

MAÎTRE D'OUVRAGE



Yvelines
Le Département

DIRECTION GENERALE DES SERVICES

DIRECTION DES AFFAIRES JURIDIQUE ET DE LA COMMANDE PUBLIQUE

OPERATION :

ACHERES

Boucle de Chanteloup - Liaison routière RD 30 - RD 190
Construction de la liaison et du pont

MISSION HYD

ETUDE HYDRAULIQUE

Référence :

Emet. :	Mission :	Thème :	Type :	Ouvrage :	Numéro :	Indice :
ING	HYD	HYD	NT	ENS-	03500	H



STRATES
architecture ouvrages d'art



Fiche de révision

Indice	Date	Sommaire des modifications	Rédaction	Vérification	Approbation
A	27/06/2019	Première émission	J. FERRAGE	S. HUARD	F. LE CLEZIO
B	04/07/2019	Compléments	J. FERRAGE / A. TRIQUET / J. FERRI	S. HUARD	F. LE CLEZIO
C	10/07/2019	Compléments	J. FERRAGE / A. TRIQUET / J. FERRI	S. HUARD	F. LE CLEZIO
D	02/09/2019	Compléments	J. FERRAGE / A. TRIQUET / J. FERRI	S. HUARD	F. LE CLEZIO
E	30/04/2020	Seconde émission	J. FERRAGE / A. TRIQUET / J. FERRI	S. HUARD	F. LE CLEZIO
F	23/06/2020	Intégration des remarques du MOA	A. TRIQUET / J. FERRI	S. HUARD	F. LE CLEZIO
G	16/12/2020	Intégration des remarques DRIEE / DDT	J. BERTINOTTI	J. FERRI	E. KARIM
H	12/07/2021	Intégration des remarques DRIEE / DDT	J. FERRI	J. FERRI	E. KARIM

SOMMAIRE

CHAPITRE 1. Objet du document.....	7
CHAPITRE 2. Données Topographiques et bathymétriques	8
2.1. Données topographiques	8
2.2. Données bathymétriques	8
2.3. Données concernant le viaduc ferroviaire de Conflans	9
2.4. Données topographiques concernant le projet d'aménagement	9
CHAPITRE 3. Présentation du modèle hydraulique.....	10
3.1. Méthodologie générale	10
3.1.1. Emprise du modèle.....	10
3.1.2. Description du code de calcul utilisé	10
3.1.3. Précisions du modèle hydraulique	10
3.2. Construction du modèle	10
3.2.1. Vue d'ensemble du maillage	10
3.2.2. Représentation du lit mineur et des ouvrages.....	12
3.2.3. Représentation du lit majeur (champ d'expansion des crues)	13
3.2.4. Coefficients de rugosité	14
3.2.6. Conditions aux limites du modèle numérique.....	16
3.2.6.1. Condition amont du modèle hydraulique (apports en eau)	16
3.2.6.2. Condition aval du modèle hydraulique	16
3.3. Scénarios hydrologiques étudiés	17
CHAPITRE 4. Calage du modèle hydrodynamique.....	18
4.1. Méthodologie.....	18
4.2. Données permettant le calage du modèle hydraulique.....	18
4.3. Résultats du calage	19
4.4. Comparaison de l'emprise inondable vis-à-vis de la cartographie du TRI	22
4.5. Conclusion sur le calage.....	22
CHAPITRE 5. Résultats de la modélisation hydraulique à l'état de référence	24
5.1. Crue de référence centennale de type 1910.....	24
5.2. Crue cinquantiennale de type 1955	25
5.3. Crue décennale de type 2001	26
5.4. Crue quinquennale	27
5.5. Crue biennale	28
CHAPITRE 6. Incidence du projet en phase travaux	30
6.1. Méthodologie.....	30
6.1.1. Composantes du projet	30
6.1.2. Bilan des déblais/remblais dans la zone inondable (phase chantier)	31

6.1.3. Scénarios de calcul	32
6.2. Résultats des simulations hydrauliques	32
6.2.1. Crue biennale	32
6.2.2. Crue quinquennale.....	33
6.2.3. Crue décennale de type mars 2001	35
6.2.4. Crue centennale.....	36
CHAPITRE 7. Incidence du projet en phase d'exploitation	38
7.1. Méthodologie.....	38
7.1.1. Composantes du projet.....	38
7.1.2. Scénarios de calcul	41
7.2. Résultats des simulations hydrauliques pour la crue de 1910.....	41
7.2.1. Analyse des écoulements au droit de la pile n°4	41
7.2.1.1. Fonctionnement hydraulique au droit de la pile n°4 sans prise en compte du risque d'embâcle....	41
7.2.1.2. Fonctionnement hydraulique au droit de la pile n°4 avec prise en compte du risque d'embâcle....	44
7.2.2. Impacts du projet intermédiaire 1 (remblai et viaduc) et optimisation	45
7.2.2.1. Cartographies des impacts « bruts » du projet.....	45
7.2.2.2. Optimisation de la transparence hydraulique du projet intermédiaire 1	45
7.2.3. Impacts du projet intermédiaire 2 (remblai et viaduc, murs anti-bruit) et optimisation	47
7.2.3.1. Cartographie des impacts bruts : configuration avec murs anti-bruit sans ouverture	48
7.2.3.2. Recherche d'amélioration de la transparence hydraulique : configuration avec murs anti-bruit disposant de 3 ouvertures de 20 m.....	49
7.2.3.3. Configuration avec 3 ouvertures (100, 20 et 100 m) dans les murs anti-bruit.....	50
7.2.4. Impacts du projet complet 3 (remblai et viaduc, murs anti-bruit, remblais de la passerelle, rigole) et optimisation	51
7.2.4.1. Optimisation de la transparence hydraulique : comparaison des configurations avec des ouvertures des murs anti-bruit de 100 m / 70 m / 60 m et 130 m / 70 m / 30 m	51
7.2.4.2. Optimisation de la transparence hydraulique : comparaison des configurations avec des ouvertures des murs anti-bruit de 140 m / 70 m / 30 m et 150 m / 70 m / 30 m.....	52
7.2.4.3. Optimisation de la transparence hydraulique : comparaison des configurations avec des ouvertures des murs anti-bruit de 150 m / 50 m / 20 m et 150 m / 60 m / 30 m.....	52
7.2.5. Configuration finale retenue	53
7.2.5.1. Cartographie des impacts pour la configuration finale retenue pour la crue de 1910	53
7.2.5.2. Bilan des déblais/remblais dans la zone inondable	54
7.2.6. Analyse de la mise en charge des murs anti-bruit pour la configuration accidentelle : absence de démontage des protections acoustiques lors d'une crue d'occurrence centennale	54
7.3. Résultats des simulations hydrauliques pour la crue de 1955.....	57
7.4. Résultats des simulations hydrauliques pour la crue de 2001	58
CHAPITRE 8. Amélioration du ressuyage en phase de décrue - Intégration de la rigole .59	
8.1. Définition de la rigole.....	59
8.1.1. Rappel des limnigrammes de l'étude PGA	59
8.1.2. Propositions de différents tracés de la rigole	60
8.1.3. Intégration de la rigole dans le maillage du modèle	62
8.2. Hydrogramme de la crue de 1910 utilisé pour l'analyse.....	63
8.3. Résultats du ressuyage en situation projetée avec intégration de la rigole suivant le tracé A	63
CHAPITRE 9. Conclusion	65

