

Ecluse des Fontinettes

Note d'hypothèses

VNF
FRANCE

RESTREINT

31 mars 2023

RAPPORT

P.017101 RP I rev 3

TRACTEBEL ENGINEERING S.A.

Agence de Lyon
Tour Part-Dieu - 129, rue Servient - 69326 Lyon CEDEX 3 - FRANCE
tel. +33 4 78 63 69 25 - fax. +33 4 78 60 93 38
engineering-fr@tractebel.engie.com
tractebel-engie.fr

RAPPORT

Nos ref. : P.017101 RP 1 rev 3

Entité : Eau France Europe

Imputation : P.017101

RESTREINT

Client : VNF

Projet : Régénération de l'écluse

Pays/Ville : France

Titre : Ecluse des Fontinettes

Sous-titre : Note d'hypothèses

Auteur(s) : S. Delmas, X. Molin, M. Ddani (SDL/XMO/MDD)

Date : 31 mars 2023

Résumé : -

Commentaires : -

Mots-clés : -

Nbr pages : 70 (hors annexes)

03	31/03/2023	Prise en compte commentaires VNF / CEREMA du 31/03/2023	Final	S. Delmas	X.Molin	X.Molin
02	14/03/2023	Prise en compte commentaires VNF / CEREMA	Final	S. Delmas, M. Ddani	X.Molin	X.Molin
01	03/02/2023	Première émission	Final	S. Delmas, M. Ddani, X. Molin	P. Anthniac	X.Molin

REV.	JJ/MM/AA	OBJET DE LA REVISION	STAT.	REDACTION	VERIFICATION	APPROBATION
------	----------	----------------------	-------	-----------	--------------	-------------

TRACTEBEL ENGINEERING S.A. - siège social : 5, rue du 19 mars 1962 - 92622 Gennevilliers CEDEX - FRANCE
au capital de 8 921 250 Euros - R.C.S. Nanterre B 309 103 877 - SIREN 309 103 877 - TVA intra : FR 82 309 103 877 - APE 7112B

REGENERATION DE L'ECLUSE

Ecluse des Fontinettes

RESUME

La tête aval de l'écluse des Fontinettes est confrontée à deux pathologies, avec d'une part un gonflement du mur masque attribué à de la RSI, et d'autre part une suspicion d'érosion de la fondation sous le radier. Des travaux de confortement et de réparation de l'écluse ont été réalisés en 1999 sans donner les résultats escomptés.

L'ouvrage a fait l'objet d'analyses approfondies au cours des dernières années, sous l'égide du Cerema, qui a réuni un comité d'experts interne. Ce comité a conclu qu'il existait un risque d'avarie de l'ouvrage pouvant entraîner une longue interruption de la navigation, dont les conséquences seraient dramatiques sur l'exploitation et la confiance des usagers sur ce mode de transport.

Ainsi, à la demande de VNF, le Cerema a effectué une étude préliminaire de la régénération de la tête aval visant la stabilisation définitive des mouvements de la tête aval permettant de maintenir l'exploitation de l'écluse au-delà de 20 à 25 ans.

VNF a ensuite mandaté Tractebel pour réaliser une étude dont l'objectif est de compléter l'approche du Cerema et d'apporter des justifications théoriques, technologiques ainsi qu'un regard croisé sur le planning de l'opération sur un scénario prédéfini.

La première étape de cette étude, objet du présent rapport, vise à s'approprier les données existantes, à analyser le projet proposé, à le commenter, et à déterminer les hypothèses des calculs qui seront réalisés par la suite.

Tractebel a ainsi pris connaissance du principe de dimensionnement de l'ouvrage, des données d'auscultation, des reconnaissances et des études antérieures. À l'issue de cette analyse, les experts ont confirmé que l'ouvrage est affecté par :

- Une érosion de sa fondation, qui ne se limite pas à la tête aval. Lors de la visite de site, des fontis sont visibles au droit de chaque joint entre plots, avec un diamètre supérieur à 1 m et une profondeur supérieure à 0,5m. L'exploitant a indiqué avoir déjà remblayé ces fontis témoignant de l'importance de la quantité de matière entraînée. Dans ces zones, on pressent une érosion depuis les terrains extérieurs vers le sas (ou les aqueducs), lors de la vidange de ce dernier. Cette érosion est susceptible de déstabiliser à terme l'ensemble de l'écluse.

A ce stade, les mécanismes d'érosion interne en jeu, et les couches affectées ne sont pas connus avec certitude. Les vides significatifs repérés au contact du radier et de la fondation sableuse ont pu être créés par une circulation d'eau au contact du radier et de la fondation ; ils peuvent également apparaître par un entraînement de matières en profondeur, et effondrement de la fondation sableuse, non cohésive sus-jacente. Cette érosion peut alors correspondre à la suffusion, ou à une érosion de contact entre les argiles et les sables. Des reconnaissances complémentaires sont recommandées pour permettre d'améliorer notre compréhension des mécanismes d'érosion (voir Reconnaissances additionnelles A).

Une pathologie de gonflement des bétons du masque, contre-masque et feuillure. Les essais réalisés (Cementys 2011 et Ifsttar 2019) concluent que les échantillons testés conservent un potentiel de gonflement. Les mesures d'auscultation montrent que la dérive mesurée sur l'ouvrage ne s'atténue pas et il est vraisemblable que le gonflement du béton n'est aujourd'hui pas terminé.

L'impact des érosions et du gonflement n'est suivi que depuis une vingtaine d'années seulement. La topographie n'est pas exploitable, vraisemblablement du fait du déplacement du point de référence supposé fixe. La mesure des piézomètres au droit de la tête aval n'est plus disponible depuis 2002. In fine, seuls les pendules et les vinchons apportent une information fiable sur les déplacements.

L'exploitation des mesures d'auscultation disponible permet de suivre utilement l'évolution (et l'absence de stabilisation) des déplacements même si elle ne permet pas de définir précisément les mouvements (translation, pivotement, basculement) des bajoyers ni leurs mouvements relatifs. Il est impératif d'entretenir et de conserver la mesure des pendules et même recommandé d'exploiter les piézomètres.

Les mesures d'auscultation disponibles ont montré que les travaux d'injection réalisés en 1999 n'ont eu qu'un impact temporaire. L'efficacité de la rénovation du joint interplot entre le P6 et le P7 réalisée en 2019 n'a pas pu être évaluée faute de données piézométriques.

Les déplacements observés entraînent une fissuration importante de la structure comme le montre le relevé des fissures des parements des bajoyers réalisé à trois reprises depuis 2015. La fissuration du pied de la superstructure a été analysée et repérée de manière qualitative. Il conviendrait de compléter ces relevés en étudiant la continuité des fissures observées sur les parements internes (coté SAS) et externe (coté rive), afin de déterminer les grands blocs de fractionnement interne et d'apprécier l'intégrité de la superstructure (voir Reconnaissances additionnelles B). Par exemple la séparation du plot P7 s'amorce au droit du contre masque ; une fissure, très ouverte, avec un rejet vers la rive de 3 ou 4 cm est visible sur le parement externe. Or coté SAS, cette fissure n'apparaît plus, en tout cas sans décalage vers la rive. Il est possible qu'une fissure longitudinale compense ce déplacement à l'intérieur du bajoyer. Des signes pourraient être visibles au droit des puis des vannes ou batardeaux.

En tout état de cause, ces déplacements significatifs font courir un risque sur (i) la manœuvre de la vanne, dont les déplacements admissibles ne sont pas connus – et les déplacements réels ne sont pas mesurés, et (ii) la résistance de la superstructure (portique d'exploitation). Sans analyse approfondie, il n'est pas possible de déterminer si le risque est réel et immédiat, mais la fissuration intense est suffisante pour constituer une alerte sérieuse. A noter que ces deux points ne font pas partie du périmètre de l'étude.

Par ailleurs l'érosion interne sous la tête aval est continue, ce qui favorise l'hypothèse d'une érosion de contact et/ou de suffusion (voir ci-dessus). Néanmoins, les vides présents sous le radier peuvent contribuer à une érosion de conduit dont la cinématique de rupture est rapide (de quelques minutes à quelques heures). A ce jour, seule la paroi moulée (dont l'objectif était de soutenir l'excavation pendant la construction) apporte, par sa présence, une coupure plus ou moins étanche. Toute fissuration de cette paroi, rendue plausible du fait des tassements mesurés, est susceptible d'initier cette érosion de conduit. Cette hypothèse rend crédible une accélération brutale des mécanismes d'érosion de la fondation de conduit sous la tête aval, avec potentiellement la perte de cette structure.

La réhabilitation de la porte intermédiaire apporte une sécurité intéressante. Pour être efficaces, les consignes d'exploitation doivent être cohérentes, pour détecter rapidement toute anomalie sur la tête aval et fermer les portes amont, même pendant la coupure nocturne.

Le projet de confortement doit apporter une solution aux différents modes de rupture identifiés :

N°	Modes de rupture identifiés par Tractebel	Traitement proposé par le Cerema
1	Stopper le mécanisme d'érosion de la fondation	Non traité
2	Assurer la stabilité de la tête (Portance, non-glisement, excentrement)	Traité par la réalisation d'une fondation profonde par pieux et micropieux
3	Assurer la résistance du bajoyer (et transfert des efforts vers les pieux)	Traité par la réalisation de tirants (à noter que la mise en tension des tirants nécessite une structure monolithique et l'injection préalable des fissures internes)
4	Assurer la résistance du portique d'exploitation	Cette structure n'est pas incluse dans le périmètre du projet du Cerema et de Tractebel (Néanmoins, les déplacements de ces appuis affectent nécessairement sa résistance, dans une proportion aujourd'hui non connue.)
5	Assurer la résistance du radier	Par sa reconstruction, son approfondissement, et la mise en place de tirants
6	Maîtrise des déplacements	Il est supposé que le gonflement du béton est terminé. Réalisation de fondation profonde

A noter que l'objectif de stabilisation des déplacements n'est possible que si le gonflement des bétons est stabilisé. Actuellement, il n'est pas possible d'arrêter les réactions en cours (RAG / RSI) si elles ont lieu. L'arrêt du gonflement n'étant pas démontré, l'arrêt de toute dérive des déplacements ne peut donc être garanti. La mise en place d'une étanchéité peut limiter cette réaction.

Le présent rapport présente également les différentes hypothèses de modélisation. Il est entendu que la qualité de la modélisation repose sur la qualité des données d'entrée. Les difficultés à ce titre résultent de la quantité limitée des données d'auscultation de l'ouvrage empêchant un calage fin des chargements, et de la difficulté de quantifier la part des déplacements attribuables à l'érosion et d'autre part ceux attribuables au gonflement des bétons. Seules des mesures additionnelles de contraintes dans les zones gonflantes permettront de déterminer le gonflement à appliquer, et de caler éventuellement dans un second temps les tassements (voir Reconnaissances additionnelles C).

Au final, des reconnaissances additionnelles semblent nécessaires pour augmenter les garanties de réussites des travaux de confortement. Ces reconnaissances devront être réalisées avant les études AVP / PRO.

N°	Reconnaissance additionnelles proposée	Objectif
A	Analyse granulométrique, essai de résistance, essais de dispersivité des matériaux...	Améliorer la connaissance de la sensibilité de la fondation vis-à-vis des principaux mécanismes d'érosion
B	Relevés des principales fissures de l'ouvrage, et repérage sur le modèle géométrique 3D	S'assurer de l'intégrité de la structure et permettre de vérifier le modèle par cohérence entre la fissuration observée et l'état des contraintes
C	Sur-carottage pour mesurer la compression interne (et non sur les parements) dans le masque et le contre-masque.	Confirmer l'hypothèse vis-à-vis de l'intensité de gonflement

SOMMAIRE

RESUME 3

0.	INTRODUCTION	13
1.	APPROPRIATION	14
1.1.	Présentation de l'ouvrage	14
1.1.1.	Généralités	14
1.1.2.	Fondation	16
1.1.2.1.	Le contexte géologique et géotechnique initial - 1962	16
1.1.2.2.	Investigations géologiques et géotechniques 1996 - 1997.....	18
1.1.2.3.	Investigations Radar 2015	20
1.1.2.4.	Investigations Hydrogéotechnique 2017 (projet de dédoublement).....	23
1.1.2.5.	Conclusion	24
1.1.3.	Etanchéité	24
1.1.4.	Historique des travaux	25
1.2.	Comportement de l'ouvrage	26
1.2.1.	Généralités	26
1.2.2.	Données disponibles	26
1.2.3.	Analyse des déplacements	27
1.2.3.1.	Pendules	27
1.2.3.2.	Topographie	30
1.2.3.3.	Fissuromètres.....	32
1.2.3.4.	Divers.....	36
1.2.4.	Analyse de la piézométrie.....	36
1.2.5.	Fissures	38
1.2.6.	Extrapolation et gonflement du béton	47
1.2.7.	Erosion de la fondation	48
1.2.8.	Analyse et conclusion.....	48
2.	ANALYSE CRITIQUE DU PROJET DE CONFORTEMENT PROPOSE	50
2.1.	Modes de rupture.....	50
2.1.1.	Portance.....	50
2.1.2.	Excentrement.....	50
2.1.3.	Non glissement	50
2.1.4.	Erosions (interne, régressive, contact...).....	51

2.1.5.	Soulèvement hydraulique ou flottabilité (UPL)	51
2.1.6.	Résistance du radier	51
2.1.7.	Résistance des bajoyers.....	51
2.1.8.	Résistance de la superstructure	52
2.2.	Description du projet de confortement proposé	52
2.3.	Analyse critique	53
2.3.1.	Modes de rupture.....	53
2.3.2.	Gonflement.....	54
2.4.	Proposition d'adaptation.....	55
3.	NOTE D'HYPOTHESES.....	56
3.1.	Méthodologie générale	56
3.2.	Description du modèle aux éléments finis	56
3.2.1.	Logiciel de calcul	56
3.2.2.	Géométrie.....	56
3.2.3.	Maillage.....	58
3.2.4.	Matériaux	58
3.2.4.1.	Béton	58
3.2.4.2.	Précontrainte	58
3.2.4.3.	Fondation	60
3.2.4.4.	Synthèse.....	60
3.2.5.	Lois de comportement	60
3.2.6.	Chargements	62
3.2.7.	Calage du modèle.....	63
3.2.8.	Confortement.....	64
3.3.	Dimensionnement des pieux.....	64
3.3.1.	Modèle géotechnique.....	64
3.4.	Modèle hydraulique	69
3.4.1.	Méthodologie générale.....	69
3.4.2.	Description du modèle	69
3.4.2.1.	Modèle géotechnique.....	69
3.4.2.2.	Conditions piézométriques	69
3.4.2.3.	Post-traitement.....	69
4.	RECOMMANDATIONS	70

REGENERATION DE L'ECLUSE

Ecluse des Fontinettes**LISTE DES FIGURES**

Figure 1 : vue générale de l'écluse, modèle géométrique 3D, ISL 2019	14
Figure 2 : coupe type au droit du SAS.....	15
Figure 3 : détail d'un joint de dilatation interplots (plan A1.3 GC 15).....	15
Figure 4 : coupe amont-aval de la porte aval	16
Figure 5 : Implantation des sondages et coupe géologique au droit de l'écluse – Données de 1962.....	17
Figure 6 : Implantation des sondages GEOTECH - 1996.....	18
Figure 7 : Schéma d'implantation des sondages Fondasol – 1997	19
Figure 8 : Résultats des essais en laboratoire - Fondasol – 1997	20
Figure 9 : Implantation des profils radar – G.CO – 2015	21
Figure 10 : Zone 1 - Cartographie des épaisseurs du radier – G.CO – 2015	21
Figure 11 : Zone 1 - Cartographie des vides sous le radier – G.CO – 2015.....	21
Figure 12 : Zone 1 - Exemple de vides sous le radier – G.CO – 2015	22
Figure 13 : Zone 2 : Profil transversal P10 à la limite radier /canal– G.CO – 2015	22
Figure 14 : implantation des sondages – Hydrogéotechnique - 2017.....	23
Figure 15 : Sondage pressiométrique SP2 – Hydrogéotechnique - 2017	23
Figure 16 : implantation des colonnes de jet-grouting (source : VNF)	25
Figure 17 : Implantation des pendules, Source : CEREMA.....	28
Figure 18 : mesures des pendules équipant les bajoyers rive droite et rive gauche de la tête aval (2004-2021).....	29
Figure 19 : table du pendule	30
Figure 20 : Implantation prismes et points fixes.....	30
Figure 21 : Position des cibles topographiques (en bleu : position d'origine, en gris : position en mai 2017, en orange : position en août 2017).....	31
Figure 22 : Position des cibles topographiques, après correction – suppression du déplacement moyen (en bleu : position d'origine, en orange : position en août 2017).....	32
Figure 23 : Schéma de principe de localisation des vinchons – schéma à corriger dans les rapports usuels de surveillance (auscultation, VTA), en modifiant le tracé de la galerie, en déplaçant à l'amont le F7 (F8 non vérifié) et en renommant F7 dans la galerie RD par F9	32
Figure 24 : Repérage des piézomètres	36
Figure 25 : Niveaux piézométriques, Source : ISL	37
Figure 26 : Données piézométriques (2004-2019)	38
Figure 27 : relevé de fissure sur la poutre du masque aval, intrados.....	41
Figure 28 : fissures de surface, rive à rive, sur le masque aval (gauche), le contremasque (milieu), et dans la rainure (droite).....	42
Figure 29 : zoom sur une zone nettoyée du masque aval.....	42

Figure 30 : superposition des réseaux de fissures du bajoyer rive gauche intrados (coté SAS) et extradados. A l'intrados, la fissure plonge vers l'aval, sous le mur masque. A l'extrados, une fissure subverticale majeure (auscultée par le vinchon V7) est située dans le prolongement du mur masque.	43
Figure 31 : repérage approximatif des fissures verticales de part et d'autre du mur masque.	43
Figure 32 : extrait du relevé de fissuration, 2020, UTI	44
Figure 33 : fissures séparant la superstructure des bajoyers	45
Figure 34 : fissures aqueduc rive droite.....	45
Figure 35 : fissuration horizontale et gonflement ?.....	46
Figure 36 : principe du confortement extrait de « Rapport de faisabilité, Régénération de l'écluse, CEREMA, 2020 ».....	53
Figure 37 : Repérage (en jaune) de l'emprise de modélisation sur extrait vue en plan de l'écluse.....	57
Figure 38 : géométrie du modèle de la tête aval, hors fondation.	57
Figure 39 : Câbles de précontraintes horizontaux sur mur masque et contremasque	59
Figure 40 : Tension moyenne par fil phi 8 mm.....	59
Figure 41 : Efforts de traction équivalents pris en compte dans la modélisation	59
Figure 42 : loi SCAS : relation entre contrainte et le taux de déformation.....	61
Figure 43 : Repérage des niches bétonnées après la mise en tension des câbles de précontraintes.....	62
Figure 44 : Niveaux piézométriques retenus dans l'étude (en m NGF).....	63

REGENERATION DE L'ECLUSE

Ecluse des Fontinettes**LISTE DES TABLES**

Table 1 : Hypothèses sur les matériaux	60
Table 2 : Modèle géotechnique	64
Table 3 : Contraintes admissibles du béton des pieux	65
Table 4 : Contraintes admissibles de l'acier pour béton armé.....	65

1. INTRODUCTION

VNF a depuis missionné Tractebel pour une mission d'étude relative à la régénération de l'écluse. Elle a pour objectif de compléter l'approche du Cerema et d'apporter notamment des justifications théoriques, technologiques et un regard croisé sur le planning de l'opération. L'étude est décomposée en 5 parties :

- Mission n°1 : Appropriation,
- Mission n°2 : Etude technique du scénario,
- Mission n°3 : Approfondissement du phasage,
- Mission n°4 : Etude des incidences du doublement,
- Mission n°5 : Etablissement du programme de la régénération.

La mission n°1 fait l'objet du présent rapport, décomposé ainsi :

- Chapitre 1 : Appropriation du sujet,
- Chapitre 2 : Analyse critique du projet de confortement proposé,
- Chapitre 3 : Note d'hypothèses,
- Chapitre 4 : Recommandations.

2. APPROPRIATION

2.1. Présentation de l'ouvrage

2.1.1. Généralités

L'écluse des Fontinettes a été mise en service en 1967. Elle est située sur la commune de Saint Omer, à proximité de la ville d'Arques, et permet le franchissement d'un dénivelé de 13,30 m sur un axe majeur de la liaison à grand gabarit Dunkerque Escaut Lille.

Le SAS a une longueur totale de 145 m, pour une largeur de 12 m. Il est séparé en sept plots indépendants, qui incluent la tête amont (plot 1) et la tête aval (plot 7). Afin de pouvoir optimiser les sassées, le SAS est subdivisé en deux parties, avec la présence d'une porte intermédiaire busquée (comme la porte amont) au droit du plot 5. La porte aval est une vanne levante manœuvrée par des treuils.

Le remplissage et la vidange du SAS se font par l'intermédiaire d'un radier perforé alimenté par deux aqueducs. L'écluse bénéficie par ailleurs de deux évacuateurs latéraux, permettant d'acheminer l'eau d'une partie des sassées vers un étang tampon (Batavia).

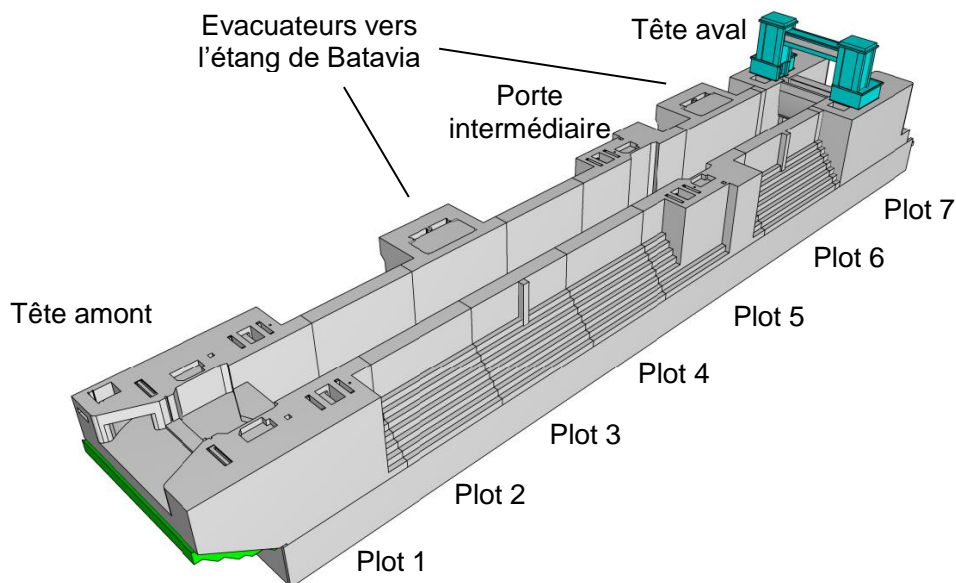


Figure 1 : vue générale de l'écluse, modèle géométrique 3D, ISL 2019

Les bajoyers sont constitués de murs poids., dans lesquels sont implantés les deux aqueducs permettant le remplissage et la vidange du SAS. Les plots sont séparés par des joints de dilatation, permettant d'éviter des contraintes longitudinales excessives, du fait des effets thermiques et du retrait du béton. Ces joints permettent l'ouverture, et des boîtes de cisaillement ont été mises en place afin d'éviter – ou de limiter - les

déplacements relatifs transversaux (tassement et cisaillement) importants. Deux waterstops ont été mis en place de part et d'autre de la clavette pour assurer l'étanchéité.

