

ECLUSE DES FONTINETTES

**Voies Navigables de France
Direction Régionale du Nord Pas de Calais**

ANALYSE TECHNIQUE

**Expertises techniques portant sur la régénération et le projet
de doublement/allongement de l'écluse**

Version définitive du 20/07/2020

GENIE CIVIL DE L'ÉCLUSE

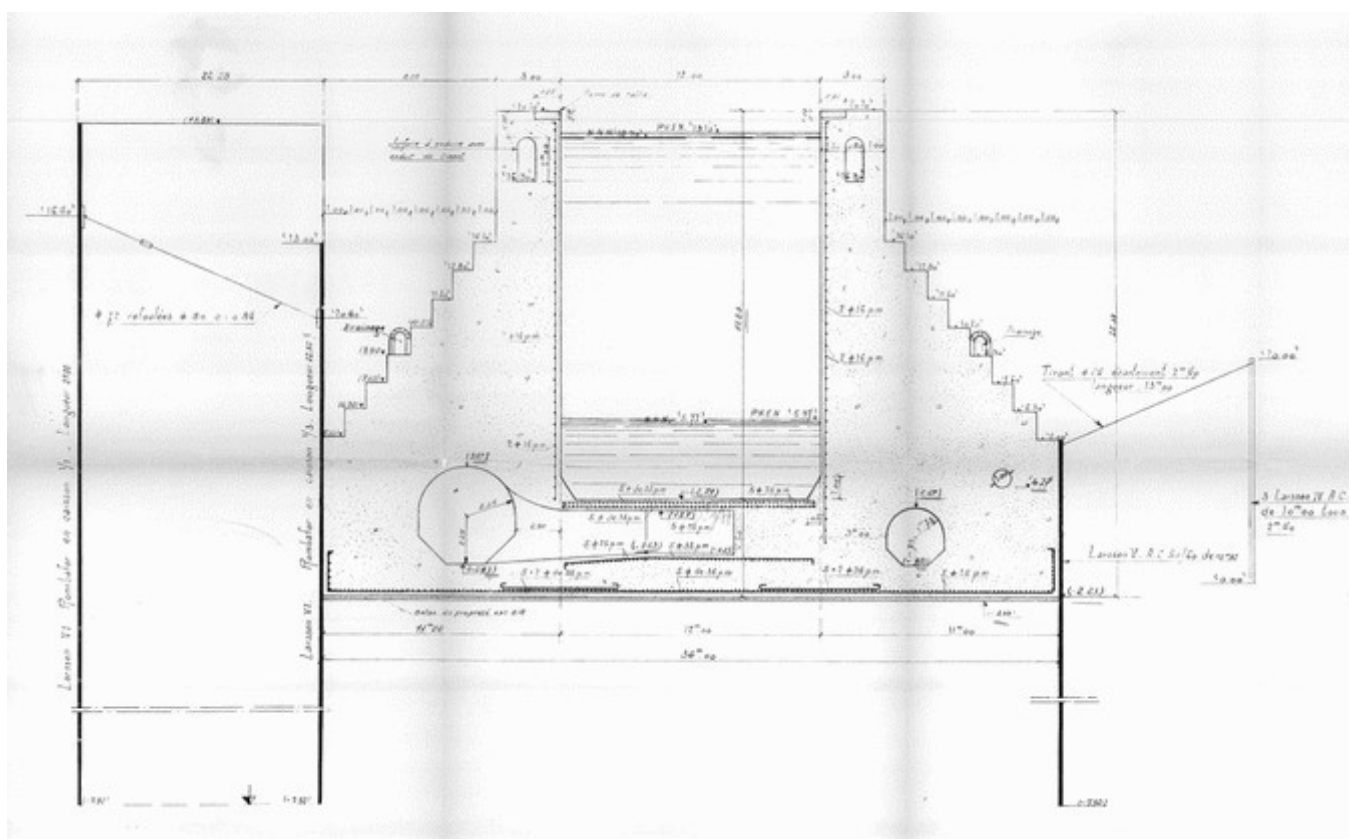
L'écluse des Fontinettes située sur le canal à grand gabarit de Neufossé fait partie de la liaison fluviale à grand gabarit Dunkerque – Escaut – Lille ; elle se situe à proximité de la ville de Saint Omer. Elle fait partie des 10 écluses de même taille (sas utile de 144,60m de longueur pour 12 m de largeur) sur l'axe Dunkerque Escaut (avec Flandres, Watten, Cuinchy, Douai, Courchelettes, Goeulzin, Pont Malin, Denain et Trith) construites entre 1951 et 1972 pour permettre le passage des bateaux au gabarit 3000T. La hauteur de chute de l'écluse (13,13 m) est exceptionnelle pour ce réseau.

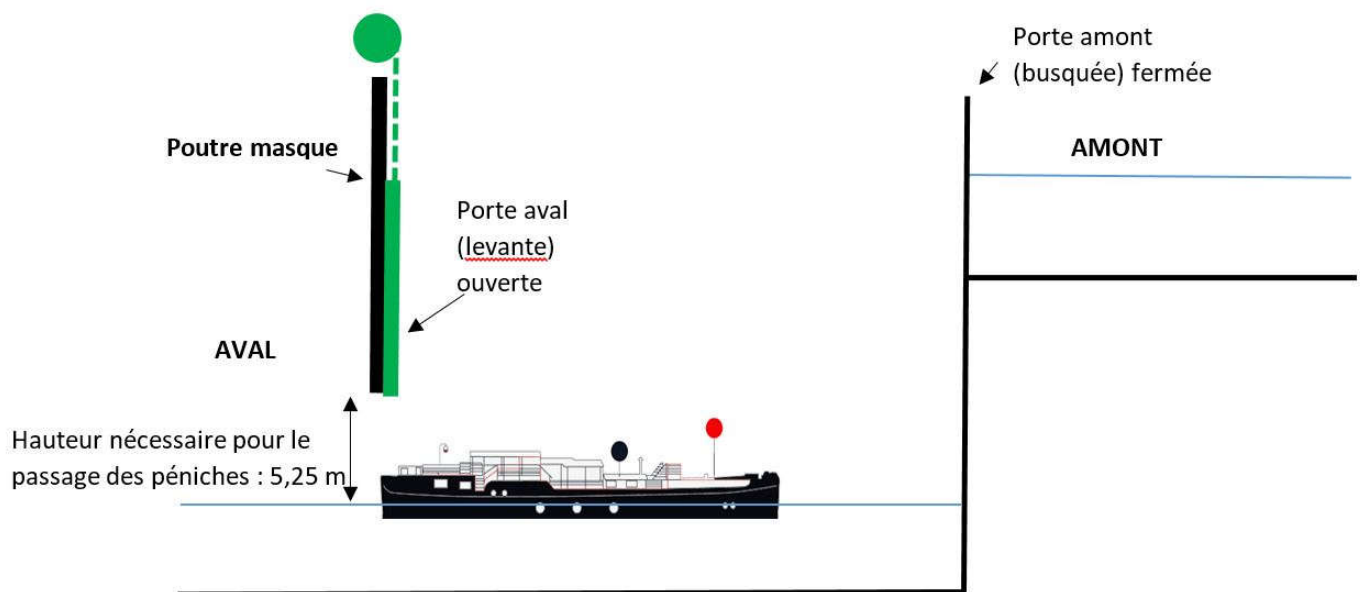
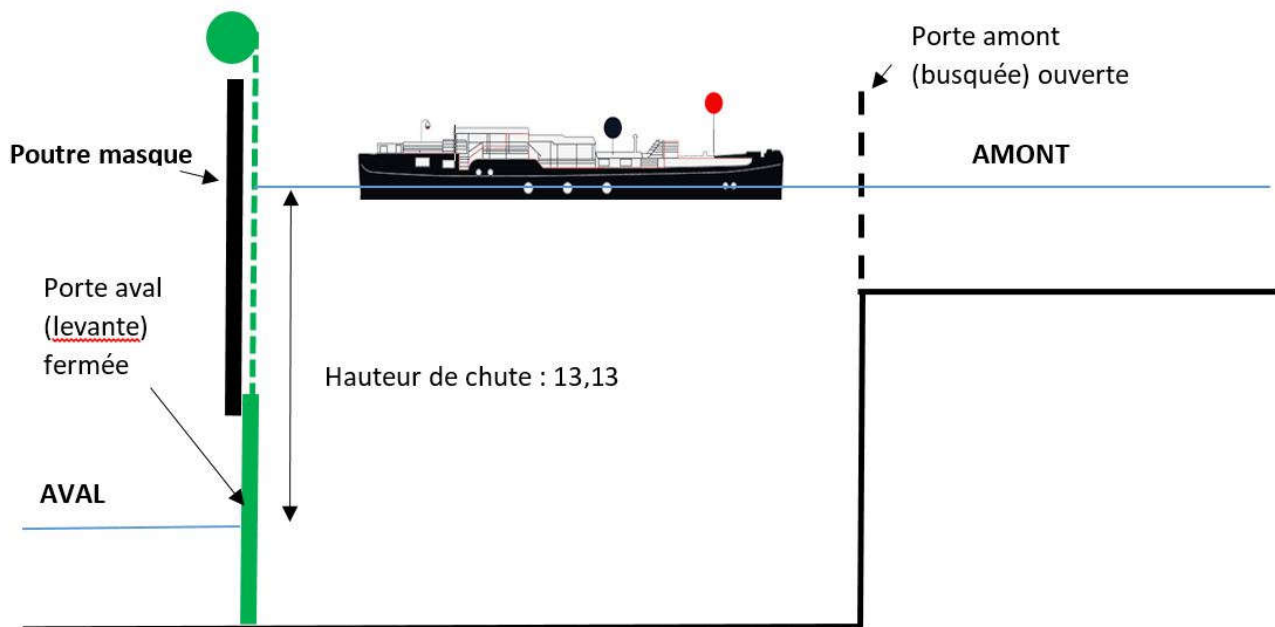


L'écluse comporte une porte amont busquée et une porte aval levante ainsi qu'une porte intermédiaire busquée, d'origine, qui délimite un sas de 90m à l'amont et de 40m à l'aval ; cette porte intermédiaire est fonctionnelle et une restauration a été effectuée en 2019¹. Outre les économies d'eau éventuelles, la porte intermédiaire constitue une porte de secours en cas de défaillance de la porte levante. Elle doit néanmoins être manœuvrée une fois par jour pour rester en service.

Une particularité de cette écluse est que la porte levante aval ne supporte pas la totalité de la hauteur de chute (13,13 m) mais est limitée à un pertuis de navigation. Ainsi, à l'aval, le fonctionnement de l'écluse repose sur la porte levante de hauteur un peu supérieure au gabarit de navigation requis et sur une **poutre « masque »** qui assure l'étanchéité du sas à concurrence de la hauteur totale de chute.

¹ Les problèmes posés par la porte intermédiaire sont relatifs à : pivots, usures, crapaudines (interfaces GC du vantail), appuis hyperstatique. Restauration ~1M€ + chômage de 4 semaines.





Fonctionnement de l'écluse (porte aval)

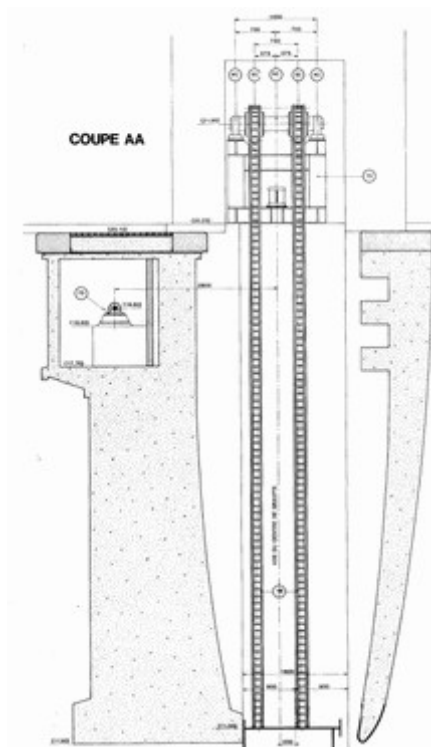


Schéma masque aval

Le masque aval est constitué de deux voiles transversaux entre lesquels remonte la porte levante. Le voile amont, à profil curviligne, est destiné à limiter le recul des bateaux avalants (et est également conçu pour résister à des chocs de bateaux protégeant ainsi la porte levante) ; il est complètement immergé lorsque le sas est rempli mais seul le voile aval supporte la pression hydrostatique résultant de la chute de l'écluse. Le masque aval supporte donc des efforts très importants et les concepteurs ont choisi de le réaliser en béton précontraint.

On notera que le masque aval est conçu avec une « poutre intégrée » inférieure en béton armé qui reporte la majeure partie des efforts d'appuis et de poussée sur les massifs et d'une galerie technique en partie supérieure qui reçoit l'arbre de transmission. Le masque aval est précontraint dans les deux directions (verticale, horizontale) alors que le masque amont ne comporte qu'une précontrainte horizontale.

Les massifs qui supportent les dispositifs de manœuvre de la porte levante sont en béton ; ces massifs supportent bien évidemment la poutre masque mais également les cabines de manœuvres et la porte levante. Du fait de la conception de la poutre aval, les descentes de charges sur ses fondations sont particulièrement importantes.

Le présent rapport concerne plus particulièrement (mais non exclusivement) deux principaux sujets qui concernent la tête aval de l'écluse, à savoir :

1) les mouvements de basculement des massifs de la tête aval

2) les pathologies affectant le béton précontraint des poutres-masques et contre-masque précontraintes

Sur ces deux sujets, la complexité de l'ouvrage et de ses pathologies ont conduit VNF à la nécessité de la création d'un comité d'experts à même, par sa pluridisciplinarité, de conseiller utilement le maître d'ouvrage sur les investigations à conduire, les éventuelles solutions de régénération et plus généralement l'avenir de l'écluse.

CONTEXTE GEOTECHNIQUE

• Généralités (contexte géotechnique à l'état initial)

L'écluse des Fontinettes ayant été implantée sur une dérivation du canal, elle a été construite dans une fouille ouverte dans la dérivation à creuser. Les terrains de couverture, constitués de remblais consécutifs aux phases de travaux précédentes étaient alors connus comme instables puisque de nombreux incidents de chantier (renards hydrauliques) ont émaillé la construction de l'échelle d'écluses dans les années 1850-1885. Ainsi, l'écluse a été creusée dans un cavalier de remblais constitué au XIX^{ème} siècle (amas argileux de caractéristiques très diverses alternant avec des bancs de gravier, de sables limoneux et de sables mouvants) sur un substratum d'argile des Flandres, mais dont la frange supérieure est plus altérée et plus sableuse. La partie saine de l'argile des Flandres, semble être retrouvé autour de la cote -5 m NGF.

La fondation de la tête aval est assez homogène et constituée d'une couche de sables argileux grisâtres (a priori en place) sur une hauteur de 1.70m à 3.40m puis d'argile compacte. Les piézomètres implantés sous la tête montrent un niveau faible de sous pressions.

Fondations

Au droit de l'écluse, on trouve, en fait, deux grandes catégories de sols.

Au-dessus de la cote ($\pm 0,00$) environ, se situent essentiellement des sables fins ou très fins, bouillants, qui, du reste, au fur et à mesure que l'on descend, s'agglutinent et perdent leur « boullance ».

Au-dessous de cette cote, on rencontre des sols dénommés sable bleu gras ou glaise ou argile de Flandres ou de Louvil qui, en fait et à partir de leurs caractéristiques mécaniques, sont des sables limoneux se transformant en limon sablo-argileux et en limon argileux vers la cote ($-10,00$).

Il n'y avait donc pas sous la cote ($0,00$) de bancs géologiques bien définis ; toute la masse, reposant sur la craie affleurant à la cote ($-25,00$) environ, forme un limon résultant du brassage par la mer des formations calcaires constituant le littoral et des argiles et sables qui, au cours des périodes de formation de la plaine maritime, se sont agglutinés aux abords du rivage.

Une analyse chimique d'échantillons prélevés vers la cote ($-4,00$) a du reste permis d'observer dans les limons sableux la présence de carbonate de chaux.

Article Historique

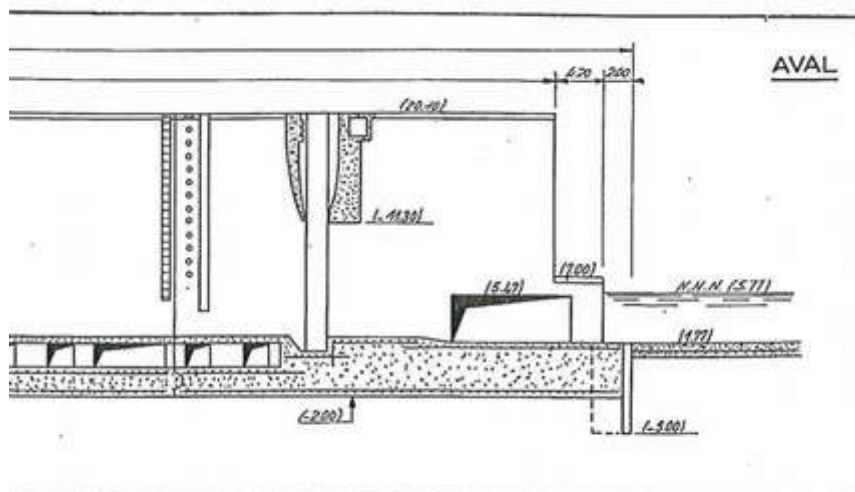
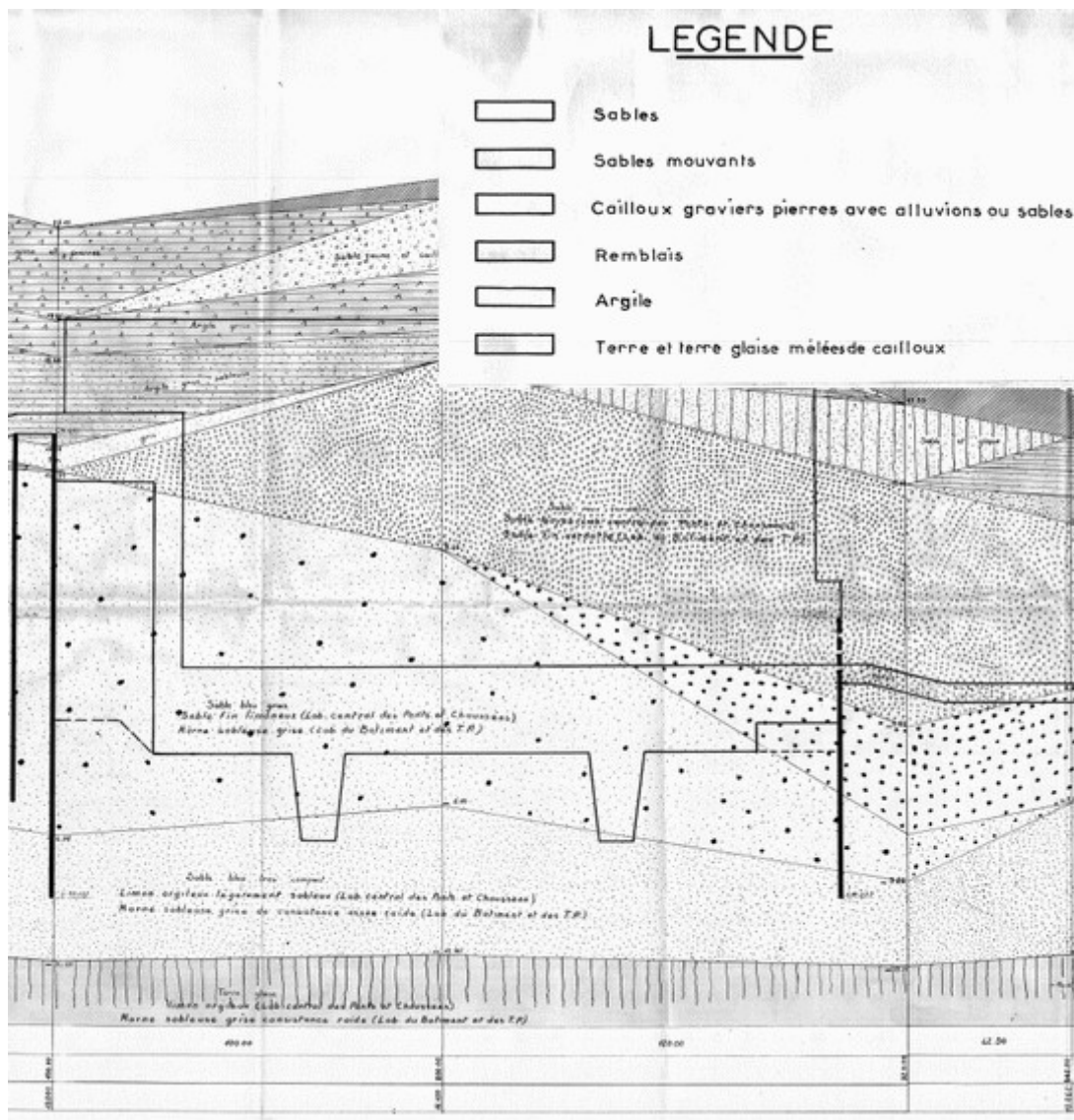


Schéma tête aval



• **Anomalies mises en évidence postérieurement à la construction**

Des sondages ont été réalisés par GEOTECH en 1996 qui rapporte :

Il est à noter la présence d'un vide ou d'une passe très décomprimée sous l'assise du radier au droit de S1 sur environ 1.00 m d'épaisseur (entre les profondeurs de 22.30 et 23.25 m/TN). Ce constat s'est traduit par une chute du train de tiges sur 1 m. Cette chute des outils n'a pas permis de réaliser l'essai de pénétration ou les enregistrements des paramètres.

