

Les cotes fond des fossés entre le ruisseau des Prés et les gravières sont abaissées.

Cela rejoint les préconisations du conseil supérieur de la pêche d'abaisser les seuils afin d'améliorer la connexion des plans d'eau à la Loire. En effet il avait été souligné que compte-tenu de la surface importante des plans d'eau et de leur connexion à la Loire à l'aval par le ruisseau des Prés, ceux-ci présentaient des potentialités piscicoles intéressantes comme zone de frai et de refuge pour certaines espèces de la Loire, notamment le brochet. De plus, les préconisations de la fédération de pêche de la Nièvre vont également dans le sens d'un aménagement en eau libre (en connexion avec la Loire).

La liaison entre les deux plans d'eau de l'ancienne carrière est également abaissée pour favoriser les échanges en cas de crue.

Le projet s'accompagne également des ouvrages supplémentaires suivants :

- un déversoir 1 en rive gauche de la Loire au droit de l'ancienne gravière,
- un déversoir 2 entre l'ancienne gravière et le plan d'eau 1 prévu dans le projet d'aménagement,
- un déversoir 3 en rive gauche de la Loire en amont du site,
- un chenal derrière le déversoir 3 reliant la Loire au plan d'eau 2 prévu dans le projet d'aménagement,
- une liaison entre les plans d'eau 1 et 2 prévus dans le projet d'aménagement afin de favoriser les échanges entre plans d'eau.

Ils sont localisés sur la figure suivante.

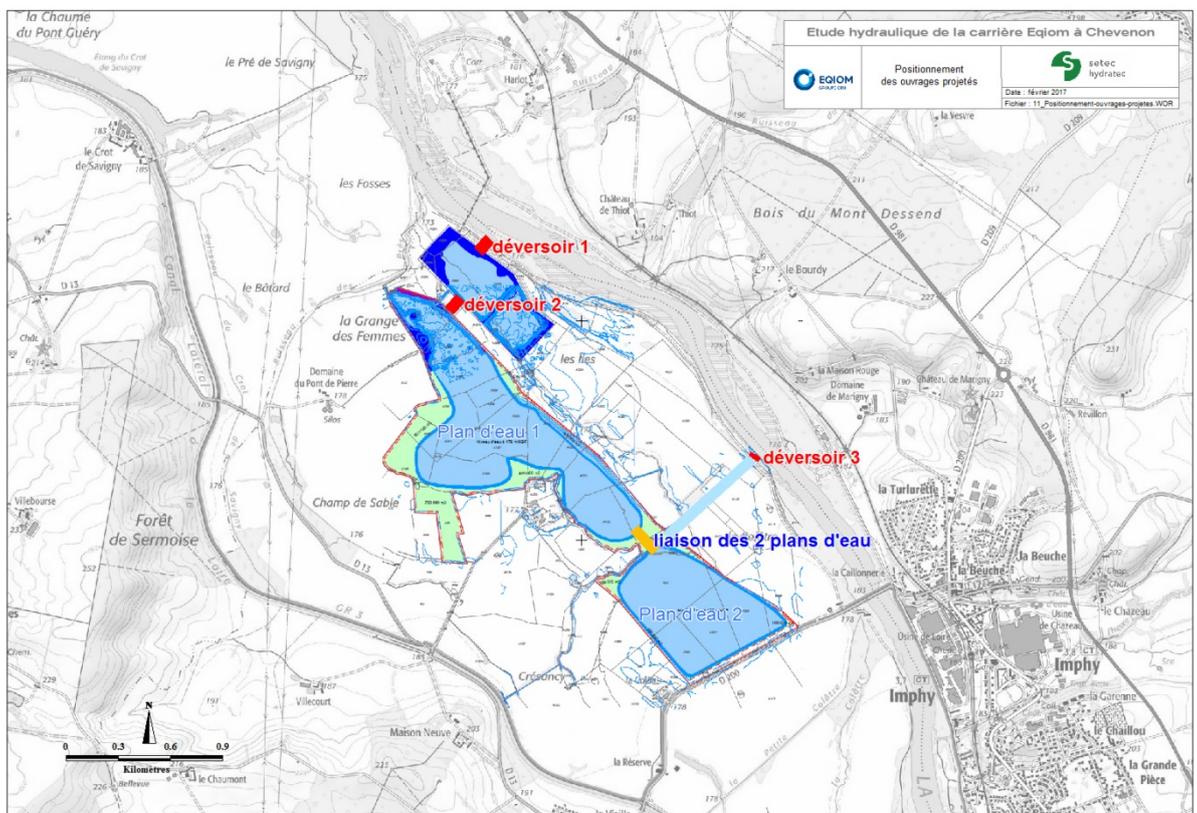


Figure 6-3 : Localisation des ouvrages projetés dans le cadre du réaménagement

Les caractéristiques de ces ouvrages sont présentées dans les deux tableaux suivants :

Ouvrage	Cote seuil mNGF	Largeur seuil m	Coefficient de seuil
Déversoir 1	175	60	0.6
Déversoir 2	175	60	0.6
Déversoir 3	176	60	0.6

Tableau 6-3 : Paramètres des déversoirs projetés en situation réaménagée

Liaison	Cote seuil Zs mNGF	Largeur B m	Cote seuil Zs2 mNGF	Largeur B2 m	Longueur m	Strickler
Chenal d'aménée au plan d'eau 2	175	60	176	62	730	20
Liaison entre les plans d'eau 1 et 2	175.80	60	176.80	62	180	25

Tableau 6-4 : Paramètres des chenaux projetés en situation réaménagée

Concernant la mise en place des 3 déversoirs, les techniques douces seront privilégiées.

Par ailleurs, Eqiom prévoit d'élaborer avec les propriétaires concernés une convention pour la mise en place de pâtures et l'entretien par fauche des chenaux.

***NB :** Les préconisations du Service Territorial de l'Architecture et du Patrimoine de la Nièvre concernant la mise en place d'un merlon paysager le long du GR, soit le long de la RD200 à l'amont du site n'ont pas été suivies car ces préconisations sont incompatibles avec les prescriptions du PPRI interdisant la mise en place de tout remblai sur cette zone.*

Cependant, pour palier au vis-à-vis depuis le GR, des haies de hautes tiges pourront être implantées de manière discontinue.

7 FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE EN SITUATION FUTURE – SITE REAMENAGE

Le modèle hydraulique utilisé pour la situation de référence a été repris et modifié afin de prendre en compte le projet d'aménagement présenté dans le chapitre précédent. Les lois de remplissage des casiers au niveau des plans d'eau ont été modifiées ainsi que les caractéristiques des ouvrages existants. Les nouveaux ouvrages ont été ajoutés.

Le fonctionnement hydraulique des gravières en cas d'inondation du site et le risque d'érosion des talus en bordure des plans d'eau, objet de ce chapitre, ont été analysés finement pour la crue de décembre 2003 (parce qu'elle maximise les phénomènes d'érosion) et de manière moins détaillée pour les crues supérieures.

Dans l'ensemble de ce chapitre, le projet d'aménagement est considéré dans son état final.

7.1 DESCRIPTION DU PHENOMENE DE CAPTURE

En période normale, les gravières en lit majeur sont éloignées du lit mineur du fleuve, mais il se peut qu'en période de crue le fleuve déborde dans son lit majeur et rejoigne certains plans d'eau de gravières. Dans ce cas, se pose la question de la capture du cours d'eau ou d'un méandre. Il se pourrait que le fleuve détourne son cours pour suivre un nouveau lit passant par une ancienne gravière.

La capture du lit mineur par une gravière à l'occasion d'une crue constitue un cas extrême où le trajet de l'écoulement est définitivement modifié. La capture survient lorsqu'il y a rupture, en un point amont et en un point aval, des cordons séparant la gravière de la rivière, rupture qui peut survenir brutalement à la suite de la fragilisation et de la dégradation des berges de la gravière par les eaux de débordement.

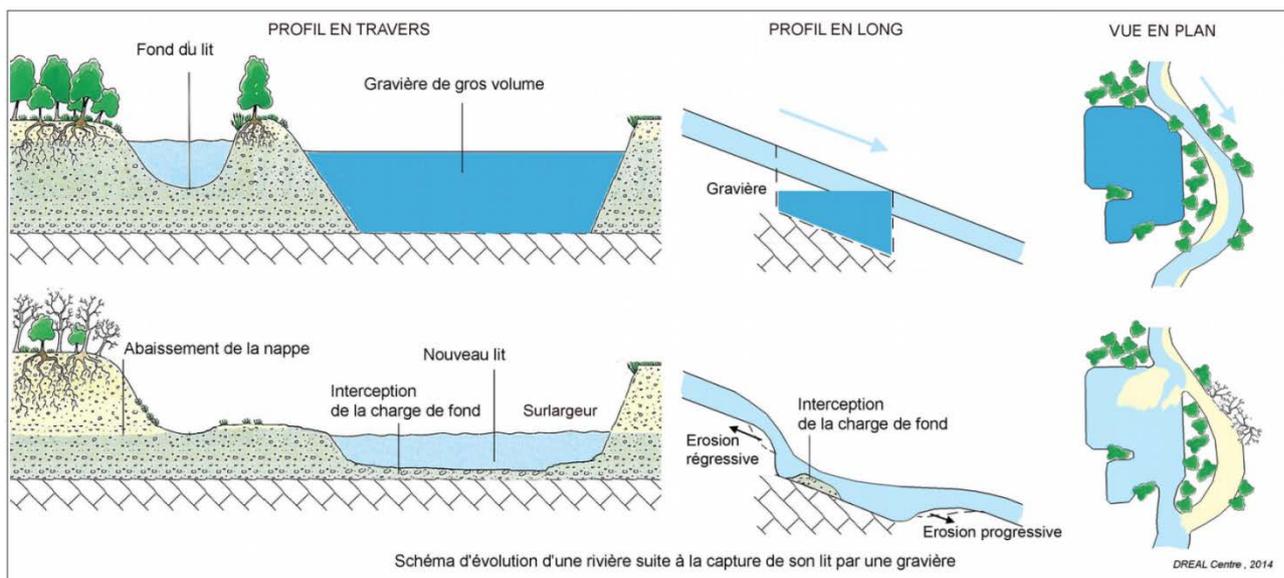


Figure 7-1 : Schéma d'évolution d'une rivière suite à la capture de son lit par une gravière de gros volume (source : Etude DREAL Centre 2014)

Cette fragilisation est favorisée par :

- l'absence d'ouvrage d'alimentation (déversoirs) permettant le remplissage du bassin avant le débordement généralisé de la rivière,
- le grand volume de la gravière, allongeant le temps de remplissage et donc la durée de la chute et de l'érosion,
- la longueur excessive de la gravière parallèlement à la rivière, entraînant la permanence de la chute pendant la crue.

Les conséquences d'une capture sont :

- un fort élargissement local du lit,
- des coupures de méandres qui modifient la pente locale du fleuve.

Ces phénomènes provoquent généralement une érosion régressive (à l'amont) et/ou progressive (à l'aval) avec un abaissement du lit. La gravière va agir comme un piège à sédiments pour le cours d'eau capturé.

Afin de minimiser le problème de capture lors des épisodes de crue de la rivière et de prévenir l'érosion régressive des plans d'eau, un remplissage anticipé des gravières est donc souhaitable.

A noter que l'éloignement de la carrière du lit mineur de la Loire imposé par la prise en compte du fuseau de mobilité participe à cette minimisation du risque.

La carrière projetée, qui sera aménagée en fin d'exploitation avec deux plans d'eau, est située en zone d'aléa fort du PPRI. Elle est donc susceptible d'être entièrement submergée lors d'une crue, comme le montre les résultats de la modélisation en situation actuelle présentés dans le paragraphe 3.3.

En cas de crue forte de la Loire, il existe d'abord des risques d'érosion des talus des plans d'eau qui pourraient aboutir à un risque de capture de la Loire si tout le cordon était érodé.

C'est pour minimiser ces risques que les ouvrages et les chenaux présentés sur la Figure 6-3 ont été intégrés au projet d'aménagement. Ils permettent en effet de remplir les gravières avant les premières surverses sur le site.

7.2 FONCTIONNEMENT DES GRAVIERES ET DES OUVRAGES

7.2.1 Analyse de la crue de décembre 2003

Le plan d'eau de l'ancienne carrière et le 1^{er} de la nouvelle carrière sont remplis par l'aval. Des déversoirs sont mis en place entre la Loire et l'ancienne carrière (déversoir 1) ainsi qu'entre l'ancienne carrière et la nouvelle (déversoir 2) afin de permettre un remplissage des plans d'eau plus optimal qu'avec les liaisons actuelles (insuffisante à elles seules).

Un déversoir au droit du 2^{ème} plan d'eau de la nouvelle carrière (déversoir 3) suivi d'un chenal sec est également mis en place. Ces aménagements permettent un meilleur remplissage du plan d'eau 2 et donc une sollicitation moins importante des berges au moment des surverses.

Il y a une coupure hydraulique entre les 2 plans d'eau projetés, leurs niveaux peuvent donc être différents. Une liaison de surverse entre le 2^{ème} plan d'eau et le 1^{er} plan d'eau de la nouvelle carrière est prévue.

Le choix de mettre en place des ouvrages permettant un remplissage des gravières à la fois par l'aval et par l'amont s'est imposé car :

- la différence de niveau en Loire entre l'amont et l'aval du site est d'environ 1,34m (pour la crue de décembre 2003) ; un remplissage exclusivement par l'aval n'aurait donc pas permis de réduire de moins de 1,34m la différence entre le niveau en Loire et le niveau des gravières ;
- les volumes mis en jeu sont importants et le laps de temps disponible pour remplir les gravières faible.

La figure en page suivante présente, pour la crue de décembre 2003, les débits transitant par les 3 déversoirs projetés ainsi que par la liaison de surverse prévue entre le plan d'eau 2 et le plan d'eau 1.

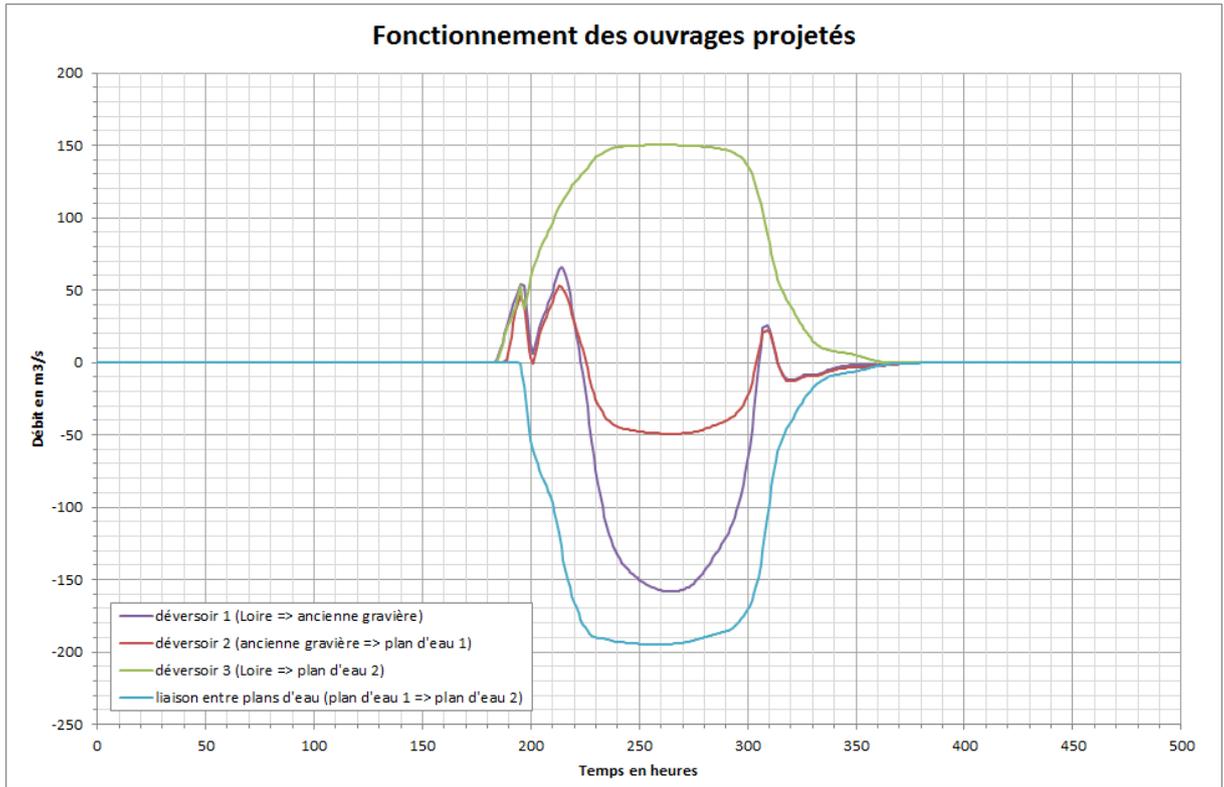


Figure 7-2 : Fonctionnement des ouvrages projetés

Le débit transitant sur le déversoir 3 atteint les 150 m³/s durant environ 40 heures.

Les débits maximums transitant sur les déversoirs 1 et 2 sont plus faibles : environ 65 m³/s pour le déversoir 1 et environ 50 m³/s pour le déversoir 2. En plus de permettre le remplissage des gravières, ces deux déversoirs permettent également la vidange des gravières par l'aval (lorsque le débit est négatif).

La liaison entre les 2 plans d'eau fonctionne exclusivement dans le sens du plan d'eau 2 vers le plan d'eau 1 (débit négatif sur la figure car la liaison est construite dans le modèle hydraulique du plan d'eau 1 vers le plan d'eau 2). Elle permet de soutenir le remplissage du plan d'eau 1. Elle permet également la vidange contrôlée du plan d'eau 2 vers le plan d'eau 1 et par la suite vers le ruisseau des Prés.

Les temps *t* (de la simulation) pour lesquels les déversoirs commencent à fonctionner sont présentés dans le tableau suivant.

Mise en fonctionnement de :	T en heures
Déversoir 1	183
Déversoir 2	187
Déversoir 3	183
Liaison entre les 2 plans d'eau	193

Tableau 7-1 : Temps *t* de mise en fonctionnement des ouvrages

NB : L'annexe 4 détaille la fréquence de fonctionnement des déversoirs 1 et 3, et donc également la fréquence de mise en eau du chenal. **Le chenal n'a pas vocation à être en eau toute l'année** : c'est un aménagement dédié au fonctionnement des gravières en crue.

Ces temps sont à comparer au temps t auquel se produisent les premières surverses sur le site.

Premières surverses sur le site :	T en heures
Loire => lit majeur rive gauche	200
Sur la RD 200	206

Tableau 7-2 : Temps t des premières surverses

On constate que les déversoirs 1 et 3 commencent à fonctionner, et donc les gravières commencent à se remplir, 17h avant les premiers débordements de la Loire dans son lit majeur gauche, sur le site.

La figure suivante présente pour la crue de décembre 2003 :

- l'évolution des niveaux d'eau dans les différents plans d'eau,
- l'évolution des niveaux d'eau en Loire en différents points.

Au début de la simulation, les niveaux d'eau dans les gravières sont fixés à 173 m NF, comme en situation actuelle.

Les instants t des premières surverses ainsi que les mises en fonctionnement des déversoirs 1 et 3 sont également indiqués.

Evolution des niveaux d'eau dans les gravières en comparaison avec les niveaux en Loire

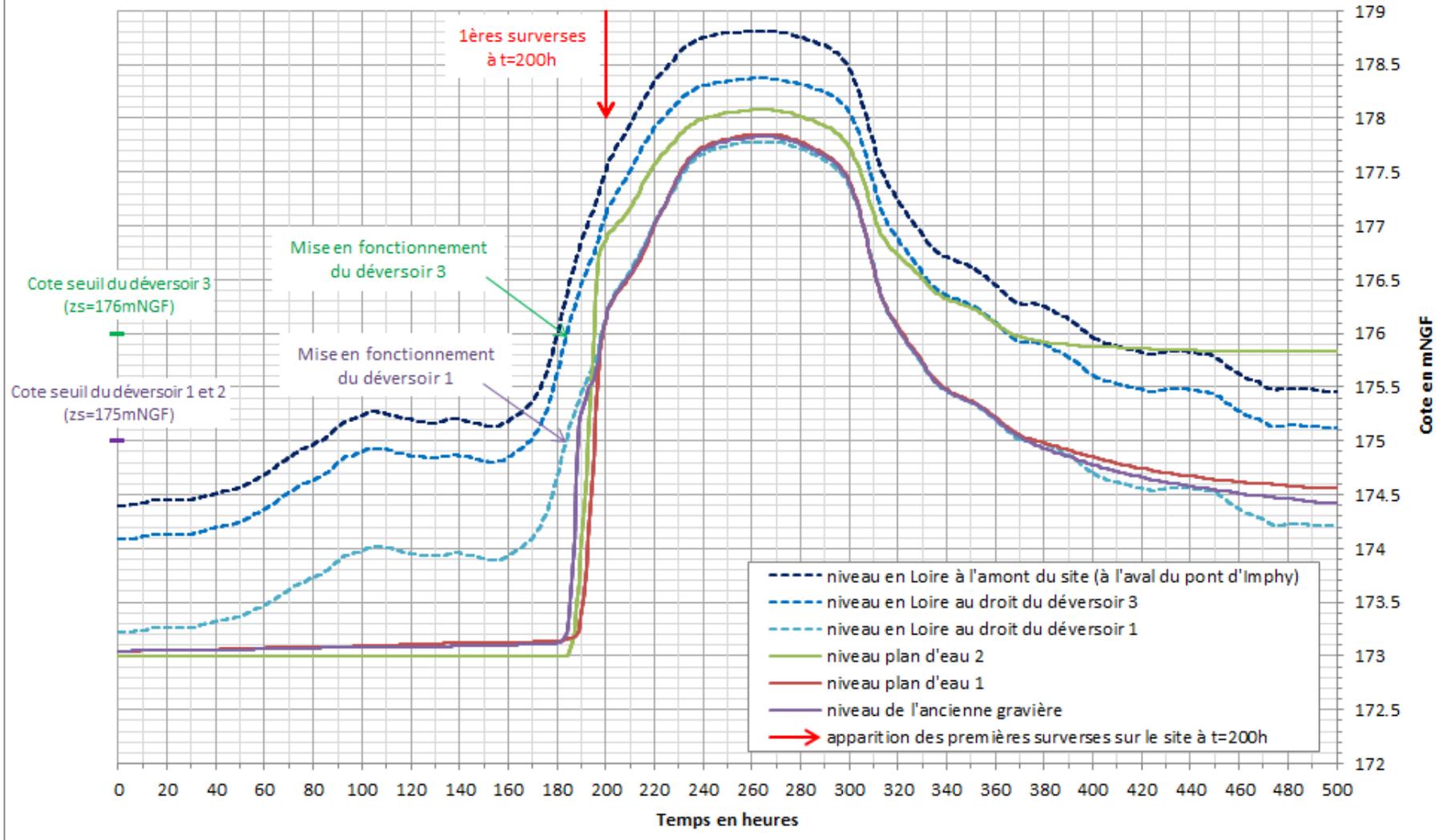


Figure 7-3 : Evolution des niveaux d'eau dans les différentes gravières en comparaison avec les niveaux en Loire

On constate que le plan d'eau 1 et celui de l'ancienne gravière commencent à se remplir dès le début de la simulation grâce aux liaisons existantes entre eux et le ruisseau des Prés mais ce remplissage est lent (le niveau des plans d'eau n'augmente que d'environ 10cm en 180h). En effet, la capacité du ruisseau des Prés est trop faible par rapport aux volumes d'eau à faire transiter avant les premières surverses.

Par contre, à partir de l'instant où les déversoirs commencent à fonctionner, on constate que les gravières se remplissent correctement et rapidement. En effet comme le montre le tableau suivant les niveaux des plans d'eau montent de 3 à 4 mètres en 17h.

	Niveau d'eau à t=183h (début du fonctionnement des déversoirs)	Niveau d'eau à t=200h (premières surverses)	Gain en niveau d'eau durant dt = 17h
	mNGF	mNGF	m
Ancienne gravière	173.16	176.19	3.03
Plan d'eau 1	173.14	176.19	3.05
Plan d'eau 2	173	176.89	3.89

Tableau 7-3 : Niveaux dans les différents plans d'eau au temps t des premières surverses et gain par rapport au temps t de mise en fonctionnement des déversoirs

Malgré un remplissage correct des gravières, il subsiste une différence de niveaux entre les différents plans d'eau et la Loire à l'amont de chacun d'eux comme le montre le tableau suivant.

	Niveau d'eau à t=200h en mNGF		Δz Loire – plan d'eau en m	Δz Loire – plan d'eau minimum en m
	Plan d'eau	Loire à l'amont du plan d'eau		
Ancienne gravière	176.19	176.46	0.27	0.26
Plan d'eau 1	176.19	177.05	0.86	0.85
Plan d'eau 2	176.89	177.54	0.65	0.41

Tableau 7-4 : Niveaux dans les différents plans d'eau au temps t des premières surverses et différences par rapport aux niveaux en Loire à l'amont des plans d'eau

En effet, en remplissant le 1^{er} plan d'eau de la nouvelle carrière et le plan d'eau de l'ancienne carrière par l'aval, les niveaux de celles-ci ne peuvent excéder le niveau en Loire à l'aval du site. Il convient alors de noter qu'il existe une différence de niveau de l'ordre de 0,85m, entre le niveau en Loire au droit de l'amont du 1^{er} plan d'eau et le niveau en Loire à l'aval du site, lors de l'apparition des premières surverses pour une crue de type décembre 2003.

De la même manière, en remplissant le 2^{ème} plan d'eau de la nouvelle carrière par l'intermédiaire d'un déversoir et d'un chenal sec, le niveau de celle-ci ne peut excéder le niveau en Loire au droit du déversoir. Il faut alors noter qu'il existe une différence de niveau de l'ordre de 0,41m, entre le niveau en Loire à l'amont du site et le niveau de la Loire au droit du déversoir, lors de l'apparition des premières surverses pour une crue de type décembre 2003.

L'écart de niveau entre la Loire à l'amont du plan d'eau de l'ancienne gravière et le plan d'eau est de 27cm, ce qui est satisfaisant et très proche de l'écart minimal possible au vu de la configuration de l'aménagement qui est de 26cm.

De même, l'écart de niveau entre la Loire à l'amont du plan d'eau 1 et le plan d'eau 1 est de 86cm, ce qui reste admissible et de plus très proches de l'écart minimal possible au vu de la configuration de l'aménagement qui est de 85cm.

Par ailleurs, l'écart de niveau entre la Loire à l'amont du plan d'eau 2 et le plan d'eau 2 est de 65cm, ce qui est satisfaisant mais plus éloigné de l'écart minimal possible au vu de la configuration de l'aménagement qui est de 41cm. Cela s'explique par le fait que le terrain naturel à l'aval de ce plan d'eau est situé entre 177 et 177.20mNGF : le plan d'eau commence donc à se vider avant de pouvoir atteindre la cote optimale possible de 177.13mNGF.

7.2.2 Cas de crues supérieures à la crue de décembre 2003

Les mécanismes d'inondation de la future gravière en cas de crue importante étant les mêmes que pour la crue de décembre 2003, l'analyse du risque de capture est inchangée.

Au moment des 1^{ères} surverses de la Loire, les plans d'eau de la gravière sont remplis. Le niveau d'eau en Loire et donc en lit majeur inondable est plus haut avec une crue plus forte.

7.2.3 Cas d'une montée de crue plus rapide

Le cas d'une montée de crue plus rapide est traité dans le paragraphe 8.3 en cas de rupture du barrage de Villerest.

7.2.4 Cas d'un niveau d'eau plus bas dans les gravières

Dans les différentes simulations hydrauliques réalisées, les niveaux d'eau dans les gravières ont été fixés à 173 m NGF. Pour mémoire, le niveau moyen mesuré dans les plans d'eau est d'environ 173,50 m NGF entre 2000 et 2013.

Considérer le niveau le plus bas connu dans les gravières maximise le volume de gravière à remplir par débordement en cas de crue.

Une simulation de la crue de décembre 2003 a donc été effectuée en considérant un niveau d'eau à 171.50 m NGF, correspondant au minimum observé au piézomètre PZ2 entre 2009 et 2013.