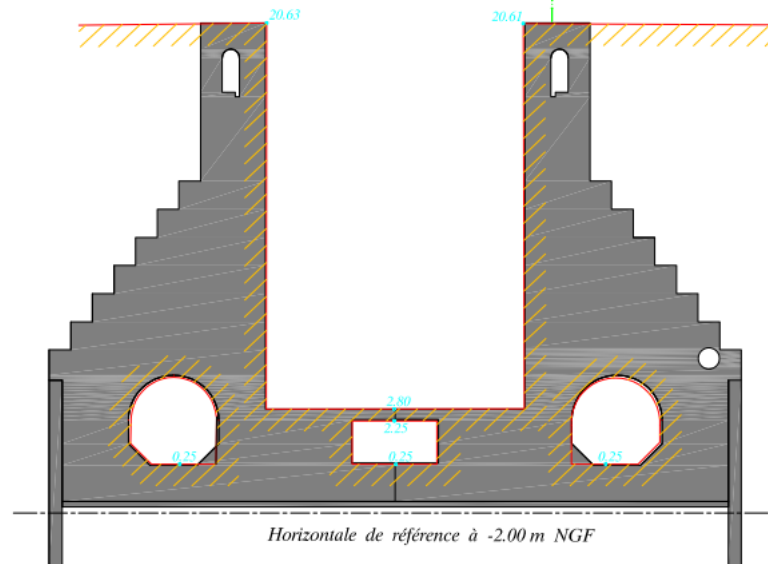


Figure 2 : coupe type au droit du SAS

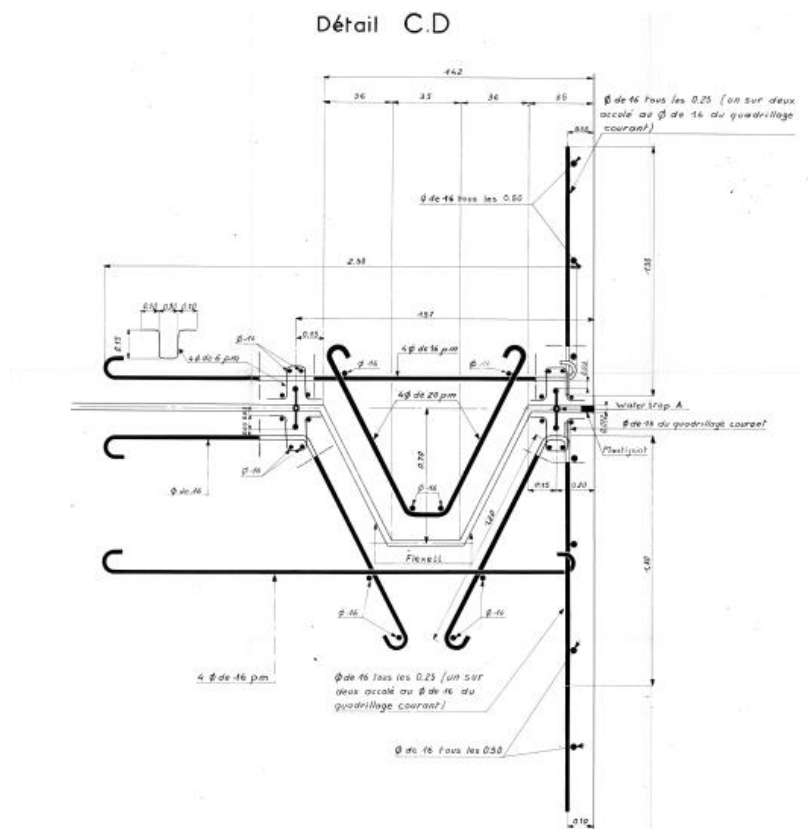


Figure 3 : détail d'un joint de dilatation interplots (plan A1.3 GC 15)

La porte aval obture le sas entre les cotes 2,27 et 11,30 m NGF soit une hauteur de 9,03 m. Le reste de la hauteur, soit entre les cotes 11,30 et 20, 10 m NGF, est obturé par un masque en béton précontraint. Ce masque supporte également la pression de la frontale de la porte aval en position fermée. En amont des rainures de la porte, un contre-masque, également en béton précontraint, protège les rainures de la vanne et évite que les coques accrochent le haut du tablier de la vanne lors de la vidange du sas.

La tête aval est surmontée d'un portique dont la traverse constitue la cabine de commande.

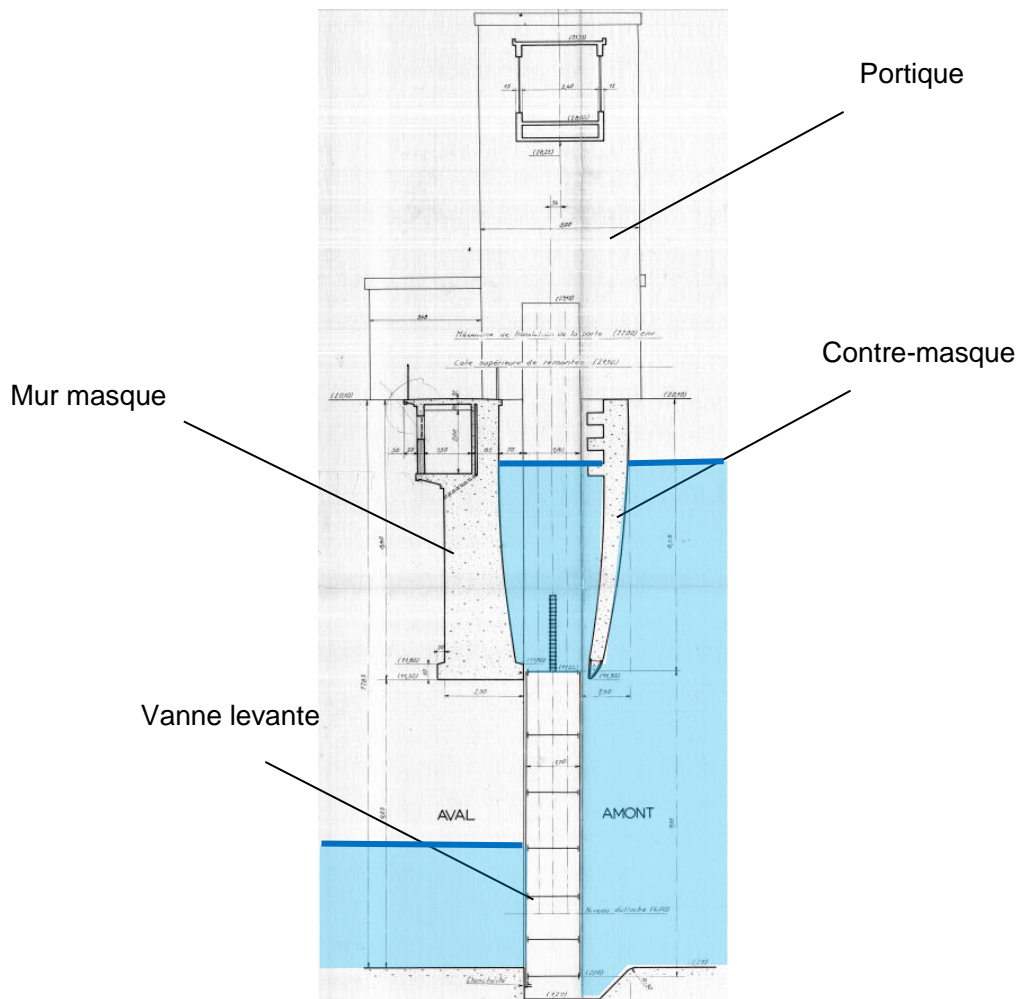


Figure 4 : coupe amont-aval de la porte aval

2.1.2. Fondation

2.1.2.1. LE CONTEXTE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE INITIAL - 1962

D'après les documents transmis, des investigations géotechniques et hydrogéologiques ont été réalisées en 1962 en préparation de la construction de l'écluse. Quatre sondages numérotés 1, 1bis, 2 et 2 ont été réalisés au droit de l'écluse. Ces sondages ont permis de dresser un profil géologique au droit de l'écluse suivant :

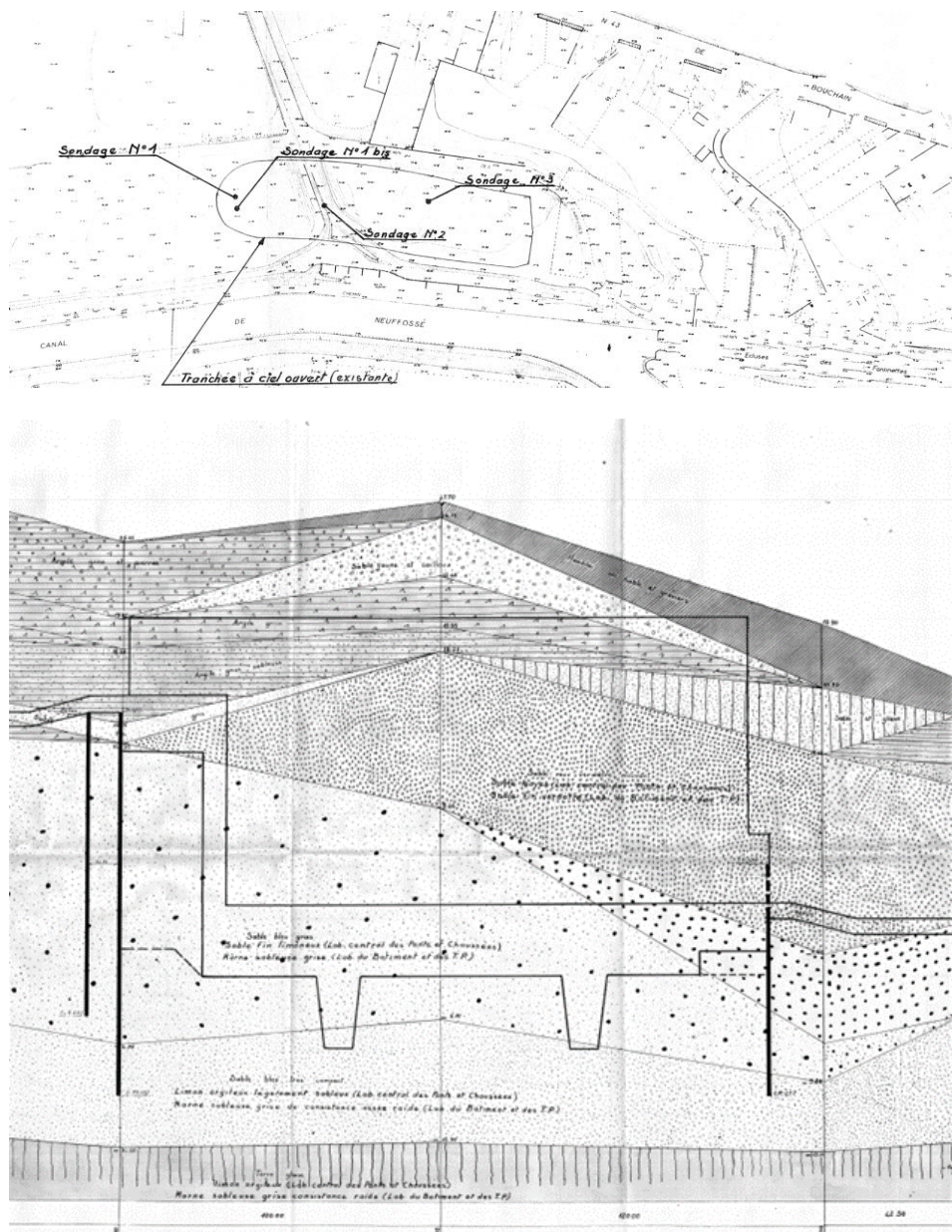


Figure 5 : Implantation des sondages et coupe géologique au droit de l'écluse – Données de 1962

La coupe géologique ci-avant témoigne de l'hétérogénéité des natures de matériaux rencontrés. Toutefois, on peut distinguer deux grandes familles de sols :

- Au-dessus de la cote 0,00 environ, des sables fins ou très fins avec **un caractère boulant avéré**.
- Au-dessous de cette cote, on rencontre des sols de plus en plus limono-argileux qui correspondent successivement aux sables bleus gras plus ou moins limono-argileux puis des limons argileux (terre glaise ou argiles).

Notre avis : la formation de sable bleu gras constitue la transition entre les sables fins et les argiles. Ainsi son comportement, notamment boulant, sera fonction du

pourcentage de sa fraction argileuse, de son fuseau granulométrique, de sa compacité et des conditions hydrogéologiques (gradient hydraulique).

D'après la coupe géologique, le radier de l'écluse est ancré dans la formation de sables bleus gras (sables fins limoneux) plus ou moins compacts. L'horizon le plus compact de cette formation de sables fins gras limoneux est situé entre 3 et 5 m sous le niveau bas du radier. Au-delà, on rencontre la formation d'argile à consistance raide.

2.1.2.2. INVESTIGATIONS GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES 1996 - 1997

Lors d'un diagnostic des désordres apparus dans la partie aval de l'écluse, réalisé par ISL en 1995, les désordres constatés sont :

- fracturation de la tête aval au voisinage du masque de la porte aval,
- basculement vers l'aval de la partie aval des masses de béton,
- abondante fissuration, mais de faible ouverture et monodirectionnelle, des parties d'ouvrage construites en béton précontraint : masque, contre masque, fond des rainures de la porte aval.

Une campagne d'investigations géotechniques a été réalisée en 1996, dans le cadre des études de diagnostic et de confortement de l'écluse (stade Avant-Projet). Lors de cette campagne, les investigations suivantes ont été réalisées (cf. figure) :

- 4 forages sous la tête aval, 15 m plus profonds que les fondations (S1 à S4) ;
- 3 dans les remblais latéraux S5 à S7.

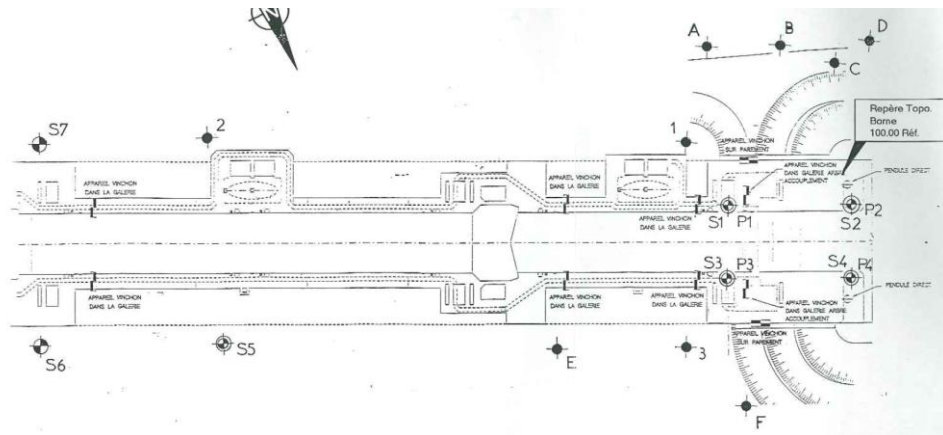


Figure 6 : Implantation des sondages GEOTECH - 1996

L'analyse des résultats des investigations réalisées au droit de ces forages (essais au pénétromètre dynamique, enregistrement des paramètres de forage et des essais pressiométriques), a permis à GEOTECH de présenter les conclusion suivantes :

- Des sables argileux sous l'ouvrage sur 1,7/3,4 m avec PI^* entre 1 et 2MPa, surmontant des argiles grises consistantes avec $PI^* > 4,7\text{MPa}$ (limite possible de la sonde).

- La présence de matériaux décomprimés et des vides francs sous la base du radier au niveau du plot 7 (tête aval), dans 3 sondages sur 7, notamment au droit de sondage S1 où un vide (passage très décomprimé) sur environ 1 m d'épaisseur a été mis en évidence suite à une chute du train de tige sur 1 m.

La campagne a été complétée par :

- Des reconnaissances géophysiques réalisées dans l'écluse,
- La pose d'appareils d'auscultation (pendules, fissuromètres, nouveaux piézomètres équipés de cellules à corde-vibrante à cellule).

Notre avis : D'après notre lecture des travaux de GEOTECH et ISL précités, la présence des vides et/ou des zones décomprimées sous le radier du plot 7 (tête aval) est avérée. Des vides de l'ordre de 1 m d'épaisseur sont probables sous le radier notamment à proximité de dernier joint entre les plots 6 et 7 de l'ouvrage (Sondage S1 de GEOTECH).

Ainsi, selon les conclusion d'ISL, l'origine de la perte de matières (érosion de contact et/ou régressive) sous radier, plus marquée au niveau du joint, pourrait être expliquée par les fuites au travers de ce joint. En effet, les cellules piézométriques mises en place sous la tête aval réagissaient très fortement et immédiatement au remplissage du sas.

Dans le cadre d'une mission d'investigations géotechniques confiée à Fondasol en 1997, ce dernier a réalisé 3 sondages au niveau de la tête aval (y compris le carottage du radier), 1 à l'aval de la porte et deux à l'amont, avec prélèvement des échantillons remaniés pour analyse en laboratoire (analyse granulométrie, limite d'Atterberg, passant à 80 μ m).

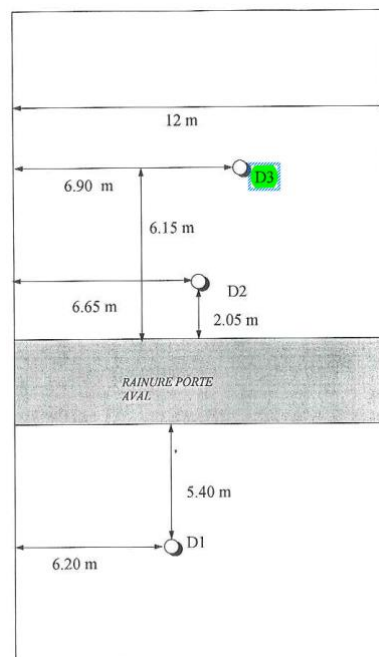


Figure 7 : Schéma d'implantation des sondages Fondasol – 1997

Suite à l'analyse des résultats des investigations (carottage de radier et sondages destructifs avec enregistrement de paramètre), Fondasol a conclu aux points suivants :

- au droit du sondage D1, vers 0,5 m de profondeur sous le niveau supérieur du radier, une altération du béton du radier de l'écluse avec une petite venue d'eau à cette même profondeur.
- au droit du sondage D3, des sols très peu compacts jusqu' à 5,5 m de profondeur avec un vide franc directement sous le niveau bas du radier d'environ 10 cm de hauteur.
- 3 analyses granulométriques ont été réalisées sur les 3 sondages (D1, D2 et D3) à la même profondeur et dans la même formation (Sable limoneux). Elles montrent qu'une perte de fines pourrait être observée dans l'échantillon de sondage D1 situé à l'aval de la porte, par rapport aux échantillons à l'amont de la porte (D2 et D3).

NORMES AFNOR		NFP	94050	94-051		M.O.P		94068	94-056					94-057	
Forage	Profondeur	Wn %	WL	IP	WR	ES	VBs	% Pas 50mm 0/D	% Pas 2 mm 0/D	% Pas 80 µ 0/D	% Pas 2 mm 0/50	% Pas 80 µ 0/50	% Pas 2 µ 0/D	Ic	
Remarques : * Wn = teneur en eau sur 0/20 (nfp 11-300) * Ic ne peut être calculé avec Wn que si le matériau < 4															
C1	9.0		58	23				100	99.9	97.2	99.9	97.2			
C1	9.5		64	19				100	99.8	91.6	99.8	91.6			
C2	8.7		64	15				100	98.9	83.5	98.9	83.5			
C3	8.5		66	23				100	99.6	97.1	99.6	97.1			
D1	4,4							100	95	46.7	95.0	46.7	5.3		
D2	4,4							100	100	74	100.0	74.0	11.9		
D3	4,4							100	100	60.5	100.0	60.5	4.4		

Figure 8 : Résultats des essais en laboratoire - Fondasol – 1997

Notre avis : En plus de l'érosion présentée ci-avant, les sables limoneux à l'aval de portail pourraient faire l'objet de phénomène de perte de fine (la suffusion dans les sables limoneux). Par ailleurs la présence des vide, de faible épaisseur (10 cm) au droit de D3 pourrait être un signe de début de propagation de l'érosion vers l'amont de l'écluse. Ainsi, nous recommandons vivement la réalisation des investigations pour vérifier l'état de l'assise du radier de l'élément 6 au minimum.

2.1.2.3. INVESTIGATIONS RADAR 2015

Lors des investigations géophysiques par la méthode Radar réalisées par G.CO, deux zones ont été investiguées :

- Zone 1 : c'est une zone proche de l'écluse – au contact du massif aval.
- Zone 2 : cette zone est située à l'extrémité aval du radier construit en aval de l'écluse.

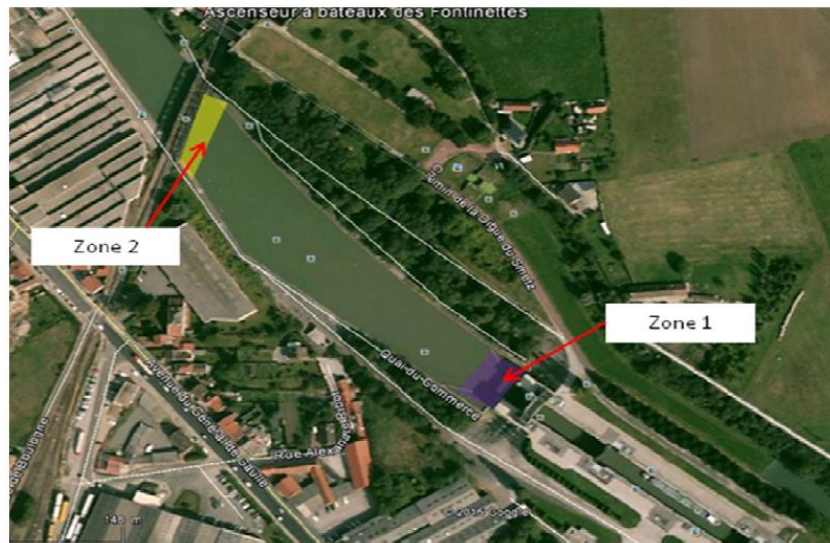


Figure 9 : Implantation des profils radar – G.CO – 2015

Après l'analyse des résultats des investigations par Radar, G.CO a conclu aux points suivants :

- Dans la zone 1 : zone de contact entre l'écluse et le radier aval :
 - Le radier, dont l'épaisseur varie entre 1,40 m et 1,98 m, ne montre pas d'anomalie significative. La ligne plus mince semble correspondre à la jonction entre l'écluse et le radier aval.