Rapport de GEOTECH de 1996

D'autres anomalies sous le radier ont été également rapportées par investigations radar :

- En 1997, le rapport ISL confirme la présence de vides ou de zones fortement décomprimées sous le radier de la tête aval et de zones d'érosion qui s'étendent sous le plot amont de la tête aval. La quantification des vides est toutefois difficile avec les techniques disponibles mais les zones décomprimées sont vraisemblablement étendues
- Ce même rapport signale la présence d'anomalies « conductrices » (veines, vides...) dans l'épaisseur du radier lui-même (remarque : ces anomalies semblent assez fréquentes dans les radiers d'écluses de forte épaisseur du fait d'un béton de qualité médiocre)
- En 2015, la société G.CO confirme la présence de vides localisés sous la jonction radier/écluse

Le dossier fait également apparaître un rapport de Fondasol réalisé en 1997.

Les carottages du radier de l'écluse ainsi que les sondages destructifs avec enregistrement de paramètres ont permis de déceler, d'une part, au droit du sondage D1, vers 0,50 m de profondeur sous le niveau supérieur du radier, une altération du béton du radier de l'écluse avec une petite venue d'eau à cette même profondeur, ainsi qu'au droit du sondage D3, des sols très peu compacts jusque 5,50 m de profondeur avec un vide franc directement sous le niveau bas du radier d'environ 10 cm de hauteur.

La coupe lithologique du terrain révèle, sous le niveau bas du radier de l'écluse :

- un sable vert jusque environ 7 m de profondeur,
- puis une argile sableuse gris-bleu reconnue jusque la base des sondages, soit jusqu'à une profondeur variant entre 8,60 m et 8,90 m de profondeur.

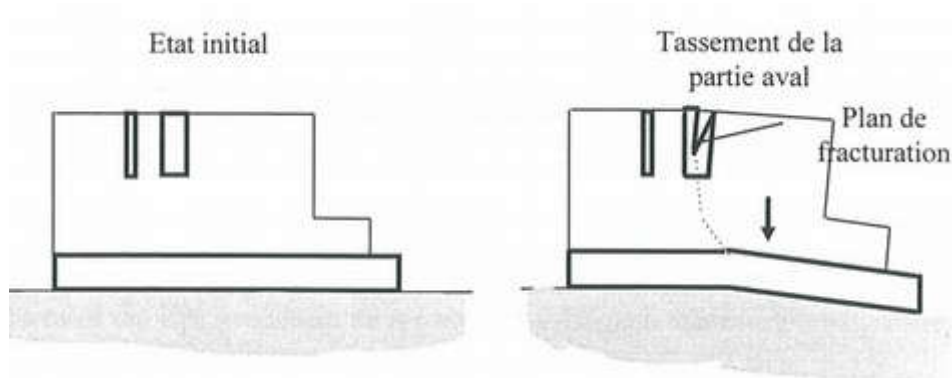
Les analyses granulométriques et sédimentométriques réalisées sur les sables en place ont permis de classer le sol dans la catégorie des sables fins limoneux, les argiles quant à elles pouvant être classées, d'après les limites d'Atterberg et les passants à 80 μ , dans la catégorie A2 suivant le G.T.R.

Analyse Fondasol

Par ailleurs en 1997, l'analyse d'ISL de 4 piézomètres réalisés au droit de la tête val (notés S1 à S4) montre les gradients hydrauliques très importants, en provenance de l'ancien canal, et susceptibles de conduire à des phénomènes d'érosion de la base sablo-argileuse des têtes aval.

CONSTAT INITIAL

En 1995, il est mis en évidence d'importants désordres affectant le génie civil de la tête aval, notamment des fracturations verticales localisées mais importantes (10 à 20mm) des structures associées à des mouvements de fondations. Ces fractures, apparues après une période de gel/dégel, signent une « séparation » de la tête aval du reste de l'écluse et sont concentrées très près de la porte levante (quasiment à son axe).



Basculement de la tête aval

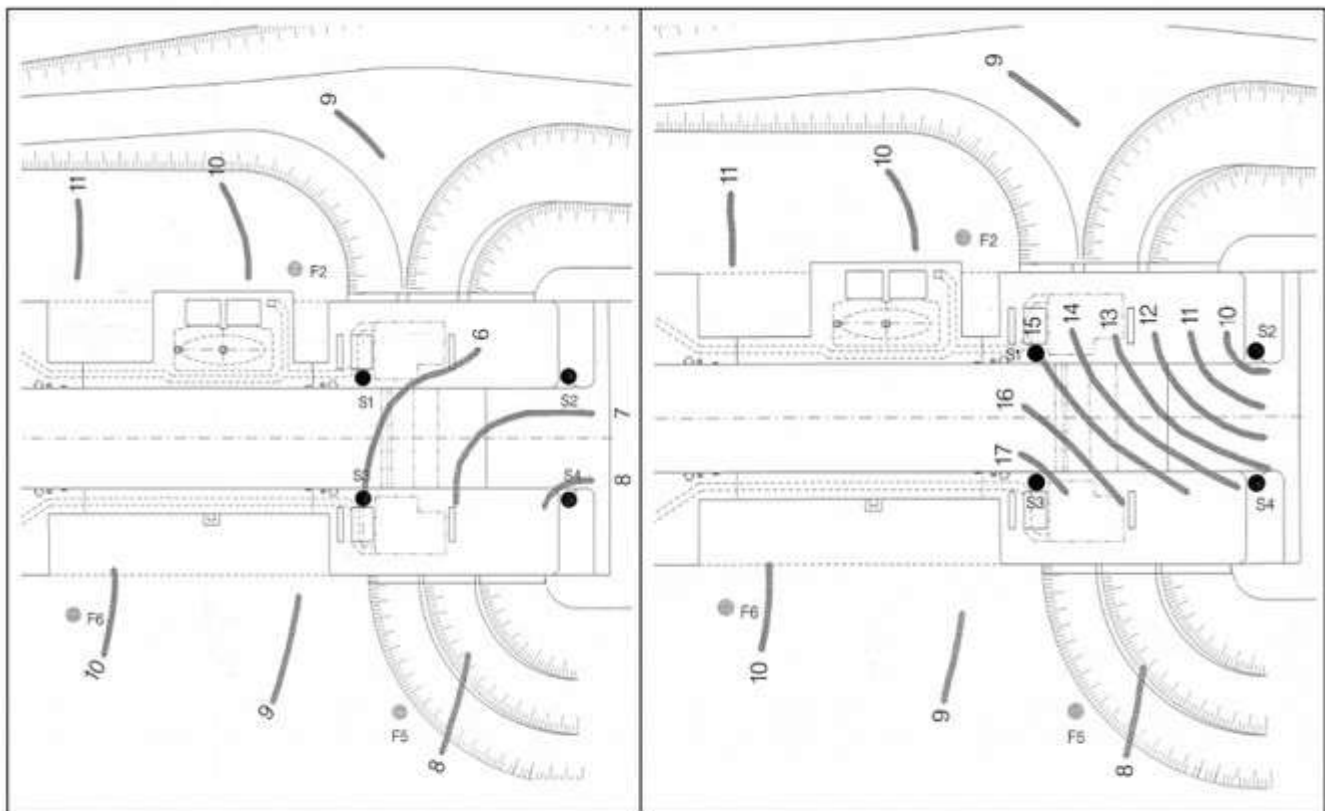


Fracturation tête aval

Remarque : par « tête aval ou radier aval », on doit comprendre l'ensemble du plot 7 de l'écluse supportant la poutre masque. Le radier de l'écluse à l'aval s'entend sur 200m et n'est pas concerné par cette expertise.

Les investigations complémentaires réalisées ont mis en évidence l'existence d'un **phénomène d'érosion « régressive »** (érosion qui se propage de l'aval vers l'amont) qui a pu se propager jusqu'aux soubassements de la tête aval, éroder la fondation, favoriser son mouvement de basculement et également, par suite, provoquer des fuites au droit des joints entre plots.

Par ailleurs, (rapport ISL de 1997), **de forts gradients (0.3) sont mis en évidence sous la tête aval et débouchent rive gauche.**



Niveaux piézométriques mesurés sas vide (gauche) et sas plein (droite), ISL 1997

Cet échange très rapide des niveaux piézométriques dès que le SAS est plein semblait être le fait de fuites importantes du premier joint derrière la tête aval du SAS (joint n°6) ; il alors été également soupçonné des circulations d'eau du SAS vers les fondations...

Des travaux de confortement de la tête aval ont donc été entrepris en 1999 dans le but de limiter l'incidence des circulations d'eau sous le radier aval en provenance de l'ancien canal et dirigé vers le massif rive gauche et qui provoquaient, selon les expertises effectuées, une perte de charge importante et la fuite des matériaux de la fondation superficielle ainsi que le basculement vers l'aval du dernier plot de l'écluse. Par ailleurs, le confortement des fondations de la tête aval et la réparation des joints des radiers étaient prévus.

Ces travaux ont consisté à réaliser :

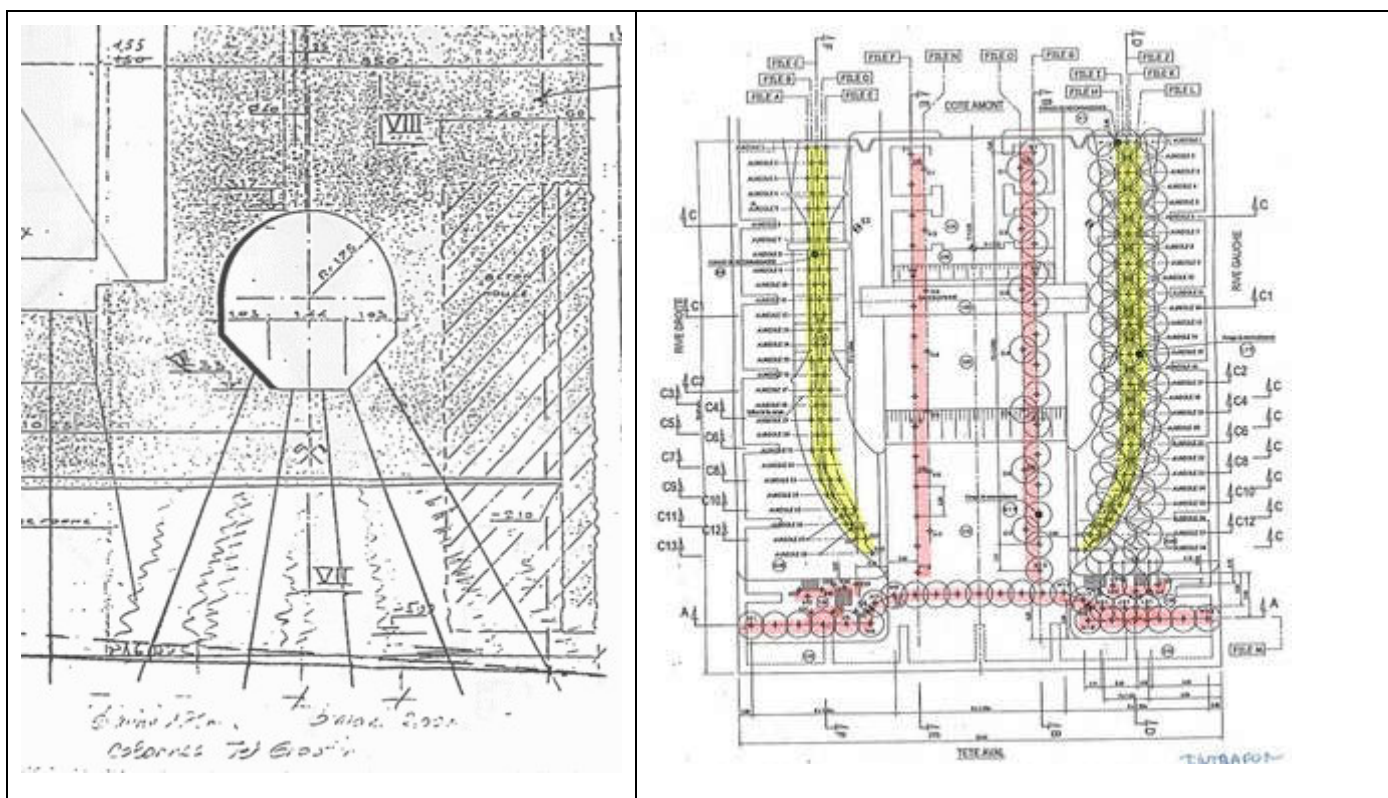
- un comblement de l'ancien canal qui était une source d'alimentation en eau,
- le « confortement » des fondations du radier par jet-grouting assurant en outre un écran de protection sous tête aval
- une reconstitution des joints de fractionnement.

• Ecran de protection par Jet Grouting

Afin de limiter les écoulements et de se prémunir des phénomènes d'érosion tout en confortant les fondations, il est prévu du Jet-grouting sous la rive gauche et des simples injections sur la rive droite puis un comblement de l'ancien canal.

Le marché tel que rédigé ne prévoit que du Jet. Plus précisément, le marché de travaux prévoyait de créer une fondation « non érodable » de la tête aval constituée de deux barrettes longitudinales de colonnes sécantes descendues jusqu'au toit des argiles et situées approximativement dans l'axe des aqueducs, sous le radier aval + deux files longitudinales d'appuis ponctuels situées en partie centrale du radier aval (soit au total quatre files de colonnes sous le radier aval, les deux files latérales étant sécantes), le tout complété par un écran transversal de colonnes sécantes à l'extrémité aval. Les colonnes sécantes latérales et l'écran transversal d'extrémité constituent alors presque (mais pas totalement) une enceinte étanche ancré dans l'argile compacte qui protège l'écluse de l'érosion régressive.

Il est à noter que le constat produit par VNF et signé par l'entreprise montre bien des mètres de Jet sur les deux rives ce qui confirme les données du marché (même si les plans de récolement montrent une dissymétrie mais il doit s'agir des fonds de plans du projet sur la solution telle que préconisée par Fondasol).



A gauche, schémas d'implantation (de principe) des colonnes de Jet sous les aqueducs du plot 7 (projet)

A droite, délimitation des colonnes de Jet en plan sous la tête aval (constat)

Le compte-rendu du plot d'essais des colonnes de jet (rapport Intrafor du 06/05/1999) mentionne donc, effectivement, que les colonnes de jet ont été réalisées sous le radier aval mais également sous la tête aval de l'écluse aux points accessibles depuis les aqueducs (limité au plot 7). Une technique de réalisation

par jet double (ciment-air) à partir de forages, jusqu'en début de colonne, de 135mm a été appliquée (voir photo ci-après).

Les résultats des contrôles de diamètre de colonnes de jet sont plutôt décevants. Seuls quatre contrôles ont été effectués sur les colonnes réalisées depuis les aqueducs et qui constituaient les éléments principaux de la fondation. Le diamètre des colonnes que l'on peut déduire des carottes prélevées, à partir de constructions géométriques tenant compte de l'inclinaison des colonnes et des carottages montre que le diamètre n'atteint pas sa valeur nominale (135mm) de façon régulière. De même les essais de résistance du béton montrent que la résistance contractuelle de 7MPa n'est atteinte qu'une seule fois avec des résultats parfois beaucoup plus faibles.

A priori, ces travaux devaient contribuer à limiter les circulations d'eau sous la tête aval (et l'érosion) mais il est peu probable qu'ils aient eu une incidence majeure sur la stabilité de la tête aval proprement dite : le réseau de colonnes inclinées réalisées semble en effet insuffisant à cet égard étant donné les difficultés pour intéresser toute la surface de fondation (du fait d'une accessibilité limitée par les chambres et aqueducs) et les efforts en jeu, très importants, sous la tête supportant l'imposante porte levante. Ceci étant, ce n'était peut-être pas indispensable si la cause des désordres (les circulations d'eau) a disparu... néanmoins, on ne peut exclure une poursuite des mouvements liés à l'instabilité des fondations sur un sol déjà « érodé », attesté par l'exploitation des pendules inverses jusque juin 2016.

Par ailleurs il y a lieu de s'interroger sur les conséquences de la diminution globale du niveau de nappe qui a fait suite au comblement de l'ancien canal :

- Augmentation apparente du poids de l'écluse,
- Augmentation de la contrainte verticale dans l'argile des Flandres.

Ces deux phénomènes sont même susceptibles d'expliquer une augmentation des tassements suite aux travaux (à étudier en regardant le comportement des pendules avant 1999, a priori disponibles depuis début 1997).



Vue des travaux de forage en tête aval ; Les colonnes de jet ont été réalisées à l'axe des aqueducs dans les parties accessibles de la tête aval, ici, depuis les « cols de cygne » (aux embouchures des aqueducs).

- **Reconstitution et réparation du joint de fractionnement de la tête aval**

La reconstitution du joint prévue n'a été que partielle car la forte densité du ferrailage de la dalle du SAS n'a pas permis de réaliser les hydrodémolitions comme prévu et la pose d'un joint Waterstop classique en fond de radier (seuls 7 joints des bajoyers sur 12 ont pu être traités). Une injection des joints en partie basse a donc été réalisée par résine méthacrylate hydro-gonflante (sur la hauteur du radier et 1m en remontant derrière les lames Waterstop des joints verticaux). Suivant les documents de l'époque, cette injection aurait été complétée par la pose d'une lame néoprène (anti-extrusion et anti-dessication) fixée par boulonnage dans les parties de joints situées sous les radiers perforés et à la surface des radiers perforés pour les joints 3, 4, 5 et 6.



EFFICACITE DES TRAVAUX DE 1999

Les travaux de Jet de 1999 ci-dessus tels que décrits et réalisés ne peuvent pas être considérés comme un renforcement structural des fondations ; ils n'étaient d'ailleurs pas présentés comme tels, mais consistent plutôt en un renforcement qualitatif.