FIGURES

Figure 1 : Données LIDAR « RGE ALTI » de l'IGN.....	8
Figure 2 : Données bathymétriques.....	8
Figure 3 : Plan historique du viaduc ferroviaire de Conflans (SNCF).....	9
Figure 4 : Plan de situation et emprise du modèle hydraulique.....	10
Figure 5 : Maillage du modèle hydraulique (vue générale).....	11
Figure 6 : Maillage du modèle hydraulique (vue 2D au droit du projet).....	11
Figure 7 : Maillage du modèle hydraulique (vue 3D au droit du projet).....	11
Figure 8 : Traitement du lit mineur de la Seine par zonage au niveau du projet (île de la dérivation).....	12
Figure 9 : Traitement de la confluence entre l'Oise et la Seine (Viaduc de Conflans).....	12
Figure 10 : Intégration des piles de pont en obstacles.....	13
Figure 11 : Éléments topographiques structurants identifiés et traités spécifiquement.....	14
Figure 12 : Zonage d'occupation du sol sur l'emprise du modèle hydraulique.....	14
Figure 13 : Répartition des coefficients de rugosité sur le maillage – vue générale.....	15
Figure 14 : Répartition des coefficients de rugosité sur le maillage – vue zoomée au droit du projet.....	15
Figure 15 : Conditions aux limites du modèle hydraulique.....	17
Figure 16 : Localisation des profils de références PPRI Seine-Oise.....	18
Figure 17 : Profil en long des lignes d'eau en Seine avec les coefficients de rugosité initiaux (avant calage).....	19
Figure 18 : Forte urbanisation présente au niveau du site industriel automobile de Poissy.....	19
Figure 19 : Modèle filaire-casier issu de l'étude PGA (2016, Setec-Hydratec).....	20
Figure 20 : Vue aérienne de la zone d'activité de Poissy en 1919 (source : IGN).....	20
Figure 21 : Évolution du territoire en aval du projet entre 1949 (à gauche) et aujourd'hui (à droite) - (source : remonterletemps.ign.fr).....	21
Figure 22 : Profils en long des lignes d'eau en Seine avec le coefficient de rugosité retenu (après calage).....	21
Figure 23 : Comparaison de l'emprise inondable du modèle à la carte TRI pour l'événement moyen.....	22
Figure 24 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue de 1910 en régime permanent et en situation initiale.....	24
Figure 25 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue de 1910 en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet.....	24
Figure 26 : Cartographie des vitesses maximales d'écoulement de la crue de 1910 en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet.....	25
Figure 27 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue de 1955 en régime permanent et en situation initiale.....	25
Figure 28 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue de 1955 en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet.....	26
Figure 29 : Cartographie des vitesses maximales d'écoulement de la crue de 1955 en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet.....	26
Figure 30 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue de 2001 en régime permanent et en situation initiale.....	26
Figure 31 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue de 2001 en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet.....	27
Figure 32 : Cartographie des vitesses maximales d'écoulement de la crue de 2001 en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet.....	27

Figure 33 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue quinquennale en régime permanent et en situation initiale.....	27
Figure 34 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue quinquennale en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet.....	28
Figure 35 : Cartographie des vitesses maximales d'écoulement de la crue quinquennale en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet.....	28
Figure 36 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue biennale en régime permanent et en situation initiale.....	28
Figure 37 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue biennale en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet.....	29
Figure 38 : Cartographie des vitesses maximales d'écoulement de la crue biennale en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet.....	29
Figure 39 : Localisation des estacades pendant la phase travaux.....	30
Figure 40 : Intégration des estacades au modèle en phase travaux – vue globale autour du projet.....	30
Figure 41 : Intégration des estacades en phase travaux – vue rapprochée autour du projet.....	30
Figure 42 : Rehaussement des pistes.....	31
Figure 43 : Différences des niveaux d'eau maximaux en crue biennale (phase travaux).....	32
Figure 44 : Différences des niveaux d'eau maximaux en crue biennale (phase travaux) – vue zoomée au droit du projet.....	33
Figure 45 : Différences des niveaux d'eau maximaux en crue quinquennale (situation travaux).....	33
Figure 46 : Différences des niveaux d'eau max en crue quinquennale (situation travaux) – vue zoomée au droit du projet.....	34
Figure 47 : Différences des niveaux d'eau maximaux en crue décennale (situation travaux).....	35
Figure 48 : Exhaussement de la ligne d'eau au niveau de la confluence Seine / Oise (phase travaux, crue décennale).....	35
Figure 49 : Différences des niveaux d'eau maximaux en crue décennale (situation travaux) vue zoomée au droit du projet.....	36
Figure 50 : Différences des niveaux d'eau maximaux en crue centennale (situation travaux).....	36
Figure 51 : Intégration de la phase projet au maillage.....	38
Figure 52 : Vue 3D du maillage du projet en phase d'exploitation.....	39
Figure 53 : Plan masse de la passerelle.....	39
Figure 54 : Localisation des murs anti-bruit.....	40
Figure 55 : Localisation du bassin de rétention des eaux pluviales n°3.....	40
Figure 56 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales pour la crue de 1910 au niveau de la pile n°4 du projet (situation initiale).....	41
Figure 57 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales pour la crue de 1910 au niveau de la pile n°4 (phase projet).....	42
Figure 58 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910.....	42
Figure 59 : Cartographie des vitesses maximales pour la crue de 1910 en situation initiale.....	42
Figure 60 : Cartographie des vitesses maximales pour la crue de 1910 au niveau de la pile n°4 (phase projet).....	43
Figure 61 : Localisation de la pile n°4 à proximité de la berge en rive gauche.....	43
Figure 62 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 avec obstacle au niveau de la pile n°4.....	44
Figure 63 : Cartographie des vitesses maximales pour la crue de 1910 avec obstacle au niveau de la pile n°4 (phase projet).....	44
Figure 64 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (état projet intermédiaire 1).....	45
Figure 65 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (état projet intermédiaire 1 – zoom au droit du projet).....	45
Figure 66 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (état projet intermédiaire 1 avant optimisation).....	46