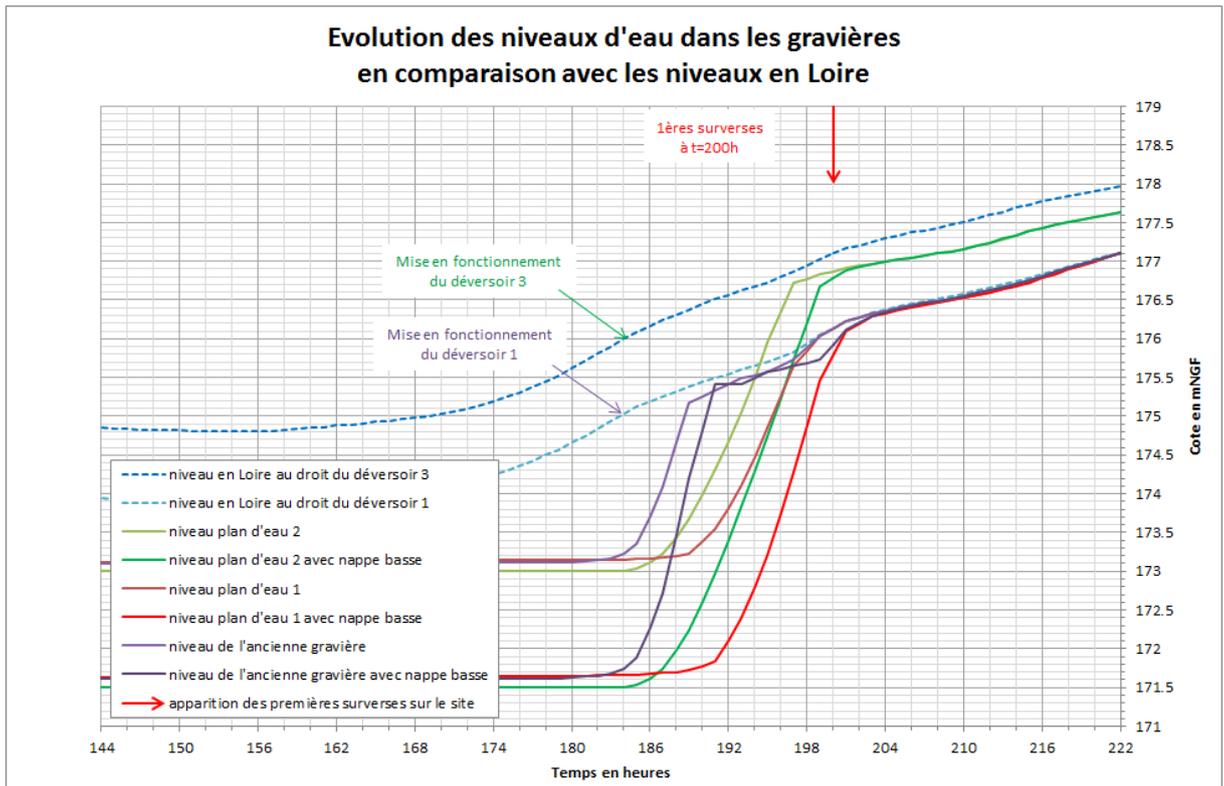


Figure 7-4 : Etude du risque de capture dans le cas d'un niveau d'eau plus bas dans les gravières

Cela ne remet pas en cause le dimensionnement des ouvrages : Le risque de capture est évité dans la mesure où le niveau d'eau dans les gravières est suffisamment haut au moment des 1ères surverses de la Loire.

A noter que les simulations réalisées ne prennent pas en compte les mouvements de nappe qui peuvent se produire lors des crues et qui affectent positivement les niveaux d'eau dans les gravières.

7.3 EVALUATION DES RISQUES D'ÉROSION DES TALUS DES PLANS D'EAU

Les différences résiduelles de niveaux entre la Loire et les plans d'eau, décrites dans le paragraphe précédent, sont susceptibles d'engendrer des érosions des bordures des plans d'eau lors de la submersion de ceux-ci en cas de crue forte de la Loire.

Lorsque la Loire en crue quitte son lit mineur et déborde dans son lit majeur rive gauche, des écoulements se produisent qui rejoignent les bords de la carrière. L'eau ruisselle sur les talus des plans d'eau. La vitesse de l'eau peut éroder ces talus. Les érosions peuvent soutirer les matériaux et faire reculer les limites de la carrière. Les enjeux susceptibles d'être menacés par ce processus sont dans l'ordre : la RD200 à l'amont qui relie Chevenon à Imphy, les terres agricoles au Nord Est des plans d'eau, et finalement, si l'érosion se développait considérablement la berge de Loire située quand même à 550 mètres de la limite de la carrière. Ce cas limite serait celui à même de provoquer la capture de la Loire.

En ce qui concerne la carrière, l'importance du phénomène dépend de deux facteurs :

- la dénivellée entre le niveau de l'eau dans les plans d'eau et sur les bords de la carrière au moment du débordement,
- la pente des talus.

Plus la dénivellée est grande, plus la pente est forte et plus l'érosion est active.

La dénivellée étant maximale au moment du début du remplissage des plans d'eau, l'analyse des vitesses sur les bordures des plans d'eau projetés a été menée pour la crue de décembre 2003.

Afin de limiter les phénomènes d'érosion, certaines bordures seront aménagées en pente douce.

La figure suivante présente une coupe schématique d'un plan d'eau illustrant l'intérêt de pentes douces sur la tranche altimétrique comprise entre le terrain naturel (TN) et le TN-1,5m.

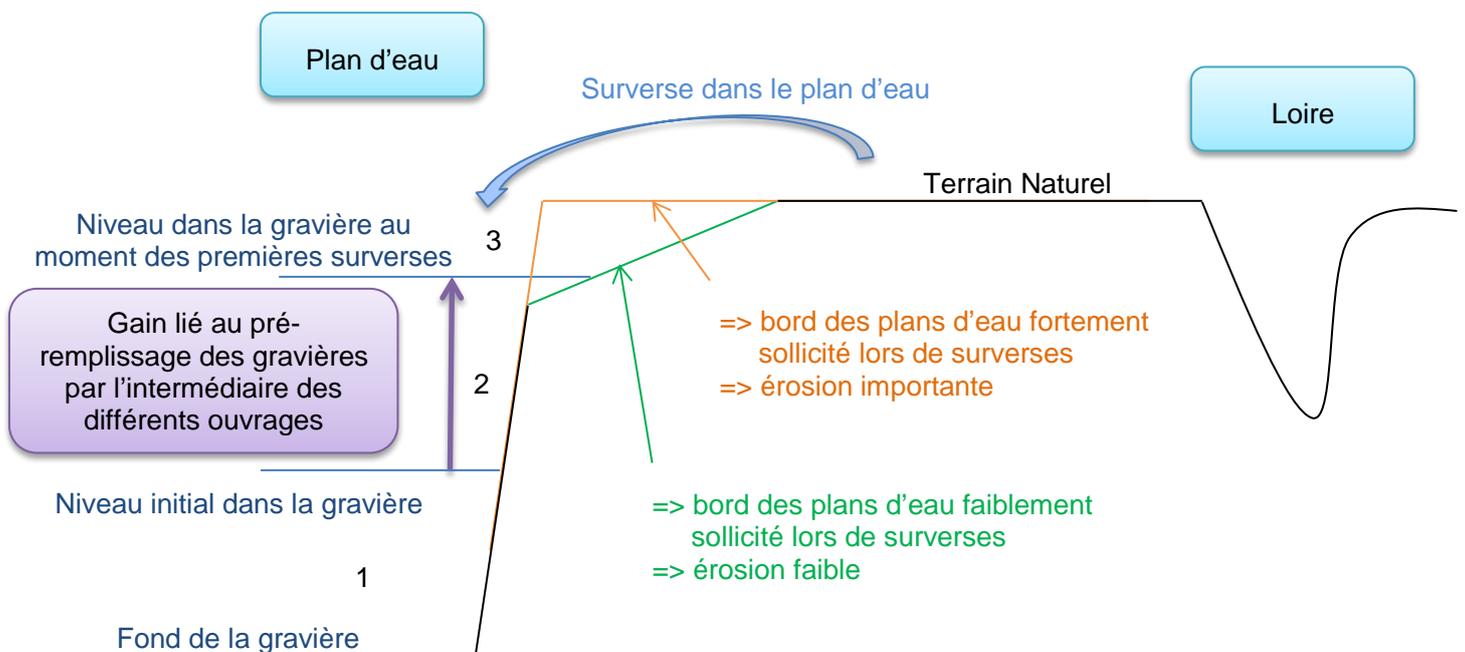


Figure 7-5 : Schéma de principe des sollicitations en bordure des plans d'eau

La coupe schématique se compose, de bas en haut :

- d'une première zone, du fond de la gravière à 4 à 5 mètres de hauteur, toujours en eau, pour laquelle la pente du talus n'a pas d'incidence sur le fonctionnement hydraulique en crue,
- d'une deuxième zone, de 3 à 5 mètres de hauteur, hors d'eau en dehors des périodes de crue, pour laquelle la pente du talus n'a pas d'incidence sur le fonctionnement hydraulique en crue dans la mesure où c'est cette tranche altimétrique que l'on cherche à mettre en eau le plus rapidement possible avec les déversoirs et autres aménagements projetés.
- d'une troisième zone, de 1 à 1,5 mètres de hauteur, hors d'eau en dehors des périodes de crue et potentiellement fortement sollicitée par les écoulements en crue : cette tranche altimétrique est hors d'eau au moment des premières surverses du lit majeur dans le plan d'eau. En effet, la configuration du site ne permet pas un remplissage complet des plans d'eau avant les premières surverses.

Pour protéger le talus situé dans la dernière tranche altimétrique (entre le terrain naturel et le terrain naturel moins 1,5 mètres) et limiter les érosions, il sera mis en place des talus en pente douce.

L'étude des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement sur les talus des plans d'eau a permis de mettre en évidence les tronçons les plus sollicités pour lesquels des pentes douces sont préconisées. L'annexe 5 détaille ces éléments et montre qu'une pente de 10H/1V est nécessaire sur ces tronçons. La localisation de ces tronçons est présentée sur la figure en page suivante.

Par ailleurs, comme le montre l'annexe 3, les pentes douces seront aménagées entre le périmètre d'autorisation et le périmètre d'extraction, ce qui assure une réduction des risques d'érosion en cas de crue tout au long de la phase d'exploitation, tout comme en phase réaménagée.

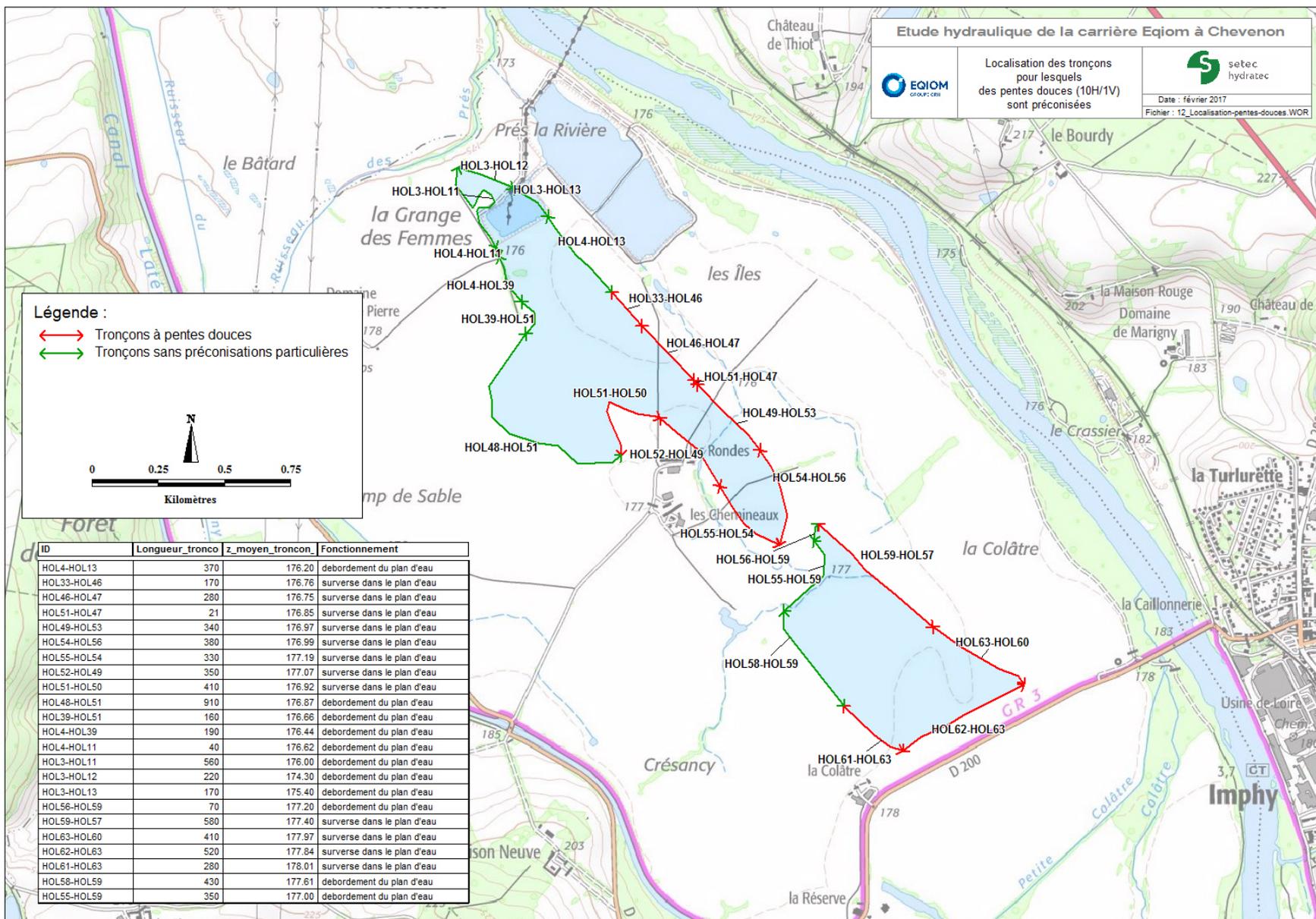


Figure 7-6 : Localisation des tronçons pour lesquels des pentes douces sont préconisées

8 ANALYSE DES IMPACTS HYDRAULIQUES

L'évaluation des impacts hydraulique du projet d'aménagement est réalisée pour la crue de décembre 2003, et les crues de période de retour 50ans à 500 ans.

Dans l'ensemble de ce chapitre, le projet d'aménagement est considéré dans son état final.

8.1 IMPACTS SUR LES NIVEAUX D'EAU

Les différentes figures suivantes présentent le profil en long de la ligne d'eau dans l'état actuel et dans l'état réaménagé ainsi que l'écart de niveau entre ces deux lignes d'eau, exprimé en cm (échelle de droite).

Les profils en long sont présentés pour les pK compris entre 968.885 (amont du modèle) et 998.000 (Nevers centre).