En ce qui concerne l'étanchement du joint n°6 effectué dans le même temps, l'efficacité de ces travaux n'a été que très éphémère car la résine hydro-gonflante n'a pas résisté aux intenses variations de charges hydrauliques malgré la protection de la lame néoprène (retrouvée partiellement disloquée en 2019). Cependant, ces travaux auront eu au moins pour mérite de démontrer l'origine des gradients hydrauliques puisque, une fois l'injection réalisée, les gradients ont été réduits temporairement (pour quelques mois).

Cette communication des niveaux et l'érosion progressive mise en évidence ne sont de toute façon pas à elles seules à l'origine du basculement de la tête aval d'autant que le point de rotation ne se situe pas au niveau du joint mais sensiblement plus loin vers l'aval. D'autres hypothèses seront évoquées et vérifiées ci-après.

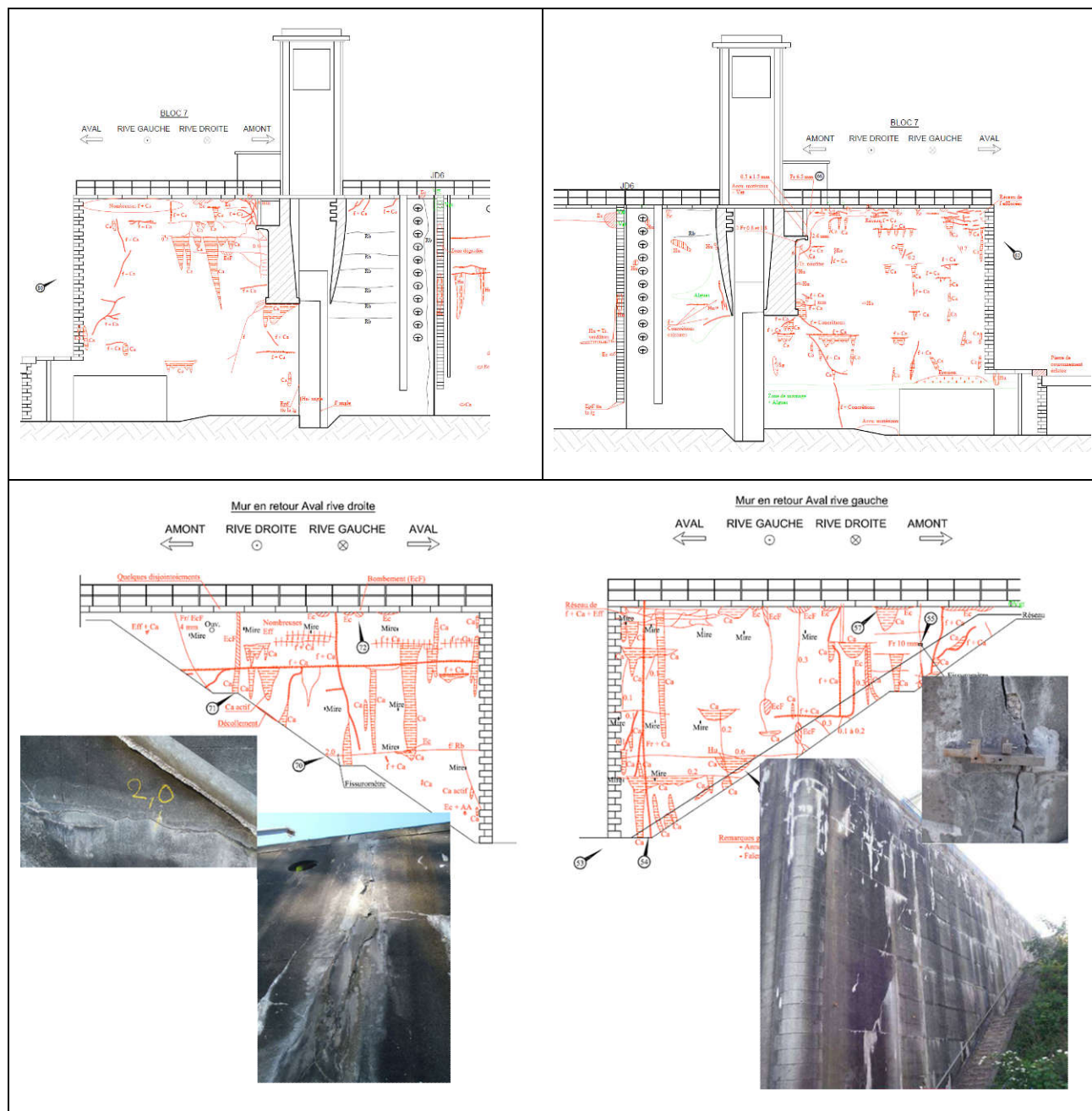
En tout état de cause, à la suite de l'exploitation des mesures de basculement sur deux décennies, il s'avère que les travaux réalisés en 1999 n'ont eu aucune incidence durable sur le mouvement de basculement qui se poursuit toujours avec la même régularité.

SUIVI DE L'ÉVOLUTION DU BASCULEMENT DE LA TÊTE AVAL DEPUIS 1999

À la suite des travaux de 1999, l'instrumentation de l'écluse qui comprenait des piézomètres, des «Vinchons» et des pendules a continué à être exploitée.

• Relevés in-situ de l'état de la tête aval (inspections Adiss)

En 2015, une inspection détaillée des murs de la tête aval est effectuée par ADISS et permet d'établir une cartographie détaillée de la fissuration de la tête aval de l'écluse.



Cette inspection peut alors être corrélée avec les déplacements des fissuromètres.

• Piézomètres

Les cellules piézométriques (notés S1 à S4 sur les documents) ont été relevées jusqu'en 2006 mais non exploitées au-delà des années 2000. La vérification directe de l'efficacité de la réparation sur les gradients hydrauliques n'a donc pas été effectuée sur la durée.

L'analyse menée par ISL en 1998 a montré que des gradients hydrauliques très importants (atteignant presque 0,5), entre les points S1-S3-S4 et S2 apparaissaient quand le sas était plein (voir ci-dessus).

Le Cerema a mené une analyse des données piézométriques disponibles (soit de janvier 1997 à août 2001 puis de façon plus disparate jusqu'en 2006 environ) sur les unités S1 à S4 et portant sur les sujets suivants :

1. Caractérisation de l'évolution liée aux travaux (l'analyse initiale faite par ISL avant travaux a été rappelée plus haut), en se basant sur les mesures hebdomadaires,
2. Focus sur les mesures avec une période d'acquisition de 2 minutes avec les conditions de sas plein (2000) et avec les conditions de sas vide la nuit (2006).

Cette étude permet de confirmer le peu d'efficacité des travaux de 1999 et également de corréler les résultats de mesures avec les conditions d'exploitation au cours du temps (notamment maintien ou non du sas plein la nuit). Sur ce point il s'avère que la différence de niveau entre les points S2 et S4 est réduite par une condition de sas vide la nuit (effet favorable) mais d'un autre côté une augmentation des différences de niveaux (de 3m à 5m) entre 1990 et 2008 est constatée.

En synthèse, il est établi :

- Que les conditions de sas vide la nuit doivent être conservées car elles sont favorables vis-à-vis des gradients hydrauliques,
- Que les conditions d'écoulement n'ont pas été améliorées par les travaux et ont plutôt tendance à se dégrader dans le temps.

Pour ces raisons, il a été confirmé l'intérêt de profiter du chômage de juin-juillet 2019 pour conforter le joint n°6.

• Pendules

Le suivi des déformations de la tête aval par pendules a été réalisé en continu depuis 1999. Il s'agit de pendules directs disposés de part et d'autre de la porte levante. Il ressort de l'examen des relevés de pendules depuis 1999 que les mouvements de la tête aval ne sont pas stabilisés et se poursuivent toujours avec la même vitesse : de 0.45mm par an en rive gauche et 0.31mm par an en rive droite. Il n'est pas noté de mouvement significatif de rive à rive depuis 2004.

Mesure	Dérive X	Dérive Y
P1 - RG	0,45 mm/an \Rightarrow 2,3 cm sur 51 ans	0
P2 - RD	0,31 mm/an \Rightarrow 1,6 cm sur 51 ans	0

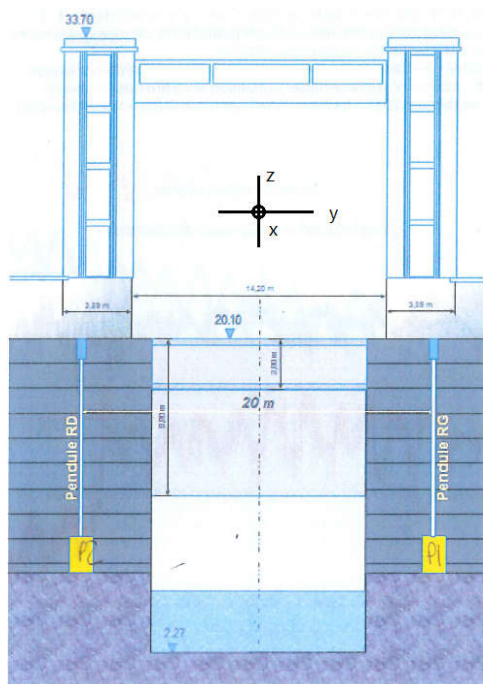
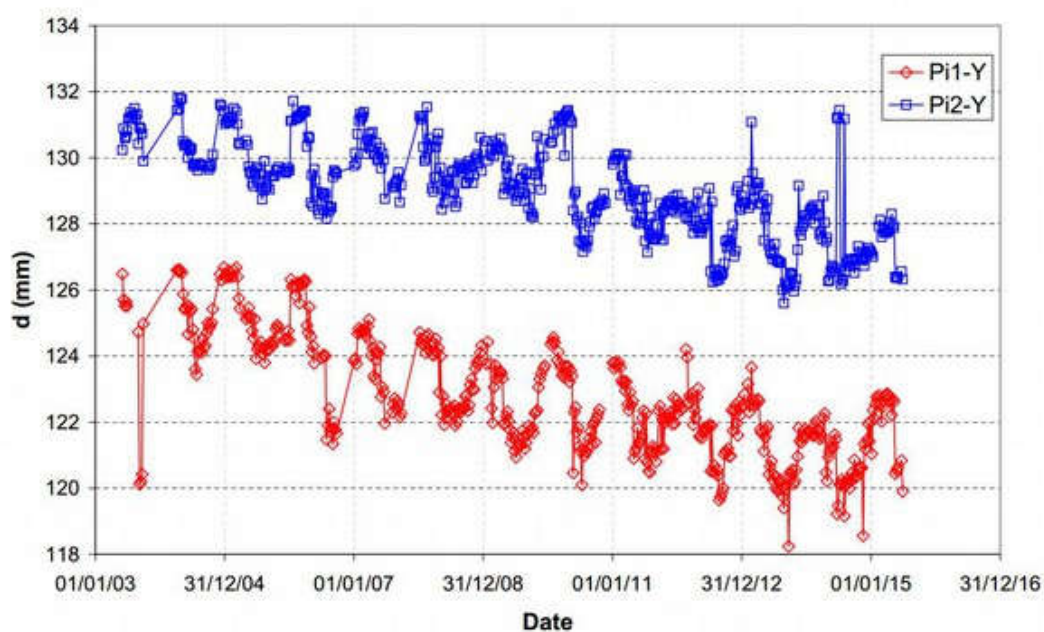


Fig. 10- Élévation depuis l'aval. Les pendules ont une hauteur d'environ 12 m.

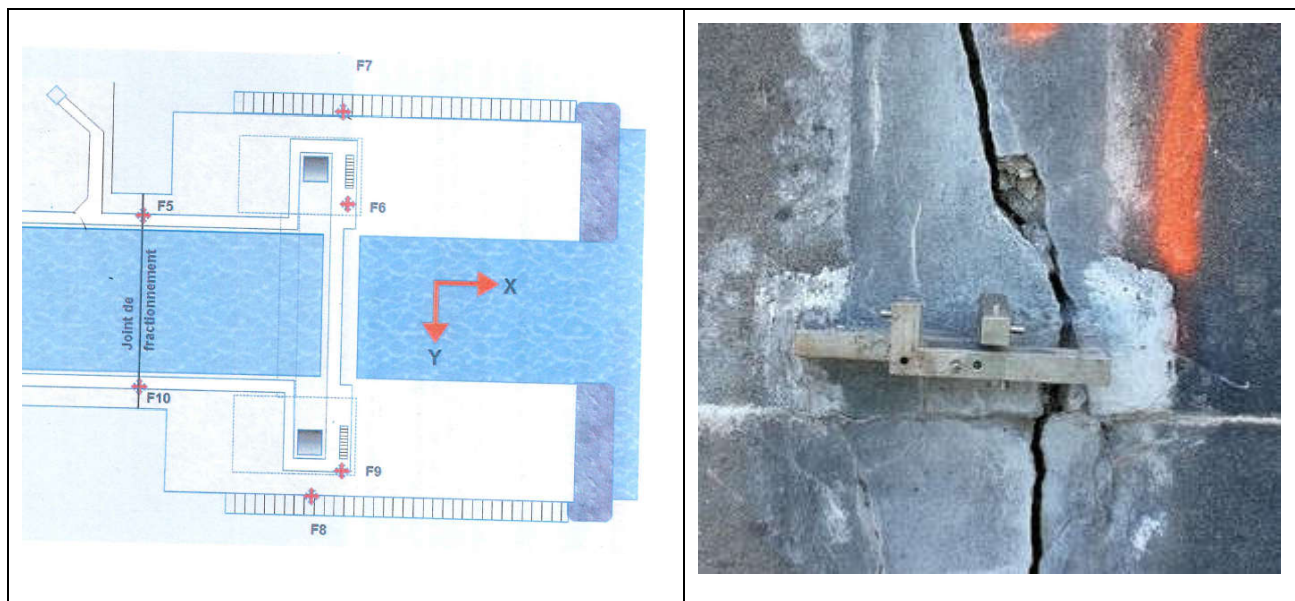
Le suivi des pendules montre donc un comportement globalement monolithique de la tête aval, avec des mouvements pseudo-périodiques jusqu'à l'été 2014. Toutefois, quelques incertitudes sur certains relevés justifient une modernisation de la mesure des inclinaisons en cours actuellement.



Evolutions du basculement, extraites des données disponibles, entre 2003 et 2016 sur Pi1-Y et Pi2-Y

• Fissuromètres

Les fractures instrumentées par fissuromètres de type « Vinchons » continuent de s'ouvrir régulièrement en particulier sur la rive gauche (là où le basculement est également le plus important). Un léger rejet de la fissure est également visible en rive gauche (attesté par une pente très faible des mouvements de pendules dans cette direction). Globalement la fissuration constatée est cohérente avec les mouvements de basculement mais il est difficile d'établir une relation géométrique simple entre basculement et ouverture des fissures : c'est un peu normal dans la mesure où la fissuration peut se répartir sur de nombreuses « mini » ou « micro-fissurations » non instrumentées.



Localisation des fissuromètres (à gauche), Vinchon n°7 (aval rive gauche, externe)

Les résultats de la modélisation du comportement des fissuromètres sont synthétisés dans le tableau ci-dessous issu du rapport ISL.

Mesure	Dérive X	Dérive Y	Dérive Z	Valeur cible absolue de l'ouverture de fissure	
V5	0.01	0	0	0.01	mm/an
V6	-0.7	0.15	-0.23	0.75	mm/an
V7	-0.49	-0.43	-0.08	0.66	mm/an
V8	-0.11	-0.01	0.08	0.14	mm/an
V9	-0.28	-0.18	0.07	0.34	mm/an
V10	0.01	0	0.01	0.01	mm/an

Il est à noter que l'exploitation des vinchons disposés sur le dernier joint de fractionnement ou joint n°6 du SAS entre les blocs 6 et 7 (V5, V10 dans les galeries techniques, parallèlement aux aqueducs) ne montre pas de mouvements significatifs autres que ceux corrélés avec les bassinées (ceci devra être confirmé ultérieurement car les relevés sont insuffisants sur ces appareils). Autrement dit, **le dernier joint du SAS**

ne montre pas de mouvements corrélés avec le phénomène de basculement.

Il est à noter qu'un aspect cyclique des phénomènes de fissuration/basculement est également mis en évidence ; son effet sur la fissuration d'une structure fragile est une piste à explorer.

- **Radar**

Les investigations radars effectuées en 1997 ont mis en évidence, de façon assez nette, des zones de vides ou décomprimées sous le radier aval.

Par la suite, de nouvelles investigations par radar ont été réalisées en 2015. Les conclusions sont cependant plus évasives: « *Les profils radar réalisés ne mettent pas en évidence de désordre entraînant un risque structural imminent. Par ailleurs, les décohésions des sols ne sont pas particulièrement localisées à l'avant des massifs. Le suivi topographique des deux massifs de la tête aval montre des déplacements dans des sens opposés aux mouvements initialement identifiés. Cette évolution doit être confirmée par le prochain relevé annuel* ».

Si les profils radar sont donnés comme « rassurants » (des vides sont bien identifiés mais localisés juste sous la surface du radier), il faut toutefois se garder de conclusions hâtives : en effet, le mouvement d'ensemble de la tête aval est très largement suspect et le radar s'avère peu fiable en milieu hydraulique.

- **Conclusions**

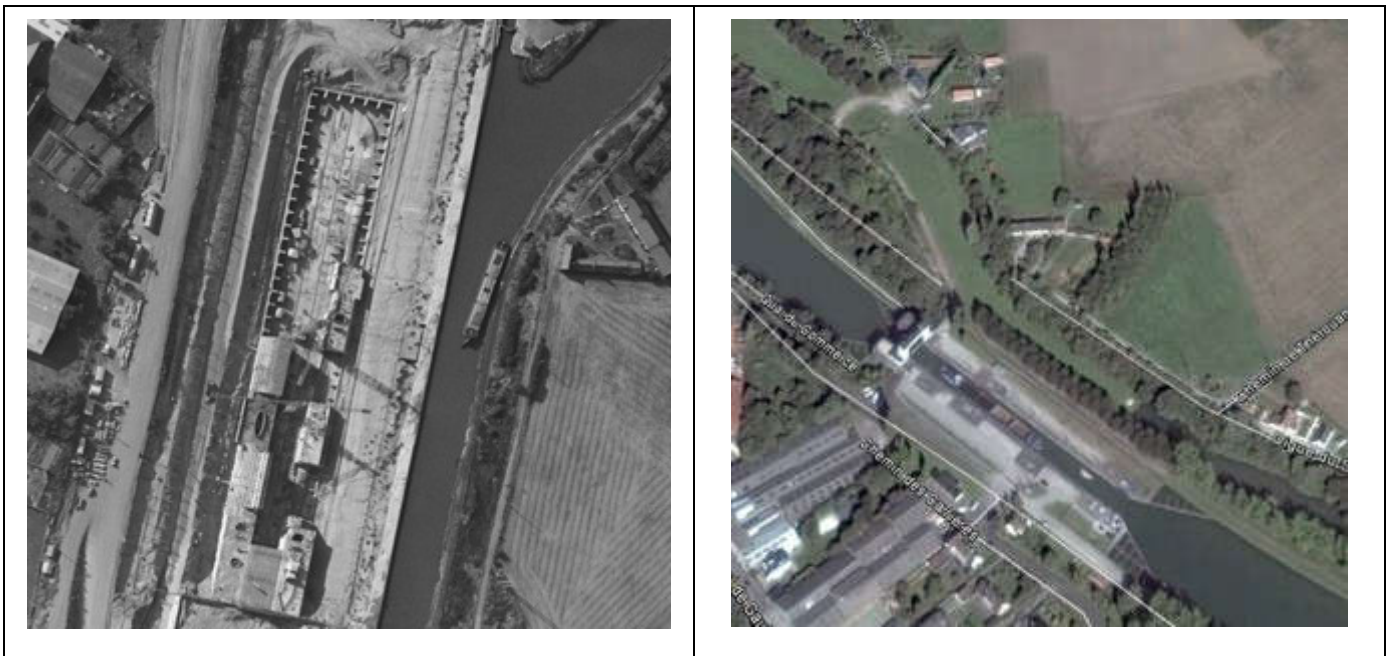
En conclusion, au vu du dossier, **l'évolution continue des désordres liés au basculement de la tête aval est stable et nette, avérée et significative.**

HYPOTHESES ET SUITES DONNEES DANS LE CADRE DE CETTE EXPERTISE

Il est raisonnable de supposer que le diagnostic géotechnique de 1996 était assez complet (même si la caractérisation de la sensibilité à l'érosion des terrains sableux est jugée un peu rapide), que les travaux ont ralenti le phénomène d'érosion mais il est un fait établi que ces travaux n'ont pas du tout résolu le problème de la stabilité de la tête aval proprement dite.