Figure 67 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (Test 4 - transparence hydraulique).....	46
Figure 68 : Différences des vitesses maximales pour la crue de 1910 (Test 4 - transparence hydraulique).....	47
Figure 69 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (Etat intermédiaire 2 sans mesure de transparence hydraulique).....	48
Figure 70 : Comparaison des emprises inondées entre la situation sans ouverture dans les murs anti-bruit et la situation où les murs sont hydrauliquement transparents.....	48
Figure 71 : Cartographie différentielle des vitesses MAB Fermée - Ouvert.....	49
Figure 72 : Positionnement des 3 ouvertures de 20 m dans les murs anti-bruit.....	49
Figure 73 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (Etat intermédiaire 2 avec 3 ouvertures de 20 m des MAB).....	50
Figure 74 : Positionnement des 3 ouvertures dans les murs anti-bruit.....	50
Figure 75 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (Etat intermédiaire 2 avec 3 ouvertures de 100 m / 20 m / 100 m des murs anti-bruit).....	51
Figure 76 : Comparaison 1 des différentielles des niveaux d'eaux entre l'état projet complet et l'état de référence pour différentes sections d'ouvertures.....	51
Figure 77 : Comparaison 2 des différentielles des niveaux d'eaux entre l'état projet complet et l'état de référence pour différentes sections d'ouvertures.....	52
Figure 78 : Comparaison 3 des différentielles des niveaux d'eaux entre l'état projet complet et l'état de référence pour différentes sections d'ouvertures.....	52
Figure 79 : Représentation des murs anti-bruit de la configuration finale retenue.....	53
Figure 80 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (phase projet complet).....	53
Figure 81 : Localisation des limnigrammes extrait des résultats de la simulation.....	54
Figure 82 : Evolution des côtes par couple de limnigrammes (cas général).....	55
Figure 83 : Evolution des côtes par couple de limnigrammes (second type).....	55
Figure 84 : Evolution des côtes par couple de limnigrammes (second type).....	55
Figure 85 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1955 (phase projet complet).....	57
Figure 86 : Différences des vitesses maximales d'écoulement pour la crue de 1955 (phase projet complet).....	57
Figure 87 : Différences des niveaux d'eau max pour la crue de 2001 (phase projet complet).....	58
Figure 88 : Différences des vitesses max pour la crue de 2001.....	58
Figure 89 : Localisation des points où sont extrait les limnigrammes.....	59
Figure 90 : Limnigrammes au niveau de la RD30 (étude SETEC PGA, 2016).....	60
Figure 91 : Limnigrammes dans la zone de Rocourt (étude SETEC PGA, 2016).....	60
Figure 92 : Tracé « A » de la rigole.....	61
Figure 93 : Tracé « B » de la rigole.....	61
Figure 94 : Intégration dans le maillage de la rigole.....	62
Figure 95 : Hydrogramme de la crue de 1910.....	63
Figure 96 : Limnigrammes au point RD30.....	63
Figure 97 : Limnigrammes dans la zone de Rocourt.....	64

Tableau 1 : Tableau des caractéristiques du maillage en lit majeur.....	12
Tableau 2 : Coefficients de rugosité retenus pour l'étude.....	15
Tableau 3 : Correspondance hauteur/débit en limite aval du modèle hydraulique.....	16
Tableau 4 : Scénarios hydrologiques considérés dans la présente étude.....	17
Tableau 5 : Écarts estimés pour les crues de Janvier 1910, Janvier 1955 et Mars 2001 au niveau de la zone du projet.....	22
Tableau 6 : Écarts estimés pour la crue de Janvier 1910 par rapport aux valeurs de références.....	22
Tableau 7 : Bilan volumétrique du CD78.....	31
Tableau 8 : Bilan volumétrique calculé selon la version finale du projet (phase chantier).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 9 : Exhaussement de la ligne d'eau en amont du projet (avant optimisation).....	46
Tableau 10 : Résultats des tests effectués avec l'implantation d'ouvrages de transparence hydraulique.....	47
Tableau 11 : Bilan volumétrique du CD78.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 12 : Bilan volumétrique calculé selon la version finale retenue du projet.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 13 : Synthèses des charges hydrauliques maximales par couples de limnigrammes.....	56
Tableau 14 : Caractéristiques des tracés envisagés de la rigole.....	61
Tableau 15 : Cotes altimétriques de la rigole en fonction du tracé.....	62

TABLEAUX

CHAPITRE 1. OBJET DU DOCUMENT

L'objet du document est de présenter l'étude hydraulique du projet d'aménagement de la liaison routière entre la RD30 à Achères et la RD190 à Triel sur Seine, avec la création d'un nouveau pont sur la Seine.

L'étude a pour objet de vérifier l'absence d'impact du projet sur les conditions d'écoulements au niveau des terrains avoisinants (pas d'exhaussement de la ligne d'eau de plus de 2 cm ou d'emprises nouvellement touchées pour la crue de référence de la Seine), et de dimensionner si besoin les ouvrages de transparence hydraulique ou les mesures compensatoires nécessaires à l'atteinte de cet objectif.

L'analyse est basée sur une modélisation hydraulique bidimensionnelle des écoulements en crue de la Seine. Ce modèle a été construit sur un territoire allant de l'amont de la station d'épuration d'Achères jusqu'à l'aval du pont de Poissy, soit un linéaire d'environ **16 km**. Le modèle intègre et représente les écoulements en lit mineur et les débordements en plaine, sur une emprise d'environ **27 km²**.

Les résultats du modèle hydraulique ont été confrontés aux relevés de crue de l'évènement de référence de type 1910 et aux lignes d'eau calculées dans les études antérieures (étape de calage). De multiples tests de sensibilité ont été réalisés afin de s'assurer de la robustesse de reproduction par le modèle des phénomènes d'inondation sur le territoire étudié.

Une fois calé, ce modèle a servi à l'exploitation, pour différentes gammes de crue, de plusieurs scénarios de fonctionnement hydraulique, notamment :

- L'impact hydraulique du projet d'aménagement dans sa globalité, pour les crues de type **2001** (période de retour d'environ **10 ans**), 1955 (période de retour d'environ **50 ans**), et pour la crue de référence de type **1910** (période de retour d'environ **100 ans**).
- Le fonctionnement hydraulique et l'impact du projet durant la phase chantier, pour les crues biennale, quinquennale, décennale (type mars 2001) et centennale (type 1910).

Ces différentes situations ont fait l'objet de cartographies des mécanismes d'écoulement, mais aussi de cartographies des hauteurs d'eau maximales et des vitesses maximales d'écoulement atteintes durant l'évènement, ainsi que des cartographies différentielles permettant de comparer la situation future à la situation actuelle.

Tous les éléments méthodologiques et les résultats obtenus sont explicités dans ce rapport.

CHAPITRE 2. DONNEES TOPOGRAPHIQUES ET BATHYMETRIQUES

Les données topographiques et bathymétriques utilisées pour la construction du modèle hydraulique sont présentées aux paragraphes 2.1 et 2.2.

2.1. Données topographiques

Un levé LIDAR de type « RGE ALTI » de précision planimétrique 0.6 m EMQ (Écart Moyen Quadratique) et de **précision altimétrique** portée à **20 cm** EMQ a été acquis auprès de l'IGN. Cette donnée couvre la totalité de la zone d'étude, par des dalles de 1 km², et a une **résolution de 1 m**. Elle est parfaitement adaptée aux modélisations hydrauliques des conditions d'écoulement en crue des cours d'eau.

