



DIAGNOSTIC DE L'ECLUSE N°2 D'AMFREVILLE

Rapport

N° : 23F-058-RP-6

Révision n° : A

Date : 05/05/2025

Votre contact :
Pierre-François FAYEL



// Diagnostic

ISL Ingénierie SAS – PARIS
75 boulevard Mac Donald
75019 – Paris
France
Tel : +33.1.55.26.99.99
Fax : +33.1.40.34.63.36

www.isl.fr

ISL
Ingénierie

Visa

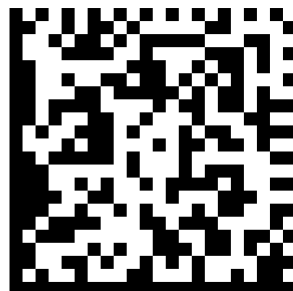
Document verrouillé du 05/05/2025.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	05/05/2025	PFF	PFF	JPS	Première émission

JPS : SIXDENIER Jean-Philippe

PFF : FAYEL Pierre-François

Rapport ISL
23F-058-RP-6
Revision A
Diagnostic de l'écluse n°2 d'Amfreville
<http://www.isl.fr/r.php?c=261010>



SOMMAIRE

1	OBJET DU RAPPORT	1
2	CONTEXTE DE L'ETUDE	1
2.1	LOCALISATION DU SITE	1
2.2	OBJET DE L'ETUDE.....	3
3	REFERENCES.....	3
3.1	DONNEES D'ARCHIVES DE CONSTRUCTION ET DE REPARATION.....	3
3.2	ETUDES ANTERIEURES.....	3
3.3	INVESTIGATIONS REALISEES SPECIFIQUEMENT POUR LE PRESENT DIAGNOSTIC.....	4
4	CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE.....	4
4.1	GENERALITES.....	4
4.2	HISTORIQUE	4
4.3	GEOMETRIE.....	8
4.3.1	Sas	8
4.3.1.1	Constitution générale.....	8
4.3.1.2	Bajoyer du large	9
4.3.1.3	Bajoyer de terre	10
4.3.1.4	Revêtement du parement côté sas	14
4.3.1.5	Le radier	14
4.3.2	Chambre de retraite aval	15
4.3.3	Chambre de retraite amont	16
4.3.4	Equipement du sas	17
4.3.5	Mur aval rive droite	17
5	GEOTECHNIQUE – CONDITIONS DE FONDATION	20
5.1	CAMPAGNES GEOTECHNIQUES	20
5.2	CAMPAGNE DE CONSTRUCTION.....	20

5.3	CAMPAGNES DE 2000 ET 2001	21
5.3.1	Campagne 2000	21
5.3.1.1	Terre-plein central.....	21
5.3.1.2	Chambre de porte aval	21
5.3.2	Campagne 2001	21
5.3.2.1	Chambre de retraite aval	21
5.3.2.2	Bajoyer de terre	21
5.3.2.3	Bajoyer du large	21
5.3.3	Résultats des reconnaissances	22
5.3.3.1	Terre-plein central (bajoyer du large)	22
5.3.3.2	Bajoyer de terre	23
5.3.3.3	Chambre de porte aval	24
5.3.3.4	Essais de laboratoire	25
6	ETAT DES LIEUX DES OUVRAGES.....	25
6.1	OUVRAGES DIAGNOSTIQUES.....	25
6.2	ZONE 1 : ABORDS IMMEDIATS DE L'OUVRAGE	27
6.2.1	Constat de 2023.....	27
6.2.2	Evolution récente	28
6.2.3	Conclusion	31
6.3	ZONE 2 : CHAMBRE DE RETRAITE AVAL.....	31
6.3.1	Constat de 2023.....	31
6.3.2	Evolution récente	32
6.3.3	Conclusion	33
6.4	ZONE 3 : SAS	34
6.4.1	Constat de 2023.....	34
6.4.2	Evolution récente	38
6.4.3	Conclusion à ce stade.....	38
6.5	ZONE 4 : MUR AVAL RIVE DROITE	38
6.5.1	Constat de 2023.....	38
6.5.2	Evolution récente	39
6.6	ZONE 5 : MUR AVAL RIVE DROITE D'EXTREMITE.....	39
6.6.1	Constat de 2023.....	39

6.6.2	Evolution récente	40
6.6.3	Evolution récente	42
6.7	ZONE 6 : RUE DES ECLUSES	42
6.7.1	Constat de 2023.....	42
6.7.2	Evolution récente	43

7 RESULTATS DES RECONNAISSANCES SPECIFIQUES REALISEES EN 2024 ET 2025.....44

7.1	RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES	44
7.2	MESURES PIEZOMETRIQUES DYNAMIQUES	51
7.2.1	Généralités	51
7.2.2	Cellules aval.....	52
7.2.3	Cellules le long du bajoyer rive droite	55
7.2.4	Cellules amont	60
7.2.5	Conclusion	61
7.3	INVESTIGATIONS GEORADAR	64
7.4	CAROTTAGES VERTICAUX ET ESSAIS PRESSIOMETRIQUES COMPLEMENTAIRES	69
7.4.1	Description des reconnaissances effectuées	69
7.4.2	Interprétation du carottage SC6.....	69
7.4.3	Interprétation des carottages SC7 et SC8	71
7.5	INTERPRETATION DES MESURES PRESSIOMETRIQUES	73
7.6	CONCLUSION.....	75

8 EVALUATION DES RISQUES SUR L'OUVRAGE DANS SON ETAT ACTUEL - RECOMMANDATIONS.....75

8.1	DESORDRES DU TERREPLEIN RIVE DROITE	75
8.1.1	Diagnostic	75
8.1.2	Origine des fuites et préconisations de traitement.....	77
8.1.2.1	Fuites des joints de fractionnement	77
8.1.2.2	Fuites dues aux dommages du bombardement de 1944.....	79
8.1.2.3	Fuites dues aux défauts de bétonnage des plots 7, 8 et 9	79
8.1.3	Recommandations	79

8.2	DESORDRES A L'EXTREMITE AVAL DU RIDEAU DE PALPLANCHES AVAL..	80
8.2.1	Diagnostic	80
8.2.2	Risques pour l'ouvrage	80
8.2.3	Recommandations	80
9	DESCRIPTION ET ESTIMATION SOMMAIRE DES TRAVAUX DE REPARATION.....	82
9.1	DESCRIPTION SOMMAIRE DES TRAVAUX DE REPARATION	82
9.1.1	Etanchement des joints de fractionnement du sas	82
9.1.2	Etanchement et confortement du béton du bajoyer rive droite	83
9.1.3	Aménagement de l'exutoire des fuites résiduelles	84
9.1.4	Prolongement du rideau de palplanches aval rive droite	85
9.2	ESTIMATION SOMMAIRE	87

TABLE DES ANNEXES

Aucune entrée de table des matières n'a été trouvée.

TABLE DES FIGURES

Figure 1 : Localisation du site.....	2
Figure 2 : Vue aérienne des écluses (IGN – Géoportail)	2
Figure 3 : Site en 1919 (source IGN Remonter le temps).....	4
Figure 4 : Site en 1937 (source IGN Remonter le temps).....	4
Figure 5 : Superposition des deux écluses à la construction en 1930	5
Figure 6 : L'écluse en septembre 1945 (source IGN Remonter le temps)	6
Figure 7 : partie aval du bajoyer rive droite en septembre 1944	6
Figure 8 : bajoyer rive droite après démolition des parties fissurées en janvier 1946	7
Figure 9 : Reconstruction du bajoyer rive droite en 1946	7
Figure 10 : Coupe transversale du sas d'après le Projet	8
Figure 11 : Coupe transversale du sas et du bajoyer rive droite d'après les plans d'exécution.....	9
Figure 12 : Sortie du caisson 7 du bajoyer du large – 11/12/1929 (la machine installée au centre du caisson est le compresseur d'air avec le sas d'entrée et de sortie des ouvriers et des déblais)	10
Figure 13 : Bajoyer de terre vue depuis le sas – 14/08/1931. On y distingue notamment les deux rideaux de palplanches	11
Figure 14 : Bajoyer de terre à la construction – vue depuis la terre.....	12
Figure 15 : Reconstruction partielle du bajoyer de terre en 1946.	13
Figure 16 : Joint de fractionnement entre les plots 9 et 10 du bajoyer de terre.....	13

Figure 17 : Bétonnage à l'amont du radier – 19/01/1932.....	14
Figure 18 : chambre de retraite aval - coupe transversale à l'écluse (plan projet)	15
Figure 19 : chambre de retraite aval - coupe parallèle à l'axe de l'écluse (plan projet).....	15
Figure 20 : Vue en plan de la chambre de retraite amont (plan projet)	16
Figure 21 : Coupe à l'axe du sas sur la chambre de retraite amont (plan projet).....	16
Figure 22 : Constitution du rideau de palplanches aval rive droite.....	17
Figure 23 : Evolution des fonds aval d'après le diagnostic de 2006	18
Figure 24 : Travaux de confortement du rideau de palplanches aval rive droite	19
Figure 25 : Perméabilité de la craie mesurée en 2001	23
Figure 26 : Localisation des zones de désordres	26
Figure 27 : Zone 1 : Affaissement du terre-plein rive droite	27
Figure 28 : Zone 1 : Localisation des désordres constatés en 2023.....	28
Figure 29 : Evolution récente des désordres.....	30
Figure 30 : Zone 2 : Capot visible sur un joint	31
Figure 31 : Zone 2 : Chambre aval : joint de fond de chambre.....	32
Figure 32 : Chômage de 2016 – Fuites sur la face amont de la chambre de retraite.....	33
Figure 33 : Chômage de 2016 – Fuites sur la face aval de la chambre de retraite	33
Figure 34 : Joint de la chambre de retraite de la porte aval, état en 2018 et en 2023.....	33
Figure 35 : Zone 3 - Venues d'eau en rive droite par la fissure horizontale	34
Figure 36 : Zone 3 : Venues d'eau par le second joint	35
Figure 37 : Zone 3 : Venues d'eau par l'engravure de la troisième échelle	35
Figure 38 : Zone 3 Fissure en forme de Z	36
Figure 39 : Zone 3 : Fissure diagonale dans le passage de la première échelle aval rive droite....	36
Figure 40 : Zone 3 : Venue d'eau par le passage de la première échelle rive gauche.....	37
Figure 41 : Zone 3 - Cavité à la jonction bajoyer / radier	37
Figure 42 : Zone 4 : Rideau aval rive droite – venues d'eau visible à marée basse (photo VNF) .	38
Figure 43 : Zone 4 : Mur aval rive droite – ouverture horizontale d'une palplanche	39
Figure 44 : Zone 5– localisation de la cavité	40
Figure 45 : Zone 5 Cavité visible en aval de l'écluse.....	41
Figure 46 : Zone 5 Aval - Accostage palplanches / maçonnerie imparfait	42
Figure 47 : Zone 6 : Flaches sur la rue des écluses, côté friche.....	43
Figure 48 : Zone 6 : Flache et trous sous muret de clôture	43
Figure 49 : Zone 6 : Situation en 2013	44
Figure 50 : Implantation des reconnaissances géotechniques de 2024.....	45
Figure 51 : Reconnaissances géotechniques de 2024	50
Figure 52 : Dispositif de mesure piézométrique	52
Figure 53 : Comportement des cellules de mesure aval le 30/09/2024	53

Figure 54 : Comportement des cellules aval le 12/12/2024	54
Figure 55 : Comportement des cellules du bajoyer rive droite le 29/09/2024.....	55
Figure 56 : Tentative d'explication du comportement des cellules CPI_8 et CPI_9.....	56
Figure 57 : Stratigraphie au droit de CPI-8 et CPI_9.....	57
Figure 58 : Comportement des cellules du bajoyer rive droite le 12/12/2024.....	58
Figure 59 : Comportement des cellules du bajoyer rive droite le 12/12/2024 après correction	59
Figure 60 : Comportement des cellules amont le 30/09/2024.....	60
Figure 61 : Comportement des cellules amont le 12/12/2024 après correction	61
Figure 62 : Localisation des principales fuites au travers du bajoyer rive droite	63
Figure 63 : Image géoradar et interprétation	65
Figure 64 : Carottages horizontaux et interprétation	66
Figure 65 : Photo de la reconstruction des plots 7 et 8 en 1946	67
Figure 66 : Concordance en les plots reconstruits en 1946 et les anomalies détectées au géoradar	68
Figure 67 : Implantation des sondages complémentaires	69
Figure 68 : Sondage carotté SC6	70
Figure 69 : Sondages carottés SC7 et SC8 - Planche 1.....	72
Figure 70 : Sondages carottés SC7 et SC8 - Planche 2.....	72
Figure 71 : Sondages carottés SC7 et SC8 - Planche 3.....	73
Figure 72 : Interprétation mesures pressiométriques SP6	74
Figure 73 : Joint d'étanchéité d'origine entre plots du bajoyer rive droite	77
Figure 74 : Joint d'étanchéité entre plots réalisé en 1946.....	78
Figure 75 : Solution de rempiètement du rideau de palplanches aval rive droite	81
Figure 76 : Solution de prolongement du rideau de palplanches aval rive droite.....	81
Figure 77 : Description des travaux de réfection de l'étanchéité des joints de fractionnement	83
Figure 78 : Description des travaux d'étanchement et de confortement du béton du bajoyer rive droite	84
Figure 79 : Description des travaux d'aménagement de l'exutoire des fuites résiduelles	85
Figure 80 : Prédimensionnement du soutènement prolongeant le rideau de palplanches aval rive droite	87

TABLE DES TABLEAUX

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

1 OBJET DU RAPPORT

Ce rapport constitue le diagnostic des désordres affectant la rive droite de l'écluse n°2 d'Amfreville-sous-les-Monts. Il intègre les résultats des différentes investigations qui ont été menées :

- Examen des documents d'archives disponibles ;
- Inspections visuelles des parties émergées ;
- Inspection subaquatique ;
- Reconnaissances géotechniques ;
- Reconnaissances géophysiques ;
- Mesures piézométriques en régime transitoire.

2 CONTEXTE DE L'ETUDE

2.1 LOCALISATION DU SITE

Le site éclusier d'Amfreville-sous-les-Monts est situé en rive droite de la Seine aval, au PK 202, sur la commune du même nom à environ 20 km au sud-est de Rouen.

Il permet le franchissement de la chute générée par le barrage de Poses. Il s'agit du premier ouvrage de navigation rencontré sur la Seine dans le sens montant.

Le site est équipé de 2 écluses :

- L'écluse « n°1 », de 141 m de long et 12 m de largeur de passage, située au sud ;
- L'écluse « n°2 » de 220 m de long et 17 m de largeur de passage.

Les deux écluses sont distantes, étant séparées par une ancienne écluse, aujourd'hui remblayée.



Figure 1 : Localisation du site

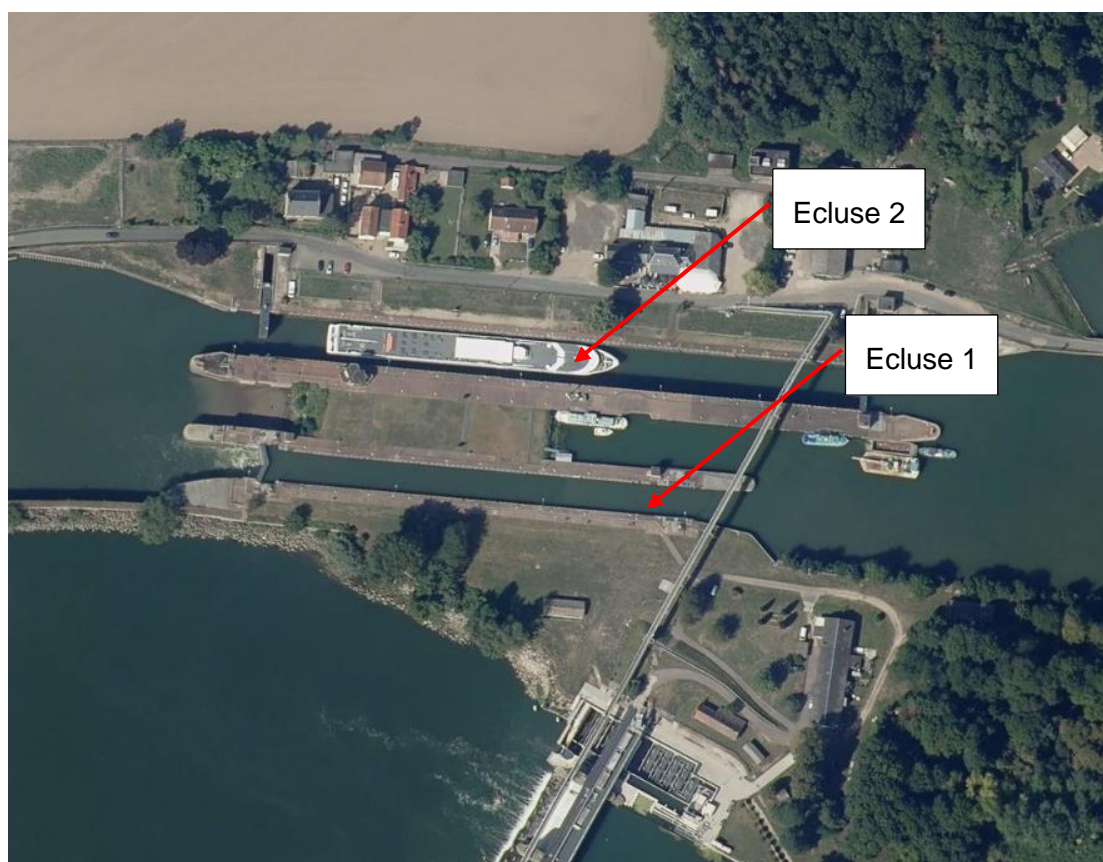


Figure 2 : Vue aérienne des écluses (IGN – Géoportail)

Le site est géré et opéré par Voies navigables de France (VNF).

2.2 OBJET DE L'ETUDE

Depuis de nombreuses années (a minima 50 ans), des fuites sont constatées au travers des maçonneries des bajoyers.

Au cours des 10 dernières années, des affaissements sont apparus sur les ouvrages à proximité immédiate de la tête aval, pouvant remettre en cause la stabilité des berges ou des bâtiments.

Dans ce contexte, VNF souhaite établir un diagnostic de l'ouvrage, dont l'objectif est :

- D'établir un état des lieux,
- D'étudier les risques sur l'ouvrage dans son état actuel,
- D'établir un programme fonctionnel d'utilisation de l'ouvrage,
- Proposer des solutions de confortement le cas échéant.

3 REFERENCES

Les données utilisées pour le diagnostic sont les suivantes :

3.1 DONNEES D'ARCHIVES DE CONSTRUCTION ET DE REPARATION

- [1] Plans de projet de reconstruction de l'ouvrage, non daté (fin des années 1920/début des années 1930) dont
 - a. Les plans des sondages à l'axe de l'écluse
 - b. Plan de phasage
 - c. Elévation et vue en plan
- [2] Dossier d'exécution : 1930/1931
 - a. Vue en plan, coupes et élévation du bajoyer côté terre, 1930
 - b. Note de calcul de stabilité des bajoyers
 - c. Détails des joints entre massifs
- [3] Douze photographies de la construction de l'écluse, datées de décembre 1929 à janvier 1932
- [4] Une photographie aérienne du 29 septembre 1945
- [5] Une photographie de la reconstruction de l'écluse, datée du 7 juin 1946

3.2 ETUDES ANTERIEURES

- [1] Rapport « Grande écluse d'Amfreville, Expertise et diagnostic du génie civil », ISL, 2000
- [2] Rapport et plans « Grande écluse d'Amfreville, Avant-Projet de réhabilitation », ISL 2002
- [3] Cahier des charges des travaux de réfection du génie civil de la grande écluse de 220 x 17 m et rapport de présentation du marché, VNF, 2003
- [4] Plan de diagnostic du mur aval rive droite (mur en aval de l'écluse), Sogreah, juin 2005
- [5] Plans de projets de rénovation du mur aval rive droite (mur en aval de l'écluse), Sogreah, mars 2006
- [6] Cahier des charges des travaux de réfection du mur aval rive droite (mur en aval de l'écluse), Sogreah, non daté
- [7] Diagnostic du bajoyer rive droite de l'écluse n°3 de 220 x 17 m par auscultation radar, Geoscan, juin 2013
- [8] Rapport de diagnostic de la porte coulissante de la tête aval du sas de 220 x 17 m, Rouby-AMH, septembre 2016
- [9] Rapport de diagnostic des cavités en rive droite de l'écluse n°2 d'Amfreville, Bief, juillet 2018
- [10] Compte rendu d'inspection de la rive droite de l'écluse n°2, VNF, mars 2023

3.3 INVESTIGATIONS REALISEES SPECIFIQUEMENT POUR LE PRESENT DIAGNOSTIC

- [1] Inspection subaquatique
- [2] Reconnaissances géotechniques
- [3] Mesures piézométriques en régime permanent et régime transitoire
- [4] Reconnaissances géophysiques du parement hors d'eau du bajoyer rive droite
- [5] Réalisation de 3 carottages verticaux dans le bajoyer rive droite, dont un traversant et poursuivi en pressiomètre

4 CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE

4.1 GENERALITES

L'écluse, de 220 m de long, 17 m de largeur de passage, permet le franchissement de la chute du barrage de Poses. La retenue normale amont est à la cote 8,35 m IGN 69, le niveau moyen aval est à la cote 1,37 m IGN 69. Le bief aval étant soumis à la marée, la hauteur de chute varie selon les coefficients de marée et les débits de la Seine : la chute maximale est de l'ordre de 8 m pour une cote aval 0,65 IGN 69 (plus bas observé).

Le mouillage dans l'écluse est de près de 12,30 m à la retenue normale amont, et de 4,57 m pour le niveau aval minimal (radier à -3,92 IGN 69).

Les organes de fermetures amont et aval de l'écluse sont des portes brouettes, s'effaçant dans des chambres de retraite aménagées en rive droite.

Le remplissage du sas s'effectue par deux aqueducs, un sur chaque rive, qui débouchent dans une chambre unique disposée sous le seuil amont de l'écluse.

La vidange s'opère par 3 vannes secteurs intégrées en partie basse de la porte aval.

4.2 HISTORIQUE

L'écluse n°2 a été reconstruite en 1929-1932 à l'emplacement d'une ancienne écluse, dans le cadre de la suppression du bief de Martot plus en aval. Ces travaux sont connus par les documents [1], [2] et [3].



Figure 3 : Site en 1919 (source IGN Remonter le temps)



Figure 4 : Site en 1937 (source IGN Remonter le temps)

Le plan des installations de chantier de 1930 montre la superposition des deux structures. L'écluse n°2 est donc gagnée sur la Seine en amont et en aval de l'écluse précédente.

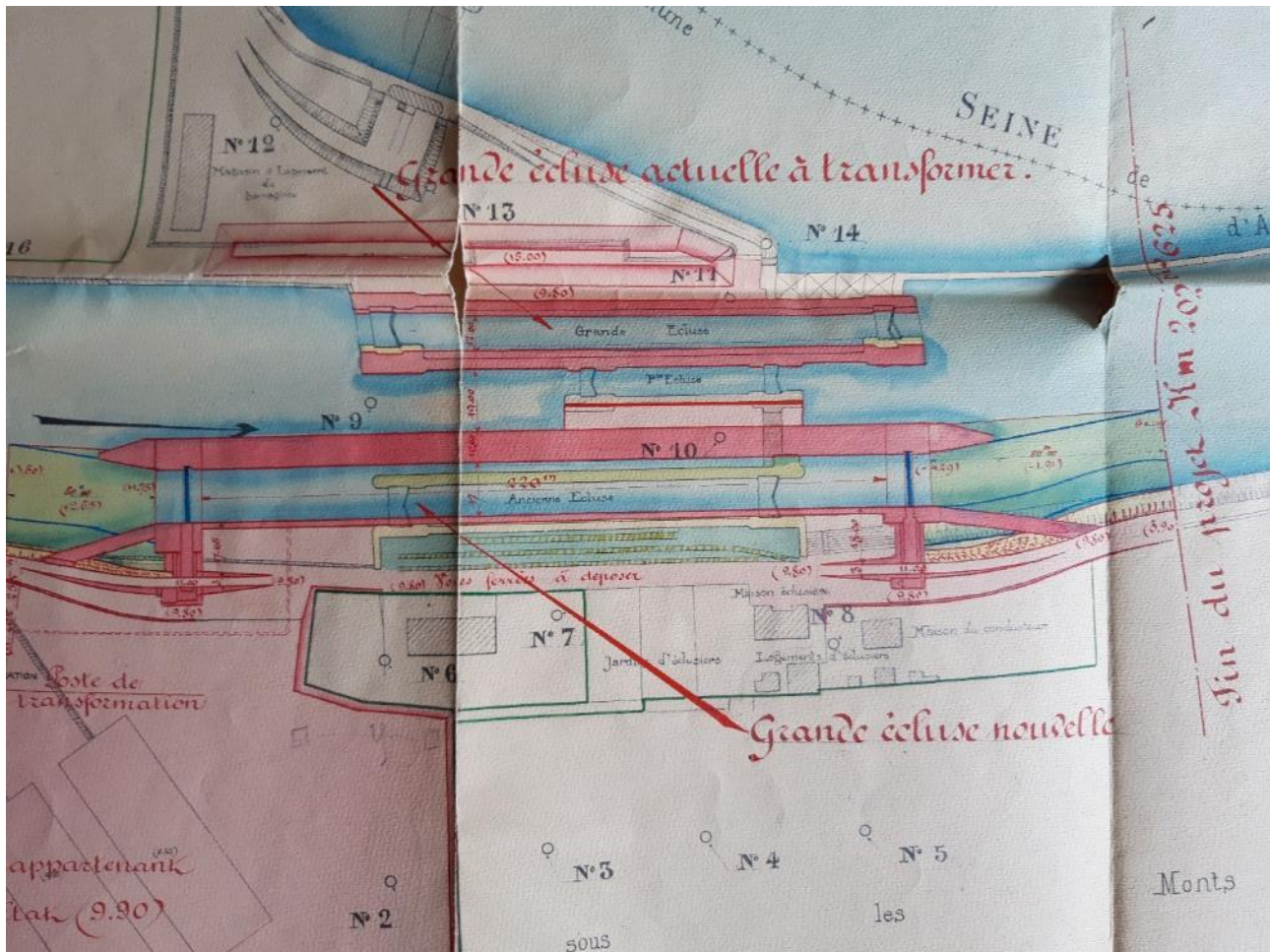


Figure 5 : Superposition des deux écluses à la construction en 1930

La partie aval du bajoyer rive droite a été reconstruite en 1946 par suite des dégâts occasionnés par un bombardement lors de la Seconde Guerre Mondiale. Une photo aérienne du 29 septembre 1945 montre l'écluse visiblement hors service (les deux portes fermées, bateaux à couple stationnés en aval). On peut distinguer sur cette photo deux cratères dans le terreplein rive droite et peut-être une déformation de la partie haute du bajoyer. Une autre photo montre les dégâts depuis la surface.



Figure 6 : L'écluse en septembre 1945 (source IGN Remonter le temps)

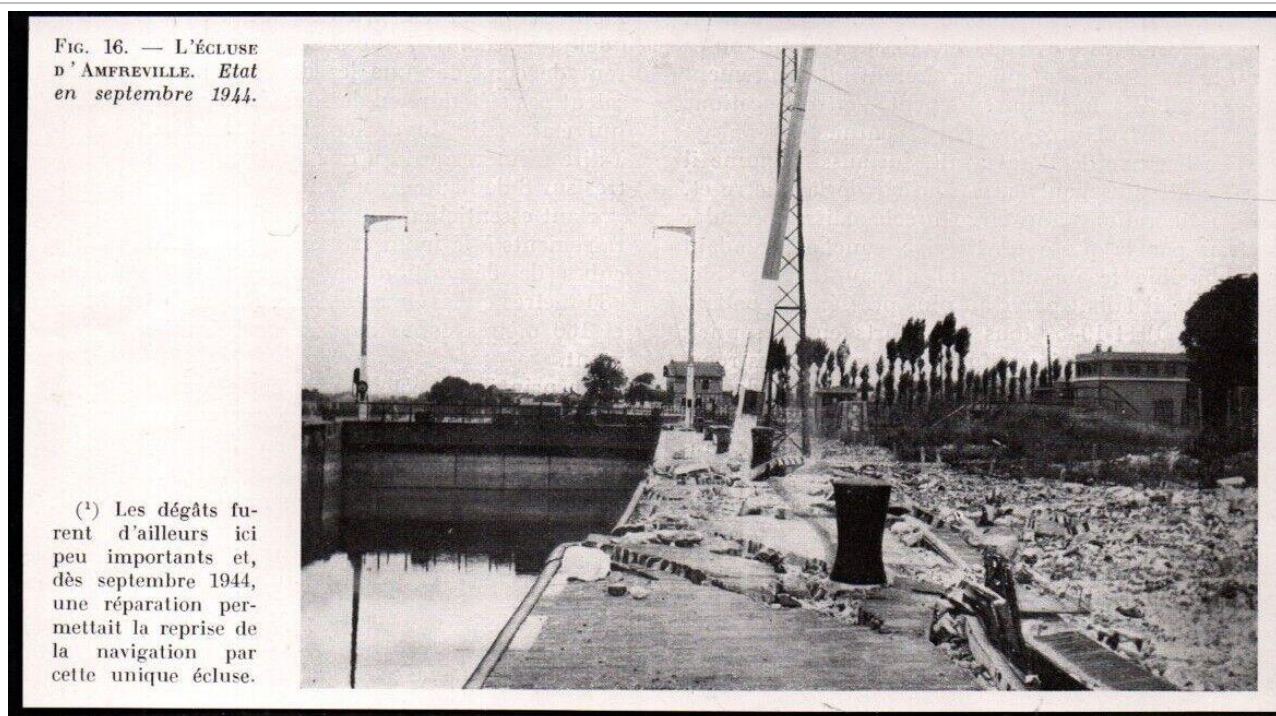


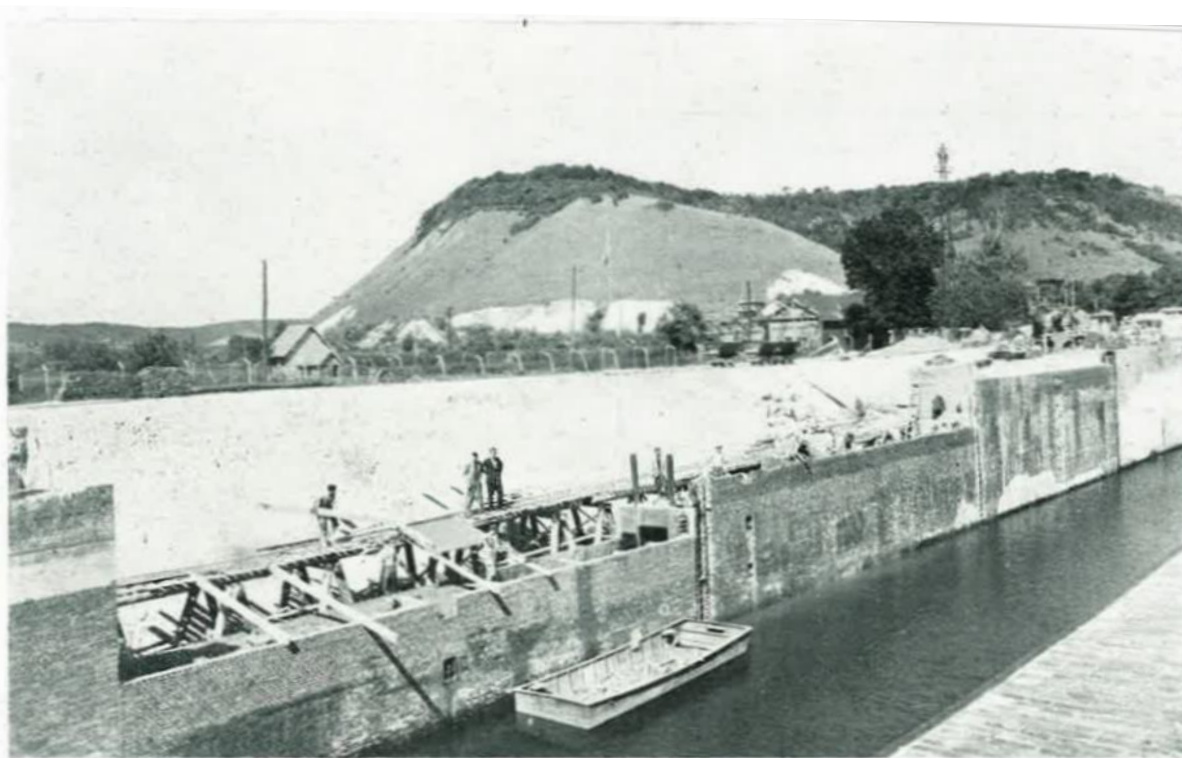
Figure 7 : partie aval du bajoyer rive droite en septembre 1944

Aucune donnée d'archives, hormis la photo [5], n'a été retrouvée dans les archives sur les travaux effectués alors. Cette photo et sa légende sont cohérentes avec la photo aérienne présentée ci-dessus quant à la localisation d'une partie au moins des désordres causés par le bombardement. Nous avons retrouvé deux autres photos de ces travaux de reconstruction. La hauteur de bajoyer concernée par la reconstruction a sa base juste au-dessous du logement de la troisième croix d'amarrage, soit environ 4,85 m.