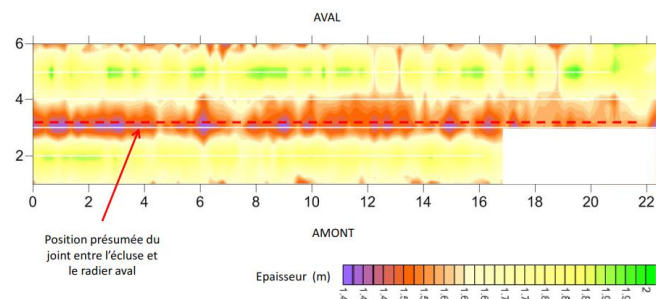


Figure 10 : Zone 1 - Cartographie des épaisseurs du radier – G.CO – 2015

- A l'interface Radier/TN, des vides ont été détectés et sont bien développés surtout vers l'amont du joint entre l'écluse et le radier aval, c'est à dire sous le radier de la tête aval de l'écluse :

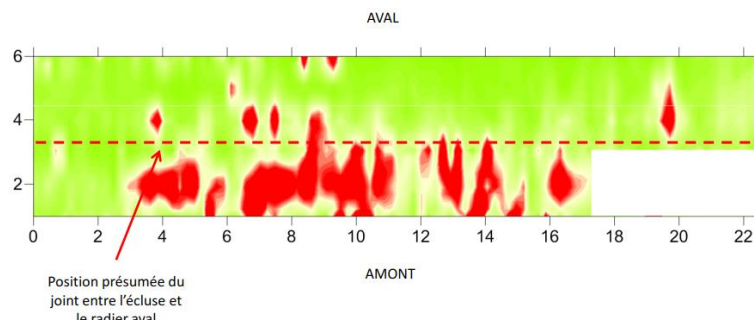


Figure 11 : Zone 1 - Cartographie des vides sous le radier – G.CO – 2015

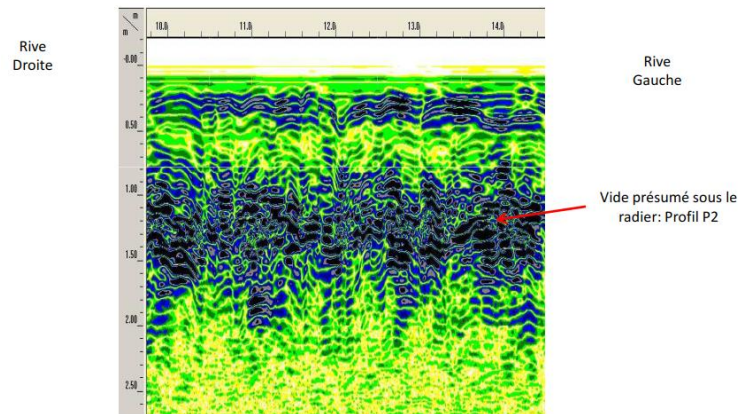


Figure 12 : Zone 1 - Exemple de vides sous le radier – G.CO – 2015

- Dans la zone 2 : A l'extrémité aval du radier aval :
 - Le radier de 1 m d'épaisseur est très homogène et ne présente pas de désordre interne notable.
 - Présence de dépôts sédimentaires sur le radier.

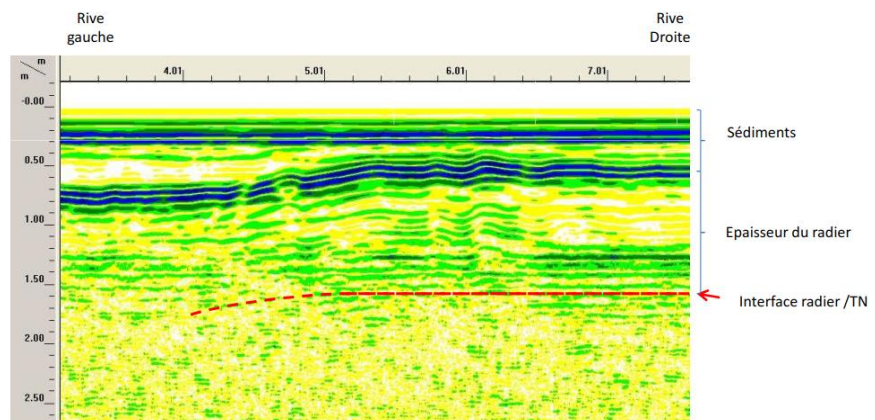


Figure 13 : Zone 2 : Profil transversal P10 à la limite radier /canal– G.CO – 2015

- A l'interface Radier/TN, aucun vide ou zone très décomprimée n'a été mis en évidence.

Notre avis : les résultats de ces investigations Radar sont très intéressants. Ils ont permis d'avoir les premiers éléments de réponse, en compléments des éléments précités, concernant le mécanisme de la perte de matières sous le radier (suffusion et/ou érosion de contact et/ou l'érosion régressive), notamment sur la zone de passage des fines (à priori le joint entre l'écluse et le radier aval) et leur zone de dépôts (à priori la partie aval du radier aval).

2.1.2.4. INVESTIGATIONS HYDROGÉOTECHNIQUE 2017 (PROJET DE DÉDOUBLEMENT)

Lors des investigations géotechniques de Hydrogéotechnique en 2017, réalisées dans le cadre du projet de dédoublement, 3 sondages géotechniques ont été réalisés. Il s'agit de sondages avec essais pressiométriques réalisés en octobre 2017 en RG et RD de l'écluse actuelle et menés à 26 m de profondeur :



Figure 14 : implantation des sondages – Hydrogéotechnique - 2017

Le sondage SP2, le plus profond met en évidence des matériaux compacts à l'exception d'un passage décomprimé, vers 14/15 m de profondeur, qui correspond à la profondeur de la fluctuation de la nappe, témoignant, ainsi, le caractère boulant et/ou de suffusion de ces formations.

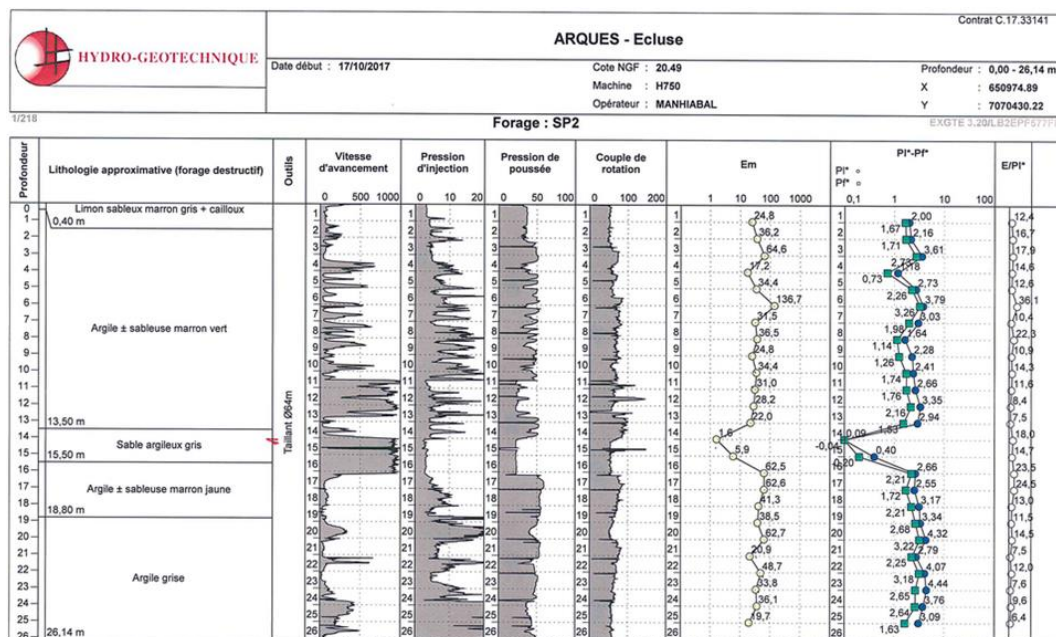


Figure 15 : Sondage pressiométrique SP2 – Hydrogéotechnique - 2017

Notre avis : en l'absence de données géotechniques récentes et exploitables, le sondage SP2 pourrait être utilisé à ce stade d'études pour définir les paramètres pressiométriques des formations situées sous le niveau bas du radier, notamment pour les horizons décomprimés. Ainsi le modèle suivant est proposé (*) :

Formation	Epaisseur moyenne (m)	Sous-formation	Epaisseur (m)	Em (MPa)	Pl* (MPa)	Pf* (MPa)	α
Sables bleu gras (sables limono-argileux)	8	Sables limoneux décomprimés	1	2	0,4	0,2	1/3
		Sables limoneux moyennement compacts	1	8	1,5	0,8	1/3
		Sables limoneux compacts	6	40	3,5	2,3	1/2
Argiles	-	Argile compacte	-	80	4,5	3,5	2/3

(*) Nous rappelons que le modèle géotechnique ci-avant est issu de l'interprétation croisée de plusieurs sondages réalisés dans le secteur. Ainsi, il devra être validé par des essais spécifiques au droit de la zone d'étude (Plot 7).

2.1.2.5. CONCLUSION

A partir des éléments détaillés ci-avant, la formation d'assise du radier de la tête aval de écluse (plot 7) est constituée de sables bleus gras (sables fins limoneux, qui aurait subi des phénomènes d'érosion (suffusion, érosion de contact et/ou érosion régressive). Cette érosion a conduit à la formation des vides au niveau du contact radier/TN en plus d'un horizon plus au moins décomprimé dont l'épaisseur est de l'ordre de 2 m. La formation de Sables fins limoneux plus ou moins compacts ce poursuit jusqu'à 8 de profondeur sous le radier. Sous cette formation de sables limoneux, on rencontre une formation d'argile compact.

Nous rappelons les investigations réalisées au droit de la zone d'étude (plot 7) ne permettent pas, à elles seules, d'avoir les données nécessaires pour mener à bien notre mission. Le modèle géotechnique proposé ci-avant est issu de l'interprétation croisée des sondages réalisés dans le secteur de l'écluse. Ce modèle sera vérifié et/ou adapté par les résultats des investigations géotechniques complémentaires à venir.

2.1.3. Etanchéité

Il n'a pas été trouvé trace, dans les plans et les documents transmis, de la réalisation d'un écran étanche dans le prolongement de la tête amont, ni à l'aval.

Des dispositions constructives ont été mises en œuvre pour rendre étanche le SAS avec la réalisation de joints de dilatation entre plots avec waterstop. Ces dispositifs ont cependant mal vieilli, ou ont été contournés par la fissuration : la présence de fontis importants (en amont de la présente zone d'étude – la tête aval) dans le prolongement des différents joints atteste que cette étanchéité n'est plus efficace et que le gradient hydraulique est trop important par rapport à la fondation (érosion). Il est jugé possible que l'érosion au droit des joints vienne des écoulements depuis les terrains extérieurs vers le sas (ou les aqueducs) lors la vidange de ce dernier.

Les concepteurs ont vraisemblablement considéré qu'avec un SAS étanche, le gradient hydraulique s'appliquerait entre la tête amont et la tête aval et qu'il serait donc suffisamment faible (13m/145m) pour contrôler les débits et le risque d'une érosion. La surveillance de l'ouvrage montre que ce n'est pas le cas aujourd'hui, et l'existence du canal historique menant à l'ascenseur des Fontinettes, peut générer des écoulements transversaux.

Par ailleurs, nous rappelons que la réaction rapide et immédiate, lors des phases de remplissage du SAS, des cellules piézométriques mises en place sous la tête aval (ISL 1997), témoigne des fuites très importantes au droit du joint entre le plot 6 et le plot 7. Ainsi des gradients hydrauliques plus élevées et à caractère cyclique (selon la fréquence de remplissage et de vidange des SAS) sont attendus au niveau de la fondation du radier du plot 7 de l'écluse (tête aval).

2.1.4. Historique des travaux

On liste ci-après les principaux travaux réalisés sur l'ouvrage :

- 1999 : travaux de confortement de la tête aval dans le but de limiter l'incidence des circulations d'eau sous le radier aval en provenance de l'ancien chenal et dirigé vers le massif rive gauche. Ces travaux ont pris la forme suivante :
 - Comblement de l'ancien chenal (identifié comme une source d'alimentation en eau)
 - Opérations de jet grouting, marquées par des difficultés de réalisation,

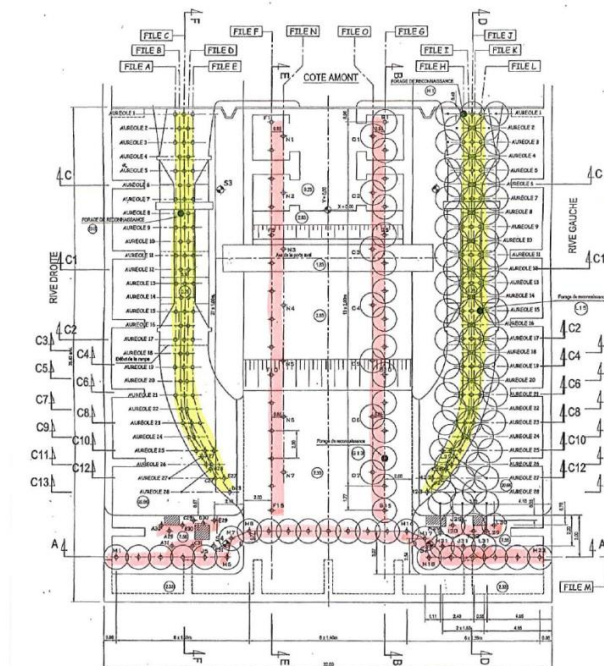


Figure 16 : implantation des colonnes de jet-grouting (source : VNF)

- Reconstruction des joints de fractionnement, également marquée par des difficultés de réalisation. Finalement 7 joints sur 12 ont été traités par injection d'une résine hydro-gonflante, protégée par des lames métalliques chevillées dans le béton

- 2019 : traitement du joint n°6 par cuirassement (injection de bourrage/blocage en face inférieure des zones à étancher, injection d'étanchéité dans l'épaisseur du radier, coque en béton auto plaçant au droit du joint, pontage élastomère du radier avec tôle inox de protection).

2.2. Comportement de l'ouvrage

2.2.1. Généralités

Des fissures, de grandes ampleurs, seraient apparues lors de l'hiver 1986 / 1987 consécutivement à des températures très froides.

Plusieurs expertises se sont succédées qui ont mis en avant :

- Le gonflement du masque et du contre masque de la porte aval
- Le basculement de la tête aval attribué à une érosion de la fondation

Des travaux ont été réalisés en 1999, afin de consolider l'assise des massifs aval. Des colonnes de jet grouting ont été réalisées sous ces ouvrages, afin d'améliorer leur résistance mécanique.

2.2.2. Données disponibles

On donne ci-après une liste chronologique des investigations et études engagées pour expliquer les désordres observés sur l'ouvrage.

- 1988 : les désordres constatés sur l'ouvrage donnent lieu à une expertise par le CETE Nord-Picardie
- 1995 – 1999 (EURODIM-ISL) : diagnostic des équipements et du génie civil de l'écluse puis AVP/PRO/DCE du confortement de la tête aval. Le diagnostic (1997), qui s'appuie sur des investigations, permet de :
 - confirmer la présence de vides ou de zones fortement décomprimées sous le radier de la tête aval et de zones d'érosion qui s'étendent sous le plot amont de la tête aval (investigations radar),
 - signaler la présence d'anomalies conductrices (veines, vides) dans l'épaisseur du radier lui-même,
 - identifier des gradients hydrauliques très importants en provenance de l'ancien canal (données piézométriques S1 à S4) – des circulations d'eau du SAS vers les fondations sont soupçonnées.

A cette occasion, un dispositif d'auscultation est installé sur l'ouvrage (pendules, fissuromètres, piézomètres de type cellules à corde-vibrante),

- 1996 :
 - sondages GEOTECH qui révèlent la présence d'un vide ou d'une passe très décomprimée sous l'assise du radier au droit de S1 sur environ 1 mètre d'épaisseur

- investigations sur la composition du béton du mur masque (Laboratoire Centra des Ponts et Chaussées) qui confirment l'existence de réactions de gonflements internes (réaction alcali silice mise en cause) et montrent une susceptibilité du béton à une réaction sulfatique interne
- 2011 : mise en place d'un suivi des déformations du mur masque (Concrete et Cementys)
- 2012 : campagnes de mesure sur le béton du mur masque (module d'élasticité, réaction alcali-granulat, attaque sulfatique interne, essai d'expansion résiduelle (Cementys))
- 2015 :
 - société G.CO confirme la présence de vides localisés sous la jonction radier - écluse (radar)
 - inspection Adiss (relevé de fissuration de la tête aval)
- 2017 : 2 carottages dans le bajoyer RG de la tête aval (1 depuis la plateforme et 1 sur le parement rive gauche), avec mesures de masse volumique
- 2018 :
 - Investigations sur la précontrainte
 - Détection des câbles par technique radar et tomographie ultrasonore,
 - Inspection visuelle des câbles,
 - Mesure de tension,
 - Essais par libération de contraintes pour évaluer la contrainte normale de compression à quelques centimètres sous la surface.
 - 5 carottages du mur masque (essais en réacteur pour RSI, près du parement et à cœur - Ifsttar, essais de compression sous confinement, micro-tomographies et essais de perméabilité) – Polytech
 - Etude ISL : modélisation 3D aux éléments finis de la tête aval
- 2019 : Ifsttar modélisation éléments finis des réactions de gonflement du béton (modèle RGIB)
- 2020 : Etude du Cerema pour un projet de confortement.

2.2.3. Analyse des déplacements

2.2.3.1. PENDULES

Les déplacements des bajoyers de la tête aval sont suivis depuis 1997 par l'intermédiaire de deux pendules (P1 et P2) installés au droit du parement aval des bajoyers.

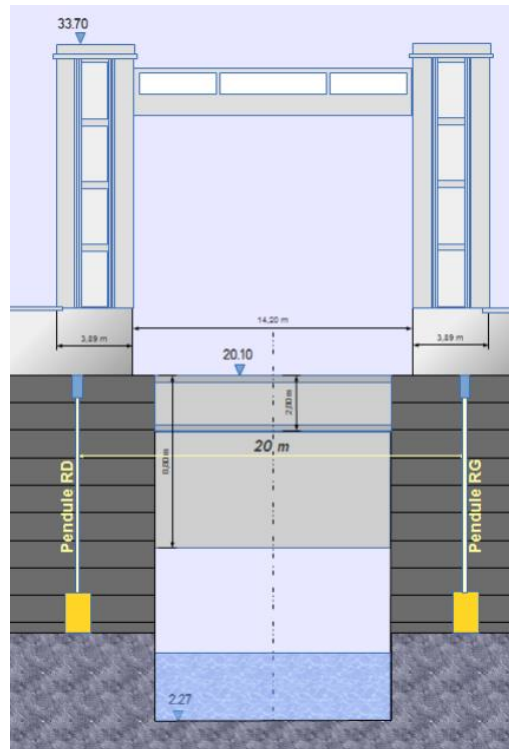


Figure 17 : Implantation des pendules, Source : CEREMA

Les documents consultés laissent penser que :

- le pendule 1 est implanté au droit du bajoyer rive gauche, et le pendule 2 au droit du bajoyer rive droite,
- la direction X correspond à un déplacement rive à rive.
- la direction Y correspond à un déplacement amont-aval.

Ce repère est retenu dans la plupart des documents analysant le comportement du barrage, sauf un. Ces points doivent être confirmés par VNF.

Une chronique de mesures réalisées sur la période 2004-2021 a été transmise à Tractebel. Les données ainsi analysées sont présentées en figure suivante.

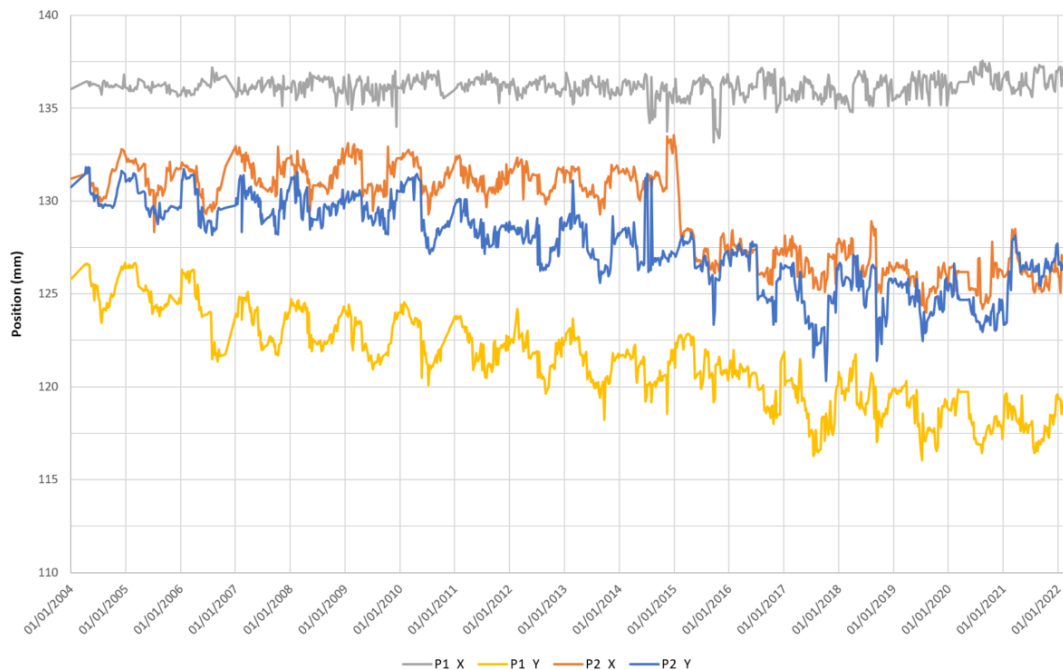


Figure 18 : mesures des pendules équipant les bajoyers rive droite et rive gauche de la tête aval (2004-2021)

Un déplacement vers l'aval est constaté sur les pendules P1 et P2. De 2004 à fin 2019, la dérive observée est du même ordre de grandeur sur les deux pendules, de l'ordre de 0.4 mm/an. Depuis 2020, cette dérive s'est nettement ralentie sur le pendule P2, qui évolue autour de la position 126,5 +/- 1 mm depuis. Cette dérive constante jusqu'en 2020, suggère que la fissuration existante permet de relâcher au fur et à mesure les contraintes de traction.

Au début de l'année 2015, un saut brutal de mesure est constaté sur le pendule P2 (bajoyer RD) dans la direction X, traduisant un déplacement vers la rive gauche d'environ 5 mm). Depuis cette date et jusqu'à fin 2019, une dérive vers la rive gauche de l'ordre de 0.4 mm/an est mesurée. Comme pour le déplacement vers l'aval du pendule, cette dérive s'est nettement ralentie depuis 2020. A ce jour, nous ne sommes pas en mesure de relier ces dates à un événement particulier (à confirmer par VNF).

On notera également que le déplacement transversal des plots P1 et P2 est très différent :

- pour le pendule P1 : pas de déplacement, même réversible (effet thermique) mesuré. On notera néanmoins que ce plot a eu un déplacement manifeste vers la rive gauche, qui persiste (mesure visible sur le vinchon v7), et le rejet significatif de cette fissure (plusieurs centimètres) – voir chapitre 3.3.3.
- pour le pendule P2 : déplacement réversible d'amplitude annuelle de l'ordre de 2,5 mm (effet thermique), quasi-identique aux effets réversibles amont aval. Le saut constaté (rupture) en 2015 engendre ensuite une dérive progressive, mais n'affecte pas l'amplitude des effets réversibles.

Il reste difficile d'interpréter cette différence de comportement transversal mesurée sur ces deux blocs.

Le local des pendules n'a pas été inspecté lors de la visite initiale du site. Les photos visibles montrent des signes de dégradation de la table de lecture (corrosion ?). Celle-

ci est susceptible de fournir une mesure erronée des dérives. La mesure des déplacements par des pendules est une donnée capitale dans le suivi des mesures.

Il est vivement recommandé de vérifier s'il n'est pas nécessaire de remplacer le dispositif de mesure – en agissant le cas échéant conformément aux règles de l'art afin de garantir la continuité entre anciennes et nouvelles mesures.



Figure 19 : table du pendule

Il est possible que les dernières mesures se stabilise (effet du traitement du joint 6 en 2019), mais il est encore trop tôt pour confirmer cette évolution.

2.2.3.2. TOPOGRAPHIE

Depuis octobre 2010, des prismes type GMP104 sont installés sur les parements extérieurs côté terre et aval des bajoyers rive droite et rive gauche de la tête aval, selon l'implantation suivante.