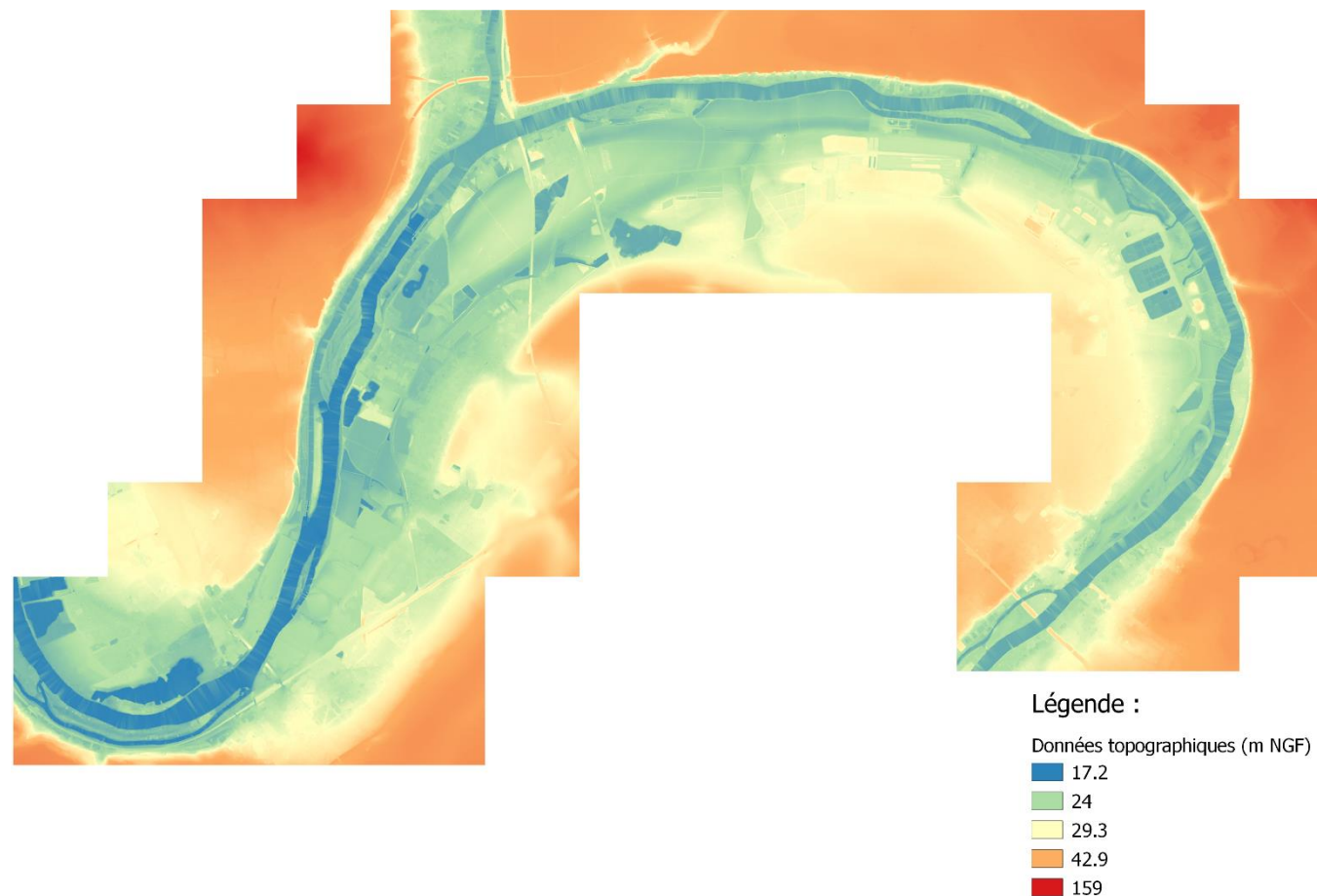


Figure 1 : Données LIDAR « RGE ALTI » de l'IGN

2.2. Données bathymétriques

Une bathymétrie du lit mineur de la Seine au niveau de la zone d'étude, de **résolution métrique** et de bonne précision a été transmise par VNF.

Une topographie de 2003, de précision planimétrique de 5 m, a également été utilisée pour compléter les secteurs non couverts par la bathymétrie VNF. Elle est issue d'une étude précédente (Rapport : Actualisation du Plan Global d'Aménagement de la plaine d'Achères, Décembre 2016, Setec Hydratec, Groupement de Commandes : État - Ville d'Achères - Ports de Paris - Conseil Départemental des Yvelines).



Figure 2 : Données bathymétriques

2.3. Données concernant le viaduc ferroviaire de Conflans

Des plans historiques de l'ouvrage ont été transmis par la SNCF.

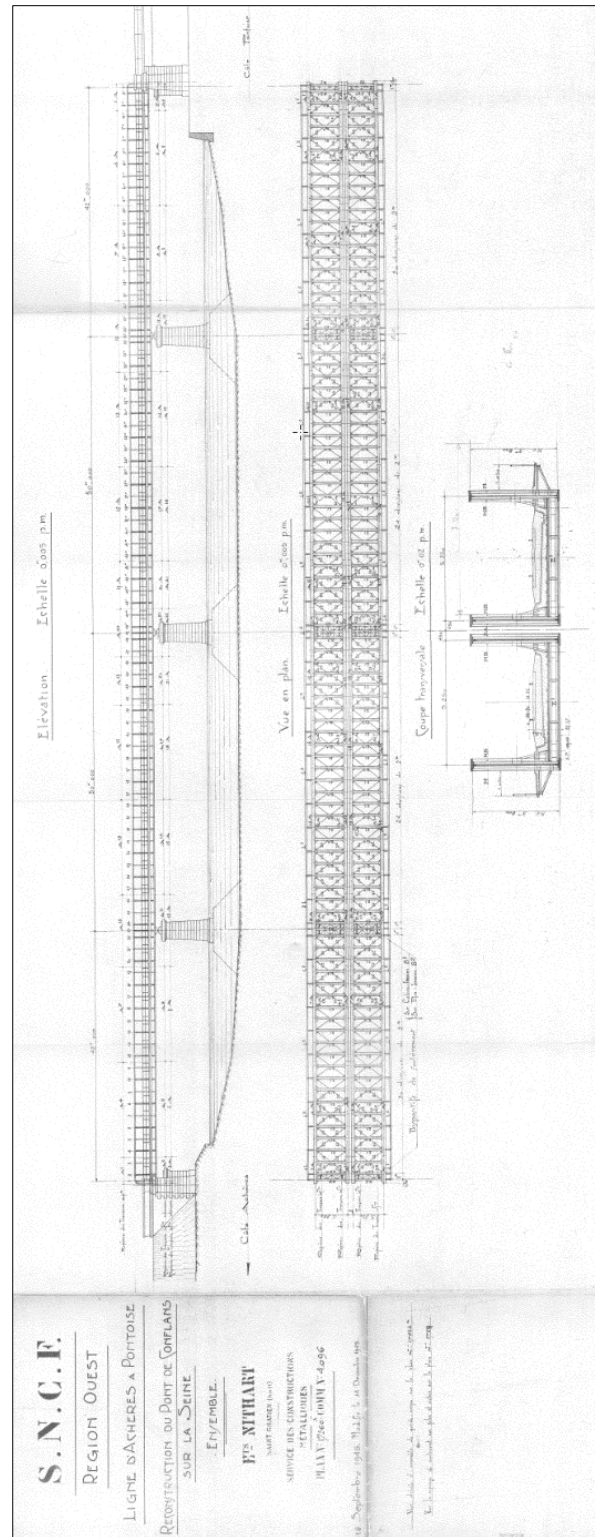


Figure 3 : Plan historique du viaduc ferroviaire de Conflans (SNCF)

2.4. Données topographiques concernant le projet d'aménagement

Enfin, des données topographiques concernant le projet d'aménagement ont été recueillies (données établies dans le cadre de la mission de Maîtrise d'œuvre du projet).

Ces éléments sont présentés aux chapitres suivants :

- Chapitre 6.1.1 pour la phase travaux,
- Chapitre 7.1.1 pour la phase d'exploitation.