FIG. 17. — L'ÉCLUSE D'AMFREVILLE.
Etat en janvier 1946, après déblaiement des parties fissurées.

Figure 8 : bajoyer rive droite après démolition des parties fissurées en janvier 1946



A AMFREVILLE-SOUS-LES-MONTS
Reconstruction de la nouvelle écluse. Bajoyer de terre. Maçonnerie de briques bloc.

Figure 9 : Reconstruction du bajoyer rive droite en 1946

4.3 GEOMETRIE

Les documents d'archives distinguent le sas, le bajoyer dit « de terre », situé en rive droite et le bajoyer dit « au large » en rive gauche.

L'altimétrie des plans d'archives indiquée dans le système de nivellement alors en vigueur, appelée cote orthométrique (également dite Lallemand).

Le système de nivellement aujourd'hui en vigueur est le nivellement IGN69.

La relation entre la cote orthométrique et la cote IGN69 est localement la suivante :

$$\text{Cote IGN69} = \text{Cote Lallemand} + 0,37 \text{ m}$$

Dans la suite du rapport, toutes les cotes sont exprimées en cote IGN69. Seuls les extraits des plans d'archives sont en cote Lallemand.

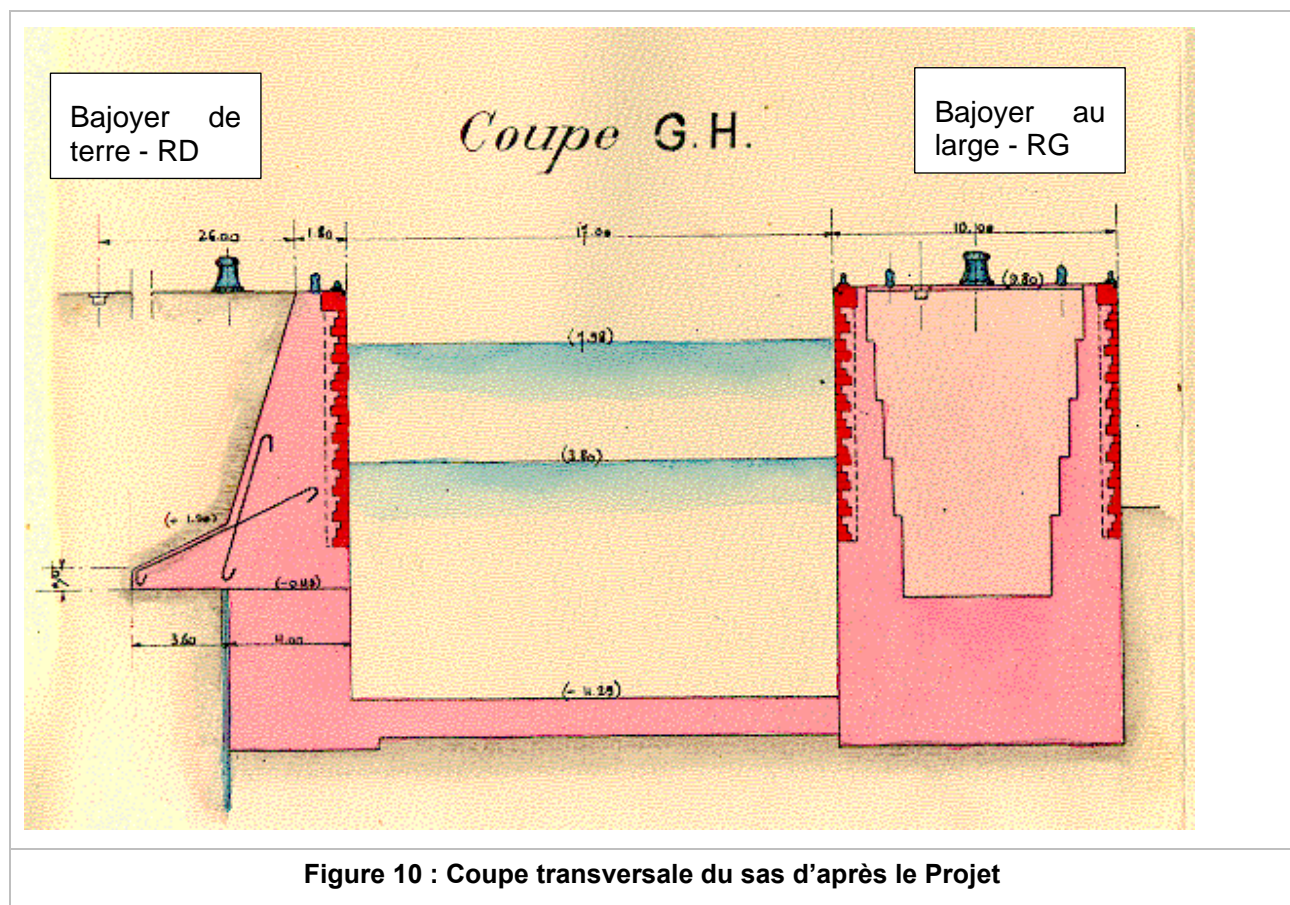
4.3.1 SAS

4.3.1.1 Constitution générale

Le sas est constitué de trois éléments :

- le bajoyer rive gauche, dit bajoyer du large qui a été construit en eau,
- le bajoyer rive droite, dit bajoyer de terre qui a été construit à sec,
- le radier, construit également à sec.

Les plans de projet que l'on trouve dans les archives (plans en couleurs) diffèrent notablement de la réalité qui est montrée par les quelques plans d'exécution disponibles.



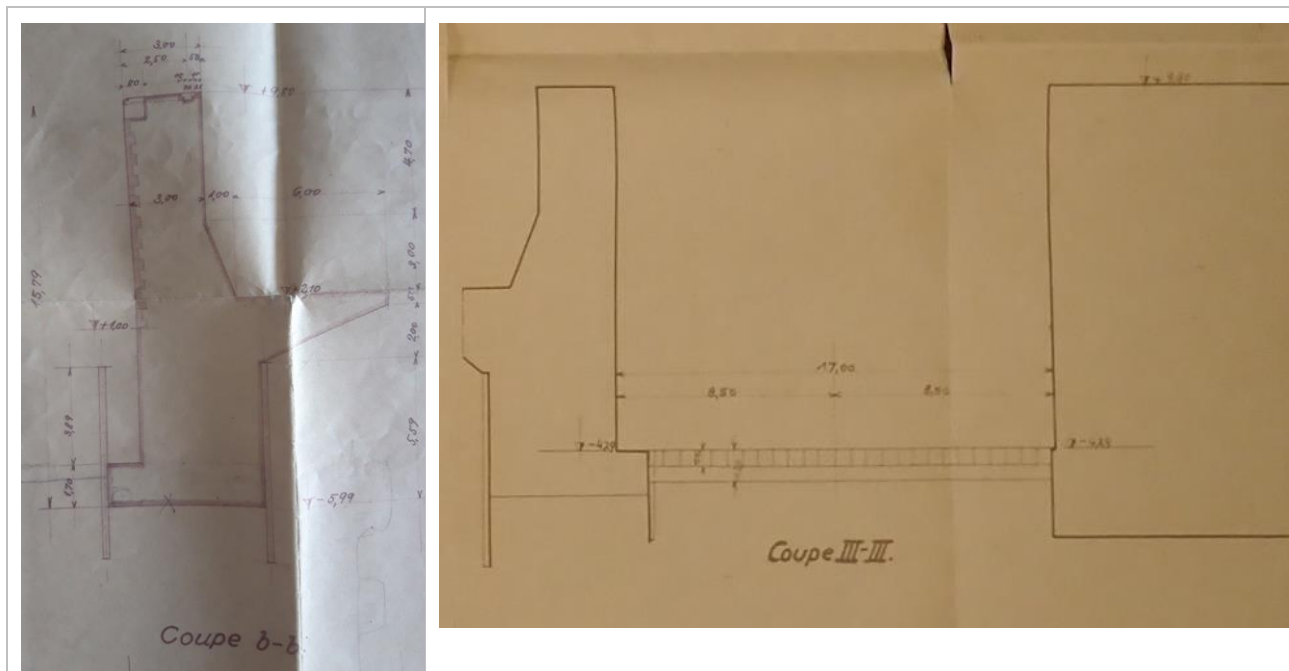


Figure 11 : Coupe transversale du sas et du bajoyer rive droite d'après les plans d'exécution

Les différences majeures entre les deux conceptions sont :

- les propriétés du radier : au projet, on comprend que le radier est imperméable et encastré dans le bajoyer rive droite tandis qu'en exécution le radier est un « dallage » perméable destiné à prévenir l'érosion de la craie sous-jacente ; le bajoyer rive droite reste cependant « butonné » contre le bajoyer rive gauche par des poutres de 1,00 m de largeur disposées tous les 6,60 m en moyenne ;
- le profil du bajoyer rive droite ;
- la constitution interne des caissons du bajoyers rive gauche ;
- les niveaux de fondation respectifs qui ont été approfondis en exécution, avec ajout d'un second rideau de palplanches côté sas dans la fondation du bajoyer rive droite. Notons que le niveau de fondation du bajoyer rive gauche varie légèrement d'amont en aval.

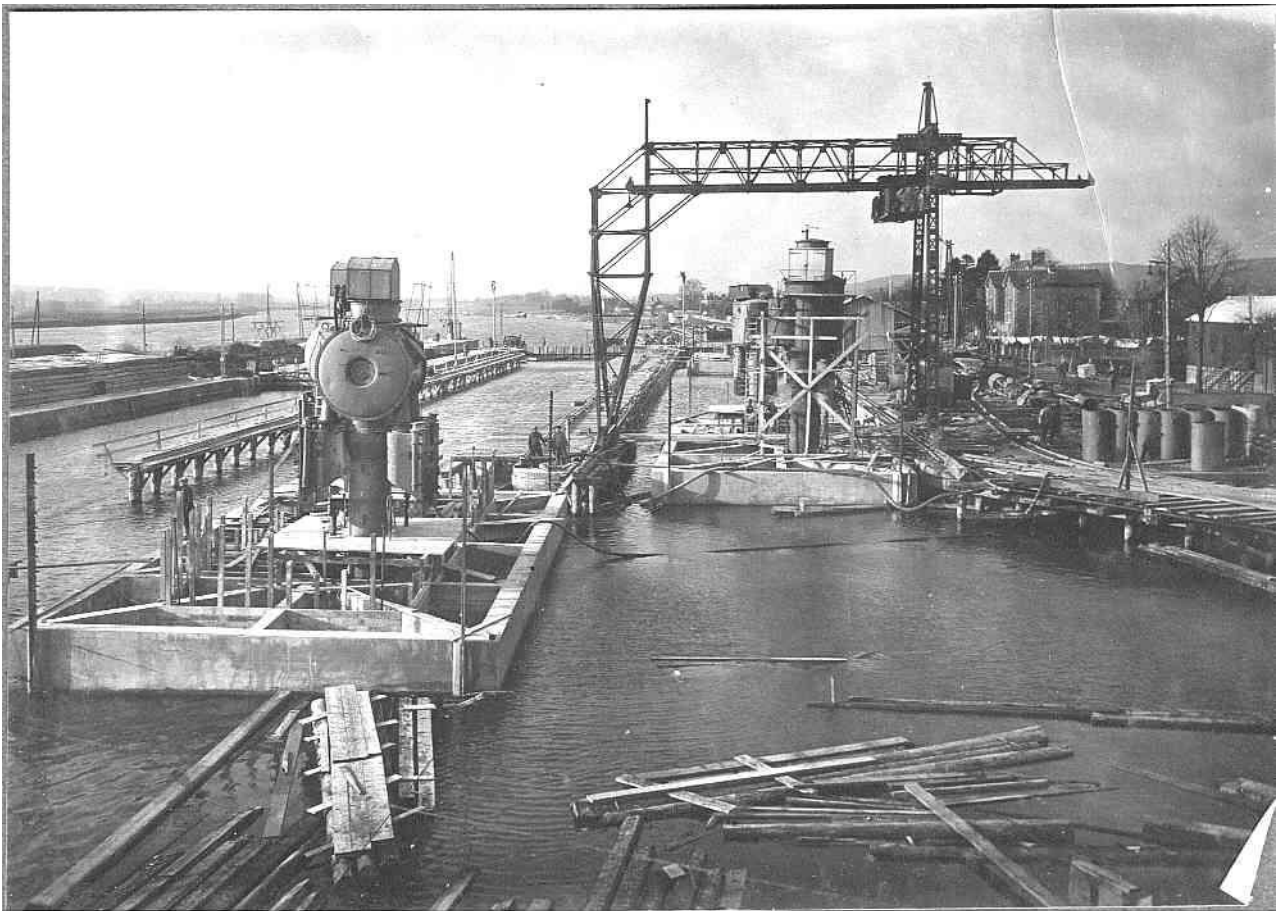
4.3.1.2 Bajoyer du large

Le bajoyer du large est un massif poids en béton de 10 m de largeur, fondé sur des caissons en béton armé, amenés par flottage à leur lieu de fonçage, et descendus jusqu'à encastrement dans la craie. Le maintien à sec de l'intérieur de la chambre de travail du caisson pendant le fonçage a été assuré par mise en pression du volume d'air contenu dans la chambre.

Les caissons constitutifs sont au nombre de 7, de longueur amont-aval variant entre 13 m et 31,20 m. L'espace entre deux caissons, comme entre le caisson de la tête amont et le premier caisson du bajoyer est de 0,80 m. Il est rempli par du béton maigre.

Le plafond de la chambre de travail des caissons est fortement raidi par des nervures en béton armé qui recoupent le volume intérieur. Une fois en place, les parois extérieures de chaque caisson sont rehaussées et le volume intérieur comblé, au fur et à mesure de l'enfoncement, pour maintenir l'intérieur à sec et assurer la stabilité du caisson, et ce jusqu'à la cote (10,17 IGN 69 moins l'épaisseur du revêtement en briques).

Les parements parallèles à l'axe du sas sont revêtus de briques dures au-dessus de la cote +1,37 IGN 69 et jusque sous la poutre de couronnement en béton, ainsi qu'au moins certains parements rive à rive (d'après les photos d'archives). La plate-forme du bajoyer est également revêtue de briques dures.



11 Décembre 1929

**Sortie du caisson 7 de la
vieille écluse**

Figure 12 : Sortie du caisson 7 du bajoyer du large – 11/12/1929 (la machine installée au centre du caisson est le compresseur d'air avec le sas d'entrée et de sortie des ouvriers et des déblais)

4.3.1.3 Bajoyer de terre

Le bajoyer de terre a été construit à sec, à l'intérieur de l'enceinte précédemment constituée par les têtes amont et aval et le bajoyer du large. Il est encastré dans la craie en place.

La substructure, entre la base de la fondation -5,62 et la cote -0,03, est un massif en béton à parement verticaux de 5,00 m d'épaisseur. Ce massif a été établi entre deux rideaux de palplanches métalliques, dont le plus long (côté extérieur) descend jusqu'à la cote -8,13. Côté sas, un débord de 1,70 m d'épaisseur et de 1,30 m amorce le radier.

La superstructure se compose d'une semelle d'épaisseur 2,50 m sur 5,00 m puis décroissante vers l'extérieur (de 2,50 m à 0,50 m) qui porte la largeur totale du bajoyer à 10,00 m. Le fût, de 7,70 m de hauteur, a une épaisseur de 3,00 m avec un gousset d'encastrement de 3,00 m de hauteur portant l'épaisseur à 4,00 m au niveau de l'encastrement dans la semelle.

Le bajoyer a été réalisé en 10 plots de longueur variable, le plus court faisant 18,50 m et le plus long faisant près de voisine de 30 m.

A l'origine, les plots sont jointifs. L'étanchéité des joints transversaux est assurée par une lame de plomb de 30 cm de largeur et de 30 mm d'épaisseur scellée au bitume dans une réservation ménagée de part et d'autre du plan de joint.



14 Août 1931

**Vue d'ensemble de l'écluse
prise de l'amont**

Figure 13 : Bajoyer de terre vue depuis le sas – 14/08/1931. On y distingue notamment les deux rideaux de palplanches

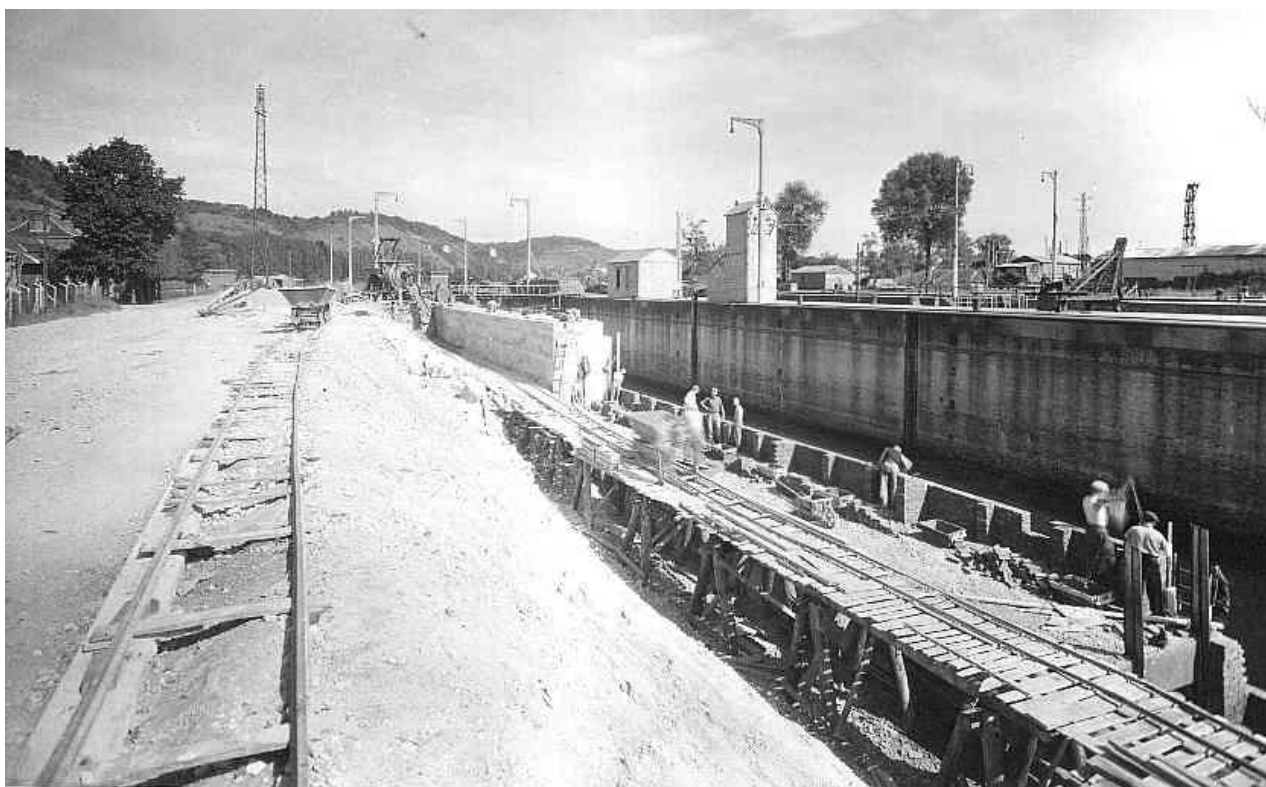


10 Septembre 1931

Blocs 4 et 5 du bajoyer de terre

Figure 14 : Bajoyer de terre à la construction – vue depuis la terre.

Lors de la reconstruction partielle de 1946, les joints de fractionnement semblent avoir été beaucoup plus marqués, les joints entre les plots n°7 et 8 et entre les plots n°8 et 9 sont ainsi beaucoup plus visibles que les joints d'origine. La légende de la photo de reconstruction de 1946 indique que l'étanchéité entre plots est désormais assurée par deux lames de cuivre successives. Chaque lame paraît avoir une ondulation centrale et scellée directement dans le béton des plots.



7 Juin 1946

**Bajoyer de terre - Briquetage du bloc 7
Joints cuivre des blocs 7 et 8**

Figure 15 : Reconstruction partielle du bajoyer de terre en 1946.



Figure 16 : Joint de fractionnement entre les plots 9 et 10 du bajoyer de terre.

4.3.1.4 Revêtement du parement côté sas

Le parement côté sas est revêtu en briques dures entre les cotes +1,37 et +9,43. Une poutre en béton de 0,74 m de hauteur avec un cuirassement d'arête en acier couronne ce parement.

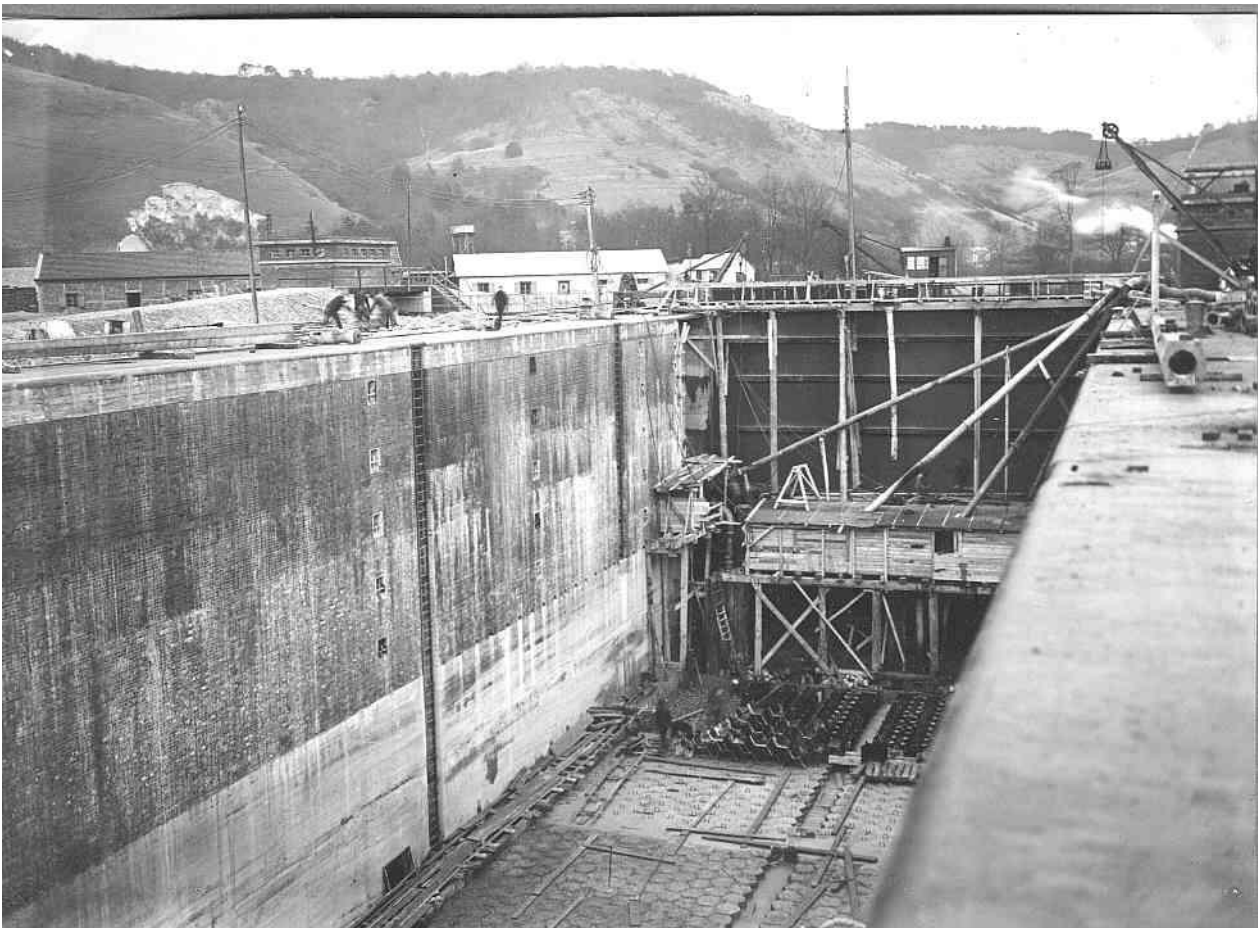
Les photographies de la construction et de la réparation de 1946 montrent que le parement de briques du bajoyer de terre a été réalisé avant le bétonnage, et a donc servi de coffrage au béton. Deux jeux de contreforts de hauteurs différentes, la plus faible faisant 22 cm, assurent la stabilité provisoire du parement de briques puis sa connexion avec le béton du bajoyer.

4.3.1.5 Le radier

Le radier est constitué par un dallage en éléments octogonaux en béton de 0,60 m de diamètre et 0,60 m de hauteur, construit in situ à l'aide de moules apparemment en acier. Ce dallage est maintenu en place par des longrines transversales en béton armé, de 1,20 m d'épaisseur, espacées de 6 m.

Le niveau théorique de fondation du radier est -4,57 au fil d'eau, les longrines transversales descendant 0,60 m au-dessous.

Ce qu'il faut retenir de cette description est que le radier est un simple revêtement anti-érosion. Il n'a pas de rôle structural, autre que le butonnage offert éventuellement par les longrines transversales, et n'est pas étanche.



13 Janvier 1932

Bétonnage à l'amont du radier

Figure 17 : Bétonnage à l'amont du radier – 19/01/1932

4.3.2 CHAMBRE DE RETRAITE AVAL

Le massif de la chambre de retraite aval a, comme la tête aval elle-même, été construit à sec, la base de la fondation étant descendue uniformément à la cote (-7,43). La largeur de la chambre est de 4,50 m et sa longueur de 17,50 m.

La figure n°2 montre une coupe transversale de la chambre de retraite aval. La figure n°3 donne une coupe amont aval, perpendiculairement à la chambre de retraite.

Les murs latéraux, amont et aval, ont leurs parements intérieurs verticaux. Les parements extérieurs sont verticaux dans leur partie inférieure et présentent un fruit dans leur partie supérieure. La largeur de la structure dans le sens amont-aval est de 16 m.

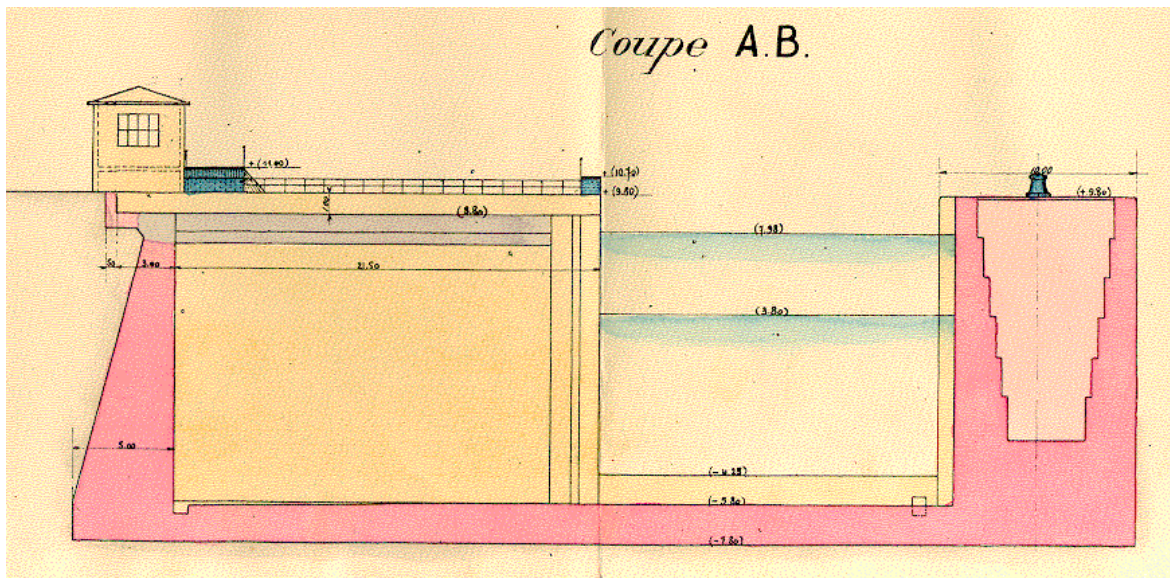


Figure 18 : chambre de retraite aval - coupe transversale à l'écluse (plan projet)

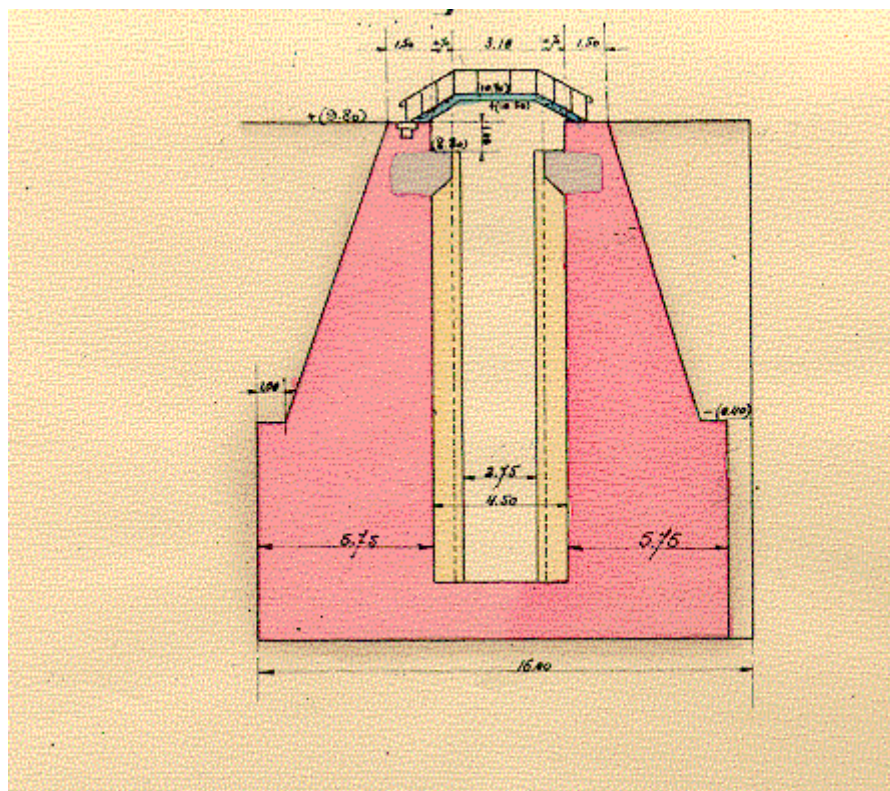


Figure 19 : chambre de retraite aval - coupe parallèle à l'axe de l'écluse (plan projet)

Il s'agit donc d'une structure massive. Lorsque le sas est plein, la chambre est pleine d'eau au niveau amont.

