAGE  
Phase 7

Phase d'étude : PRO	
Plan n° PHA-7	IND B
Format : A3	Janvier 2022