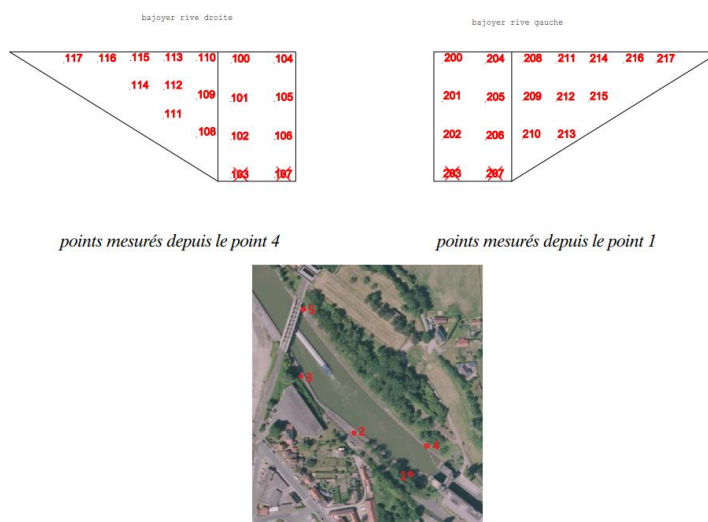


Figure 20 : Implantation prismes et points fixes

5 points de référence, jugés fixes ont été définis à cette occasion (voir figure précédente).

Au fil des ans, quelques cibles ont été perdues.

La mesure d'origine date du 19 octobre 2010. Plusieurs campagnes de levés ont eu lieu depuis.

Les mesures réalisées en 2017 ont été transmises à Tractebel et ont permis de déterminer le déplacement des cibles par rapport à la mesure d'origine. La position des cibles déduites des mesures est illustrée en figure suivante. Il est à noter que les déplacements relatifs ont été accentués sur la figure pour plus de lisibilité.

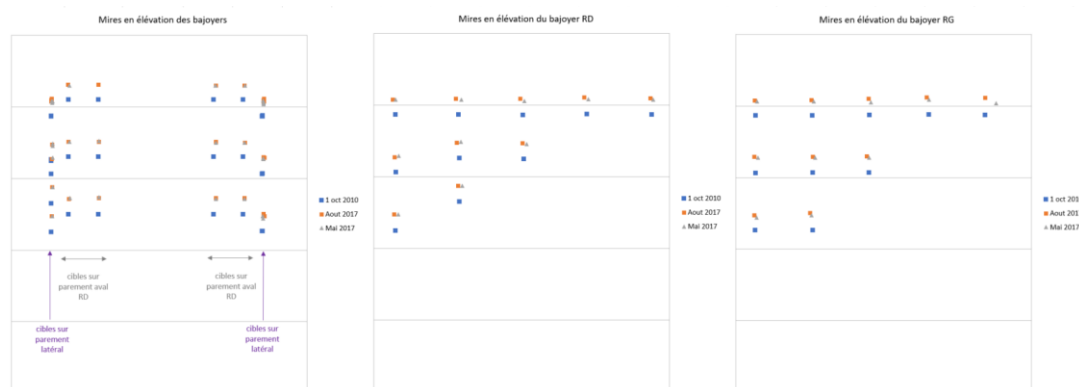


Figure 21 : Position des cibles topographiques (en bleu : position d'origine, en gris : position en mai 2017, en orange : position en août 2017)

Le tableau suivant donne le déplacement moyen constaté sur les cibles entre 2010 et août 2017.

Localisation	Déplacements 2010-2017 (en mm)		
	Rive à rive	Amont-aval	Vertical
Parement aval rive droite	0.5	-2.2	14.2
Parement aval rive gauche	4.2	-2.2	13.8
Face latérale rive droite	1.0	-1.5	14.8
Face latérale rive gauche	2.8	-1.1	15.0

Un déplacement d'ensemble de 15 mm environ vers le haut est observé sur toutes les cibles.

Un exhaussement de la tête aval n'est pas jugé réaliste. Le fait d'avoir les repères du bas se déplaçant de la même manière que les repères du haut exclut le phénomène de gonflement.

On pourrait alors envisager un tassement du point de référence (en théorie fixe) mais avoir un même tassement sur tous les points de référence, alors qu'ils sont implantés de part et d'autre du canal, est jugé improbable.

L'imprécision de la mesure sur des mires avec des visées de grande distance au-dessus d'un plan d'eau pourrait alors expliquer ce résultat. Notre retour d'expérience sur d'autres ouvrages donne des précisions centimétriques sur ce type d'équipement.

Il est proposé d'analyser les éventuels déplacements relatifs, en supprimant le déplacement moyen mesuré par la structure. C'est ce qui est présenté sur les figures ci-dessous.

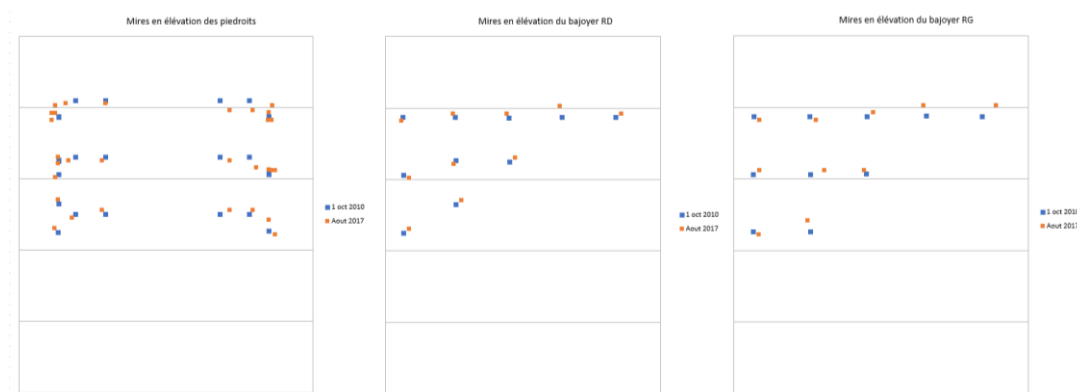


Figure 22 : Position des cibles topographiques, après correction – suppression du déplacement moyen (en bleu : position d'origine, en orange : position en août 2017)

Les déplacements relatifs sont de l'ordre de 1 millimètre, voire moins, ce qui est inférieur à la précision de la mesure. Ils traduisent éventuellement un écartement des deux bajoyers (translation), et éventuellement un tassement différentiel entre les parties amont et aval. Cependant ils ne montrent ni le mouvement de rotation mesuré par les pendules, ni l'ouverture de la fissure auscultée par le vinchon v7, pourtant plurimillimétrique (voir chapitre 3.3.3).

Ces mesures ne sont donc pas considérées comme exploitables, et ne peuvent pas être corrigées.

2.2.3.3. FISSUROMÈTRES

Plusieurs fissures remarquables sur l'ouvrage font l'objet d'un suivi grâce à l'installation de fissuromètres sur ces dernières en 1997.

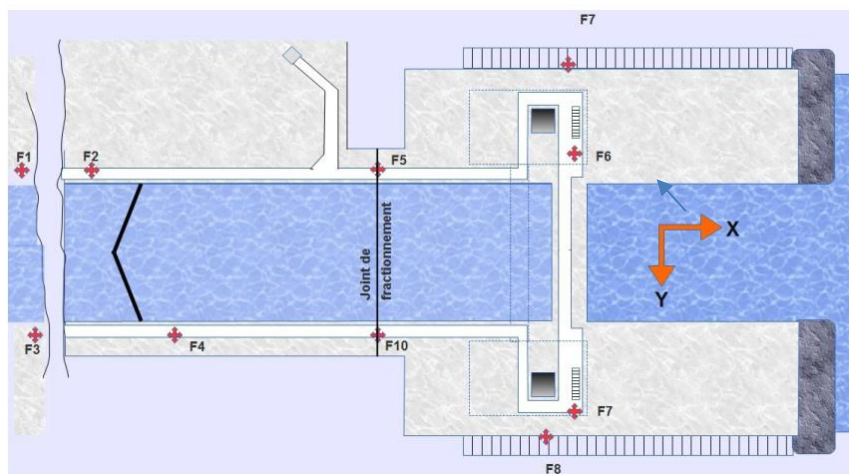
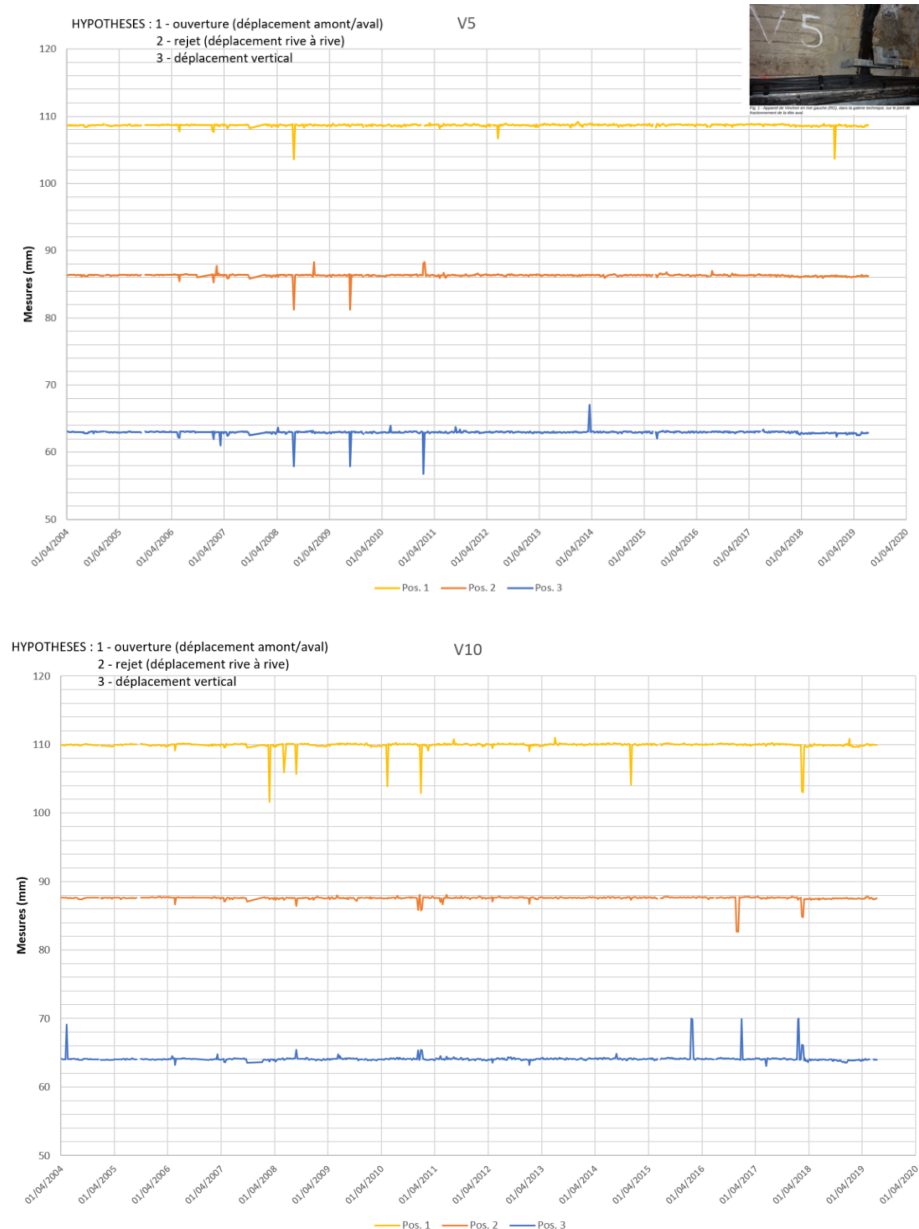


Figure 23 : Schéma de principe de localisation des vinchons – schéma à corriger dans les rapports usuels de surveillance (auscultation, VTA), en modifiant le tracé de la galerie, en déplaçant à l'amont le F7 (F8 non vérifié) et en renommant F7 dans la galerie RD par F9

La chronique des mesures disponibles sur la période 2004-2019 a été transmise à Tractebel. Les figures suivantes illustrent l'évolution des fissures sur cette période.

- Fissuomètres V5 et V10 implantés au droit du joint de fractionnement entre les plots 6 et 7 de l'écluse. Le joint de fractionnement situé à la jonction entre les plots 6 et 7 de l'écluse ne présente pas d'évolution notable entre 2004 et 2019.

L'absence de déplacements au droit du joint P6/P7 est un élément significatif, qui laisse penser que la partie amont du plot P7 reste fixe. Il s'agit d'une hypothèse importante, car les mesures topographiques ne permettent pas d'identifier les blocs qui restent fixes ou qui se déplacent.

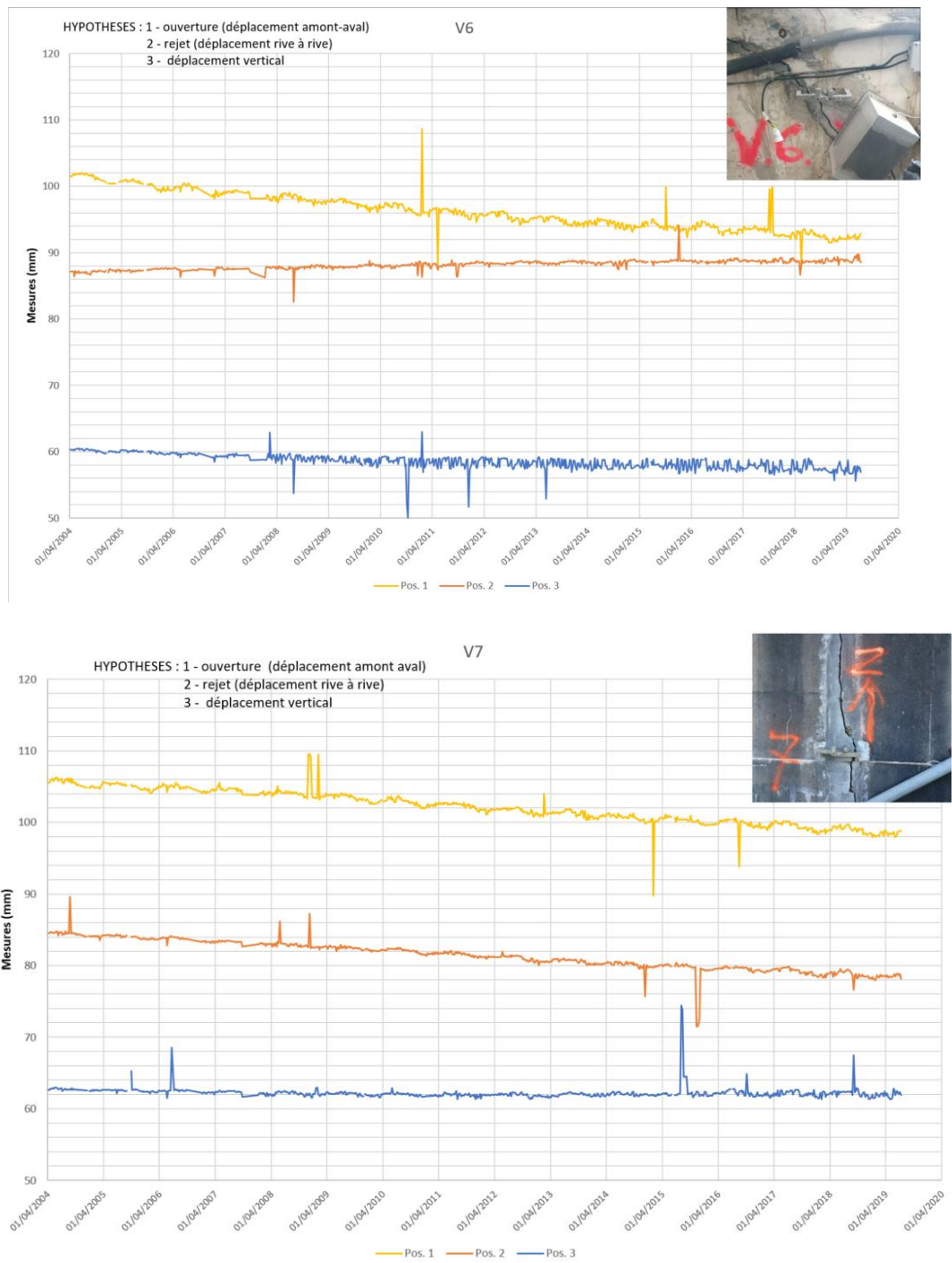


- Fissuomètres V6 implanté dans la galerie technique (côté bajoyer RG) le long d'un parement orienté parallèlement à l'axe de l'écluse et V7 situé sur le parement extérieur côté terre du bajoyer RG.

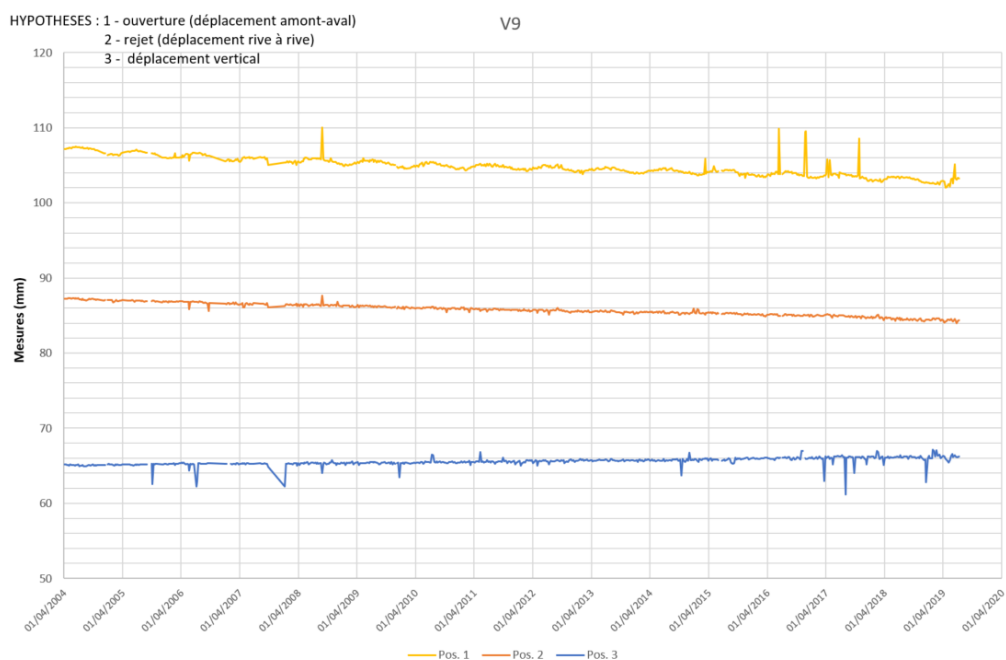
L'auscultation de ces deux fissures montre :

- le déplacement vers l'aval du bajoyer RG (ouverture de la fissure), de 8 et 10 mm entre 2004 et 2019 (respectivement sur V7 et V6),
- le déplacement vers la rive gauche (rejet de la fissure), dérive de l'ordre de 6 mm sur le V7 (parement extérieur) entre 2004 et 2019. Ce déplacement n'est pas retrouvé sur le vinchon V6, implanté sur le parement intérieur du bajoyer, mais plus en aval que V7, qui montre une faible tendance au déplacement (relatif) vers la rive droite, dérive de l'ordre de 2 mm sur la même période.

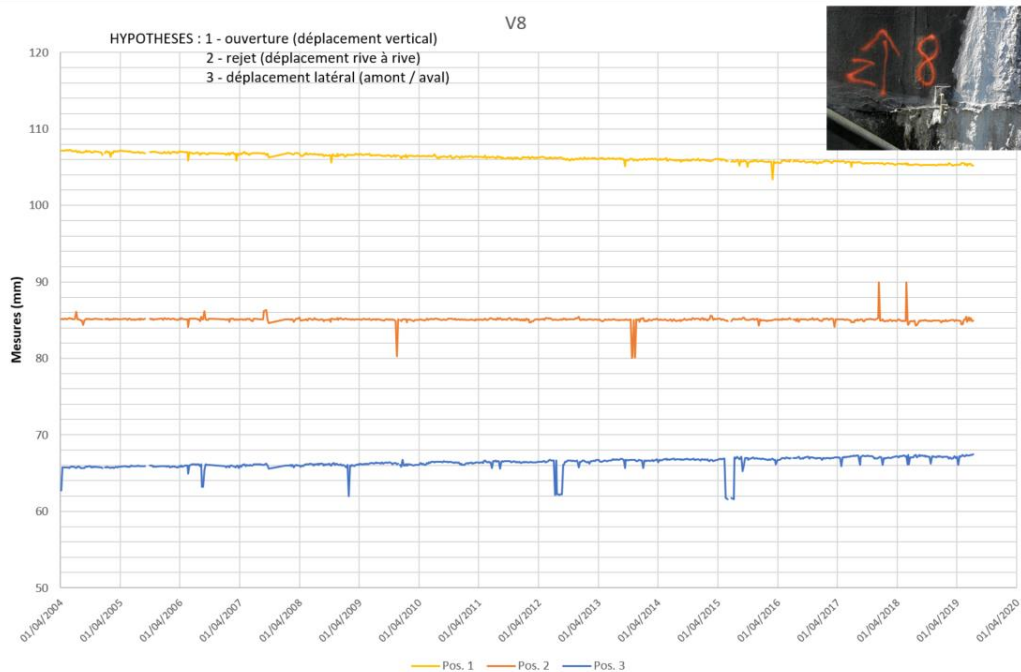
Comme indiqué précédemment sur la base des données d'auscultation disponibles au droit du joint entre les plots 6 et 7, le plot 7 est fixe par rapport au plot 6. S'il y a ouverture de fissure au droit de V7 et V6, c'est donc **que la partie aval de ce plot se déplace vers l'aval**.



- Fissuromètres V9 implanté dans la galerie technique (côté bajoyer RD) le long d'un parement orienté parallèlement à l'axe de l'écluse et V8 situé sur le parement extérieur côté terre du bajoyer RD (fissure horizontale)



On observe une ouverture plus faible sur V9 (dérive de 5 mm environ en 15 ans) – traduisant le déplacement vers l'aval de l'ouvrage - que sur les fissures F6 et F7 en rive gauche.



2.2.3.4. DIVERS

Récemment, des clinomètres digitaux ont été installés sur le parement aval des deux bajoyers, dans l'idée qu'ils remplacent à terme les pendules P1 et P2.

Plusieurs points sont à noter à ce sujet :

- Une période de chevauchement des données d'au moins plusieurs mois entre clinomètres et pendules est jugée nécessaire pour valider le bon fonctionnement des clinomètres et l'interprétation des données issues de ces capteurs,
- Les clinomètres offrent des informations plus locales que des pendules. Pour suivre le mouvement d'ensemble des bajoyers, il paraît opportun de maintenir les pendules, quitte à réduire le nombre de mesures une fois qu'une corrélation aura été trouvée entre clinomètres et pendules, les clinomètres fournissant aisément plus de mesures que les pendules du fait de l'automatisation des mesures. La mesure des pendules ne devra pas être abandonnée.

Par ailleurs, la mise en place d'un relevé de distance des deux bajoyers a été préconisée par le Cerema. Cette mesure est jugée pertinente et viendrait en complément des données disponibles (pendules, fissuromètres) pour analyser les déplacements des bajoyers.

2.2.4. Analyse de la piézométrie

La piézométrie en fondation des ouvrages est suivie par l'intermédiaire de plusieurs piézomètres (voir plan d'implantation ci-après), avec en particulier les piézomètres S1 à S4 implantées sous la tête aval (cellules à corde vibrante) depuis 1997.