4.3.3 CHAMBRE DE RETRAITE AMONT

La chambre de retraite amont présente des dispositions similaires à celle de la tête aval. La seule particularité est la présence d'un évidement sous le radier de la porte permettant d'assurer le remplissage via les deux aqueducs amont.

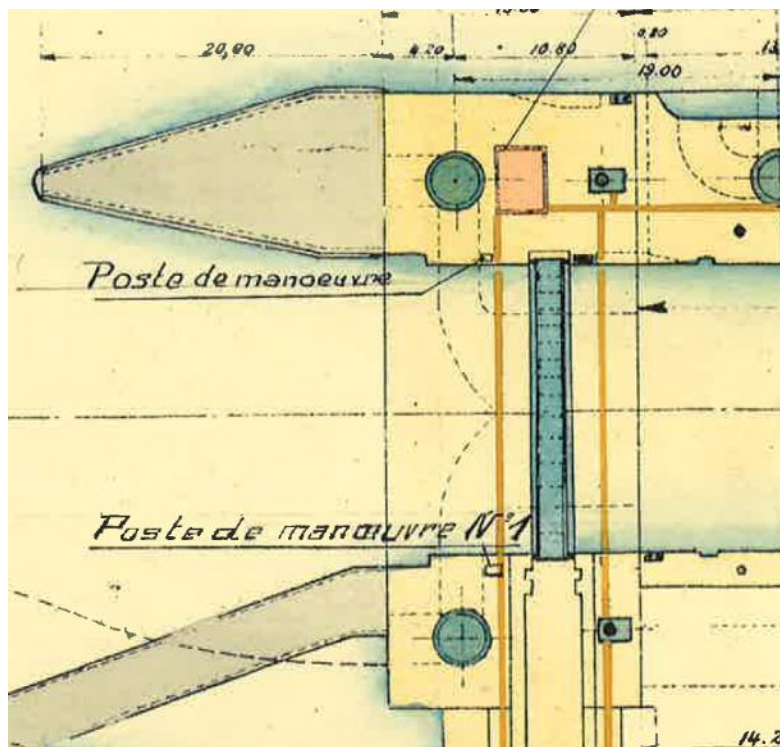


Figure 20 : Vue en plan de la chambre de retraite amont (plan projet)

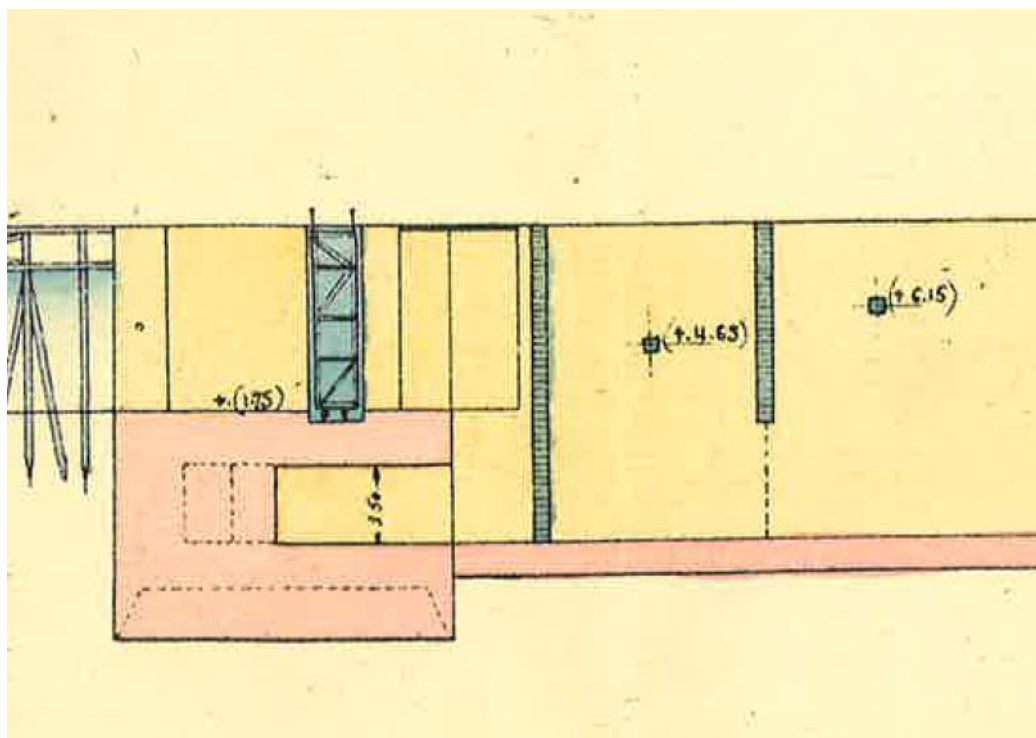


Figure 21 : Coupe à l'axe du sas sur la chambre de retraite amont (plan projet)

4.3.4 EQUIPEMENT DU SAS

L'écluse comporte des rainures à batardeaux aux extrémités amont et aval des deux chambres de porte.

Le sas est équipé d'échelles métalliques parallèles au sas, au nombre de 10 et régulièrement espacées. Les échelles sont disposées dans des engravures de 50 cm de largeur.

L'amarrage se fait par des bollards encastrés dans le couronnement des bajoyers et par des croix d'amarrage encastrées dans des niches réparties sur la hauteur des bajoyers. Il y a 16 files comprenant chacune 1 bollards et 5 croix.

L'arête de la poutre de couronnement est cuirassée par un blindage en acier.

4.3.5 MUR AVAL RIVE DROITE

Le mur de quai à l'aval rive droite est un rideau de palplanches métalliques avec un lit de tirants ancrés sur un contre-rideau et un couronnement en béton armé. L'ouvrage d'origine est connu au travers des plans de Projet et du Cahier des Clauses Techniques Particulières des travaux de confortement réalisés en 2006 (ou peu après).

D'après le Cahier des Clauses Techniques Particulières et le plan topographique de 1998, ce mur était initialement constitué comme suit, sur la seconde ligne de chaque étiquette sont indiquées successivement :

- La cote du couronnement (d'après le plan topographique) ;
- La longueur des palplanches (d'après le Cahier des Clauses Techniques particulières) ;
- La cote à laquelle ont été descendues les palplanches, par soustraction des deux données précédentes, étant entendu qu'il faut encore enlever l'épaisseur de béton qui surmonte les palplanches dans le couronnement (non explicitement connue).

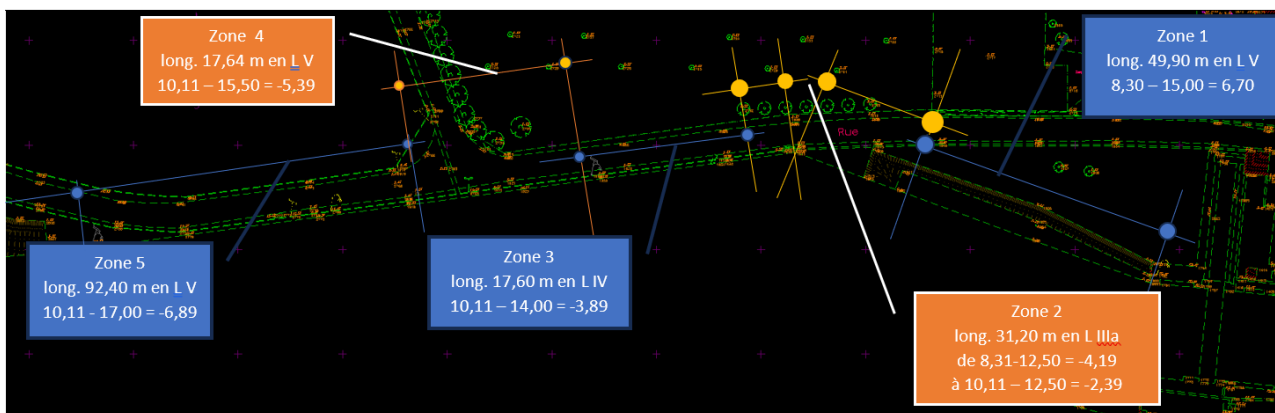


Figure 22 : Constitution du rideau de palplanches aval rive droite

Avant les travaux de confortement, le rideau de palplanches était ruiné par défaut de butée dans la zone 2 : le pied du rideau s'était déplacé de plus de 2,00 m sur une partie de celle-ci.

Le diagnostic réalisé en 2006 a montré que talus sous-fluvial s'était considérablement érodé le long de la zone 2, un peu moins le long de la zone 3 et beaucoup moins le long de la zone 4, tandis que la cote de fond était remontée le long de la zone 5, dans un phénomène d'uniformisation de la cote de fond autour de la cote -2,00 ortho, ou -1,69 IGN 69 (sur les croquis ci-dessous, les cotes sont des cotes ortho) :

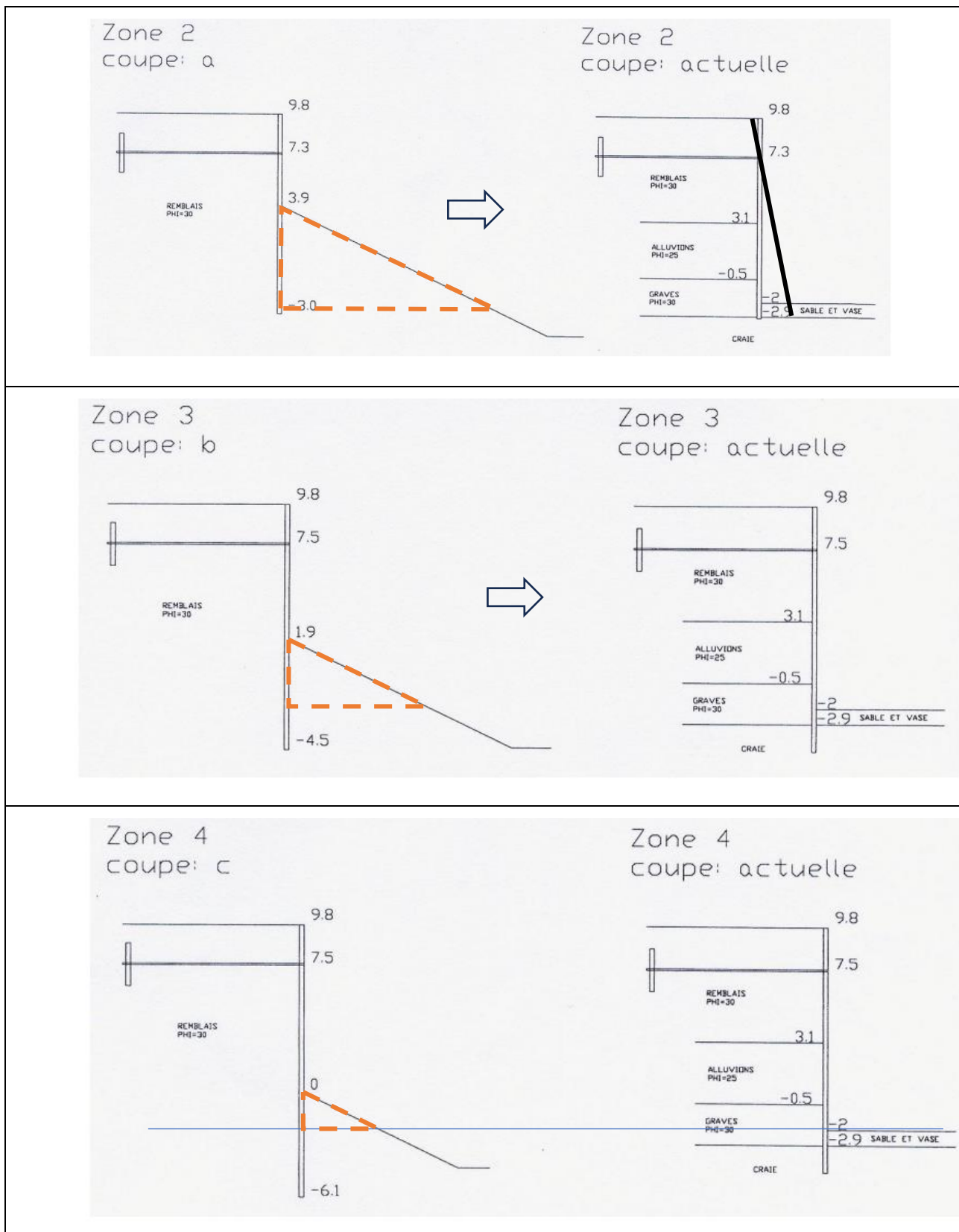


Figure 23 : Evolution des fonds aval d'après le diagnostic de 2006

Les travaux de confortement ont consisté :

- A enfoncer un nouveau rideau de palplanches en avant du rideau existant de la zone 2, coupant l'angle rentrant que le rideau faisait à cet endroit. Les palplanches font 17,80 m de longueur et sont descendues à la cote -8,00 ortho, soit -7,69 IGN 69. Elles sont maintenues par un lit de tirants à la cote +7,50 ortho, soit +7,19 IGN 69 ancré sur un contre-rideau en palplanches. L'espace entre le rideau existant et le nouveau rideau a été remblayé par des matériaux drainants ;
- A rempiéter le rideau de palplanches existant des zones 3 et 4 par des palplanches de 11,00 m de longueur descendues à la cote -9,00 ortho, soit -8,69 IGN 69. L'espace entre les deux rideaux a été bétonné et des connecteurs (\varnothing 12 mm en forme de U, espacés de 2,00 m) auraient été soudés sur les palplanches. On ne connaît pas les dispositions de détail de ces connecteurs et en particulier on ne sait pas si des connecteurs ont été soudés sur la face côté rive des nouvelles palplanches (la présence de connecteurs soudés sur les palplanches existantes n'est pas certaine mais nettement plus probable).

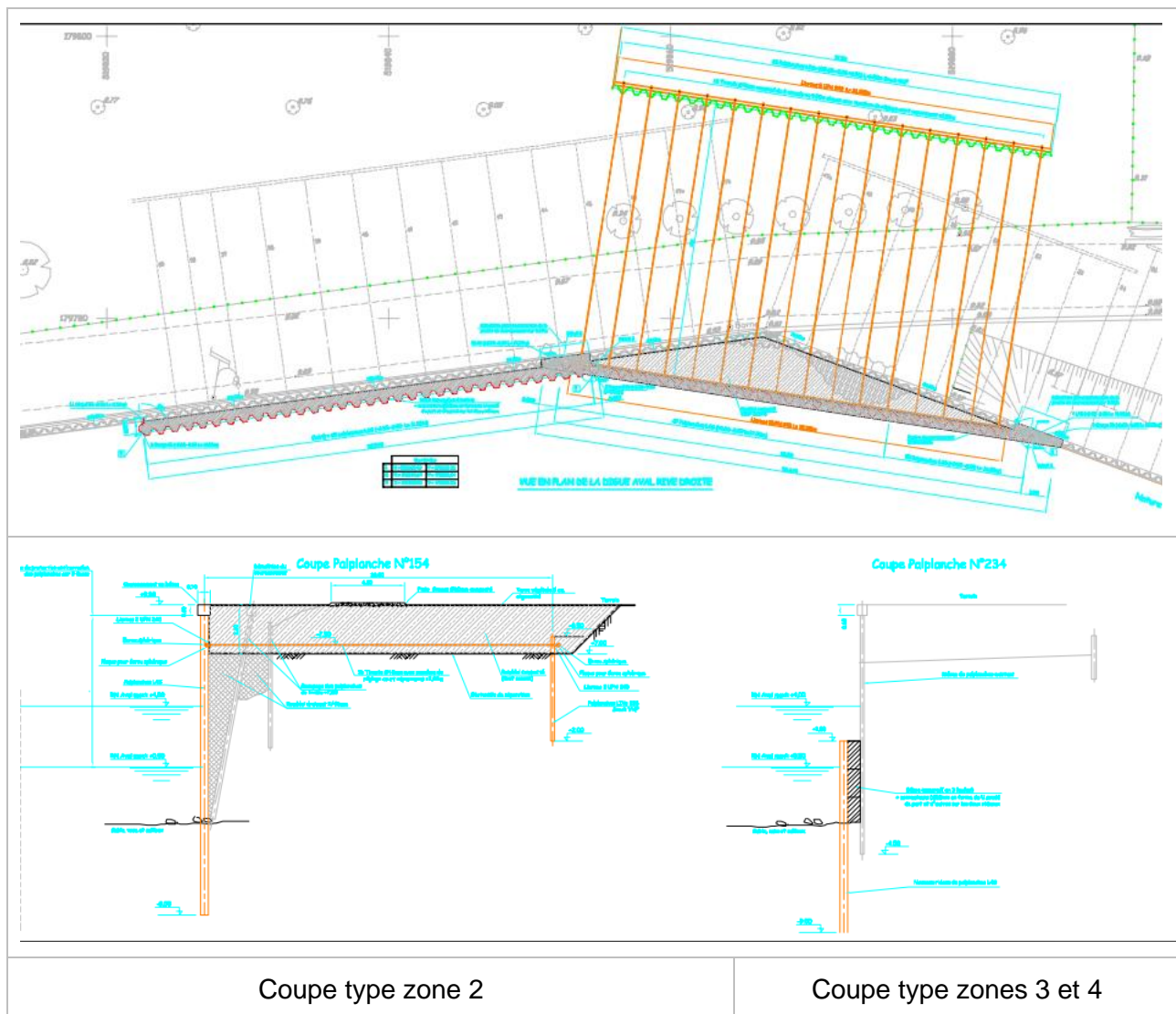


Figure 24 : Travaux de confortement du rideau de palplanches aval rive droite

Nous ne disposons que des plans de projet de ces travaux, pas des plans d'exécution ni des plans de récolement. Pour autant, les constatations faites sur place ne permettent pas de relever d'écart entre le projet et ce qui a été exécuté. L'incertitude demeure sur les dispositions de connexion entre le rideau existant et le rideau de rempiètement.

5 GEOTECHNIQUE – CONDITIONS DE FONDATION

5.1 CAMPAGNES GEOTECHNIQUES

La fondation est connue au travers de diverses campagnes de reconnaissances :

- La campagne réalisée lors de la construction : seuls les logs des sondages sont disponibles ;
- Les deux campagnes réalisées dans le cadre du diagnostic d'ISL en 2000 et 2001 : seules les interprétations des sondages par ISL sont disponibles, ainsi que les logs des sondages.

Nous reprenons ci-dessous les extraits du rapport de diagnostic de 2001 d'ISL.

5.2 CAMPAGNE DE CONSTRUCTION

Seize sondages ont été réalisés lors des études du projet. La coupe géotechnique synthétique ressortant de ces sondages est la suivante :

- terre végétale en surface
- alluvions sur quelques mètres d'épaisseur
- marne crayeuse
- craie

Le projet prévoyait la fondation de l'écluse sur la craie franche. 6 sondages concernent directement la zone de l'écluse. Le tableau ci-après donne les altitudes correspondant au toit des marnes crayeuses et à celui de la craie.

Sondages	Localisation	Cote TN (IGN69)	Cote marne crayeuse (IGN69)	Cote craie (IGN69)
6	Berge rive droite amont	8.62	-3.02	-5.63
7	Berge rive droite médian	8.93	-4.32	-7.07
8	Berge rive droite aval	8.69	-4.28	-8.73
9	Bajoyer du large amont	3.15	-3.29	-3.1
10	Bajoyer du large aval	5.4	-5.49	-5.05

Le substratum de craie plonge de l'amont vers l'aval et du fleuve vers la berge.

Les niveaux de fondation des différents ouvrages sont les suivants :

- bajoyer de terre : (-5,63)
- bajoyer du large : (-5,63)
- radier : (-5,17)
- chambre de retraite aval (-7,43)

Il est donc vraisemblable que les ouvrages soient effectivement fondés sur la craie. Il est toutefois possible, en particulier dans la partie aval, que le substratum de craie n'ait pas été rencontré et que les ouvrages soient fondés sur les marnes crayeuses sus-jacentes.

5.3 CAMPAGNES DE 2000 ET 2001

5.3.1 CAMPAGNE 2000

VNF a confié à la société SIMECSOL la réalisation de la campagne. Les sondages et essais ont été réalisés en décembre 1999 et janvier 2000.

5.3.1.1 Terre-plein central

Les reconnaissances géotechniques ont pour but de préciser l'origine des fuites alimentant le sas. On soupçonne que le contact entre le terre-plein constituant le bajoyer du large et la fondation est perméable et constitue un cheminement privilégié.

Trois sondages mixtes SC1, SC2 et SC3 ont été réalisés au droit des caissons formant le terre-plein central : forage destructif avec enregistrement des paramètres de forage jusqu'au plancher en béton armé limitant la chambre de travail, et forage carotté au-dessous et jusqu'à 22 m de profondeur, soit une pénétration de 5 m dans la fondation crayeuse.

Des essais de perméabilité de type Lefranc ont été réalisés au contact entre le caisson et la fondation, dans la craie altérée et dans la craie saine sous-jacente.

Des prélèvements intacts pour analyse au laboratoire ont été effectués.

5.3.1.2 Chambre de porte aval

Les conditions de fondation de la chambre de porte aval ne sont pas connues avec précision à partir des reconnaissances datant de la construction de l'écluse.

Les reconnaissances suivantes ont été réalisées :

- un sondage carotté de 23,2 m de profondeur avec prélèvement d'échantillons intacts pour essais de laboratoire et essais Lefranc ;
- deux sondages mixtes : sondage destructif avec enregistrement des paramètres de forages jusqu'à 10 m de profondeur puis essais Standard Penetration Test (SPT) jusqu'à 20 m de profondeur et avec essais Lefranc ;
- un sondage SPT de 20 m de profondeur en milieu d'écluse côté rive droite.

L'objectif de ces sondages est de préciser les conditions de fondation de la chambre de porte et de détecter les zones de la fondation affaiblies par entraînement des éléments fins.

5.3.2 CAMPAGNE 2001

Les travaux de reconnaissances ont été confiés par VNF à la société SIMECSOL qui avait réalisé la première campagne.

5.3.2.1 Chambre de retraite aval

Les reconnaissances 2000 ont été complétées par 2 sondages pressiométriques SD5 et SD6 de 34 m de longueur respectivement à l'amont et à l'aval de la chambre de retraite aval. Le sondage SD6 a été équipé en piézomètre.

5.3.2.2 Bajoyer de terre

Deux sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de forage SD3 et SD4 ont été réalisés à l'arrière du bajoyer de terre et équipés en piézomètres.

5.3.2.3 Bajoyer du large

Le sondage carotté SD3 réalisé lors de la campagne 2000 a été prolongé jusqu'à 32,5 m de profondeur et équipé en piézomètre.

Deux sondages destructifs de 33 m de profondeur, SD1 et SD2, ont été réalisés et équipés en piézomètres.

Des essais de perméabilité de type Lefranc et Lugeon ont été réalisés dans les sondages.

5.3.3 RESULTATS DES RECONNAISSANCES

Les principaux enseignements des deux campagnes sont synthétisés ci-après.

5.3.3.1 Terre-plein central (bajoyer du large)

Les trois sondages carottés SC1, SC2 et SC3 ont tout d'abord permis de confirmer la structure des caissons formant le terre-plein central : les caissons sont constitués, conformément aux données issues des archives, par une structure en béton armé comportant des voiles verticaux latéraux et deux planchers horizontaux.

Le premier plancher situé à environ 9 m sous le couronnement constitue le haut du caisson proprement dit. Le deuxième plancher, situé vers 14,50 m sous le couronnement, constitue le plafond de la chambre de travail.

Le remplissage du caisson est constitué de la façon suivante :

- entre le couronnement et le premier plancher, le remplissage est constitué de béton maigre ; cette partie correspond à la superstructure surmontant les caissons proprement dits ; les parements sont des murs poids à redans revêtus de briques dures sur leur face extérieure longitudinale,
- entre les deux planchers en béton armé, le remplissage est constitué de béton de bonne qualité,
- entre le plancher inférieur et la fondation (chambre de travail), le béton de remplissage est de faibles caractéristiques mécaniques.

Sur le sondage SC1, il a été rencontré une cavité remplie d'eau entre 2,85 et 8,06 m de profondeur. Cette cavité correspond vraisemblablement à la chambre des vannes de l'aqueduc d'alimentation de l'écluse adjacente.

Les deux sondages destructifs SD1 et SD2 ont permis de préciser le niveau de fondation des caissons formant le bajoyer du large et de compléter les mesures de perméabilité dans la craie.

Les 5 sondages destructifs et carottés réalisés montrent que les caissons ont été fondés sur la craie blanchâtre fissurée.

Le tableau ci-après donne les niveaux de fondation rencontrés dans les sondages.

	SD1	SD2	SC1	SC2	SC3
Profondeur contact caisson-craie	17.10	16.60	16.66	17.10	17.10
Altitude de la fondation (cote IGN69)	-6.63	-6.13	-6.13	-5.73	-6.63

Les cinq sondages ont rencontré la craie turonnière à des profondeurs voisines, comprises entre 16,60 m et 17,10. Il s'agit d'une craie fracturée blanchâtre à jaunâtre à veines grisâtres avec des intercalations de marnes jaunes, pouvant contenir des silex noirs (sondage SC3).

Les essais de perméabilité de type Lefranc ont donné les résultats suivants :

- au contact caisson-fondation, les perméabilités sont relativement homogènes, entre $1,5 \cdot 10^{-4}$ m/s et $2,5 \cdot 10^{-4}$ m/s ;
- dans la craie turonnière, les essais ont été réalisés à 1 m sous le contact et 3 m sous le contact ; les perméabilités se situent dans la gamme $2,1 \cdot 10^{-4}$ à $5 \cdot 10^{-4}$ m/s, sans évolution sensible avec la profondeur. Une perméabilité plus faible ($4,6 \cdot 10^{-5}$ m/s) a été mesurée dans le sondage SC3 à 1 m sous le contact.

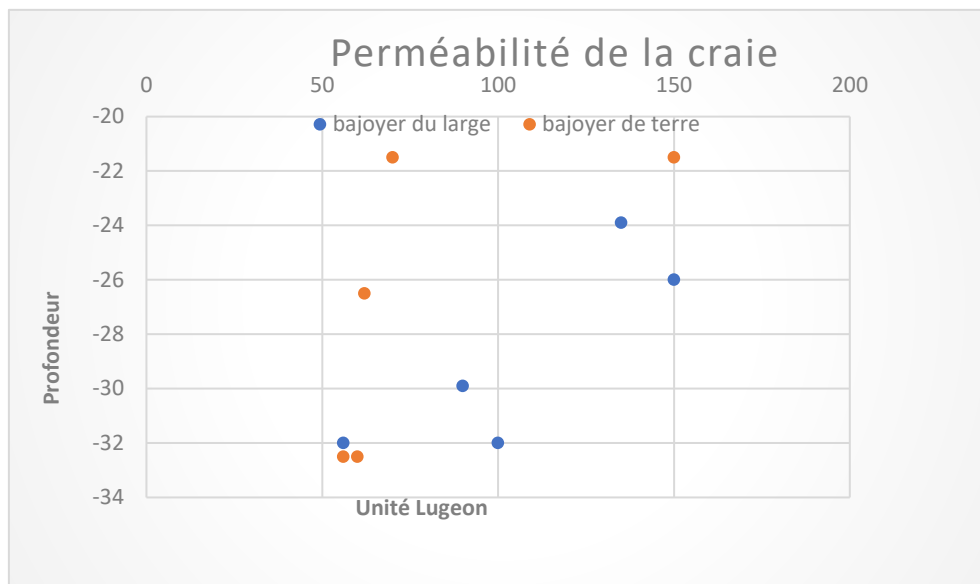


Figure 25 : Perméabilité de la craie mesurée en 2001

Des essais LUGEON ont également été réalisés dans les sondages SD1, SD2 et SC'3. La majorité des essais n'a pas pu être menée jusqu'au palier de 1 MPa du fait de phénomènes de débouillage ou de claquage. On a mesuré des perméabilités de 60 à 150 U.L.¹

On note une tendance à la décroissance de la perméabilité avec la profondeur.

Ces essais ne sont pas directement comparables aux essais Lefranc. Ils montrent que la craie formant la fondation du bajoyer de terre a une perméabilité élevée.

Des perméabilités élevées, supérieures à 100 unités Lugeon sont rencontrées jusqu'à une profondeur d'au moins 10 mètres sous le niveau de fondation. Au-dessous, la perméabilité tend à diminuer tout en restant élevée (entre 50 et 100 UL).

Si on retient la correspondance classique $1 \text{ UL} = 10^{-7} \text{ m/s}$, les perméabilités mesurées sont de l'ordre de $0,5 \text{ à } 1,5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$, soit environ dix fois moins que ce qu'indiquent les essais Lefranc.

On peut conclure de ces mesures que les perméabilités sont élevées et du même ordre de grandeur au contact et dans la frange supérieure de la fondation.

A titre de comparaison, cette gamme de perméabilité est représentative de formations de sables et graviers.

5.3.3.2 Bajoyer de terre

Les remblais soutenus par le bajoyer de terre ont été reconnus par un sondage Standard Penetration Test (SPT3) et deux sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de forages.

Le sondage SPT3 a rencontré successivement :

- des remblais ou alluvions modernes jusqu'à 10,8 m de profondeur, constitués d'une argile sableuse grisâtre à noirâtre avec alternance de passées sableuses jaunâtres et contenant des blocs de calcaires blanchâtres. La compacité est très faible avec des valeurs de SPT comprises entre 0 et 11 et généralement inférieures à 5 ;
- des alluvions anciennes, sur 2 m d'épaisseur. Il s'agit de sable moyen à grossier et de graviers de silex anguleux, de compacité moyenne (valeur de STP de 18 et 24) ;
- la craie turonienne, à partir de 12,8 m de profondeur. La frange altérée, caractérisée par

¹ Unité Lugeon. : Absorption en litre par seconde par mètre linéaire de forage sous une pression de 1 MPa.

des SPT de 13 à 22, est présente jusqu'à 17 m de profondeur ; au-delà, la craie devient compacte (SPT de 35 à plus de 50).

Le sondage SD3 a rencontré des remblais ou alluvions modernes sur 10 m d'épaisseur. Les vitesses d'avancement sont généralement importantes (Va comprise entre 200 et plus de 600 m/h) et caractérisent un terrain de faible compacité. Les alluvions anciennes, sablo-graveleuses, ont été reconnues sur 3 m d'épaisseur. Elles sont compactes et présentent des vitesses d'avancement généralement inférieures à 100 m/h. La craie turonienne débute à partir de 13 m de profondeur et a été rencontrée jusqu'en fin de sondages (33 m). Elle est moyennement compacte en partie supérieure (entre 13 et 15 m) puis devient très compacte au-delà.

Le sondage SD4 a rencontré des remblais ou alluvions modernes sur 11,2 m d'épaisseur. Les vitesses d'avancement sont généralement importantes (Va comprise entre 200 et 600 m/h) et caractérisent un terrain de mauvaise compacité. Les alluvions anciennes sablo-graveleuses ont été reconnues sur 3 m d'épaisseur. Elles sont compactes et présentent des vitesses d'avancement généralement inférieures à 100 m/h. La craie turonienne débute à partir de 14,2 m de profondeur et a été rencontrée jusqu'en fin de sondage (33 m). Elle est moyennement compacte en partie supérieure (entre 14 et 16 m) puis devient très compacte au-delà.

Un essai de perméabilité Lefranc a été réalisé dans le sondage SD4 dans les alluvions anciennes. Il donne une perméabilité de $1,3 \cdot 10^{-4}$ m/s, du même ordre de grandeur que celle de la craie sous-jacente où la perméabilité est de l'ordre de 10^{-4} m/s.

5.3.3.3 Chambre de porte aval

La zone de la chambre de porte aval a été reconnue lors de la première campagne par deux sondages SPT (SPT1 et SPT2) réalisés à l'amont de la porte et un sondage carotté (SC4) réalisé à l'aval de la porte.