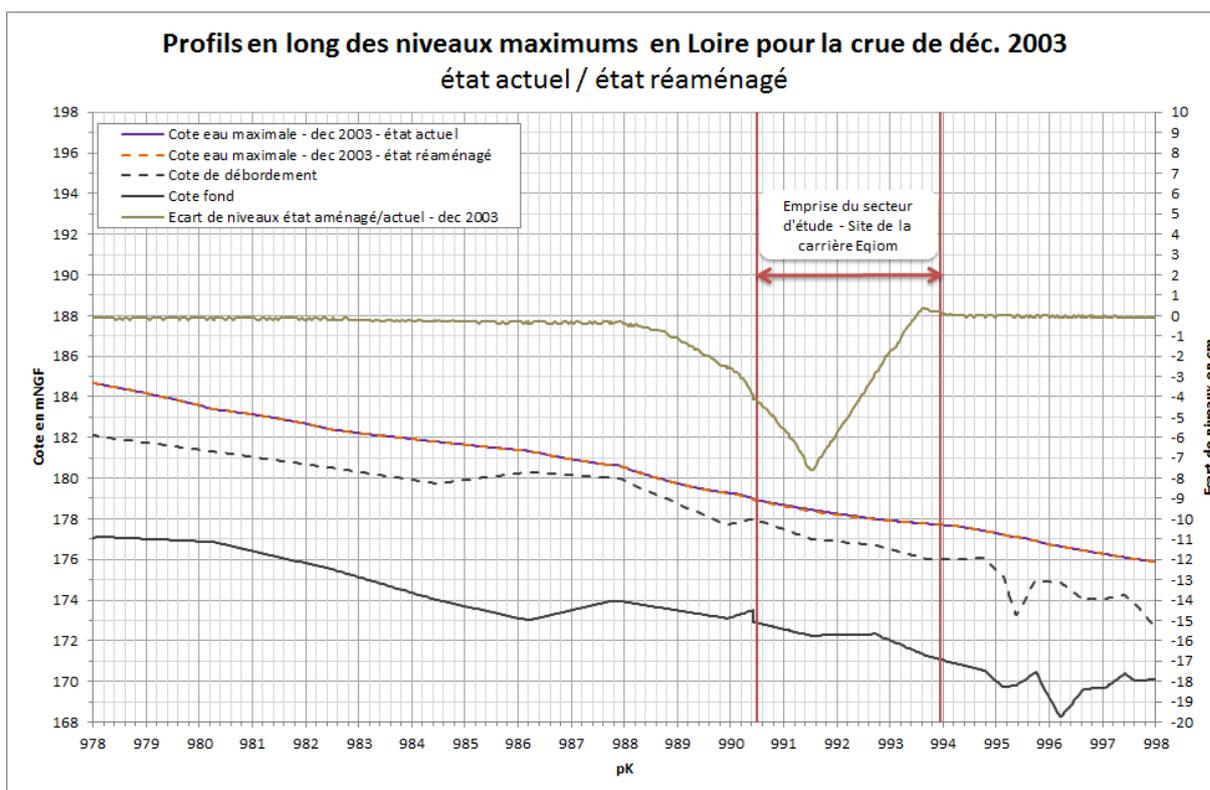


Figure 8-1 : Impacts sur les niveaux d'eau maximums - dec 2003

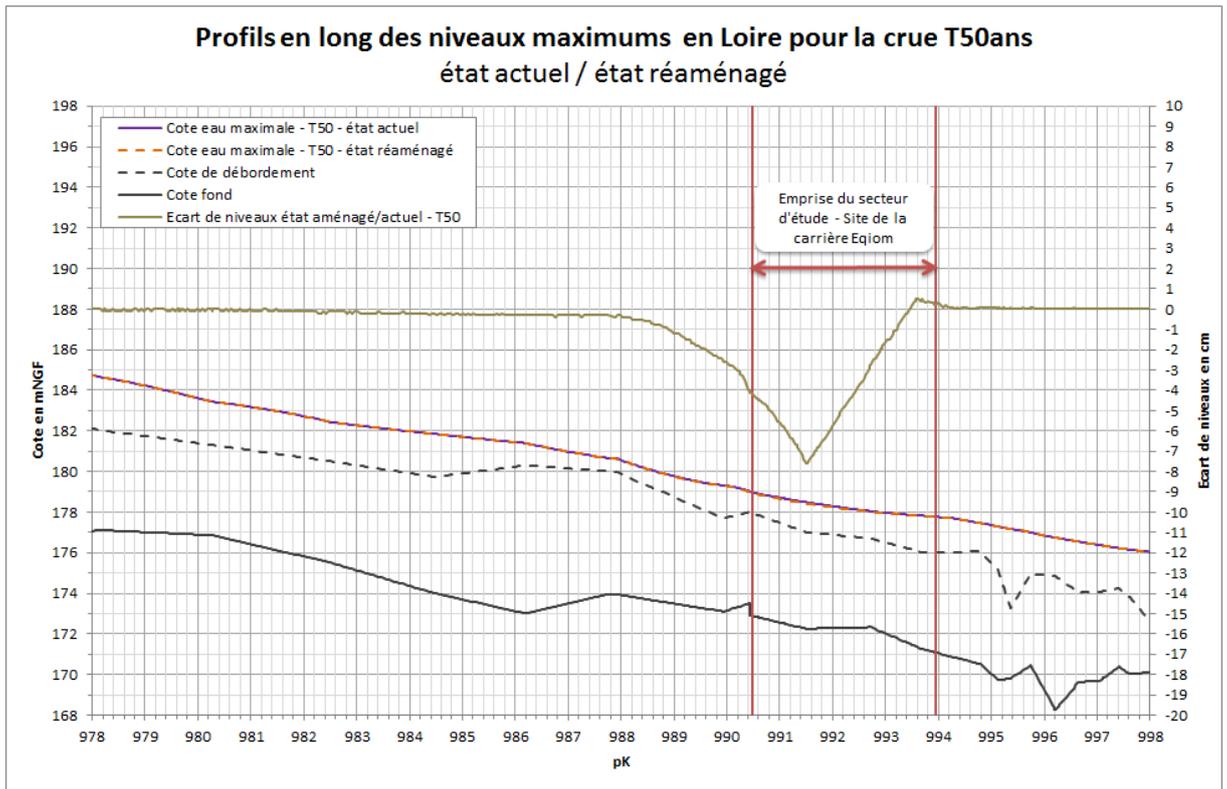


Figure 8-2 : Impacts sur les niveaux d'eau maximums – T50ans

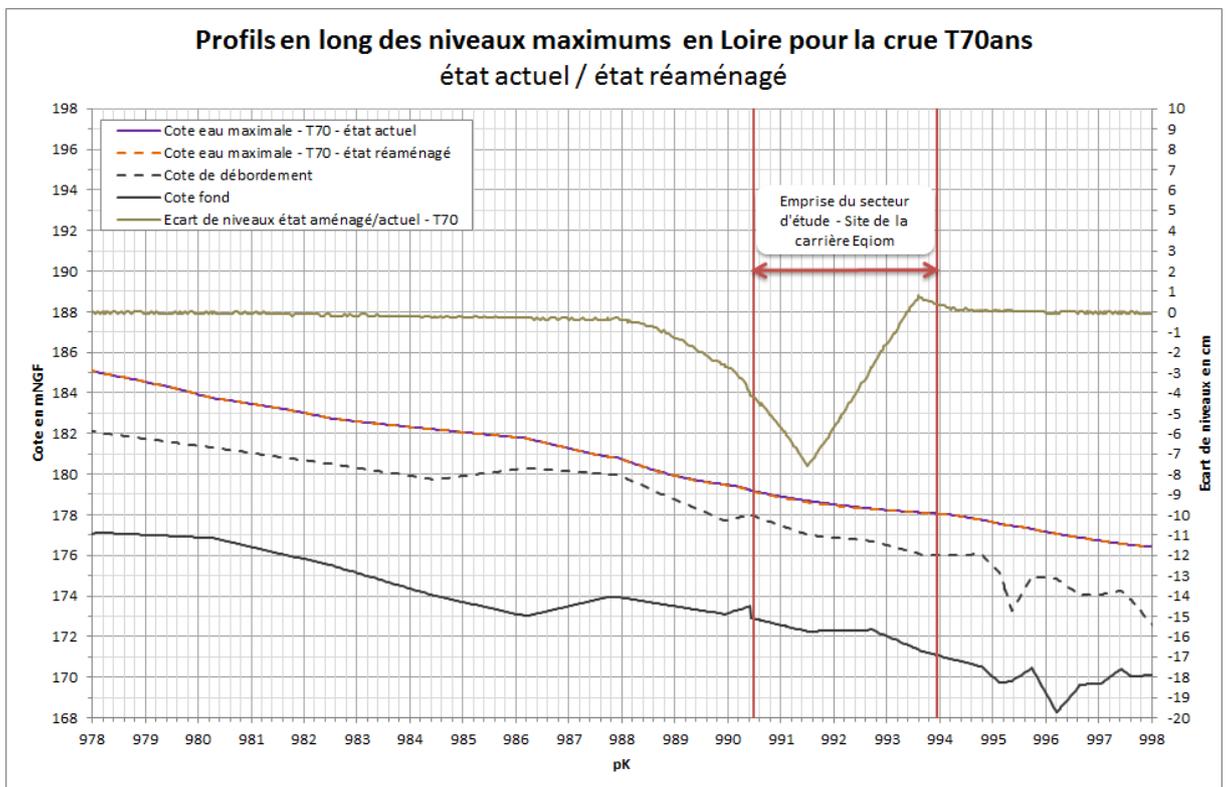


Figure 8-3 : Impacts sur les niveaux d'eau maximums – T70ans

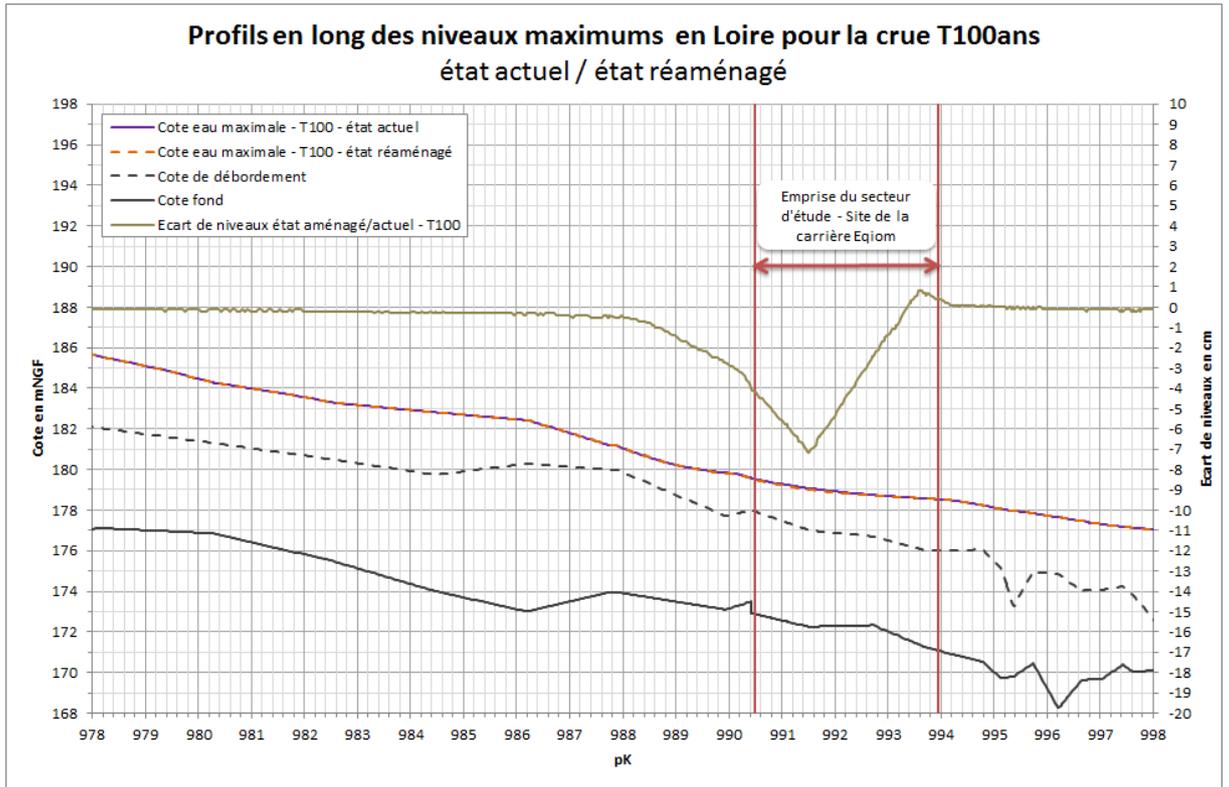


Figure 8-4 : Impacts sur les niveaux d'eau maximums – T100ans

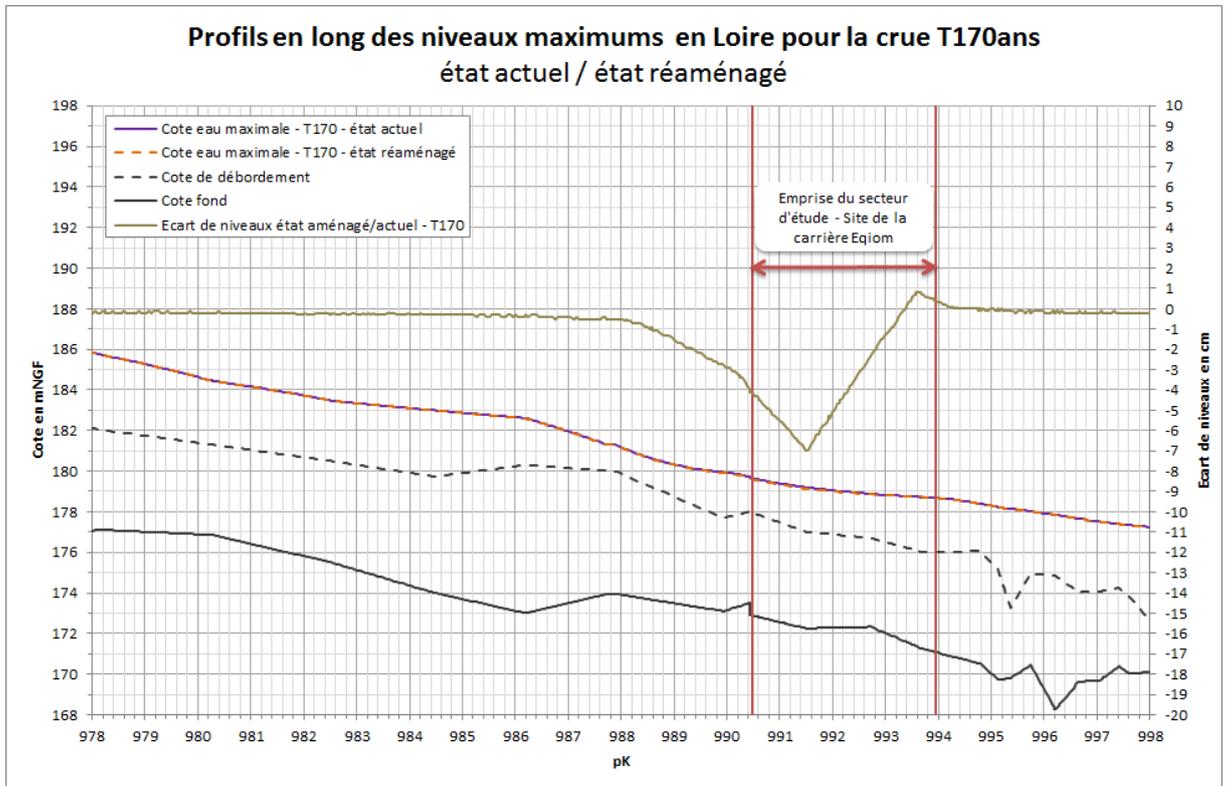


Figure 8-5 : Impacts sur les niveaux d'eau maximums – T170ans

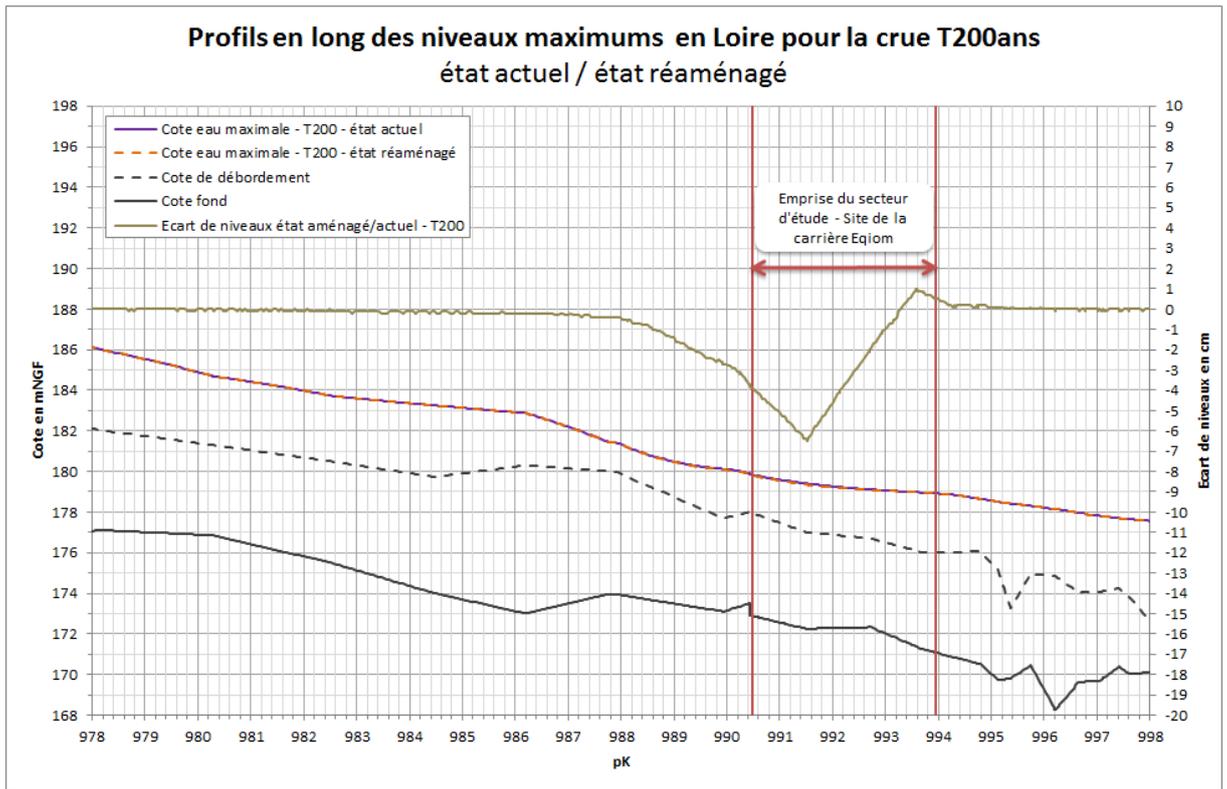


Figure 8-6 : Impacts sur les niveaux d'eau maximaux – T200ans

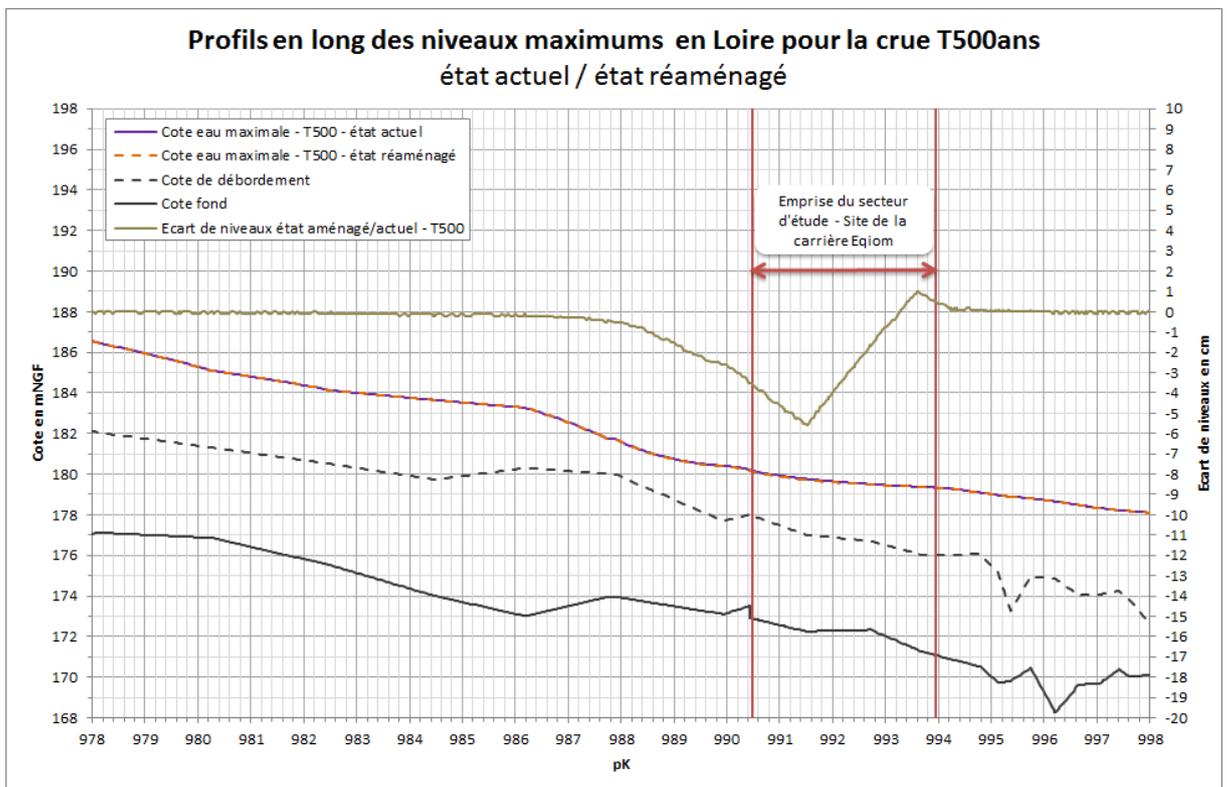


Figure 8-7 : Impacts sur les niveaux d'eau maximaux – T500ans

Le tableau ci-dessous synthétise les valeurs minimales et maximales des écarts de niveau engendrés par le projet d'aménagement, pour les 7 crues étudiées.

Crue	Ecart des niveaux maximums en Loire état réaménagement – état actuel	
	Δz min (cm)	Δz max (cm)
Dec 2003	-7.6	0.4
T 50ans	-7.6	0.5
T 70 ans	-7.6	0.8
T 100 ans	-7.2	0.8
T 170 ans	-7.0	0.8
T 200 ans	-6.5	1.0
T 500 ans	-5.6	1.0

Tableau 8-1 : Ecart min et max entre les niveaux d'eau de l'état actuel et réaménagé

On note que le projet induit un rehaussement ponctuel maximal de 1 cm à l'aval immédiat du site pour les crues de période de retour 200ans et 500ans. Ce rehaussement diminue pour les crues de période de retour plus faible.

Ce rehaussement se situe pour l'ensemble des crues étudiées à la limite aval du secteur d'étude dans une zone sans enjeu à proximité.

Le projet n'induit donc pas de rehaussement significatif des lignes d'eau (supérieur à 1cm) pour l'ensemble des crues étudiées (de période de retour de 50ans à 500ans).

Par ailleurs, le réaménagement induit un abaissement de la ligne d'eau de l'ordre de 7cm pour les différentes crues testées (de 5,6cm pour la crue de période de retour 500ans à 7,6 pour les crues de faible période de retour).

Cet abaissement de la ligne d'eau est le plus significatif au droit du projet mais il se propage vers l'amont sur environ 2,5km.

8.2 IMPACTS SUR LES DEBITS

Comme pour l'état actuel, le tableau suivant présente les débits maximums à l'amont et à l'aval du secteur étudié en distinguant le lit majeur rive gauche du lit mineur et du lit majeur rive droite.

Etat réaménagé	Répartition des débits à l'amont du site (m ³ /s)		Répartition des débits à l'aval du site (m ³ /s)	
	Lit mineur + lit majeur RD	Lit majeur RG	Lit mineur + lit majeur RD	Lit majeur RG
Dec 2003	1 807	353	1 999	160
ΔQ pro - ini	+9	-9	0	-1
T 50ans	1 836	376	2 039	175
ΔQ pro - ini	+10	-10	+1	-1
T 70 ans	2 006	530	2 287	251
ΔQ pro - ini	+13	-13	+2	-3
T 100 ans	2 302	896	2 701	500
ΔQ pro - ini	+19	-21	+4	-6
T 170 ans	2 393	1 029	2 824	593
ΔQ pro - ini	+21	-22	+4	-6
T 200 ans	2 528	1 263	3 029	759
ΔQ pro - ini	+23	-23	+6	-7
T 500 ans	2 733	1 678	3 339	1 062
ΔQ pro - ini	+24	-24	+7	-8

Figure 8-8 : Répartition des débits à l'amont et à l'aval du site dans l'état réaménagé pour les 7 crues étudiées

On constate que les débits sont similaires à ceux présentés pour l'état actuel. L'écart ne concerne que la répartition de débit entre lit mineur et lit majeur. L'écart le plus important s'observe à l'amont du site pour la crue de période de retour 500ans où 24m³/s transite en plus dans le lit mineur et le lit majeur rive droite et en moins dans le lit majeur rive gauche. Cette différence ne représente que 0.9% du débit du lit mineur et du lit majeur rive droite et 1.4% du débit du lit majeur rive gauche.

Le projet d'aménagement n'a pas d'impact sur les débits totaux écoulés et une incidence négligeable sur la répartition lit mineur / lit majeur des débits maximums.

Par ailleurs, l'allure des hydrogrammes a été comparée en différents nœuds du modèle hydraulique pour l'état actuel et pour l'état réaménagé.

La figure suivante présente ces hydrogrammes pour la crue de période de retour 100ans :

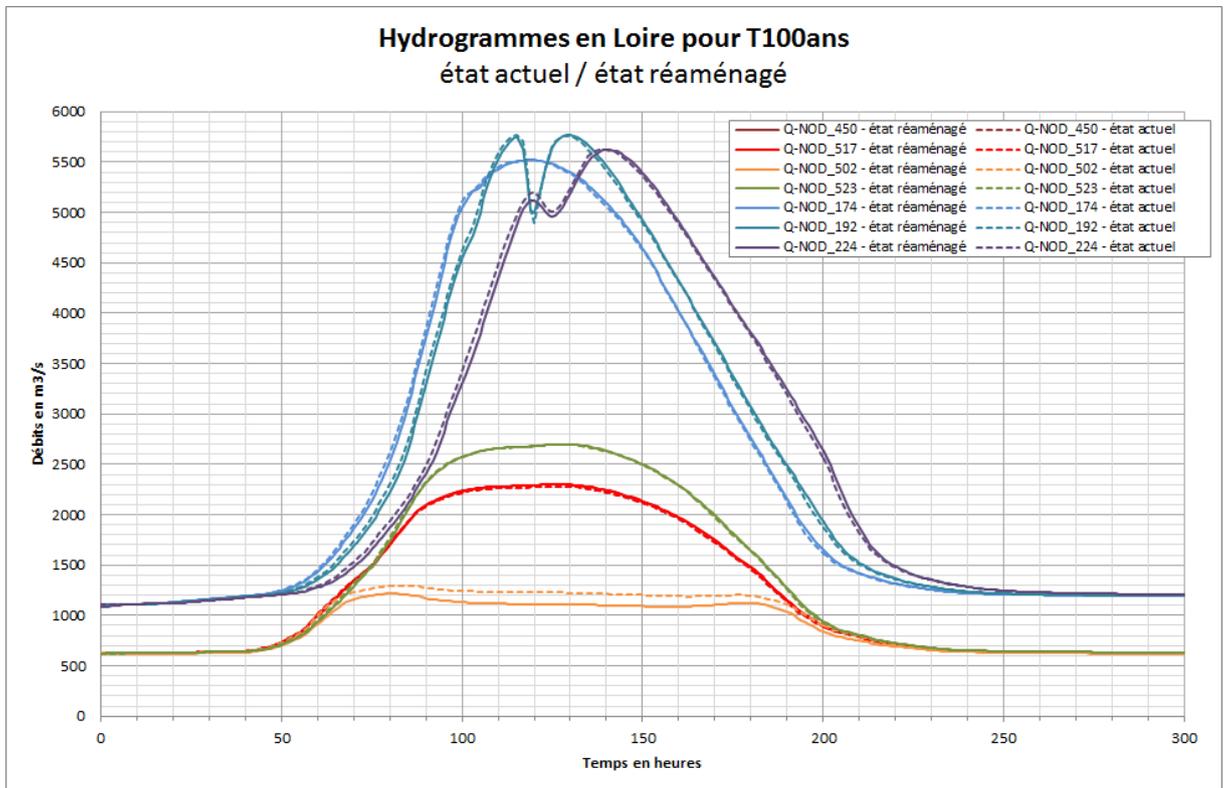


Figure 8-9 : Hydrogrammes en Loire pour T100ans – état actuel et réaménagé

Chaque hydrogramme est rattaché à un nœud du modèle hydraulique (NOD_450 par exemple). Le positionnement de ces nœuds dans le modèle est présenté sur la figure en page suivante.

On constate que le projet d'aménagement induit une déformation des hydrogrammes pour la crue de période de retour 100ans. Cependant, cette déformation reste limitée au vu des valeurs de débits et de volumes en jeu.

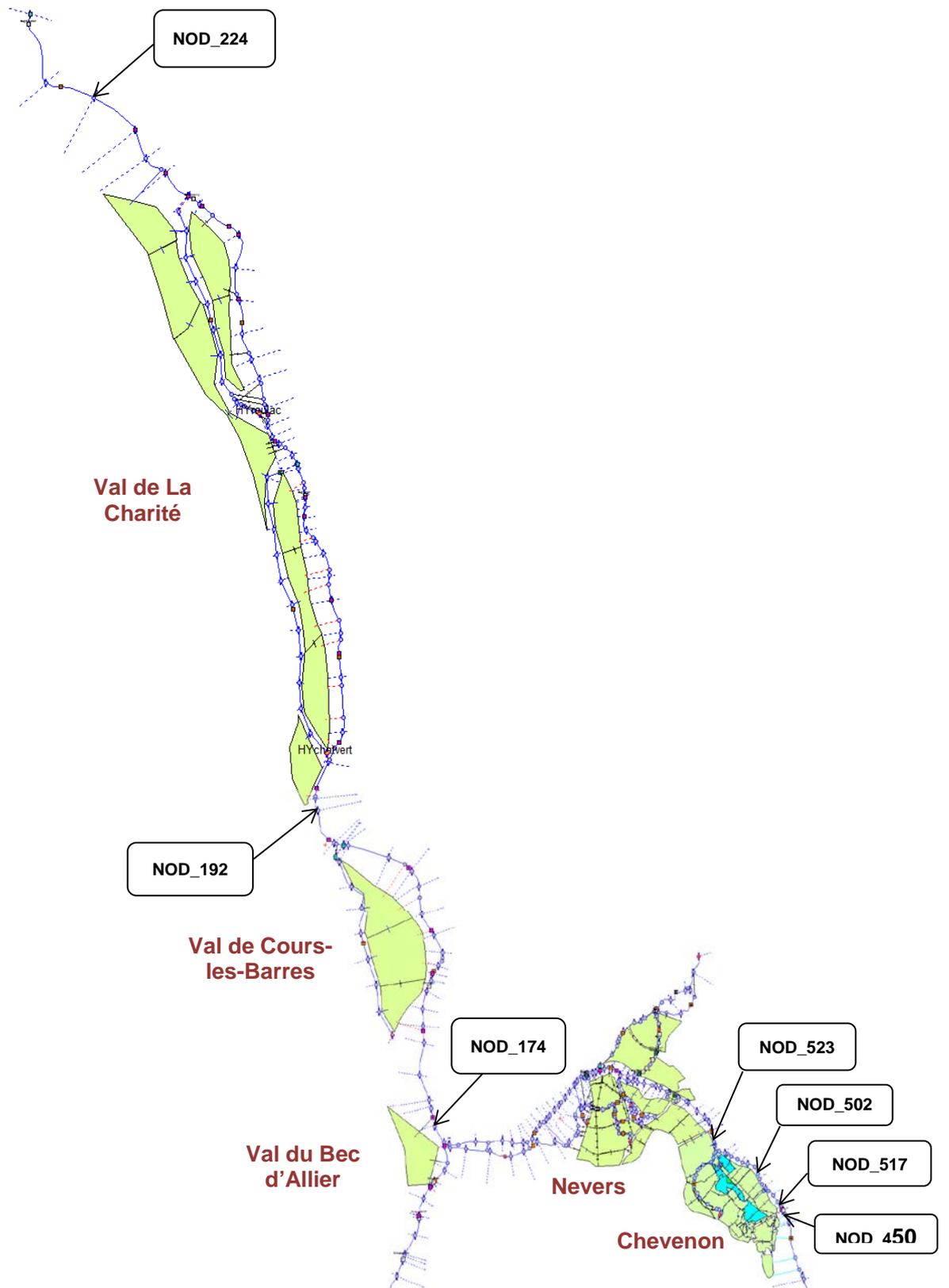


Figure 8-10 : Positionnement des nœuds dans le modèle HydraRiv

8.3 CAS D'UNE RUPTURE DU BARRAGE DE VILLEREST

8.3.1 Présentation du barrage de Villerest

Le barrage de Villerest, localisé sur la figure suivante, est situé sur la Loire en amont de Roanne, dans le département de la Loire, soit environ 180km en amont du secteur d'étude. Il a été mis en service en 1985. Il est propriété de l'établissement public Loire qui est responsable de sa gestion.

Ce barrage poids arqué en béton, d'une hauteur de 59 mètres est équipé :

- d'un déversoir libre de surface,
- de cinq vannes de demi-fond et d'une vanne de fond.

Ses deux fonctions sont l'écrêtement des crues et le soutien d'étiage.



Figure 8-11 : Localisation du barrage de Villerest

C'est l'unique barrage réservoir situé à l'amont de Chevenon.

8.3.2 Etudes antérieures sur l'onde de submersion en cas de rupture

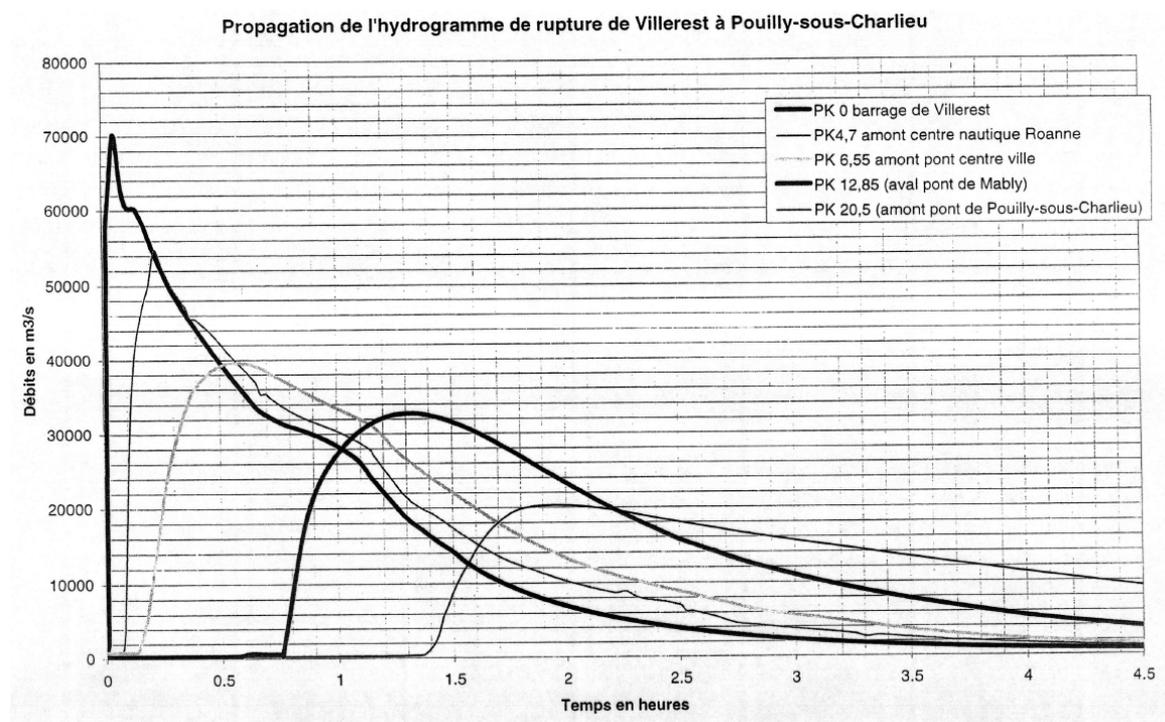
Deux études de l'onde de submersion ont été réalisées : l'une conduite par EDF en septembre 1974, l'autre, plus récente à la diligence de l'Etablissement Public Loire en janvier 2001 sur la base de deux scénarios.

Le premier étudie la propagation de l'onde sur "front sec", c'est-à-dire lorsque la Loire a un débit faible, le second pendant une crue importante de type 1846 (dit sur "front humide").

D'après cette étude, pour le cas du front sec, l'onde de rupture se propage en 18h entre Villerest et Nevers, soit une vitesse moyenne de 8.7 m/s. Elle atteint l'amont de Roanne en quelques minutes, Digoin en 4h et Decize en 12h. Le maximum de l'onde arrive à Roanne en une demi-heure, à Digoin en 9h, à Decize en 28h, à Nevers en 36h.

Le débit de pointe à Roanne est compris entre 40 000 m³/s et 60 000 m³/s. Il est d'environ 8 000 m³/s à Digoin, 4 800 m³/s à Decize et 4 100 m³/s à Nevers (valeurs recommandées avec propagation sur front sec, donc avec une marge de 15%).

Les graphiques ci-après présentent la propagation de l'onde le long de la Loire (dans le cas du front sec) :



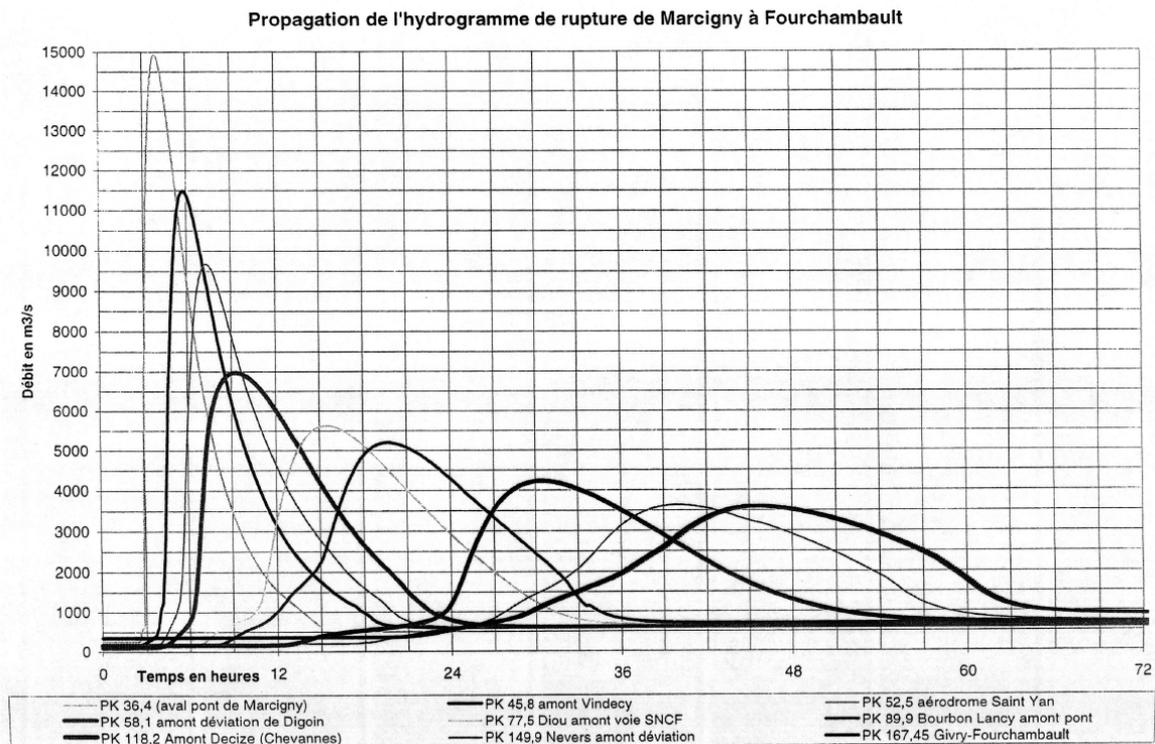


Figure 8-12 : Propagation de l'hydrogramme de rupture du barrage de Villerest

Toujours d'après cette étude, le calcul de propagation de l'onde sur front humide, donc avec une crue type 1846, conduit à des surélévations des cotes maximales de l'ordre de 3 m dans le secteur de Nevers, par rapport au cas du front sec.

Le débit de pointe est alors de 11 000 m³/s à Decize (au lieu de 4 800 m³/s) et d'environ 10 000 m³/s à Nevers ((au lieu de 4 100 m³/s).

De même, la surélévation induite par la rupture du barrage par rapport à une crue naturelle type 1846 (non écrêtée) est de 1.5 à 2 m.

Les conclusions de cette étude donnent pour Nevers dans le cas du front sec une crue inférieure aux trois grandes crues du 19^{ème} siècle et dans le cas du front humide un événement cataclysmique sans précédent pour la cité.

8.3.3 Simulation de l'onde de submersion sur front sec et analyse des impacts

Les paragraphes précédents décrivent les mécanismes d'inondation et les impacts en cas d'inondation du site par une crue de la Loire. Cependant, l'inondation peut également être provoquée par une onde de submersion consécutive à la rupture du barrage de Villerest.

L'onde de submersion sur front sec est simulée avec le modèle hydraulique, en injectant en tête de modèle l'hydrogramme calculé à Decize en cas de rupture du barrage.

Le graphique suivant permet de comparer cet hydrogramme (décalé volontairement de 75h pour faciliter la comparaison) aux hydrogrammes des crues de période de retour 200 et 500 ans à Decize. Le débit de pointe de 4 800 m³/s s'avère supérieur aux maximums des crues de projet testées, avec une montée de crue plus rapide. Par contre, cela représente un volume nettement inférieur.