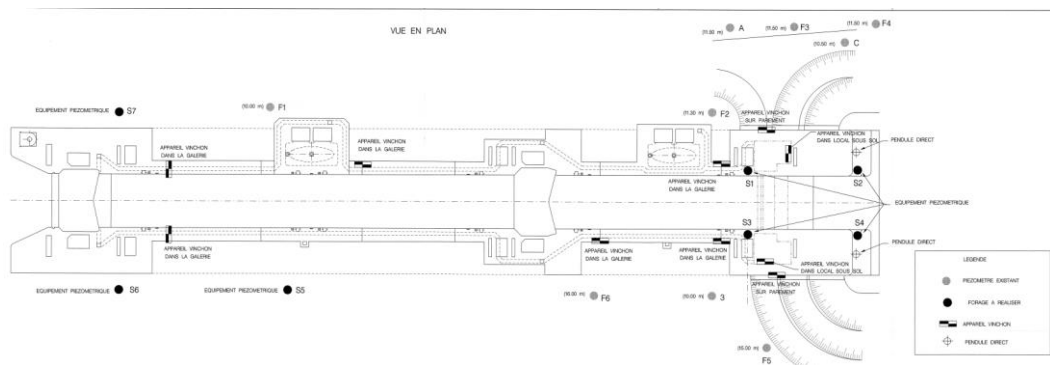


Figure 24 : Repérage des piézomètres

En 1998, dans le cadre de son diagnostic, ISL a fait une analyse des mesures disponibles qui a montré des gradients hydrauliques importants (atteignant jusqu'à 0.5) entre les points S1-S3-S4 et S2 lorsque le sas de l'écluse est plein. Ces gradients sont susceptibles de conduire à des phénomènes d'érosion des sols en fondation de l'écluse.

Les cartographies suivantes ont été fournies pour illustrer les niveaux piézométriques mesurés en fondation de l'écluse, à sas vide (à gauche) et à sas plein (à droite).

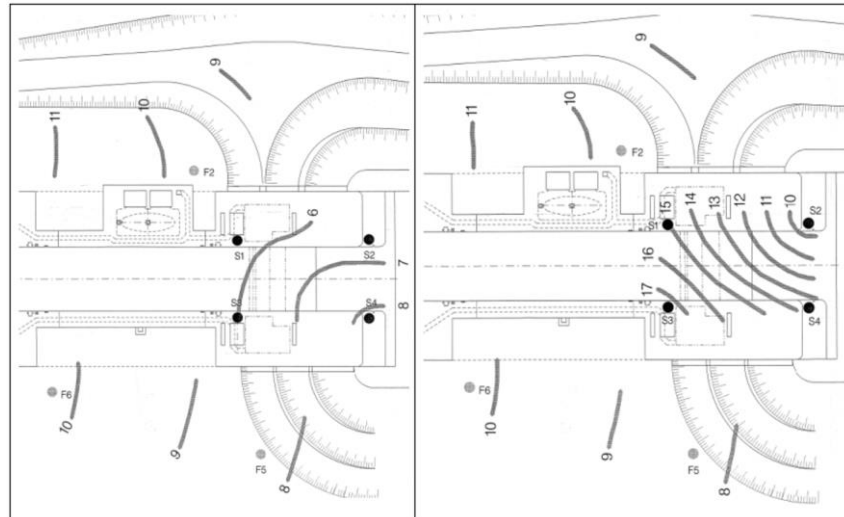
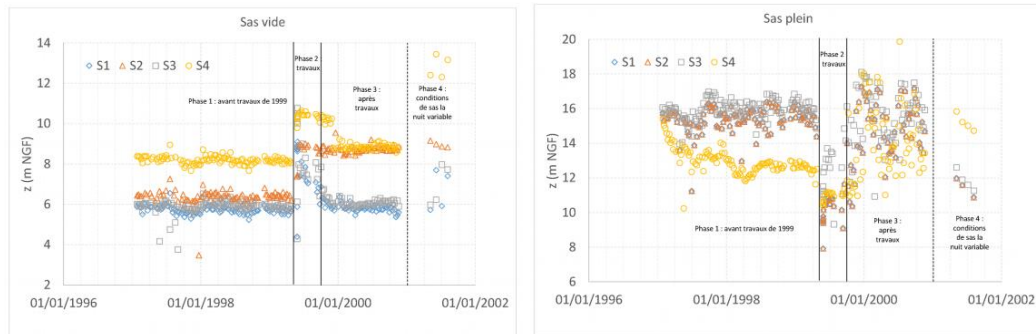


Figure 25 : Niveaux piézométriques, Source : ISL

Ces résultats ont notamment motivé la réalisation de colonnes de jet-grouting sous la tête aval de l'écluse (travaux de 1999) – voir chapitre 2.2.4.

En 2018, Cerema a repris et complété l'analyse d'ISL sur la base de données plus récentes. Les figures suivantes, extraites de leur note d'analyse, illustrent l'évolution des données piézométriques de 1997 à 2002, en distinguant la période avant travaux (phase 1), la période de travaux (phase 2), et une période couvrant 2,5 années après les travaux.



L'analyse met en avant une certaine amélioration des conditions piézométriques à l'issue des travaux, mais qui se sont rapidement dégradées pour retrouver à sas vide, les conditions avant travaux, et à sas plein, des conditions légèrement plus défavorables.

Cette étude dresse également une analyse des différentes configurations d'exploitation du sas lorsque l'écluse est en attente (typiquement la nuit). Il est recommandé de privilégier une situation d'attente de l'écluse avec un sas vide.

Dans le cadre de la présente étude, nous n'avons pas eu accès aux données des piézomètres S1 à S4, après 2002. Ces données sont jugées nécessaires pour pouvoir notamment juger de l'efficacité des travaux de 2019 (reprise étanchéité du joint 6) et connaître les gradients hydrauliques actuels sous l'ouvrage (en lien avec le risque d'érosion des sols de fondation).

Les seules données disponibles concernent les piézomètres F1, F3, F4, F5 et F6 qui intéressent moins la tête aval de l'écluse. On suppose que les données transmises correspondent à la hauteur libre dans le tube (déduit des fichiers d'auscultation d'ISL).

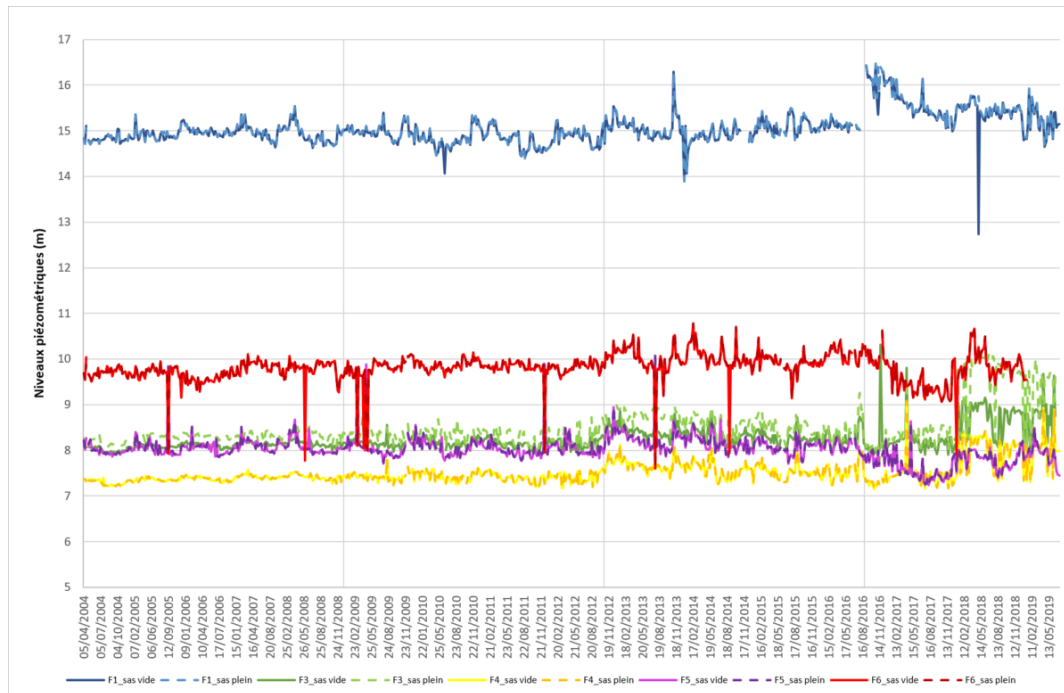


Figure 26 : Données piézométriques (2004-2019)

2.2.5. Fissures

Plusieurs réseaux de fissures ont été observés, sont suivis et ont fait l'objet de relevés et de cartographie.

- En 2015, puis 2019 et 2020 : cartographie des fissures des parements extérieurs (et bajoyer du SAS), par Adiss Acogec, puis Sites.
- Relevé des fissures des bâtiments en 2002, (note d'observation, non signée (UTI Flandres Lys))

Ces relevés, disponibles à 5 ans d'intervalle (mais par un prestataire différent), ne montrent pas d'évolution significative (création de nouvelles fissures), même si certaines fissures existantes évoluent. La variabilité des mesures, qui dépendent de l'opérateur, ne permet pas non plus une analyse très fine de cette évolution sur la base de ces relevés seuls.

On tentera dans la mesure du possible de déterminer les grands mouvements en jeu, de distinguer les fissures selon leurs origines, et/ou leurs conséquences.

- **Fissuration du masque et du contremasque** : cette fissuration est orientée en majorité dans le sens rive à rive. Elle est attribuée à une fissuration de faïençage, causée par le gonflement du béton.

Il est supposé par analogie à des ouvrages existants que cette fissuration reste superficielle, mais aucun essai ne l'atteste.

Ces fissures sont visibles également sur le contremasque, et dans la rainure de la vanne.

Il serait intéressant d'investiguer la profondeur de ces fissures, au moins en surface sur le masque et le contremasque, et sur la rainure.

L'évolution du réseau existant n'est pas suivie, c'est-à-dire que les ouvertures ne sont pas mesurées. Pendant 5 ans, des extensomètres verticaux ont été installés sur le parement aval, qui mesuraient ainsi l'évolution des ouvertures cumulées.

- En rive droite, l'extensomètre réagissait aux effets thermiques, avec une dérive (tendance à la fermeture des fissures ? retrait ?) continue sur 5 ans.
- L'extensomètre coté rive gauche ne mesurait aucune évolution (ni réversible, ni de dérive).
- L'extensomètre situé au centre avait un comportement intermédiaire.

Cette mesure a été arrêtée en 2015. Elle n'a pas été suivie sur le long terme, et ne donne qu'un instantané.

Suite à nos échanges avec le CEREMA, ce dernier a souhaité préciser que « *les fissurations du mur masque faisaient l'objet d'un suivi par mesure de l'indice de fissuration (LCPC ME47), effectué en 2020 et 2022, qui montre une stabilisation. Cependant cette méthode a des limites inhérentes à son caractère statistique et le suivi est récent, ce qui fait que l'on ne peut pas vraiment conclure à une stabilisation durable. Pour ce qui concerne l'état de fissuration, l'examen des carottages à cœur et en surface et les essais effectués par Polytech démontrent une microfracturation. Les tomographies US en surface réalisées par Adiss sont moins probantes* ». Cet avis n'engage que le Cerema.

- **Séparation du plot 7 en deux parties**, par déplacement / basculement du bloc à l'aval de la poutre masque. Cette séparation ne concerne pas nécessairement une fissure unique et continue et peut solliciter plusieurs fissures successives. Ce réseau de fissures est observable sur les parements extérieurs des deux massifs aval :
 - La fissuration visible sur le côté externe des massifs bajoyers, verticale, au-dessus des escaliers ;
 - La fissuration dans les aqueducs ;
 - La fissuration aux extrémités de la galerie ;

La zone fissurée est située autour du masque aval, dont le béton gonfle. Cette zone correspond à une concentration de contraintes, générée par la reprise de la poussée hydrostatique sur le masque et la vanne, de la zone gonflante, et du basculement des massifs aval. De plus, le phasage de construction a prédécoupé ces massifs, avec la réalisation d'un puits permettant de mettre en tension ces tirants. Ces reprises de bétonnage verticales, dans le plan rive à rive, n'ont qu'une faible résistance à la traction ; les efforts de traction sont donc initialement transmis sur des surfaces réduites, maximisant ainsi les contraintes de traction, privilégiant également la fissuration dans la zone prolongeant les puits de mise en tension (on notera que cette concentration de contraintes existe potentiellement au droit des puits des vannes et batardeaux).

Ce basculement est mesuré par les deux pendules (mesures disponibles depuis 2004), et l'installation de vinchons qui donnent une mesure précise du déplacement relatif des blocs fissurés. Les vinchons les plus importants concernent les V5 et V10, qui mesurent le déplacement entre les plots 6 et 7 et le V7, qui ausculte la fissure verticale extérieure du bajoyer rive gauche. Cette dernière a un rejet important, ce qui laisse supposer qu'il s'agit d'une fissure charnière entre le bloc aval qui bascule, et le bloc amont, à peu près fixe par rapport au plot précédent. Le suivi topographique aurait pu apporter une information précieuse sur les mouvements (basculement, tassement, pivotement...) mais les mesures sont entachées d'erreurs manifestes, la première étant une translation d'ensemble verticale (que l'on attribue à une imprécision des mesures due aux mires), et la seconde que ces mesures ne captent pas l'ouverture de la fissure mesurée par le vinchon V7, qui est de l'ordre de 5 à 9 mm en 15 ans.

- **La séparation de la superstructure des deux massifs bajoyers.** On appelle superstructure le « portique » accueillant la galerie supérieure d'exploitation, fondé sur les deux bajoyers. Il faut noter qu'il est remarquable qu'aucune fissure ne soit observée (ou en tout cas relevé) jusqu'à ce jour dans le portique de la galerie d'exploitation en partie supérieure de l'ouvrage, alors que tout semble indiquer un déplacement différentiel des deux massifs aval. La large fissuration observée en partie basse de la superstructure doit permettre une flexibilité suffisante pour limiter – jusqu'à présent – la fissuration en partie supérieure de la structure.
- **La fissuration autour des zones gonflantes :** de manière générale les parties situées autour des zones gonflantes sont en traction, et des fissures, perpendiculaires peuvent apparaître. Ces fissures ne sont pas clairement observables. Il est possible, si elles existent, que leur extension ne soit pas suffisante pour déboucher sur les parements extérieurs.

Il subsiste de nombreuses inconnues sur le cheminement des fracturations dans l'épaisseur des murs bajoyers (entre le joint 6 et la chambre technique). La reconnaissance de plans de fracturation interne est nécessaire à la conclusion du projet définitif (cf. §3.4).

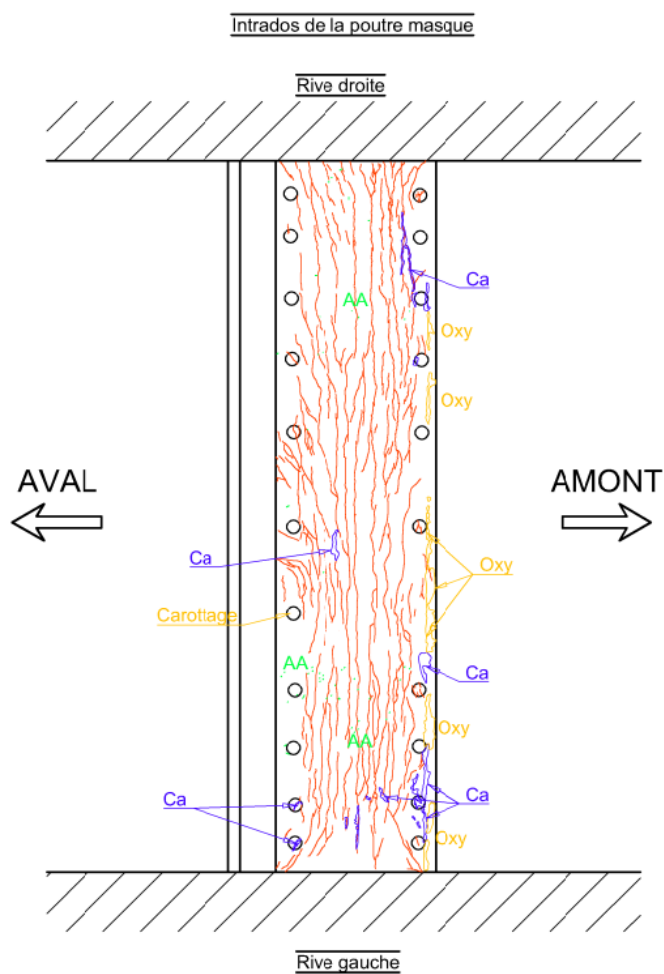


Figure 27 : relevé de fissure sur la poutre du masque aval, intrados.



Figure 28 : fissures de surface, rive à rive, sur le masque aval (gauche), le contremasque (milieu), et dans la rainure (droite)



Figure 29 : zoom sur une zone nettoyée du masque aval

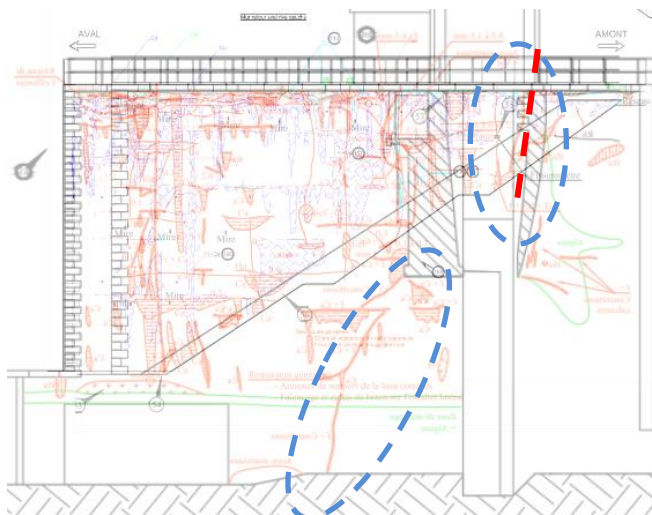


Figure 30 : superposition des réseaux de fissures du bajoyer rive gauche intrados (coté SAS) et extrados. A l'intrados, la fissure plonge vers l'aval, sous le mur masque. A l'extrados, une fissure subverticale majeure (auscultée par le vinchon V7) est située dans le prolongement du mur masque.

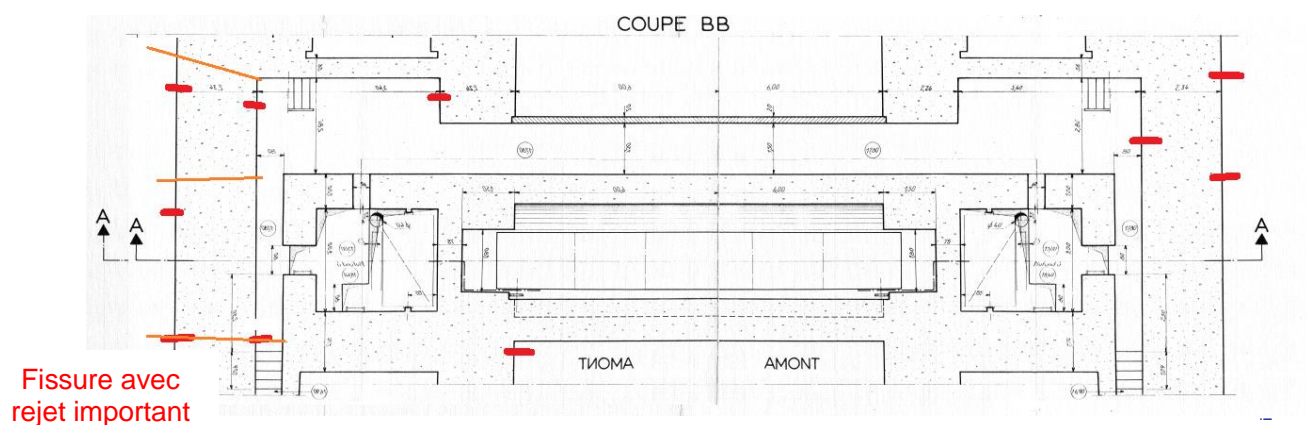


Figure 31 : repérage approximatif des fissures verticales de part et d'autre du mur masque.