Le sondage carotté SC4 a rencontré successivement à partir du terrain naturel :

- des remblais sablo-limoneux noirâtres contenant des graviers de silex anguleux, sur 2,4 m ;
- des alluvions modernes constituées d'argile sableuse brunâtre à verdâtre contenant des petits graviers roulés sur 7,4 m d'épaisseur. On rencontre, entre 4,8 et 5,4 m de profondeur, une intercalation composée d'un mélange de sable moyen à grossier contenant des graviers de silex anguleux ;
- les alluvions anciennes rencontrées à partir de 9,8 m de profondeur ; il s'agit d'un mélange de sable moyen à grossier contenant des graviers de silex anguleux ;
- la craie turonienne à partir de 14 m. Elle est constituée, sur les deux premiers mètres, d'une marne crayeuse à pâteuse blanchâtre et correspond à une altération prononcée du toit de cette formation. Au-delà de 16 m de profondeur, il s'agit d'une craie blanchâtre, fracturée présentant des passages d'oxydation rougeâtre et des rognons de silex anguleux noirs.

Les sondages SPT1 et SPT2 ont été réalisés en destructif avec enregistrement des paramètres de forages jusqu'à 10 m de profondeur. Ils ont donné des vitesses de forages élevés, particulièrement SPT1 (600 à 800 m/h), traduisant la présence de terrain peu compact.

Au-delà de 10 m, ils ont été poursuivis en SPT. Jusqu'à 14,5 (SPT1) et 14,8 m (SPT2) de profondeur, on rencontre un mélange de sable moyen et de vase noirâtre avec présence de boisage en décomposition à plusieurs niveaux. Les valeurs SPT sont très faibles, voire nulles, confirmant la très faible compacité des remblais jusqu'au niveau de la fondation crayeuse.

Dans la craie, les caractéristiques sont médiocres à moyennes dans le sondage SPT 1 jusqu'à 20 m de profondeur ; dans le sondage SPT2, les caractéristiques sont médiocres à moyennes jusqu'à 18 m puis bonnes au-delà.

On note que les caractéristiques mécaniques de la craie sont médiocres dans la frange supérieure (valeurs SPT inférieures à 10) ; elles sont en particulier plus faibles que celles rencontrées dans le sondage SPT3, où la valeur minimale de SPT rencontrée dans la craie est de 13, à comparer à 8 dans le sondage SPT1.

Ces résultats confirment la décompression des terrains au voisinage de la chambre de porte aval et ce jusqu'au niveau de la fondation crayeuse. Les trois sondages montrent également que la chambre de porte est entièrement fondée dans la craie. D'après les plans du projet, la hauteur du massif est d'environ 17 m et le toit de la craie est rencontré vers 14 ou 15 m de profondeur.

Deux sondages pressiométriques ont été réalisés lors de la campagne 2001. Ils confirment la stratigraphie de la zone : remblais ou alluvions modernes surmontant une couche d'alluvions anciennes. La craie turonienne est rencontrée à 13,50 m dans le sondage SD6 et à 14,20 m dans le sondage SD5. La craie est très altérée jusqu'à 18 m de profondeur. Des essais pressiométriques ont été réalisés à partir de 18 m de profondeur, ce qui correspond approximativement à la profondeur de fondation de la chambre de retraite. Les pressions limites sont comprises en 2,5 et 3 MPa jusqu'à 20 m de profondeur et sont supérieures à 5 MPa au-delà de 21 m.

Ces résultats montrent que la chambre de retraite aval est encastrée d'environ 3 m dans la craie turonienne. Au niveau de fondation, la craie est compacte et présente des pressions limites élevées.

5.3.3.4 Essais de laboratoire

Les essais de laboratoire réalisés sur la craie permettent la caractérisation mécanique de celle-ci :

- les teneurs en eau varient entre 16,8 et 8,3%, avec une moyenne de 12,3% (15 mesures) ;
- les masses volumiques varient entre 21,1 et 24,7 kN/m³, avec une moyenne de 22,8 kN/m³ (12 mesures) ;
- les porosités varient entre 11 et 25,3% avec une moyenne de 19,2% (8 mesures) ;
- la résistance à la compression varie entre 8,9 et 15,7 MPa, avec une moyenne de 13 MPa (6 mesures).

Ces valeurs sont classiques pour la craie, qui est une roche tendre. On note que les résistances à la compression sont relativement élevées. La valeur la plus faible (8,9 MPa) est obtenue au contact béton-fondation.

On note une tendance systématique à l'amélioration des caractéristiques mécaniques avec la profondeur : baisse de la teneur en eau, augmentation de la masse volumique, diminution de la porosité et augmentation de la résistance à la compression.

Cette évolution confirme l'altération du toit du substratum crayeux.

6 ETAT DES LIEUX DES OUVRAGES

Deux visites de site ont été réalisées :

- Une visite générale le 17/04/2023, uniquement sur les points terrestres : abords immédiats de l'ouvrage et désordre constaté en aval du garage à bateau ;
- Une seconde visite le 02/05/2023, consacrée au sas et aux accès nautiques en pied des murs rive droite.

6.1 OUVRAGES DIAGNOSTIQUES

Les ouvrages diagnostiqués ont été découpés en 5 zones localisés sur la vue aérienne ci-après.

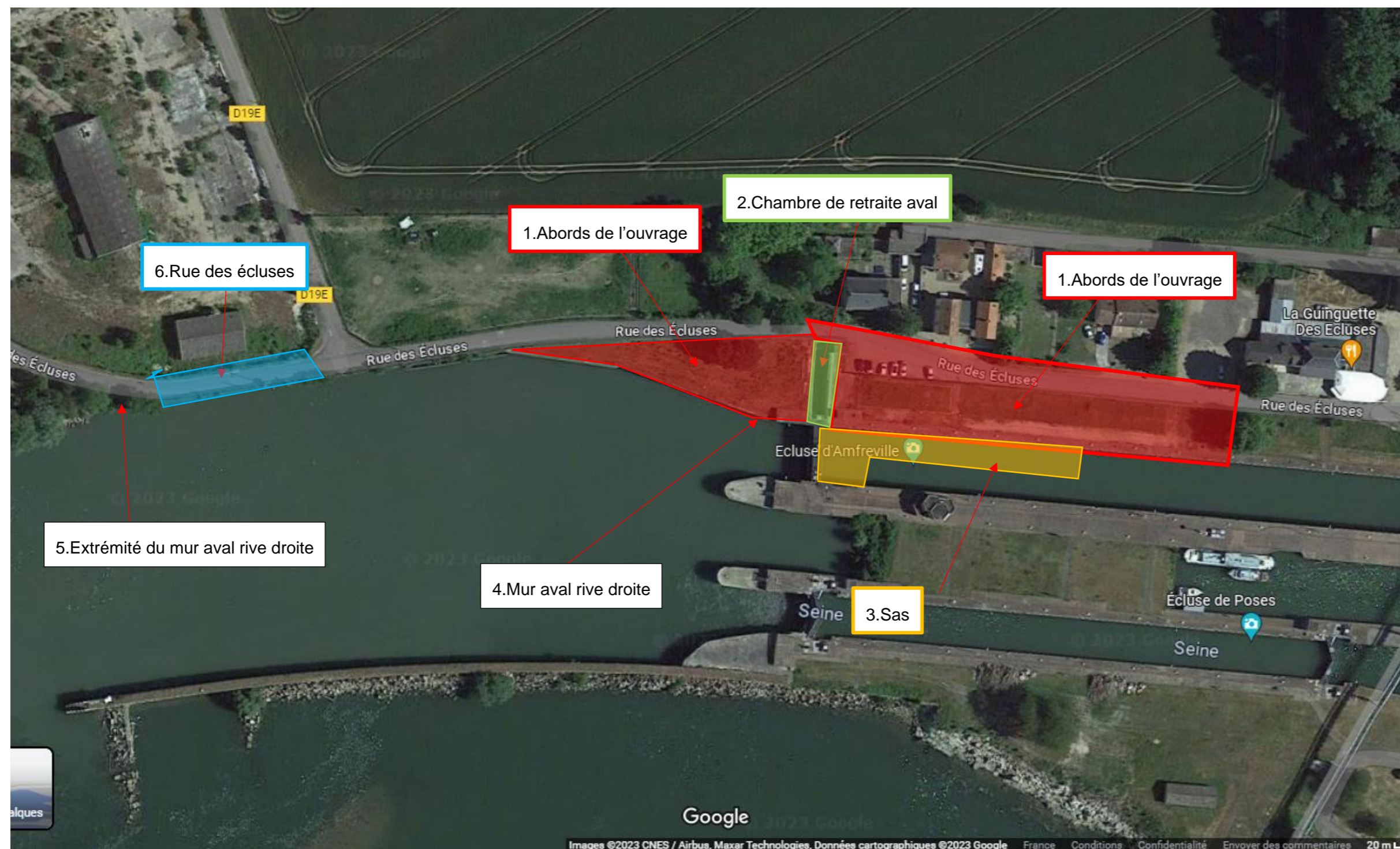


Figure 26 : Localisation des zones de désordres

6.2 ZONE 1 : ABORDS IMMEDIATS DE L'OUVRAGE

6.2.1 CONSTAT DE 2023

La zone principale d'affaissement est située au droit de la chambre de retraite aval, en particulier entre l'extrémité de la chambre et la maison éclusière située à proximité.

Un premier affaissement significatif est localisé sur le parking face aux locaux de VNF, au droit du local technique fondée sur la chambre de retraite, dévoilant le radier du local. Il est matérialisé par un abaissement de la plateforme d'environ 20 cm par rapport à son niveau d'origine (visible sur la trace laissée par l'enrobé sur le radier de l'édicule), et par deux trous situés le long de l'édicule. Ces trous ont une profondeur indéterminée. Le regard attendant est situé à environ 15 cm sous le niveau de la plateforme.

Un second affaissement, moins marqué en profondeur mais de plus grande ampleur, est visible sur la chaussée entre la maison éclusière et l'édicule. Une première tentative de comblement semble avoir été réalisée antérieurement, comme le montre la démarcation d'enrobé entre la surface affaissée et le reste de la chaussée. Ce désordre est également matérialisé par un affaissement de la chaussée au droit de l'extrémité de la chambre de retraite.

Un troisième affaissement est visible dans le jardin de la maison éclusière, immédiatement derrière la barrière. Il est constitué d'un trou de 50 cm environ de diamètre et de profondeur et d'extension inconnue. Une fissure est également visible dans le bâtiment attenant, fissure non traversante d'après l'exploitant. Un affaissement général le long de la clôture est également constaté.

Un dernier affaissement est constaté en rive droite le long du sas, le terre-plein 10 cm centimètres sous le niveau de couronnement des bajoyers. Cet affaissement est déjà constaté sur les plans topographiques établis en 1998.



Figure 27 : Zone 1 : Affaissement du terre-plein rive droite

Aucun désordre n'a été constaté sur le terre-plein en aval de la chambre de retraite. Notons que l'inspection de 2018 avait mis en évidence un trou de 55 cm de diamètre environ, de 50 cm de profondeur et s'étendant sur 60 cm en direction de la Seine. Ce trou n'a pas été retrouvé.



Figure 28 : Zone 1 : Localisation des désordres constatés en 2023







6.2.2 EVOLUTION RECENTE

Les désordres signalés ici étaient déjà visibles et répertoriés dans le diagnostic de 2018 [9]. Notons que les désordres constatés alors n'ont pas tous été vus, certains étant cachés par la végétation. (en particulier le trou constaté sur le terre-plein en aval de la chambre de retraite aval)

Une partie de ces désordres est également visible sur Google Street view, photographies datant de mai 2013.

Le rapport de 2002 évoque des désordres observés sur le terre-plein autour de la chambre, sans les quantifier.

Les photographies ci-dessous présentent l'évolution entre 2013, 2018 et 2023.

Zone	2013	2018	2023	Commentaires
Local technique	<div><p>Pas de traces visibles de trous</p></div>	<div></div>	<div></div>	Augmentation de la taille du trou. La plateforme ne s'est pas abaissée
Route d'accès	<div></div>	<div></div>	<div></div>	Pas d'évolution significative depuis 2018 <u>L'affaissement a été repris entre 2013 et 2018</u>

Jardin de la maison éclusière	 <p>Trou absent en 2013</p>			Pas d'évolution significative depuis 2018 sur le diamètre d'ouverture visible
Maison éclusière				Pas d'évolution significative depuis 2013

Figure 29 : Evolution récente des désordres

6.2.3 CONCLUSION

Les affaissements sont antérieurs à 2013, mais semblent s'être aggravés depuis :

- L'affaissement sous le local technique s'étend ;
- L'affaissement de la route au droit de l'affaissement est similaire à celui constaté en 2013, malgré la réparation effectuée ;
- Un trou est apparu dans le jardin de la maison.

6.3 ZONE 2 : CHAMBRE DE RETRAITE AVAL

6.3.1 CONSTAT DE 2023

La chambre de retrait amont n'a pas fait l'objet d'inspection subaquatique, seule une inspection visuelle a été réalisée à niveau de sas bas.

Aucune venue d'eau n'est visible par les joints ou le béton de masse.

Il est constaté la présence de joints de construction légèrement ouverts (de l'ordre de 10-20 mm), partiellement épaufrés pouvant traduire des mouvements différentiels entre les plots.

Un des joints (face amont) est muni d'un capot réalisé par un plat métallique disposé à cheval. Ce capot ne couvre pas la portion de joint au droit du niveau de retenue amont, sans que l'on puisse juger lors de la visite si le capot est présent plus bas et s'il a été mis en place et a été depuis arraché. Sur cette portion inférieure, le joint apparaît comblé par du mastic ou du mortier.



Figure 30 : Zone 2 : Capot visible sur un joint

Cette protection ne correspond que partiellement au descriptif des travaux envisagés en 2003 [1], où il était envisagé la mise en place d'un joint waterstop fixé par deux plats en acier inoxydable de part et d'autre du joint, joint waterstop recouvert d'un couvre joint par la suite.

Le joint de fond d'enclave ne présente pas de désordres.



Figure 31 : Zone 2 : Chambre aval : joint de fond de chambre

Aucun autre désordre n'est visible sur la chambre de retraite.

6.3.2 EVOLUTION RECENTE

La chambre de retraite aval a été inspectée à plusieurs reprises :

- Inspection à sec en 2000. Aucune venue d'eau n'est visible, seul un léger suintement est constaté.
Lors de cette inspection, aucune fissure n'a été constatée, seuls les joints de construction sont visibles. Le rapport conclut qu'il existe « un défaut d'étanchéité manifeste » de ces joints.
Le rapport de 2002 indique également que les fuites sont constatées lors des batardages successifs de la porte en 1975, 1977, 1980, 1987 et 1996, avec une tendance à l'aggravation pouvant compromettre à terme la possibilité de mettre à sec la tête.
- Nouvelle inspection à sec lors du chômage de la tête aval, en 2016 : deux écoulements d'eau par un joint ont été constaté, un sur la face amont et l'autre sur la face aval de la chambre.

Des essais de traçage des écoulements par fluorescéine ont été réalisés, la fluorescéine étant injectée dans la cavité située sous le local technique attenant à la chambre. Une connexion a été mise en évidence entre cette cavité et les fuites observées côté amont.

Les photos prises lors du chômage montrent la présence du couvre joint sur la face aval, visiblement inefficace.



Figure 32 : Chômage de 2016 – Fuites sur la face amont de la chambre de retraite



Figure 33 : Chômage de 2016 – Fuites sur la face aval de la chambre de retraite

- Inspection de 2018, en eau. Lors de cette inspection, des essais de traçage des écoulements par fluorescéine ont été réalisés, la fluorescéine étant injectée dans la cavité située dans le jardin de la maison éclusière. Aucune connexion directe n'a été mise en évidence par ce procédé entre la cavité observée et la chambre.



Figure 34 : Joint de la chambre de retraite de la porte aval, état en 2018 et en 2023

6.3.3 CONCLUSION

Aucune évolution notable n'est visible lors de l'inspection.

Les défauts d'étanchéités constatés en 2002 et 2016 n'ayant pas été traités depuis, ceux-ci sont toujours d'actualité : l'aggravation du trou situé sous le local technique provient de la connexion directe entre la chambre et ce trou.

L'eau emplit le trou depuis la chambre à niveau de sas amont. Lors de la vidange, le trou se vide par les joints, l'eau entraînant les matériaux fins du remblai attenants à la chambre.

6.4 ZONE 3 : SAS

6.4.1 CONSTAT DE 2023

Aucune venue d'eau n'est constatée lorsque le sas est à niveau haut.

L'abaissement du niveau d'eau fait apparaître de multiples venues d'eau par la maçonnerie et les engravures des échelles sur le bajoyer de terre, sur la partie aval de l'écluse. Les fuites sont principalement localisées entre l'échelle aval et la 4^{ème} échelle comptée depuis l'aval.

Ces venues d'eau se tarissent en environ 25 min, et n'entraînent pas de matériau de manière visible.

Les venues d'eau principales proviennent :

- d'une fissure horizontale, à proximité de la première échelle aval ;
- du second joint de construction ;
- de l'engravure de la troisième échelle.



Figure 35 : Zone 3 - Venues d'eau en rive droite par la fissure horizontale



Figure 36 : Zone 3 : Venues d'eau par le second joint



Figure 37 : Zone 3 : Venues d'eau par l'engravure de la troisième échelle

De multiples fissures sont observées dans les bajoyers :

- des fissures verticales dans les angles des engravures des échelles. Des venues d'eau sont constatées par celles-ci ;
- En rive droite, entre la seconde et la troisième échelle, une cavité en forme de Z ;



Figure 38 : Zone 3 Fissure en forme de Z

- En rive droite, au droit de la première échelle aval, une fissure en diagonale qui se prolonge sous l'eau jusqu'au radier ;



Figure 39 : Zone 3 : Fissure diagonale dans le passage de la première échelle aval rive droite

- En rive gauche, une fissure en diagonale se prolongeant sous l'eau. Une venue d'eau importante en provient qui est toujours active avec un débit plus faible près de 45 min après la vidange du sas.



Figure 40 : Zone 3 : Venue d'eau par le passage de la première échelle rive gauche

En rive droite, l'inspection subaquatique a identifié une succession de cavités à la jonction bajoyer / radier, située entre la seconde et la troisième échelle.

Elles s'étendent sur environ 7 m, et ont une profondeur de l'ordre de 30 cm pour une hauteur variable entre 5 et 20 cm.



Figure 41 : Zone 3 - Cavité à la jonction bajoyer / radier

6.4.2 EVOLUTION RECENTE

Nous ne disposons pas d'observations antérieures sur les fuites dans le sas.

6.4.3 CONCLUSION A CE STADE

Le débit des fuites dans le sas ne remet pas en cause la vidange du sas, et la présence des fissures n'est, en soi, pas nécessairement un signe de dégradation important.

Les principales préoccupations sont les constatations associées à ces fissures et venues d'eau :

- Lessivage des sols des terrepleins, malgré le fait que les eaux des fuites paraissent peu chargées ;
- Possible tassement de la tête aval : les deux fissures au droit des premières échelles en sont une possible manifestation ;
- Possible décollement du parement de briques l'effet de la pression de l'eau retenue en arrière lors d'un tassement.

6.5 ZONE 4 : MUR AVAL RIVE DROITE

6.5.1 CONSTAT DE 2023

Le rideau en aval de l'écluse est constitué d'un rideau de palplanches tiranté surmonté d'une poutre de couronnement.

Le rideau est protégé à l'aval immédiatement de l'écluse par un blindage métallique équipé de 3 lisses de guidage, visibles sur la figure ci-dessous.



Figure 42 : Zone 4 : Rideau aval rive droite – venues d'eau visible à marée basse (photo VNF)

Le rideau présente un défaut de verticalité : le pied est plus avancé que le couronnement. Cela peut traduire le résultat d'un défaut de butée. Il semble néanmoins curieux que ce défaut intervienne à cet endroit, qui se caractérise par une poussée moindre du remblai (qui frotte sur le mur de l'enclave aval). A moins que défaut résulte précisément de l'histoire de cet endroit, et notamment du batardeau de chantier qui devait s'y situer.

Les lisses de guidage ne sont pas endommagées.

A marée basse, à fort coefficient et lorsque le sas est au niveau amont ou plus haut que le niveau aval, des venues d'eau significatives sont constatées sous la tôle de blindage.

L'inspection subaquatique a mis en évidence une ouverture horizontale dans la 7^{ème} palplanche (décomptée depuis la tête aval de l'écluse), palplanche située au droit de la venue d'eau. La présence de cet orifice, conjugué avec le défaut d'étanchéité de l'écluse, explique certainement la venue d'eau observé.



Figure 43 : Zone 4 : Mur aval rive droite – ouverture horizontale d'une palplanche

Compte tenu du faible taux de déformation environnant, de la continuité de l'ouverture serrure à serrure de la même palplanche, ce désordre fait plutôt penser à une enture. L'ouverture correspondrait ainsi au joint de juxtaposition entre deux tronçons de palplanches qui n'avaient la longueur nécessaire.

L'écoulement observé montre que le rideau de palplanches crée une perte de charge notable dès l'instant où le niveau dans le sas est plus haut que le niveau aval et donc que ce rideau est soumis à une charge hydraulique défavorable et qui n'a sans doute pas été prise en compte, du moins avec cette intensité, dans les calculs initiaux.

6.5.2 EVOLUTION RECENTE

Le diagnostic de 2006, basé sur un diagnostic subaquatique de 1997, ne met pas en évidence de désordre sur cette section de rideau de palplanches.

6.6 ZONE 5 : MUR AVAL RIVE DROITE D'EXTREMITE

6.6.1 CONSTAT DE 2023

Une importante cavité est visible à l'extrémité aval du rideau de palplanches, à environ 200 m en aval de la tête. Cette cavité se situe à la connexion entre le rideau de palplanches et un mur en maçonnerie également fortement dégradé.



Figure 44 : Zone 5– localisation de la cavité

La cavité a une profondeur de plusieurs mètres : le niveau d'eau est visible depuis la surface de la cavité. Le diamètre de l'ouverture en tête est de l'ordre de 2 m.

6.6.2 ÉVOLUTION RECENTE

Cette cavité n'existait pas en 2006. Elle est donc récente et est susceptible d'évoluer rapidement.



Figure 45 : Zone 5 Cavité visible en aval de l'écluse

Le rideau de palplanches est accolé à la maçonnerie, sans présence de palplanches en retour. L'accostage de la dernière palplanche contre la maçonnerie est loin d'être parfait : des trous importants sont constatés, le terrain en arrière n'est pas soutenu.



Figure 46 : Zone 5 Aval - Accostage palplanches / maçonnerie imparfait

La structure en maçonnerie attenante repose sur un gros béton très fortement dégradé : une ouverture de 2 m environ de profondeur est constatée. Ce gros béton est délimité par un rideau de palplanches en bois. Ce rideau est très fortement dégradé sur la face parallèle à la berge, et semble intact sur la face perpendiculaire à la berge, placée en arrière du rideau de palplanches métalliques.

6.6.3 EVOLUTION RECENTE

Cette cavité n'existait pas en 2000. Elle est donc récente et est susceptible d'évoluer rapidement.

6.7 ZONE 6 : RUE DES ECLUSES

6.7.1 CONSTAT DE 2023

La rue des écluses, sur la portion la plus proche de la Seine située entre la friche Bonna Sabla et le rideau de palplanches de soutènement, présente des flaches côté friche.

Des affaissements plus conséquents sont visibles dans la friche, avec en particulier des cavités sous le muret de clôture de celle-ci.

Aucun désordre n'est constaté côté quai ni sur le rideau de palplanches lui-même.



Figure 47 : Zone 6 : Flaches sur la rue des écluses, côté friche



Figure 48 : Zone 6 : Flache et trous sous muret de clôture

6.7.2 EVOLUTION RECENTE

Aucun désordre n'est constaté dans le plan topographique de 1998, ni lors du diagnostic de 2006 ou de 2018.

Des flaches sont visibles sur les photographies Google street view de 2013, semble-t-il moins prononcées



Figure 49 : Zone 6 : Situation en 2013

7 RESULTATS DES RECONNAISSANCES SPECIFIQUES REALISEES EN 2024 ET 2025

7.1 RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

La campagne de reconnaissances géotechniques de la berge rive droite de l'écluse a consisté à réaliser :

- 5 sondages carottés dont 4 sont descendus à 15 m de profondeur et un (SC2) est descendu à 25 m de profondeur ;
- 5 sondages pressiométriques dont 4 sont descendus à 15 m de profondeur et un (SP2) à 30 m de profondeur.



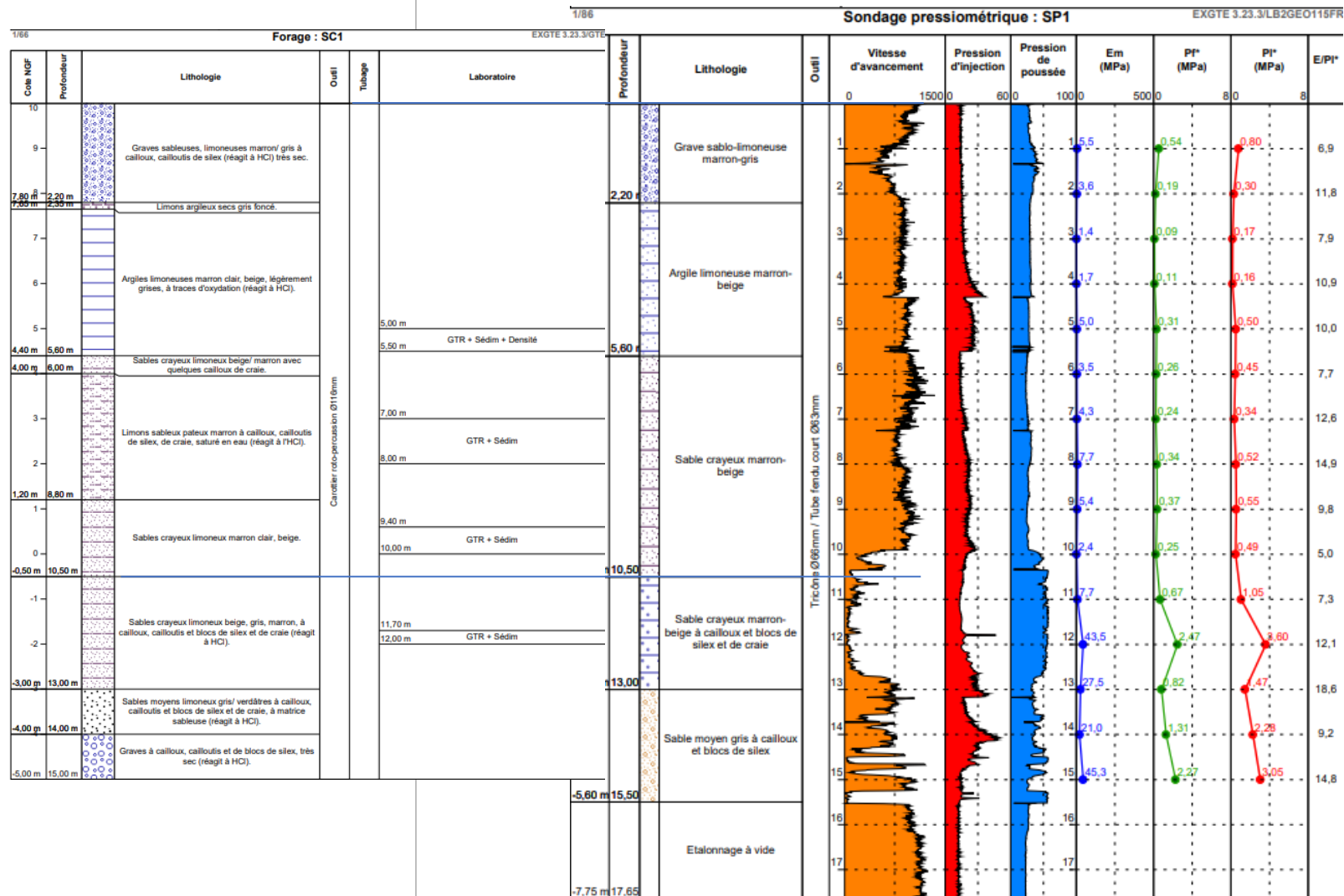
Figure 50 : Implantation des reconnaissances géotechniques de 2024











Le substratum crayeux reconnu dans les sondages antérieurs réalisés le long du bajoyer rive gauche est rencontré autour de la cote -3,00 IGN 69 le long du bajoyer du sas (SC4, SC3 et SC2). Il est plus profond en aval (SC5) puisque la craie n'est pas rencontrée jusqu'à la cote -5,00 IGN 69. Au droit de l'enclave de porte aval (SC1), le sondage a probablement été fait dans l'emprise de la fouille de l'enclave ce qui fait que le sondage n'intéresse que du remblai.

Les caractéristiques des matériaux de couverture sont faibles à très faibles, particulièrement en SP4 (pl^* 0,06 MPa en surface) et dans ce sondage jusqu'à la cote 0,00 IGN69. On est pourtant à cet endroit en dehors des remblais.

Tous les matériaux de couverture sont limoneux ou sableux, donc particulièrement sensibles à l'érosion interne.

Le géotechnicien fait les remarques suivantes :

- « Les essais pressiométriques réalisés dans les couches de remblais et d'alluvions modernes sont parfois difficilement exploitables, avec des valeurs de pl^* et EM très basses. Nous sommes ici à la limite du domaine de l'utilisation de l'essai pressiométrique en présence de matériaux fins, très peu consistant, sous nappe et sous-consolidés » ;
- « les sondages carottés ont montré un faible taux de récupération, notamment au niveau de faciès limono-craieux peu compacts sous nappe. Aussi, on notera les difficultés de forage dans ce contexte où le battement continu de la nappe d'accompagnement constitue un facteur dégradant de la qualité du carottage ».

Les essais d'eau qu'il était prévu de réaliser dans les matériaux de couverture n'ont pas pu être mené à bien en raison de la trop grande perméabilité des matériaux.

7.2 MESURES PIEZOMETRIQUES DYNAMIQUES

7.2.1 GENERALITES

Deux campagnes de mesures piézométriques dynamiques ont été réalisées, la première du 29 septembre au 10 octobre 2024 et la seconde du 4 au 13 décembre 2024.

La pression interstitielle en différents points du terreplein rive droite a été mesurée par des cellules à corde vibrante placées dans des forages (CPI). Dans le même temps, le niveau dans le sas et le niveau en aval de l'écluse étaient mesurés par des sondes piézo-résistives.

Le dispositif de mesures est le défini ci-après.