Quoiqu'il en soit, s'il a été identifié, à raison, des écoulements anormaux sous le radier, les diagnostics de 1997 nous interrogent sur les points suivants :

- le renard identifié par le rapport d'imagerie d'ISL de 1997 correspond-il bien à des venues d'eau de l'ancien canal et suivant quel cheminement ? Quel est le résultat des sondages de contrôles S1 S2 S3 évoqués dans ce rapport ?
- Pourquoi les parois moulées réalisées à l'origine (le projet initial prévoyait des palplanches) n'ont pu être suffisantes pour bloquer les venues d'eau de l'ancien canal ? En effet les parois moulées, en rive droite, sont posées sur l'argile des Flandres et « presque » posées en rive gauche. Elles constituent bien une enceinte continue. Il est vrai, à la lecture du dossier, que l'ancrage dans l'argile des Flandres ne semblait pas être une préoccupation à l'époque... et que la solution « paroi moulée » apparaît comme une variante d'entreprise (innovante à l'époque) qui a pu être réalisée à l'économie... Il sera vraisemblablement difficile de répondre à cette interrogation et nous ne pourrions que nous en tenir à un constat : ces écoulements ont eu lieu...



*Ecluse en construction à gauche : on remarquera l'enceinte en parois moulées et le canal ancien non remblayé
Ecluse actuelle à droite, le canal ancien est remblayé ; il subsiste néanmoins une partie non remblayée en amont.*

- Quelle est l'efficacité réelle des travaux de Jet sur le confortement des fondations ?

- Quel est l'état actuel du béton du radier de l'écluse (déjà considéré comme dégradé en 1997), en particulier au droit des joints soumis à de l'érosion du fait des fuites ?

L'expertise réalisée en 2018 et 2019 répond partiellement à ces questions. Par ailleurs, l'instrumentation en place doit permettre de surveiller les mouvements continus de la tête aval de l'écluse.

Enfin, en 1997/1999, les phénomènes de gonflement interne à cœur des bétons qui affectent la poutre masque (réactions sulfatiques) étaient encore peu connus et les méthodes de modélisations numériques ne permettaient pas d'envisager d'étudier l'interaction des deux pathologies (réactions de gonflement du béton de la poutre masque et basculement de la tête aval) ; aussi, l'hypothèse d'une interaction entre ces deux pathologies n'avait pas été évoquée. Cette dernière expertise a été conçue pour permettre d'étudier l'interaction entre les deux pathologies, ce qui sera détaillée ci-après.

CONSTAT INITIAL (1999)

Les travaux réalisés en 1999 n'ont pas concerné le traitement de la pathologie des poutres masques et contre-masques affectées de **réaction alcali granulat** mise en évidence dès 1997.

En effet, fin 1996, le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées a réalisé, sur le contre-masque, des investigations sur la composition du béton qui confirment que celle-ci est en cause vis-à-vis des RGI (réactions de gonflement internes) : la réaction alcali silice (RAS) a alors été mise en évidence et s'explique par l'utilisation d'une formule de béton qualifiée de sensible (1,240 kg de gravillons de Lessines 12,5/18, 650kg de sable de seine 0/63, 400kg de ciment HRI, 165 l d'eau).

Le LCPC a réalisé un essai de mise en évidence du gel d'alcali-réaction par fluorescence, une observation au MEB, un essai d'expansion résiduelle. Le rapport du LCPC indique également une susceptibilité du béton à une réaction sulfatique matérialisée par la croissance de matériaux tels que l'ettringite et la thaumasite.

Le LCPC concluait alors que les poutres étaient très fissurées et que cela justifiait d'envisager la démolition reconstruction des deux poutres, vis à vis de la corrosion potentielle des armatures de précontrainte. Toutefois, aucun projet concret n'a été établi dans ce sens², pour autant qu'une telle action soit envisageable (alors qu'elle nécessiterait la mise en chômage de l'écluse pendant de très nombreux mois).

Les rapports de l'époque suggéraient aussi la réalisation d'une étanchéité de la poutre masque. Aucun projet n'a été retrouvé en ce sens non plus ; cette action aurait été envisageable mais probablement sans grand sans effet sur la RSI.

En ce qui concerne une possible **réaction sulfatique interne (RSI)**, bien qu'évoquée dans le rapport du LCPC de 1996, elle n'a pas été formellement recherchée avant les années 2010 et suivantes. Or, du moins en ce qui concerne la poutre aval (de forte épaisseur), elle était hautement probable car le ciment HRI (haute résistance initiale) utilisé dans la formule du béton et la forte épaisseur du masque (2m), même en tenant compte d'un coulage du masque en sept phases successives représentent des conditions extrêmement favorables. Les dimensions des coulées sont en effet largement suffisantes pour initier des phénomènes de RSI.

La réaction RSI a été, depuis, formellement mise en évidence grâce aux derniers essais décrit ci-après.

² Une petite étude préliminaire de reconstruction des murs masques en béton armé a néanmoins été retrouvée.



Poutre masque en BP atteinte de RGI

Finalement, en 2011 une instrumentation a été diligentée et mise en œuvre par Concrete et Cementys afin de permettre de suivre le processus de gonflement de réaction interne par suivi des déformations ; cependant, les résultats obtenus interrogent du fait du sens de la dérive des capteurs (voir ci-après).

Cementys a également réalisé en 2012 un essai d'expansion résiduelle qui s'est révélé positif.

Le présent rapport décrit les différentes investigations réalisées ou en cours de réalisation.

ANALYSE DES INVESTIGATIONS EFFECTUEES PAR ORDRE CHRONOLOGIQUE

RAPPORT LCPC DE 1996

Ce document établit l'origine des désordres et met en cause les réactions de gonflement internes (RAG). La RSI est évoquée mais non formellement mise en évidence in-situ.

MISSION DE DIAGNOSTIC DE CONCRETE EN 2010

Concrete a diligenté en 2010 des investigations sur les bétons alors confiées à Cementys et évoquées ci-après. Concrete a également exploité les mesures existantes.

Cementys a effectué en 2012 différentes mesures sur les bétons afin de caractériser l'évolution des réactions. Ces investigations ont été réalisées sur un nombre réduit de quatre carottes prélevées en surface et dont il ressort :

Module d'élasticité

Le module d'Young mesuré par ultrasons sur les éprouvettes est relativement faible de 22 à 35GPa. La faiblesse de ce module concourt certainement aux altérations dues aux attaques internes (RSI/RAG).

Réaction Alkali-Granulat

Les mesures de déformation indiquent un accroissement précoce et important de la longueur de l'éprouvette. L'ordre de grandeur des déformations mesurées dépasse le seuil fixé par la norme ASTM C1260 (150µm). Le béton testé est donc toujours très réactif.

Il n'y a pas eu de nouvelles observations au MEB mais la réactivité ne fait guère de doute. Par ailleurs, ces bétons atteints de RGI sont évidemment particulièrement exposés aux circulations d'eau y compris par le dessus car les étanchéités actuelles de la couverture sont de mauvaise qualité ou très dégradées.

Attaque Sulfatique Interne

Un gonflement notable au cours des 15 premiers jours de l'essai puis une stabilisation des déformations est observée. L'expansion observée traduit que le béton prélevé est, si les conditions sont réunies, toujours susceptible de réagir.

Cependant, l'expertise de Cementys pose différentes questions :

- la référence à l'essai ASTM C 1260 visé par Cementys n'est pas pertinente dans la mesure où il s'agit d'un essai de gonflement destiné à évaluer la réactivité vis-à-vis de l'alcali-réaction de granulats. On se réfère, en France, aux essais LPC n° 44 et 67 pour les essais d'expansion résiduelle RAG et RSI.
- Les prélèvements ne sont pas assez profonds pour mettre en évidence une pathologie de type RSI (qui affecte le cœur du béton) et pour s'affranchir du lessivage des alcalins en surface (vis-à-vis de la RAS).

Le comité technique a estimé que les prélèvements de 2012 n'étaient pas suffisamment profonds (Cementys indique que les carottes mesurent 24 cm) et que leur positionnement incertain sur la hauteur rend la caractérisation de la RSI en particulier (et du potentiel résiduel) sujet à caution... De nouveaux prélèvements ont donc été réalisés en 2019.

MISE EN PLACE D'UNE PASSERELLE DE VISITE

En mars 2018, une passerelle de visite a été mise en place contre le masque aval de l'écluse. Cette passerelle à deux niveaux permet désormais un accès facile pour la surveillance et l'auscultation de la poutre masque.

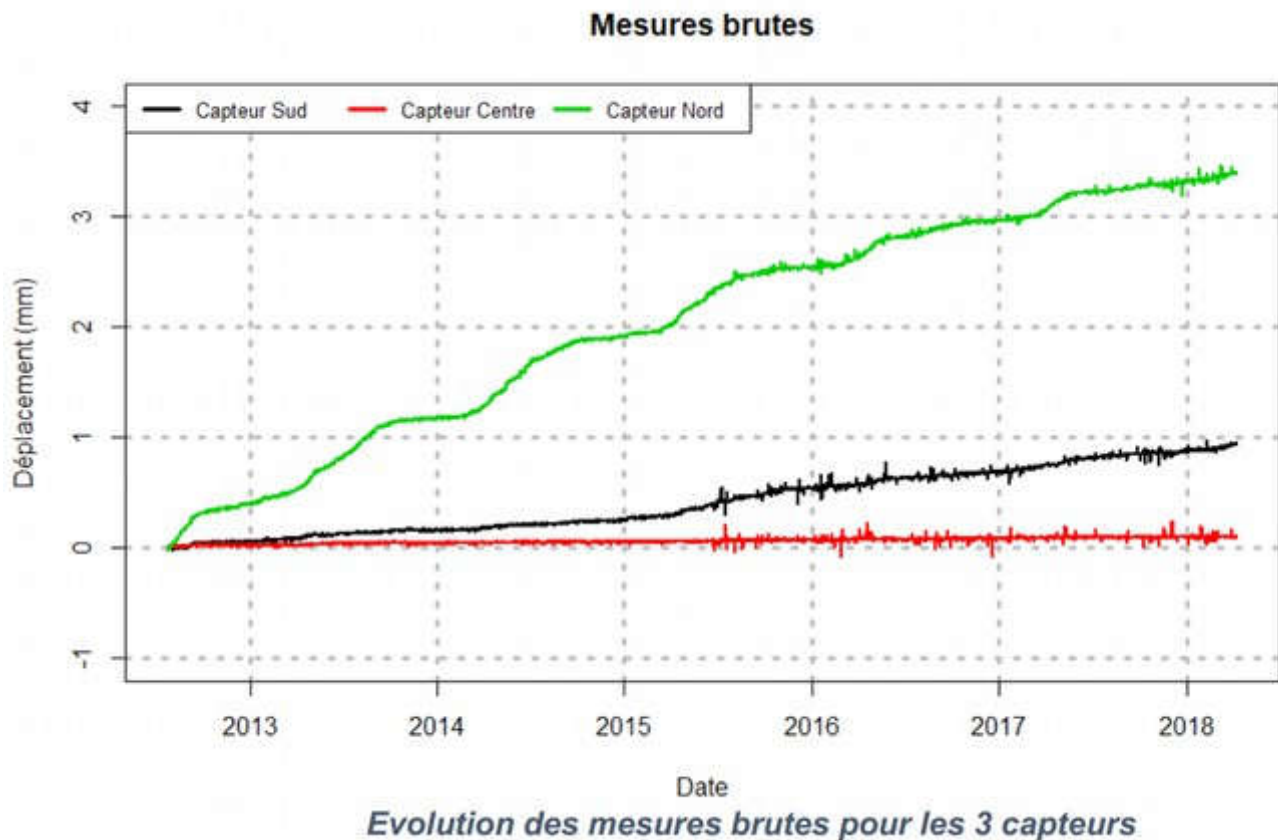


EVOLUTION DES FISSURATIONS SUIVANT CEMENTYS DE 2011 A 2018

L'instrumentation mise en place par Cementys comprend des capteurs de déplacement disposés sur la hauteur de la poutre ; des mesures sont effectuées entre 2011 et 2014 puis en Avril 2018. Une certaine stabilité est constatée en premier lieu puis une déformation importante (millimétrique) du capteur Nord : entre 2012 et 2013, puis entre 2013 et 2014, et confirmée en 2018 ; la dérive n'étant pas tout à fait constante (il y a eu une stabilisation début 2013).

Aucun suivi de la fissuration (par relevés directs, photos...) n'a été organisé pour confirmer in-situ des évolutions. En effet, Adiss réalise une inspection en 2015 mais, du fait de difficultés d'accès, l'inspection réalisée par Adiss ne porte pas sur les poutres masques. La passerelle de visite mise en place en 2018 permet désormais de faciliter une surveillance de la fissuration de la poutre masque.

Il est à noter que VNF ne fait état d'aucun problème de fonctionnement de la porte levante qui pourrait résulter de ces déformations.



Cependant ces déplacements sont difficiles à interpréter car ils traduisent un **raccourcissement vertical** significatif de la poutre côté capteur Nord, un faible raccourcissement au Sud et quasiment aucune déformation au centre.

En outre, la précontrainte horizontale (contrainte moyenne 3MPa) est susceptible d'orienter la déformation de gonflement dans le sens vertical (contrainte moyenne quasi nulle) ou encore dans le plan horizontal non précontraint car ces phénomènes ont été vus dans sur d'autres ouvrages selon l'Ifsttar. Cependant, ces directions ne sont pas instrumentées.

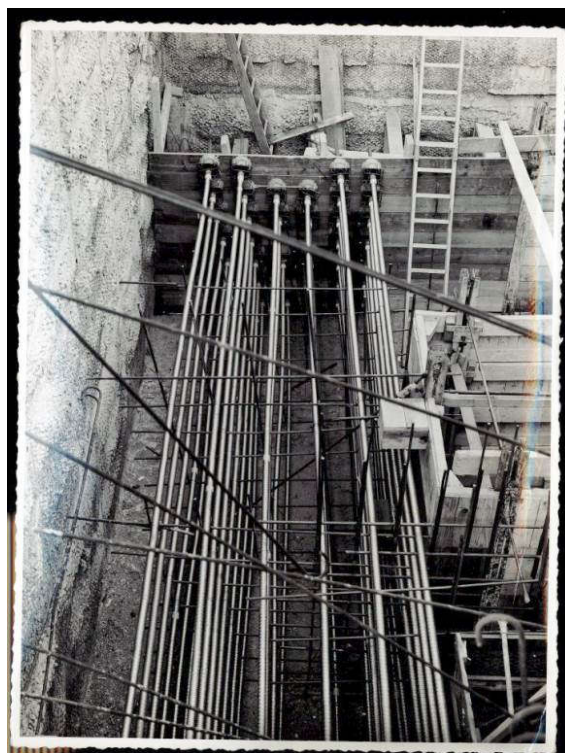
Cementys a révisé son installation en 2018 mais n'a pas mis en évidence de défaut. Plusieurs explications peuvent être avancées :

- Les mesures ne sont représentatives de l'évolution que depuis 2011 et ne préjugent pas de déformations de gonflement antérieures puis stabilisées
- Le basculement latéral peut provoquer la dissymétrie constatée.
- La poutre masque est confinée par les bajoyers ce qui parasite les déplacements constatés.

Il est donc possible que ces mesures soient peu représentatives et l'on peut se poser la question de l'intérêt de les poursuivre de façon aussi précise. Une instrumentation plus légère pourrait être considérée.

INVESTIGATIONS DIRECTES SUR LA PRECONTRAINTE

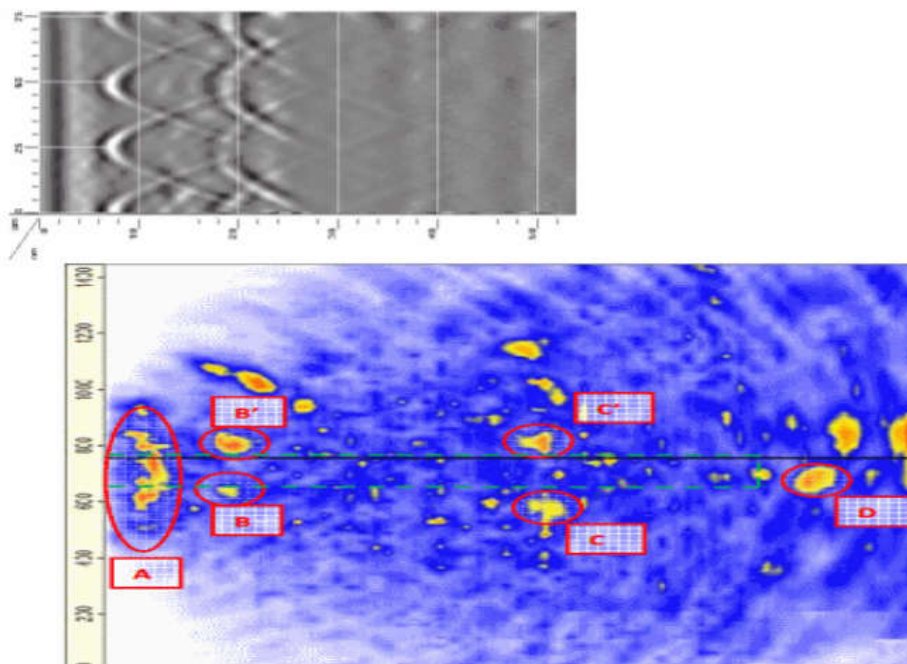
Les câbles de précontrainte n'ont jamais fait l'objet d'investigations jusqu'à cette année 2018 ; la passerelle mise en place permet désormais l'accès au parement de la poutre et d'effectuer des auscultations.



Vue de la précontrainte horizontale en cours de chantier

La précontrainte longitudinale de la structure est assurée par plusieurs lits de câbles à des profondeurs variant de 20 cm environ à 1 mètre environ au cœur de la poutre. Afin d'effectuer des ouvertures de fenêtre (et des carottages), il était indispensable de confirmer la position des câbles.

La détection de ces câbles a été réalisée à l'aide des technologies électromagnétiques (réflectométrie de type Radar, à l'aide de deux antennes de 1500 et 900 MHz) puis de la tomographie ultrasonore au-delà de 50cm de profondeur. L'apport de la tomographie US a été décisif pour la sécurité des carottages sur un peu moins d'un mètre.



Visualisation des câbles relative radar/tomographie US

L'état des armatures de précontrainte constaté lors de l'ouverture des gaines n'est ni catastrophique, ni très bon du fait d'une corrosion généralisée mais sans perte significative de section ou de rupture de fils. L'enrouillement des fils a pour conséquence de réduire la tension à la rupture et donc la capacité du câble entier à supporter une rupture de fil. Cependant, le nombre important de câbles longitudinaux est favorable par rapport à un tel évènement.