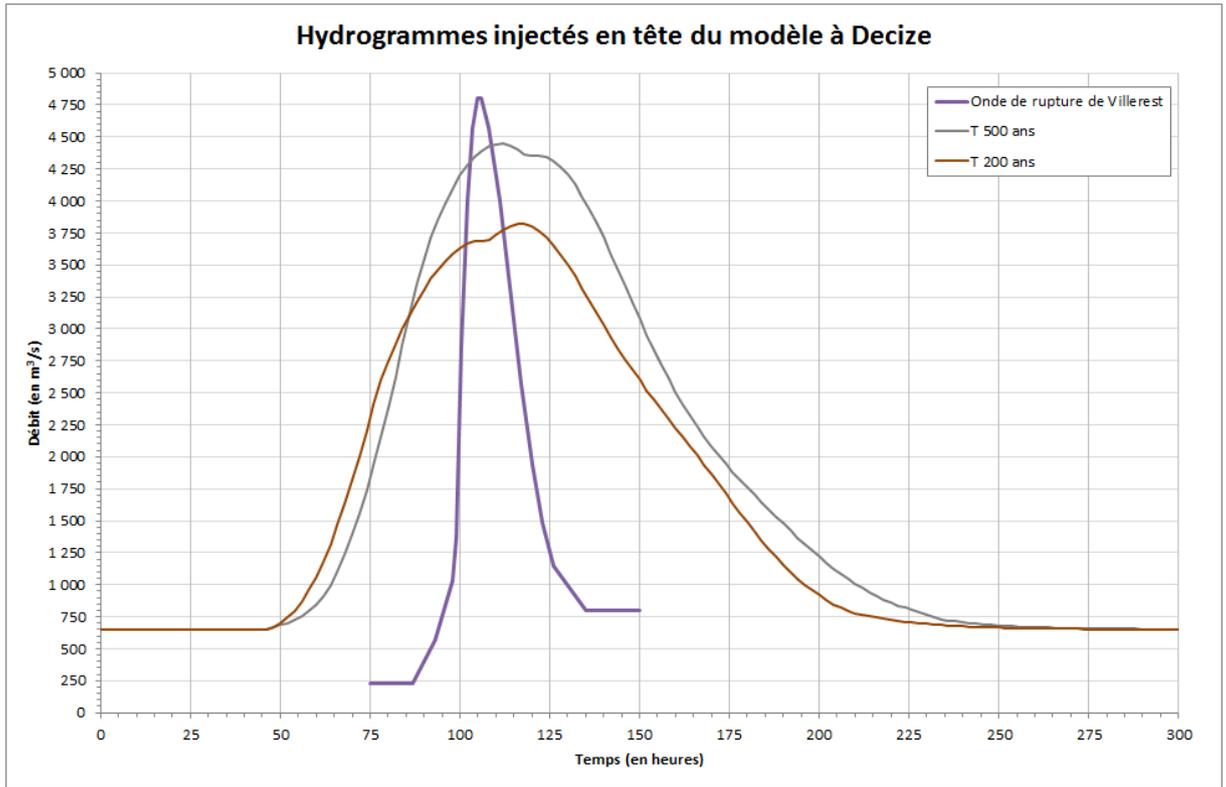


Figure 8-13 : Hydrogrammes à Decize

Le graphique ci-après représente les lignes d'eau maximales en Loire pour les différentes crues testées, y compris le cas d'une rupture du barrage de Villerest, dans l'état actuel et réaménagé :

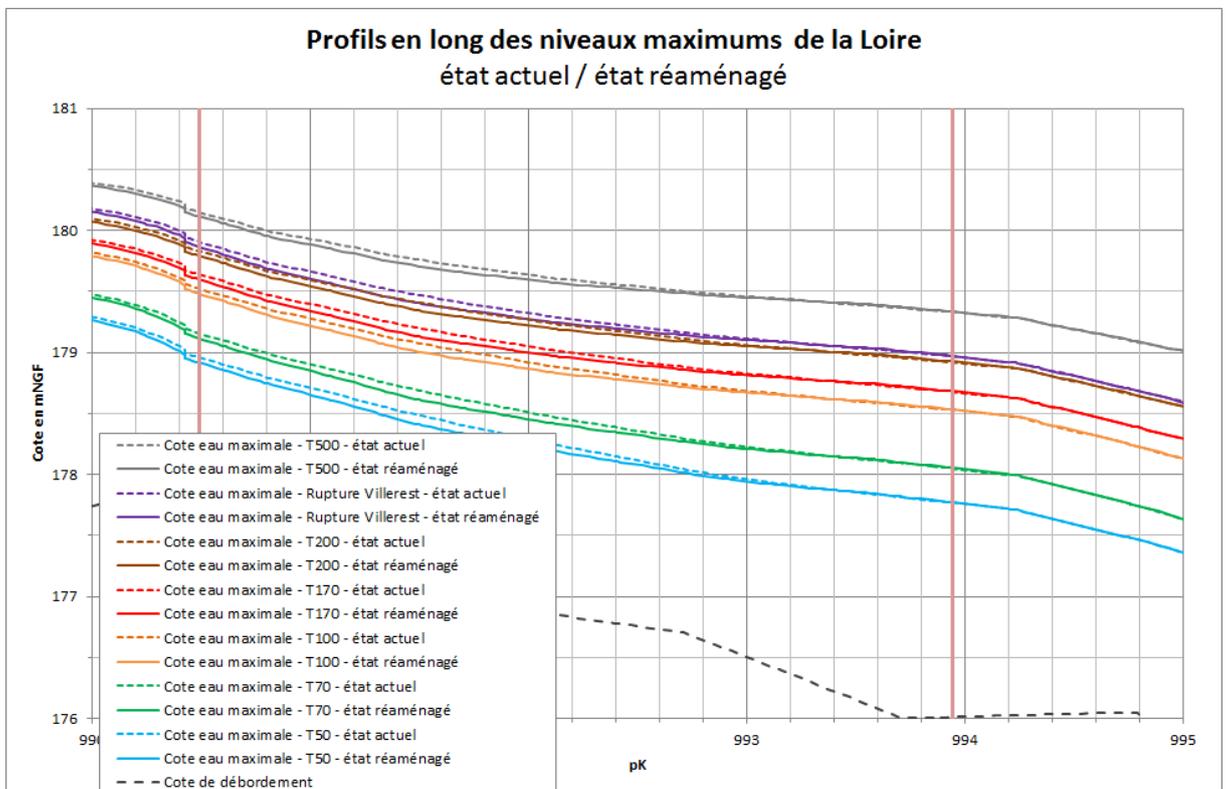


Figure 8-14 : Profil en long de la ligne d'eau en Loire en cas de rupture de Villerest

Malgré un débit de pointe à Decize supérieur à la crue 500ans pour le cas d'une rupture du barrage de Villerest, la ligne d'eau au droit de la carrière de Chevenon est similaire à celle calculée pour une crue 200ans du fait de l'écrêtement en ligne. La comparaison entre l'état actuel et l'état réaménagé montre que le projet n'induit pas de rehaussement significatif de la ligne d'eau (supérieur à 1cm).

D'autre part, l'analyse de l'évolution des niveaux d'eau dans les gravières et en Loire montre que les plans d'eau se remplissent suffisamment rapidement pour que l'écart de niveau avec la Loire au moment des 1ères surverses soit limité.

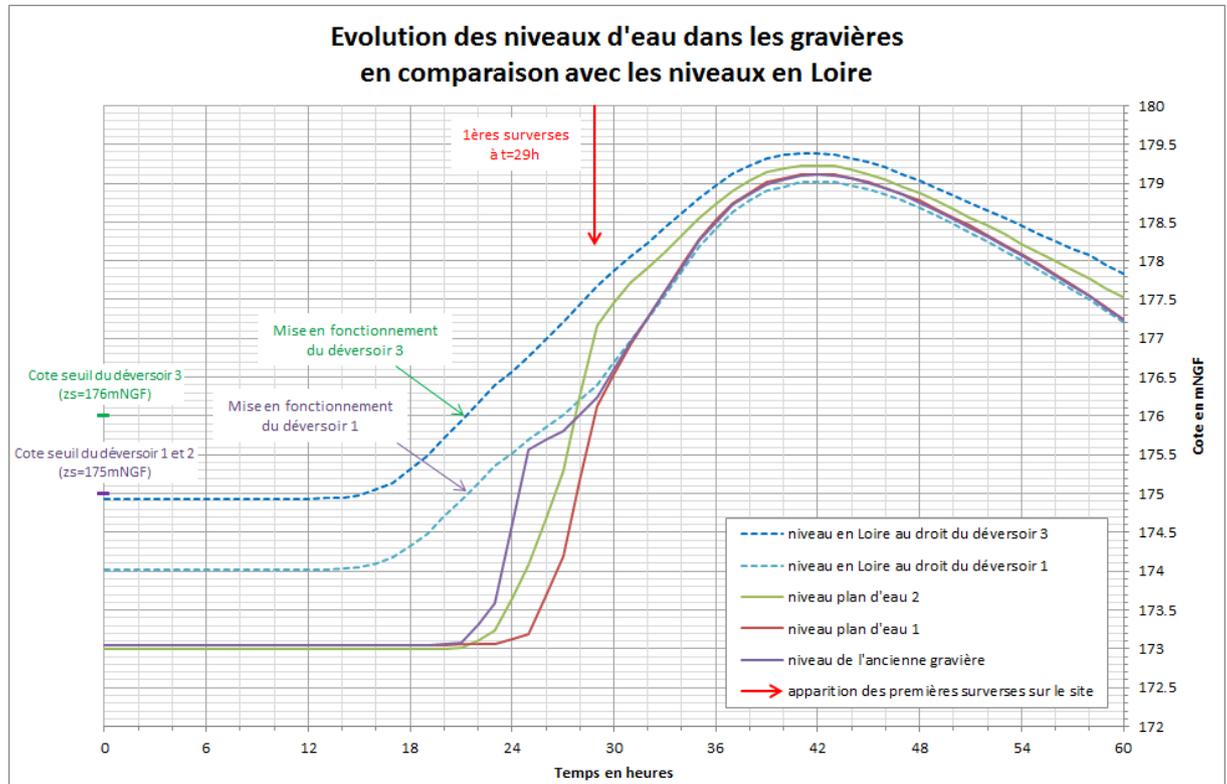


Figure 8-15 : Etude du risque de capture en cas de rupture du barrage de Villerest

Les ouvrages s'avèrent donc correctement dimensionnés pour éviter tout risque de capture, même pour une montée de crue rapide comme dans le cas d'une rupture du barrage de Villerest.

8.3.4 Analyse de l'onde de submersion sur front humide

La rupture sur front humide provoquerait une onde de submersion d'ampleur supérieure aux crues testées : plus de 2 fois le débit de pointe de la crue 500ans.

Le modèle hydraulique utilisé dans la présente étude n'a pas été construit pour la simulation d'un tel évènement.

Cependant, lors de l'arrivée des eaux sur le site, ce dernier sera déjà fortement inondé par les prémices de la crue de type 1846.

Il convient de rappeler que si le risque de rupture du barrage de Villerest existe, la probabilité qu'un tel évènement se produise est très faible.

8.3.5 Conclusion

La rupture sur front sec engendrerait au droit de la carrière de Chevenon une crue similaire à une crue 200 ans en termes de niveaux d'eau, mais avec une montée de crue plus rapide. Les impacts engendrés par le réaménagement de la gravière apparaissent négligeables, et le risque de capture évité.

La rupture sur front humide provoquerait une onde de submersion d'ampleur supérieure aux crues testées : plus de 2 fois le débit de pointe de la crue 500ans. Cependant, lors de l'arrivée des eaux sur le site, ce dernier sera déjà fortement inondé par les prémices de la crue de type 1846. Il convient néanmoins de rappeler que si le risque de rupture du barrage de Villerest existe, la probabilité qu'un tel évènement se produise est très faible.

9 ANALYSE DES IMPACTS HYDROGEOLOGIQUES

L'objectif de cette partie de l'étude est de mettre en évidence à partir du modèle hydrogéologique construit précédemment sous Modflow, les impacts du projet sur les niveaux piézométriques de la nappe alluviale.

9.1 IMPACTS PIEZOMETRIQUES

9.1.1 En phase réaménagée

Le plan de l'état réaménagé est détaillé sur la Figure 9-1. Il comprend deux plans d'eau. Un drain permet le déversement de la Loire vers le plan d'eau 1 en cas de crue.

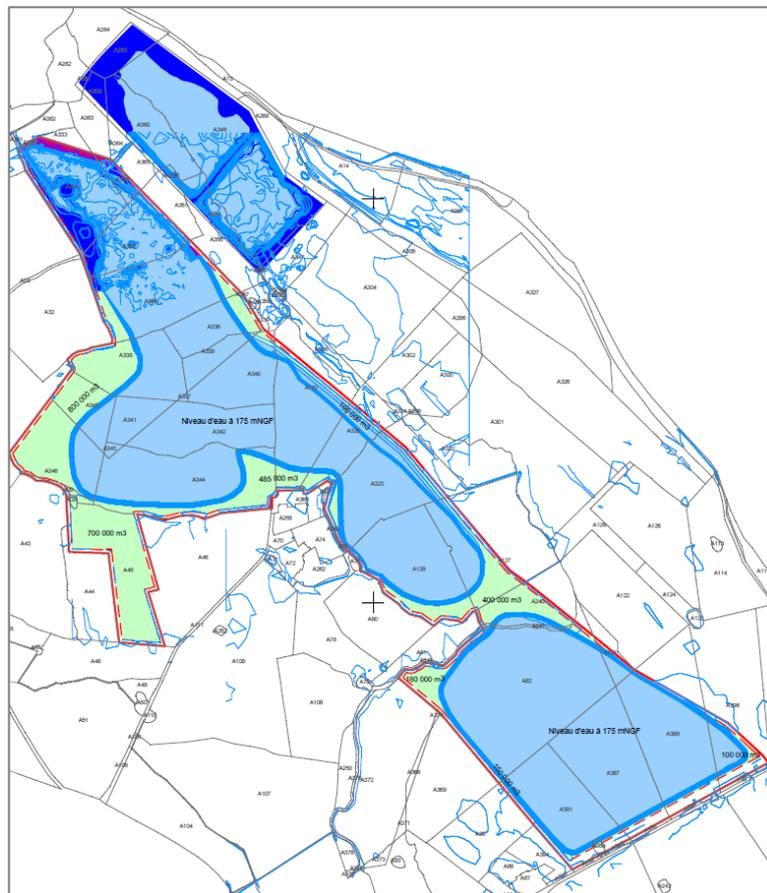


Figure 9-1 : Plan de réaménagement

Les plans d'eau ont été modélisés sous forme d'élément « lac » dans Visual Modflow et suivants deux scénarii :

- scénario 1 : le fond est colmaté (10^{-6} m/s) et les berges sont imperméables (10^{-5} m/s) ;
- scénario 2 : le fond est colmaté (10^{-6} m/s) et les berges sont poreuses (10^{-4} m/s).

Les résultats obtenus suivant les deux scénarii sont présentés ci-après.

Dans un premier temps, la piézométrie générale suivant le scénario modélisé est présentée.

Dans un second temps, une carte d'iso-impact est réalisée. Les courbes d'iso-impact de cette carte sont calculées en comparant l'état réaménagé final à l'état initial. Une valeur positive indique une hausse piézométrique tandis qu'une valeur négative indique une baisse piézométrique, induites par le projet.

a) Scénario 1

La piézométrie obtenue au droit du projet, avec des berges considérées imperméables (10^{-5} m/s) est donnée en Figure 9-2.

La piézométrie générale, issue du modèle est analysée. Le sens d'écoulement général de la nappe n'est pas impacté par le projet car il est identique à celui de la situation initiale : écoulement du sud vers le nord, parallèlement à la Seine.

L'altitude de la nappe au droit des deux plans d'eau est comprise entre + 174.5 m NGF et + 175.3 m NGF.

La piézométrie se trouve localement perturbée par les plans d'eau.



Figure 9-2 : Piézométrie en phase réaménagée (scénario 1)

Les courbes d'iso-impact sont présentées dans la Figure 9-3.

Cette carte permet de déduire les observations suivantes :

- les plans d'eau sont très peu perméables ce qui induit un rabattement de la nappe en amont de son sens d'écoulement et une rehausse en aval ;
- au droit du plan d'eau 1 la rehausse piézométrique aval maximale est de + 15 cm tandis que la baisse piézométrique maximale amont est de - 30 cm ;

- au droit du plan d'eau 2 la baisse piézométrique amont maximale est de - 40 cm tandis que la rehausse piézométrique maximale avale est de + 5 cm.

D'après la Figure 9-3, les impacts sur les puits d'irrigation sont les suivants :

- Le pont de Pierre : rehausse inférieure à 5 cm ;
- Les Rondes : baisse de 10 cm ;
- Ouche Jaloux : baisse inférieure à 5 cm ;
- Les Chemineaux : baisse de 10 cm ;
- Pré Neuf : baisse de 5 cm ;
- La Colatre : baisse de 5 à 10 cm ;
- Pré Misty : baisse de 25 cm.

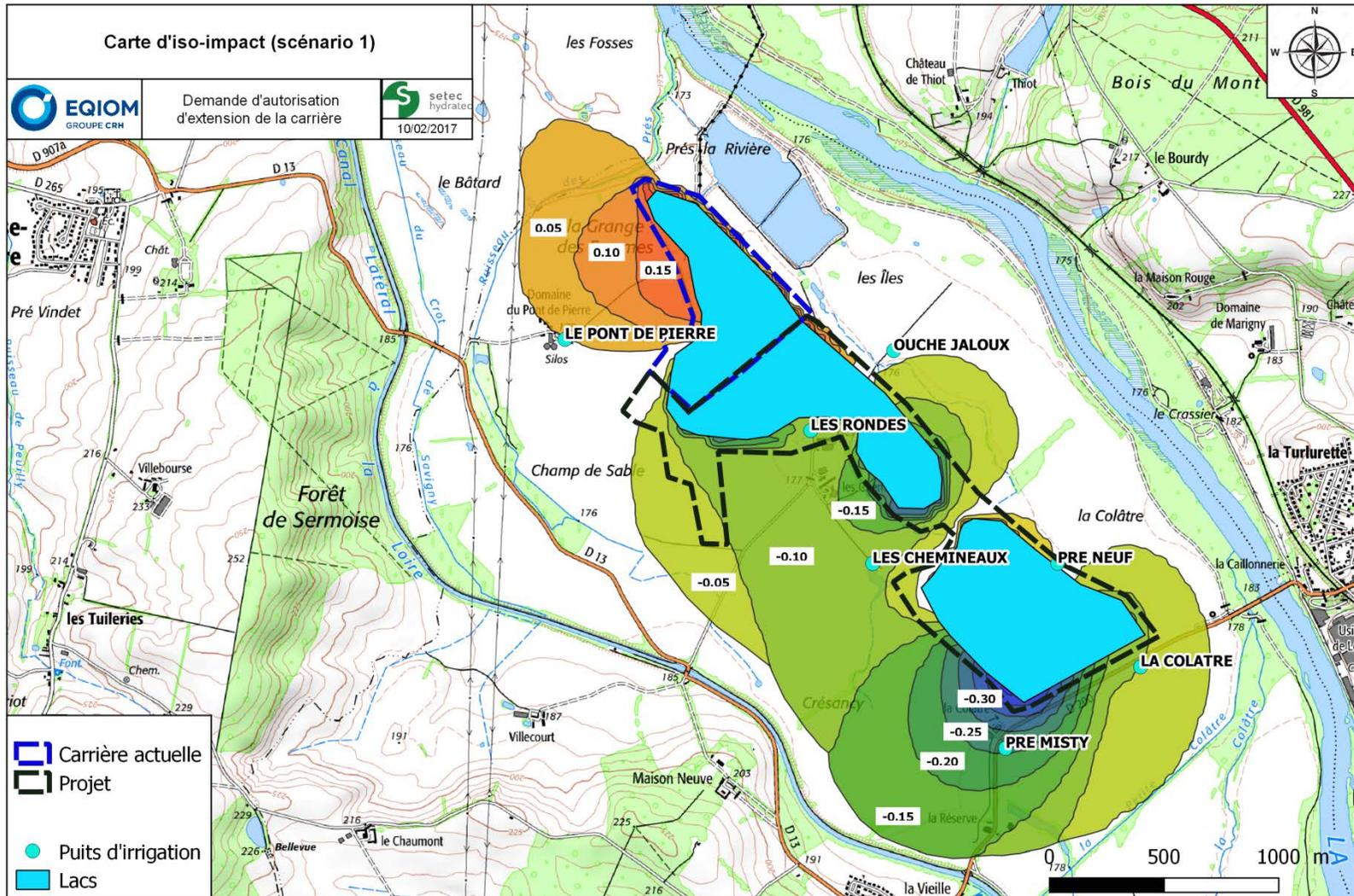


Figure 9-3 : Carte d'iso-impact avec les berges et le fond colmatés

La rehausse de la nappe n'est pas impactante car elle n'entraîne pas d'inondation par la nappe.

En justification, une carte représentant la profondeur de la nappe par rapport au terrain naturel est présentée sur la figure ci-dessous.

En phase aménagée, la nappe est à une profondeur comprise entre -0.55 et - 3.25 m par rapport au terrain naturel, au droit du projet. Ainsi, même avec le projet, la nappe n'affleure pas à la surface.

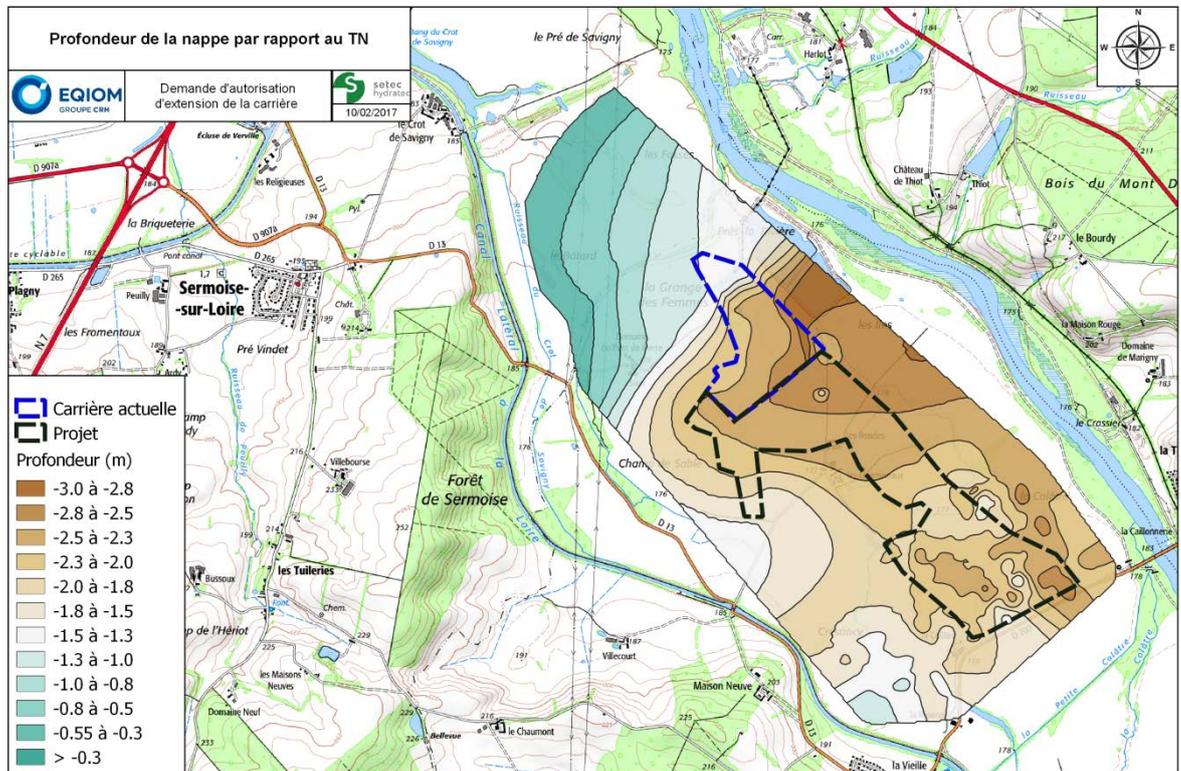


Figure 9-4 : Profondeur de la nappe par rapport au terrain naturel (phase aménagée)

La baisse des niveaux d'eau, est maximale au droit du puits nommé « Pré Misty » (d'une profondeur de 12 m) : environ - 30 cm.

Au droit du puits, la piézométrie est à + 175.4 m NGF en situation initiale. L'altitude du terrain naturel est à environ + 177 m NGF. La nappe est à 1.6 m du terrain naturel. La hauteur d'eau disponible dans le puits est d'environ 10.4 m. Une baisse de la piézométrie de 30 cm représente une baisse de 3% de la colonne d'eau utile.

Cet impact est donc peu significatif compte tenu :

- du marnage de la nappe qui est d'environ 1.70 m (battements trouvés au droit de PZ2 et PZ3) ;
- de l'importante colonne d'eau du puits (une dizaine de mètre),
- de la précision du modèle (environ +/- 20 cm d'après les résultats du calage piézométriques)

Un scénario avec une perméabilisation des berges vise à indiquer si cet impact peut être atténué.

b) Scénario 2

La piézométrie obtenue au droit du projet avec des berges perméables (10^{-4} m/s) est donnée sur la carte ci-dessous.

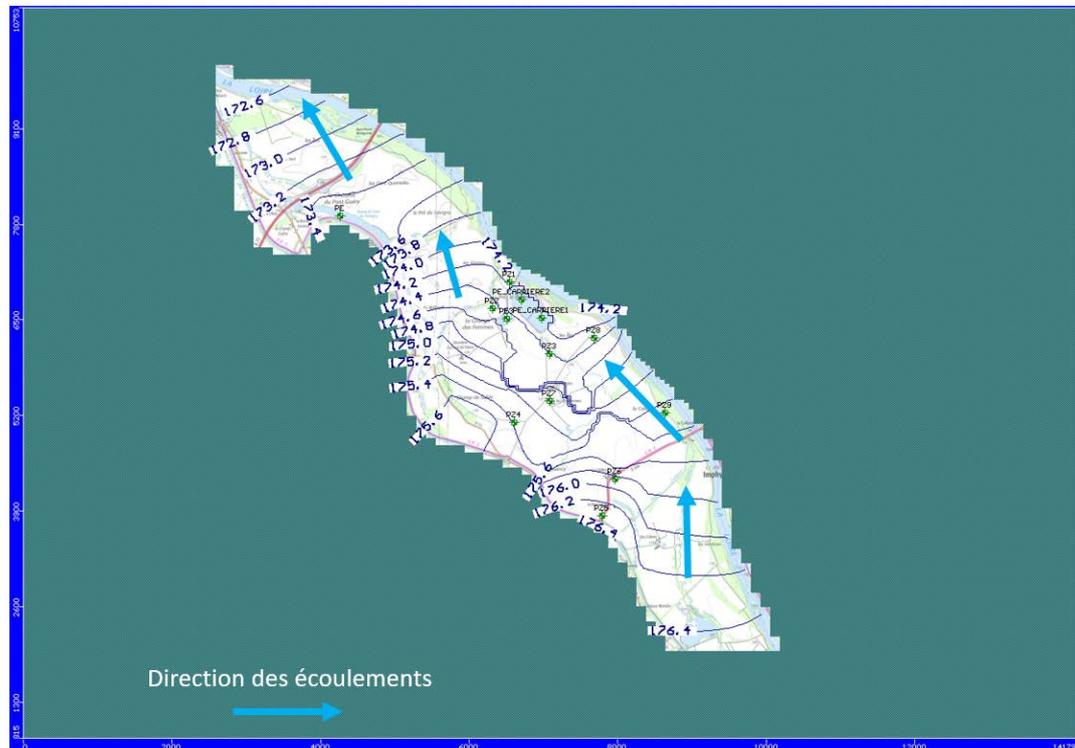


Figure 9-5 : Piézométrie en phase réaménagée (scénario 2)

Les courbes d'iso-impact sont présentées dans la Figure 9-6.

Cette carte permet de déduire les observations suivantes :

- les plans d'eau sont colmatés ce qui induit un rabattement de la nappe en amont et une rehausse en aval ;
- au droit du plan d'eau 1 la baisse piézométrique amont maximale est de - 25 cm tandis que la rehausse piézométrique maximale aval est de + 15 cm ;
- au droit du plan d'eau 2 la baisse piézométrique amont maximale est de - 60 cm tandis que la rehausse piézométrique maximale aval est de + 5 cm.

D'après la Figure 9-6, les impacts sur les puits d'irrigation sont les suivants :

- Le pont de Pierre : rehausse de 5 cm ;
- Les Rondes : rehausse de 15 cm ;
- Ouche Jaloux : baisse de 10 cm ;
- Les Chemineaux : rehausse de 10 cm ;
- Pré Neuf : rehausse de 15 à 20 cm ;
- La Colâtre : rehausse de 10 cm ;
- Pré Misty : rehausse inférieure à 5 cm.