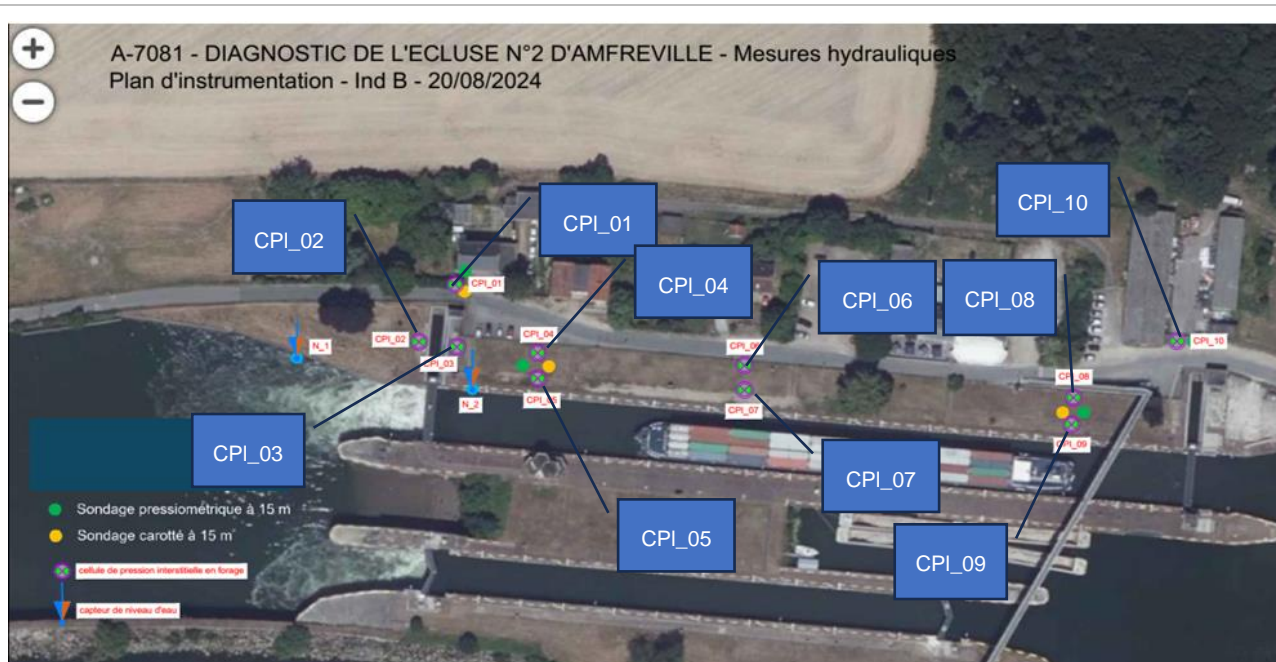


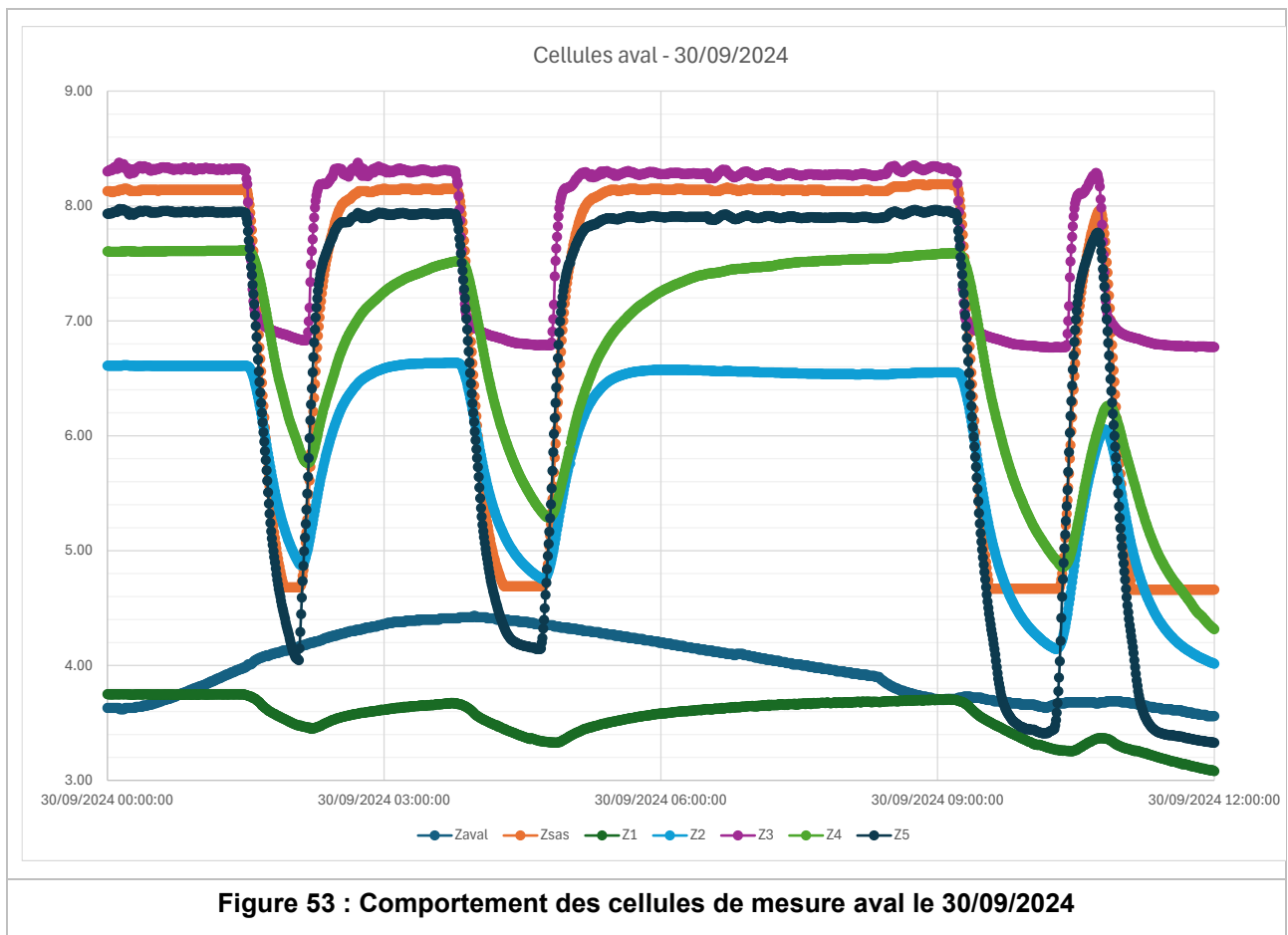
Figure 52 : Dispositif de mesure piézométrique

La sonde de mesure du niveau aval et la sonde de mesure du niveau dans le sas ont été remplacées entre les deux séries de mesures. Elles n'ont pas tout à fait le même calage et, pour la sonde de mesure du niveau dans le sas, un comportement différent.

Nous commentons ci-dessous des graphiques types extraits des mesures effectuées pour en tirer des éléments de diagnostic.

7.2.2 CELLULES AVAL

Le premier graphique ci-dessous montre les mesures effectuées le 30/09/2024 entre 0h00 et 12h00. Le sas était plein à 0h00 et il y a eu 4 vidanges et 3 remplissages sur la période. Le sas a été maintenu au niveau amont pendant des durées très variables.



Le comportement de la cellule CPI_1 pose question : le niveau mesuré se maintient toujours très bas, jusqu'à 1,00 m sous le niveau aval. Bien que l'on puisse détecter des variations cohérentes avec les variations du niveau dans le sas, nous considérons que cette cellule ne fonctionne pas correctement. Elle n'a d'ailleurs pas été utilisée dans la seconde période.

Les cellules CPI_2, CPI_3, CPI_4 et CPI_5 réagissent très rapidement et sur une plage importante aux variations de niveau dans le sas. Elles fonctionnent apparemment normalement, bien que CPI_3 et CPI_5 montrent des oscillations parasites. Il nous semble qu'il faudrait modifier le calage altimétrique :

- Considérer que CPI_5 est placée plus haut de 10 cm environ pour remonter Z5, car il n'est pas compréhensible que le niveau mesuré descende sous la cote aval ;
- Considérer que CPI_3 est placée plus bas d'au moins 10 cm, car il n'est pas compréhensible que le niveau mesuré dépasse le niveau dans le sas.

Par ailleurs, nous notons que la sonde de mesure du niveau dans le sas n'indique pas de niveau inférieur à 4,41, alors que, lorsque la porte aval est ouverte, le niveau dans le sas est égal au niveau aval.

Les niveaux mesurés par CPI_3 et CPI_5 suivent pratiquement le niveau dans le sas, à la montée comme à la descente. Avec les corrections de calage proposés, le niveau maximum mesuré serait très voisin de celui du sas. Cela traduit une très forte perméabilité de cette zone et un fort débit capable de saturer très rapidement le volume de sol concerné.

Les mesures de CPI_2 et CPI_4 sont moins réactives au niveau dans le sas : les pentes de montée et de descente sont moins fortes, la cote maximale est nettement en dessous du niveau dans le sas, y compris lorsque le sas est maintenu très longtemps au niveau amont. Ce comportement s'explique parfaitement par les points suivants :

- La distance par rapport à l'origine de la fuite (qui est manifestement le sas) explique la pente plus faible de montée du niveau, puisque le débit de fuite doit remplir le volume de sol à saturer ;
- L'existence d'un exutoire vers l'aval explique que :
 - le niveau maximum soit moins élevé que dans le sas, même si le sas est maintenu très longtemps au niveau amont ;
 - la pente de descente du niveau est plus forte que la pente de montée (puisque le débit de l'exutoire vers l'aval s'ajoute au débit de « retour » vers le sas) ;
- Les deux points précédents expliquent que lorsque le niveau dans le sas n'est maintenu que très brièvement au niveau amont, le niveau maximum n'est pas atteint.

La différence de cote mesurée entre CPI_3 et CPI_2 lorsque le sas est maintenu en eau très longtemps correspond à la perte de charge hydraulique de l'écoulement de contournement de l'enclave de porte aval, soit environ 1,50 m.

On voit que la charge hydraulique sur le rideau de palplanches aval est de l'ordre de 3 m lorsque à marée basse.

Le second graphique présente les mesures effectuées le 12/12/2024 matin.

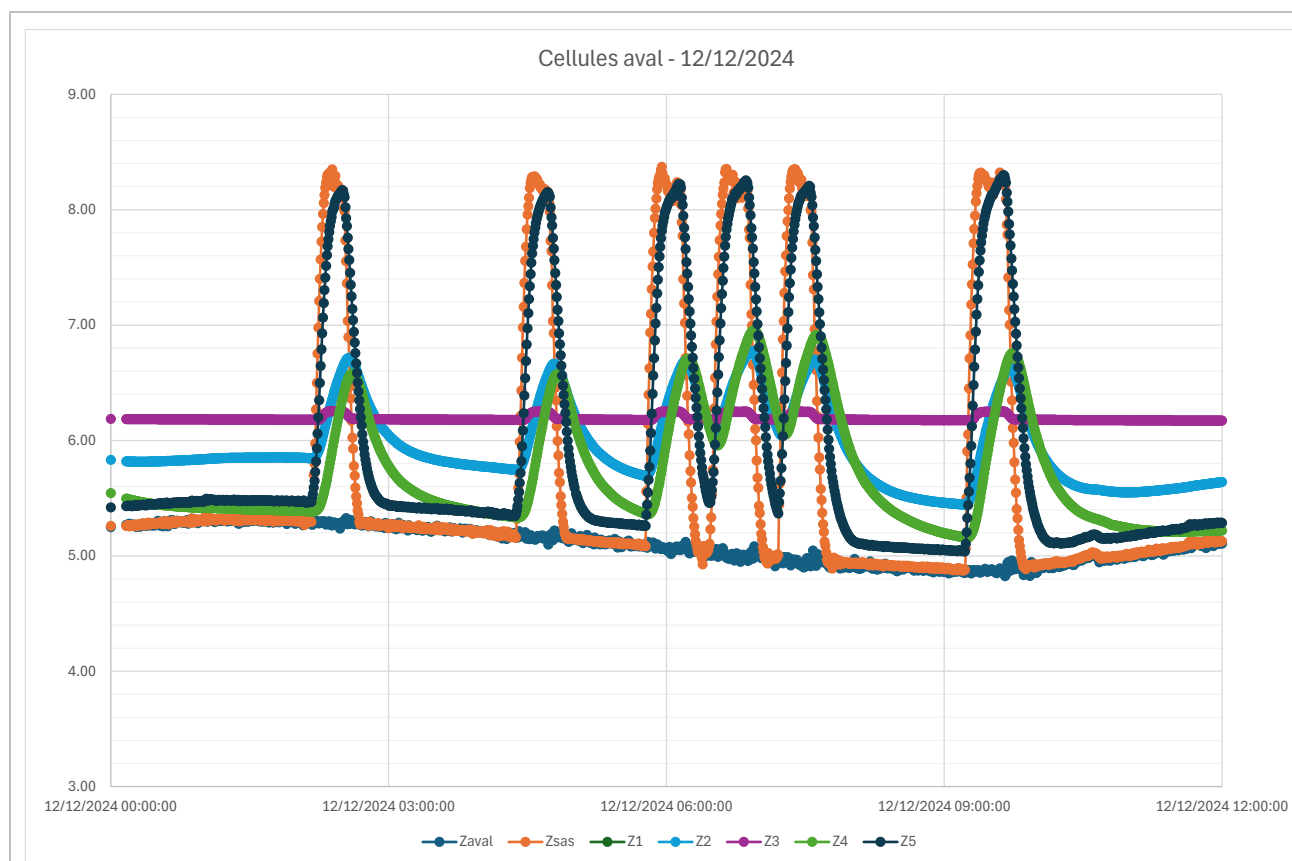


Figure 54 : Comportement des cellules aval le 12/12/2024

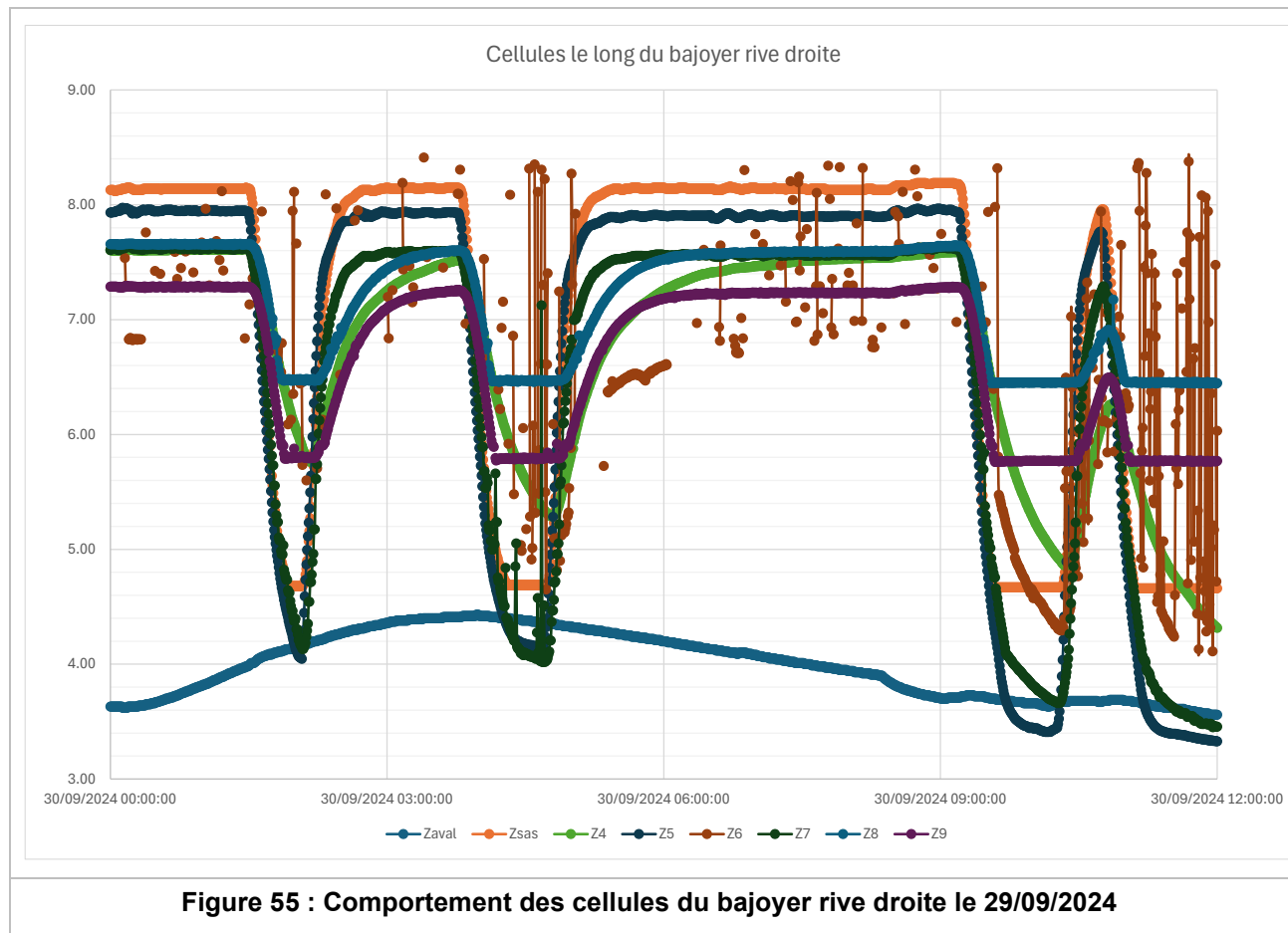
La cellule CPI_1 ne fonctionne plus. La cellule CPI_3 ne répond que très peu au remplissage du sas et le niveau mesuré ne descend plus en dessous de 6,10. Cette cellule ne fonctionne visiblement plus correctement.

En revanche, la sonde de mesure du niveau dans le sas fonctionne sur toute la plage de variation du niveau.

Le comportement de CPI_2, CPI_4 et CPI_5 est similaire à celui observé dans la première série de mesures. Le calage des sondes de mesure du niveau dans le sas et du niveau aval semble meilleur.

7.2.3 CELLULES LE LONG DU BAJoyer RIVE DROITE

La figure suivante restitue les mesures effectuées le 29/09/2024 matin.



La cellule CPI_6 donne des valeurs visiblement erratiques, quoique restant dans le domaine du possible, hors cote supérieure à la cote du sas, sauf sur certaines périodes. Ici, autour de 11h00, les mesures sont continues et cohérentes avec celles des autres sondes qui semblent fonctionner.

On note que les cellules CPI_8 et CPI_9 ne donnent pas de valeur inférieure à une cote fixe :

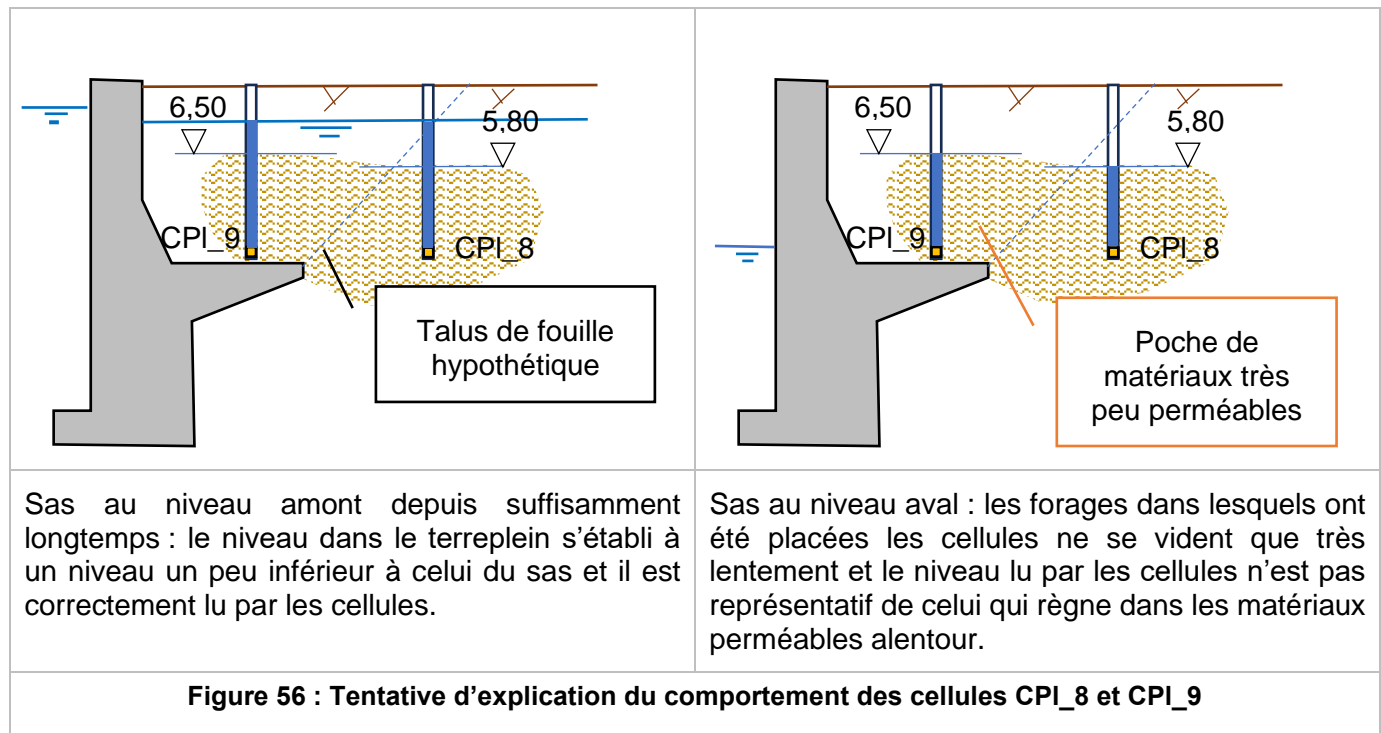
- 6,50 pour CPI_9 ;
- 5,80 pour CPI_8.

Elles réagissent par contre de manière « normale » au-dessus de ces niveaux.

Nous n'avons pas eu d'explication de la part d'Hydrogéotechnique sur un éventuel dysfonctionnement des cellules de pression interstitielle pouvant expliquer ce comportement. A défaut, la seule explication serait que ces cellules soient placées dans un milieu très peu perméable qui régnerait au-dessous de :

- de 6,50 pour CPI_9 ;
- de 5,80 pour CPI_8 ;

dans lequel les variations du niveau dans le sas ne se répercuteraient que très lentement et ne seraient pas sensibles dans le fonctionnement normal de l'écluse :



Cette hypothèse ne nous paraît pas cohérente avec les données fournies par les sondages géotechniques et notamment les sondages SC2 et SP2, réalisés à proximité immédiate des forages dans lesquels sont placées les sondes et dans lesquels n'apparaît aucune discontinuité particulière autour de la cote +6,00.

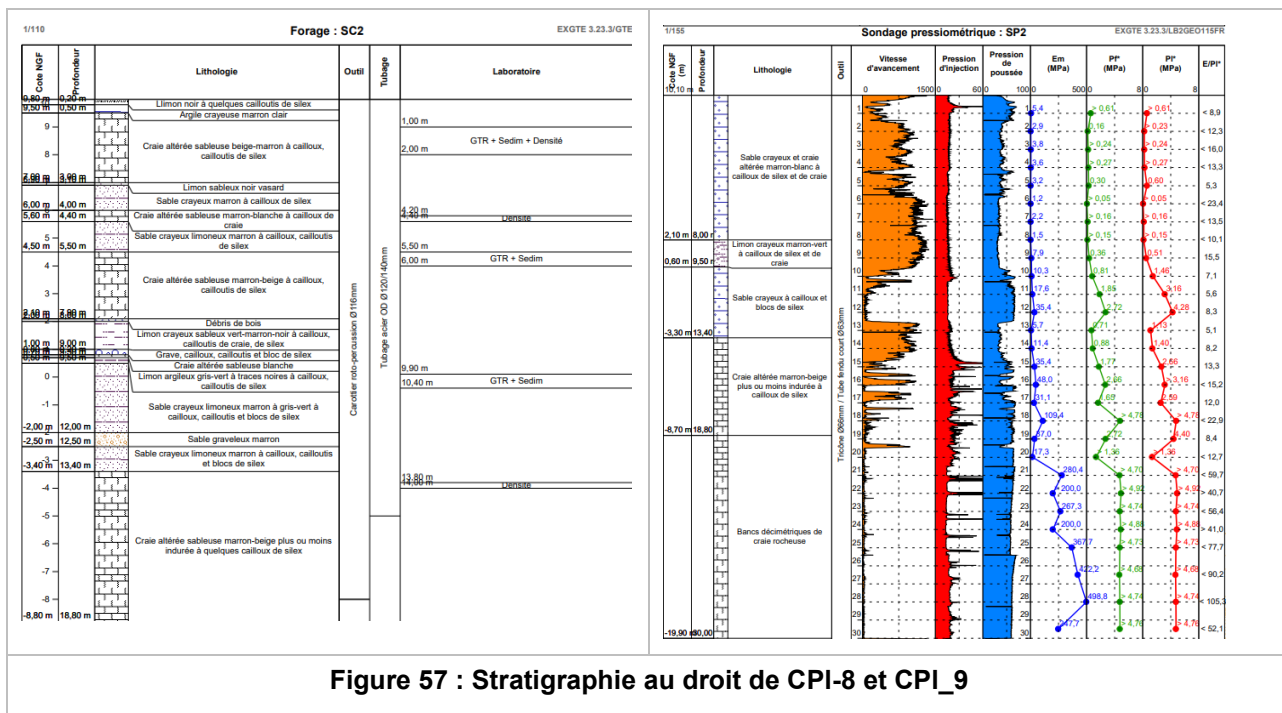


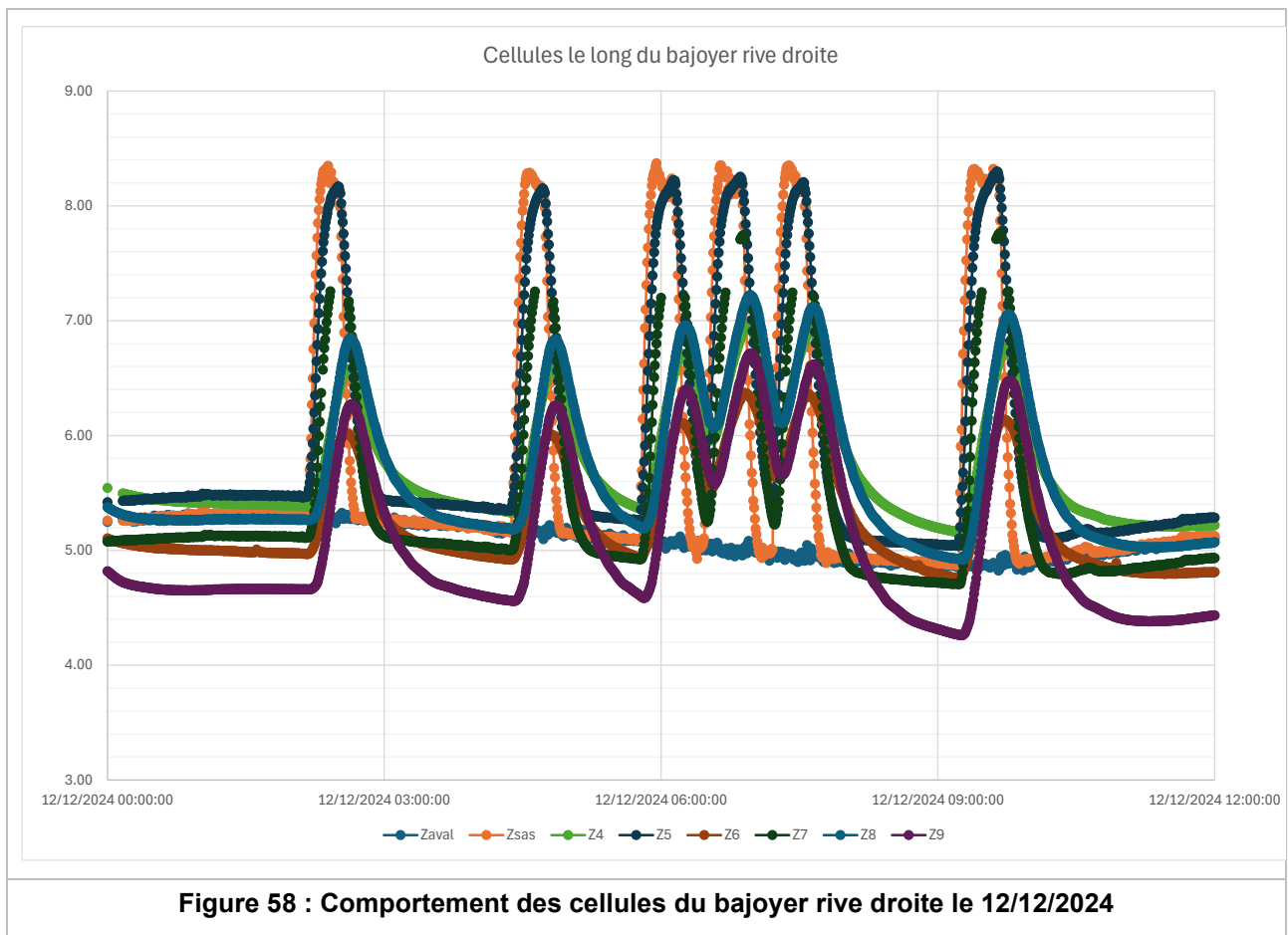
Figure 57 : Stratigraphie au droit de CPI-8 et CPI_9

Le niveau maximal atteint dans CPI-9 est nettement inférieur à celui atteint dans CPI_5 et CPI_7 et la pente de montée du niveau lors d'un remplissage du sas y est nettement plus faible. Cela montre que CPI_9 est relativement éloigné de la zone de fuite et bénéficie d'un exutoire vers l'aval efficace malgré que l'on se soit nettement déplacé vers l'amont entre CPI_7 et CPI_9.

Le niveau maximal lu par CPI_8 est très voisin de celui lu par on CPI_4 et CPI_7 et en tout cas supérieur à celui lu par CPI_9. La pente pour atteindre ce niveau est intermédiaire entre la pente assez forte observée sur les mesures de CP_7, cellule près du bajoyer et la pente plutôt faible observée sur les mesures de CP_4 qui se trouve aussi loin du bajoyer que CP_8 et beaucoup de CP_7, que nous avons vu « bien alimenté » que ne l'est CPI_8. Cela traduirait qu'il existe un volume de matériaux particulièrement perméable englobant le ou les points origine des fuites à CPI-7 et à CPI_8 et qui, en même temps, serait moins bien drainé vers l'aval.

Nous observons également que le niveau maximal lu par CPI_9, située plus près du bajoyer que CPI_8, est inférieur d'environ 0,30 m à celui lu par CPI_8. S'il ne s'agit pas d'un problème de calage altimétrique des cellules, c'est encore un indice d'une grande hétérogénéité du terreplein quant à la perméabilité des matériaux qui le compose comme à l'accès de ceux-ci à l'exutoire aval.

Le second graphique présente les mesures effectuées le 12/12/2024 matin.



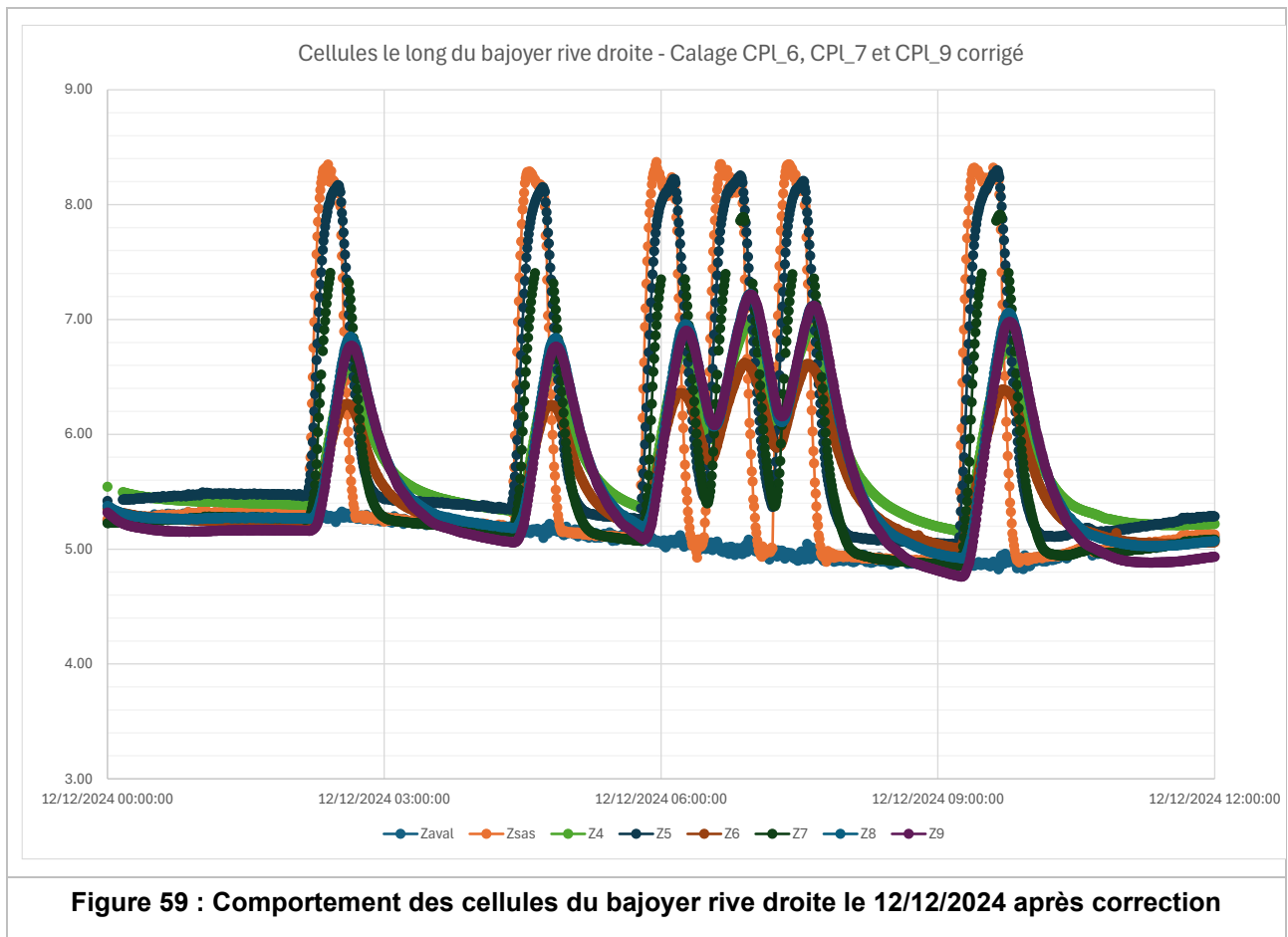
Sur cette période, seule la cellule CPI_7 semble ne pas fonctionner complètement correctement : en fin de remplissage, de nombreuses valeurs ne sont pas renseignées.