Enrouillement généralisé des câbles

Le coulis est présent en quantité importante dans les gaines et bien réparti autour des armatures. Il présente cependant un aspect friable et se révèle peu protecteur ; il n'a d'ailleurs pas été possible de réaliser des analyses du fait de la faible quantité disponible ou exploitable.

Sur trois fenêtres, les valeurs de tension mesurées (-32% de pertes) sont dans la moyenne haute des valeurs mesurées sur ce type d'armatures (12Ø8) mais significativement plus faibles que les valeurs de tension escomptées par le projeteur. On observe globalement peu de dispersion des valeurs de tension entre fils d'un même câble. Un mauvais positionnement du cône mâle d'ancrage dans son logement lors de la mise en tension du câble n°47 semble être la cause de fils détendus observés sur une quatrième fenêtre ; ce désordre est assez fréquent avec ce type d'ancrage.

En conclusion, les valeurs de tensions mesurées (un peu) plus faibles que celles prévues à l'origine seraient à prendre en compte dans les calculs ultérieurs. L'enrouillement généralisé des câbles, dans un milieu par ailleurs peu favorable, présente cependant un risque pour la pérennité de l'ouvrage à moyen terme ; toutefois du fait du très grand nombre d'unité de précontrainte, la rupture d'un seul câble ne causerait pas de désordre apparent (mais il ne serait pas détectable).

AUSCULTATION PAR LIBERATION DE CONTRAINTE

L'objectif de la méthode de libération de contrainte est d'évaluer la contrainte normale de compression à quelques centimètres sous la surface accessible d'un ouvrage en matériau dur, roche (cas des ouvrages souterrains) ou béton (cas des ouvrages d'art).

Un entaillage est réalisé. Les contraintes totales qui sont libérées lors de l'entaillage résultent alors de la superposition de la contrainte générale recherchée (résultant d'un effort extérieur) et d'auto-contraintes (de traction), particulièrement intenses au plus près du parement (dans la région où la mesure est réalisée). La pression de rétablissement ne peut être que très grossièrement assimilée à la contrainte moyenne libérée.



Instrumentation « libération de contrainte »

Trois essais « par libération » ont été réalisés. Les résultats notables sont les suivants :

1. Contraintes trouvées de 2,6MPa pour les deux essais inférieurs corroborées par la contrainte moyenne théorique horizontale à vide de 3MPa
2. Contrainte trouvée de 6MPa sur la levée supérieure plus difficilement explicable
3. Absence de sensibilité au remplissage du SAS. Autrement dit la poussée hydrostatique a peu d'impact sur les niveaux de contraintes dans les zones instrumentées du masque.

Globalement, les résultats trouvés sont plutôt en phase avec un fonctionnement structural « sain ». L'absence de sensibilité au remplissage peut s'expliquer par un mode de fonctionnement interne par « voûtes de décharges » ou bien une répartition des charges plus favorables que celle prise en compte dans les notes de calcul d'origine (qui, on le verra ci-après, ne considère pas l'appui de la porte sur les bajoyers). Ce résultat est d'ailleurs confirmé par le calcul aux éléments finis.

CAROTTAGES DES MASSIFS BAJOYER DE LA TÊTE AVAL

Des carottages des massifs bajoyer de la tête aval ont été effectués en 2017 afin de confirmer la nature des matériaux : gros béton ou remplissage.

Deux carottages ont été réalisés dans le massif béton de la tête aval en rive gauche : un sur la plate-forme et un sur le parement rive gauche. Ces carottages ont mis en évidence une épaisseur minimale de béton de 75 cm en face supérieure et de 45 cm en face latérale. Les carottages n'ont pas été prolongés plus loin du fait de la longueur de la tige du carottier ou de la difficulté de carotter dans le massif.

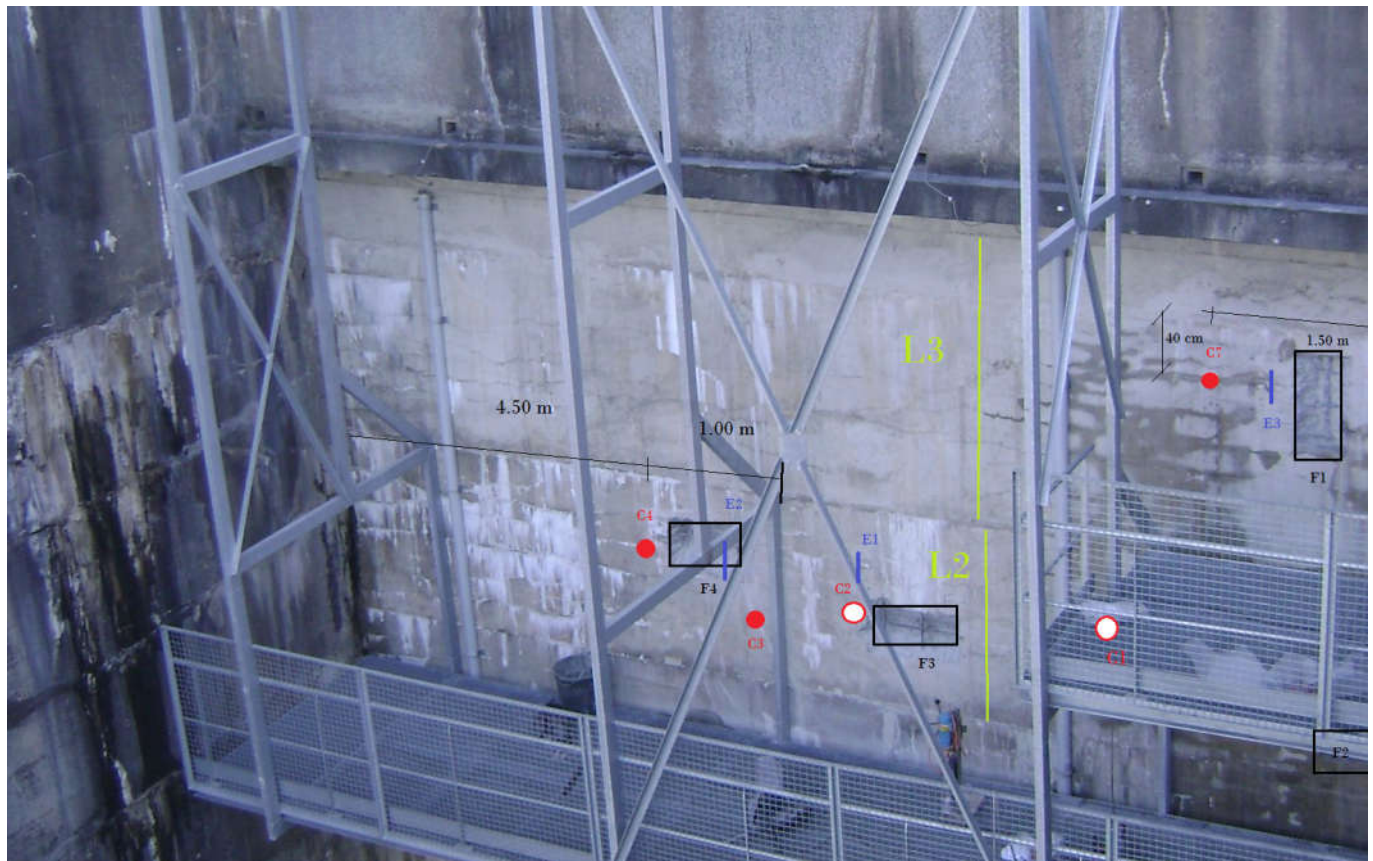
Visuellement, la qualité du béton n'indique pas de pathologie particulière.

Les mesures de masse volumique apparente réalisées sur les 2 carottes fournissent une moyenne de 2,35 t/m³.

Un essai par réaction de fluorescence des ions Uranyl a mis en évidence la présence d'un gel silico-calco-potassique. Ce test rapide et sévère pourrait être confirmé ou non par un examen au microscope électronique à balayage (MEB). Toutefois, la présence de gel de RAG sur les bétons massifs des écluses du Nord Pas de Calais est presque une « constante » et n'appelle pas d'inquiétude particulière du fait du fonctionnement en « ouvrage-poids ». Ces réactions peuvent néanmoins avoir une incidence sur l'ouverture de fissurations relevées par ailleurs.

CAROTTAGES DU MUR MASQUE POUR ESSAIS EN LABORATOIRE

Les carottages du mur masque ont été effectués en avril 2018. Cinq carottes (deux longues, trois courtes) ont été extraites en relativement bon état. Les repérages préalables de la précontrainte ont été faits par radar et tomographie US (Mira) et aucun incident de carottage n'est à signaler. Cependant la microfissuration interne n'a pas pu être révélée in-situ par tomographie.



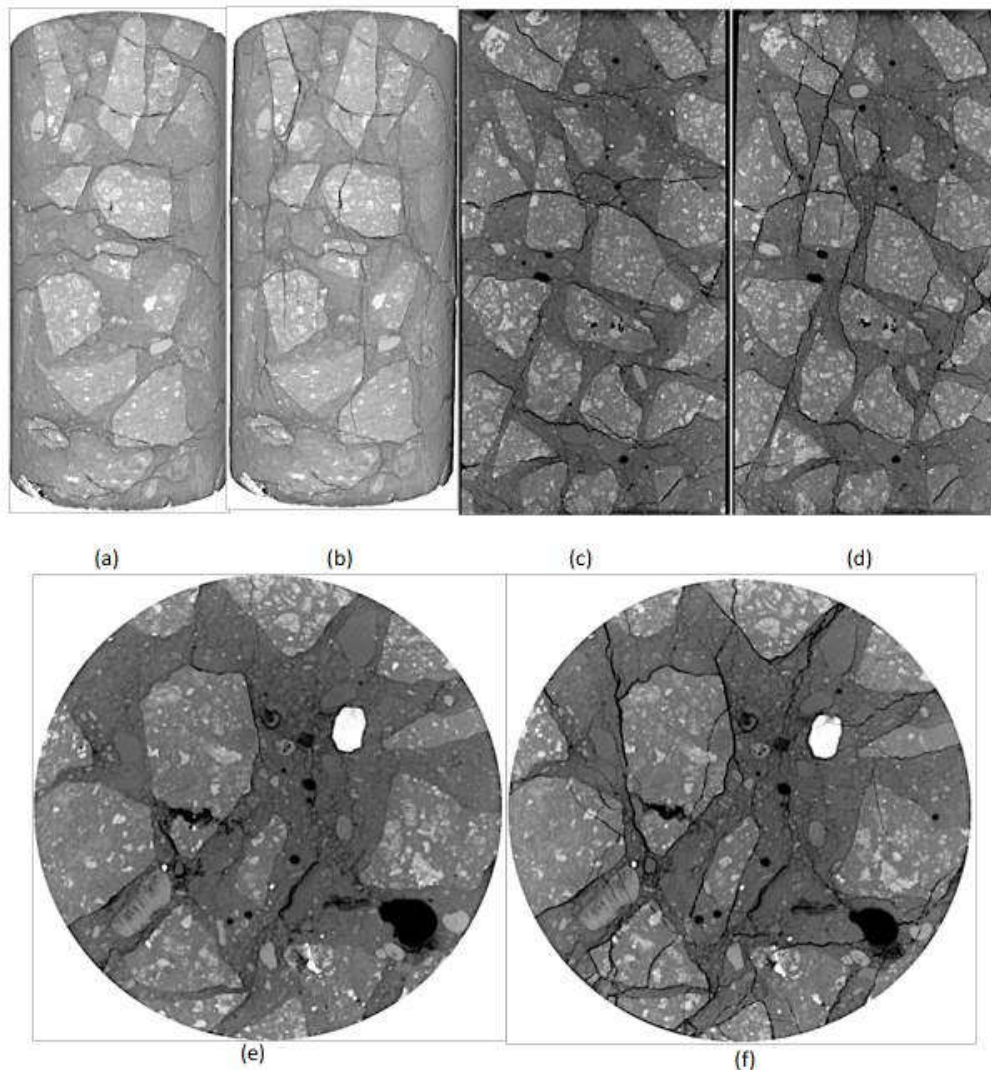
Implantation des carottages et fenêtres sur le mur masque

Outre les essais en réacteur pour la RSI (bilan des réactions de gonflement) réalisés à l'Ifsttar sur trois éprouvettes d'une même carotte longue, des essais de compression sous confinement, des micro-tomographies et des essais de perméabilité sont réalisés par Polytech Lille.

RESULTATS DES ESSAIS MECANIQUES ET DE PERMEABILITE DU MUR MASQUE (POLYTECH)

Le béton issu de carottes prélevées sur le mur présente une résistance moyenne à la compression simple de 37 MPa pour un module d'élasticité de 23,7 GPa en moyenne. Il est à noter la faible valeur du module en regard de la résistance. Peu de différences sont constatées avec la profondeur.

Les essais microtomographiques ont mis en évidence la présence, avant essais, d'une microfissuration importante et diffuse quelle que soit la profondeur. Cette microfissuration impacte le processus de rupture en compression triaxiale. A l'échelle d'analyse (25 microns/voxel), peu de fissuration intragranulaire n'est visible avant essai.



Microtomographie X avant et après essais (Polytech)

Ce béton présente une résistance en compression triaxiale (sous 3 MPa de confinement soit sensiblement la contrainte moyenne du béton précontraint) de 77 MPa en moyenne, soit plus du double de la compression simple.

D'après Polytech, ce doublement n'est pas rencontré sur les bétons ordinaires et peut s'expliquer par la présence importante d'une microfissuration initiale qui influe fortement sur le processus de rupture en compression simple (ce qui est confirmé par le faible module d'élasticité).

Cependant, le Comité Technique fait remarquer qu'il se peut que cette micro-fracturation soit le fait du déconfinement du béton lors de l'extraction des carottes elles-mêmes et ne soit pas représentative de l'état du béton à cœur fortement comprimé. La forte compression interne retrouvée par le modèle RGIB est d'ailleurs compatible avec la résistance obtenue sous confinement (la résistance réelle à cœur pouvant être encore plus élevée).

La résistance en compression triaxiale semble être moins élevée au centre de l'ouvrage par rapport à la surface (jusqu'à -20%) mais l'écart est peu significatif à l'échelle des variations très importantes des pressions de confinement à l'intérieur du masque.

La perméabilité intrinsèque au gaz du matériau s'élève à 5.10^{-17} m^2 , ce qui est relativement élevé pour cette classe de béton (*), traduisant une microfissuration bien connectée et ouverte. L'effet du confinement est faible sur la diminution de perméabilité.

() Cette appréciation est à mettre en rapport avec la résistance de 70MPa obtenue sous confinement de 3MPa et le protocole de mesure de Polytech différent de celui couramment utilisé (perméamètre de Cembureau). D'après Polytech, une perméabilité meilleure que 10^{-18} m^2 pourrait être attendue pour ce béton sous ces conditions.*

En conclusion, le béton du masque est de qualité intrinsèque initiale moyenne ; les carottes extraites sont altérées par une microfissuration importante qui peut être le fait de la compression du béton à cœur. La résistance du béton sous pression de confinement est compatible avec l'état de contraintes du masque.

RESULTATS DES ESSAIS DE GONFLEMENT RSI (ET RAG)

Les carottes ont été adressées à l'Ifsttar courant 2018 afin d'évaluer la réactivité des bétons vis-à-vis de la RSI à deux profondeurs : près du parement et « à cœur » (ce qui n'avait pas été effectué jusqu'à présent). Les essais d'expansion et de suivi de masse (selon méthode LPC 67) ont été réalisés pendant 175 jours.

Les résultats montrent que pour le béton prélevé à cœur (profondeur 760mm), celui-ci présente un relativement faible potentiel de gonflement résiduel (0.08% à 175 jours). La majorité de la réaction se produit dans les deux mois suivant la réalisation de l'essai ce qui démontre un effet cinétique important. En revanche, le béton situé à proximité du parement présente un potentiel négligeable inférieur à 0.02% à 175 jours.

En définitive, ces essais montrent que le béton est plus réactif à cœur qu'en parement, ce qui était attendu. À cœur, il reste encore un potentiel de l'ordre de 0,1 % ce qui est non négligeable (pour mémoire, le seuil admissible est de 0.04%).

L'écluse des Fontinettes fait l'objet d'une mesure de « surveillance renforcée » au sens de l'ITSEOA telle que préconisée par le comité d'expert fin 2016.

En effet, l'ouvrage est de toute évidence pathologique et les expertises actuelles doivent permettre de caractériser les différents modes de dégradations et ceux les plus critiques. La surveillance renforcée est alors le premier stade de vigilance au-delà de la surveillance normale. En réalité, de fait et depuis longtemps, l'écluse des Fontinettes est « presque » déjà dans une situation de surveillance renforcée du fait de la présence permanente d'agents de VNF sur le site et du fait qu'elle fait l'objet d'observations diverses in-situ. Cependant, cette situation n'est pas formalisée et les opérations effectuées ne sont pas toutes traçables.

Dans le cadre de la surveillance renforcée, il avait été préconisé la mise en place d'une passerelle d'accès à la face aval du mur masque. Cette action a été effectuée.

L'état de surveillance renforcée peut évoluer suivant les résultats des expertises à mener.

Cette surveillance renforcée a pour objectif de suivre les évolutions continues des déformations, des ouvertures de fissures et la piézométrie autour de l'écluse au plus près des variations des phénomènes afin d'en faciliter l'analyse et de prévenir, le cas échéant, une évolution défavorable.

En pratique, l'ensemble de l'instrumentation est rénové et automatisé. Les mesures ou instrumentations suivantes sont prévues :

- Fissuromètres tri-directionnels en remplacement des Vinchons. Trois instruments seront placés en rive gauche (deux fissures verticales opposées de part et d'autre de l'escalier de la salle des machines RG ; un sur le puits des vannes d'aqueduc) et un en rive droite (à côté de l'escalier). Ces instruments sont reliés sans fil à une centrale d'acquisition. Il pourra être envisagé d'instrumenter d'autres fissures à proximité des organes de manœuvre de la porte.
- Centrales des piézomètres. Les limnimètres Glötzl seront désormais laissés à demeure sur les piézomètres. Quatre centrales sans-fil seront raccordées aux limnimètres.
- Clinomètres digitaux en remplacement des pendules en partie supérieure des piédroits avals, à peu près à l'endroit où sont fixés les têtes des pendules actuels.
- Station météorologique

Un ordinateur dédié est prévu pour recueillir les mesures est prévu. Les travaux correspondants sont en cours de réalisation.

Par ailleurs, dans le sens de cette surveillance et en cohérence avec celle-ci :

- Le suivi des extensomètres verticaux du mur masque a toujours lieu une fois par an par Cementys. Au vu des résultats, cette surveillance peut être abandonnée au profit d'une vérification manuelle simple.
- Il est mis en œuvre un suivi topographique tous les six mois. Compte tenu de la relative lenteur des déformations, ce suivi ne peut être probant que sur plusieurs années mais il permet néanmoins un recalage éventuel et est indispensable sur un ouvrage de cette importance. Un relevé distancemétrique des deux bajoyers (l'un par rapport à l'autre) peut être effectué dans le même temps.
- La réparation de la porte intermédiaire a été réalisée en 2019 et permet de se prémunir d'une avarie sur la porte levante ou son génie civil.
- Il est recommandé de consigner toute anomalie de fonctionnement de la porte levante et d'une façon générale toute anomalie qui pourrait être imputée à des mouvements du génie civil,
- Sous réserve des contraintes d'exploitation, il est désormais prévu de privilégier une situation d'attente de l'écluse (par exemple de nuit) avec sas vide qui est également favorable aux différences de niveaux piézométriques.