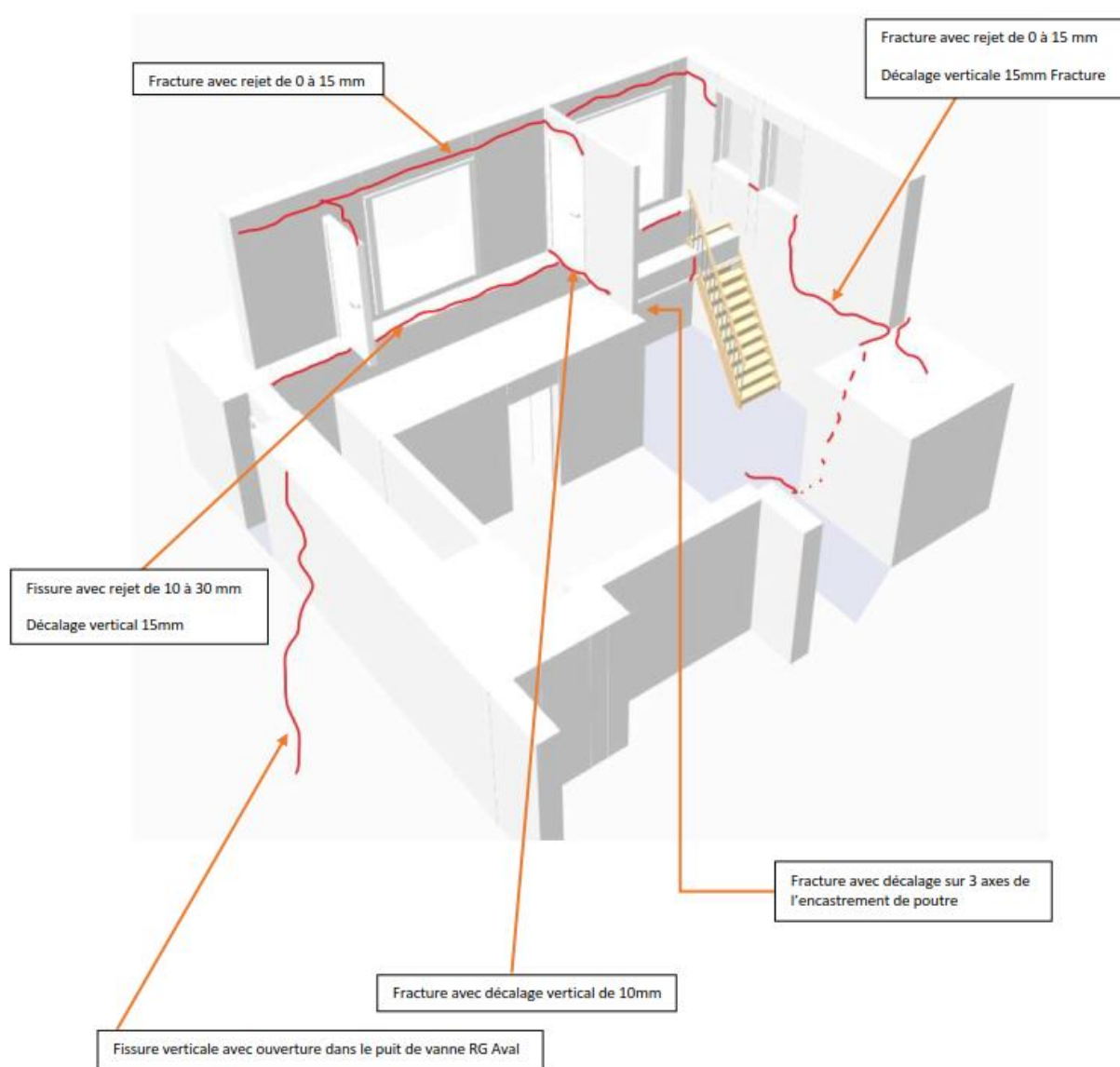


Figure 32 : extrait du relevé de fissuration, 2020, UTI

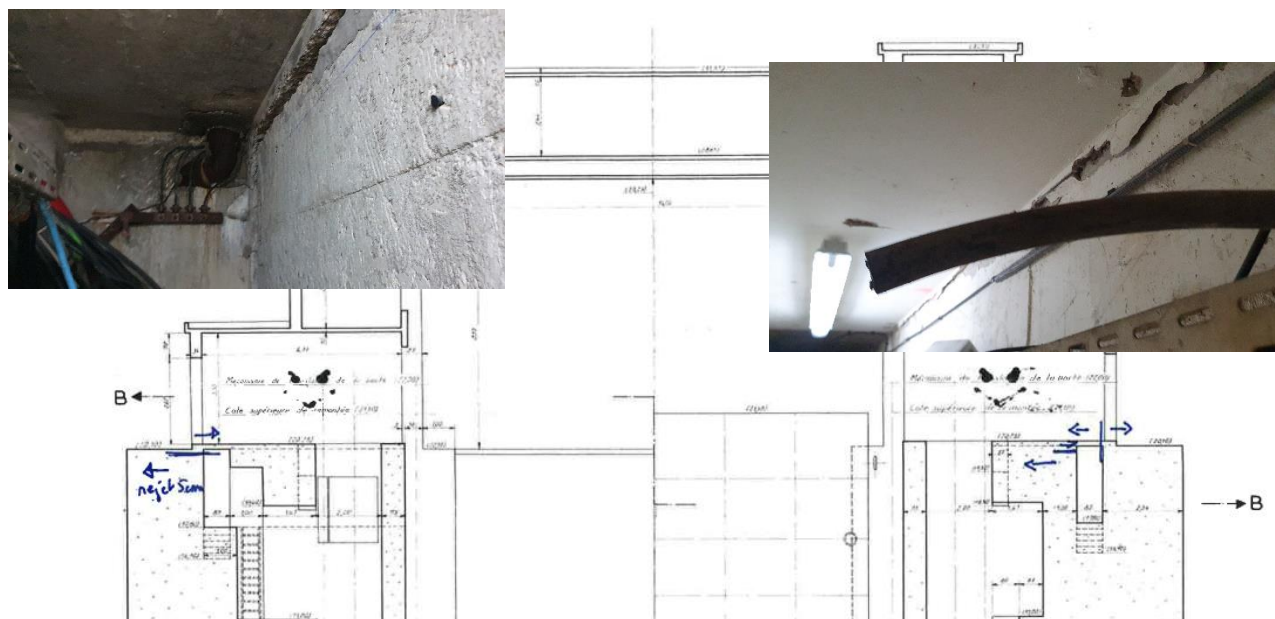


Figure 33 : fissures séparant la superstructure des bajoyers

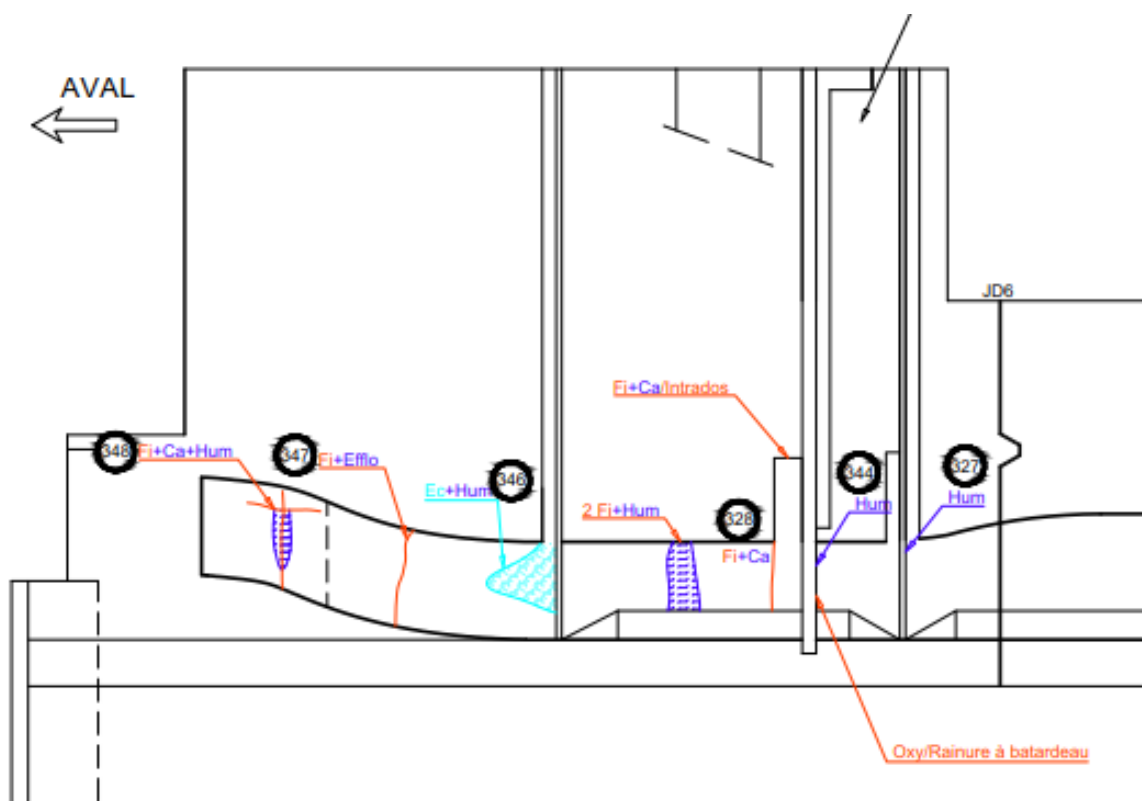


Figure 34 : fissures aqueduc rive droite

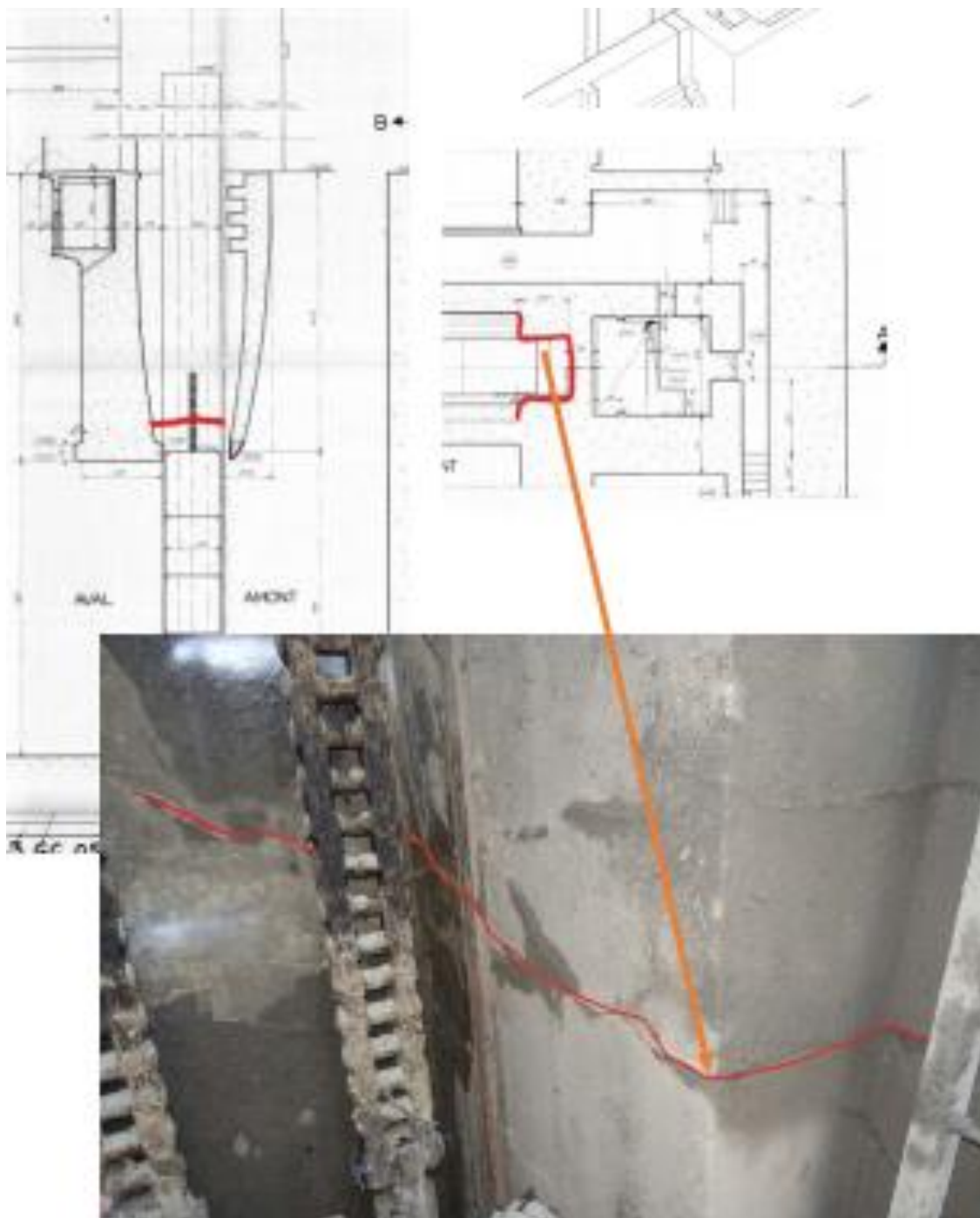


Figure 35 : fissuration horizontale et gonflement ?

2.2.6. Extrapolation et gonflement du béton

Le gonflement du béton du masque, contremasque et feuillure est suspecté :

- Par la fissuration de faïençage de ces ouvrages,
- Par la dérive latérale importante mesurée sur le plot RG,
- Par les essais de laboratoire, dont les essais de gonflements indiquent qu'un potentiel de gonflement existe sur les échantillons testés :
 - Cementys (2011) – essais vis à vis de la réaction alcali-granulat (RAG) et réaction sulfatique interne (RSI)

*« Réaction Alcali-Granulat : Les mesures de déformation indiquent un accroissement précoce et important de la longueur de l'éprouvette. Les courbes de déformation atteignent, durant les derniers mois, une asymptote traduisant l'arrêt progressif des réactions internes dans les échantillons. L'ordre de grandeur des déformations mesurées dépasse rapidement le seuil fixé par la norme ASTM C1260 (150 μ m). Le béton testé est donc, au vu de cette norme, **toujours très réactif**. Il est à noter une différence importante des déformations à terme pour les deux éprouvettes. Cette différence est probablement liée à la proportion de réactant dans chacune des éprouvettes.*

Réaction Sulfatique Interne (RSI) : Un gonflement notable au cours des 15 premiers jours de l'essai puis une stabilisation des déformations est observée. Aucune relation simple ne permet de relier le comportement mécanique de l'ouvrage au potentiel de gonflement libre mesuré et donc aucun critère n'est fixé quant aux résultats obtenus lors de ces essais. Cependant l'expansion observée traduit que le béton prélevé est, si les conditions sont réunies, toujours susceptible de réagir. »

Le Cerema a indiqué que les essais de Cementys vis-à-vis de la RSI ne sont pas représentatifs, car les éprouvettes ont été prélevées sur les parements. Or la RSI est susceptible de se produire lorsque les températures lors de la prise du béton sont élevées, elles concernent donc plutôt le cœur de l'ouvrage, que les parements. D'autres échantillons ont été prélevés.

- Ifsttar (2019) – seuls des essais vis-à-vis de la RSI ont été menés. Le Cerema a indiqué que le comité technique s'est focalisé sur la RSI du mur masque qui serait pour lui la plus déterminante quant aux effets structuraux sur la tête aval et les efforts internes du masque lui-même.

« en définitive, ces essais montrent que le béton est plus réactif à cœur qu'en parement, ce qui était attendu. A cœur, il reste encore un potentiel de l'ordre de 0.1% ce qui est non négligeable (pour mémoire le seuil admissible est de 0.04%). »

A ce jour, le gonflement de ces bétons est une certitude. Il reste néanmoins difficile d'évaluer :

- La cinétique de la réaction. Pour quantifier ces mécanismes, il est d'usage de caler les modélisations numériques sur les déplacements mesurés. Or deux mécanismes entrent en jeu (érosion et gonflement) et il est difficile d'évaluer la part des déplacements générés par l'érosion et ceux générés par du gonflement. Ces mécanismes physiques affectent la contrainte dans le masque de manière complètement différente. Quelques mesures de contraintes (sur les parements) permettront d'évaluer la pertinence des chargements appliqués.

- Si la réaction des bétons est maintenant terminée. La conclusion des essais (2011, 2019) et la dérive latérale qui continue sans atténuation laissent penser que la (ou les) réactions de gonflement sont toujours en cours.

Des essais récents vis-à-vis de la RAG sont également manquants.

2.2.7. Erosion de la fondation

Si le comportement boulant des formations de sables fins est avéré, témoigné par les nombreux fontis qui sont apparus systématiquement au niveau des joints entre les plots de l'écluse, l'érosion de la fondation du plot 7 de l'écluse (tête aval), constituée de sables limono-argileux nécessite la combinaison de plusieurs facteurs :

- Une formation relativement moins compacte, avec des teneurs en fines (limon-argileux) plus ou moins importantes (sol moins compact et moins cohérent) ;
- Un faisceau granulométrique favorable à la migration des fines et/ou à l'érosion ;
- Un gradient hydraulique relativement élevé, qui dépasse le gradient admissible vis à vis à l'érosion ;
- Un chemin de transfert des matériaux (exutoire) et un lieu pour leur éventuel dépôt.

Les données disponibles ne permettent pas de définir précisément la granulométrie de ces formations dans leur état initial, mais l'analyse comparative des résultats des rares essais granulométriques (investigation Fondasol 1997) a mis en évidence une perte de fines entre les échantillons prélevés à l'aval et à l'amont de la porte aval.

La présence avérée des vides qui sont plus développés au niveau du joint entre l'écluse et le radier aval (Investigation Radar de G.CO 2015), avec une évolution vers l'amont, ne laisse aucun doute sur le fait que ces formations ont subi une érosion qui pourrait être régressive.

Le suivi de la réaction rapide et immédiate des cellules piézométriques, installées par ISL sous la tête aval, aux cycles de remplissage/vidange du SAS a mis en évidence une perte importante de l'étanchéité du joint entre les plots 6 et 7 de l'écluse. Ainsi des gradients hydrauliques très importants et à caractère cyclique (selon la fréquence de remplissage de sas) sont à priori à prendre en compte.

Les données sur la nature du joint entre l'écluse et le radier aval ne sont pas disponibles, à priori ce joint n'est pas étanche. Ce joint situé à l'aval du gradient hydraulique pourrait constituer le chemin préférentiel de la migration des fines (exutoire). En effet, les investigations radar de G.CO de 2015 ont mis en évidence des dépôts de sédiments relativement importants notamment dans l'extrémité aval du radier aval.

2.2.8. Analyse et conclusion

Les interprétations du comportement de l'ouvrage faites dans les études antérieures sont confirmées par Tractebel. L'ouvrage est affecté par les pathologies suivantes :

- Gonflement du béton dans la zone du masque et contremasque,
- Erosion de la fondation.

Toutefois, on attire l'attention sur certaines incertitudes :

- **Arrêt du gonflement** : la dérive mesurée dans la direction amont-aval de la fissure auscultée par le vinchon V7 peut être le signe d'un gonflement (RAG ou RSI) qui persiste. Si le phénomène de gonflement du béton n'est pas arrêté, il n'est pas possible d'empêcher les déplacements associés.

- **Érosion** : au final, il n'y a pas d'études précises pour déterminer le ou les mécanismes d'érosion en cours ni le lieu où cela se produit.

A ce stade de notre compréhension de l'ensemble des données disponibles, et comme première approche pour l'explication des mécanismes d'érosion, nous pouvons proposer le scénario suivant :

La nature des sables limoneux argileux, relativement peu compact, et les gradients hydrauliques relativement élevés et à caractère cyclique pourrait, dans un premier temps, engendrer la migration des fines (suffusion et boulanges) notamment au niveau du joint entre le radier de l'écluse (tête aval) et le radier aval. En effet, ce joint constitue, à priori, la zone la plus favorable à la boulanges des matériaux. Pour rappel, des dépôts de sédiments plus ou moins importants sont observés dans l'extrémité aval du radier aval.

L'entraînement de la matière, par suffusion et boulanges pourrait avoir entraîné un effondrement des sables (tassements) et un décollement / desserrement du contact radier-fondation.

Ce décollement est de nature à générer une érosion régressive liée au gradient hydraulique élevé. Toutefois le phénomène de l'érosion régressive est connu pour avoir une cinétique de rupture rapide, ce qui n'est pas en cohérence avec l'évolution des tassements de la tête aval de l'écluse qui est relativement très long.

A ce stade deux explications pourraient être avancées :

- Le caractère cycliques des gradients les plus élevées (selon la fréquence de remplissage de sas), ne permet pas d'avoir une évolution continue de l'érosion.
- La présence d'une paroi moulée (procédé Solétanche, élément en T, pour le traitement de la fondation de l'écluse) et dont la fiche restante n'est que de 3 m au-dessous de l'assise de radier de l'écluse, constitue une sorte de fiche hydraulique sous le radier. Bien que cette fiche soit très courte vis-à-vis de l'épaisseur des sables limoneux (8 m sous le radier), elle diminue dans une certaine mesure la vitesse d'une érosion régressive au niveau de contact radier fondation.

Nous tenons à signaler que, compte tenu de la géométrie de la paroi moulée (fiche hydraulique), non ancrée dans la formation argileuse sous-jacente, le niveau d'assise de cette fiche hydraulique pourrait faire l'objet des phénomènes de boulanges et de renard solide pouvant engendrer un tassement important de la paroi et ainsi perdre définitivement son éventuel rôle dans la limitation de la vitesse de l'érosion régressive, avec une déstabilisation très rapide de l'ouvrage.

Ces deux phénomènes (individuellement ou combinés) engendreraient des pertes de matière sous le radier plus ou moins importantes, avec un risque important de propagation vers l'amont des anomalies (vides). A ce titre, et compte tenu de la présence de vides sous le radier du plot 7 (tête aval), Tractebel recommande la réalisation d'investigations afin de vérifier l'état de l'assise du radier du plot 6 de l'écluse.

- **Comportement du « portique »** supportant la galerie avec le contrôle commande. Le portique prend appui sur les bajoyers. Un déplacement significatif est mesuré sur ces appuis (fissure de 3 à 5 cm), avec une désolidarisation partielle (?) portique / bajoyers. Ces fissures traduisent une adaptation de la structure vis-à-vis des déplacements observés. La fissuration importante visible partie basse indique que le comportement actuel peut être très différent du comportement initial de la structure, pour lequel celle-ci a été dimensionnée.

En l'état actuel des connaissances (études antérieures, observations disponibles), il n'est pas possible de se prononcer sur l'acceptabilité du comportement actuel, ce qui nécessiterait vraisemblablement quelques investigations complémentaires. Le suivi du vinchon V7 indique que la fissuration évolue toujours et n'est pas stabilisée. Le réseau de fissures est suffisamment développé pour alerter sur la résistance résiduelle de cette structure, et on recommande de réaliser une étude spécifique.

3. ANALYSE CRITIQUE DU PROJET DE CONFORTEMENT PROPOSE

3.1. Modes de rupture

Ce paragraphe dresse une synthèse des différents modes de ruptures de la porte aval, identifiés à la suite de l'analyse du comportement de l'ouvrage, et de son dimensionnement.

3.1.1. Portance

La portance caractérise la capacité du sol de fondation à supporter la charge appliquée.

Ce point est traité par l'Eurocode 7.

3.1.2. Excentrement

Les Eurocodes définissent un excentrement maximal de la résultante. Deux conditions sont imposées, l'une qui concerne l'ELS, l'autre l'ELU.

Pour des ouvrages hydrauliques, la charge principale étant horizontale, il est usuel que la condition d'excentrement ne soit pas vérifiée. Cette vérification n'est d'ailleurs pas incluse dans les recommandations du Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR).

En cas d'excentrement important, cela impose une vigilance accrue sur la manière dont sont calculés les efforts. Les calculs aux éléments finis devraient permettre une meilleure estimation de la répartition spatiale des efforts.

3.1.3. Non glissement

La porte aval perçoit les efforts de la pression hydrostatique du SAS, qui s'exerce sur la poutre masque, la vanne, qui est ensuite transmis sur chaque bajoyer.

La structure ne doit pas glisser et ses fondations doivent résister au cisaillement.

Deux approches peuvent être considérées : celles préconisée par l'Eurocode 7 (GEO) ; ou celle décrite par les recommandations du Comité Français des Barrage et Réservoirs.

La fondation étant réalisée par pieux et micropieux, les Eurocodes seront privilégiés. Si un glissement au contact ouvrage/fondation est suspecté, les pieux/micropieux devront

être correctement liaisonnés à la structure pour pouvoir jouer un rôle dans la résistance au cisaillement de l'ouvrage.

3.1.4. Erosions (interne, régressive, contact...)

Plusieurs mécanismes différents peuvent conduire à une érosion de la fondation. Ces érosions engendrant des tassements notamment différentiels non admissibles par la structure de l'écluse ce qui serait l'origine de la rupture de l'ouvrage.

Les recommandations les plus avancées dans le domaine concernent les conclusions du projet de recherche national Erinoh (Erosion Interne dans les ouvrages hydrauliques).

Plusieurs mécanismes peuvent être à l'origine d'une érosion :

- L'érosion de conduit
- L'érosion régressive d'un sol cohésif au contact d'une cavité
- L'érosion de contact, qui se produit au contact de deux matériaux de granulométrie différente, typiquement un horizon sableux sur un horizon argileux. La faible perméabilité des sables peut permettre un écoulement dont la vitesse est incompatible avec les fines présentes dans les argiles. Au contact, les particules fines se trouvent entraînées. La granulométrie des sables doit être assez lâche pour laisser passer les particules fines (pas d'effet de filtre).
- La suffusion, qui correspond à la migration des particules fines au sein d'un matériau, sous l'effet des forces d'écoulements. Cette érosion est favorisée par une granulométrie inadaptée (absence de particule de taille intermédiaire pouvant servir de filtre aux particules fines), une vitesse d'écoulement et non confinement.

3.1.5. Soulèvement hydraulique ou flottabilité (UPL)

Le soulèvement hydraulique intervient lorsque le poids propre est insuffisant pour compenser la pression de l'eau.

Ce soulèvement hydraulique peut intervenir au droit du radier, si sa résistance n'est pas suffisante pour transférer les efforts vers les bajoyers adjacents, ou éventuellement dans la fondation limoneuse à l'aval.

Pour les bajoyers, la condition de non-glissement sera plus pénalisante que le non flottement.

3.1.6. Résistance du radier

Le radier n'est pas autostable vis-à-vis des sous-pressions. Les efforts doivent être transmis vers les bajoyers adjacents.

Ce report d'efforts doit être garanti.

3.1.7. Résistance des bajoyers

Les bajoyers assurent par leur poids la stabilité de la tête aval. Il reprennent ainsi :

- La poussée hydrostatique du SAS à travers le masque et la vanne aval,

- La poussée des terres à l'extérieur de l'ouvrage et la poussée de la nappe,
- L'effort interne de gonflement,
- Leur poids propre.

Ils devront permettre le transfert de ces efforts vers la carapace externe du projet de confortement.

3.1.8. Résistance de la superstructure

Au-dessus de la tête aval, une superstructure en forme de portique accueille les bureaux d'exploitation, permettant une vue sur l'ensemble du SAS et des abords de l'écluse.

Cette superstructure s'appuie sur les deux bajoyers de la tête aval.

Or ces deux bajoyers ont un déplacement différentiel. Une fissuration importante est observée dans la galerie située au droit du masque aval. Un rejet de 3 ou 4 cm montre un déplacement entre le bajoyer rive gauche et l'extrémité RG de la superstructure.