CHAPITRE 3. PRESENTATION DU MODELE HYDRAULIQUE

3.1. Méthodologie générale

3.1.1. Emprise du modèle

L'emprise du modèle s'étend sur environ **27 km²**, de l'amont de la station d'épuration d'Achères jusqu'à l'aval du pont de Poissy. Le linéaire de cours d'eau modélisé est d'approximativement **16 km**.

L'emprise latérale du modèle a été définie selon les cartes des hauteurs d'eau de la crue moyenne définies dans le TRI d'Île-de-France, de manière à pouvoir représenter le champ maximal d'expansion des crues pour cette gamme d'évènement. Pour mémoire, la crue moyenne du TRI est la crue centennale.



Figure 4 : Plan de situation et emprise du modèle hydraulique

3.1.2. Description du code de calcul utilisé

Les calculs ont été réalisés dans la projection Lambert 93, avec le code de calcul TELEMAT-2D version V8P0 développé au LNHE EDF.

Le code de calcul Telemac-2D (www.opentelemac.org) résout les équations bidimensionnelles de Saint-Venant. Les différents modules de simulation utilisent des algorithmes performants basés sur la méthode des éléments finis ou des volumes finis. L'espace est discrétisé sous forme de maillage non structuré à éléments triangulaires, ce qui permet notamment, d'affiner le maillage dans les zones présentant un intérêt particulier. Ses résultats en chaque point du maillage incluent la hauteur d'eau et les vitesses moyennées sur la verticale.

3.1.3. Précisions du modèle hydraulique

Compte tenu du retour d'expérience d'utilisation de l'outil, on peut considérer que le modèle hydraulique bidimensionnel conçu sous TELEMAT-2D a une précision absolue sur la ligne d'eau calculée de l'ordre de +/-10 cm. Lorsqu'il s'agit de comparer les résultats de deux scénarios, la précision relative est de l'ordre de +/-1 à 2 cm.

3.2. Construction du modèle

3.2.1. Vue d'ensemble du maillage

Le maillage du modèle a été construit sous le logiciel MATISSE. Ce maillage fait partie de la suite traditionnelle de TELEMAT.

Le maillage se compose **90 000 nœuds** et de **173 000 mailles de calcul**. Une vue globale du maillage réalisé est présentée ci-dessous. Les extraits plus détaillés sur des zones ponctuelles sont présentés par la suite.

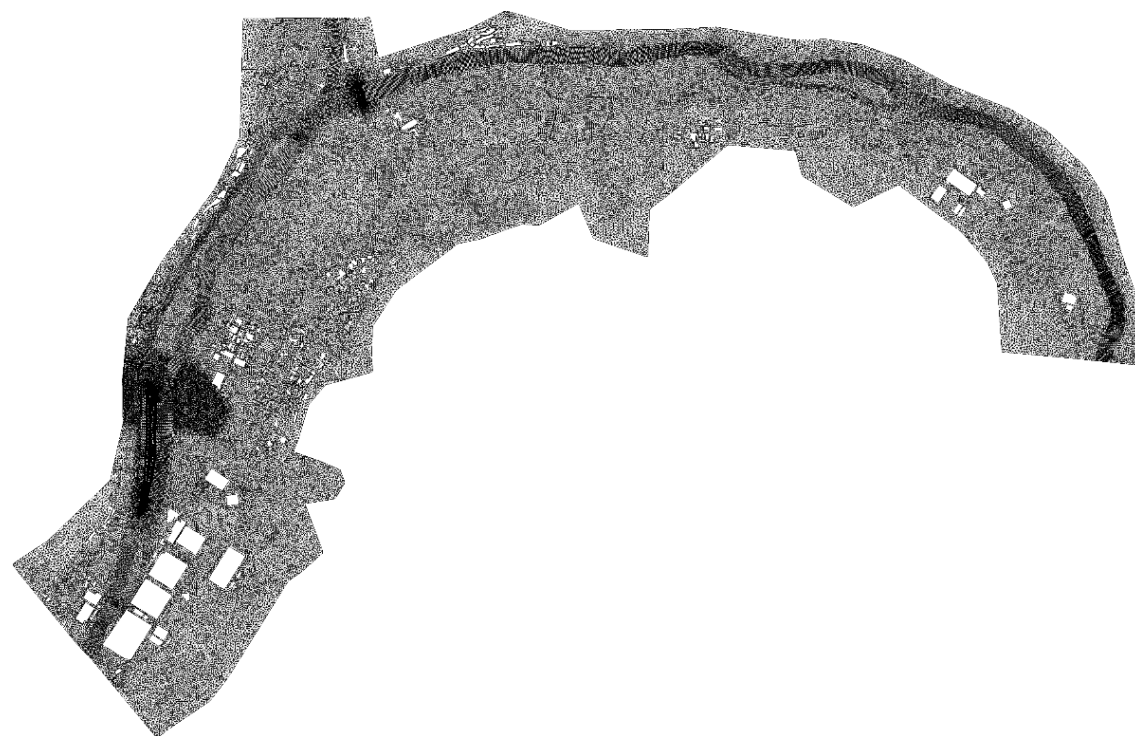


Figure 5 : Maillage du modèle hydraulique (vue générale)