ANALYSE STRUCTURALE DU DIMENSIONNEMENT INITIAL

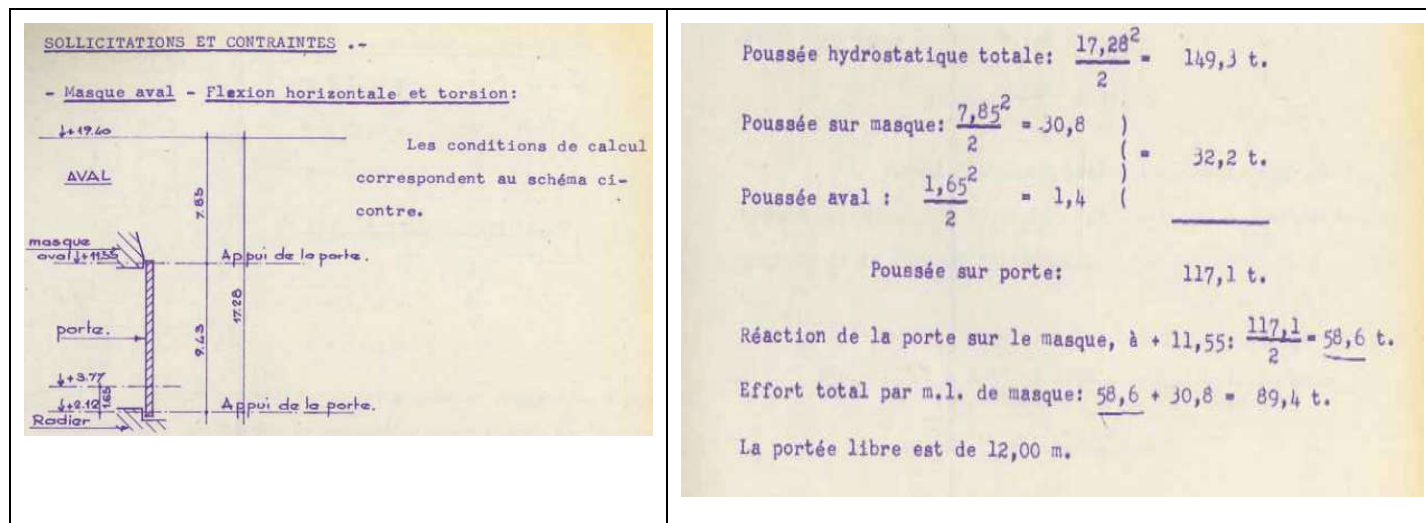
Les deux poutres masques sont précontraintes dans le sens horizontal par un nombre important de câbles STUP 12 PHI 8 de 25.50m de longueur tendus d'un seul côté (122 câbles). L'abondance des câbles horizontaux est un facteur plutôt rassurant en cas d'évolution de la dégradation des câbles.

Seule la poutre masque aval est précontrainte verticalement par 22 câbles de 6.50m et 8.80m de longueur de type 12 PHI 8 également, selon la note de calcul d'origine. Ce nombre de 22 est beaucoup plus faible et les câbles verticaux sont plus près du parement que les câbles horizontaux.

Les caractéristiques des câbles sont les suivantes : $R_g = 140 \text{ kg/mm}^2$, $r_{01000} = 0.05$. La tension à l'origine est de 125 kg/mm^2 . La tension toutes pertes déduites a été prise égale à 94 kg/mm^2 pour les câbles horizontaux et 88 kg/mm^2 pour les câbles verticaux (ce qui était optimiste sur des câbles aussi courts).

La contrainte moyenne à vide dans le béton est estimée à 3 MPa dans le sens horizontal et quasi nulle dans le sens vertical.

Globalement le calcul de structure réalisé à l'époque de la construction est assez simple et correspond aux méthodes applicables à l'époque : reprise de la poussée des portes sur le masque suivant un modèle élémentaire $PL^2/12$ aux appuis, $PL/2$ en travée, sans estimation de la diffusion des charges près des appuis et de l'appui latéral des portes sur les bajoyers, pas de prise en compte d'effet sols-structures et/ou déplacement des bajoyers...



Conditions de calcul de la note de conception. La poussée sur la porte est reportée à hauteur de 50% sur le masque sans considérer l'appui sur les côtés.

Au niveau du calcul BP, il est à noter que Le concepteur s'autorise une légère traction de 86 t/m^2 (0.9 MPa) en partie inférieure de la poutre qu'il compense par les armatures passives de la poutre inférieure intégrée (mais sans justification). Le calcul tient tout de même compte d'un effet de « poutre-voile » dans le sens vertical des efforts mais le masque est calculé en poutre fléchie vis-à-vis des efforts de poussées

hydrauliques ; compte tenu de sa forte épaisseur, un mode de fonctionnement avec « voûte ou bielles » (généralement plus favorable) n'est pas exclu.

MODELISATION 3D ISL

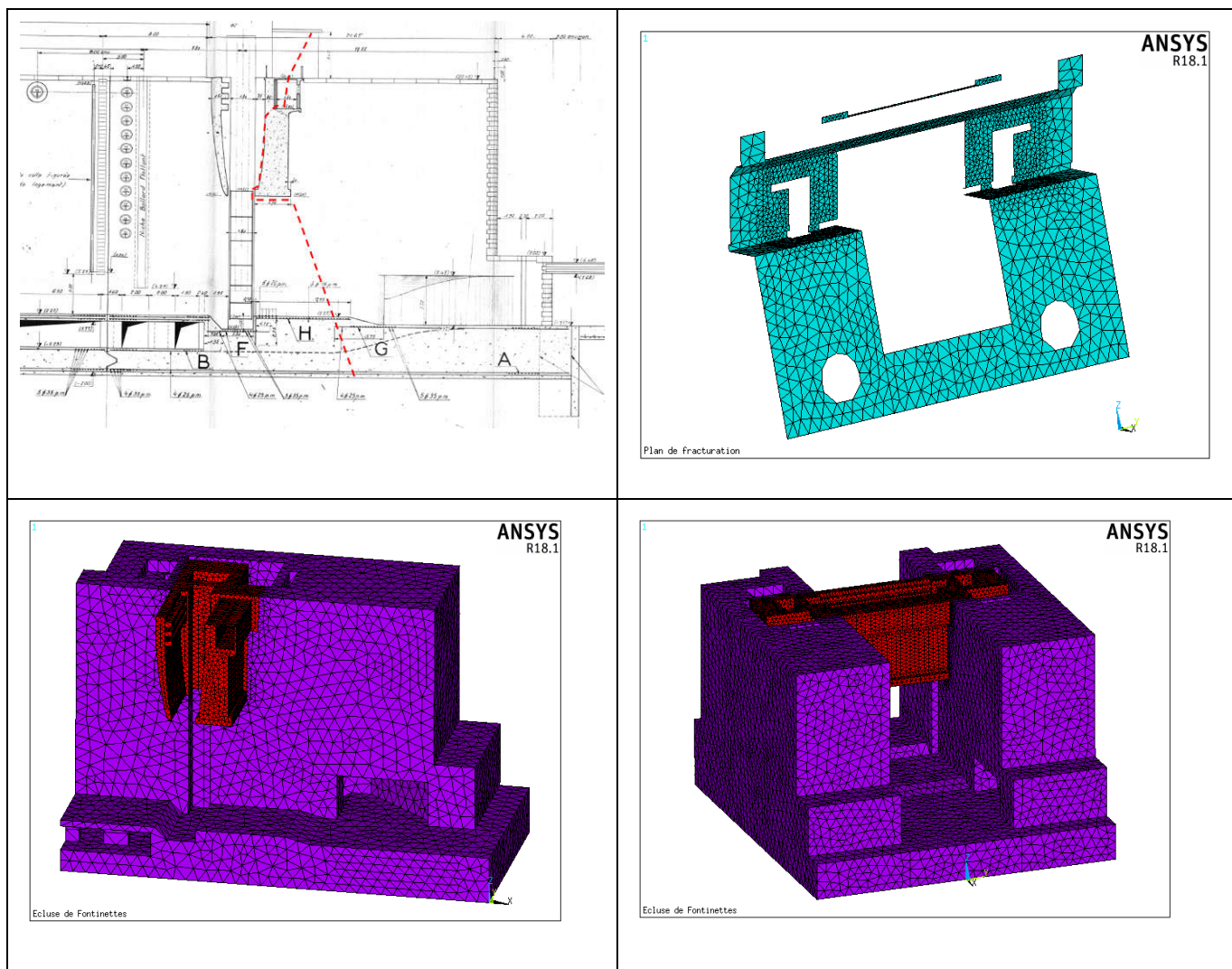
Une analyse plus fine du fonctionnement, à partir des données d'origine, a été effectuée à partir du modèle global tel que décrit ci-après qui permet de considérer l'ensemble du fonctionnement de la tête aval au regard des différentes pathologies qui l'affectent.

Le bureau d'études ISL a été désigné pour conduire une **modélisation 3D géométrique, structurale et géotechnique** de l'écluse. Cette étude se fait par un modèle 3D aux éléments finis de la tête aval, de sa fondation et de l'environnement proche. Le programme de cette étude prévoyait :

- De construire un **modèle volumique 3D structural** reproduisant les conditions de chargement de l'écluse au plus près de la réalité. Le modèle doit tenir compte d'une densification du maillage près et autour de la poutre masque, de deux types de bétons...
- De construire un **modèle géométrique 3D** de l'ensemble de l'écluse pour faciliter le report des résultats d'investigations dont elle fait l'objet.
- De déterminer les conséquences des tassements de fondation sur le comportement structural de la tête aval.
- De déterminer les conséquences d'une déformations imposée (par RSI) du masque sur la fissuration et les mouvements de la tête aval.
- De fournir, à partir du modèle 3D structural, les efforts agissant sur le masque et le contre-masque à l'Ifsttar qui doit faire un modèle intégrant la réaction de gonflements internes du béton

Le modèle volumique tel que construit par ISL est conforme aux plans d'exécution. Les colonnes de Jet ont été modélisées en prenant en compte les variations de diamètres issues des contrôles plutôt que les diamètres théoriques, trop favorables.

Des éléments de contact sont introduits dans le modèle afin de rendre compte du plan de fracturation observé. Ils séparent les deux volumes définis de part et d'autre de la fissure principale (en rouge sur la figure ci-dessous) et se situent à l'arrière de la poutre masque. La limite de traction du béton est prise à 2.6MPa. Lors d'opérations de maintenances, le Cerema a effectué une visite avec VNF en mai 2018 et a confirmé la réalité du plan de fissuration tel que proposé par ISL (aux micro-fracturation diffuses près) ; VNF rapporte également une fissuration de l'extrados de la poutre masque sur sa longueur telle que perceptible sous le carrelage de la galerie technique.



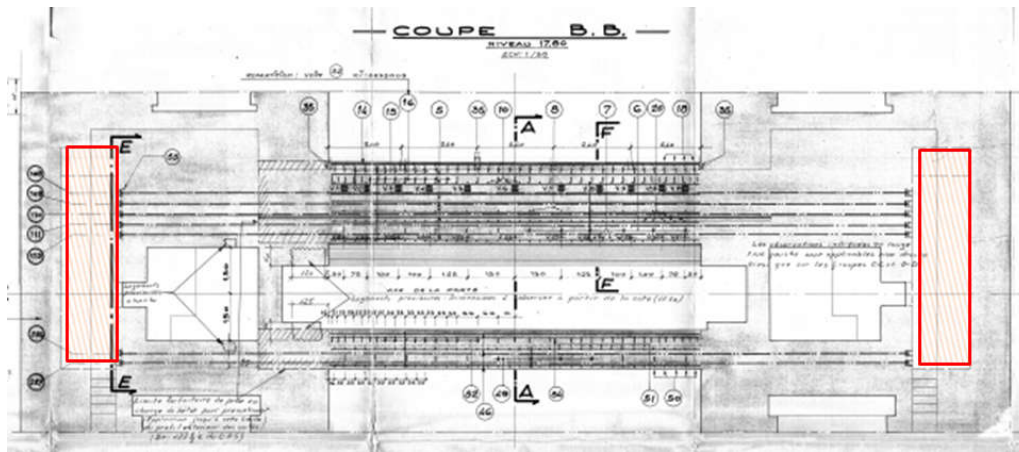
Plan de fracturation schématique et modélisations

Pour chaque cas de calcul, deux modélisations sont envisagées :

- en considérant l'interface collée : ce calcul permet de calculer les efforts normaux et tangentiels au plan de la fissure,
- en considérant l'interface « standard » : ce calcul permet le calcul de l'ouverture de la fissure ; cette ouverture peut être comparée par la suite aux mesures des fissuromètres.

La pression hydrostatique est introduite au plus près des conditions réelles en tenant compte des gradients hydrauliques.

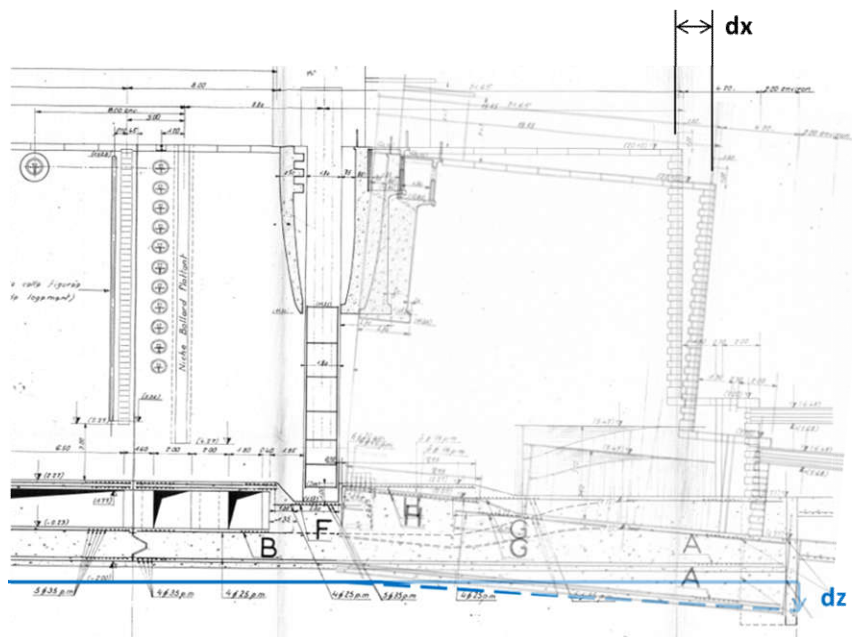
Le phasage de construction respecte le plus strictement possible le phasage d'exécution, notamment en ce qui concerne la mise en précontrainte de la poutre masque à partir de « niches » ménagées dans la tête aval (la poutre est alors libre) suivi du bétonnage de la tête aval (la poutre est alors bloquée).



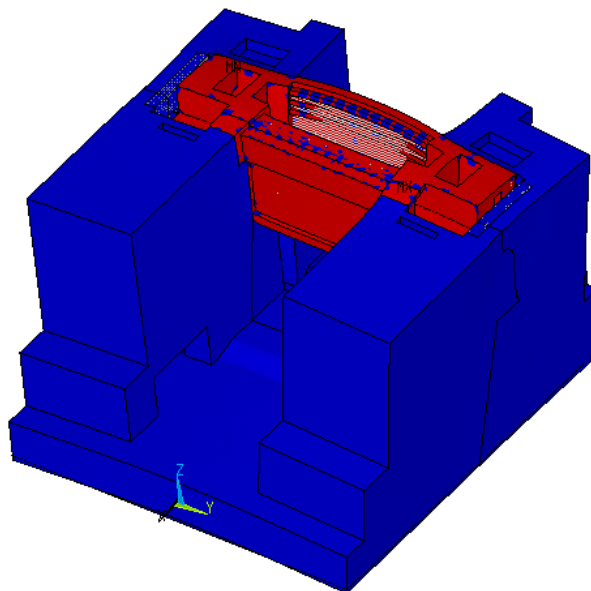
Niches bétonnées après la mise des câbles en tension

La structure de la porte ne fait pas partie de modélisation. La poussée est transmise vers les appuis correspondants (la porte étant appuyée sur ses 4 bords).

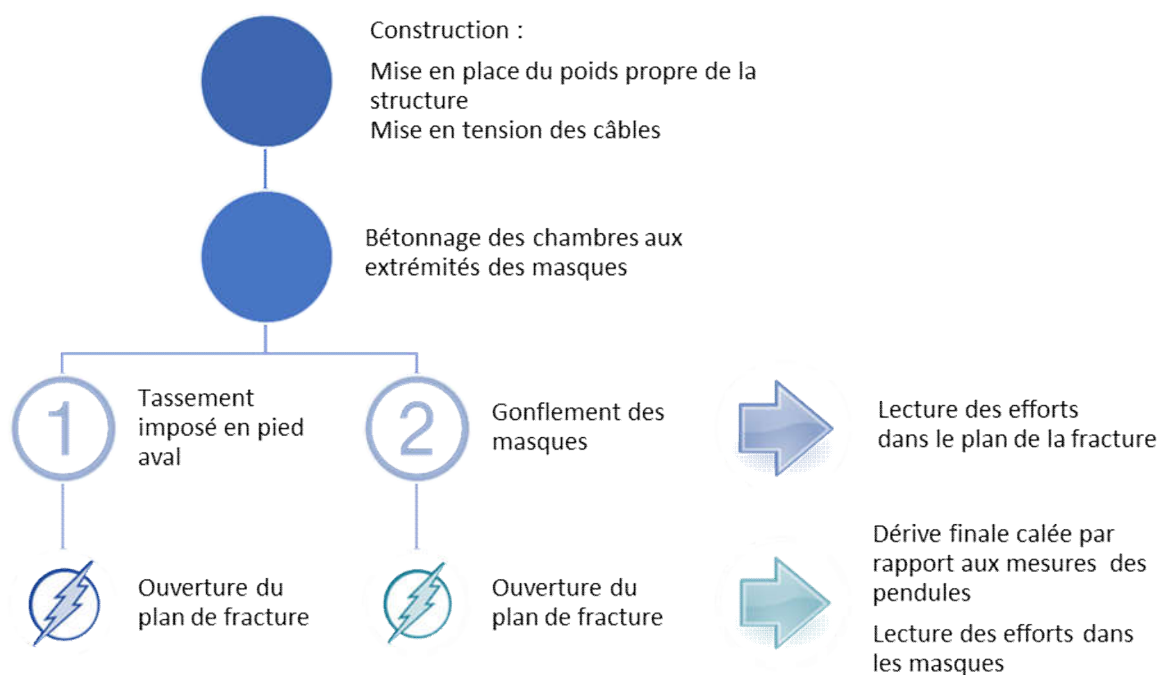
Un tassement vertical est imposé dans le modèle en pied aval du plot, tel qu'indiqué sur la figure ci-dessous. La valeur de ce tassement est déterminée par calage, en comparant les résultats du déplacement horizontal calculé de la tête aval (dx) aux mesures relevées à l'aide des pendules.



Le gonflement est modélisé en appliquant une augmentation volumique de manière uniforme sur l'ensemble du béton des masques. Le calage du taux d'augmentation volumique s'effectue en comparant les déplacements calculés aux déplacements mesurés des pendules.