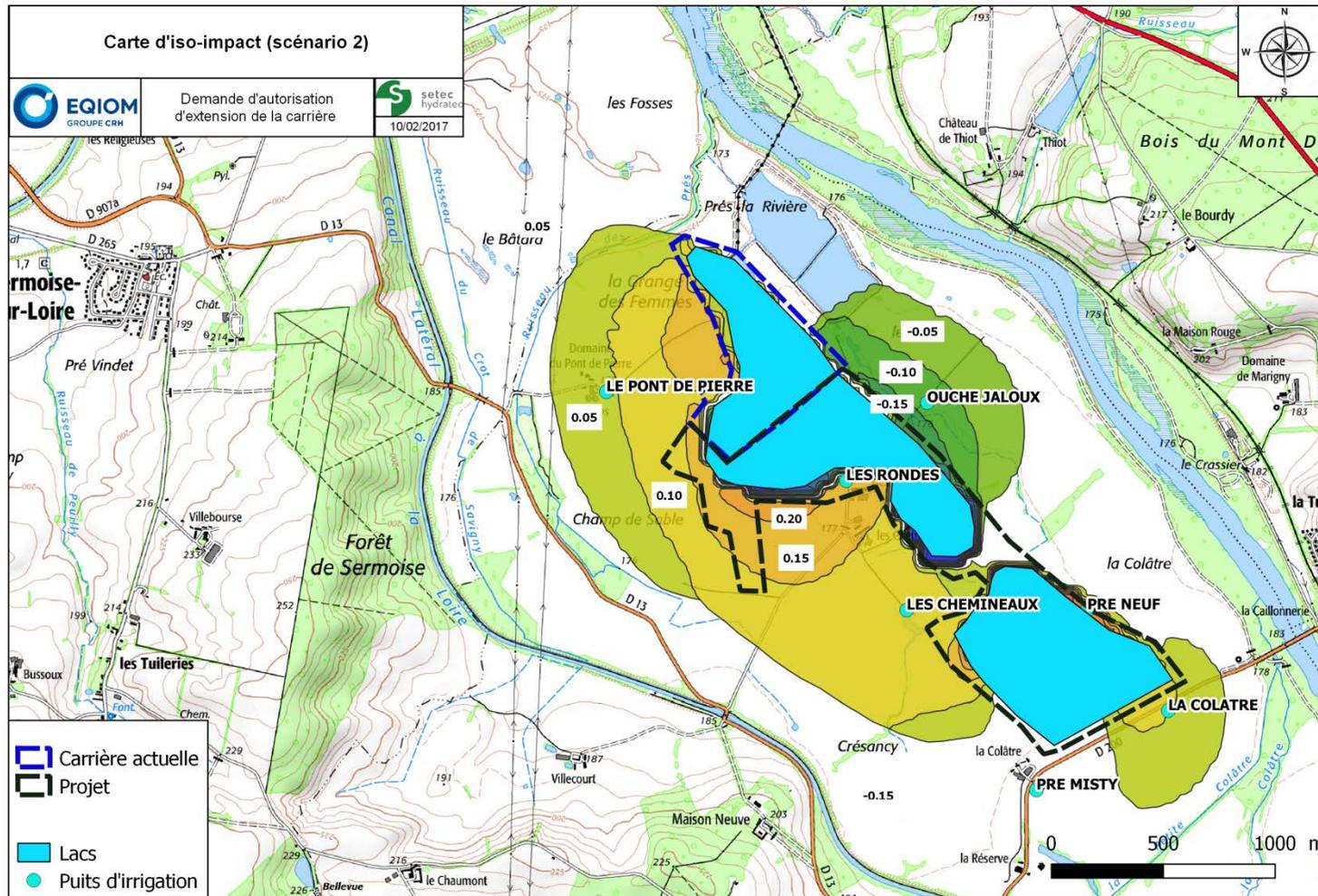


Figure 9-6 : Carte d'iso-impact avec le fond colmaté et les berges poreuses

Ainsi cette configuration des berges perméables, limite le rehaussement de la nappe mais au contraire augmente le rabattement.

La comparaison des deux scénarii permet de déduire que le colmatage des berges a moins d'impact sur la piézométrie que la perméabilisation des berges:

- au droit de PE1, la baisse du niveau d'eau est amoindrie en amont d'environ 25 cm. La rehausse en aval est également diminuée de 20 cm ;
- au droit de PE2, il accentue la rehausse de la nappe en aval et diminue la baisse en amont. Le colmatage a donc un effet bénéfique sur PE1.

Le colmatage des berges diminue donc les baisses piézométriques en amont des deux plans d'eau.

9.1.2 En phase d'exploitation

L'extraction des alluvions se fait en eau, de ce fait aucun rabattement de nappe n'est prévu. Ainsi il n'y a pas d'impact piézométrique en phase exploitation à l'exception des perturbations piézométriques locales présentées.

9.2 IMPACTS SUR LA QUALITE DE LA NAPPE

9.2.1 En phase exploitation – Modélisation hydrodispersive

En phase d'exploitation, les sources de pollution potentielles de la nappe sont les suivantes :

- risque de pollution lié à des fuites de réservoirs,
- risque de pollution lié à la vie du chantier.

Des mesures de précaution habituellement prises par l'exploitant seront conduites sur ce site afin de minimiser ce risque. Néanmoins, à la demande de la DREAL, un **scénario de pollution accidentelle** en phase d'exploitation a été modélisé afin de mettre en évidence l'impact d'un éventuel déversement d'hydrocarbures à proximité des puits d'irrigation voisins au projet. Ce scénario a été simulé à partir d'un modèle hydrodispersif qui permet d'observer la diffusion d'un panache de pollution dans la nappe au cours du temps.

a) Paramètres d'entrée du modèle hydrodispersif

L'utilisation du modèle hydrodynamique déjà créé sous MODFLOW couplé au code de calcul **MT3DMS** (Modular 3-Dimensional Transport Multi-Species), permet en outre de simuler l'apparition d'une pollution et de modéliser le transport de masse dans la nappe en tenant compte des phénomènes de dispersion, diffusion et d'advection.

Le polluant choisi pour la simulation correspond au **gazole non routier** utilisé comme carburant en phase d'exploitation. Les caractéristiques physico-chimiques² de cet hydrocarbure, sont détaillées dans le Tableau 9-1.

Masse volumique (15°C) (kg/m ³)	820-845
Densité	< 0.9
Solubilité (mg/L)	<0.005
Seuil autorisé dans les eaux brutes (µg/L)	1.0

Tableau 9-1: Caractéristiques physico-chimiques du gazole non routier

Compte tenu de la valeur de solubilité, la fraction soluble sera très faible³ et même pour une pollution importante. Dans un scénario pessimiste ou les 500 L d'un réservoir viendraient à se déverser directement dans la nappe des alluvions, et compte tenu des propriétés du polluant, nous avons choisi d'injecter une concentration initiale relativement importante de **10 mg/L** sur une maille de la zone Sud-Est du projet c'est-à-dire en amont du sens d'écoulement de la nappe, et à proximité de 4 puits d'irrigation.

Les paramètres d'entrée du modèle hydrodispersif pour la couche aquifère sont présentés dans le Tableau 9-2. Compte tenu de la nature du polluant, les phénomènes d'advection, de sorption et de réaction chimiques ne sont pas pris en compte dans le code de calcul.

² rapport BRGM/RP-50662-FR, 2001, *Guide sur le comportement des polluants dans les sols et les nappes*

³ BRGM/RP- 56829-FR, 2008, *Pollution de nappe par du fuel : recommandation d'actions vis-à-vis des hydrocarbures flottants*

Porosité effective (%)	25
Porosité totale (%)	50
Diffusivité (m)	200
Diffusivité (Horiz/Long)	1.0
Diffusivité (Vert/Long)	0.01

Tableau 9-2 : Paramètres du modèle hydrodispersif

b) Résultats de la modélisation

L'évolution du panache de polluant a été simulée pendant 1 an, 5 ans et 10 ans après une pollution accidentelle. Les cartes d'impact associées et le suivi des concentrations en polluant dans les différents puits d'irrigation sont présentés ci-dessous.

Après 1 an, la simulation indique que le panache de pollution se déplace globalement du Sud vers le Nord (Figure 9-7), conformément au sens d'écoulement de la nappe mis en évidence au §5.4.

Seul le puits d'irrigation de « Pré Neuf » serait touché par la pollution (Figure 9.10). À partir d'environ 175 jours, le seuil d'hydrocarbure tolérable dans les eaux brutes⁴ est atteint.

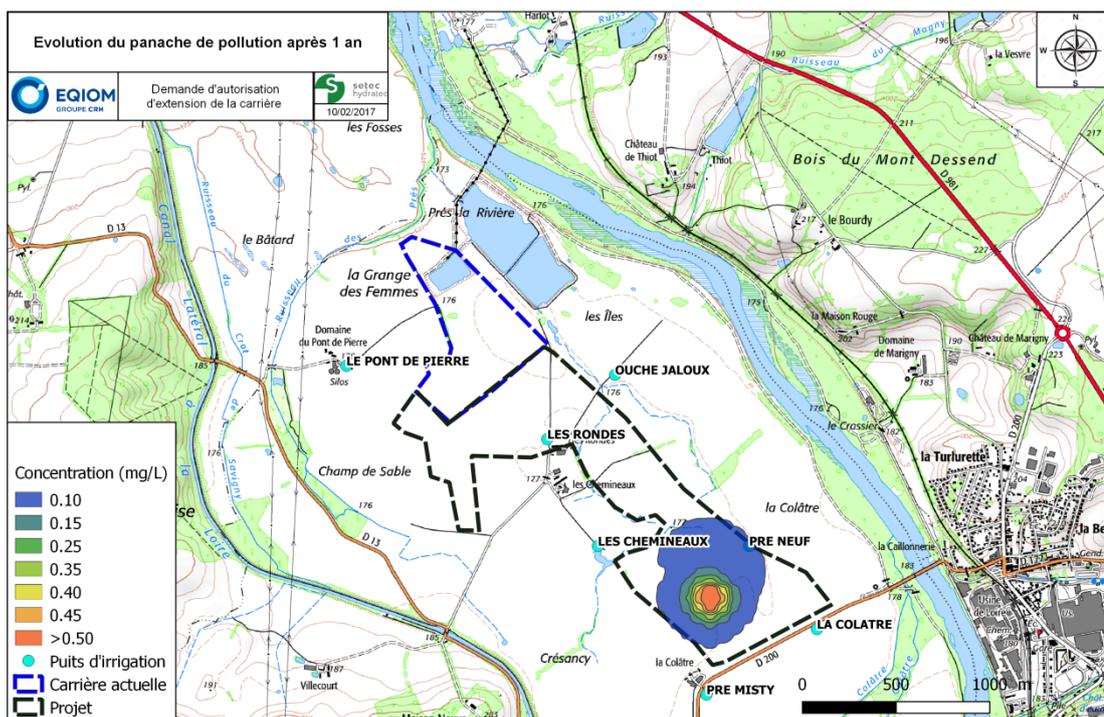


Figure 9-7 : Évolution du panache de pollution 1 an après la pollution

⁴ Arrêté préfectoral du 11 janvier 2007 relatif aux limites de qualité des eaux brutes et des eaux destinées à la consommation humaine

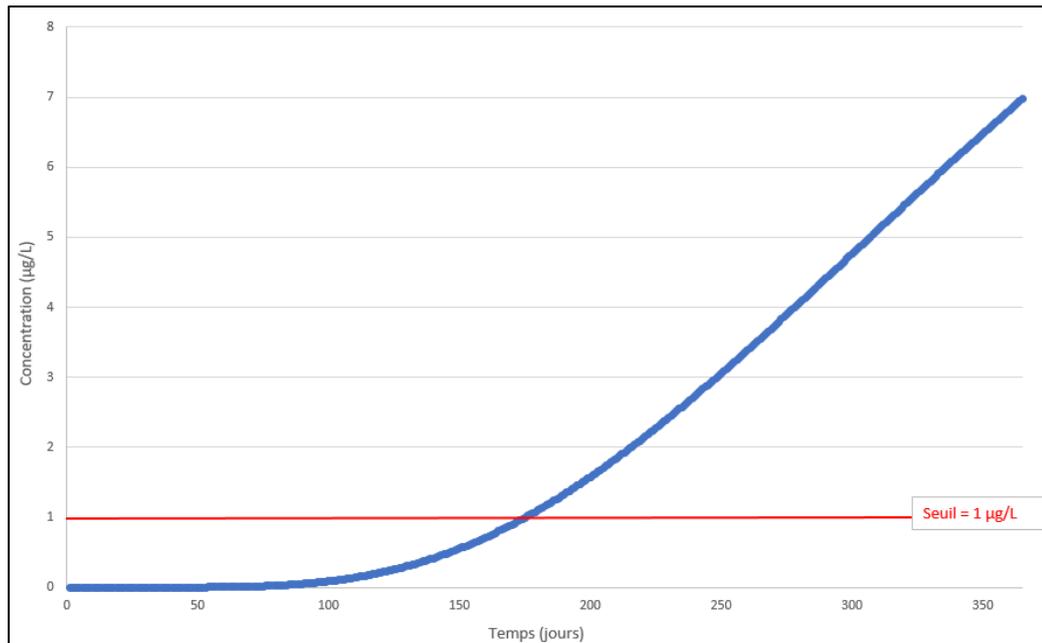


Figure 9-8 : Évolution de la concentration en polluant sur le puits de PRENEUF (1an)

Après 5 ans, la simulation montre que le panache de pollution suit globalement la direction Sud-Nord évoquée précédemment (Figure 9.11). Les concentrations observées autour de la source de pollution sont plus faibles du fait de l'effet de dilution du polluant dans la nappe.

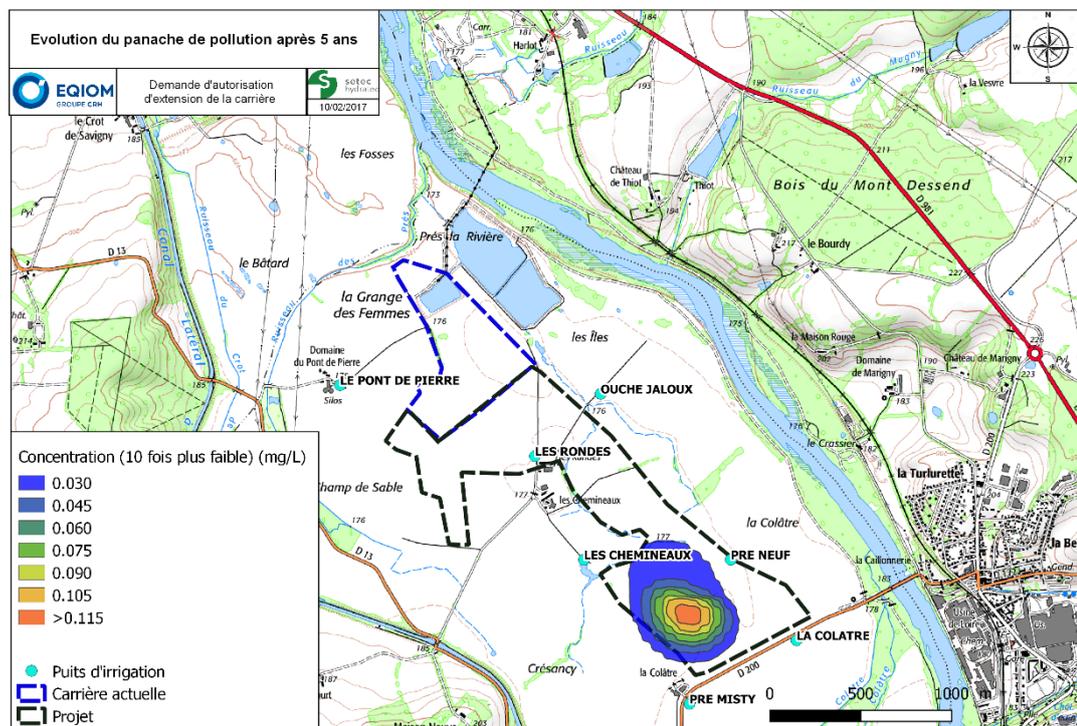


Figure 9-9: Évolution du panache de pollution 5 ans après la pollution

La courbe d'évolution de la concentration en polluant sur le puits de « Pré Neuf » met en évidence un pic de pollution de l'ordre de 13.5 µg/L aux environs du 850^{ème} jour après la

pollution (Figure 9-10). La courbe décroît par la suite du fait de l'effet de dilution dans la nappe.

La concentration en polluant au niveau du puits d'irrigation « Les Chemineaux » passe également au-dessus du seuil de tolérance environ 1000 jours après la pollution.

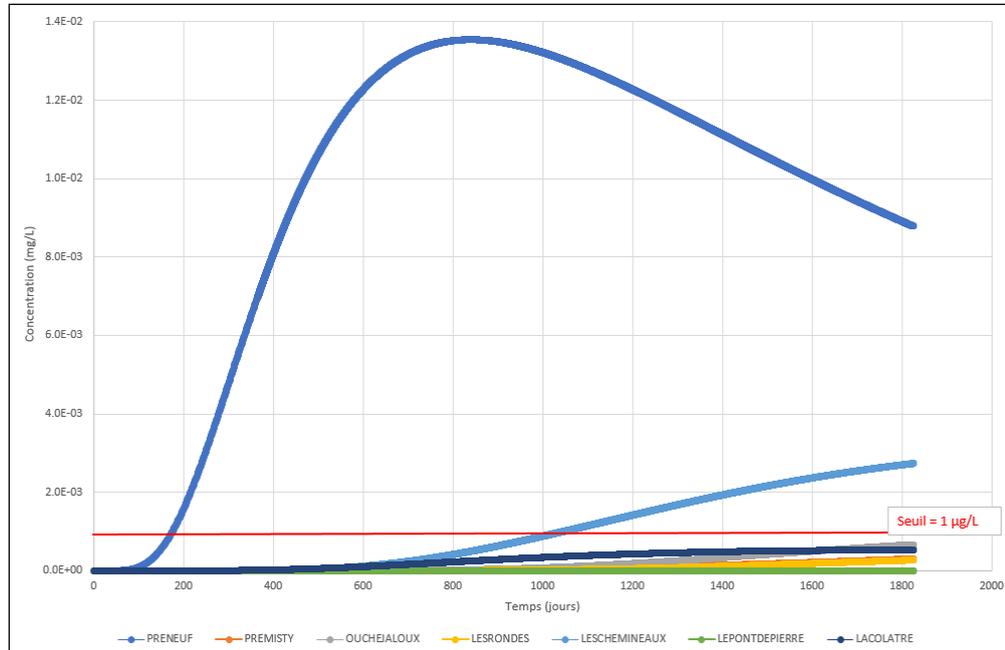


Figure 9-10: Evolution de la concentration en polluant sur le puits d'irrigation (5 ans)

Après 10 ans, la simulation montre que le panache de pollution a tendance à s'élargir tout en se diluant dans la nappe des alluvions (Figure 9-11).

Comme le montre la Figure 9-12, le panache s'étend en amont de la source de pollution par rapport au sens d'écoulement de la nappe et touche également le puits de « Pré Misty ». Pour ce dernier le seuil tolérable est dépassé après environ 3200 jours.

Les courbes des puits de « Pré Neuf » et « Les Chemineaux » tendent à décroître par effet de dilution, mais les valeurs de concentration restent malgré tout au-dessus du seuil de 1 µg/L.

Les autres puits d'irrigation ne sont que très faiblement impactés par la pollution.

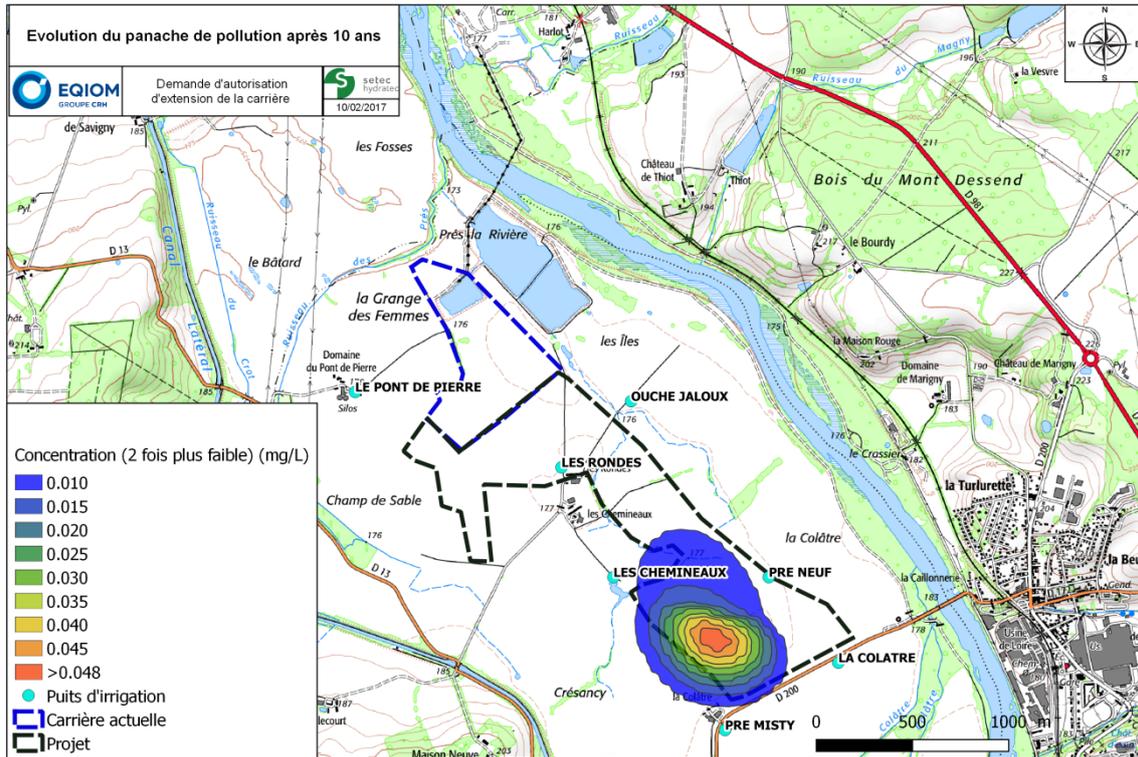


Figure 9-11 : Évolution du panache de pollution 10 ans après la pollution

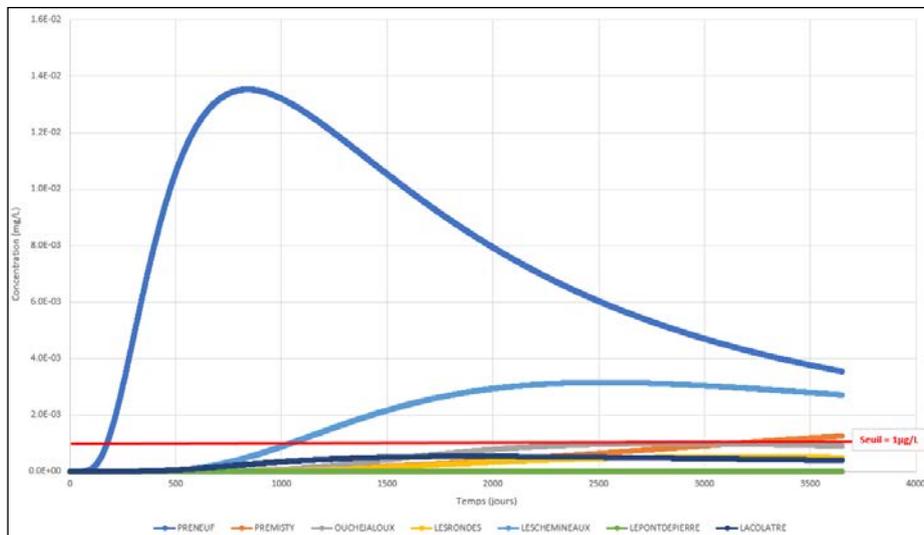


Figure 9-12 : Évolution de la concentration en polluant sur le puits d'irrigation (10 ans)

Pour conclure, de manière générale, si une pollution accidentelle devait se produire sur le site du projet, les puits d'irrigation à proximité pourraient être impactés et le seuil d'hydrocarbure tolérable pourrait être dépassé dans un rayon de 500 à 700 m selon leur position par rapport au sens d'écoulement de la nappe.

Néanmoins, nous pouvons dire que :

- les puits en amont hydraulique du projet ne devraient pas être impactés compte-tenu de la diffusion du panache vers l'aval,

- les puits à l'intérieur des limites du projet sont voués à disparaître (Les Rondes, Pré Neuf),
- le puits Pont de Pierre semble trop éloigné du rayon d'action d'une éventuelle pollution.
- En outre le risque éventuel repose sur le puits des Chemineaux et/ou d'Ouche Jaloux.

D'un point de vue opérationnel, les calculs effectués montrent surtout la lenteur des phénomènes hydrodispersifs. Cela signifie qu'en fonction de l'accident de pollution, des mesures de capture et de récupération pourront être mises en œuvre pour limiter les impacts décelés par le calcul théorique effectué ci-avant : pompage, nettoyage, excavation, etc...

9.2.2 En phase aménagée

En phase aménagée, les impacts sur la qualité de la nappe sont nuls.

En effet, le risque majeur de pollution est lié au matériau de remblais. Or, la majorité du projet sera réaménagé en plan d'eau. L'autre partie sera remblayée par des fines de lavage et des déchets inertes extérieurs.

Le colmatage du fond et des berges vise à limiter les échanges avec la nappe.

9.3 IMPACTS CUMULES

Le nouveau projet d'implantation de carrière au lieu-dit « la Ferme des Colons » a essuyé un arrêté de refus de l'administration signé le 29 août 2014.

Le projet d'Eqiom ne se cumule donc pas à d'autre projet.

10 MESURES D'ÉVITEMENT, DE RÉDUCTION, DE COMPENSATION ET D'ACCOMPAGNEMENT ET DISPOSITIFS DE CONTRÔLE ET MESURES COMPENSATOIRES

10.1 EN PHASE EXPLOITATION

10.1.1 Aspect hydraulique

Aucune mesure compensatoire.

Mesures d'accompagnement :

- Les dépôts temporaires de terre végétale et de découverte, intégrés dans l'aménagement coordonné et phasé du site, ne seront pas disposés transversalement au sens d'écoulement des crues.
- En cas de crue, il est conseillé de démonter l'extrémité des bandes transporteuses qui sont susceptibles d'être encombrées par des embâcles, d'arrêter l'extraction et de sortir les engins de la zone inondable.

10.1.2 Aspect hydrogéologique

a) Rejet des eaux

Aucun rejet d'eau n'est prévu car le projet ne prévoit pas le rabattement de la nappe. L'extraction se fait en eau. Il n'y a donc pas de mesures particulières à prévoir.

b) Qualité des eaux

L'exploitant prévoit d'appliquer des mesures de prévention en cours d'exploitation pour éviter tout type d'accident qui pourrait endommager la qualité physico-chimique de la nappe.

De ce fait les dispositions prises en compte par l'exploitant pour éviter la pollution des nappes sont les suivantes :

- l'évacuation du tout-venant s'effectuera par les bandes transporteuses afin de réduire le nombre et la circulation des engins ;
- il n'y aura pas de stockage des matériaux sur place ;
- Concernant le ravitaillement en carburant :

Le ravitaillement des machines sera effectué sur place pour des raisons de mobilité réduite.

Eqiom établit avec son sous-traitant effectuant le décapage des terrains une procédure de ravitaillement dite « de bord à bord ». Cette procédure dicte l'usage de couvertures absorbantes destinées à recueillir les éventuelles égouttures, l'utilisation d'un pistolet à arrêt automatique de façon à éviter un débordement de réservoir et la présence d'un compteur volumétrique sur le camion ravitailleur. Cette opération est effectuée sous surveillance et à l'écart des plans d'eau. Le responsable de l'opération dispose dans son véhicule d'un kit anti-pollution.

La procédure décline par ailleurs les actions à mettre en œuvre et les personnes à prévenir dans le cas d'une pollution importante non maîtrisable par des moyens absorbants.

- Concernant l'entretien des engins :
Cette procédure stipule par ailleurs que toute intervention d'entretien (autre que le ravitaillement en carburant) devra être réalisée sur une aire étanche mobile. Les engins seront entretenus régulièrement afin de minimiser les risques de fuites ou incidents.

Pour les opérations de petit entretien l'exploitant établit une consigne définissant la conduite à tenir pour éviter les incidents ou accidents pouvant être à l'origine d'une pollution, celle à tenir pour réparer en particulier les conséquences d'un épanchement de produits polluants et s'assure, autant que nécessaire que cette consigne soit connue de son personnel et effectivement respectée.

Dans l'éventualité d'une contamination des terres par des hydrocarbures, les contaminants seront fixés par des produits absorbants, évacués puis traités par un organisme agréé. Chaque engin sera équipé d'un kit antipollution, régulièrement entretenu et vérifié, constitué d'une couverture étanche, de feuilles absorbantes, de boudins et de sacs de récupération afin de pouvoir procéder rapidement à la limitation de la propagation d'hydrocarbures éventuellement déversés.