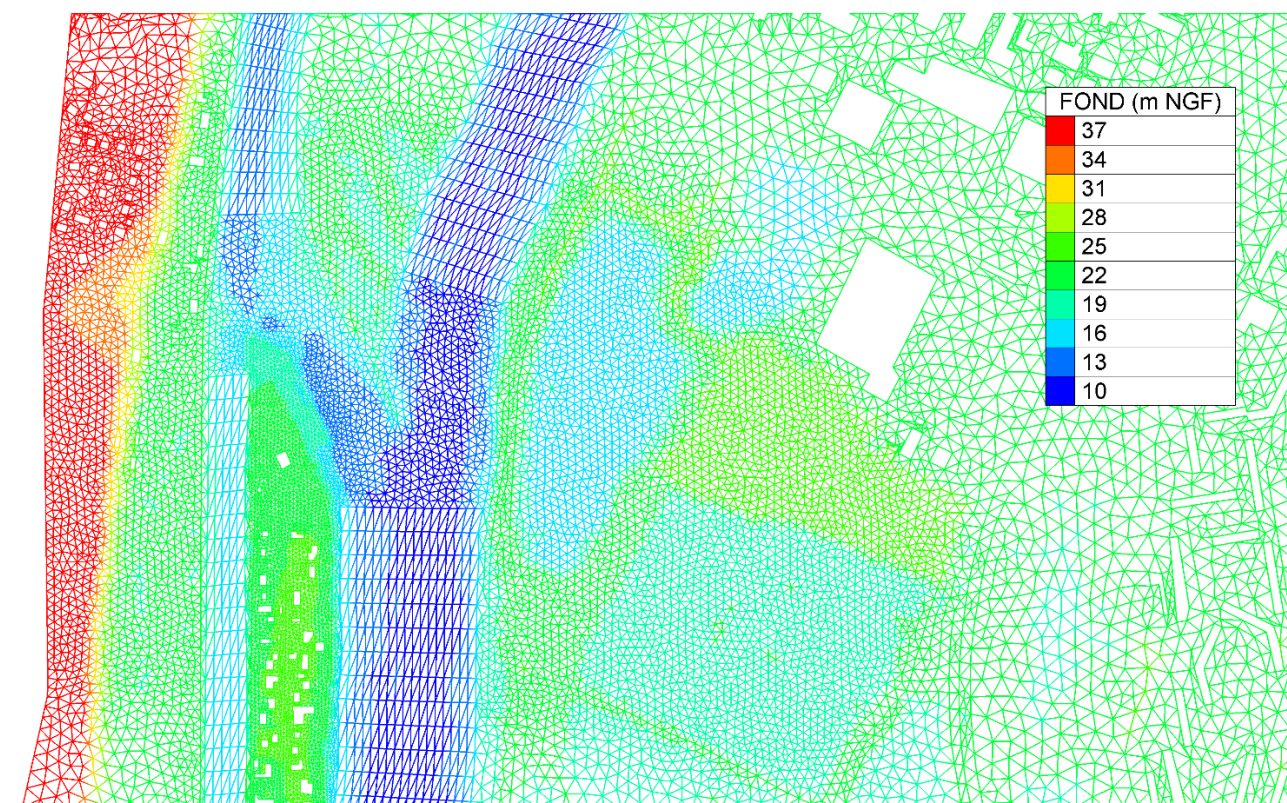


Figure 6 : Maillage du modèle hydraulique (vue 2D au droit du projet)

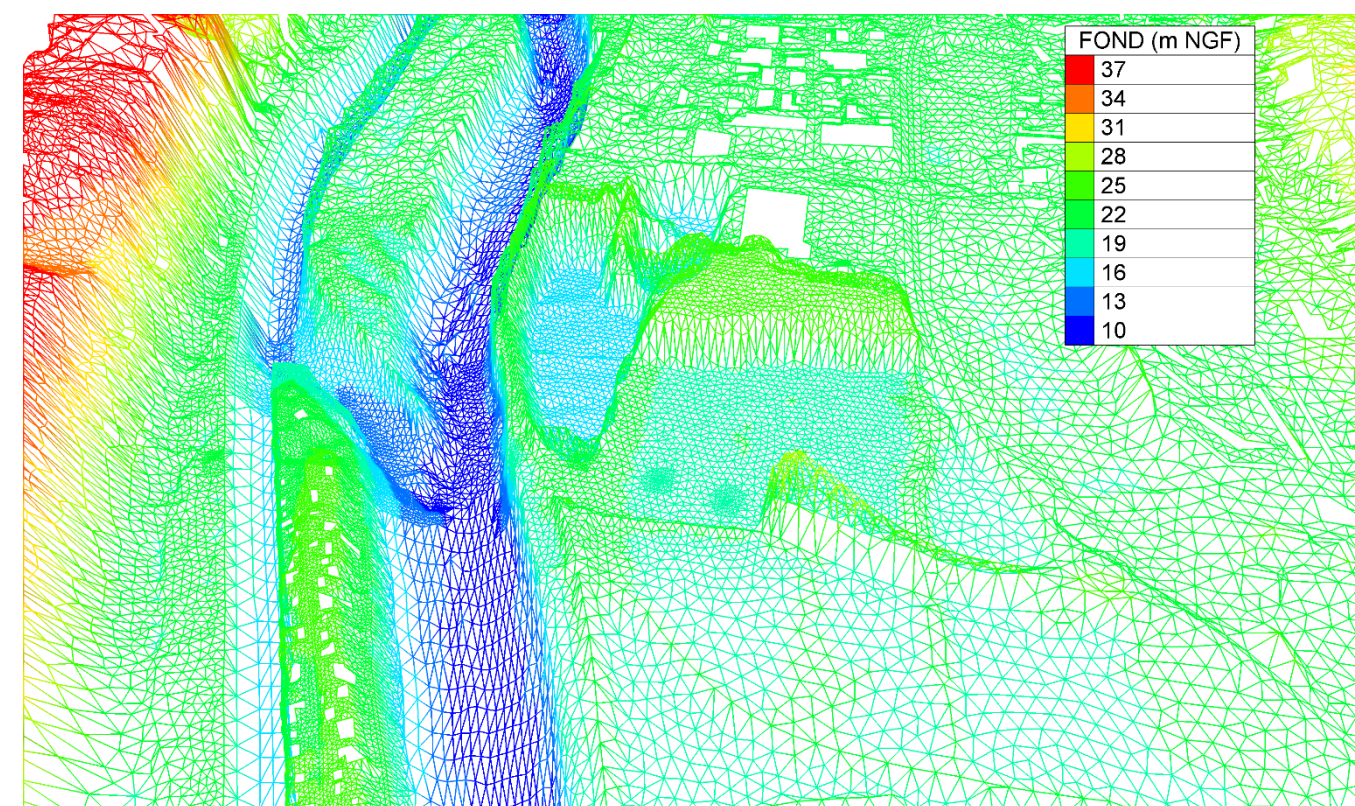


Figure 7 : Maillage du modèle hydraulique (vue 3D au droit du projet)

Une différenciation de taille de maille a été faite sur les zones d'intérêts de l'étude indiquées dans le tableau suivant.

Zones d'intérêts	Résolution des mailles (taille maximale)
Zone du projet	5 m
Ile de la dérivation	5 m
Viaduc Conflans SNCF	5 m
Autre	20 / 30 m

Tableau 1 : Tableau des caractéristiques du maillage en lit majeur

La taille de maille indiquée dans ce tableau correspond à une taille maximale. En effet, le maillage du modèle représente les lignes de rupture de pente (lignes de contraintes) et les bâtiments en obstacle à l'écoulement. En pratique, les mailles sont bien souvent plus petites que cette valeur maximale du fait des éléments topographiques structurants intégrés au modèle pour la bonne représentation des écoulements (cf. traitement topographique des éléments topographiques structurants, présenté par la suite).

3.2.2. Représentation du lit mineur et des ouvrages

En lit mineur, un traitement par « zone » a été fait afin d'avoir des mailles régulières et orientées selon le sens de l'écoulement. La taille des mailles est de **25 m** (au maximum) dans le sens de l'écoulement.

Les zones de confluence entre les différents bras de la Seine (lit naturel et tronçons navigables) ont été maillées de manière classique (par triangulation) en fonction de la bathymétrie.