Ces fissures traduisent une adaptation de la structure vis-à-vis des déplacements observés. La fissuration importante visible en partie basse indique que le comportement actuel peut être très différent du comportement initial de la structure, pour lequel celle-ci a été dimensionnée.

En l'état actuel des connaissances (études antérieures, observations disponibles), il n'est pas possible de se prononcer sur l'acceptabilité du comportement actuel, ce qui nécessiterait vraisemblablement quelques investigations complémentaires, en particulier pour comprendre les fissures de l'ensemble de cette structure, et la descente de charge actuelle.

Le suivi du vinchon V7 indique que la fissuration évolue toujours et n'est pas stabilisée.

Le réseau de fissures est suffisamment développé pour alerter sur la résistance résiduelle de cette structure. Il est recommandé de réaliser une étude spécifique.

3.2. Description du projet de confortement proposé

Le projet de confortement propose de créer une fondation profonde, par pieux, afin de transférer les efforts du bajoyer directement vers la couche argileuse.

Ces pieux sont réalisés sur le pourtour des bajoyers.

Les bajoyers sont entièrement cuirassés par l'extérieur et solidarisés avec le cuirassement par des tirants actifs.

Des micropieux sont réalisés sous le radier.

Les charges se répartissent donc entre les pieux extérieurs et les micropieux. Afin d'assurer la résistance du radier, des tirants actifs sont également prévus en partie inférieure de l'ouvrage.

Ces tirants devant passer sous les aqueducs, il est prévu la reconstruction du radier central, et des fouilles sur l'enceinte extérieure

Aucun dimensionnement des pieux et tirants n'a été effectué – c'est l'objet des présentes études.

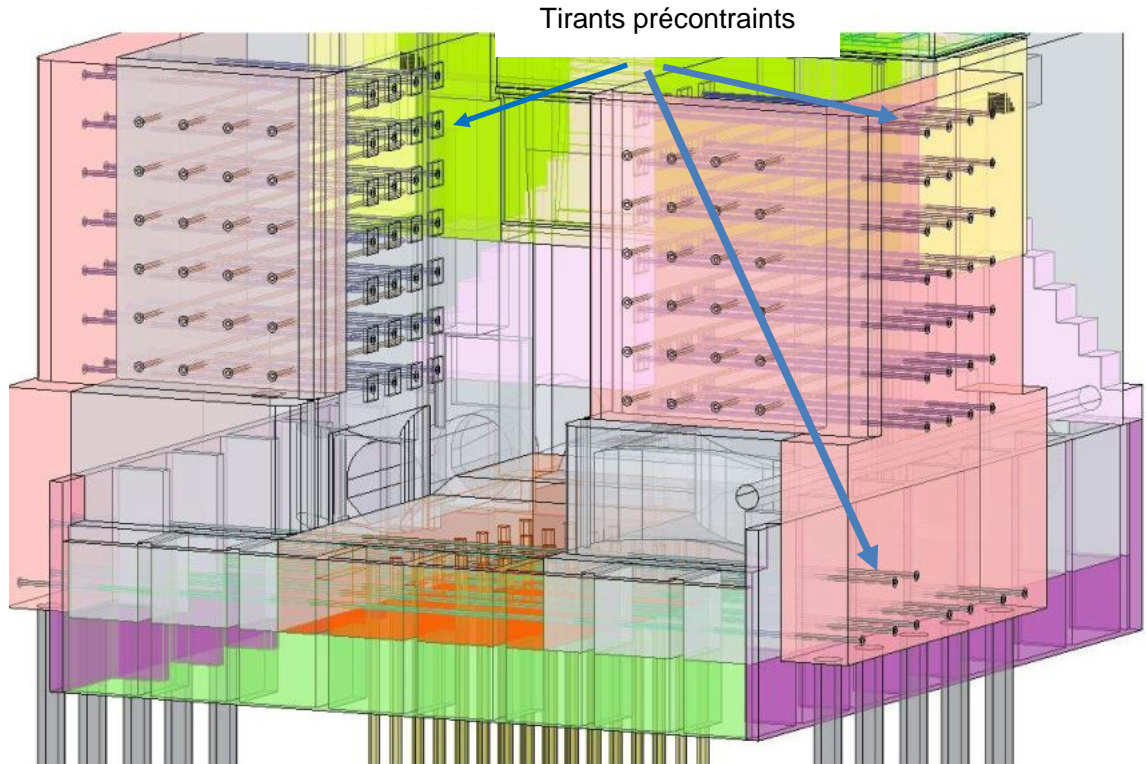


Figure 36 : principe du confortement extrait de « Rapport de faisabilité, Régénération de l'écluse, CEREMA, 2020 »

3.3. Analyse critique

3.3.1. Modes de rupture

Le projet de réhabilitation proposé apporte une réponse sur la portance, les tassements différentiels, et plus généralement sur les conditions de stabilité (glissement), et propose de transférer directement les efforts vers la couche argileuse via une fondation profonde.

Il propose un confortement lourd du radier et des bajoyers, pour leur assurer une résistance compatible avec le nouveau schéma de stabilité envisagé.

En revanche les autres modes de rupture identifiés ne sont pas traités :

- Erosion(s). L'explication privilégiée de la dérive observée concerne une rupture progressive par érosion de la fondation. Le tassement n'aurait donc pas pour origine un défaut de portance initiale, mais un entrainement des matériaux vers l'aval. Aucune solution n'est envisagée pour stopper ce mécanisme d'érosion qui continuera malgré ces travaux de confortement. A terme, il pourra déstabiliser, successivement, les éléments amont de l'écluse. La résistance et la stabilité des pieux et micropieux devra prendre en compte la perte totale de confinement de pieux sur toute la hauteur des sables limono-argileux (flambement des pieux).
- La résistance de la superstructure (portique d'exploitation) n'est pas abordée. Cet ouvrage ne concerne pas le périmètre de la présente étude, tout comme l'impact des déplacements des bajoyers sur la manutention de la porte aval. Cependant les fissures observées sur cet ouvrage sont de nature à modifier significativement le comportement de cette structure et d'alerter sur sa résistance.
- La manœuvre de la tête aval, qui peut être affectée par les déplacements du GC, n'est pas discutée ici et ne fait pas partie du périmètre des présentes études.

La résistance du radier et des bajoyers sera assurée par des tirants précontraints, traversants. Leurs mises en œuvre supposent un monolithisme de l'ouvrage, afin d'éviter des déplacements importants lorsqu'ils seront mis en tension.

Le déplacement différentiel des bajoyers indique que ce n'est a priori pas le cas du radier. Il est possible que le joint central ait pu absorber ces déplacements, sans nécessairement créer d'autres fissures. Le monolithisme de cette partie centrale sera reconstitué par la déconstruction puis la reconstruction du radier, finalement imposée par son approfondissement.

En partie haute, la fissuration interne des bajoyers est peu connue, seuls des relevés de surface existent, aucun sondage n'a été réalisé à l'intérieur. Toute fissure longitudinale se refermera lors de la remise en tension des tirants, pouvant générer des déplacements parasites, que l'on souhaite justement éviter vis-à-vis des structures existantes (vannes, superstructure).

Des injections pourraient être nécessaires avant la mise en tension des tirants. Cependant, cette injection ne devra pas être systématique. En effet, il est possible que la fissuration intense observée à la base de la superstructure apporte une flexibilité à celle-ci, évitant toute détérioration en partie haute du portique. L'injection de ces fissures augmenterait leur résistance et gênerait leur ouverture. Or, si le gonflement de la poutre masque continue, cette déformation augmenterait alors les efforts appliqués dans la superstructure, alors qu'elle est actuellement en partie dissipée par l'ouverture et le glissement des fissures existantes. La dégradation de la superstructure s'en trouverait accélérée.

3.3.2. Gonflement

Le gonflement des bétons de la poutre masque, du contremasque et de la feuillure est la deuxième explication majeure des déplacements et fissures observés sur cet ouvrage.

Il est fait l'hypothèse dans le projet de réhabilitation que ce gonflement est maintenant stoppé. Néanmoins, la preuve indiscutable de l'arrêt de la réaction n'a pas été apportée. Ce point a été analysé au § 1.2.6.

Il est probable que la réaction du béton persiste actuellement. Dans ce cas, il n'y a pas actuellement de solution connues pour stopper ce gonflement. Il est possible de le limiter, en instaurant des conditions moins favorables à la réaction (étanchéité) ; mais les déplacements continueront. Or, si les gonflements ne sont pas achevés, la

réalisation de la régénération peut conduire à mobiliser des efforts (supplémentaires) au niveau des fondations.

3.4. Proposition d'adaptation

L'analyse du comportement de l'ouvrage, et du projet de confortement, conduit à faire les recommandations suivantes :

- Mise en place d'un écran étanche, pour supprimer les gradients hydrauliques dans les matériaux érodables. Cet écran devra être continu, et descendu suffisamment profond dans les argiles pour assurer la compatibilité des gradients hydrauliques.
La réalisation de cet écran sous les bajoyers est délicate. Il est possible de suivre le contour des bajoyers. La pleine sous-pression s'y appliquera.
Une étanchéité partielle n'étant pas exclue, des systèmes filtrants doivent également être envisagés.
Les signes d'érosion étant visibles sur l'ensemble du site, il est recommandé de traiter cette problématique de manière globale, sans se limiter à la tête aval
- Vérification de l'efficacité des réparations de 2019 sur l'étanchéité du joint entre plot 6 et plot 7 de l'écluse,
- Vérification et étanchéité du joint entre l'écluse et le radier aval.
- Injection de fissures à l'aval des bajoyers. Des reconnaissances sont nécessaires pour définir et identifier les fissures concernées.
- Prévoir la reconstruction (ou étude de la résistance actuelle) du portique d'exploitation
- Injection des vides sous radiers/bajoyers.

Il n'y a pas de certitude sur l'arrêt du gonflement du béton. Actuellement il n'y a pas de solutions connues pour stopper cette réaction. La mise en œuvre d'une étanchéité permet d'avoir des dispositions moins favorables à la réaction, et peut la ralentir.

VNF, conseillé par son conseiller technique, a donné instruction pour que le gonflement ne soit pas pris en compte. Le Cerema considère en effet *les déformations passées n'ont plus d'impact structurel et que les déformations futures sont faibles ou négligeables* ; hypothèse non partagée par Tractebel.

Alternativement, Tractebel avait proposé que la possibilité d'un gonflement supplémentaire soit intégrée au dimensionnement des pieux. Au stade des études actuelles, il est possible de faire une hypothèse et de tester la sensibilité des résultats. Toutefois des essais sont impératifs avant la réalisation des études détaillées et la construction de l'ouvrage pour confirmer cette hypothèse..

La démarche de dimensionnement qui était ainsi proposée (avec prise en compte d'un gonflement résiduel) aurait permis considérer d'éventuels efforts supplémentaires dus au gonflement. Toutefois, la régénération sera sans effet sur les déplacements associés aux gonflements du masque, qui peuvent remettre en question, par exemple, l'intégrité des axes de l'arbre de transmission ou la résistance de la structure sus-jacente. Les impacts sur la manœuvre de la vanne ne sont pas analysés dans la présente étude.

Après clarification des points contractuels, Tractebel se conformera aux instructions du Maître d'Ouvrage.

4. NOTE D'HYPOTHESES

4.1. Méthodologie générale

Le dimensionnement des ouvrages sera réalisé en deux temps :

- La modélisation aux éléments finis de la tête aval de l'écluse afin de déterminer les efforts qui s'exercent sur les bajoyers puis sur la cuirasse. Ce modèle prendra en compte l'histoire de l'écluse, et le gonflement du béton du mur masque. Ce modèle permettra de déterminer le report des charges entre la structure existante et la carapace en béton,
- Un post-traitement des résultats issus du modèle aux éléments finis pour permettre la réalisation des calculs géotechniques et en particulier le dimensionnement des pieux prévus sous la cuirasse en béton ceinturant les ouvrages existants.

Sur instruction du Maître d'Ouvrage le gonflement sera négligé. Il s'agit d'une hypothèse forte, qui peut remettre en question le dimensionnement des ouvrages.

Le modèle aux éléments finis de la tête aval devra permettre de reproduire dans la limite du possible le comportement actuel de la tête aval. On cherchera à identifier par le biais de différentes études de sensibilité les phénomènes prépondérants (tassement, poussée hydrostatique – hors gonflement qui est négligé) à l'origine des désordres constatés. Une fois le modèle de l'existant validé, le confortement sera intégré à la modélisation dans le but de permettre le dimensionnement des différentes parties d'ouvrages.

Un modèle hydraulique permettra de compléter l'analyse vis-à-vis du phénomène d'érosion interne.

4.2. Description du modèle aux éléments finis

4.2.1. Logiciel de calcul

Le modèle aux éléments finis sera réalisé avec le logiciel de calcul TNO DIANA, édité par DIANA FEA BV et développé initialement en collaboration avec l'université de Delft (Pays Bas, <https://dianafea.com/content/DIANA>).

4.2.2. Géométrie

Comme indiqué précédemment, l'analyse des 2 fissuromètres auscultant le joint situé entre les plots 6 (section courante écluse) et 7 (tête aval) de l'écluse montre qu'il n'y a pas de déplacement entre les deux plots.

Le modèle aux éléments finis sera donc limité au plot 7 de l'écluse, qui correspond à la tête aval, et à sa fondation.

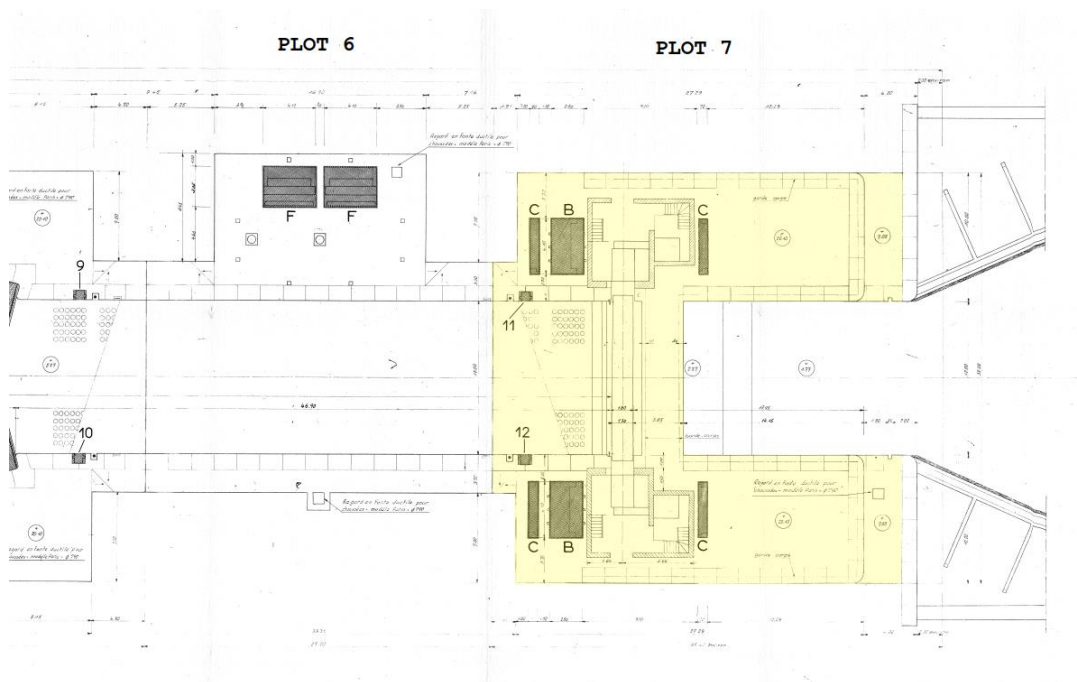


Figure 37 : Repérage (en jaune) de l'emprise de modélisation sur extrait vue en plan de l'écluse

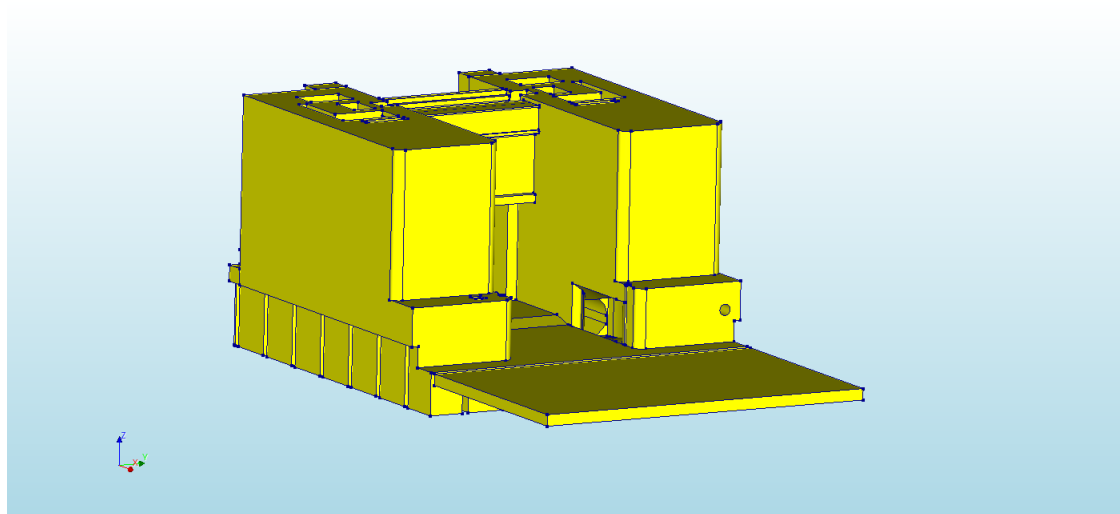


Figure 38 : géométrie du modèle de la tête aval, hors fondation.

Un modèle numérique 3D de l'écluse existe. Ce modèle sera réutilisé pour la construction du modèle géométrique de la tête aval.

Seront modélisés :

- Le mur masque et sa galerie ainsi que le contremasque,
- Les bajoyers avec les aqueducs et les principaux vides,
- Le radier,
- La fondation de l'ouvrage.

Le portique, exclu du périmètre de la présente étude, ne sera pas modélisé.

La vanne ne sera pas physiquement représentée mais les efforts qu'elle exerce sur le génie-civil seront pris en compte sous la forme de forces extérieures appliquées sur les 4 bords en contact avec la vanne (mur masque, radier et appuis latéraux). La répartition des efforts sur ces 4 bords sera à confirmer par VNF.

4.2.3. Maillage

La géométrie présentée au paragraphe précédent sera maillée à l'aide d'éléments hexaédriques, quadratiques.

La dimension du maillage sera optimisée au regard de la précision souhaitée des résultats et des temps de calcul.

4.2.4. Matériaux

4.2.4.1. BÉTON

Deux types de béton ont été mis en œuvre sur l'ouvrage :

- Béton précontraint du mur masque et contremasque,
- Béton courant pour les autres parties de l'écluse.

Plusieurs séries d'essais ont été menés sur le béton du mur masque et du contremasque :

- Essais LCPC de 1996,
- Essais Cementys de 2012,
- Essais LaMcube de 2018.

Dans son étude de 2018, ISL indique que le béton précontraint du mur masque peut être rapproché d'un béton de classe C35/45 alors que le béton courant de l'écluse est équivalent à un béton de classe C25/30 au sens des Eurocodes.

Cette distinction sera prise en compte dans le modèle

4.2.4.2. PRÉCONTRAINT

Le mur masque et le contremasque sont en béton précontraint.

Les câbles de précontrainte utilisés sont de type STUP 12 phi 8 mm et sont répartis de la manière suivante :

- 43 câbles horizontaux sur le contremasque,
- 112 câbles horizontaux sur le mur masque,
- 22 câbles verticaux sur le mur masque.

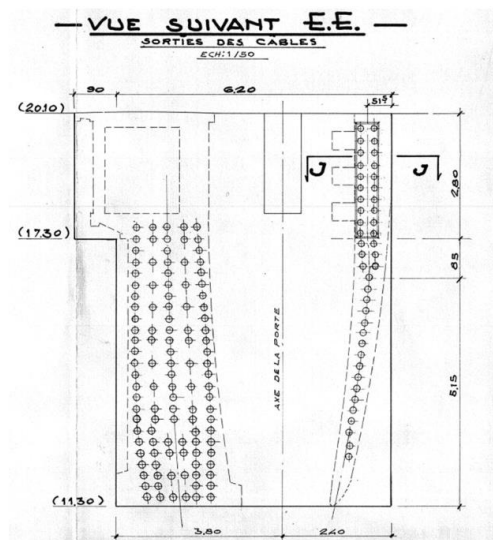


Figure 39 : Câbles de précontraintes horizontaux sur mur masque et contremasque

En 2018, une campagne de mesures à l'arbalète a donné la tension moyenne dans les câbles pour trois échantillons (F1 - câble vertical et F2/F3 - câbles horizontaux).

Fenêtre	Tension moyenne (kN)	Pertes de tension par rapport à la tension maximale au vérin (%)
F1	45,1	-28,2
F2 – câble n°21	42,4	-32,4
F3 – câble n°23	40,6	-35,4

Figure 40 : Tension moyenne par fil phi 8 mm

Ces résultats seront pris en compte dans la modélisation. Les câbles de précontraintes seront modélisés par l'intermédiaire de forces surfaciques extérieures. Les forces de traction retenues sont les suivantes :

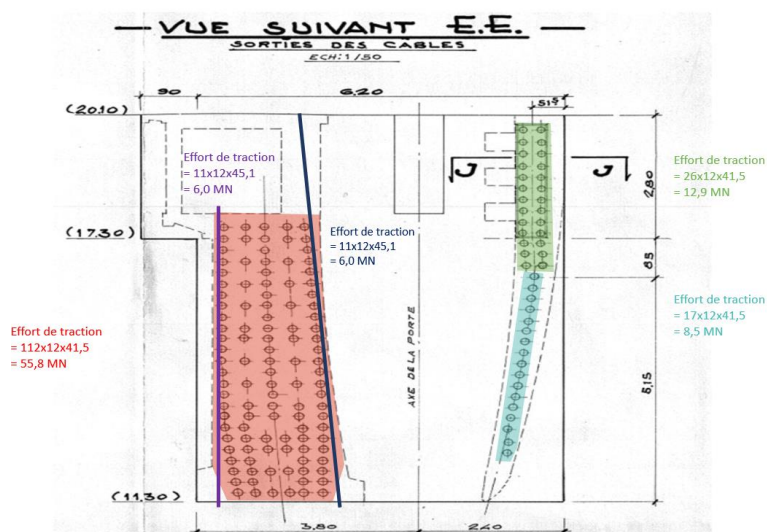


Figure 41 : Efforts de traction équivalents pris en compte dans la modélisation

4.2.4.3. FONDATION

La description de la fondation est donnée au §1.1.2

La fondation sera représentée dans le modèle par l'intermédiaire d'un bloc de fondation. La prise en compte de la fondation a pour objectif principal de reproduire les déformations au droit des appuis de l'ouvrage, en repoussant à bonne distance les conditions aux limites (points fixes) du modèle de calcul.

4.2.4.4. SYNTHÈSE

Les principales caractéristiques retenues pour les matériaux sont les suivantes. Elles sont tirées des études existantes mais pourront faire l'objet d'ajustements en fonction des résultats de calage du modèle.