Les déchets générés lors du chantier et susceptibles de polluer les eaux (huiles usagées, filtres à huile, filtres à gazole, cartouches de graissage, batteries, etc.) seront collectés et évacués régulièrement par les circuits légaux adéquats à des fins de recyclage, de destruction ou d'enfouissement technique. Les huiles usagées produites lors de l'entretien seront collectées régulièrement par un récupérateur agréé.

Afin de réduire le risque de création de dépôts sauvages, le site sera interdit au public pendant toute la durée des travaux. Cette interdiction sera matérialisée par des panneaux et des clôtures efficaces. Les voies d'accès seront fermées par des barrières en dehors des horaires d'ouverture de la carrière.

Enfin, les piézomètres créent par Eqiom au droit du projet, permettront de prolonger le suivi des niveaux de nappe (relevés mensuel) et de sa qualité (relevés bi annuel : en période de basses eaux et en période de hautes eaux) sur la durée totale de l'exploitation.

10.2 EN PHASE AMENAGEE

10.2.1 Aspect hydraulique

Aucune mesure compensatoire. Le projet de réaménagement intègre toutes les préconisations liées au bon fonctionnement hydraulique du site.

10.2.2 Aspect hydrogéologique

Le colmatage des berges est préconisé dans les deux plans d'eau. Ce colmatage entraîne une diminution de la baisse piézométrique en amont et une augmentation du niveau d'eau en aval.

11 CONCLUSION

11.1 LE PROJET

La société Eqiom exploite une carrière de sables et graviers sur la plaine alluviale de la Loire, sur la commune de Chevenon (département de la Nièvre), au lieu-dit « Les Rondes » (dernier AP 23/03/2006).

Elle souhaite étendre son autorisation d'exploiter sur des terrains situés au sud-est de la carrière actuelle, en zone inondable par la Loire en cas de crue forte, classée dans le Plan de Prévention des Risques d'Inondation de la commune de Chevenon en aléa fort (PPRI approuvé par arrêté préfectoral le 5 mars 2003).

La nouvelle carrière sera localisée sur une zone dont la superficie est d'environ 116 hectares.

L'ensemble du périmètre d'autorisation (surfaces de renouvellement et d'extension) de la carrière de Chevenon se situe en dehors de l'espace de divagation de la Loire.

Tout projet situé en dehors de cette bande est assuré, pour une échelle de temps relativement longue (largement au-delà du siècle), de ne pas interférer avec les processus géomorphologiques de la Loire.

L'exploitation sera réalisée en eau avec une drague flottante électrique donc sans rabattement de nappe.

Le projet de réaménagement retenu est issu de plusieurs échanges entre Eqiom, les services de l'état, d'autres organismes (Conseil supérieur de la pêche, ...) et hydratec.

Le plan du projet de réaménagement consiste en la création de deux plans d'eau et d'un chenal reliant la Loire et le plan d'eau amont. L'implantation des 2 plans d'eau dans le sens de la vallée rejoint les prescriptions du Schéma Départemental des Carrières 58 qui proscrit la coupure totale d'une demie vallée (entre le cours principal et la bordure de la plaine alluviale).

Parallèlement, des ouvrages hydrauliques sont prévus pour organiser le pré-remplissage des plans d'eau avant l'arrivée de la partie débordante de la crue. Il s'agit de 3 déversoirs.

Des remblais issus des boues de décantation seront ramenés sur le site d'extraction de Chevenon et serviront au réaménagement des berges des plans d'eau. Afin de limiter les risques d'érosion des bordures des plans d'eau en cas de crue forte de la Loire, des pentes douces seront aménagées entre le périmètre d'autorisation et le périmètre d'extraction. Cela assure une réduction des risques d'érosion tout au long de la phase d'exploitation, tout comme en phase réaménagée.

Ce projet de réaménagement est en conformité avec les prescriptions du SDAGE et du PPRI.

Le projet ne se cumule à aucun autre projet.

11.2 LES IMPACTS DU PROJET

La définition des impacts du projet se base sur deux modélisations :

- une modélisation hydraulique des écoulements de la Loire en crue à l'aide du logiciel HydraRiv développé et commercialisé par hydratec,
- une modélisation hydrogéologique des écoulements souterrains à l'aide du logiciel Visual Modflow de Schlumberger.

Sur le plan hydraulique :

- *Impacts sur les niveaux d'eau*

Le projet n'induit pas de rehaussement significatif des lignes d'eau (supérieur à 1cm) pour l'ensemble des crues étudiées (de période de retour de 50ans à 500ans).

Par ailleurs, le réaménagement induit un abaissement de la ligne d'eau de l'ordre de 7cm pour les différentes crues testées (de 5,6cm pour la crue de période de retour 500ans à 7,6 pour les crues de faible période de retour).

Cet abaissement de la ligne d'eau est le plus significatif au droit du projet mais il se propage en se réduisant vers l'amont sur environ 2,5km.

En phase réaménagée, les plans d'eau constituent une zone de stockage en crue et ont donc un impact légèrement positif sur les écoulements.

- *Impacts sur les débits*

Le projet d'aménagement n'a pas d'impact sur les débits totaux écoulés et une incidence négligeable sur la répartition lit mineur / lit majeur des débits maximums.

Sur le plan hydrogéologique :

- *En phase exploitation*

En terme quantitatif, l'absence d'un rabattement partiel et temporaire de la nappe alluviale évite un potentiel impact piézométrique.

En terme qualitatif, des mesures de précaution habituellement prises par l'exploitant seront appliquées afin de minimiser le risque d'impact sur la nappe. La modélisation hydrodispersive a montré que le rayon du panache de pollution d'hydrocarbure est contraint à 700 m et ne s'étend que très peu à l'extérieur des limites du projet. LA dynamique lente du processus mise en évidence par le calcul théorique laissera le temps à l'exploitant de concevoir et mettre en œuvre des processus curatifs en relation avec la nature réelle de l'éventuel accident.

Deux campagnes annuelles d'analyses d'eau seront effectuées sur l'ensemble des piézomètres du projet.

- *En phase aménagée*

En terme quantitatif, le colmatage des deux plans d'eau (par le fond et les côtés) entrainera un creusement local de la nappe en amont et un rehaussement en aval d'un ordre de grandeur décimétrique.

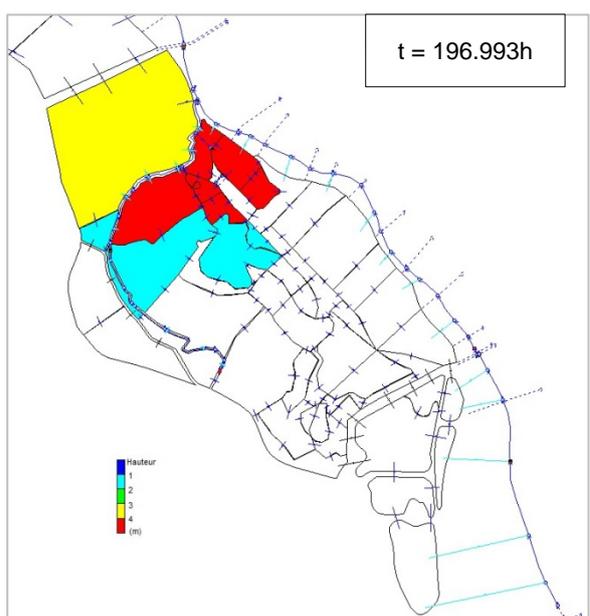
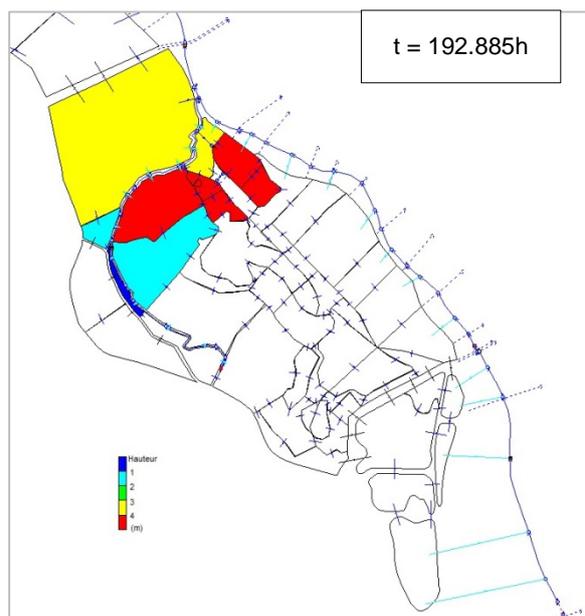
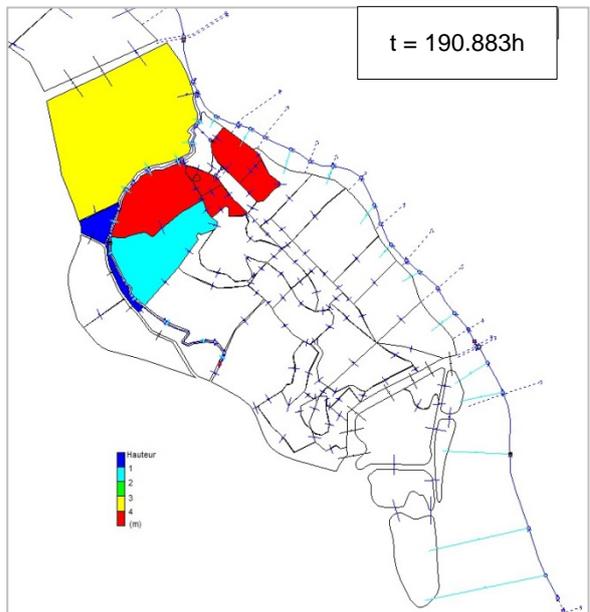
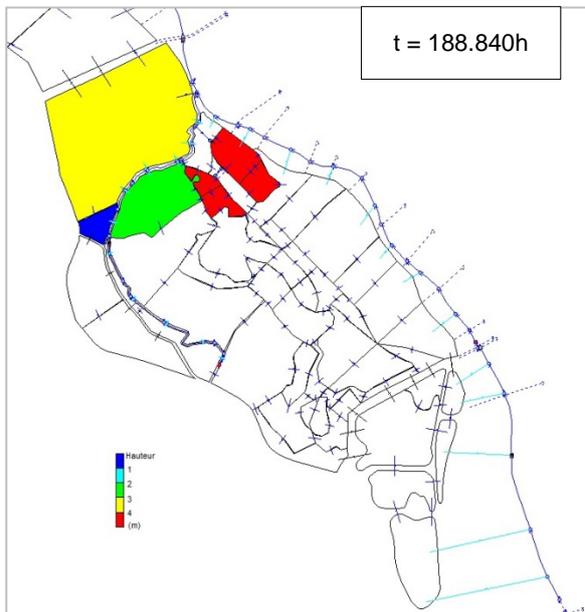
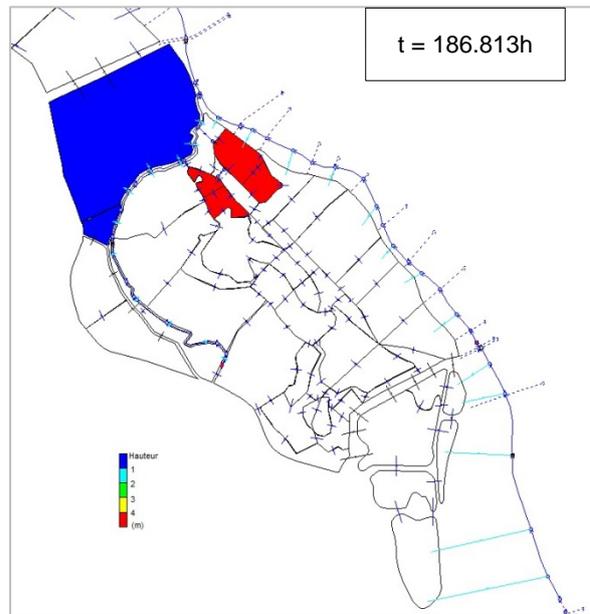
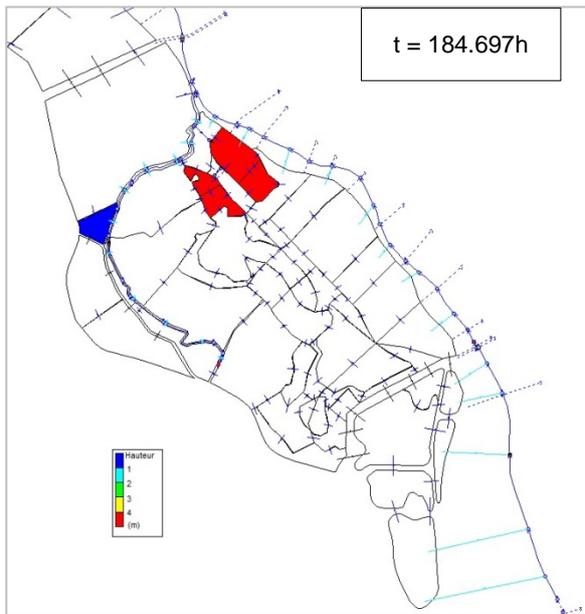
Cet impact est minimisé par un compactage des berges (scénario 1) plutôt que par une perméabilisation des berges (scenarion 2). De cette manière, les impacts sont les suivants :

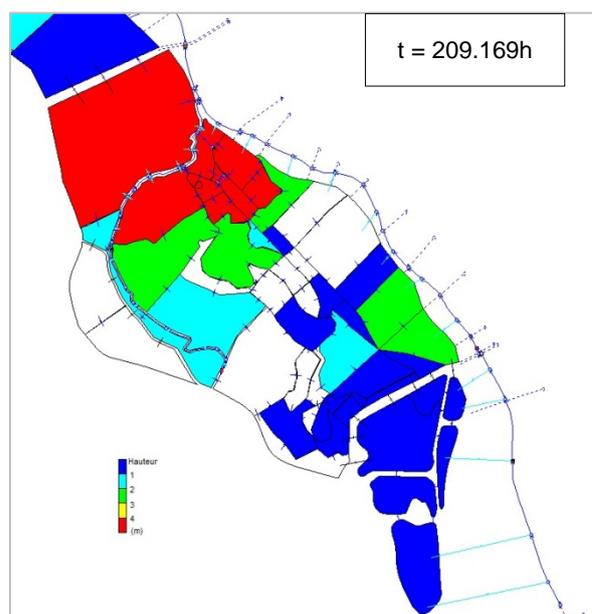
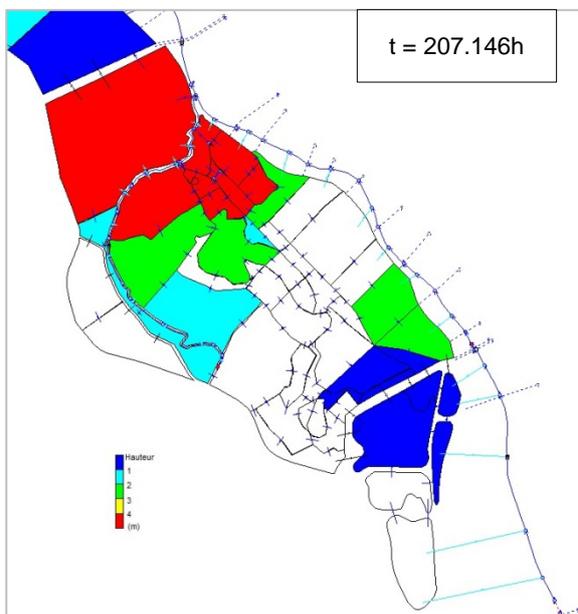
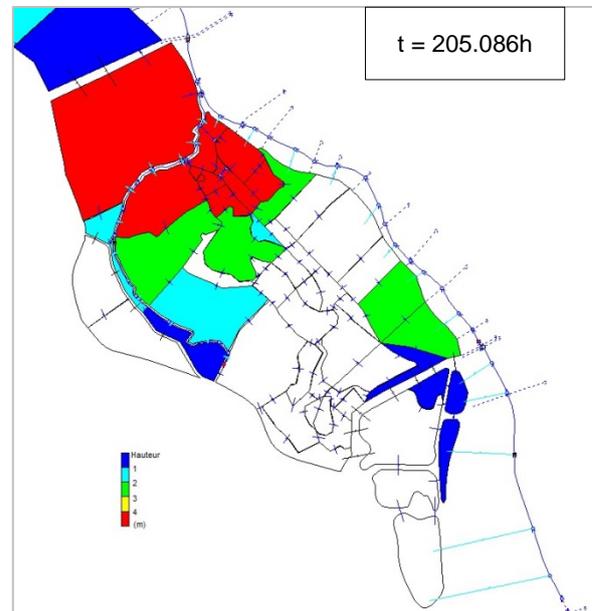
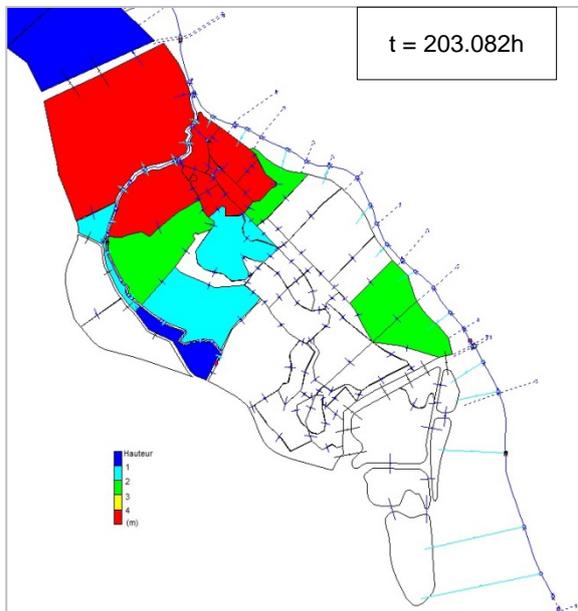
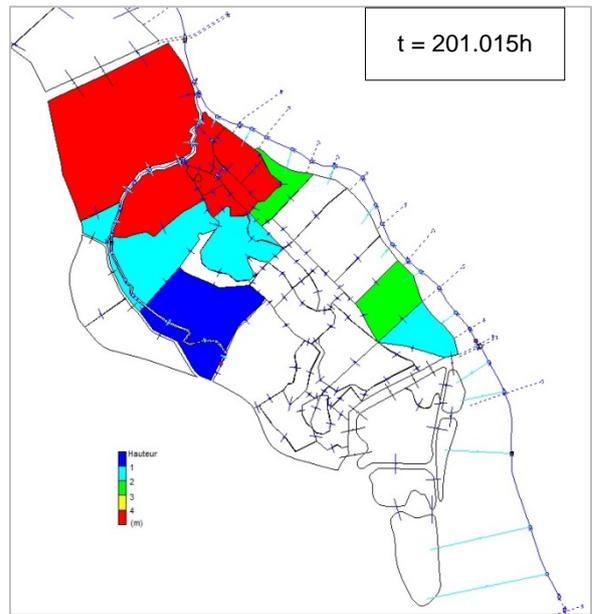
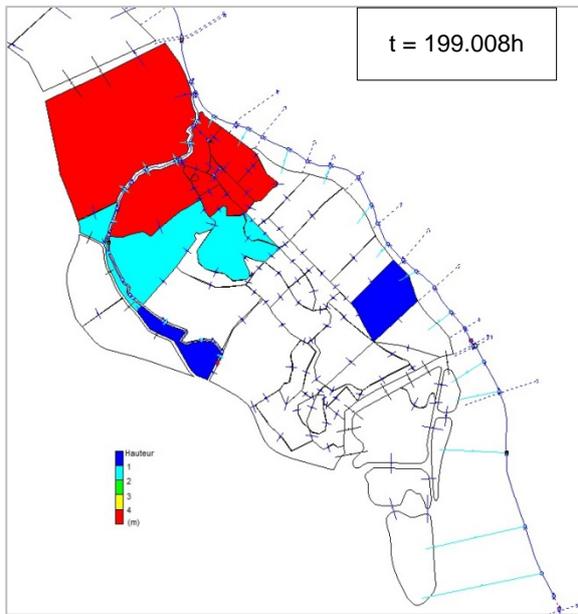
- au droit du plan d'eau **aval** la rehausse piézométrique aval maximale est de 45 cm tandis que la baisse piézométrique maximale amont est de 30 cm ;
- au droit du plan d'eau **amont** la baisse piézométrique amont maximale est de - 35 cm tandis que la rehausse piézométrique maximale avale est de + 15 cm.
- ✓ La rehausse n'entraîne pas de remontée de nappe puisque la nappe reste en-deçà du terrain naturel (entre - 0.55 et - 3.25 m/TN).
- ✓ Les impacts piézométriques sont jugés peu significatifs sur les puits des irrigants présents à proximité du site.
- ✓ Un suivi régulier des piézomètres du projet sera effectué

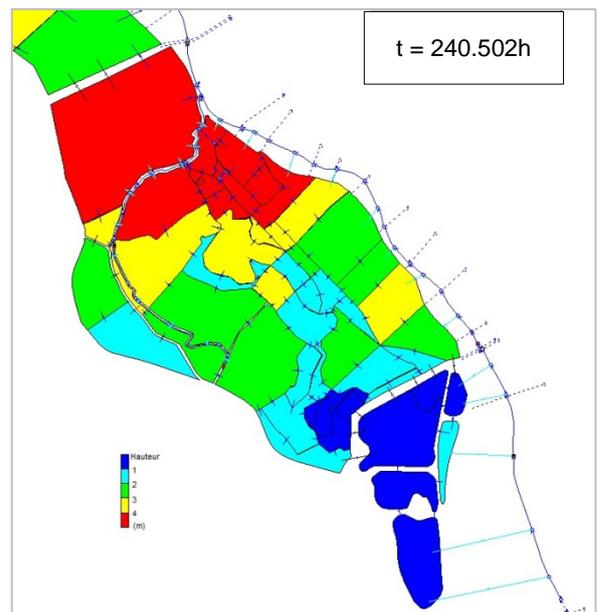
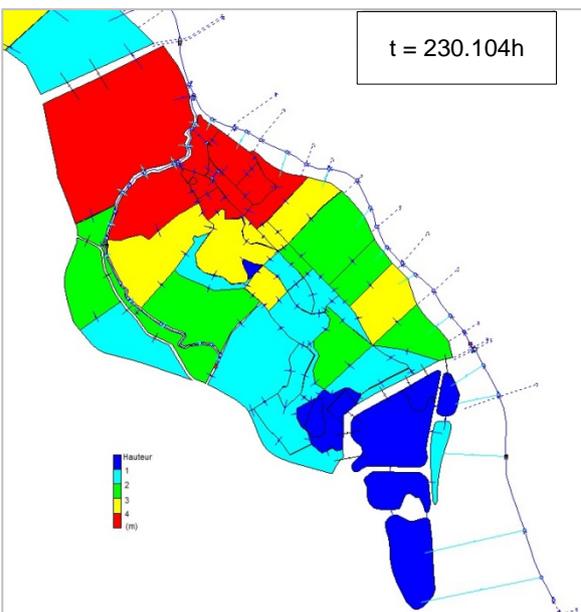
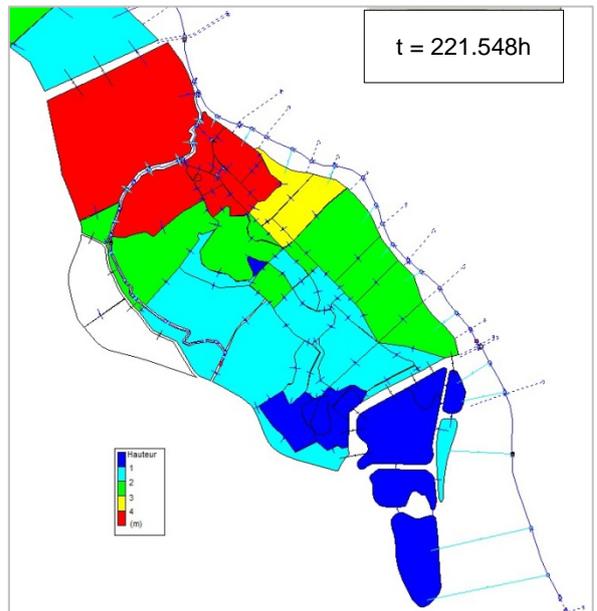
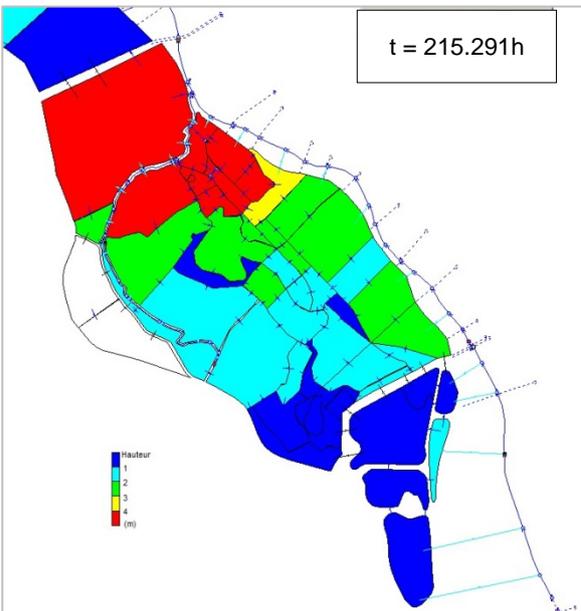
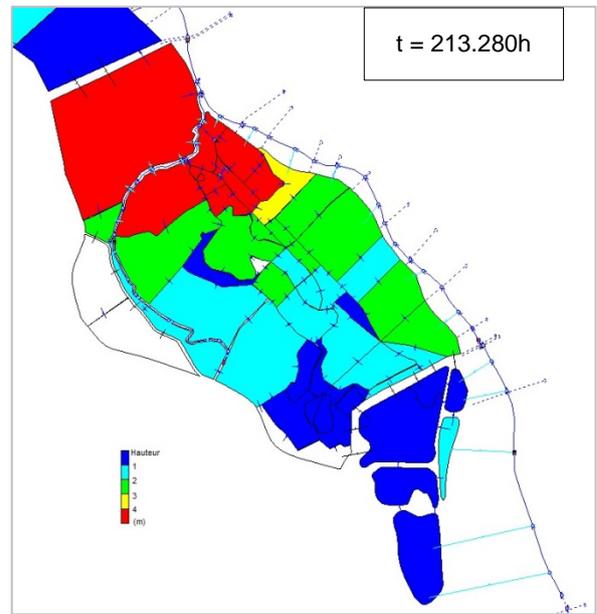
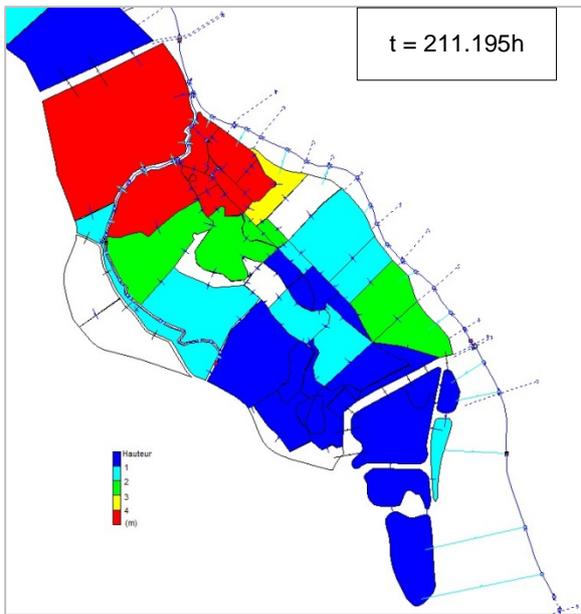
ANNEXES