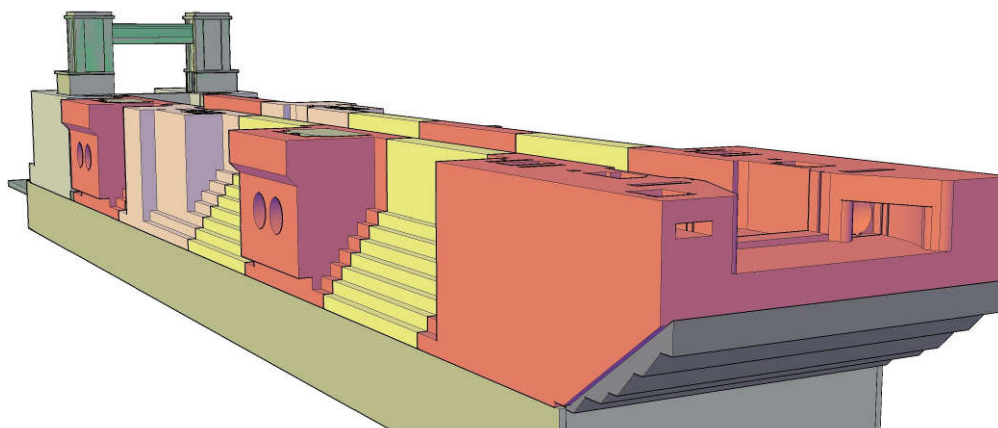
Les simulations effectuées sont schématisées suivant le diagramme suivant proposé par ISL :



Différents calages sont nécessaires afin de reproduire les phénomènes et désordres observés.

• Résultats

Le modèle 3 D géométrique a été présenté lors du CT du 12/06/2018. Il permet d'ors et déjà d'effectuer des coupes en tant que besoin pour les travaux de réparation et de maintenance.



Modèle 3D de l'écluse

Le modèle 3D structural a été présenté le 11/12/2018 à VNF et au Cerema. Nous invitons le lecteur à se reporter au **rapport de modélisation** établi par ISL qui présente l'ensemble des hypothèses, simulations et calages nécessaires à l'aboutissement de ce travail complexe.

Nous ne donnons ci-après que les conclusions remarquables suivantes :

- **Le gonflement du béton du masque conduit rapidement à des tractions importantes dans le béton des structures attenantes de la tête aval construites en béton ordinaire.** La localisation de ces fissures est compatible avec les observations menées sur la tête aval. Cependant, le gonflement seul ne peut pas expliquer toute la dérive :
 - Le gonflement nécessaire est trop élevé : un taux de déformation volumique de ~7‰ est requis alors qu'il atteint au pire 1‰ selon le modèle RGIB.
 - Le gonflement s'accompagne d'une dérive vers les rives non corroborées par les observations. Il est néanmoins possible que le gonflement du masque soit fortement anisotrope à cause de la présence de la précontrainte contrairement à l'hypothèse du calcul où le gonflement est isotrope. La modélisation d'un gonflement anisotrope nécessite la connaissance du taux de gonflement dans chaque direction, point expertisé par l'Ifsttar.
- **Le tassement de la fondation (tel que modélisé) n'explique pas à lui seul la formation de la fissuration dans le béton** (surtout si on prend en compte la résistance des armatures existantes). Si on considère un plan de faiblesse préexistant au droit du masque, le tassement de la fondation conduit à une cinématique de dérive proche des observations.

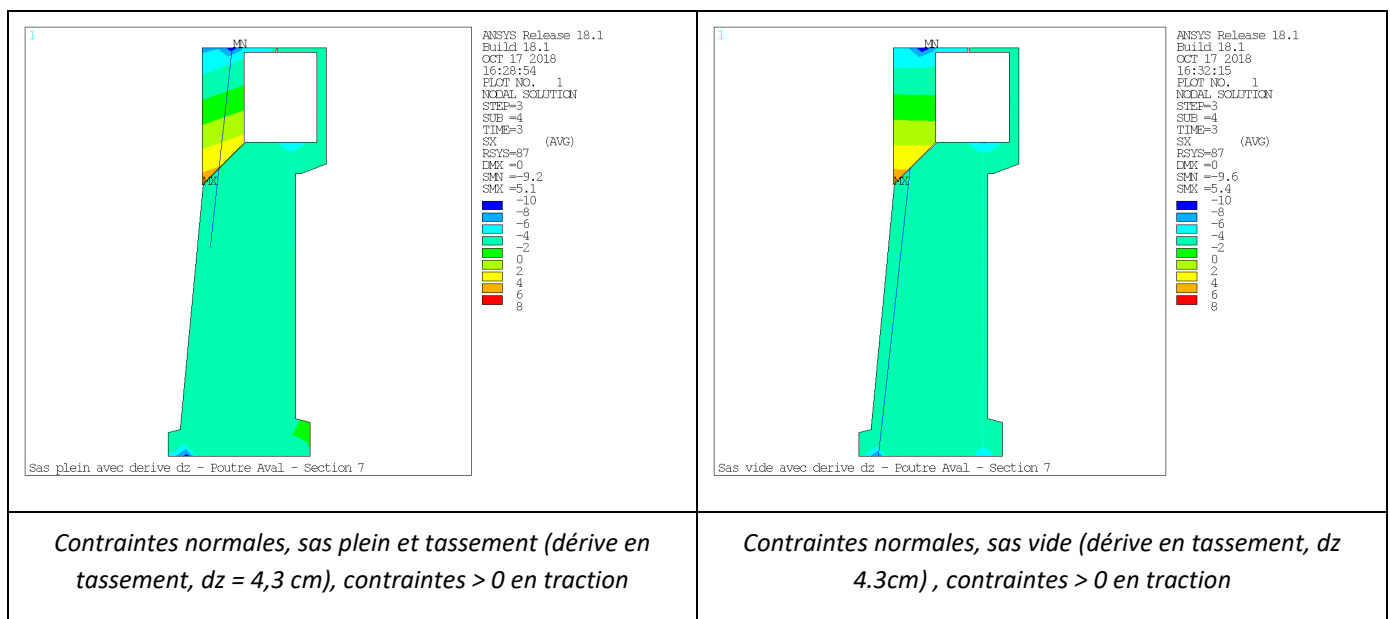
Il résulte de cette étude deux autres constatations importantes :

- 1) Si l'on s'intéresse aux augmentations de tensions dans les câbles qui peuvent résulter des réactions de gonflements internes (dérive en gonflement), il s'avère que les mesures in-situ ne permettent pas de retrouver ces variations. Il est cependant possible qu'il existe un état d'équilibre entre les efforts chimiques et la précontrainte dans le sens horizontal et que la réaction s'exprime alors dans une autre direction (voir modèle RGIB). Par ailleurs les tensions mesurées ne valent que dans les sections instrumentées et des surtensions localisées n'ont alors pas été détectées.

	<i>Dérive expliquée par un tassement en fondation</i>		<i>Dérive expliquée par le gonflement du masque</i>	
	<i>Rt = 2,6 MPa</i>	<i>Rt = 0 MPa</i>	<i>Rt = 2,6 MPa</i>	<i>Rt = 0 MPa</i>
Tension moyenne par câble (MN)				
câbles horizontaux - poutre aval	0,000	0,000	0,748	0,594
câbles horizontaux - poutre amont	0,001	0,000	0,535	0,423
câbles verticaux - poutre aval	-0,004	-0,028	0,921	0,670
Total de traction dans l'ensemble des câbles (MN)				
câbles horizontaux - poutre aval	0,0	0,0	83,7	66,5
câbles horizontaux - poutre amont	0,1	0,0	23,0	18,2
câbles verticaux - poutre aval	-0,1	-0,6	20,3	14,7

Tableau 7 : Différentiel de tension dans les câbles lié au terme seul de la dérive

- 2) Si l'on s'intéresse à la simulation avec dérive en tassement, les résultats présentés en termes des contraintes montrent que la contrainte moyenne ne varie pas substantiellement en fonction du niveau de remplissage du sas (vide / plein) et reste largement positive. Les mesures de libération de contraintes confirment ce constat soit une compression entre 2 et 3MPa en moyenne. Ce résultat rassurant et diffère du calcul « historique » de dimensionnement du masque précontraint, qui amenait à un écart de 2 à 3 MPa de la contrainte maximale entre les situations sas vide et sas plein. On retient que le calcul historique simplifié de dimensionnement (sans prise en compte de la poussée des portes sur les bajoyers et appuyées sur deux côtés seulement) était donc plus conservatif que l'état réel confirmé par la simulation numérique et les mesures in-situ.



Les déformations chimiques issues du calcul RGIB seront introduites dans un deuxième temps afin d'affiner ces conclusions.

Un scénario plausible des pathologies affectant cette écluse est donc que le gonflement est à l'origine de la formation de la zone fracturée. Une fois le plan de fissuration formé, le tassement de la fondation, par suite d'autres phénomènes, mène à la dérive mesurée par les pendules et les fissuromètres.

L'absence d'efficacité des travaux de confortement par jet-grouting réalisés en 1999 aurait pu être expliquée, en partie, par la contribution de la RSI à une déformation imposée, mais la RSI est loin de justifier la totalité du basculement...

Enfin, on pouvait s'interroger sur la stabilité de la tête aval du fait de ce basculement imposé. Pour répondre à cette question, il a été décidé que le Cerema produise une justification complémentaire du comportement de la tête aval sur ses fondations (voir ci-après).

ANALYSE GEOTECHNIQUE COMPLEMENTAIRE AVEC GONFLEMENT RSI IMPOSE

Cette dernière analyse a été effectuée par le Cerema à la suite du rapport de modélisation produit par ISL ; elle a vocation à explorer les conséquences des déplacements horizontaux imposés par le gonflement et leurs conséquences sur les fondations.

Un modèle géotechnique des fondations de l'écluse a été établi en considérant une approche en fourchette portant sur les épaisseurs de sable et les modules utilisés pour le sable et les argiles. Les raideurs des fondations ont été appliquées de manière conventionnelle.

L'effort nécessaire pour reproduire un déplacement de 1,15 cm correspondant à l'ouverture des fractures de la tête aval du fait d'une dérive en gonflement est ensuite recherché. Cela permet de calculer la contrainte de cisaillement mobilisée sous l'ouvrage et d'effectuer les vérifications requises.

Il apparaît alors la résistance au glissement est mobilisée très rapidement (par exemple pour la part de fissuration imputable à la RSI) et ce même dans les conditions favorables de sas vide, et quelles que soient les hypothèses géotechniques considérées.

Il est rappelé que cet effort de glissement n'est présent qu'en absence de déplacements additionnels de la tête de l'écluse au-delà du gonflement maximal obtenu, et c'est pourquoi la stabilité ne constitue pas un sujet du moins pour ce qui concerne les effets du gonflement imposé. En tout état de cause, les travaux de 1999 ne sont pas susceptibles d'avoir sensiblement modifié (augmenté) la résistance au glissement.

Mais si l'on fait le bilan de l'évolution lié à la RSI, et au regard de la relativement faible dynamique d'évolution de la réaction dans la direction requise le phénomène d'érosion régressive identifié en 1996 est finalement à privilégier pour expliquer les évolutions continues du basculement.

Par ailleurs, il faut noter qu'en valeur absolue, les tassements de la fondation sont centimétriques et finalement relativement modestes pour une fondation « superficielle » de cette importance. Ceci rend d'ailleurs leur évaluation assez aléatoire d'autant qu'il est très difficile de déterminer la dérive en

tassement sans faire intervenir la dérive du gonflement. L'évolution des effets de gonflement avec un niveau d'empêchement intermédiaire des variations volumiques permettrait, éventuellement, de prévoir les déplacements maximaux associés à ce phénomène.

Cependant, l'effet structural de ces tassements est spectaculaire car il est amplifié par la géométrie, la grande hauteur du bajoyer et l'absence de ferrailage du béton « cyclopéen » de l'écluse.

En parallèle, cette étude a fait apparaître l'influence du niveau hydrostatique moyen sous la tête de l'écluse. Il est évident qu'une diminution de ces niveaux d'eau impacte fortement le comportement de l'ouvrage.

MODELISATION RGIB

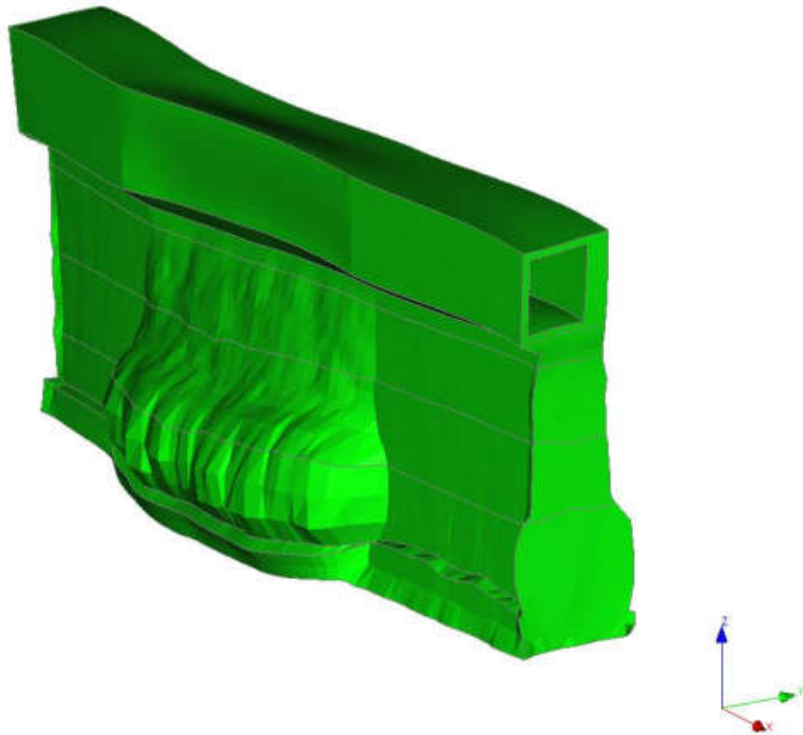
L'Ifsttar s'est vu confier par VNF la réalisation d'une modélisation des réactions de gonflements du béton (modèle RGIB) ; ce modèle est construit avec le concours du Cerema Centre-Est.

Ce modèle de type élément fini (module RGIB du code CESAR_LCPC) permet d'intégrer l'évolution des réactions de gonflement au cours du temps (histoire thermique au jeune âge depuis le coulage pour le béton dont les caractéristiques sont connues), les efforts issus du modèle global ISL évoqués ci-dessus, la précontrainte et les actions appliquées sur la poutre masque. Il prend en compte le phasage de réalisation : phasage de coulage par couches et application de la précontrainte avant encastrement dans les bajoyers. Un encastrement parfait est considéré au niveau des bajoyers : les conditions aux limites sont effectivement difficiles à évaluer mais si cette hypothèse n'est pas exacte du point de vue RDM, elle est nécessaire pour se rapprocher au mieux des désordres observés. Par ailleurs, on vérifiera à posteriori que cela n'impacte pas les conclusions.

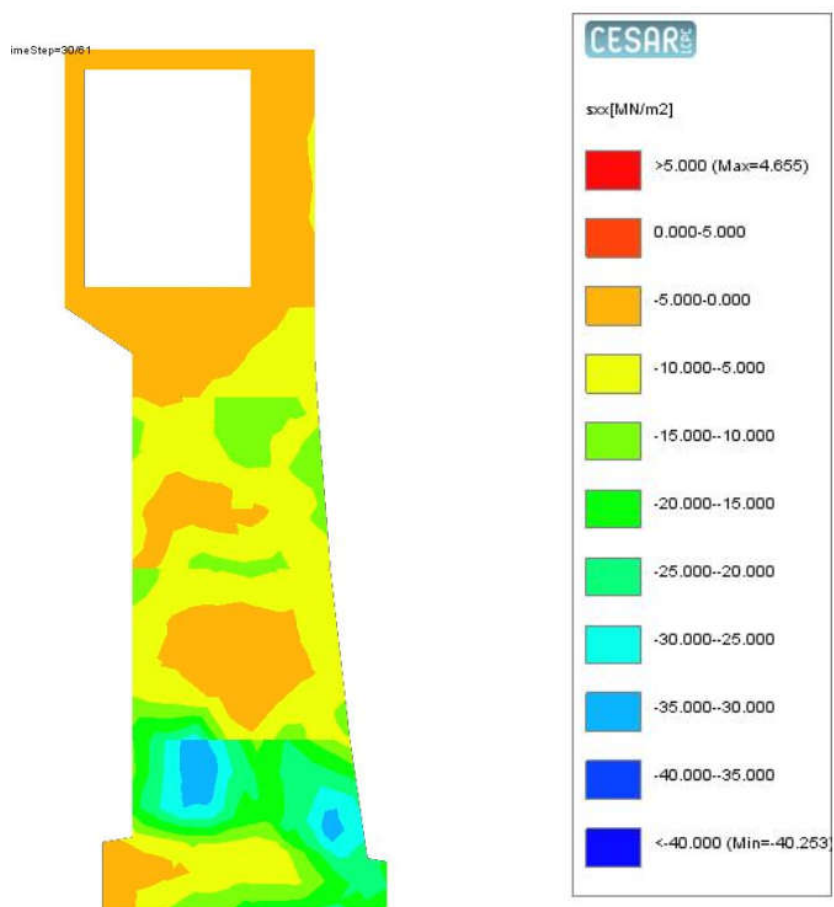
Le modèle s'appuie sur les résultats d'essais de potentiel de gonflement effectués à l'Ifsttar pour l'ajustement de paramètres (temps caractéristique et temps de latence) et « tente » de corrélérer les hypothèses avec les mesures de distancemétrie effectuées in-situ. Un modèle de gonflement relativement agressif est retenu afin de se caler sur les désordres observés (l'expansion résiduelle observée n'est qu'une petite fraction, de l'ordre du dixième, de l'expansion totale).

Il permet alors d'estimer l'évolution actuelle et future de l'état de la structure. Les résultats de la modélisation RGIB figure dans le rapport émis par l'Ifsttar V1 en date du 13 décembre 2019.

Le modèle démontre que l'essentiel des déformations se produit dans le plan horizontal avec parfois de fortes contraintes de compression mais très localisées.



Déformations, modèle RGIB IFSTTAR



Contraintes horizontales modèle RGIB Ifsttar

Extrait du rapport Ifsttar

On constate que les gonflements sont particulièrement visibles dans les levées 1 et 2 qui sont les plus massives. La galerie technique se déforme davantage du côté amont (plus épais) ce qui se traduit par une flexion horizontale de cette partie de l'ouvrage.

La répartition des contraintes horizontales (contraintes σ_{xx}) dans le plan médian, telle que représentée sur la figure 3.15, confirme la réactivité plus importante des deux premières levées, puisque c'est là que règnent les plus importantes compressions engendrées par les gonflements gênés. Les valeurs atteintes (proches de 40 MPa), si elles sont conformes à la réalité, sont préoccupantes puisqu'elles sont du même ordre de grandeur que la résistance du béton. On constate aussi une légère zone plus comprimée sur le parement amont de la galerie technique.

Les contraintes verticales σ_{zz} dans le même plan sont moins élevées, ce qui est logique puisque l'ouvrage est moins contraint dans cette direction (moins de bridage par les bajoyers, moins de précontrainte). Cependant, on relève des tractions en partie inférieure sur le parement aval, ce qui est cohérent avec les observations in situ de fissuration horizontale de la poutre-masque. En-dehors de ces zones, les contraintes restent à des niveaux acceptables (< 10 MPa).

Il est à noter que les fortes contraintes internes de compression (40MPa) identifiées par le modèle RGIB n'ont pas été détectées par les essais en libération de contraintes car ceux-ci ont été effectuées sur la peau de la poutre. Cependant ces fortes contraintes peuvent être supportées par le béton confiné, à cœur comme le prouvent les essais réalisés à Polytech.

Un calcul complémentaire a été réalisé en libérant le masque dans le sens horizontal au niveau du bajoyer afin d'estimer un majorant de la déformation horizontale liée à la RSI : les déformations totales liées à la RSI, sous cette condition d'appui, restent alors très inférieures à la déformation totale susceptible de provoquer le basculement des bajoyers (1pm vs 7pm). En conséquence, la RSI a pu initier les fissurations (*) mais la RSI n'est plus responsable de l'évolution continue du basculement.