Table 1 : Hypothèses sur les matériaux

Matériaux	Poids volumique	Modèle d'Young	Coefficient de Poisson
Béton section courante (équivalent classe C25/30)	24 kN/m ³	11 GPa <i>Module long terme pour prise en compte vieillissement</i>	0,2
Béton mur masque et contremasque (équivalent classe C35/45)	24 kN/m ³	11 GPa <i>Module long terme pour prise en compte vieillissement</i>	0,2
Fondation : Sables limono-argileux décomprimés	18 kN/m ³	6 MPa (*)	0,3
Fondation : Sables limoneux moyennement compacts	20 kN/m ³	24 MPa (*)	0,3
Fondation : Sables Limono-argileux compacts décomprimés	20 kN/m ³	80 MPa (*)	0,3
Fondation Argiles compactes	20 kN/m ³	120 MPa (*)	0,4

(*) $E_y = E_m/\alpha$

4.2.5. Lois de comportement

Le modèle doit reproduire le comportement actuel de l'écluse, et son confortement. Des lois de comportement spécifiques seront utilisées, pour caler au mieux sur les observations.

Ces lois concernent :

- **une loi de fissuration du béton.** Cette loi permet de libérer les contraintes de traction et d'analyser le report des efforts. Cette loi « mémorise » les déformations non linéaires et est particulièrement adaptée pour les cycles de chargement, à savoir qu'elle modélise une ouverture et une fermeture des fissures. Cette loi est utilisée de manière usuelle dans toutes les modélisations de barrages par Tractebel.
- **une loi de gonflement du béton¹.** Tractebel a développé sa propre loi pour modéliser la RAG / RSI (Stress Controlled Anisotropic Swelling). Cette loi permet de prendre en compte un taux de gonflement anisotrope, qui dépend de la contrainte.

La loi SCAS est définie de la manière suivante :

Taux de gonflement : $\dot{\varepsilon}_g(i) = F(\sigma_i)$ pour $i = 1, 2, 3$

$$\begin{cases} F(\sigma_i) = 0 & \text{si } \sigma_i \geq \sigma_L \text{ (contrainte limite à partir de laquelle le gonflement est nul)} \\ F(\sigma_i) = \dot{\varepsilon}_{gL} & \text{si } \sigma_i < 0 \text{ (traction) - gonflement libre} \\ F(\sigma_i) = \dot{\varepsilon}_{gL} \times \left(1 - \frac{\sigma_i}{\sigma_L}\right) & \text{si } 0 \leq \sigma_i \leq \sigma_L \end{cases}$$

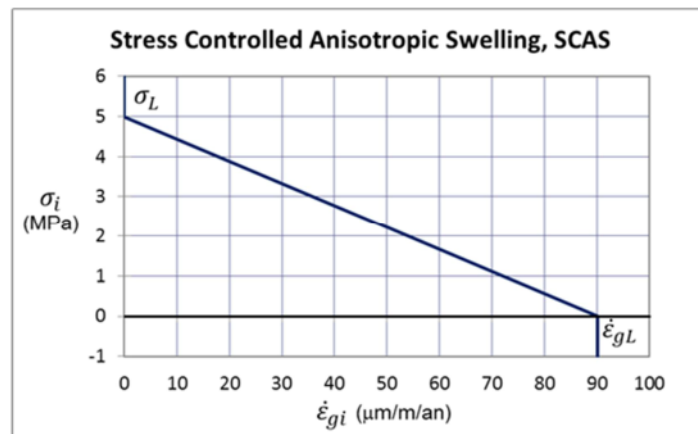


Figure 42 : loi SCAS : relation entre contrainte et le taux de déformation

La loi de gonflement dépend ainsi seulement de deux paramètres :

- la gonflement libre $\dot{\varepsilon}_{gL}$ à contrainte nulle,
 - la contrainte limite σ_L au-delà de laquelle le gonflement est nul.
- **La fondation sera supposée élastique linéaire.** L'érosion interne étant un phénomène d'entraînement de matière, il ne peut pas être capté par des lois de comportement spécifiques. De manière simplifiée, il sera supposé que l'érosion se traduit par une baisse de rigidité des sables, et leur module sera diminué.
 - Eventuellement, des joints seront introduits pour représenter les joints de construction, si nécessaire. Diverses lois de comportement peuvent être utilisées pour modéliser leurs ouvertures, ou leurs glissements.

¹ Le Maître d'Ouvrage ayant donné instruction de négliger le gonflement, la loi SCAS ne sera pas utilisée. Sa description est néanmoins conservée dans la présente note, dans le cas où le MO modifierait ses instructions.

- **Concernant la fissuration au droit du mur masque et des bajoyers, on procèdera selon l'analyse graduée suivante :**
 1. La fissuration de l'ouvrage sera prise en compte dans le modèle directement par la loi de fissuration du béton, sans que la localisation des fissures ne soit imposée au préalable,
 2. Si cela est jugée nécessaire, la fissuration déduite du modèle pourra ensuite être introduite dans le modèle par l'ajout d'un joint numérique au droit du plan de fissuration.

4.2.6. Chargements

Les chargements suivants seront pris en compte dans le modèle.

- Poids propre des structures,
- Poussée hydrostatique sur le mur masque et la vanne lorsque le sas est plein, sur la base des niveaux d'eau suivants :
 - NNN amont = 18,90 m NGF,
 - NNN aval = 5,77 m NGF,
- Précontraintes du mur masque,
- Gonflement du béton du mur masque,
- Poussée latérale des remblais sur les murs bajoyers,
- Poussée hydrostatique due à la présence de la nappe,
- Sous pressions en fondation des ouvrages déduites des données d'auscultation (appliqué dans le modèle par l'intermédiaire d'un joint au contact ouvrage/fondation).

L'historique de construction de l'écluse sera pris en compte dans la modélisation, de la manière suivante :

- Etape 1 : Poids propre de l'ouvrage,
- Etape 2 : Mise en tension des câbles de précontraintes du mur masque et du contremasque,
- Etape 3 : Bétonnage des niches,
- Etape 4 : Mise en eau de l'écluse.

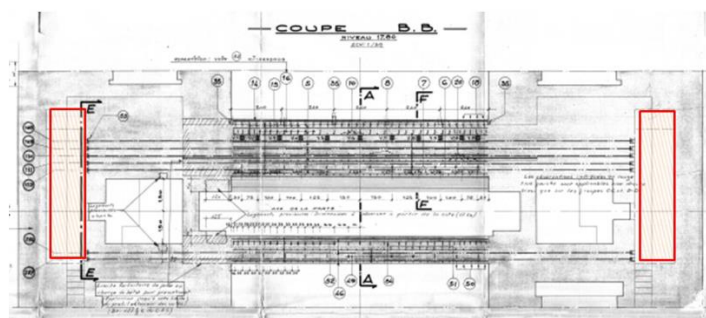


Figure 43 : Repérage des niches bétonnées après la mise en tension des câbles de précontraintes

Concernant les hypothèses de sous pression et de poussée hydrostatique à l'arrière des bajoyers, on propose de retenir les hypothèses issues de l'étude ISL de 2018, faute de données plus récentes en notre possession sur les piézomètres S1 à S4.

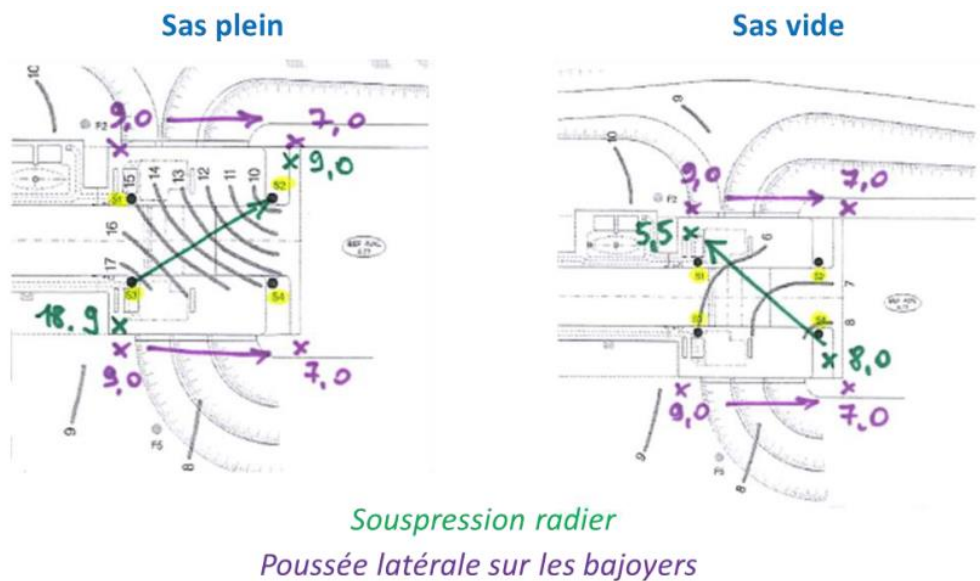


Figure 44 : Niveaux piézométriques retenus dans l'étude (en m NGF)

4.2.7. Calage du modèle

Avant de prendre en compte le projet de confortement, le modèle doit modéliser au mieux le comportement actuel.

La loi de gonflement, et le tassement résultant de l'érosion interne doivent être calés sur les mesures d'auscultation.

Le gonflement étant négligé (cf. § 4.1) le calage portera uniquement sur l'érosion, moyennant les limites exposées ci-dessous.

Les déplacements mesurés étant causés par deux mécanismes physiques différents, il est difficile d'attribuer leurs parts respectives dans ces mesures. Trois données seront utilisées :

- Les pendules
- Le vinchon V7
- La mesure de contraintes dans le masque

Pour le tassement, on s'appuiera sur le déplacement irréversible mesuré vers l'aval des pendules P1 et P2 (de l'ordre de 0.4 mm/an). De manière simplifiée, on suppose que le tassement de la fondation se traduit par une baisse de rigidité des sables. Leur module sera ainsi diminué jusqu'à obtenir un basculement vers l'aval proche des valeurs mesurées.

4.2.8. Confortement

Les éléments de confortement sont ajoutés après l'étape de modélisation du comportement actuel. Cela concerne essentiellement la cuirasse extérieure, les tirants et les appuis sur pieux et micropieux.

Il est supposé à terme que le tassement du sol sous le radier se poursuive, et que les efforts se reportent intégralement sur les pieux et micropieux. Ce mécanisme sera pris en compte en diminuant le module de rigidité des sables.

A l'issue de ce processus de modélisation, il sera analysé :

- La manière dont sont transmises les forces :
 - entre le bajoyer et la cuirasse (pour les dimensionnement des tirants)
 - puis aux pieux et micropieux.
- Les efforts globaux seront post-traités, afin d'analyser différents modes de ruptures (portance, glissement, excentrement...) conformément à l'EC7.

4.3. Dimensionnement des pieux

4.3.1. Modèle géotechnique

Le modèle géotechnique retenu pour cette phase d'étude est détaillé ci-après :

Table 2 : Modèle géotechnique

Sous-formation	Epaisseur (m)	Em (MPa)	PI* (MPa)	Pf* (MPa)	α	Perméabilité (m/s)
Sables limoneux décomprimés	1	2	0,4	0,2	1/3	10^{-5} m/s
Sables limoneux moyennement compacts	1	8	1,5	0,8	1/3	10^{-6} m/s
Sables limoneux compacts	6	40	3,5	2,3	1/2	10^{-7} m/s
Argile compacte	-	80	4,5	3,5	2/3	10^{-9} m/s

4.3.2. Matériaux pour pieux et micropieux

4.3.2.1. BÉTON

En application de l'article 6.4 de la norme P94-262, la résistance caractéristique à la compression du béton est déterminée par la formule suivante :

$$f_{ck}^* = \min \{ f_{ck}(t) ; c_{max} ; f_{ck} \} \frac{1}{k_1 k_2}$$

et la résistance de calcul à la compression est déterminée par la formule suivante :

$$f_{cd} = \min \left\{ \alpha_{cc} k_3 \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c} ; \alpha_{cc} \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c} ; \alpha_{cc} \frac{C_{max}}{\gamma_c} \right\}$$

avec :

- k_1 : coefficient empirique tenant compte du mode de mise en place et des possibles variations de section ;
- k_2 : coefficient empirique tenant compte des difficultés de bétonnage.
- k_3 : coefficient empirique tenant compte d'un contrôle renforcé de la qualité et de la continuité du fût ($k_3 = 1,2$ si on prend en compte un contrôle strict des pieux – non retenu)

En plus de l'application de l'Eurocode 2, les conditions suivantes sont à vérifier à l'ELS caractéristique :

- Valeur moyenne de compression : $\sigma_{cmoy} \leq 0,3 k_3.f_{ck}^*$
- Valeur maximale de compression : $\sigma_{cmax} \leq \min \{0,6 k_3.f_{ck}^* ; 0,6 f_{ck}\}$

On retient $C_{max} = 35$ MPa, d'où les contraintes admissibles calculées ci-après, pour un béton C30/37 et un béton C35/45, avec par ailleurs $k_1 = 1,3$, $k_2 = 1,05$ et $k_3 = 1,0$.

Table 3 : Contraintes admissibles du béton des pieux

	Symbole	C30/37	C35/45
Résistance caractéristique du béton à la compression	f_{ck}^*	21,98	25,64
Résistance de calcul du béton à la compression à l'ELU fondamental	f_{cd}	14,65	17,09
Contrainte maximale admissible du béton à l'ELS caractéristique	σ_{cmax}	13,2	15,4
Contrainte moyenne admissible du béton à l'ELS caractéristique	σ_{cmoy}	6,6	7,7

4.3.2.2. ACIER POUR BÉTON ARMÉ

Les armatures pour béton armé sont à haute adhérence (HA), de nuance Fe E 500.

L'enrobage des aciers, conformément au §7.7.2 de la norme NF EN 1536, est pris égal à 75 mm.

Les contraintes admissibles de l'acier sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Table 4 : Contraintes admissibles de l'acier pour béton armé

	Contrainte
ELS caractéristique	400 MPa
ELU fondamental	435 MPa
ELU accidentel	500 MPa

4.3.3. Méthodologie

Les calculs seront réalisés avec le logiciel FOXTA.

Les évaluations et justifications effectuées en statique et au séisme sont la portance, le respect des seuils de tassements absolu et différentiels, le déplacement latéral, les raideurs axiales et transversales.

Le module de béton retenu pour le dimensionnement en statique est 10 000 MPa.

Un contrôle vis-à-vis de la traction sera effectué dans la note de calculs, en intégrant le poids propre du pieu selon la géométrie retenue. Si celui-ci suffit à compenser la résultante en traction alors il n'y aura pas de justification complémentaire à effectuer.

4.3.4. Comportement axial

4.3.4.1. PORTANCE

La justification de portance sera effectuée conformément à la norme fondations profondes P94-262.

Le frottement sera neutralisé sur toute la hauteur des sables limono-argileux. Ce choix est justifié par l'incertitude sur la profondeur de la zone décomprimée et de l'éventuelle évolution, dans le temps, du phénomène d'érosion.

Par ailleurs, on appliquera un abattement de 50 % sur le frottement dans les sols situés à 25 m au-dessus de la pointe pour les pieux de grande longueur.

La charge du pieu inclut le poids propre du pieu cf. NF P94-262 §9.2.1(1)Note 1 et NF P94-262/A1 Clause 24 §F.4.2.

4.3.4.2. SEUILS DE TASSEMENTS ABSOLU

Le tassement absolu sera évalué en statique (combinaison ELS).

Le tassement absolu sera limité à environ **20 mm**.

4.3.4.3. SEUILS DE TASSEMENTS DIFFÉRENTIELS

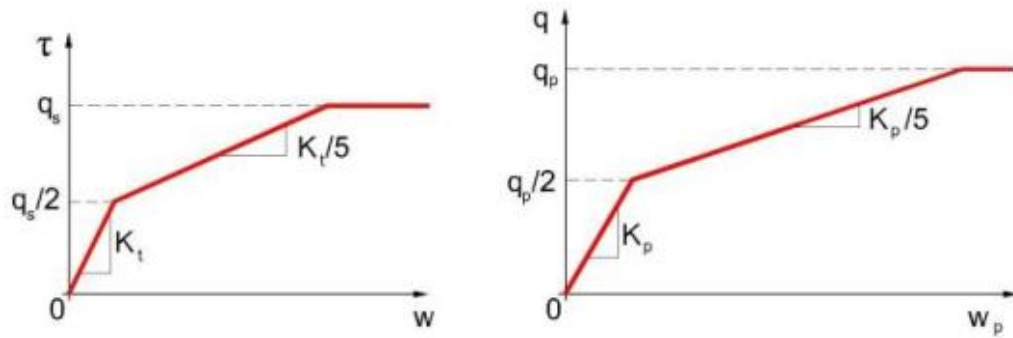
Le tassement différentiel sera évalué en statique (combinaison ELS).

Les tassements différentiels admissibles est de **1/500^{ème}**.

4.3.5. Raideur axiale

La raideur axiale sera évaluée en statique (combinaison ELS).

En statique, les coefficients de réaction du sol k_t (kPa/m) et k_q (kPa/m) entre les paliers sont évalués directement par FOXTA pour chaque sol suivant la loi de Frank et Zhao tel que représenté ci-dessous.



4.3.6. Comportement transversal

Les résultantes maximales en déplacement latéral, moment et effort tranchant pour chaque pieu sont obtenues en couplant les déplacements / efforts internes en X (obtenus par un calcul avec le couple $\{F_x, M_y\}$) avec les déplacements / efforts internes en Y (obtenus par un calcul avec le couple $\{F_y, M_x\}$), via un couplage du type $r = \sqrt{r_1^2 + r_2^2}$.

4.3.6.1. DÉPLACEMENT LATÉRAL

Le déplacement latéral sera évalué en statique (combinaison ELS, combinaison ELUA accidentel).

Il n'est pas défini de valeur seuil à respecter.

On retient pour la combinaison ELS des sollicitations permanentes qui dominant en tête.

On retient pour la combinaison ELUA accidentel des sollicitations de courte durée en tête qui dominant.

4.3.6.2. RAIDEURS TRANSVERSALES

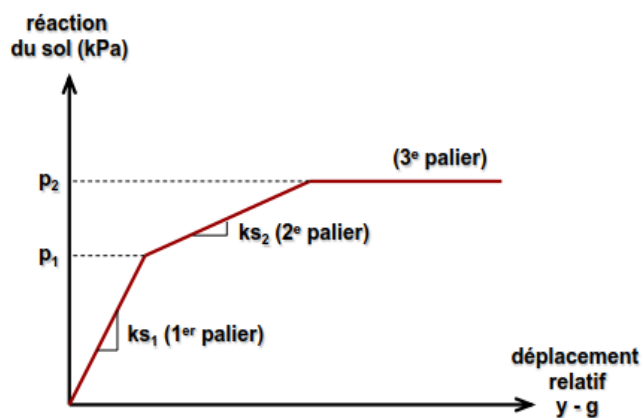
Les raideurs transversales intervenant dans l'équation :

$$\begin{pmatrix} T \\ M \end{pmatrix}_{\text{tête}} = \begin{pmatrix} \rho_1 & \rho_2 \\ \rho_2 & \rho_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} y \\ \omega \end{pmatrix}_{\text{tête}} + \begin{pmatrix} T_0 \\ M_0 \end{pmatrix}$$

sont constituées de la raideur transversale ρ_1 (kN/m), la raideur mixte ρ_2 (kN) et la raideur en rotation ρ_3 (kN.m/rad).

Elles seront évaluées en statique (combinaison ELS).

Les coefficients de réaction du sol entre les paliers tel que représenté ci-dessous sont évalués directement par FOXTA :



4.3.7. Moment et effort tranchant dans le pieu

Les efforts internes dans le pieu seront évalués en statique (combinaison ELS, combinaison ELUA accidentel).

4.4. Modèle hydraulique

4.4.1. Méthodologie générale

Un calcul d'écoulement sera réalisé au niveau de la tête aval, selon une coupe longitudinale amont-aval (calcul 2D). Il permettra d'analyser les gradients hydrauliques, et de vérifier que la solution proposée satisfait aux critères usuels de stabilité vis-à-vis des phénomènes d'érosion.

Ce calcul sera réalisé à l'aide du module SEEP/W du logiciel GeoStudio.

4.4.2. Description du modèle

4.4.2.1. MODÈLE GÉOTECHNIQUE

Le modèle de calcul (géométrie et caractéristiques mécaniques des différents horizons) s'appuie sur le modèle géotechnique de la fondation, donné au §3.3.1.

Pour la phase « après confortement », le modèle tiendra compte de la présence d'une coupure étanche prolongée jusqu'au toit des argiles compactes.

4.4.2.2. CONDITIONS PIÉZOMÉTRIQUES

Un calcul d'écoulement interne en régime permanent sera réalisé à l'aide du modèle SEEP/W du logiciel GeoStudio.

Les hypothèses de perméabilité prises en compte pour chaque matériau sont tirées du modèle géotechnique.

Les conditions aux limites sont les suivantes :

- à l'amont : niveau d'eau imposé dans le SAS,
- à l'aval : niveau d'eau imposé correspond au niveau aval.

4.4.2.3. POST-TRAITEMENT

Les lignes de courant et la répartition des équipotentiels sont disponibles pour chaque calcul, permettant ainsi l'estimation des gradients hydrauliques en fondation de l'ouvrage.

5. RECOMMANDATIONS

Une meilleure connaissance de l'ouvrage est nécessaire pour apporter toute les garanties de réussite du projet de régénération. Des reconnaissances additionnelles sont recommandées. Elles devront être réalisées avant la phase AVP / PRO. Il est possible de catégoriser de la manière suivante :

- Mesure de contraintes au sein du masque et du contremasque. Ces mesures permettront caler l'hypothèse de gonflement des bétons en AVP / PRO.
- Détermination de la fissuration interne
- Investigations vis-à-vis des phénomènes d'érosion interne :
 - Des investigations de géoradar² ou équivalent pour la mise en évidence des éventuels vides et ou des zones très décomprimées au droit des plots 7 et 6.
 - Des sondages carottés du radier poursuivis par des essais au pénétromètre dynamique.
- Investigations géotechniques, au droit du plot 7 :
 - Sondages carottés avec prélèvements des échantillons pour essais en laboratoire (granulométrie, sédimentométrie, classification GTR) ;
 - Sondages avec enregistrement de paramètre de forage et des essais pressiométriques.
- Rénover le suivi piézométrique (si indisponible) sous la tête aval,
- Reconnaissances de la fissuration interne des bajoyers (forages de reconnaissance).

Ces reconnaissances additionnelles ne constituent pas un pré-requis à la poursuite des études- au stade actuelle, une étude de sensibilité a été proposée. Elles seront toutefois nécessaires avant la réalisation des travaux pour confirmer que les hypothèses présentées au §3 sont conformes à la réalité. En particulier, les mesures de contraintes au sein du masque et du contremasque permettront de confirmer/préciser l'hypothèse sur le gonflement du béton.

On rappelle également qu'un relevé et une analyse de la fissuration du portique est à prévoir en parallèle des études en cours (hors périmètre de la présente étude).

² Le Cerema a indiqué dans ses commentaires du 31/03/2023 que des investigations de ce type ont déjà été réalisées dans la zone d'étude et que selon lui, il n'est pas nécessaire d'en programmer de nouvelles..

En tant qu'acteur de la transition énergétique, Tractebel propose à ses clients un éventail complet de conseils et services en ingénierie couvrant l'ensemble du cycle de vie des réalisations, y compris la conception et la gestion de projets. Reconnue comme une des plus grandes entreprises mondiales de conseils en ingénierie et s'appuyant sur plus de 150 ans d'expérience, la société a pour mission de façonner le monde de demain. Avec près de 5 000 experts et des implantations dans 33 pays, nous sommes en mesure de proposer à nos clients des solutions multidisciplinaires dans les domaines de l'énergie, de l'eau et des infrastructures.

TRACTEBEL ENGINEERING S.A.

SIEGE SOCIAL
5, rue du 19 mars 1962
92622 – Gennevilliers CEDEX – France
tractebel.engie.fr

Xavier Molin
T + 33 (0)4 78 63 65 94
M +33 (0)6 77 47 11 73
xavier.molin@tractebel.engie.com