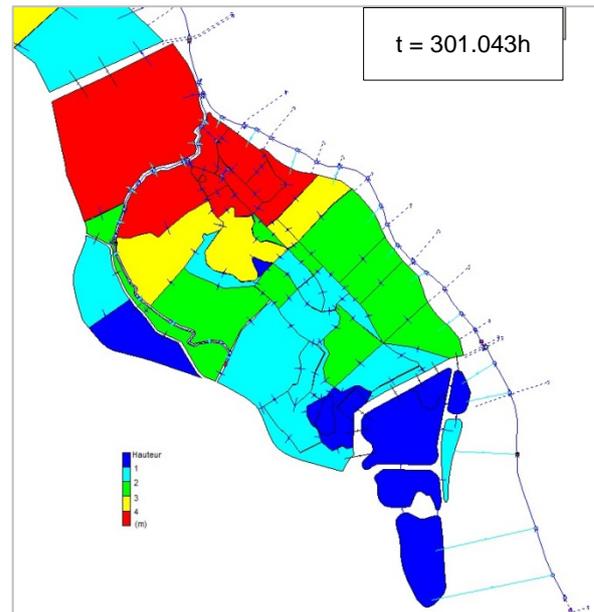
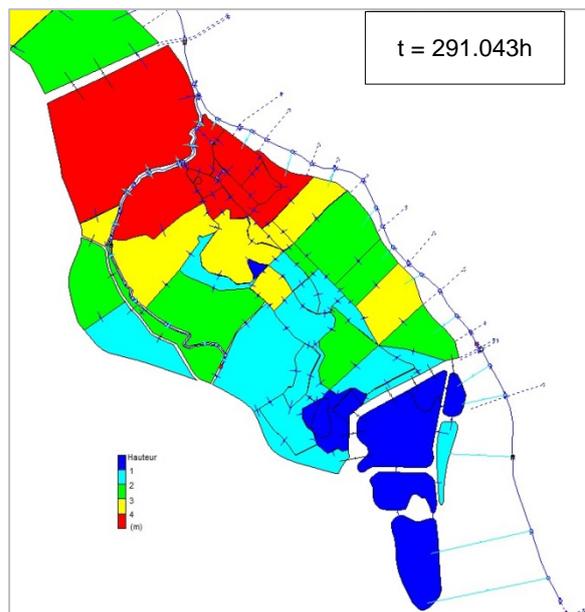
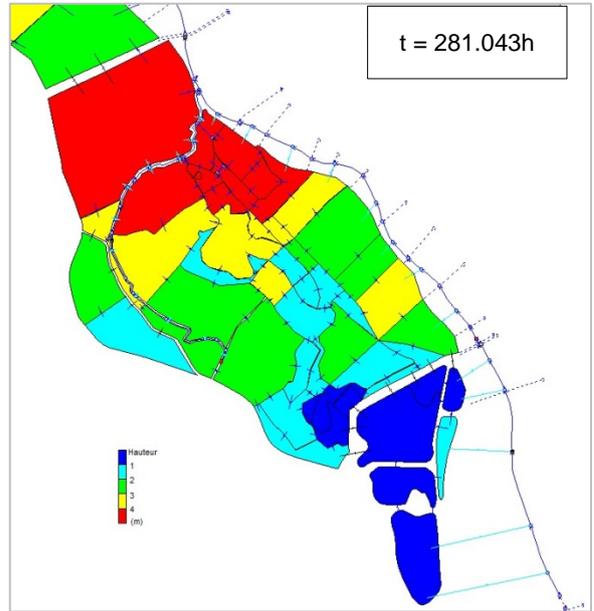
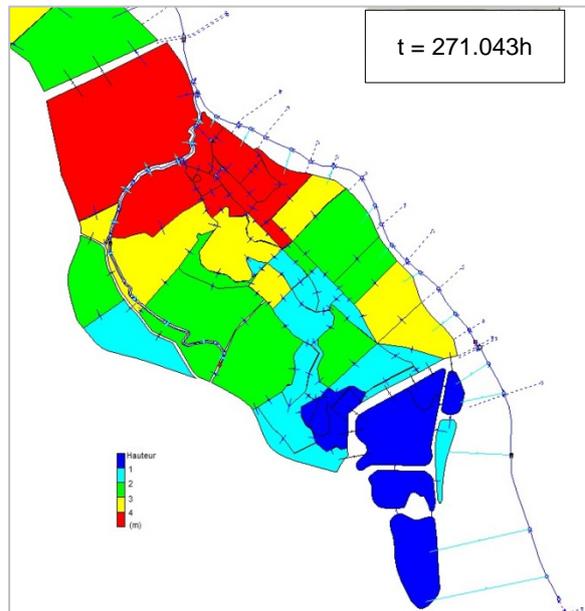
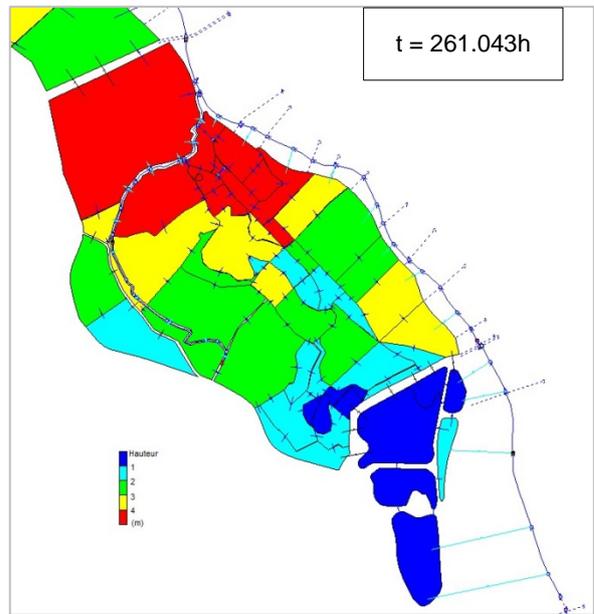
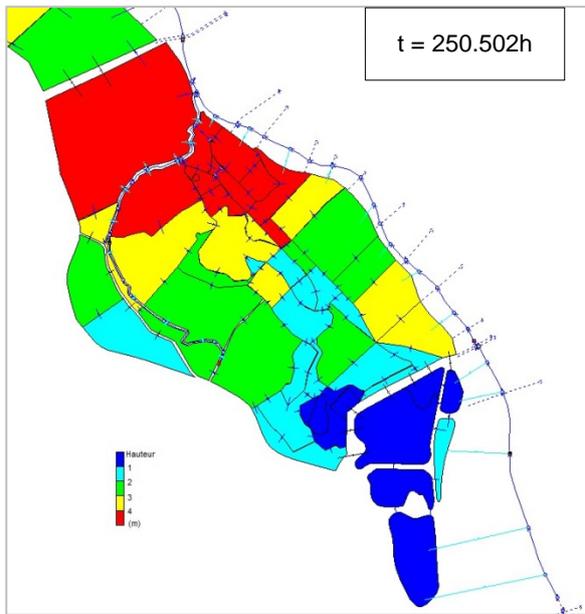
ANNEXE 1

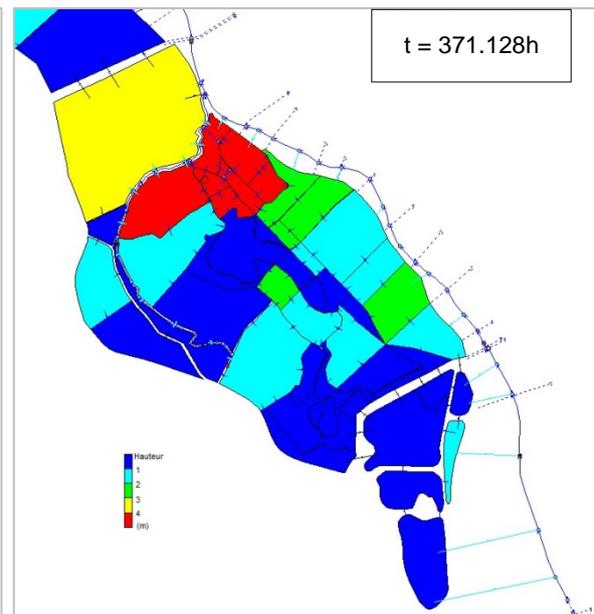
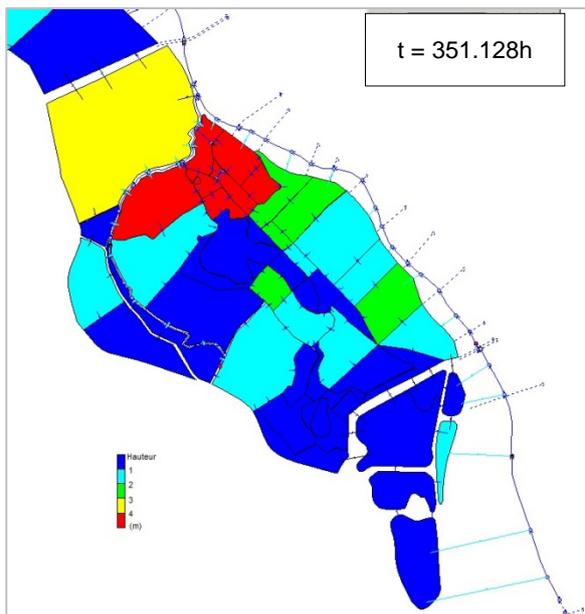
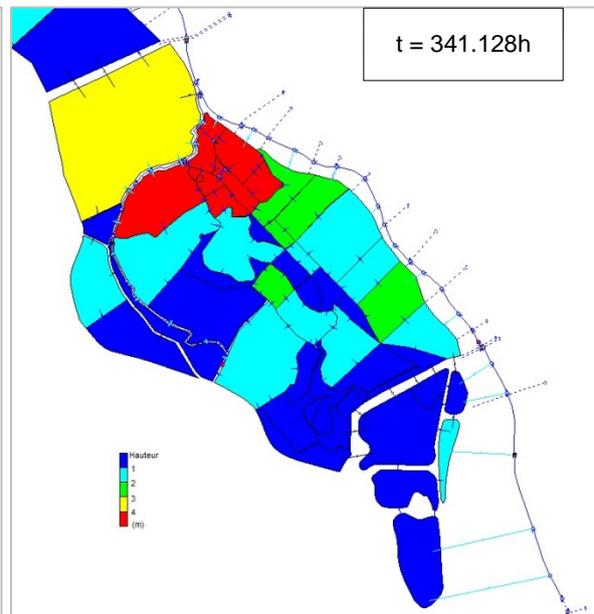
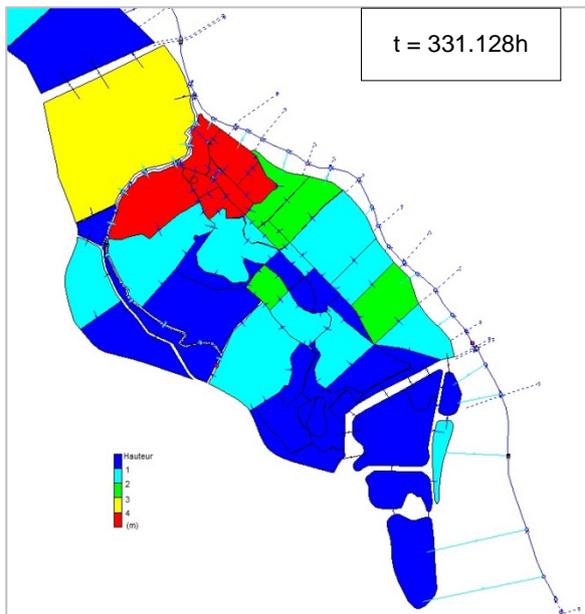
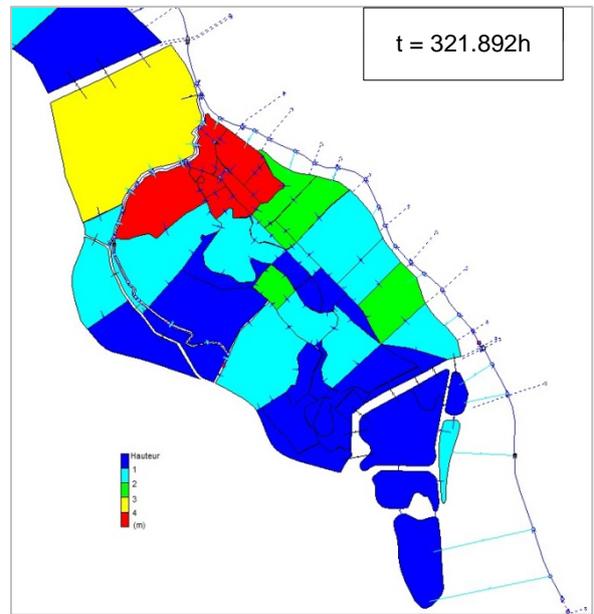
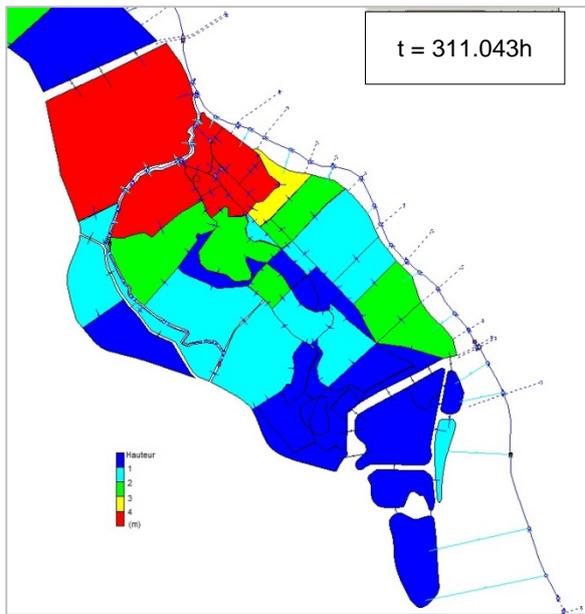
DEROULEMENT DE LA CRUE DE DECEMBRE 2003 – ETAT ACTUEL











ANNEXE 2

PLANS DE PHASAGE DE L'EXPLOITATION

11/01/2017

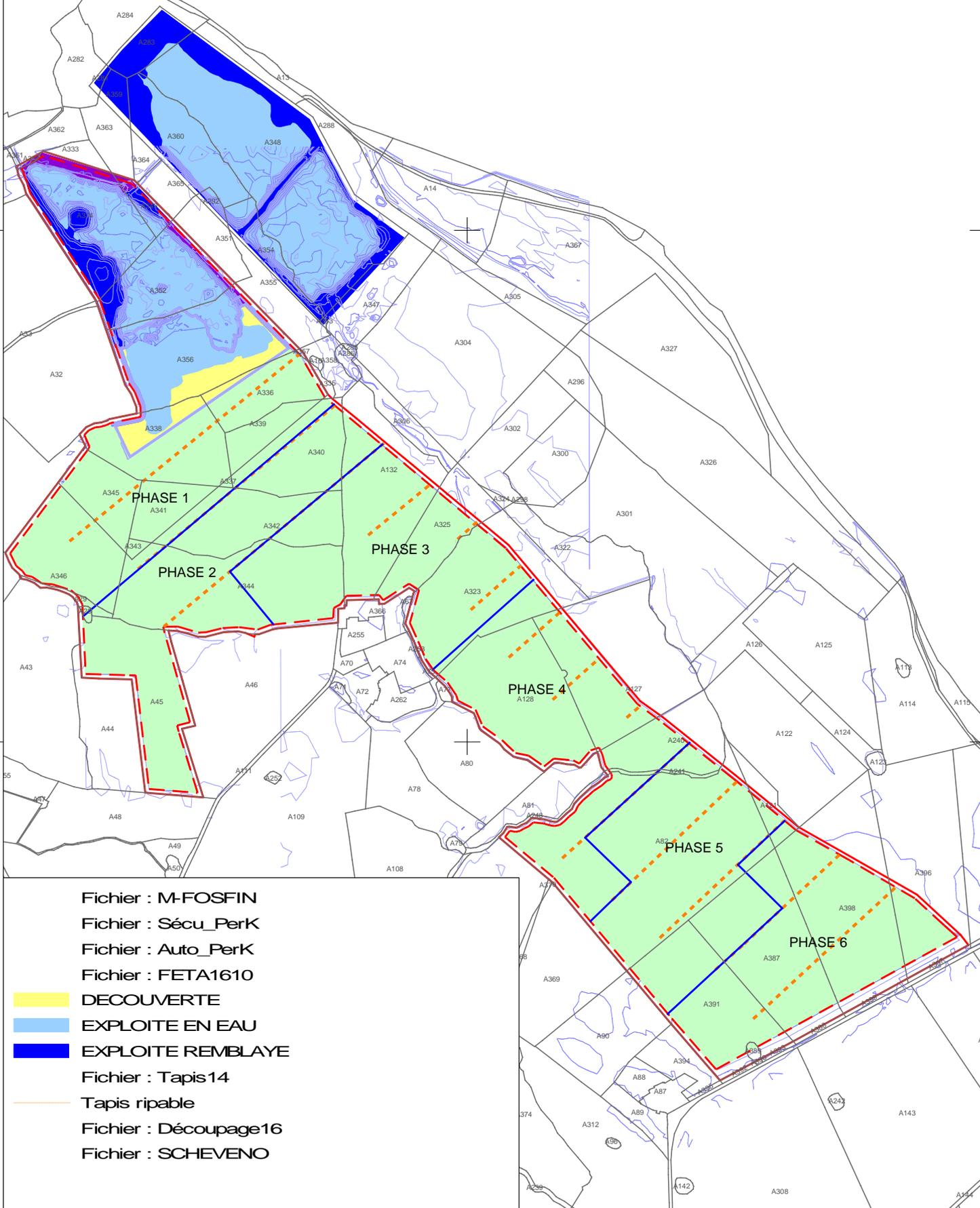


Echelle=1/12700

CHEVENON-LES-RONDES.

Plan d'exploitation

Phasage quinquenal



Fichier : M-FOSFIN

Fichier : Sécu_PerK

Fichier : Auto_PerK

Fichier : FETA1610

DECOUVERTE

EXPLOITE EN EAU

EXPLOITE REMBLAYE

Fichier : Tapis 14

Tapis ripable

Fichier : Découpage16

Fichier : SCHEVENO

ANNEXE 3

COUPES DU PROJET

11/01/2017



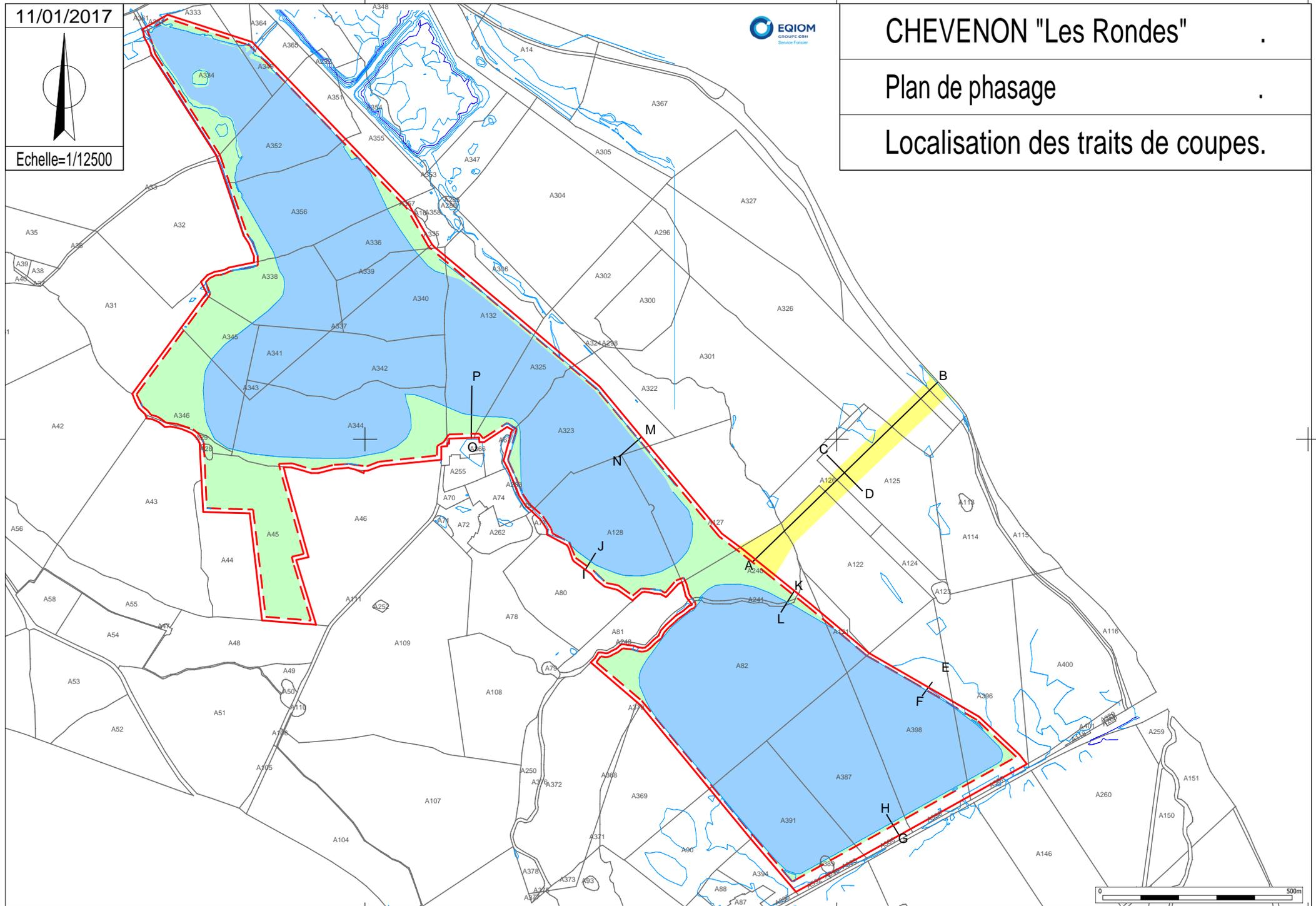
Echelle=1/12500



CHEVENON "Les Rondes"

Plan de phasage

Localisation des traits de coupes.

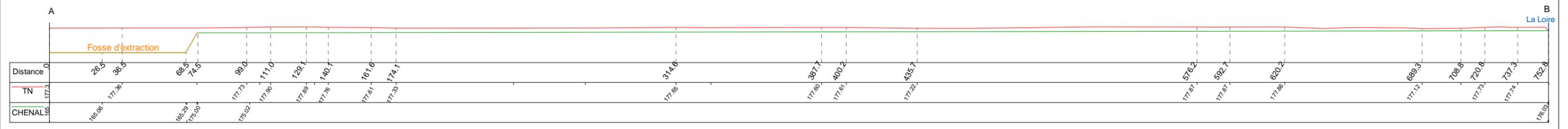


CHEVENON "Les Rondes" .

Projet de plan d'exploitation .

Coupe longitudinale du chenal A-B.

Coupe AB (NE-SW)
Pt Gauche : Est-Ouest = 668492.06 Nord-Sud = 215857.61
Pt Droit : Est-Ouest = 669017.04 Nord-Sud = 216397.15
Echelle horizontale : 1/ 1000.
Echelle verticale : 1/ 1000.



CHEVENON "Les Rondes" .

Projet de plan d'exploitation .

Coupe transversale du chenal C-D.

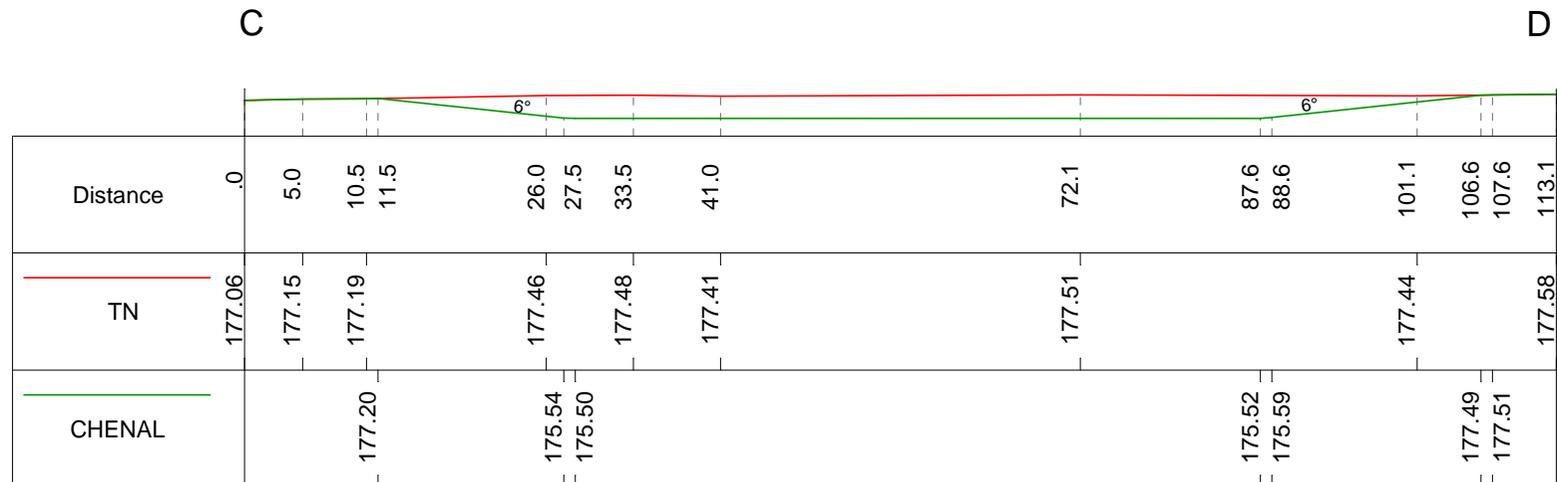
Coupe CD (NW-SE)

Pt Gauche : Est-Ouest = 668737.98 Nord-Sud = 216195.66

Pt Droit : Est-Ouest = 668817.33 Nord-Sud = 216115.09

Echelle horizontale : 1/ 1000.

Echelle verticale : 1/ 1000.



CORALIS-UMNT / 18-01-15

17/01/2015



Echelle=1/40

CHEVENON "Les Rondes" .

Projet de plan d'exploitation .

Coupe de la berge d'extraction E-F.

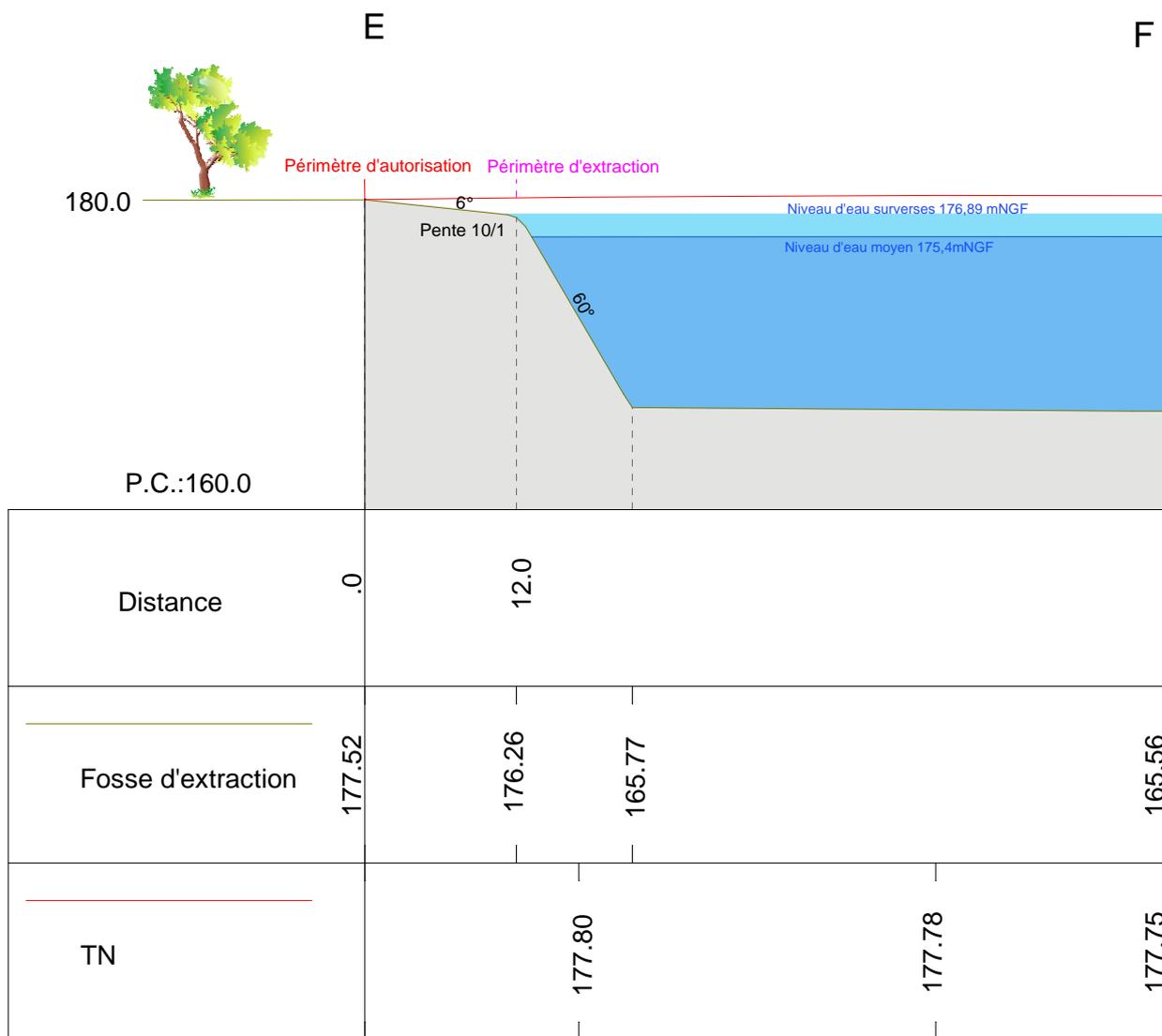
Coupe de la berge d'extraction E-F

Echelle horizontale : 1/ 1000.