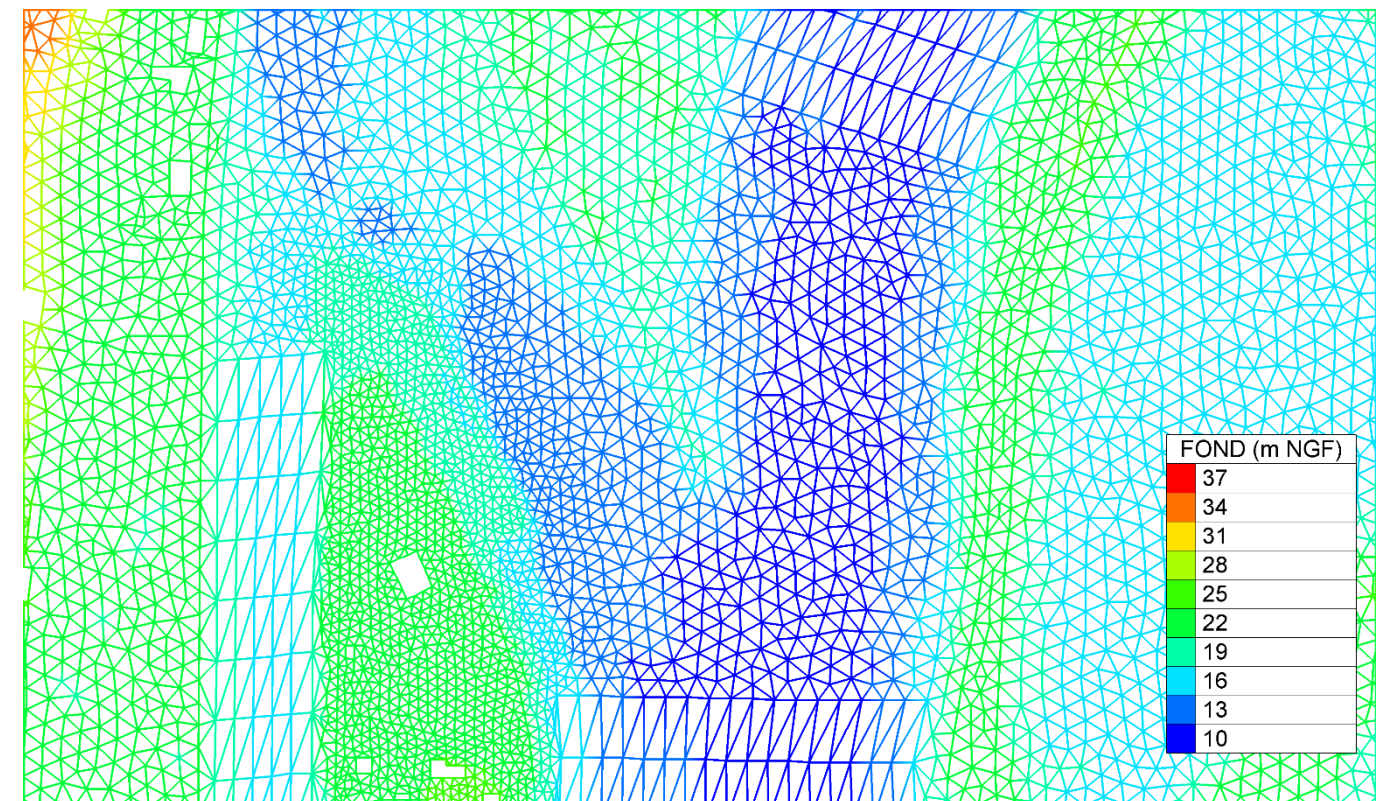


Figure 8 : Traitement du lit mineur de la Seine par zonage au niveau du projet (île de la dérivation)

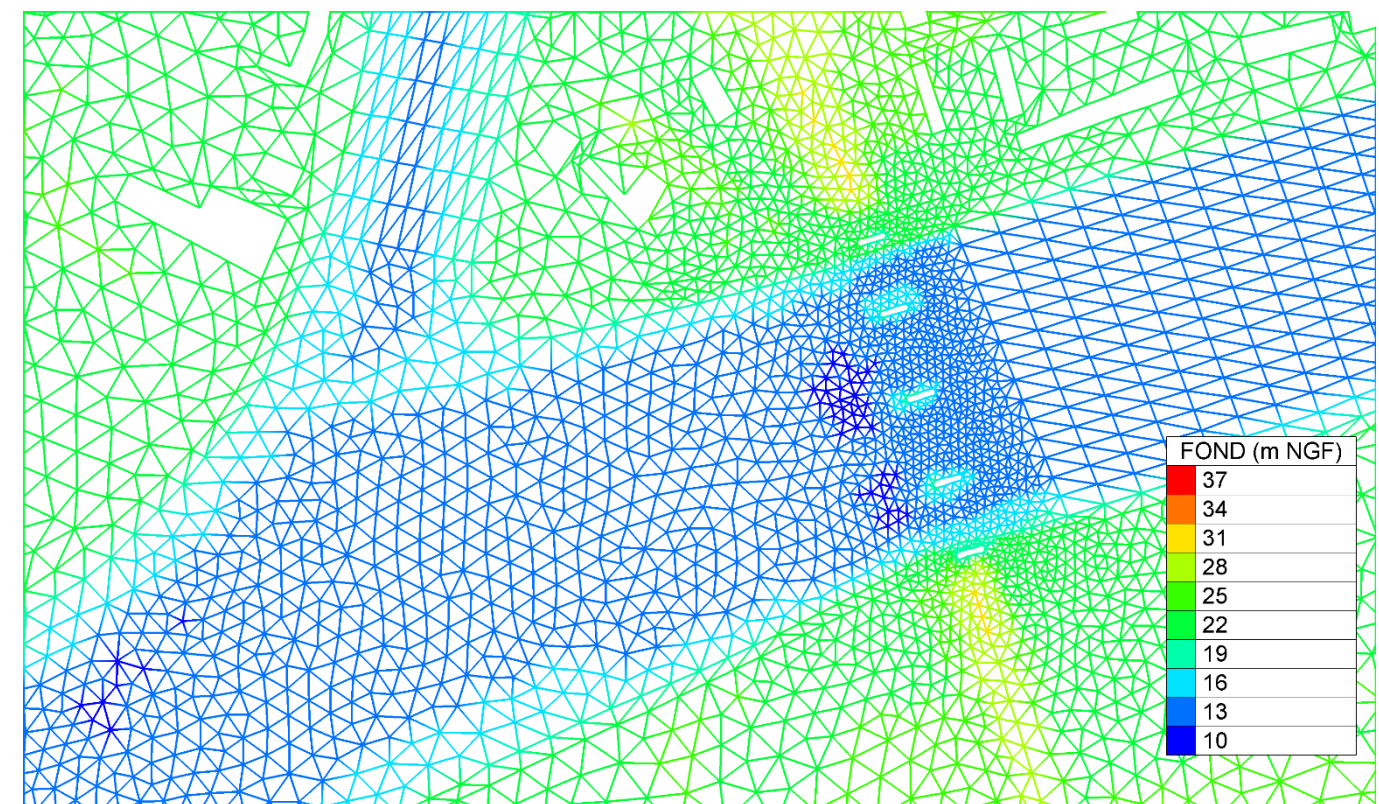


Figure 9 : Traitement de la confluence entre l'Oise et la Seine (Viaduc de Conflans)

Le lit mineur de l'Oise a également été travaillé par zonage avec une résolution des mailles de **20 m** dans le sens de l'écoulement. La confluence entre l'Oise et la Seine a été maillée classiquement selon la bathymétrie du lit.

Les données bathymétriques « source » (semis de points) ont été analysé sous SIG et il a été identifié les lignes directrices (ou lignes de contraintes). Ces lignes ont été réalisées afin d'assurer une représentation plus précise des écoulements permettant de suivre au maximum les lignes de courant.

Ces lignes façonnent précisément le lit mineur de la Seine. En effet, une ligne de contrainte (ou plusieurs) est généralement placée en fond du lit mineur ainsi que sur la plupart des lignes de ruptures de pente (en pied et haut de talus en particulier).

Pour chacun des ouvrages traversants, les piles de pont, les culées et la topographie au droit du pont sont renseignées. La figure suivante illustre les piles représentées comme un obstacle à l'écoulement dans le maillage du lit mineur.