() L'Ifsttar précise : L'ordre de grandeur des efforts engendrés par le gonflement gêné de la poutre-masque sur les bajoyers représente deux à trois fois les efforts transmis par un ouvrage sans pathologie sous l'hypothèse – pessimiste – d'un encastrement parfait.*

Globalement, et c'est un point rassurant, le modèle ne fait pas apparaître des tractions dangereuses du béton pour le mur masque ; ce résultat est cohérent avec les mesures effectuées in-situ. Les compressions peuvent être très fortes à cœur mais supportables.

BILANS ET OBJECTIFS DES ACTIONS PRECONISEES

BILAN DES DERNIERES ACTIONS EFFECTUEES

D'une façon générale, les actions entreprises depuis trois ans sont très significatives avec des résultats tangibles en terme d'expertise :

- Mise en place d'une surveillance renforcée, rénovation de l'instrumentation,
- Analyse des relevés géométriques, confirmation de l'évolutivité permanente, continue et constante des désordres liés au basculement des bajoyers
- Mise en place d'une passerelle facilitant l'accès à la surveillance, l'auscultation du mur masque (arbalète, libération de contrainte) et le prélèvement de matériaux.
- Résultats des essais mécaniques, de perméabilité et de gonflement qui confirment la suspicion de réaction RSI et son potentiel d'évolutivité
- Résultats d'investigations sur la précontrainte qui confirme la bonne conservation de l'effort de précontrainte initial mais également l'initiation d'une corrosion des câbles de précontrainte
- Mise en évidence d'un fonctionnement structural « sain » de la poutre masque par la mesure directe des contraintes (par libération)
- Lancement d'études théoriques : modélisation 3D éléments finis
- Résultats de la modélisation 3D qui mettent en évidence l'incidence du gonflement du masque sur la fracturation de la tête aval mais confirment un fonctionnement mécanique encore sain du masque précontraint
- Mise à disposition d'un modèle 3D pour la maintenance
- Modélisation RGIB qui confirme l'agressivité de la RSI sur le mur masque et des conditions suffisantes pour initier les fractures du bajoyer (puis son basculement) mais sans incidence sur l'évolution actuelle. Absence de tractions dangereuses pour l'intégrité du mur masque mais réaction chimique toujours active avec, localement, de fortes contraintes internes de compression.
- Modélisation géotechnique rassurante sur la stabilité externe mais qui ne permet pas de rendre compte des mouvements : l'érosion régressive serait alors le seul phénomène permettant d'en rendre compte.

Les investigations in-situ et les modèles numériques confirment donc le mode de fonctionnement et la réalité et la façon dont les désordres ont été initiés : réactions sulfatiques internes puis basculement de la tête aval associée et poursuite de ce basculement sous l'effet de l'érosion sous le radier.

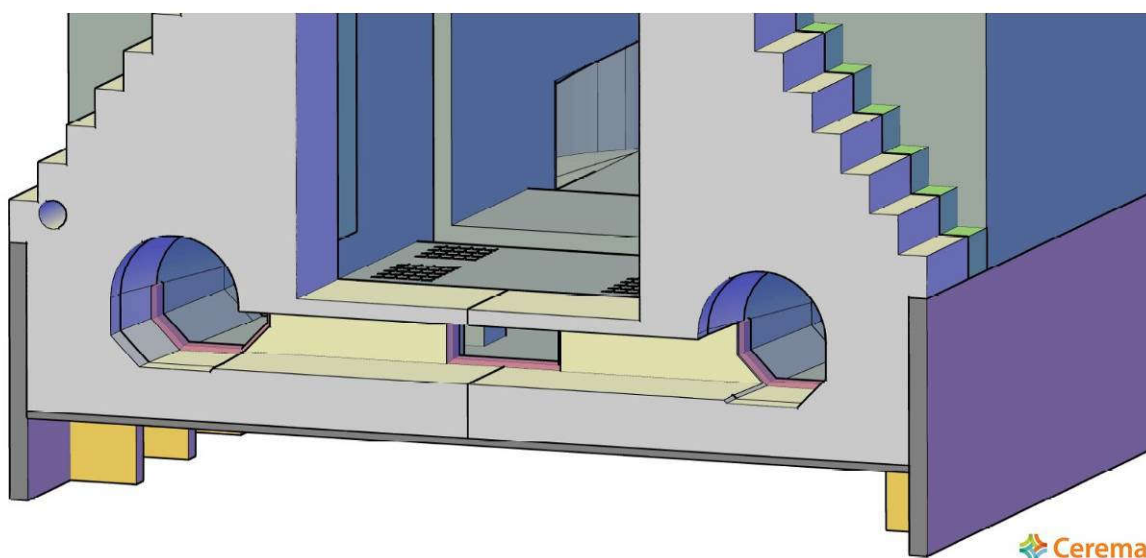
Les auscultations directes déjà effectuées sur le mur masque, confirment d'ailleurs son fonctionnement sans désordres structuraux détectable. Cependant la dégradation des matériaux est avérée : corrosion des armatures et microfissuration du béton.

Ces investigations tendent à démontrer que les évolutions des réactions chimiques des bétons ne sont pas achevées mais que leur incidence sur l'intégrité structurale du masque est faible à court et moyen terme ; elles restent à surveiller à long terme.

Cependant, la poursuite du basculement des bajoyers est problématique à moyen et long terme car il ne peut être stoppé, a priori.

OPPORTUNITE DE TRAITEMENT DU JOINT N°6

Le chômage de juin-juillet 2019 a permis de traiter la section horizontale du joint n°6 qui est le premier joint situé juste à l'amont du mur masque. On sait que ce joint est la source de transferts de charges rapides et importants entre le sas et les fondations et remblais préjudiciables à l'état des fondations (sans qu'il soit possible d'incriminer formellement ces transferts dans le phénomène de basculement de la tête aval).



Cuirassement envisageable dans les aqueducs

Un traitement du joint n°6 par cuirassement a été effectué dans les parties inférieures du radier (aqueducs) suivant le schéma ci-dessus. Les travaux ont été réalisés dans les règles de l'art et conformément au projet comprenant :

- Une injection de « bourrage/blocage » en face inférieure des zones à étancher sur toute la largeur du radier
- Une injection d'étanchéité dans l'épaisseur du radier
- Une barrière physique constituée par une coque ou « cuirassement » en béton armé autoplaçant (BAP) au droit du joint au niveau du radier perforé et des aqueducs

- Un pontage élastomère du radier avec tôle inox de protection.

Les dernières mesures sur piézomètres doivent être interprétées pour constater l'efficacité de ces travaux.

EVALUATION DES RISQUES

Le fonctionnement et la stabilité actuels de l'écluse, tel que relevés à partir de ces différentes investigations sont encore, du point de vue structural, globalement sains.

Le mur masque est affecté par des phénomènes de gonflement interne des bétons (RSI et RAG). Ces phénomènes de gonflements internes cumulés avec la dégradation des câbles de précontrainte sont préoccupants à moyen et long terme car cet ouvrage pathologique se dégrade plus vite qu'un ouvrage totalement intègre. L'évolution finale de la RSI et de la microfissuration du béton sont difficiles à prédire mais une grande partie du phénomène semble s'être exprimée. Le cas échéant, il sera possible de substituer partiellement le mur masque par un contre-mur accolé (en partie basse) mais il s'agit d'une réparation lourde qu'il n'est pas raisonnable de réaliser à titre préventif dès maintenant.

Le basculement de la tête aval est un phénomène relativement lent ; le phénomène d'érosion régressive identifié en 1996 reste le principal « moteur » potentiel de ce mouvement. Cependant les phénomènes chimiques affectant le mur masque et le basculement du bajoyer sont quelque peu imbriqués : en effet, il a été montré dans cette expertise que la déformation imposée par gonflement du masque a détruit le monolithisme de la tête aval et a créé un plan de fissuration privilégié. Mais il a également été montré que ni le tassement propre du sol de fondation ni les réactions chimiques sont suffisant pour expliquer ce basculement ce qui pèse en faveur du phénomène d'érosion identifié en 1996. De même la résistance au glissement du sol de fondation a été totalement mobilisée et le mouvement se poursuit sans être gêné ou suivant son évolution propre du fait de l'érosion continue du sol sous-jacent.

Les fuites importantes localisées au joint n°6 peuvent favoriser cette érosion. Le joint a été réparé en juillet 2019 par « cuirassement » et un suivi est à réaliser afin de vérifier l'incidence de cette réparation sur la réduction des gradients hydrauliques et, le cas échéant, le ralentissement du basculement.

Si la stabilité intrinsèque de la tête aval n'est pas menacée, les fracturations et les déplacements de la tête aval peuvent générer à « moyen/long terme » un risque d'une indisponibilité des aqueducs de transfert d'eau ou de dégradation du génie civil autour des organes mécaniques de la porte levante.

ACTIONS A POURSUIVRE

Les actions à poursuivre sont essentiellement des actions de surveillance.

Une réparation lourde du mur masque serait envisageable en cas d'apparition de désordres importants. Elle peut prendre la forme d'un contre-masque en béton en partie basse mais elle n'est pas nécessaire à titre préventif car le fonctionnement actuel est sain et les évolutions sont très lentes.

Une réparation lourde censée limiter le basculement des bajoyers a déjà été tentée en 1999 sans succès et semble inenvisageable aujourd'hui sans une substitution des fondations qui implique un arrêt de l'exploitation sur plusieurs mois. Par substitution de fondations, on entend la réalisation de véritables fondations profondes (pieux) sous le radier qui devrait alors être reconstruit.

Cependant, un cuirassement du joint n°6 a été réalisé lors du chômage de juillet 2019 dans le but de limiter les phénomènes d'érosion.

La gestion de l'ouvrage doit donc se faire en mettant en œuvre des mesures spécifiques de surveillance et un protocole de suivi permettant de mettre en évidence les dégradations avant qu'elles ne deviennent conséquentes sur la stabilité ou l'exploitation. Cela comprend notamment :

- Des mesures régulières d'ouverture des fissures ouvertes des bajoyers par instrumentation à distance telles qu'elle se pratiquaient jusqu'à ce jour à l'aide de Vinchons relevés manuellement. Ce sujet fait l'objet d'un développement avec le Cerema.
- Un point zéro puis une évaluation régulière de l'indice de fissuration du mur masque suivant la méthode d'essai LPC n°47 (cf. également fiche D1-3 du cahier interactif Ifsttar-Cerema). La fréquence de suivi est à caler en fonction de l'indice de fissuration. Cependant, compte tenu de l'âge de l'ouvrage et des faibles évolutions, la périodicité du suivi devrait être supérieur à un an.
- Un suivi plus particulier des points critiques vis-à-vis des organes mécaniques : points d'appuis de la porte levante, galerie technique...
- Le suivi du basculement des plots aval mais également le suivi de leur écartement par distancemétrie (non effectué actuellement)
- L'érosion sous le radier et son état sont à surveiller par radar et tomographie US lors d'un prochain chômage

Les tableaux ci-après résument les principaux résultats et recommandations actions.

MUR MASQUE			
AXE	INVESTIGATION	CONCLUSION	CONSEQUENCES / ACTIONS
Béton	Formule	Béton très réactif, résistance suffisante à cœur	
	RGI	RSI à cœur, faiblement évolutif	Evolution limitée
		Fissuration RAG évolutive	Evolution indéterminée
		Micro-fracturation sur carotte extraite	
Précontrainte	Archives	Longitudinale redondante	
	Examen in-situ	Enrouillement généralisé	Dégradation accélérée
	Arbalète	Pertes "normales", pas d'anomalie de tensions	
Structure	Archives	Surdimensionnement d'origine	
	3D ISL	Fonctionnement mécanique "sain"	Pas d'anomalie structurale
	RIGB Ifsttar	Sur-compressions chimiques à cœur	Evolution indéterminée
	LibCo	Contraintes in-situ conformes	Pas d'anomalie de fonctionnement
Mesures	Distancemètre	Inexploitable	Abandonner ou revoir
	Fissuration	Absence de données (pas d'indice de fissuration)	Surveillance à mettre en place

La durée de vie moyenne d'un OA en béton est de 80 ans. Compte tenu de l'état des matériaux, le mur masque (60 ans) a atteint sa fin de vie et fonctionne déjà en mode dégradé grâce à un surdimensionnement d'origine. Le mur masque doit faire l'objet d'un suivi régulier et de nouvelles investigations sur la précontrainte dans une dizaine d'années. Un confortement très lourd (contre-masque en partie inférieure) est envisageable à moyen terme.

BAJOYERS			
AXE	INVESTIGATION	CONCLUSION	CONSEQUENCES / ACTIONS
Béton	Formule	Béton cyclopéen très hétérogène	
		Qualité très médiocre	Identique aux autres écluses
Armatures		Très faiblement armé	Identique aux autres écluses
Structure	Archives	Pas d'anomalie de dimensionnement	
		Fracturation nette initiée suivant un plan identifié	
		Basculement continu et évolutif	Exploitation compromise (fuites)
	3DISL	Fracturation initiée par RSI	
	Geotech	Tassements prévisibles très faibles	
		Glissement mobilisé après fracturation	Pas d'incidence sur stabilité
		Érosion régressive dominante	Joint 6 à réparer (a minima)
Mesures		Erosion et radiers	Prévoir radar et tomographie
	Fissuromètres	Mesures disponibles	A rénover et automatiser
	Piézomètres	Mesures disponibles	A rénover et automatiser
	Inclinomètres	Mesures disponibles	A rénover et automatiser
	Parements	Ouvrage suivi régulièrement	Inspections à poursuivre
	Stabilité murs	Léger écartement des murs évolutif	Prévoir distancemétrie

Le stabilité des bajoyers n'est pas menacée à court terme (20 ans ou plus). Le basculement est spectaculaire car amplifié par la hauteur. Les fracturations peuvent compromettre le fonctionnement. Au-delà de la réparation du joint n°6, les actions concernent essentiellement la surveillance. Une réparation très lourde (substitution de fondations) nécessiterait un arrêt de l'exploitation sur plusieurs mois et les résultats seraient incertains. On attend les résultats des mesures piézométriques afin d'estimer l'efficacité de la réparation du joint n°6.

CONCLUSIONS

Afin de situer les enjeux pour VNF, il convient de rappeler la gravité des conséquences d'un dysfonctionnement d'un ouvrage hydraulique de cette importance.

Les mouvements de basculement de la tête aval sont anciens et continus depuis plus de 25 ans.

Les réactions de gonflement du mur masque ont été identifiées partiellement en 1996 et la présente expertise a confirmé la présence d'une réaction sulfatique interne « à cœur » qui a été le moteur d'efforts de gonflement très importants. Cette réaction a ainsi provoqué un gonflement du masque et a détruit le monolithisme de l'ensemble des bajoyers de la tête de l'écluse, par fracturation, suivant un plan vertical (sensiblement au droit du mur masque). L'expertise permet ainsi d'établir que la cinématique du mouvement des bajoyers et les réactions chimiques du mur masque sont quelque peu imbriquées.

A la suite de l'ouverture des fracturations des bajoyers, la résistance du sol au glissement a été rapidement et intégralement mobilisée. Après quoi le basculement suit une cinématique qui lui est propre du fait de l'érosion continue du sol de fondation. Cette érosion peut se trouver facilitée par les fuites importantes repérées au droit du joint n°6 et qui n'avaient pas pu être réparées en 1999³ mais ce n'est pas la seule explication plausible. Par ailleurs, les confortements lourds, par Jet Grouting, effectués en 1999 se sont avérés, en apparence, inefficaces.

En terme, d'amplitudes de tassements sous le radier, les valeurs absolues atteintes sont encore relativement faibles (centimétriques) ; cependant l'effet structural de ces mouvements est amplifié par la forme, la raideur et la géométrie (grande hauteur) du bajoyer.

Ces effets apparaissent spectaculaires mais la stabilité externe des bajoyers n'est pas compromise. Cependant ces fracturations et les déplacements de la tête aval peuvent générer à « moyen/long terme » un risque d'une indisponibilité des aqueducs de transfert d'eau ou des dégradations du génie civil à proximité des organes mécaniques d'autant que les phénomènes d'érosion peuvent évoluer plus rapidement à partir d'un certain seuil. Certes, un fonctionnement en mode dégradé de l'écluse est possible grâce à la disponibilité de la porte intermédiaire mais ceci compromet gravement l'exploitation.

En ce qui concerne les réactions de gonflement interne des bétons du mur masque, elles ont été très agressives au début de la vie de l'ouvrage ; elles perdurent aujourd'hui plus modestement car la réaction chimique est encore active. Il n'a pas été constaté, in-situ, d'effets structuraux de dégradations du béton précontraint et tous les modèles de calculs effectués confirment un comportement structural rassurant.

³ Un cuirassement du joint n°6 a été réalisé lors du chômage de juillet 2019 dans le but de limiter les phénomènes d'érosion. Son effet n'a pas encore pu être évalué à la date de rédaction de ce rapport.

Le relatif bon comportement structural « apparent » du mur masque est à mettre au crédit d'une modélisation initiale sommaire et d'un surdimensionnement d'origine⁴. Mais si la dégradation de la poutre masque en béton précontraint semble, jusqu'à présent, être assez graduelle, son évolution est néanmoins inéluctable (avec comme témoins la microfissuration du béton et la corrosion des câbles) et peut s'avérer plus rapide à partir de certains seuils de dégradation des matériaux. Une réparation lourde du mur masque est envisageable à terme mais elle n'est ni utile ni recommandée à titre préventif.

A ce stade, en fonction de l'analyse du dossier, le présent rapport présente les différentes actions entreprises depuis 2016 et les résultats des expertises.

En résumé, l'analyse qui est effectuée dans ce rapport montre un comportement encore sain du mur masque mais un potentiel de dégradation des matériaux et du génie civil accru par rapport à un ouvrage de cet âge. De même le basculement de la tête aval n'a actuellement pas de conséquence sur sa stabilité externe mais il doit être suivi régulièrement afin de préserver l'intégrité des équipements et de vérifier que les phénomènes d'érosion ne présentent pas de dérives.

Les bajoyers ne sont pas réparables et la mise en surveillance renforcée reste donc bien adaptée aux problématiques rencontrées et aux incertitudes sur l'évolution, assez lente, de l'état de l'ouvrage.

Il est aussi possible de confirmer l'importance stratégique des travaux de réhabilitation de la porte intermédiaire effectués en 2019 et l'intérêt de prévoir le doublement de l'écluse à moyen et long terme, à titre indicatif, au-delà de 20 à 25 ans.

Le présent document pourrait être complété ultérieurement, à la demande de VNF, en fonction des évolutions constatées.

Lille le 20 juillet 2020,

Laurent Labourie Cerema Nord Picardie

⁴ Ce surdimensionnement est à préserver : L'attention de VNF est donc attirée sur la criticité du mode d'appui de la porte levante qui doit être intégralement respecté en cas d'évolution ou de travaux futurs car ce mode d'appui, non conçu dans ce but, tel s'avère très favorable au comportement structural du mur masque.

Ces conclusions ont été validées lors du comité technique du 28 mai 2020 tenu en visio conférence et ont fait l'objet d'une présentation en CMOA VNF du 3 juin 2020.

Les membres du comité technique présents le 28 mai 2020 :

Didier Germain, Cerema Centre Est
François Spataro, Cerema Centre Est
Jean-François Seignol IFSTTAR
Julien Habert Cerema Nord Picardie
Jean Jacques Brioist Cerema Hauts de France
Pierre-François Fayel, ISL
Pierre Yves Scordia, VNF
William Diers, VNF
Clément Grzegorek, VNF
Laurent Labourie, Cerema, Hauts de France
Laurent Luchez, Cerema, Dtech EMF