Echelle verticale : 1/ 1000.

Modele : C_P6REAM3

C_P0



17/01/2015



Echelle=1/43

CHEVENON "Les Rondes" .

Projet de plan d'exploitation .

Coupe des berges d'extraction G-H.

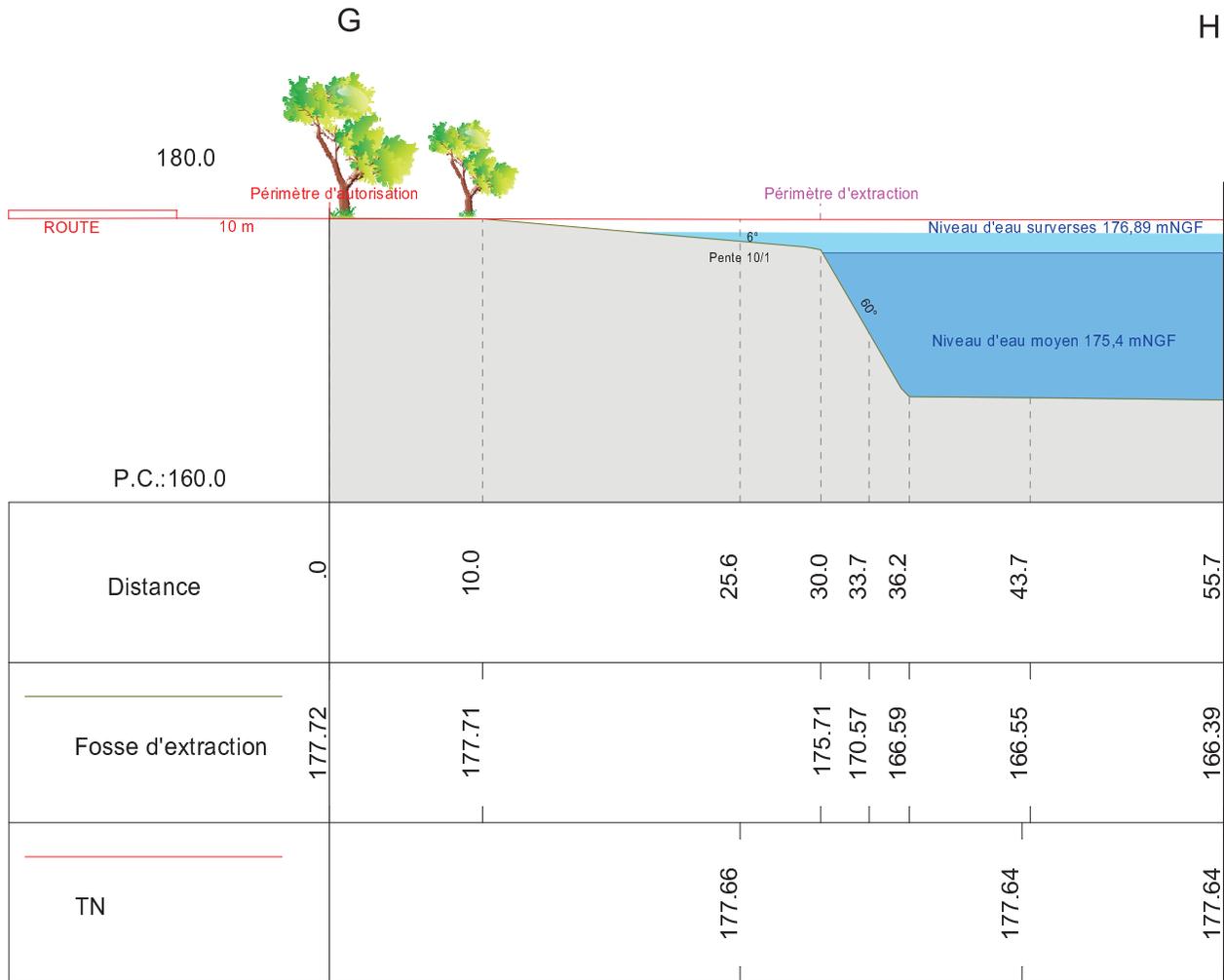
Coupe de la berge d'extraction (G-H)

Echelle horizontale : 1/ 1000.

Echelle verticale : 1/ 1000.

Modele : C_P6REAM3

C_P0



CORALIS-UMNT / 12-09-14

17/01/2015



Echelle=1/40

CHEVENON "Les Rondes"

Projet de plan d'exploitation

Coupe de la berge d'extraction I-J

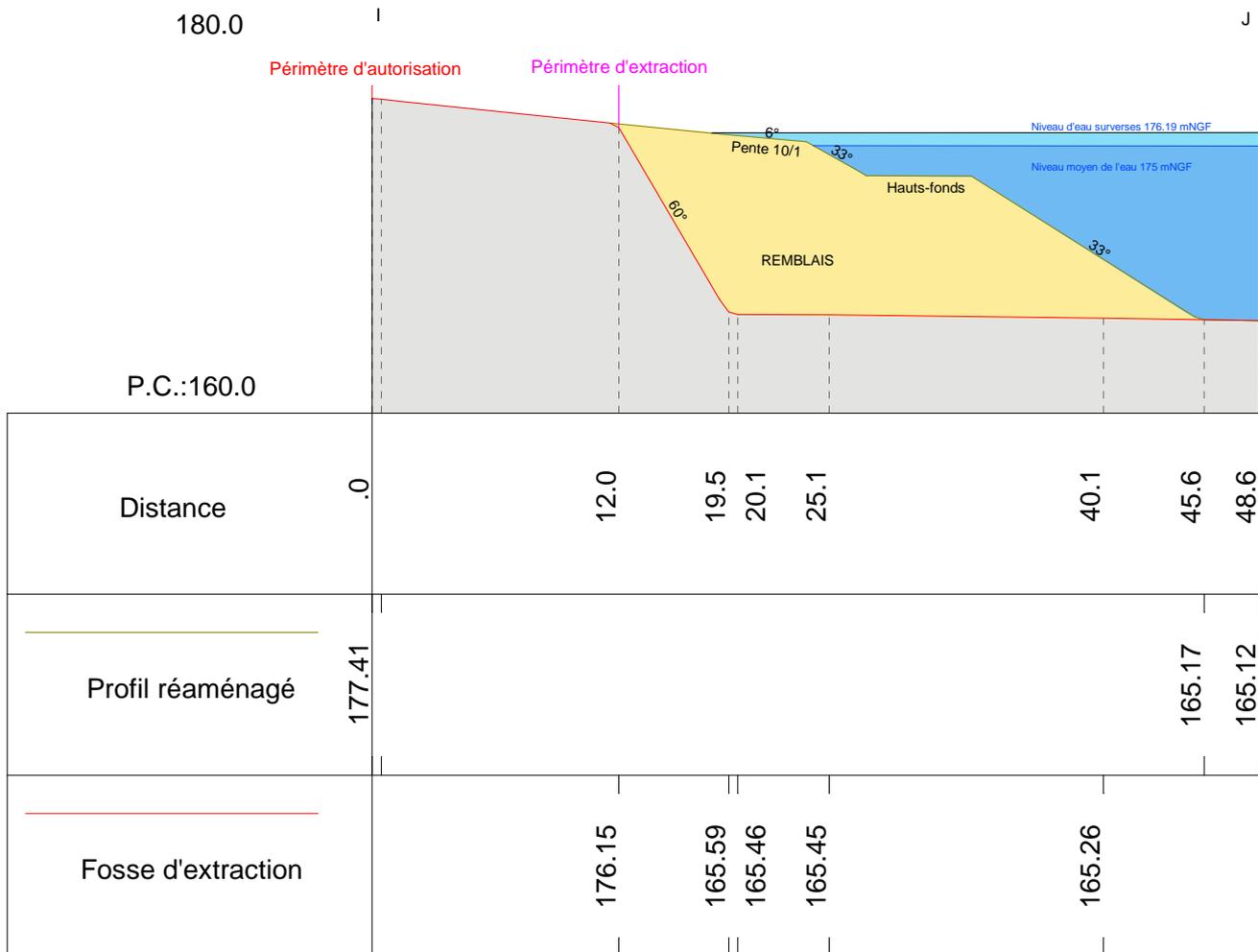
Coupe de la berge d'extraction (IJ)

Echelle horizontale : 1/ 1000.

Echelle verticale : 1/ 1000.

Modele : E_P6REAM4

C_P4gise2



17/01/2015



Echelle=1/50

CHEVENON "Les Rondes"

Projet de plan d'exploitation

Coupe de la berge d'extraction K-L.

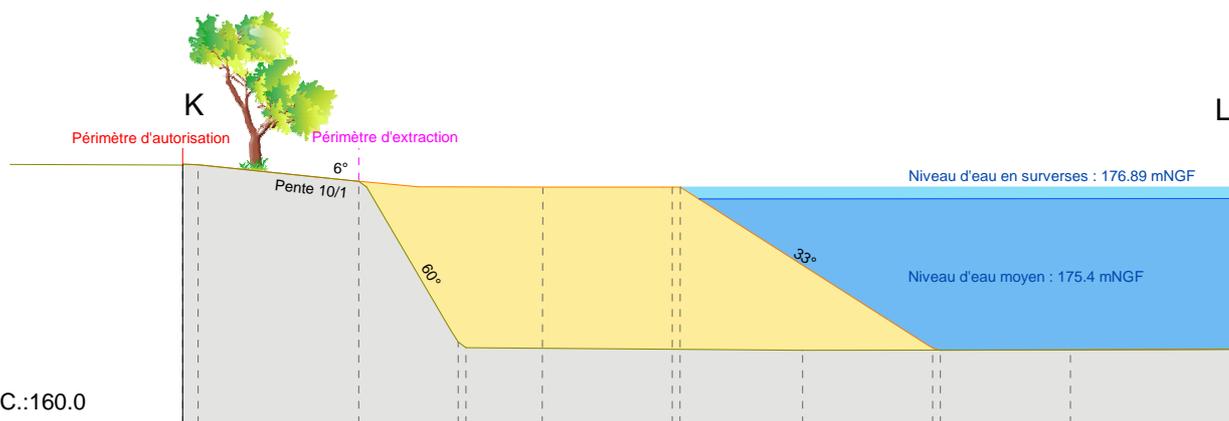
Coupe des berges (KL)

Echelle horizontale : 1/ 1000.

Echelle verticale : 1/ 1000.

Modele : F_P6REAM3

F_P4GISE4



Distance	0	12.0	18.1	18.6	23.7	32.2	32.7	40.8	49.3	49.8	58.4	69.4
Profil remblayé	178.20	176.94			176.89	176.89	176.89		165.04	164.89		164.96
Fosse d'extraction		176.94	165.43	165.05				164.89			164.91	

CORALIS-UMNT / 05-10-14

Coupe des berges (MN)

Echelle horizontale : 1/ 1000.

Echelle verticale : 1/ 1000.

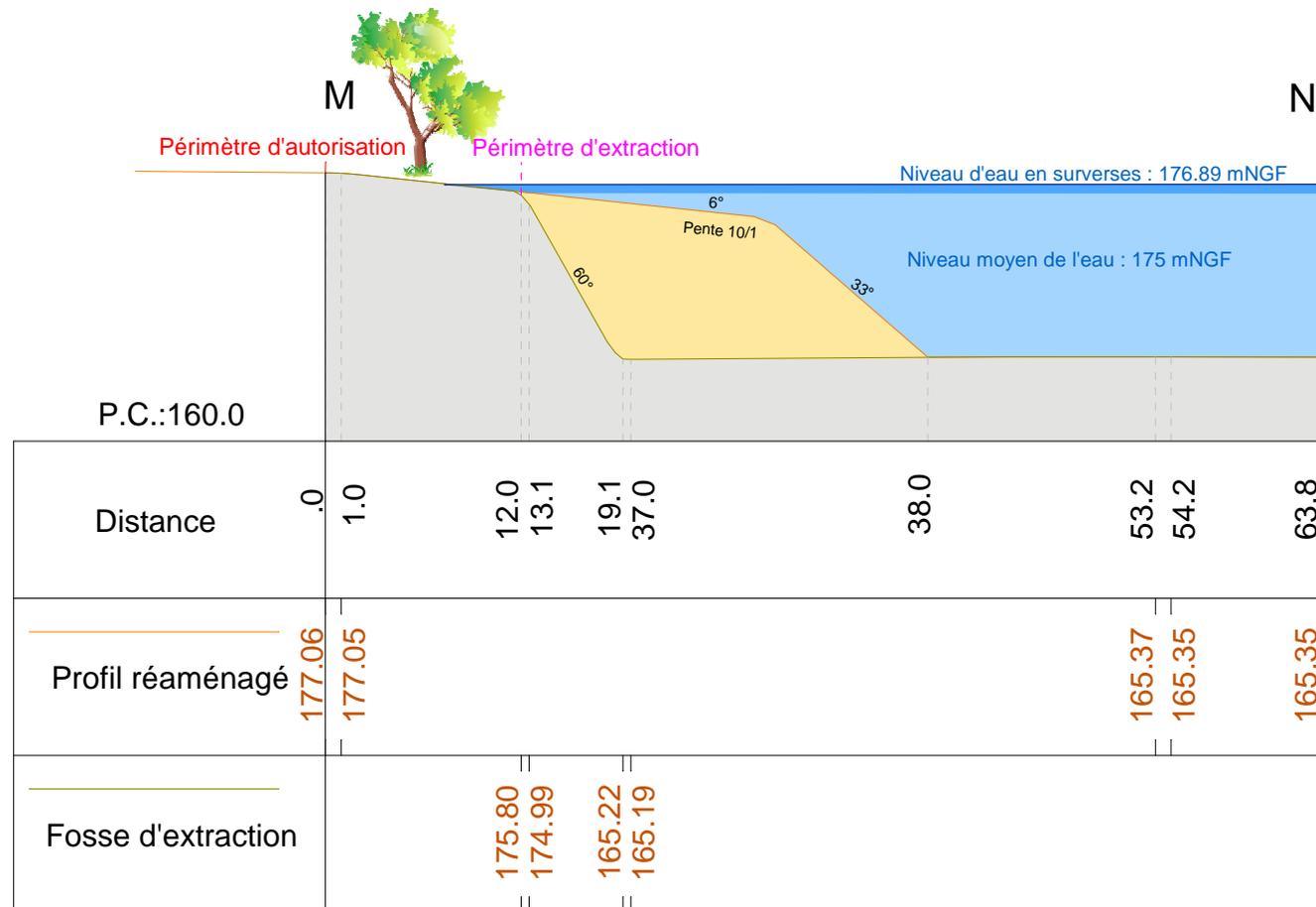
Modele : F_P6REAM3

F_P4GISE4

CHEVENON "Les Rondes"

Projet de plan d'exploitation

Coupe de la berge d'extraction M-N.



17/01/2017



Echelle=1/70

CHEVENON "Les Rondes"

Plan d'exploitation

Coupe de la berge d'extraction O-P.

Coupe de la berge d'extraction O-P

Pt Gauche : Est-Ouest = 667781.44 Nord-Sud = 216252.41

Pt Droit : Est-Ouest = 667782.88 Nord-Sud = 216389.64

Echelle horizontale : 1/ 1000.

Echelle verticale : 1/ 1000.

Modele : N_FOSFINC

N_PH6REAM4

O

P

180.0 Périmètre d'autorisation

Périmètre d'extraction

6°

Pente 10/1

80°

REMBLAIS

33°

Niveau d'eau surverses 176,19 mNGF

Niveau d'eau moyen 175 mNGF

P.C.:160.0

Distance	0	1.0	12.5	18.0	20.0	39.6	44.6	48.1	59.6	75.1	75.6	82.6	94.2	106.2	114.7	126.7	129.7	137.2
Fosse d'extraction	177.92	177.89	176.45	167.21	167.17		167.16	167.12		166.95		166.91		166.83		166.81		166.75
Profil réaménagé			177.19	177.19		177.11			177.07	167.11	166.98		166.93		166.89		166.81	

ANNEXE 4

FREQUENCE DE FONCTIONNEMENT DES DEVERSOIRS PROJETES

Fréquence de fonctionnement des déversoirs projetés :

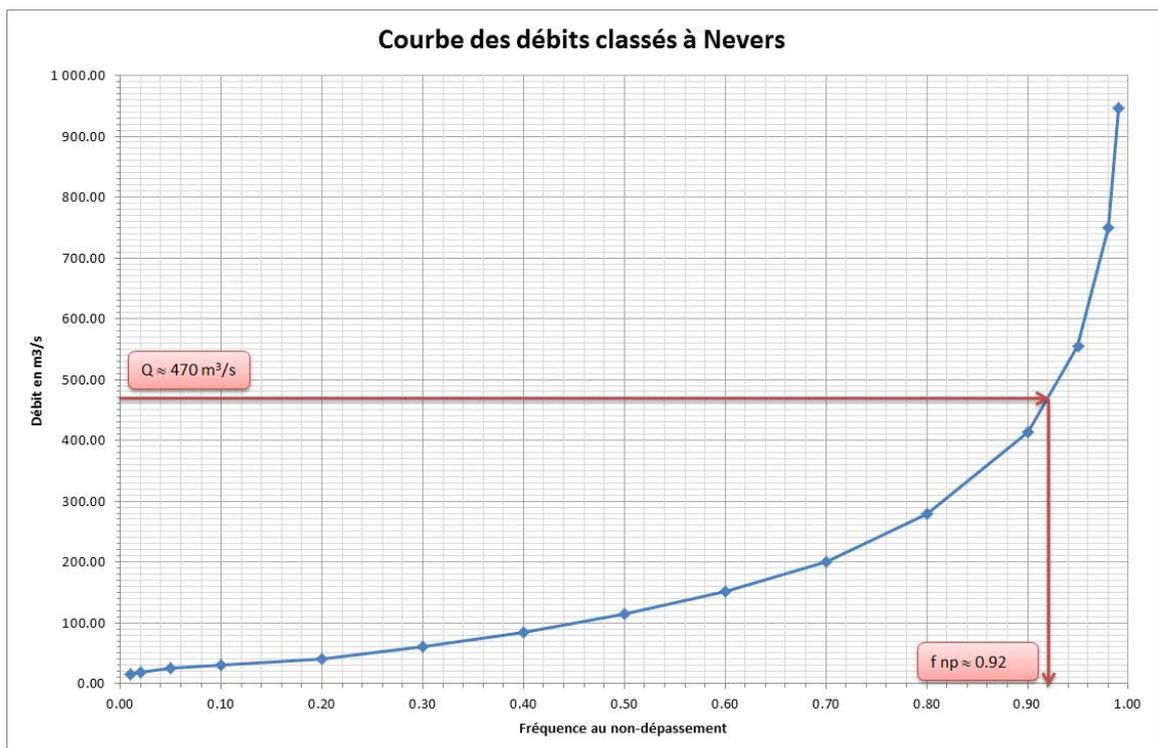
Le dimensionnement des déversoirs 1 et 3 réside dans un compromis entre :

- une cote seuil basse afin d’amorcer assez tôt le remplissage des gravières et permettre d’avoir une durée suffisante de remplissage avant les premières surverses,
- et une cote de seuil haute afin que le déversoir ne fonctionne pas de manière trop répétée et/ou pour des augmentations de niveaux en Loire n’induisant pas de crues débordantes.

Dans le projet d’aménagement présenté, la cote du déversoir 1 est fixée à 175mNGF et celle du déversoir 3 à 176mNGF. Ce dimensionnement permet leur mise en fonctionnement simultanément à $t_{\text{simulation}} = 183\text{h}$.

A cet instant le débit en Loire est d’environ $470\text{m}^3/\text{s}$.

D’après la courbe des débits classés à Nevers, présentée sur la figure suivante, ce débit a une probabilité de non dépassement de 0,92. C’est-à-dire que la probabilité que ce débit soit dépassé, et donc que les déversoirs fonctionnent, est de 0,08. Cela correspond à environ 29 jours par an.



ANNEXE 5

ANALYSE DES SOLLICITATIONS DES BORDURES DES PLANS D'EAU

Les caractéristiques des talus bordant les plans d'eau projetés, prises en compte dans la modélisation, sont présentées ci-après :

	Identifiant des différents tronçons de talus	Cote moyenne talus (mNGF)	Longueur talus (m)	Débit minimum sur le tronçon (sens terrain vers plan d'eau) – crue de déc. 2003 (m ³ /s)	Débit maximum sur le tronçon (sens terrain vers plan d'eau) – crue de déc. 2003 (m ³ /s)	Fonctionnement
2eme plan d'eau	HOL59-HOL57	177.40	580	0	130	surverse dans le plan d'eau
	HOL63-HOL60	177.97	410	0	50	surverse dans le plan d'eau
	HOL62-HOL63	177.84	520	0	127	surverse dans le plan d'eau
	HOL61-HOL63	178.01	280	0	10	surverse dans le plan d'eau
	HOL58-HOL59	177.61	430	-45	0	débordement plan d'eau
	HOL55-HOL59	177.00	350	-193	2	débordement plan d'eau
	HOL56-HOL59	177.20	70	-27	0	débordement plan d'eau
1er plan d'eau	HOL54-HOL56	176.99	380	0	118	surverse dans le plan d'eau
	HOL49-HOL53	176.97	340	0	104	surverse dans le plan d'eau
	HOL51-HOL47	176.85	21	0	4	surverse dans le plan d'eau
	HOL46-HOL47	176.75	280	0	77	surverse dans le plan d'eau
	HOL33-HOL46	176.76	170	0	24	surverse dans le plan d'eau
	HOL4-HOL13	176.20	370	-23	13	débordement plan d'eau
	HOL3-HOL13	175.40	170	-16	28	débordement plan d'eau
	HOL3-HOL12	174.30	220	-216	0	débordement plan d'eau
	HOL3-HOL11	176.00	560	-227	0	débordement plan d'eau
	HOL4-HOL11	176.62	40	-9	0	débordement plan d'eau
	HOL4-HOL39	176.44	190	-37	0	débordement plan d'eau
	HOL39-HOL51	176.66	160	-32	0	débordement plan d'eau
	HOL48-HOL51	176.87	910	-68	0	débordement plan d'eau
	HOL51-HOL50	176.92	410	0	13	surverse dans le plan d'eau
	HOL52-HOL49	177.07	350	0	43	surverse dans le plan d'eau
HOL55-HOL54	177.19	330	0	103	surverse dans le plan d'eau	

Les tronçons sollicités à étudier plus finement sont ceux soumis à des surverses, soit :

Identifiant des différents tronçons de talus	
2eme plan d'eau	HOL59-HOL57
	HOL63-HOL60
	HOL62-HOL63
	HOL61-HOL63
1er plan d'eau	HOL54-HOL56
	HOL49-HOL53
	HOL51-HOL47
	HOL46-HOL47
	HOL33-HOL46
	HOL51-HOL50
	HOL52-HOL49
	HOL55-HOL54

Les tableaux en page suivante présentent pour chaque tronçon et pour différentes pentes de talus :

- la hauteur d'eau minimale sur le talus (h_{mini}),
- la vitesse maximale d'écoulement sur le talus (V_{max}),
- le diamètre des enrochements (si nécessaires) estimé par la formule d'Isbach complétée par un coefficient de stabilité et un coefficient de sécurité (d enrochement),
- ainsi que le débit linéaire sur chacun des tronçons et la durée de la surverse pour la crue de décembre 2003.

Afin d'éviter la mise en place d'enrochement, les talus sollicités devront présenter une pente douce de 10H/1V.

2ème plan d'eau (plan d'eau amont dans l'état futur)

HOL61-HOL63			
Débit linéaire sur ce tronçon de talus = 0.03 m ² /s			
Durée de la surverse sur le talus = 94 h			
i	hmini	Vmax	d enrochement
H/V	m	m/s	cm
10/1	0.03	0.97	pas nécessaire
5/1	0.03	1.19	pas nécessaire
3/1	0.02	1.39	pas nécessaire
5/2	0.02	1.47	pas nécessaire
2/1	0.02	1.57	pas nécessaire

HOL62-HOL63			
Débit linéaire sur ce tronçon de talus = 0.24 m ² /s			
Durée de la surverse sur le talus = 173 h			
i	hmini	Vmax	d enrochement
H/V	m	m/s	cm
10/1	0.11	2.19	pas nécessaire
5/1	0.09	2.70	25
3/1	0.08	3.15	40
5/2	0.07	3.33	45
2/1	0.07	3.56	60

HOL63-HOL60			
Débit linéaire sur ce tronçon de talus = 0.12 m ² /s			
Durée de la surverse sur le talus = 104 h			
i	hmini	Vmax	d enrochement
H/V	m	m/s	cm
10/1	0.07	1.66	pas nécessaire
5/1	0.06	2.05	pas nécessaire
3/1	0.05	2.39	pas nécessaire
5/2	0.05	2.52	25
2/1	0.05	2.69	35

HOL59-HOL57			
Débit linéaire sur ce tronçon de talus = 0.22 m ² /s			
Durée de la surverse sur le talus = 104 h			
i	hmini	Vmax	d enrochement
H/V	m	m/s	cm
10/1	0.11	2.13	pas nécessaire
5/1	0.09	2.62	25
3/1	0.07	3.05	35
5/2	0.07	3.22	45
2/1	0.07	3.45	55

1er plan d'eau (plan d'eau aval dans l'état futur)

HOL55-HOL54			
Débit linéaire sur ce tronçon de talus = 0.31 m ² /s			
Durée de la surverse sur le talus = 100 h			
i	hmini	Vmax	d enrochement
H/V	m	m/s	cm
10/1	0.13	2.43	pas nécessaire
5/1	0.11	2.99	30
3/1	0.09	3.49	45
5/2	0.09	3.68	55
2/1	0.08	3.94	70

HOL51-HOL50			
Débit linéaire sur ce tronçon de talus = 0.03 m ² /s			
Durée de la surverse sur le talus = 280 h			
i	hmini	Vmax	d enrochement
H/V	m	m/s	cm
10/1	0.03	1.00	pas nécessaire
5/1	0.03	1.23	pas nécessaire
3/1	0.02	1.43	pas nécessaire
5/2	0.02	1.51	pas nécessaire
2/1	0.02	1.62	pas nécessaire

HOL52-HOL49			
Débit linéaire sur ce tronçon de talus = 0.12 m ² /s			
Durée de la surverse sur le talus = 109 h			
i	hmini	Vmax	d enrochement
H/V	m	m/s	cm
10/1	0.07	1.68	pas nécessaire
5/1	0.06	2.07	pas nécessaire
3/1	0.05	2.41	pas nécessaire
5/2	0.05	2.55	25
2/1	0.05	2.73	35

HOL54-HOL56			
Débit linéaire sur ce tronçon de talus = 0.31 m ² /s			
Durée de la surverse sur le talus = 96 h			
i	hmini	Vmax	d enrochement
H/V	m	m/s	cm
10/1	0.13	2.42	pas nécessaire
5/1	0.10	2.98	30
3/1	0.09	3.48	45
5/2	0.09	3.67	55
2/1	0.08	3.93	70

HOL49-HOL53			
Débit linéaire sur ce tronçon de talus = 0.3 m ² /s			
Durée de la surverse sur le talus = 94 h			
i	hmini	Vmax	d enrochement
H/V	m	m/s	cm
10/1	0.13	2.40	pas nécessaire
5/1	0.10	2.96	30
3/1	0.09	3.45	45
5/2	0.08	3.64	55
2/1	0.08	3.89	70

HOL51-HOL47			
Débit linéaire sur ce tronçon de talus = 0.2 m ² /s			
Durée de la surverse sur le talus = 92 h			
i	hmini	Vmax	d enrochement
H/V	m	m/s	cm
10/1	0.11	2.17	pas nécessaire
5/1	0.09	2.67	25
3/1	0.08	3.12	35
5/2	0.07	3.29	45
2/1	0.07	3.52	60

HOL46-HOL47			
Débit linéaire sur ce tronçon de talus = 0.27 m ² /s			
Durée de la surverse sur le talus = 94 h			
i	hmini	Vmax	d enrochement
H/V	m	m/s	cm
10/1	0.12	2.30	pas nécessaire
5/1	0.10	2.83	30
3/1	0.08	3.30	40
5/2	0.08	3.49	50
2/1	0.07	3.73	65

HOL33-HOL46			
Débit linéaire sur ce tronçon de talus = 0.14 m ² /s			
Durée de la surverse sur le talus = 92 h			
i	hmini	Vmax	d enrochement
H/V	m	m/s	cm
10/1	0.08	1.79	pas nécessaire
5/1	0.07	2.21	pas nécessaire
3/1	0.06	2.57	25
5/2	0.05	2.72	30
2/1	0.05	2.90	40

Les résultats sont présentés pour la crue de décembre 2003.