La cellule CPI_6 semble fonctionner convenablement alors que ses mesures paraissaient erratiques sur la période précédente. Les mesures qu'elles retournent sont cohérentes avec les mesures des autres sondes et avec les commentaires fait à propos de la première figure.

Nous constatons que l'effet de « seuil » observé sur les mesures des cellules CPI_8 et CPI_9, c'est-à-dire que les niveaux lus par ces cellules ne descendent pas au-dessous d'une valeur fixe, a complètement disparu. On peut donc légitimement considérer qu'il résultait d'un dysfonctionnement des cellules.

Le commentaire général que l'on peut faire c'est que le calage altimétrique des cellules CPI_6, CPI_7 devrait sans doute être corrigé car il n'est pas explicable qu'un niveau d'eau inférieur au niveau aval soit mesuré. C'est encore plus flagrant pour CPI_9.

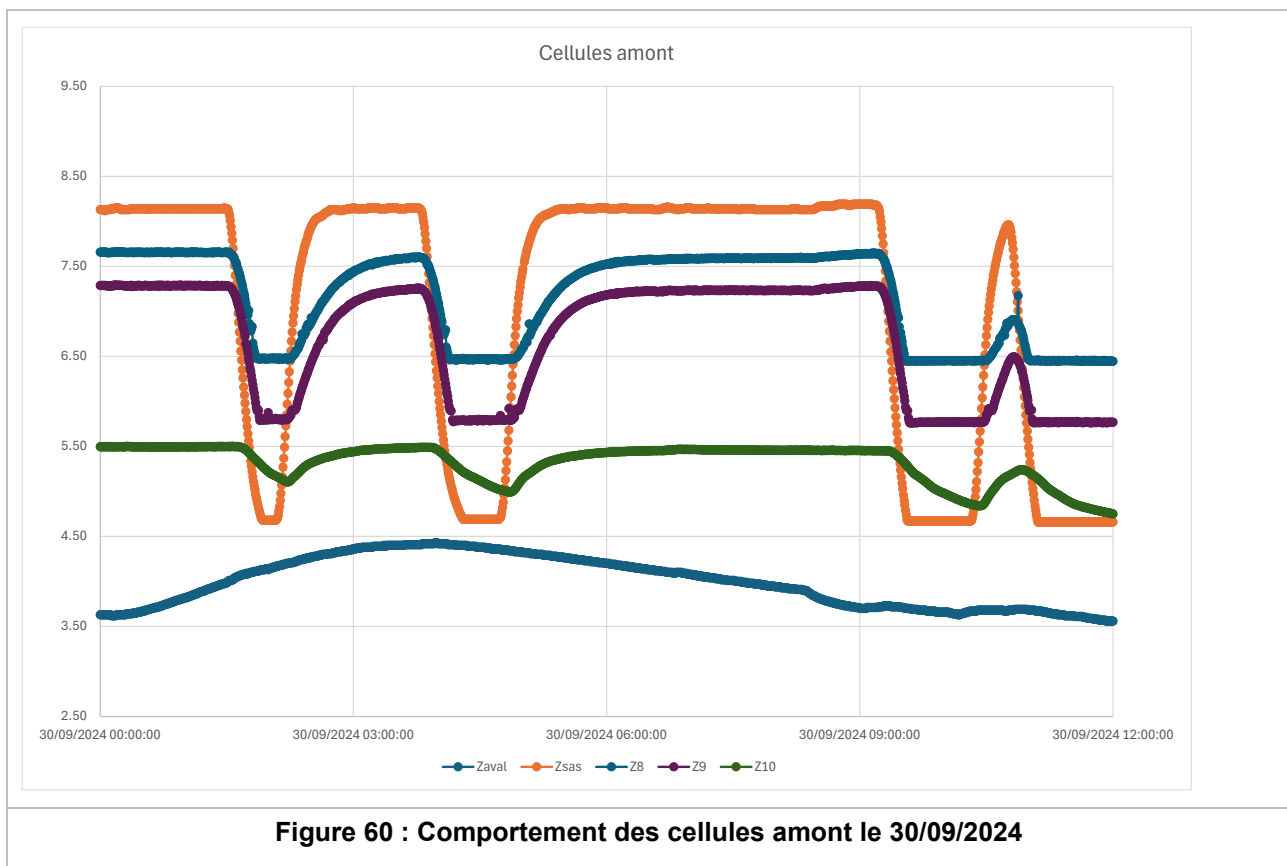
Si nous faisons cette correction, nous obtenons le graphique suivant :



Ces résultats semblent plus logiques. Il n'y a pratiquement plus de différence entre les niveaux lus par CPI_9 et CPI_10.

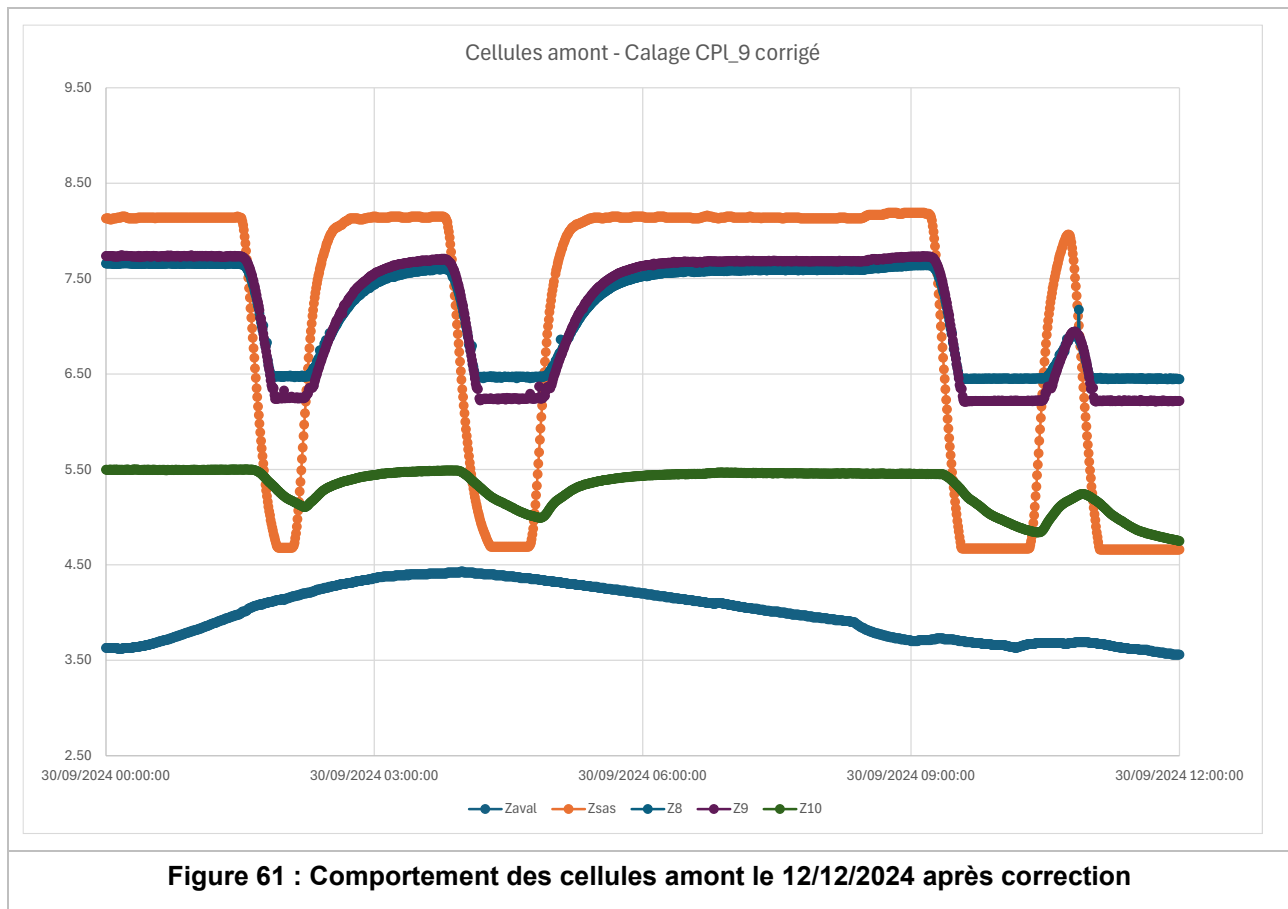
7.2.4 CELLULES AMONT

La première figure montre les mesures réalisées le 30/09/2024 matin.



Durant la seconde campagne de mesure, la cellule CPI_10 ne fonctionne plus.

En recalant la cellule CPI_9 comme fait ci-dessus pour les mesures du 12 décembre 2024, on obtient la figure suivante :



La cellule CBI_10 paraît fonctionner correctement. Sas au niveau amont, sur longue période les niveaux lus par CBI_9, CBI_8 et CBI_10 sont très stables et le niveau lu par CBI_10 est nettement inférieur à celui lu par CBI_9 et CBI_8. Il n'y a donc pas d'alimentation « anormale » du terreplein par contournement de l'enclave de porte amont. Ceci ne veut bien sûr pas dire qu'il n'y a pas globalement un écoulement de l'amont vers l'aval autour et sous l'écluse, que le sas de celle-ci soit au niveau amont ou au niveau aval.

La vidange du sas entraîne, avec un décalage dans le temps, une baisse sensible du niveau lu par CPI_10. C'est parfaitement explicable par le fait que la vidange du sas réduit le débit de fuite vers le terreplein et « soulage » donc l'exutoire de l'écoulement vers l'aval qui est plus ou moins commun. Ainsi, lorsque le sas est au niveau aval pendant une longue période, il est même probable que le débit qui passe par CBI_10 s'écoule en partie vers le sas.

7.2.5 CONCLUSION

Malgré de probables dysfonctionnements et défauts de calage altimétrique des cellules de mesure de pression interstitielle, les mesures piézométriques mettent en évidence des fuites importantes dans la partie aval du sas. A chaque remplissage du sas, ces fuites viennent saturer les matériaux du terreplein, peu compacts et très perméables. En même temps qu'ellesaturent le terreplein, les fuites sont également à l'origine d'un écoulement qui rejoint la Seine en aval du sas, en partie au moins à travers le rideau de palplanches juste en aval de la tête aval. A chaque vidange du sas, le sens du flux s'inverse dans le terreplein et l'écoulement vers la Seine se tarit.

Ces mouvements d'eau sont à l'origine d'une érosion interne, les exutoires des matériaux entraînés étant à la fois le sas et l'aval, qui explique :

- L'affaissement de la chaussée et les cavités près de l'enclave de porte aval et dans le jardin de la maison en retrait ;
- Probablement, un affaissement général du terreplein du terreplein.

L'interprétation des mesures conjuguée avec les observations sur site et l'étude de l'historique nous permettent de localiser les principales fuites au droit des joints de fractionnement des plots qui du sas qui ont été reconstruits en 1946 et au travers de la fissure horizontale et subhorizontale repérée sur le plot le plus aval du sas. Il y a en plus les fuites depuis la chambre de porte aval, mais celles-ci paraissent secondaires.



Figure 62 : Localisation des principales fuites au travers du bajoyer rive droite

7.3 INVESTIGATIONS GEORADAR

La partie aval du bajoyer rive droite a fait l'objet d'une investigation par géoradar pour détecter d'éventuelles anomalies de liaison entre le parement en briques et le béton qui constitue le corps du bajoyer.

La figure de synthèse des investigations est présentée page suivante.

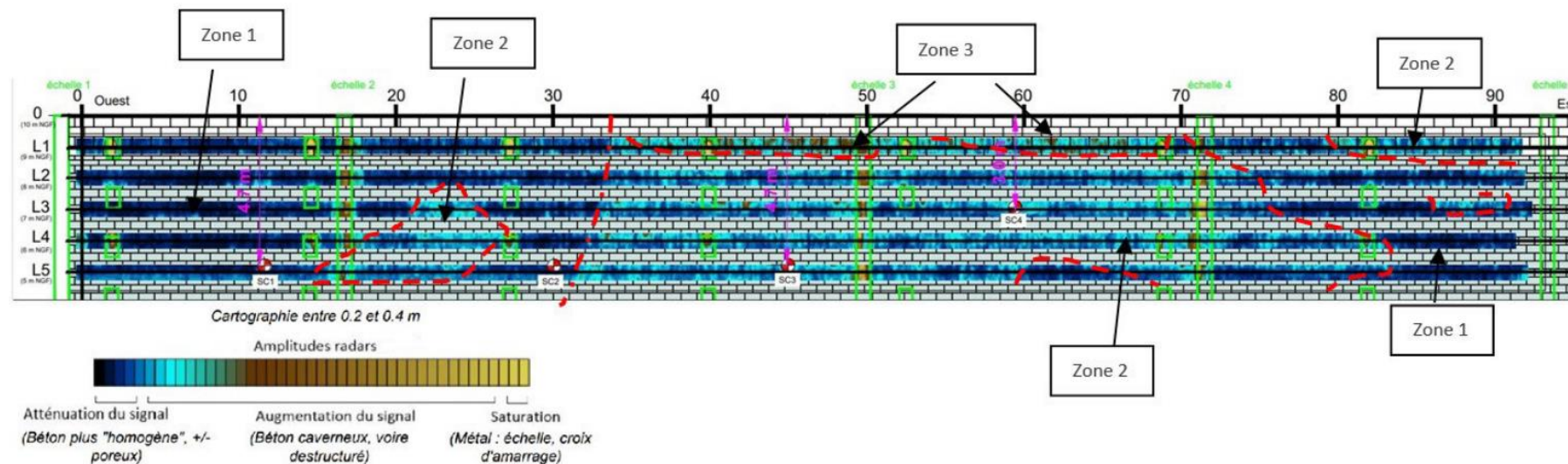


Figure 12: Nature du béton interprétée de l'amplitude du signal et des carottages courts

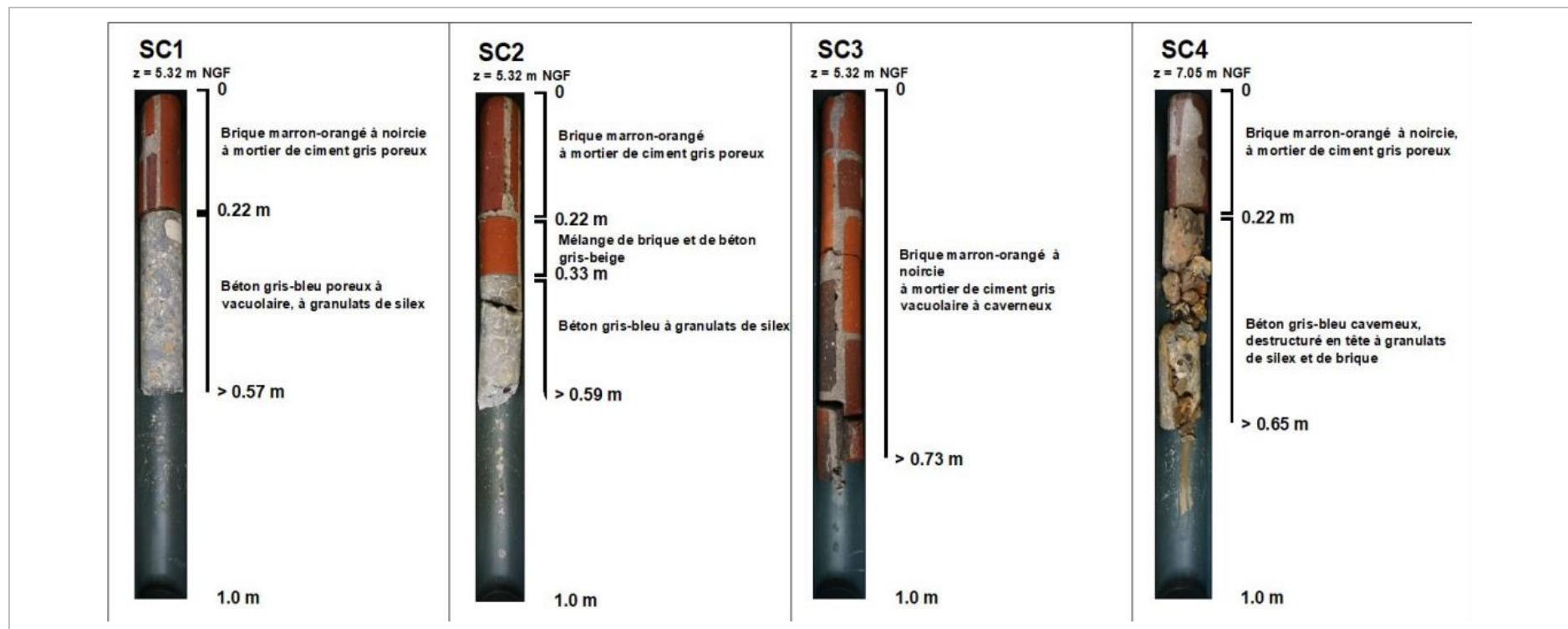
L'interprétation du géophysicien est la suivante :

- Zone 1 : matériau du bajoyer homogène, avec peu de contraste de compacité. Il s'agirait ainsi de béton poreux, localement fracturé ;
- Zone 2 : matériau du bajoyer plus hétérogène. Il s'agirait de béton encore plus poreux et/ou altéré ;
- Zone 3 : concerne une partie du bajoyer qui n'est pas immergée en fonctionnement normal. L'interprétation serait que le béton y est encore plus dégradé qu'en zone 2.

Il n'est pas détecté de zone où le parement de briques serait décollé du béton du bajoyer.

Figure 63 : Image géoradar et interprétation

Les carottes prélevées dans 4 carottages horizontaux repérés sur la figure ci-dessus et destinées à aider l'interprétation des images radar sont présentées ci-dessous :



L'interprétation qui en est faite par Hydrogéotechnique est la suivante :

- Epaisseur de parement de briques très variable ;
- Qualité de béton en arrière des briques très variable ;
- Le béton des carottes prélevées en zone 1 (SC1 et SC2) est sain ;
- Le béton de la carotte SC4 est très altéré.

Figure 64 : Carottages horizontaux et interprétation

Nous observations sur ces carottes sont les suivantes :

- Le parement de briques de 0,22 m d'épaisseur en partie courante (soit 2 épaisseurs de briques de 10 cm) comporte deux séries de contreforts, l'une qui paraît avoir une hauteur de 0,22 m pour une largeur équivalente, l'autre qui a une hauteur de 0,80 m et une largeur de 0,22 m. La hauteur de cette seconde série semble s'accroître avec la profondeur (contreforts trapézoïdaux vus d'amont vers l'aval). SC3 est donc « tombé » sur un contrefort de 0,80 m.



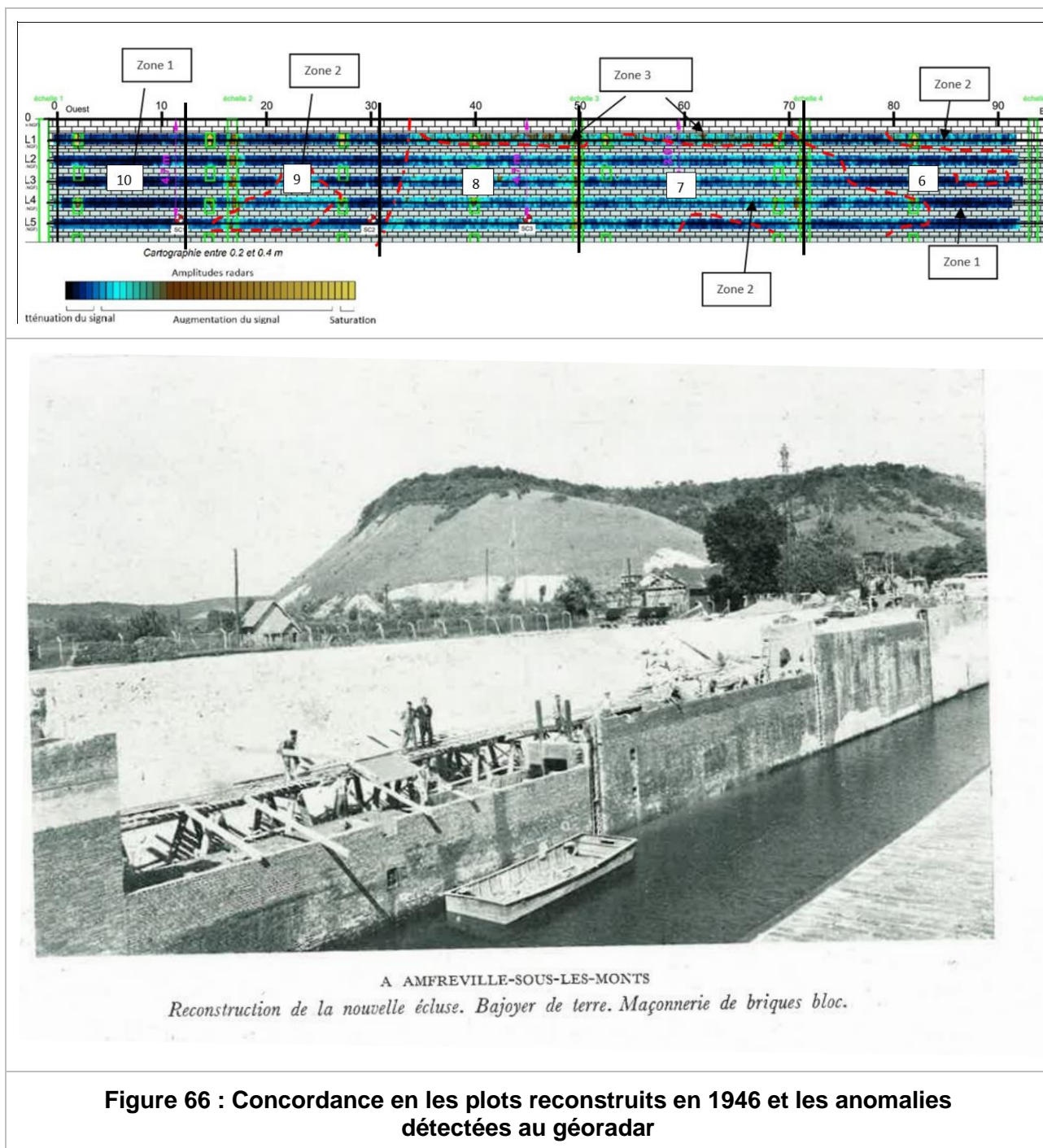
Bajoyer de terre - Briquetage du bloc 7
Joints cuivre des blocs 7 et 8

Figure 65 : Photo de la reconstruction des plots 7 et 8 en 1946

- L'interface briques / béton est, sur chacune des carottes, en bon état (pas de trace de circulation d'eau notamment). Sur SC2, nous voyons même que la carotte s'est rompue à l'intérieur du béton et non à l'interface, ce qui est manifestement un signe de bonne adhérence entre les briques et le béton ;
- L'altération des briques est superficielle, sauf bien sûr au droit des arêtes exposées où le frottement et les chocs des bateaux entraînent des dégradations bien plus importantes.

En synthèse, nos conclusions sur les investigations radar et les carottages horizontaux associés ces reconnaissances sont les suivantes :

- elles ne permettent pas de mettre en évidence un phénomène de décollement du parement de briques ;
- les limites entre les zones où le béton serait altéré et celui où il serait sain coïncident remarquablement avec les limites de la zone reconstruite en 1946 (plots 7 et 8 et au moins une partie du plot 9, avec réfection du joint d'étanchéité entre les plots 6 et 7).

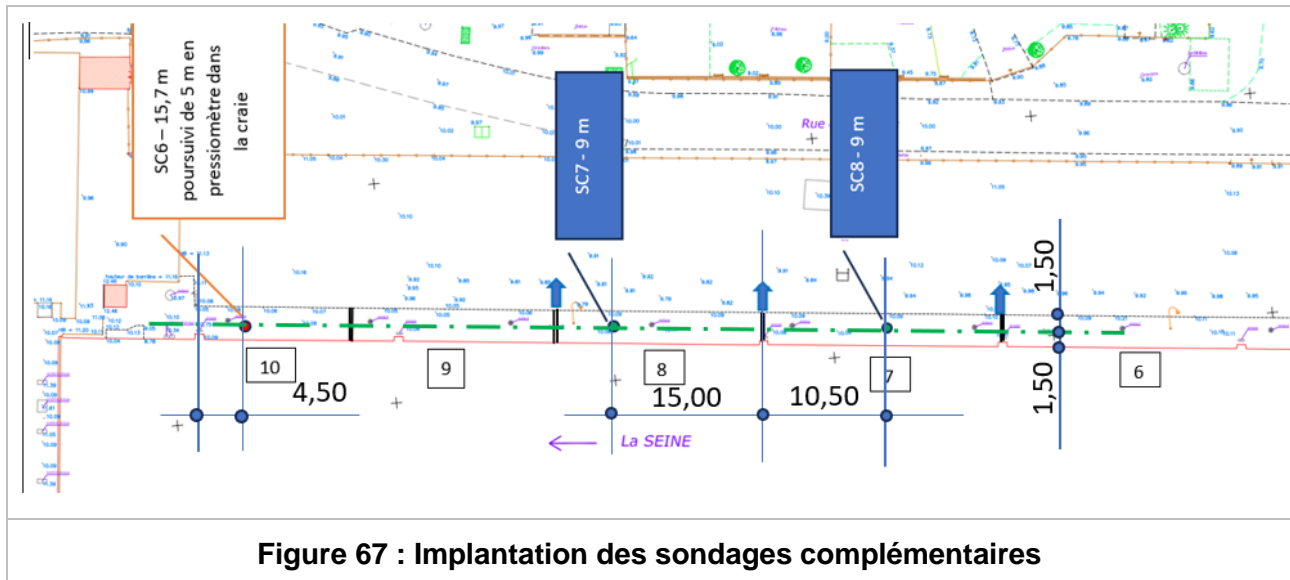


7.4 CAROTTAGES VERTICAUX ET ESSAIS PRESSIONNETRIQUES COMPLEMENTAIRES

7.4.1 DESCRIPTION DES RECONNAISSANCES EFFECTUEES

L'interprétation des reconnaissances par géoradar a conduit à faire réaliser trois nouveaux carottages verticaux dans le bajoyer rive droite :

- un en aval de la partie reconstruite en 1946 (SC6) ;
- deux dans la partie reconstruite en 1946, dans deux plots différents (SC7 et SC8) :



Le carottage SC6 est poursuivi jusqu'à traverser le bajoyer de part en part, ce qui permet d'intercepter la fissure horizontale visible en parement et de poursuivre le carottage par un sondage pressiométrique dans la craie de fondation.

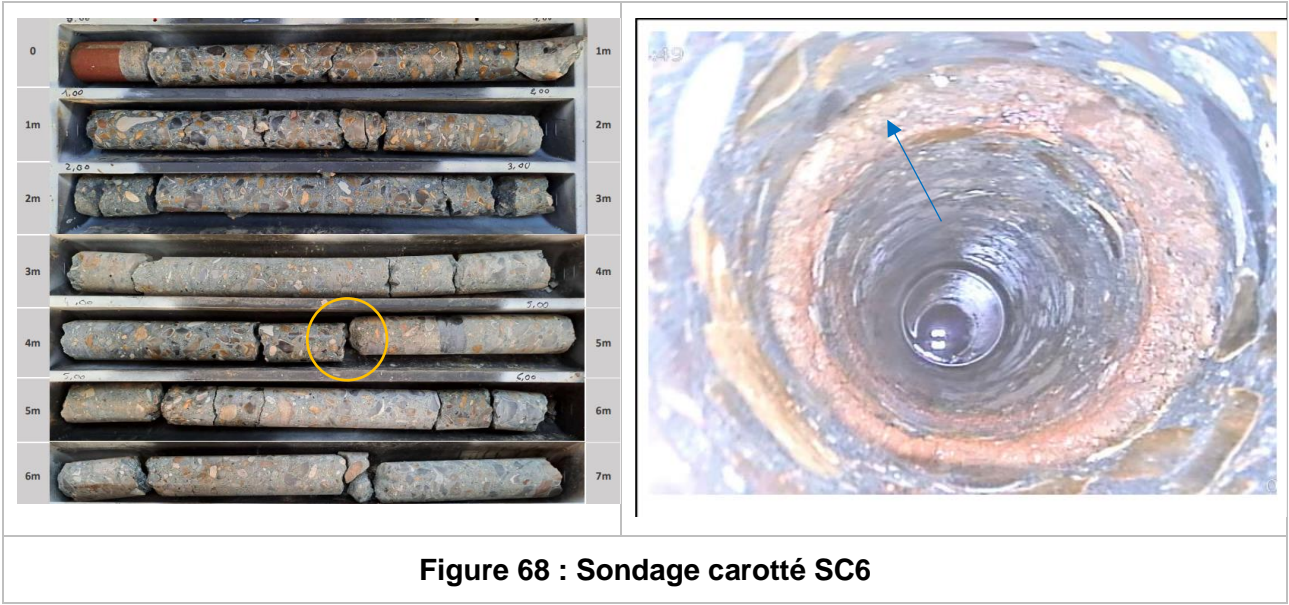
7.4.2 INTERPRETATION DU CAROTTAGE SC6

Sous le revêtement de briques de surface, on trouve tout au long du carottage SC6 un béton compact, sauf :

- Entre 8,50 m et 9 m de profondeur ;
- Autour de 13,70 m de profondeur ;
- Au-delà de 15,50 m de profondeur ;

Où le béton a été remonté sous forme de fragments. Les images de la paroi de carottages étant inexploitable, il n'a pas été confirmé que ces zones correspondaient effectivement à des zones de béton de moins bonne qualité originelle ou de béton dégradé.

A 4,50 m de profondeur, on observe une fracture quasi-horizontale qui correspond à la fissure qui apparaît en parement. Cette fracture est bien visible sur l'image de la paroi qui confirme la fracturation de la carotte.



7.4.3 INTERPRETATION DES CAROTTAGES SC7 ET SC8



On observe :




	Ce qui paraît être la reprise de bétonnage de construction
	Des zones fragmentées au-dessus de cette reprise de bétonnage dont la distribution paraît erratique
	Des zones fragmentées sous la reprise de bétonnage, donc dans le béton d'origine, dont une autour de 7,70 m de profondeur, cote correspondant à la reprise de bétonnage au-dessus de la semelle du bajoyer.

Figure 69 : Sondages carottés SC7 et SC8 - Planche 1

Les images de paroi au-dessus du niveau de la reprise de bétonnage confirment que les zones fragmentées ne sont pas dues à une dégradation du béton lors du carottage.

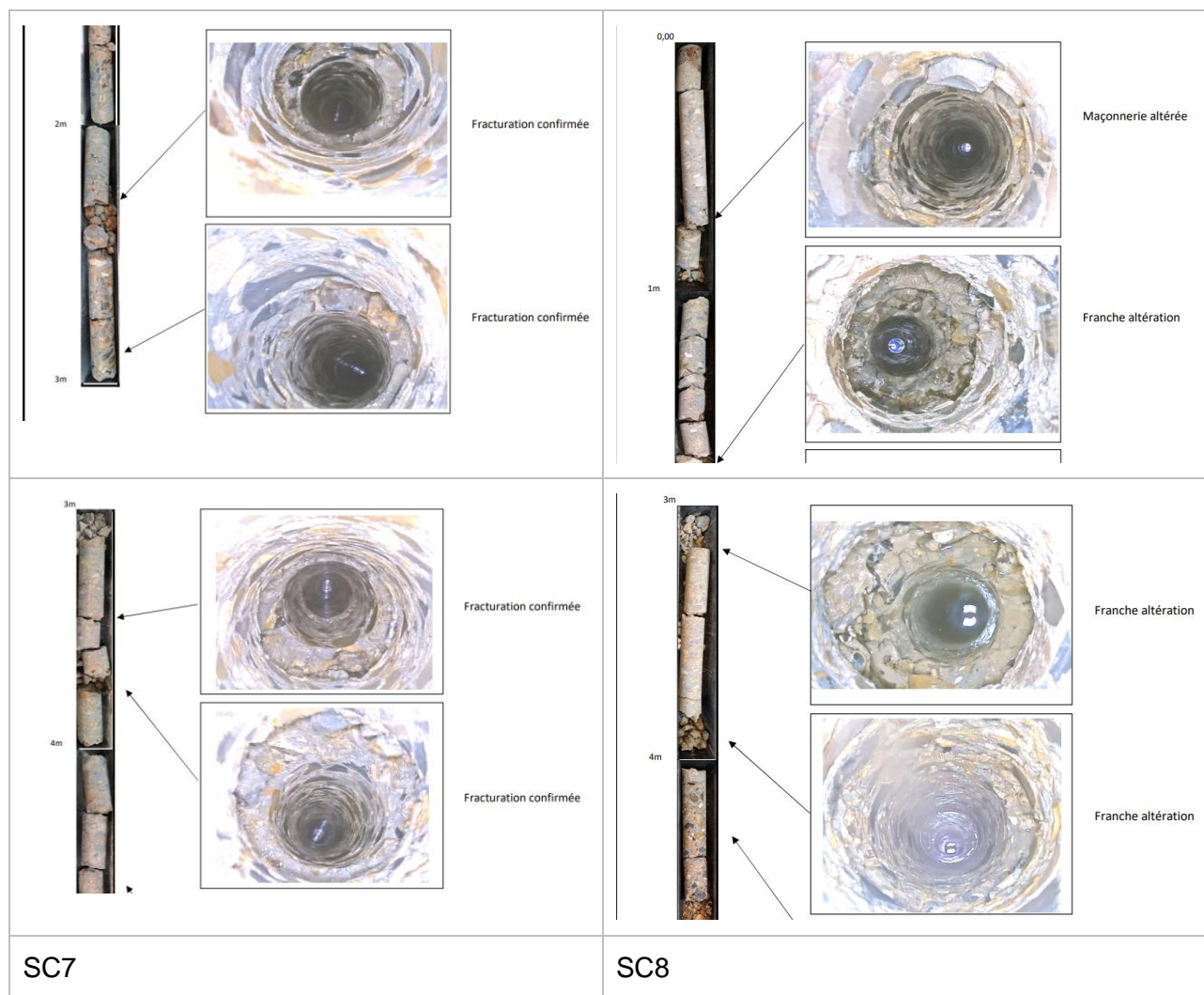
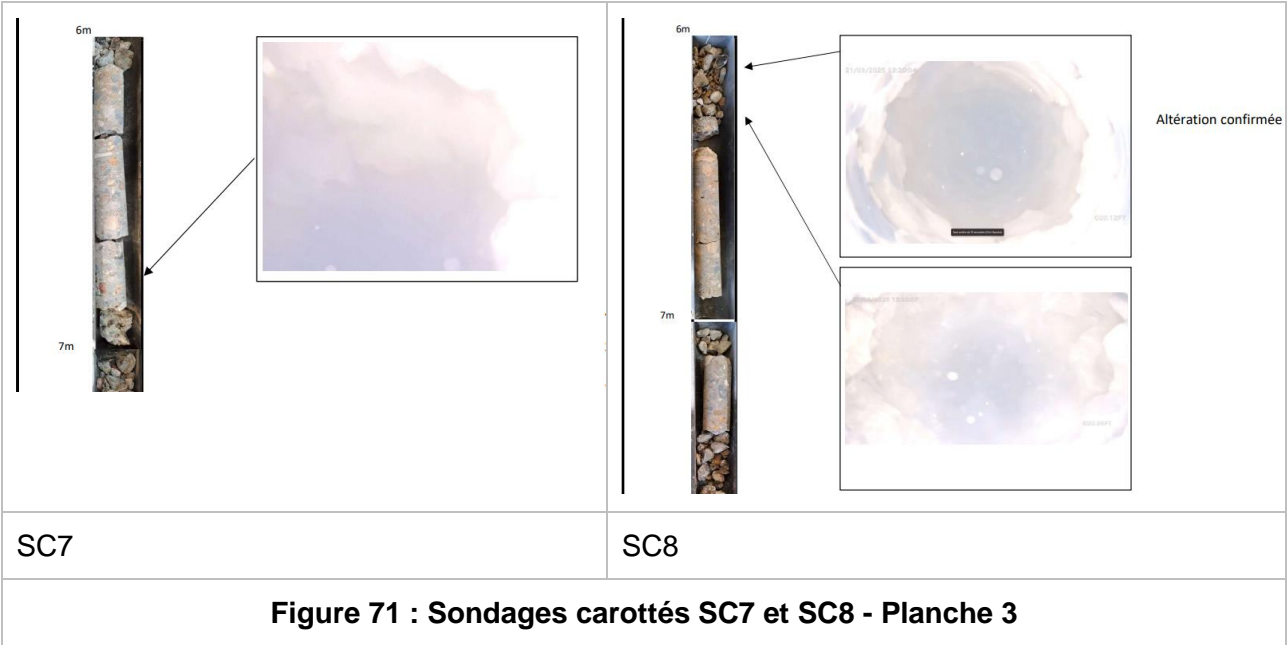


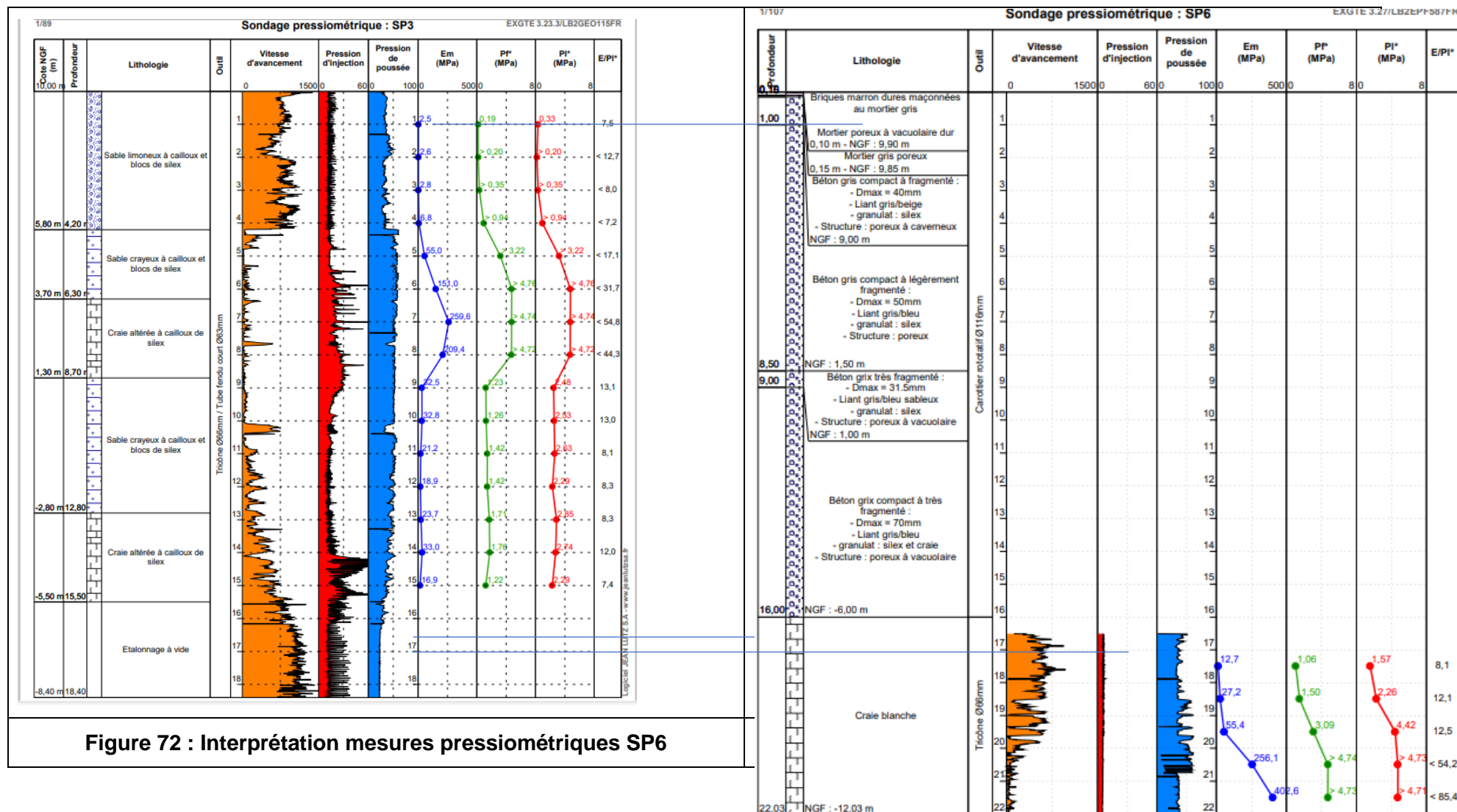
Figure 70 : Sondages carottés SC7 et SC8 - Planche 2

Sous le niveau dans les forages, la qualité des images est moins bonne mais certaines de celles-ci confirment que l'on a bien affaire à des zones dégradées ou défectueuses dès l'origine.



7.5 INTERPRETATION DES MESURES PRESSIOMETRIQUES

Comparées aux mesures réalisées dans SP3, en arrière du bajoyer, aucune anomalie n'apparaît dans les mesures pressiométriques réalisées sous le bajoyer en SP6 : celles-ci sont dans la continuité de ce qui est mesuré dans SP3, et les valeurs mesurées sont cohérentes avec une craie altérée.



7.6 CONCLUSION

Les carottages SC7 et SC8 confirment que les plots reconstruits en 1946 présentent des zones où le béton est caverneux. Ceci explique les fuites d'eau à distribution sporadique observées sur les plots 7 et 8 du bajoyer. Nous pouvons attribuer ces défauts de compacité à des problèmes de bétonnage : malaxage insuffisant ou ségrégation à la mise en place.

Pour autant, la base des plots 7 et 8 ne paraît pas exempte de défaut puisqu'on y note également des zones dégradées. Il peut ici s'agir de défauts de même type que ceux apparus lors de la reconstruction de 1946, notamment au niveau des reprises de bétonnage, ou même de fractures provoquées par les explosions du bombardement de 1944, affectant les bajoyers sous le niveau de reconstruction.

La fracture horizontale puis inclinée observée sur le plot 10 nous paraît relever de cette même explication, même s'il nous paraît curieux que cette fracture n'ait pas été explicitement mentionnée lors des diagnostics précédents. Les mesures pressiométriques réalisées dans SC6 ne montrent en effet aucune anomalie qui pourrait fournir une autre explication. Il s'agirait donc d'un dommage résultant du bombardement qui n'a pas été réparé lors des travaux de 1946 car il a été alors jugé qu'il était admissible. Il n'a d'ailleurs pas posé de problème structurel jusqu'à présent.

Les défauts observés expliquent les fuites constatées dans toute la partie aval du bajoyer rive droite hors les fuites constatées au droit des joints de fractionnement. Ces dernières restent selon nous prépondérantes mais l'ensemble des autres fuites est loin d'être négligeable et nécessite d'être traité pour régler le problème des affaissements de terrain.

8 EVALUATION DES RISQUES SUR L'OUVRAGE DANS SON ETAT ACTUEL - RECOMMANDATIONS

8.1 DESORDRES DU TERREPLEIN RIVE DROITE

8.1.1 DIAGNOSTIC

Les désordres qui affectent le terreplein rive droite de l'écluse n°2 sont clairement la conséquence de défauts d'étanchéité du sas et plus précisément, dans l'ordre d'importance :

- des joints de fractionnement qui séparent les plots 6 et 7, 7 et 8 et 8 et 9 ;
- de la fissure, d'abord horizontale, puis inclinée, qui affecte le plot n°10 ;
- des fuites sporadiques qui affectent les plots 7, 8 et 9.

Cette localisation et hiérarchisation est corroborée :

- par les observations visuelles ;
- par les mesures piézométriques dynamiques.

Il y a probablement d'autres points de fuite, dont certaines connues comme les fuites de la chambre de porte aval, mais leur participation au débit total de fuite nous paraît très inférieur à celle des points cités ci-dessus.

Ces défauts d'étanchéité provoquent :

- un écoulement du sas vers le bief aval, via la berge rive droite lors du remplissage du sas et tant que celui-ci est maintenu au niveau amont ;
- un écoulement de la berge vers le sas lors de la vidange du sas et jusqu'à épuisement du volume stocké dans le terreplein.

Les fuites n'ont, à notre avis :

- pas d'incidence significative sur la stabilité des bajoyers puisque les mesures piézométriques dynamiques montrent clairement que le terreplein rive droite se ressure très vite et sous une faible charge hydraulique ;
- pas d'incidence sur la résistance interne de la structure en U de l'enclave de la porte aval.

Nous considérons donc qu'il n'y a pas de risque, au moins à court terme, pour l'écluse elle-même.

En revanche, ces fuites ont les conséquences suivantes :

- La perte de matériaux par érosion interne, que ce soit du fait des écoulements vers l'aval ou des écoulements de retour vers le sas, provoque des fontis ou des affaissements de terrain plus généralisés dans toutes les zones concernées par les circulations « rapides » d'eau. L'extension en plan de ces zones et leur volume est déterminée par la perméabilité et le coefficient d'emmagasinement des matériaux du terreplein. Du fait de la perte de matière, la perméabilité et le coefficient d'emmagasinement, au moins avant effondrement du fontis, croissent dans le temps, ce qui tend à une accélération des désordres ;

Les fontis présentent un risque pour les personnes circulant dans les zones affectées, notamment si une cavité est masquée par une structure rigide (chaussée, constructions sur fondations superficielles...). Ce risque paraît maximal pour la chaussée au bout de l'enclave de porte aval.

- L'écoulement vers l'aval observé au remplissage du sas crée, au moins localement au droit de la fuite observée juste en aval de l'enclave de porte aval, une surcharge hydraulique sur le rideau de palplanches. Cette surcharge n'a probablement pas été prise en compte lors du dimensionnement de ce rideau.

Le risque est un effondrement du rideau de palplanches aval. Immédiatement en aval de l'écluse, cet effondrement interdirait son utilisation. Plus en aval, il menacerait la chaussée de la rue des écluses.

- Les fuites n'empêchent pas, pour l'instant, l'utilisation de l'écluse. Il faut noter que ce défaut d'étanchéité lorsque le sas est au niveau amont a son pendant lorsque le sas est au niveau aval. Le diagnostic de 1999 a en effet montré qu'il existe un débit de fuite assez important du bief amont vers le sas lorsque le sas est au niveau aval, car la craie de fondation est assez perméable et le radier du sas n'a pas de fonction d'étanchéité. Ce débit avait été évalué à 360 l/s.

Pour que le débit de fuite vers l'aval gêne significativement ou empêche l'utilisation de l'écluse, il faudrait qu'il atteigne une valeur qui puisse se comparer au débit de fin de remplissage sous la dénivelée acceptable pour l'ouverture de la porte amont. Ce sujet n'est pas évoqué par l'Exploitant. Il n'en reste pas moins que :

- La fuite vers l'aval ne peut qu'accroître la durée de sassement ;
- Le débit de fuite est susceptible d'augmenter et de finir par poser un problème d'exploitation.

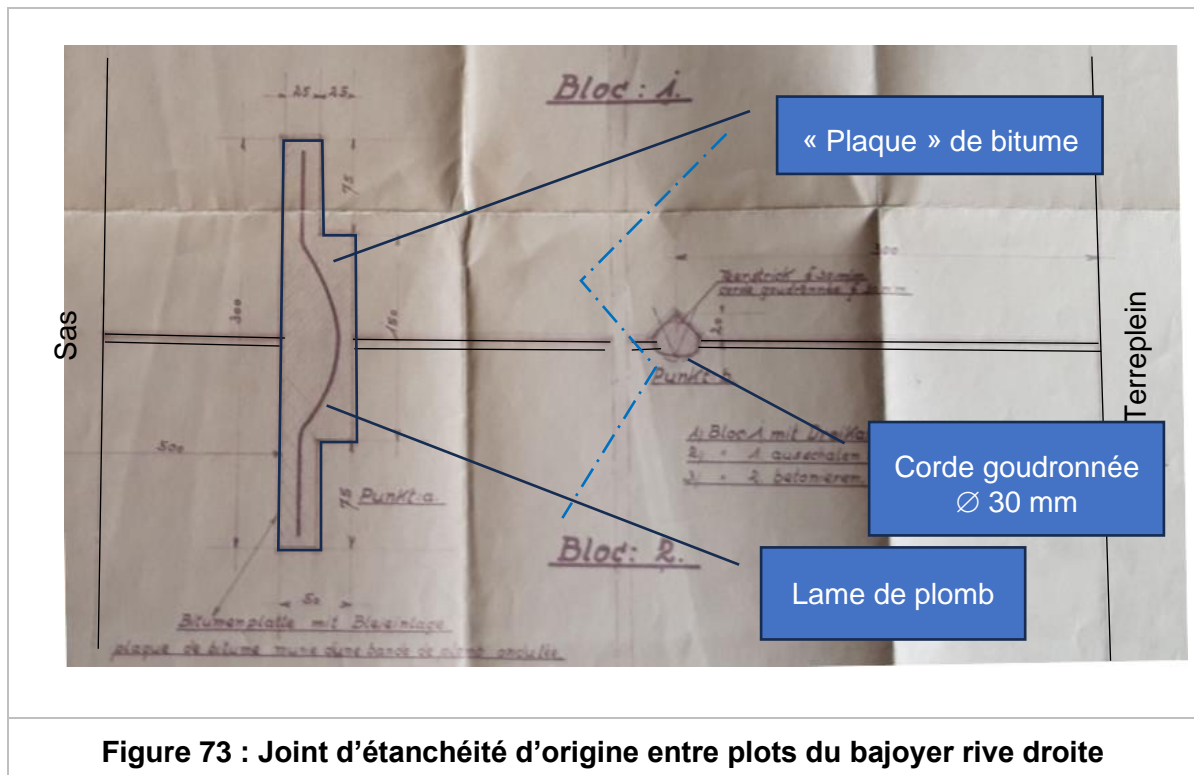
Les désordres observés sur le bajoyer rive droite et la tête aval ne caractérisent pas un défaut de stabilité ou de résistance interne des ouvrages fondés sur la craie. Cependant, la dégradation des plans de fracturation par les écoulements peut avoir à terme une incidence sur la résistance au cisaillement de ces plans de fracturation.

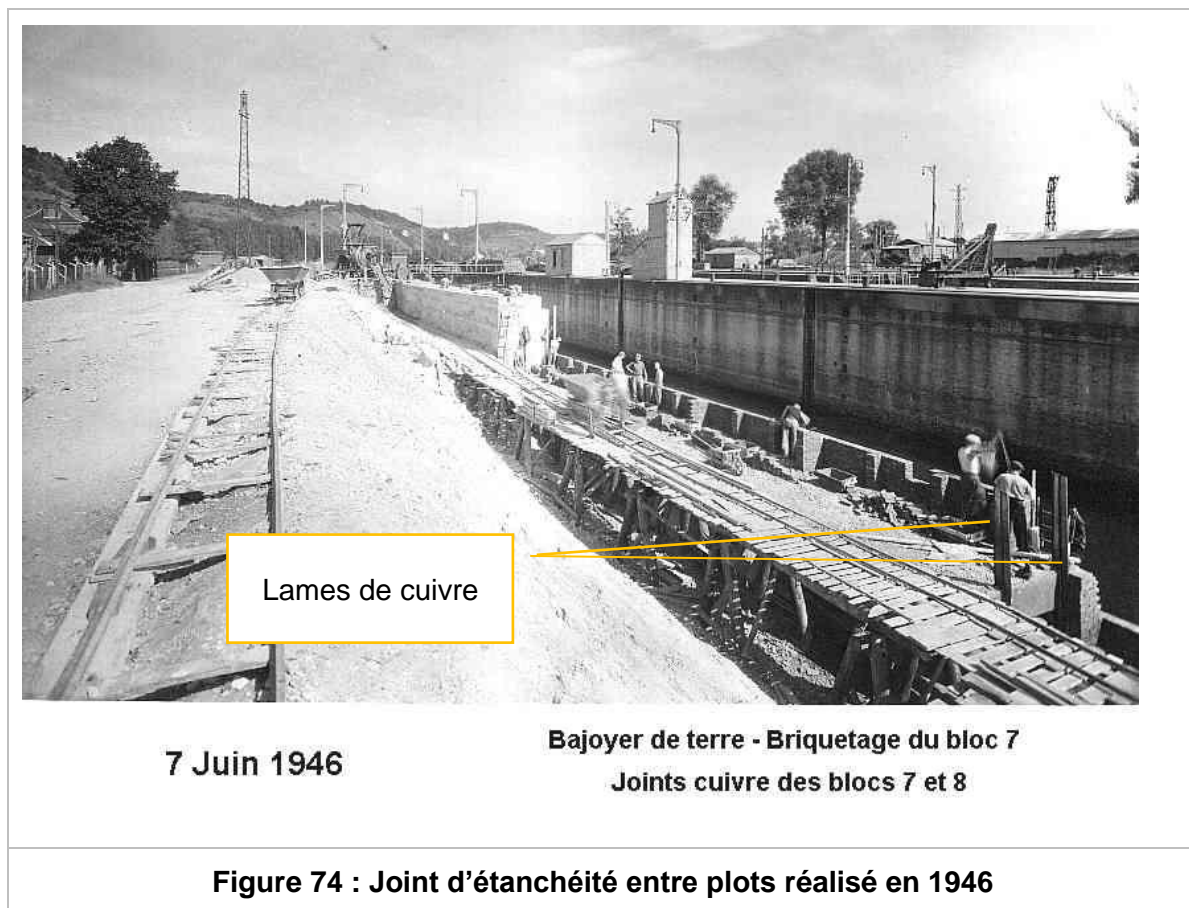
8.1.2 ORIGINE DES FUITES ET PRECONISATIONS DE TRAITEMENT

8.1.2.1 Fuites des joints de fractionnement

En ce qui concerne les joints de fractionnement mentionnés, ils correspondent précisément aux joints de fractionnement qui ont été rétablis lors des travaux de reconstruction partielle de 1946. L'étanchéité de ces joints de fractionnement n'est pas traitée de la même manière que celle des joints d'origine :

- L'étanchéité des joints de fractionnement d'origine est assurée par une « plaque » de bitume dans laquelle est noyée une lame de plomb présentant une ondulation, cette plaque de bitume étant elle-même noyée dans le béton, d'abord du plot coulé en premier, puis du plot coulé en second. Côte terre-plein, l'étanchéité est assurée, au-dessus de l'arase du rideau de palplanches enfoncées pour construire la partie inférieure du bajoyer, par une corde goudronnée de 30 mm de diamètre. Ce dernier dispositif est, à notre sens, tout à fait secondaire ;





La pérennité du dispositif d'étanchéité d'origine nous paraît bien meilleure que celle du dispositif employé en 1946 :

- La lame de plomb du dispositif d'origine est noyée dans un volume important de bitume, dont le comportement est viscoplastique à température ambiante. Le bitume protège le plomb du contact du béton qui lui serait préjudiciable (oxydation en présence d'humidité). La lame de plomb « arme » la plaque de bitume contre une éventuelle fissuration suivant le plan de joint. Ce bitume est supposé rester adhérent au béton sur le pourtour du scellement. Le plomb lui-même est capable de recristalliser à température ambiante, c'est-à-dire de réparer plus ou moins les effets de la fatigue dus aux cycles de variations de contraintes ;
- D'après la photographie ci-dessus, les lames de cuivre sont en contact direct avec le béton. S'il n'y a pas de risque de corrosion du cuivre dans le béton, cette compatibilité se traduit par une adhérence durable du béton sur le cuivre. Même si les lames de cuivre semblent comporter une ondulation (plus ou moins) dans le plan de joint, il résulte de cette adhérence que la plus grande part des déformations de respiration du joint de fractionnement se concentrent dans la partie de lame de cuivre qui est restée libre, dans l'épaisseur du joint de fractionnement. Les variations de contraintes dans le cuivre qui en résultent sont d'autant plus fortes que l'épaisseur du joint est faible. **On peut donc légitimement craindre une fissuration et une déchirure de la lame de cuivre par fatigue**, ce qui expliquerait le débit de fuite très important.

D'autre part, il y a certainement un point faible au niveau du raccordement entre le dispositif d'origine qui doit encore être en place sous le niveau aval et le dispositif installé lors de la reconstruction de la partie émergée du bajoyer. Il n'existe aucune information sur la façon dont a été traité ce raccordement.

Il est impératif de refaire l'étanchéité de ces joints de fractionnement pour résoudre le problème d'affaissement du terreplein.

8.1.2.2 Fuites dues aux dommages du bombardement de 1944

La fracture horizontale puis inclinée observée sur le plot 10 est le siège d'une fuite assez importante. L'aspect continu de ce désordre est également préjudiciable à la résistance interne du bajoyer de l'écluse si la dégradation des lèvres de la fracture par les écoulements conduit à réduire la résistance au cisaillement du plan de joint.

Ce désordre doit être traité non seulement dans un but d'amélioration de l'étanchéité, mais également dans un but de reconstitution de l'intégrité mécanique.

8.1.2.3 Fuites dues aux défauts de bétonnage des plots 7, 8 et 9

Les défauts de bétonnage rendent les bajoyers localement très perméables pour autant qu'ils présentent une continuité entre la face côté sas et la face côté terre du bajoyer. Ces défauts ont individuellement peu d'impact mais leur accumulation fait que leur participation aux fuites n'est pas négligeable. Un traitement visant à améliorer l'étanchéité du béton est suffisant lorsque les fuites ont cette origine.

Cependant, les carottages réalisés en 2025 ont mis en évidence des défauts ou des dégradations du béton au-dessous du niveau de reconstruction de 1946. Comme pour la fissure observée sur le plot 10 du bajoyer, ces défauts pourraient correspondre à des désordres provoqués par le bombardement de 1944, avec donc le risque ces défauts affectent des zones étendues et réduisent significativement la résistance interne du bajoyer. Nous préconisons donc de traiter les plots 7, 8 et 9 non seulement dans un but d'amélioration de l'étanchéité, mais également dans un but de reconstitution de l'intégrité mécanique.

8.1.3 RECOMMANDATIONS

Les enjeux pour la sécurité des personnes en cas de fontis et pour la sécurité d'exploitation en cas de ruine du rideau de palplanches aval rive droite imposent d'améliorer l'étanchéité du bajoyer rive droite. Par ailleurs, il y a au moins une fracture horizontale (dans le plot 10), siège d'une fuite relativement importante, que nous interprétons comme un dommage du bombardement de 1944 qui n'a pas été réparé en 1946. Il semble qu'il pourrait y avoir des dommages similaires dans les parties restées d'origine des plots 7, 8 et 9. Une dégradation de la résistance au cisaillement de ces plans de fracturation par les écoulements est possible. Aussi, nous recommandons que le bajoyer rive droite fasse également l'objet d'un confortement mécanique en sus de l'amélioration de son étanchéité.

Les travaux à réaliser seraient ainsi les suivants :

- Réfection du dispositif d'étanchéité des joints des fractionnement fuyards ;
- Etanchement et consolidation mécanique des bajoyers par injection de coulis de ciment à partir de forages verticaux.

Les mesures d'accompagnement suivantes sont également préconisées :

- Démolir et reconstruire la chaussée de la rue des écluses au droit de l'enclave de porte aval. L'érosion en cours n'a en effet probablement pas produit tous ses effets et des affaissements peuvent se produire même après étanchement des joints de fractionnement ;
- Aménager un exutoire à travers le rideau de palplanches aval rive droite. Cet exutoire sera calibré pour limiter la surcharge hydraulique sur le rideau de palplanches et comportera un filtre pour bloquer les pertes de matériaux.

Dans l'attente des travaux, les mesures d'atténuation des risques sont les suivantes :

- **Maintenir le niveau dans le sas de l'écluse au niveau aval le plus possible ;**
- **Limiter autant que possible l'utilisation de l'écluse et, lorsque celle-ci est utilisée, réduire au minimum le temps durant lequel le sas est maintenu au niveau amont.**

8.2 DESORDRES A L'EXTREMITÉ AVAL DU RIDEAU DE PALPLANCHES AVAL

8.2.1 DIAGNOSTIC

Le fontis observé ne nous paraît pas lié aux fuites du bajoyer rive droite de l'écluse. Il nous paraît résulter uniquement de l'érosion interne des matériaux de la berge sous les effets du marnage. Le défaut de jonction entre le mur en maçonnerie et les palplanches combiné avec la perméabilité et la nature des matériaux de la berge expliquent parfaitement ce phénomène.

8.2.2 RISQUES POUR L'OUVRAGE

Deux risques sont identifiés :

- Un éboulement du mur de maçonnerie, par défaut de sa fondation. Le gros béton de fondation est très fortement érodé et ne remplit plus son rôle d'assise ;
- Une augmentation des dimensions du fontis. La cavité risque de continuer à s'agrandir du fait du marnage et du ruissellement des eaux météoriques, jusqu'à un effondrement de la chaussée qui serait favorisé par le passage de véhicules lourds sur la rue des écluses.

Ces deux risques amènent, à court terme à un risque d'éboulement de la berge et de chaussée de la rue des écluses.

8.2.3 RECOMMANDATIONS

La préservation de la chaussée et du mur en maçonnerie impose d'empêcher la communication entre la Seine et la berge par la cavité qui s'est développée à la jonction du rideau de palplanches et du mur en maçonnerie.

Les solutions envisageables sont les suivantes :

- créer un rempiètement qui couvre à la fois la base du mur en maçonnerie et la base du rideau de palplanches ;





Figure 75 : Solution de remplègement du rideau de palplanches aval rive droite

- remplacer le mur en maçonnerie par un nouveau soutènement, en continuité du rideau de palplanches existant. La hauteur de soutènement nécessite au moins un lit de tirants que l'on peut prévoir forés et scellés dans la craie afin de réduire l'extension en surface des travaux.

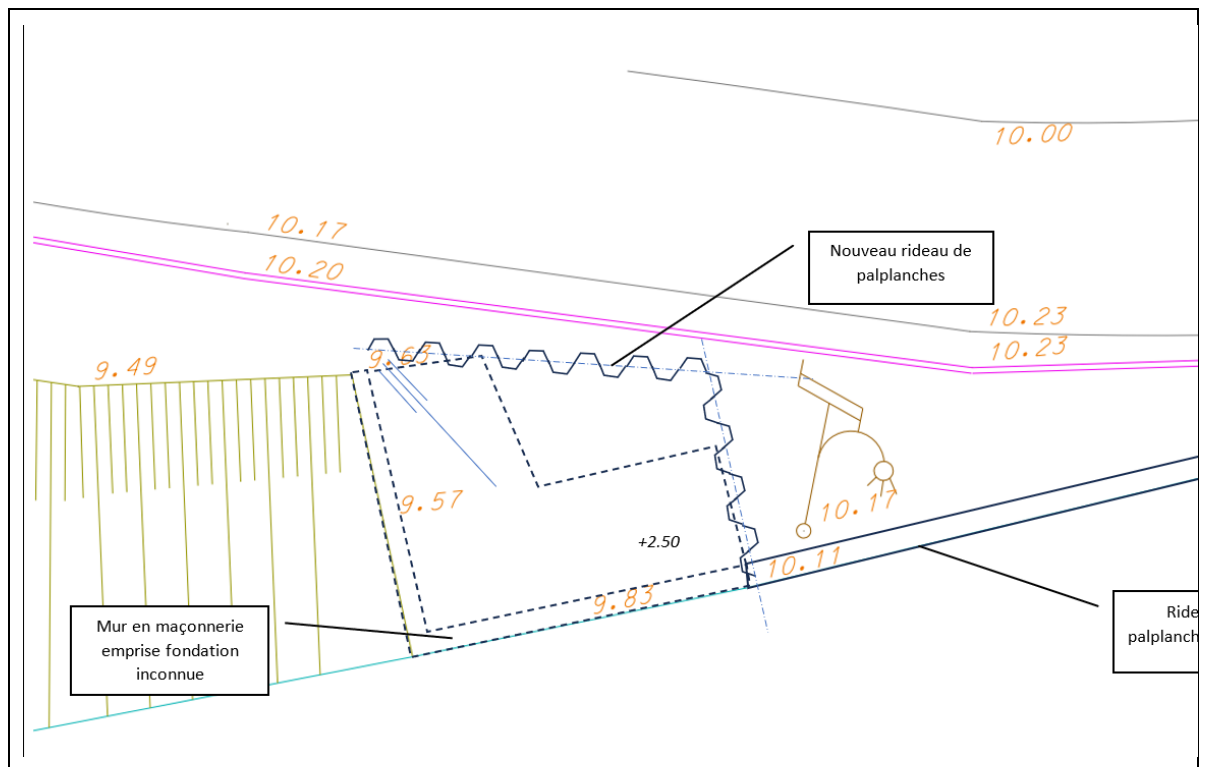


Figure 76 : Solution de prolongement du rideau de palplanches aval rive droite

La solution de rempiètement présente l'inconvénient d'empiéter sur la surface balayée par les plus grands convois. Nous retiendrons donc la seconde solution qui ne modifie en rien les conditions de navigation actuelles.

En attente des travaux, la seule mesure à prendre est une surveillance rapprochée de l'évolution du fontis qui pourra conduire, le cas échéant à barrer provisoirement la route si celui-ci s'approche encore de la chaussée.

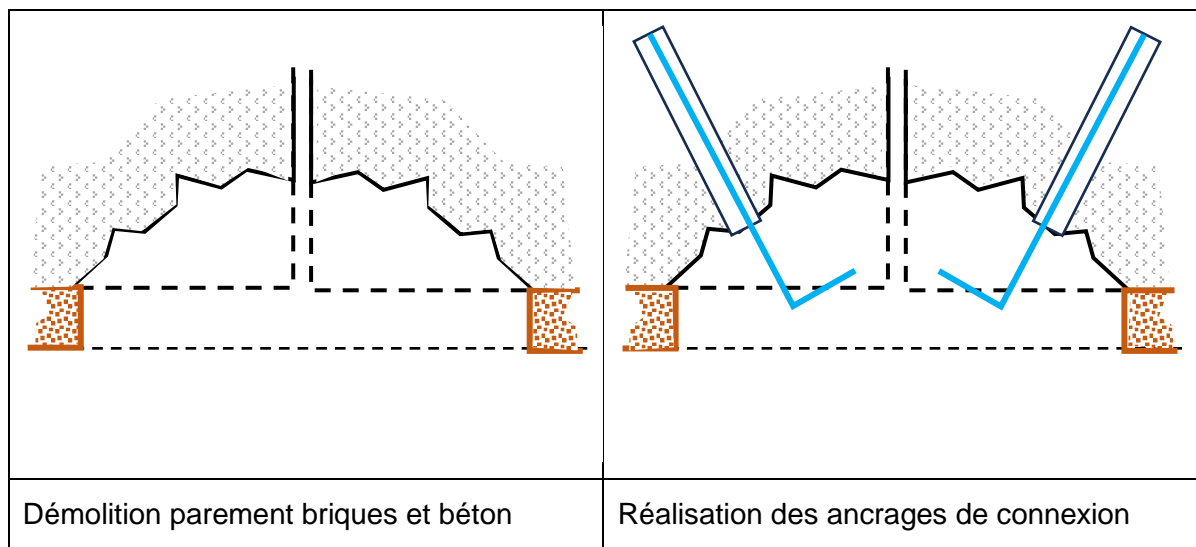
9 DESCRIPTION ET ESTIMATION SOMMAIRE DES TRAVAUX DE REPARATION

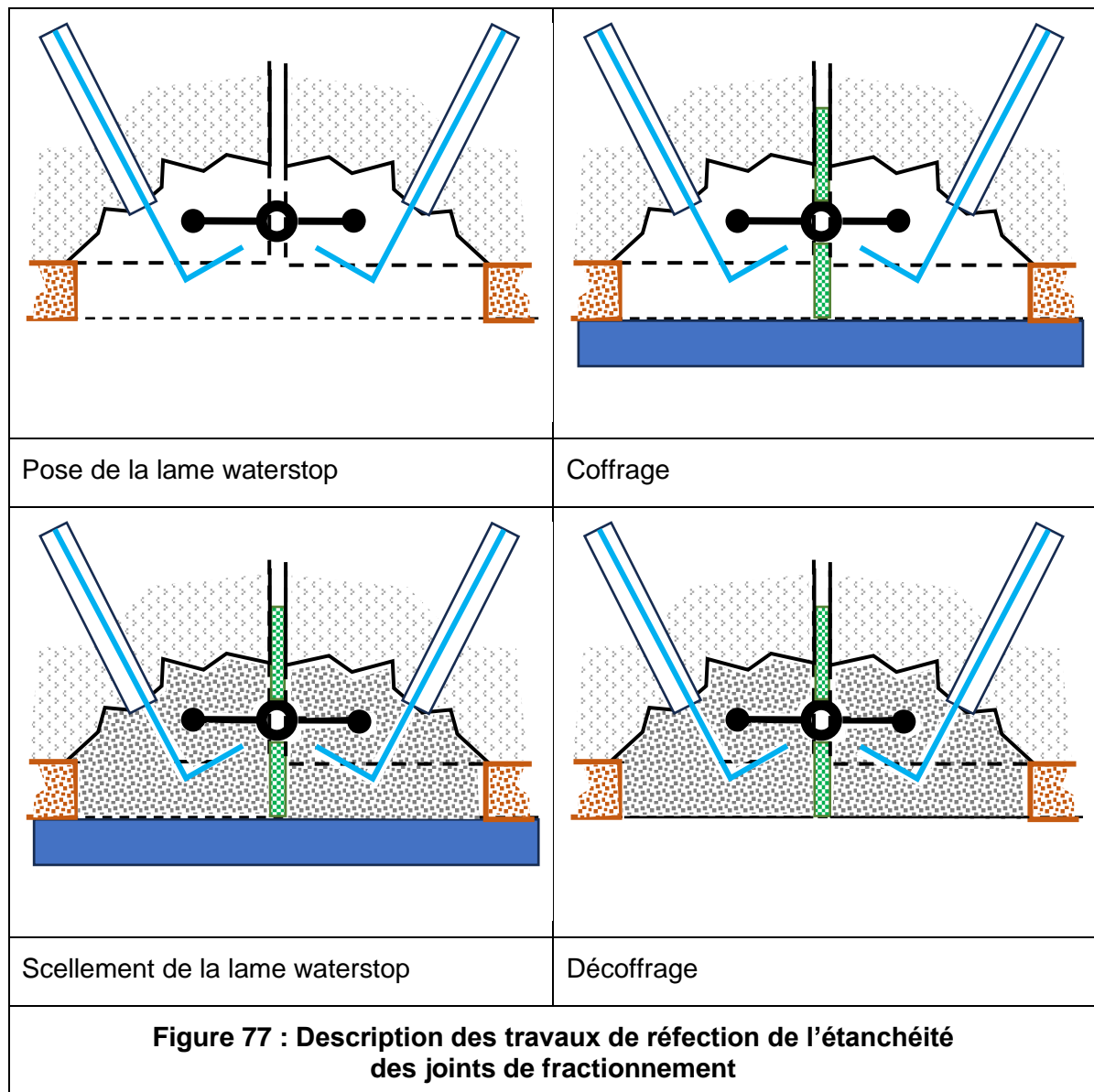
9.1 DESCRIPTION SOMMAIRE DES TRAVAUX DE REPARATION

9.1.1 ETANCHEMENT DES JOINTS DE FRACTIONNEMENT DU SAS

Les travaux de réfection du dispositif d'étanchéité des joints des fractionnement fuyards seraient les suivants :

- Démolition de la maçonnerie de briques et du béton le long des joints de fractionnement et jusque sous le niveau de la reconstruction de 1946 ;
- Dégagement de la lame de plomb d'origine sur une hauteur de 200 mm environ ;
- Réalisation d'ancrages courts de connexion avec le béton existant ;
- Mise en place d'une lame waterstop raccordée mécaniquement sur la lame de plomb d'origine à la base de la zone de démolition ;
- Mise en place d'un coffrage perdu marquant le plan de joint de part et d'autre de la lame waterstop et coffrage de la face côté sas ;
- Scellement de la lame waterstop de part et d'autre du plan de joint.



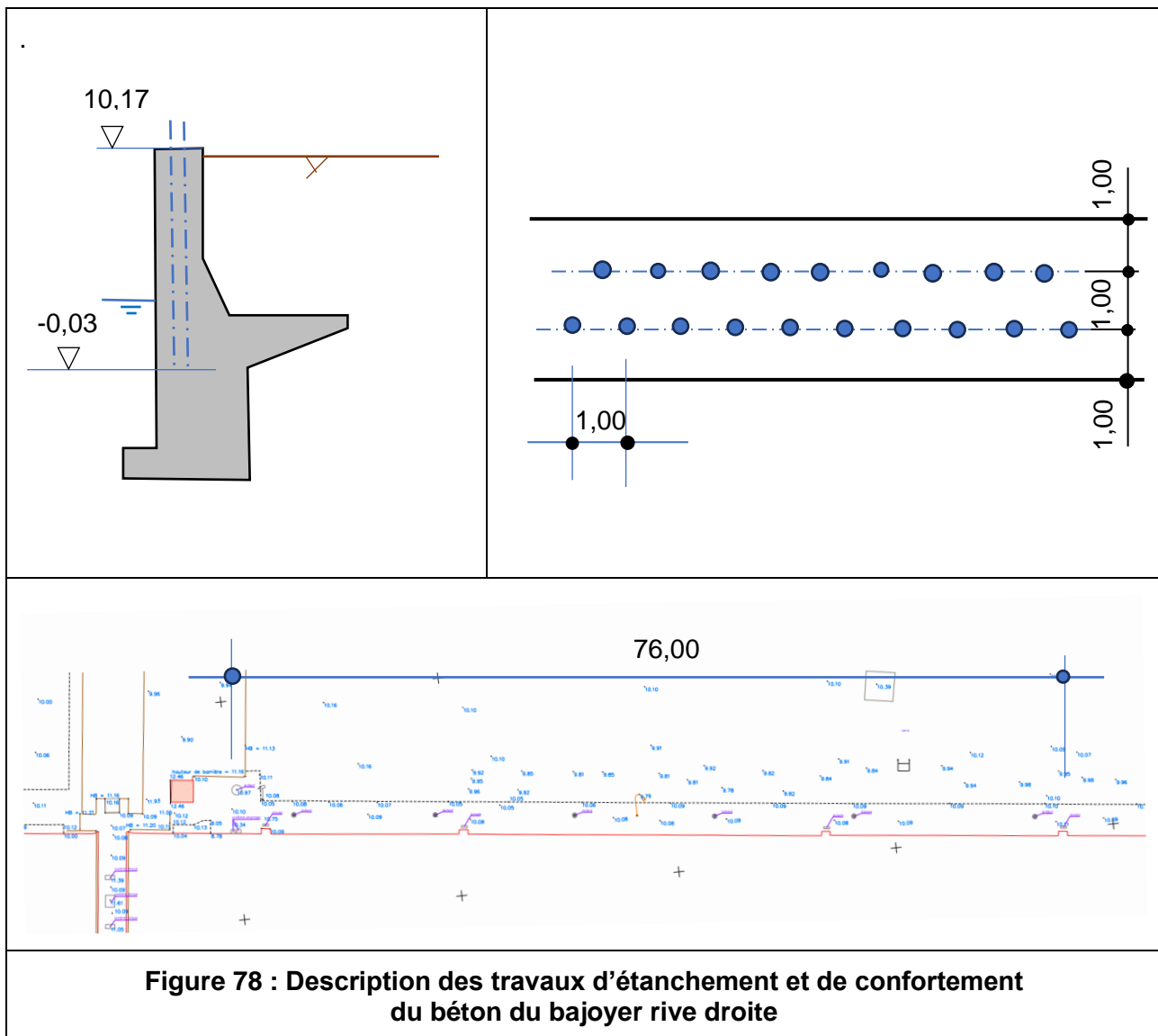


Dans l'estimation, nous avons prévu que VNF mette à disposition de l'entreprise un batardeau ventouse permettant de traiter la partie la plus basse des joints de fractionnement.

9.1.2 ETANCHEMENT ET CONFORTEMENT DU BETON DU BAJoyer RIVE DROITE

Nous préconisons un étanchement et un confortement par injection gravitaire de coulis de ciment stable. L'injection sous pression n'est pas adaptée en raison du risque de mise en pression du parement en briques. Les forages doivent donc être très rapprochés pour le traitement. Nous préconisons 2 files en quinconce avec un espacement de 1,00 m.

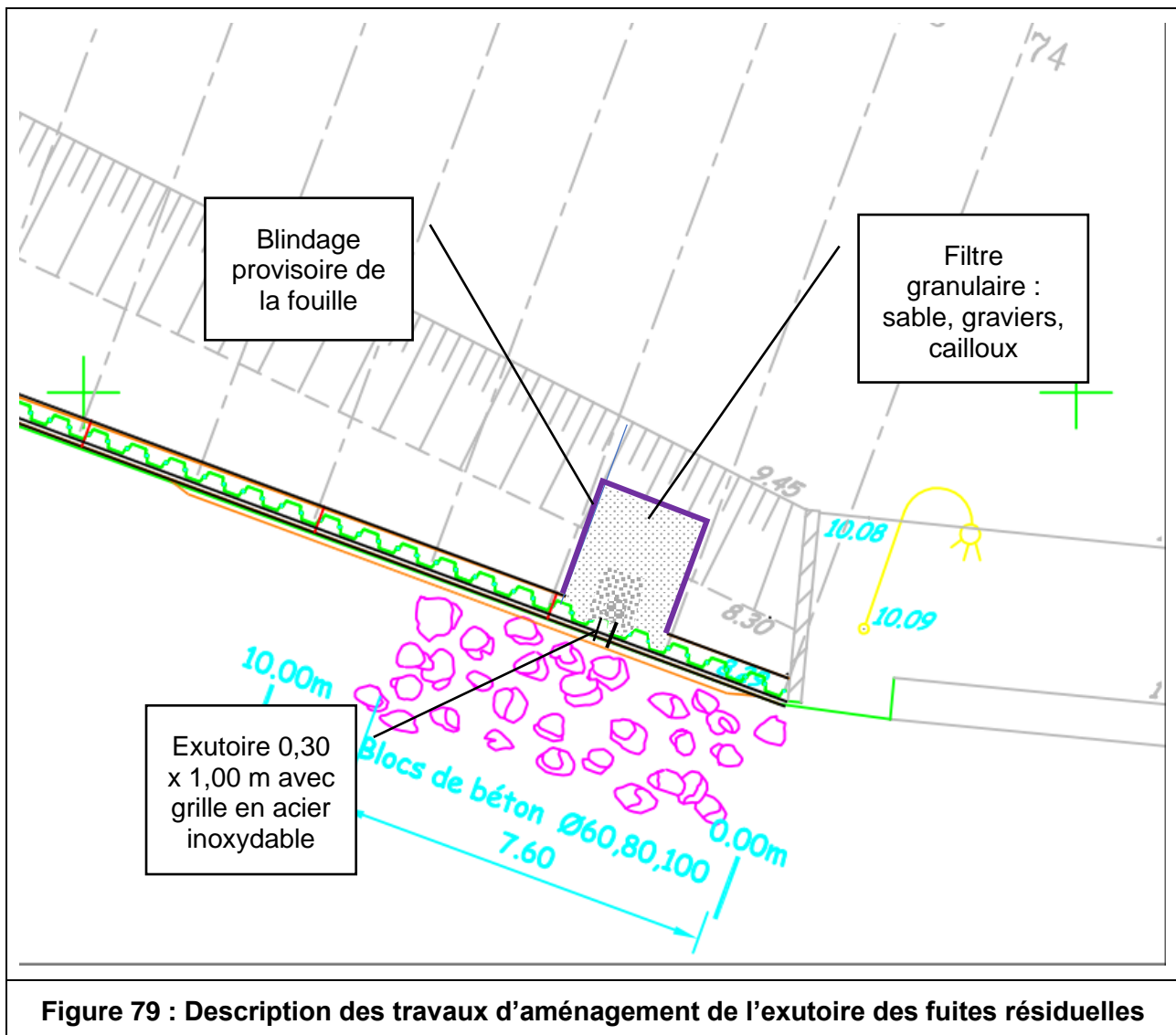
Les injections sont précédées d'un nettoyage et d'un calfeutrage des fissures et orifices identifiés pour limiter autant que possible les pertes de coulis vers le sas.



9.1.3 AMENAGEMENT DE L'EXUTOIRE DES FUITES RESIDUELLES

Les travaux consistent à créer un filtre granulaire contre le rideau de palplanches existant et à aménager un exutoire dans le rideau.

Les palplanches du rideau existant sont des Larssen V avec un lit de tirants à la cote 7,67 IGN 69. L'espacement de ces tirants paraît être de 6 palplanches, soit 2,52 m. Nous proposons de créer le filtre granulaire dans une fouille blindée et butonnée, d'environ 2,50 m x 2,50 m.



Les travaux sont à caler de façon que le fond de fouille soit atteint en période de faible débit de la Seine et de fort coefficient de marée, de façon à pouvoir descendre le plus bas possible sans intervention subaquatique.

Une fois le terrassement effectué, le dos de la palplanche dans lequel est ménagé l'exutoire est renforcé côté terre par des profilés verticaux soudés de façon à compenser la perte de matière du dos. L'exutoire est ensuite découpé à l'arc plasma. Une grille en acier inoxydable est posée sur l'exutoire pour retenir les cailloux.

Le filtre granulaire est ensuite réalisé couche par couche en utilisant des cloisons pour séparer les matériaux, ces cloisons étant retirées pour le compactage. Depuis la grille de l'exutoire, on doit rencontrer successivement et dans toutes les directions : les cailloux, les graviers et le sable avant. Au-dessus du filtre granulaire, les matériaux extraits de la fouille peuvent être réutilisés en remblai.

9.1.4 PROLONGEMENT DU RIDEAU DE PALPLANCHES AVAL RIVE DROITE

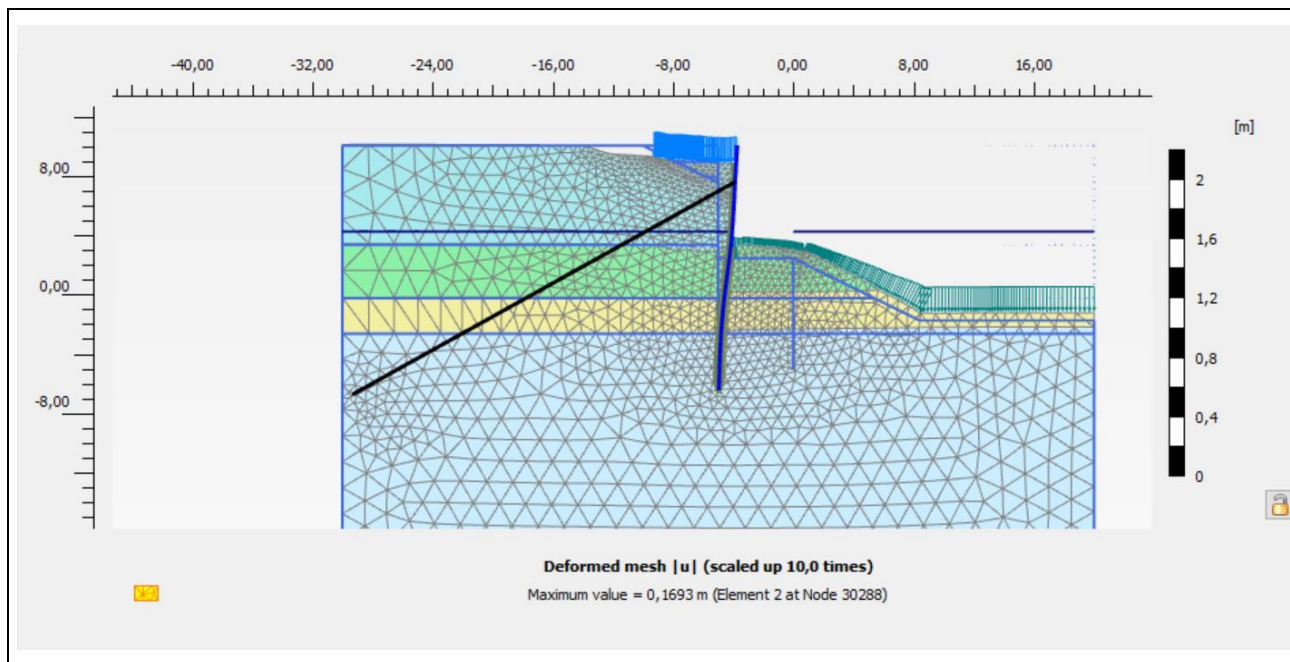
Les travaux sont les suivants :

- Remblaiement provisoire au droit de la jonction mur en maçonnerie / rideau de palplanches existants pour sécuriser la zone de travail ;
- Démolition soignée du mur en maçonnerie le long de la jonction avec le rideau de palplanches pour permettre l'agrafage de la première palplanche ;

- Dépose de la glissière de sécurité existante ;
- Mise en fiche et enfoncement des palplanches ;
- Terrassement en arrière du mur en maçonnerie et début de démolition de ce mur pour dégager une plateforme de travail à la cote 7,60 environ ;
- Réalisation des tirants inclinés à 30° sur l'horizontale ;
- Mise en place de la lierne et connexion des tirants au rideau de palplanches ;
- Construction du couronnement du rideau de palplanches en béton armé ;
- Poursuite de la démolition et de l'excavation jusqu'à atteindre la cote 2,50 environ à l'extrémité du rideau de palplanches existant ;
- Pose d'une barrière et d'un garde-corps sur le couronnement du rideau de palplanches ;
- Enlèvement du remblai de confortement provisoire.

Le prédimensionnement effectué nous conduit aux caractéristiques suivantes :

- Palplanches PU28 de 16,35 m de longueur (9,85 à -6,50) ;
- Tirants forés armés d'une barre \varnothing 40 mm en acier crénelée scellée dans un forage de 220 mm de diamètre ;
- Lierne 2 UPE de 220 mm ;
- Couronnement en béton armé de section 0,60 x 0,40 m.



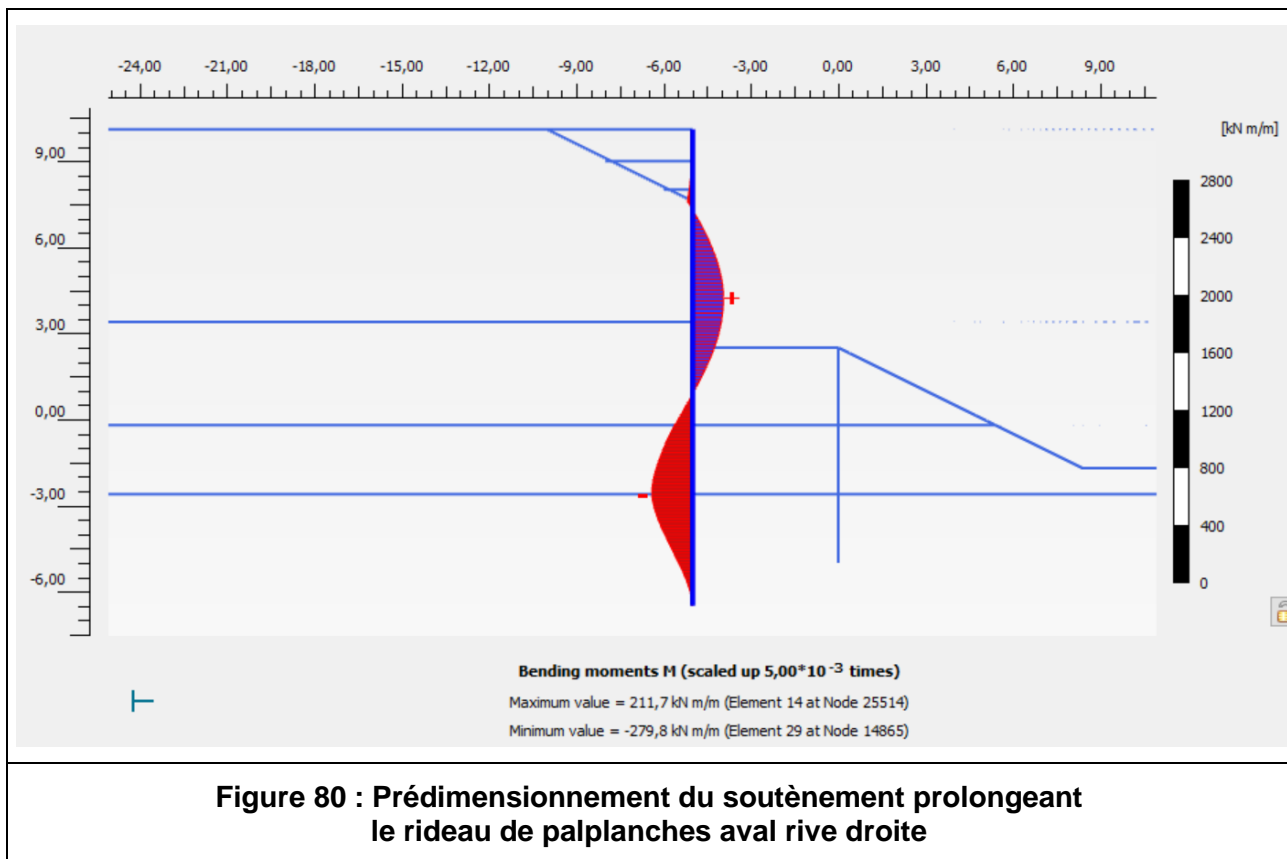


Figure 80 : Prédimensionnement du soutènement prolongeant le rideau de palanches aval rive droite

9.2 ESTIMATION SOMMAIRE

Le coût des travaux de réparation tels que définis ci-dessus est évalué à 975 000 € HT.

Le tableau ci-dessous détaille les coûts par type de travaux.

Estimation du coût des travaux de réparation de l'écluse n°2 d'Amfreville				
	Unité	Quantité	Prix unitaire	Total HT
Installations et études				230 100 €
Installations de chantier	fft	1	193 000 €	193 000 €
Etudes d'exécution	fft	1	24 700 €	24 700 €
Assurance de la qualité	fft	1	12 400 €	12 400 €
Réfection du dispositif d'étanchéité des joints fuyards				65 930 €
Aménée et repli batardeau ventouse	fft	1	6 000 €	6 000 €
Déplacement et mise en place batardeau ventouse	fft	3	4 500 €	13 500 €
Démolition parement briques et béton	m3	8	3 000 €	24 000 €
Ancrages de connexion	unité	78	35 €	2 730 €
Lame waterstop	m	15	350 €	5 250 €
Raccordement mécanique lame waterstop sur lame plomb	unité	3	500 €	1 500 €
Coffrages perdu	m2	11	150 €	1 650 €
Coffrages plans verticaux	m2	18	300 €	5 400 €
Fourniture et mise en œuvre armatures	kg	60	5,00 €	300 €
Fourniture et mise en œuvre béton de scellement	m3	8	700 €	5 600 €

Armement et confortement du béton du bajoyer rive droite				320 920
Tracé fissures et orifices	fft	1,00	5 000 €	5 000
Mise en station foreuse	unité	151	55 €	8 305
Forage Ø 89 mm dans le béton	m	1631	95 €	154 945
Équipement forage pour injection	m	1631	70 €	114 170
Coulis de ciment stable	m3	77	500 €	38 500
Réfection chaussée				15 150
Démolition structure de chaussée	m2	110	20 €	2 200
Excavation en terrain meuble	m3	66	35 €	2 310
Reprise sur dépôt et mise en remblai	m3	66	40 €	2 640
Evacuation	m3	6	50 €	300
Reconstruction de chaussée	m2	110	70 €	7 700
Aménagement de l'exutoire des fuites résiduelles				56 575
Tracé	m2	11	10 €	110
Clapet butonné	m2	66	500 €	33 000
Installation en puits	m3	54	200 €	10 800
Tracé palplanche et percement exutoire	fft	1	1 500 €	1 500
Acier inoxydable	fft	1	500 €	500
Installation et mise en œuvre matériaux filtre granulaire	m3	16	250 €	4 000
Remblai et mise en remblai matériau extrait des fouilles	m3	38	150 €	5 700
Tracé et engazonnement	m2	11	15 €	165
Evacuation	m3	16	50 €	800
Prolongement du rideau de palplanches aval rive droite				158 913
Fourniture et mise en œuvre remblai provisoire de confortement	m3	130	70 €	9 100
Dépose glissière de sécurité	m	10	50 €	500
Démolition soignée mur en maçonnerie	m3	4	2 000 €	8 000
Fourniture de palplanches métalliques	kg	35100	1,30 €	45 630
Fourniture de raccord de palplanches métalliques	kg	590	3,50 €	2 065
Mise en fiche de palplanches métalliques	m	12,6	200 €	2 520
Mise en station foreuse	unité	5	250 €	1 250
Forage Ø 220 mm	m	160	130 €	20 800
Forage Ø 40 mm	m	162,5	50 €	8 125
Dispositif d'ancrage armature Ø 40 mm	unité	5	90 €	450
Coulis scellement	m3	9,2	500 €	4 600
Fourniture et pose lierne métallique	kg	680	10 €	6 800
Démolition maçonnerie en masse	m3	145	150 €	21 750
Excavation de berge en terrain meuble	m3	70	50 €	3 517
Coffrage sous-face couronnement	m	12,6	100 €	1 260
Coffrages plans verticaux	m2	11	300 €	3 300
Armatures couronnement	kg	1100	3,50 €	3 850
Fourniture et mise en œuvre béton de structure	m3	4	400 €	1 600
Evacuations	m3	200	50 €	10 017
Pose barrière et garde-corps sur le couronnement du mur	m	12,6	300 €	3 780
Total général HT et hors aléas				847 588
Aléas et non métrés 15 %				127 138
Total estimation HT				974 727