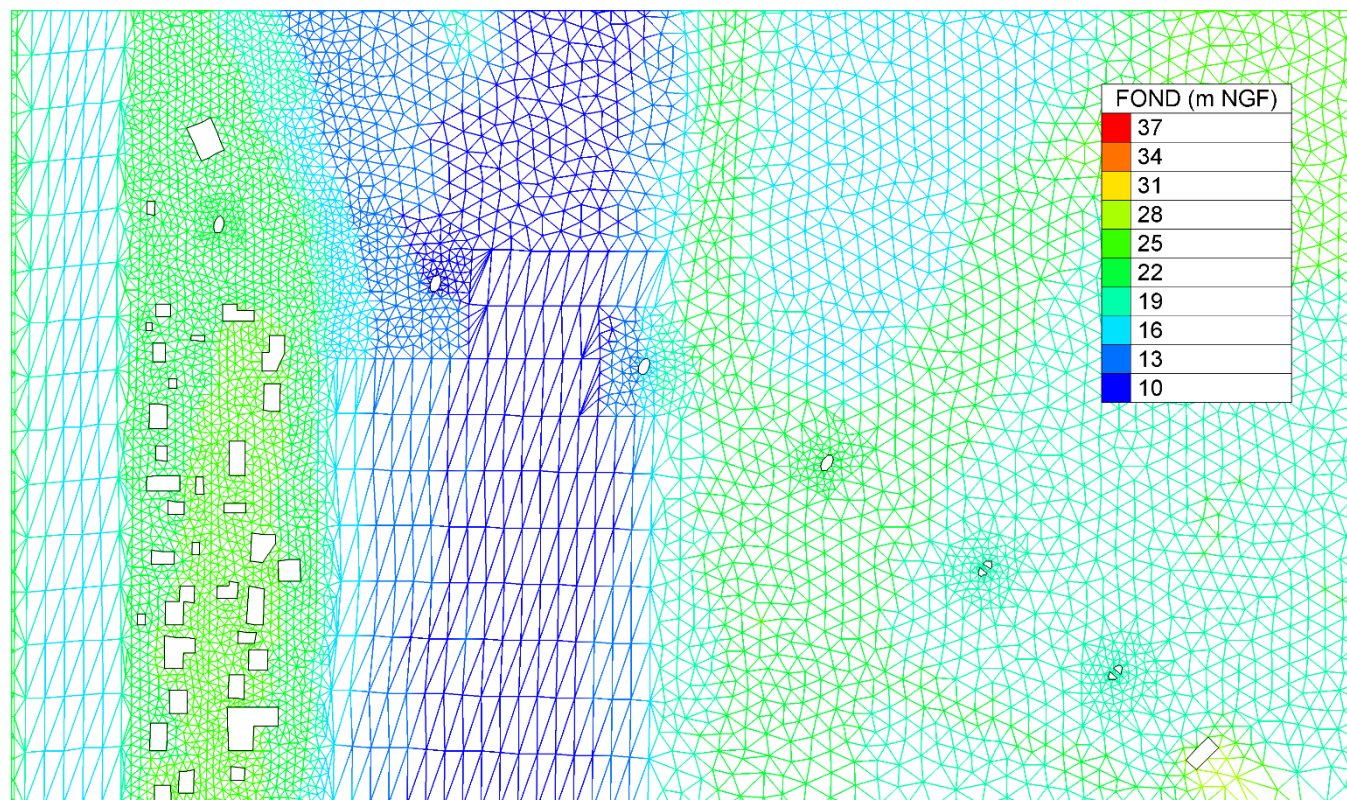


Figure 10 : Intégration des piles de pont en obstacles

Le barrage d'Andrésy est situé en amont du viaduc du projet. Il est considéré ouvert dans les simulations de crues effectuées. Les écoulements sont représentés sur environ 5 km en aval de ce barrage, jusqu'au niveau du pont de Poissy. De même, le barrage de Dénouval est considéré ouvert dans les simulations de crue effectuées. Notons qu'il n'a pas été possible de récupérer des plans ou données topographiques de ces deux barrages. La zone du projet se situant en aval de ces deux barrages, tout scénario de défaillance où les barrages ne seraient que partiellement ouverts présenterait un exhaussement de ligne d'eau côté amont et non du côté du projet.

Par ailleurs, la justification du fait que les limites amont et aval du modèle sont placées suffisamment loin de la zone d'intérêt est expliquée dans l'étape de calage du modèle hydraulique au CHAPITRE 4 : Calage du modèle hydrodynamique.

Vis-à-vis de la limite aval, il convient de noter qu'il y a une section de contrôle hydraulique en aval de la zone d'étude (zone d'activité de Poissy et site de production PSA, cf. CHAPITRE 4), non représentée dans le modèle hydraulique de l'étude PGA, mais intégrée dans le présent modèle hydraulique. La sortie d'eau du modèle s'effectue ainsi en aval de cette section de contrôle.

3.2.3. Représentation du lit majeur (champ d'expansion des crues)

Traitement topographique :

La topographie globale du lit majeur est issue des dalles du levé LIDAR RGE Alti acquis auprès de l'IGN. Au vu des objectifs de l'étude et de l'emprise de la zone modélisée, les tailles de mailles du modèle hydraulique sont plus larges que la résolution du LIDAR (1mx1m). **Le LIDAR brut n'est donc pas utilisé tel quel ; un traitement spécifique est réalisé.**

Les données brutes du LIDAR sont exploitées, afin d'identifier les **éléments topographiques structurants** (remblais, digues, épis, etc.). Ces éléments sont représentés par plusieurs lignes de contrainte. Par exemple, une digue ou un remblai sont représentés par une ligne en pied de digue et plusieurs lignes en crête de digue.

Les axes de drainage type fossé ou noue, de dimensions importantes et pouvant jouer un rôle hydraulique notable au regard des phénomènes étudiés, sont également identifiés. Les fils d'eau des fossés dans la plaine inondable ont été extraits du LIDAR. Si les fossés sont en eau, alors la cote de fond renseignée dans le modèle est en réalité la cote de la ligne d'eau à l'instant où le LIDAR a été réalisé. Le modèle ne prend alors pas en compte la section en eau. Il s'agit d'une hypothèse totalement acceptable et sans préjudice potentiel vis-à-vis des conclusions de l'étude.

Les axes routiers peuvent constituer des axes d'écoulement importants et prioritaires. A l'aide de la BD TOPO, les axes principaux mais également les voiries entre les bâtiments sont identifiés et traités à l'aide du LIDAR comme étant des lignes de contrainte. Il faut noter également que les lignes de crêtes des points hauts ont été utilisées comme lignes de contraintes pour la construction du maillage, afin de bien représenter les effets de seuil en cas de crue.

Dans les zones dites « plates », sans discontinuités topographiques majeures, les points XYZ bruts du LIDAR sont considérés dans l'interpolation des cotes topographiques du terrain naturel en chaque maille du modèle.

La figure ci-après présente une illustration de l'identification des éléments topographiques structurants, effectuée sous SIG par analyse du LIDAR.

3.2.4. Coefficients de rugosité

La zone d'étude étant d'une emprise relativement restreinte, un plan de zonage d'occupation des sols a été construit manuellement, sous SIG, sur la base de la vue aérienne et en fonction des règles de l'art et de la bibliographie en la matière. Ce zonage sert à la représentation du coefficient de rugosité du modèle hydraulique (coefficient de Strickler).

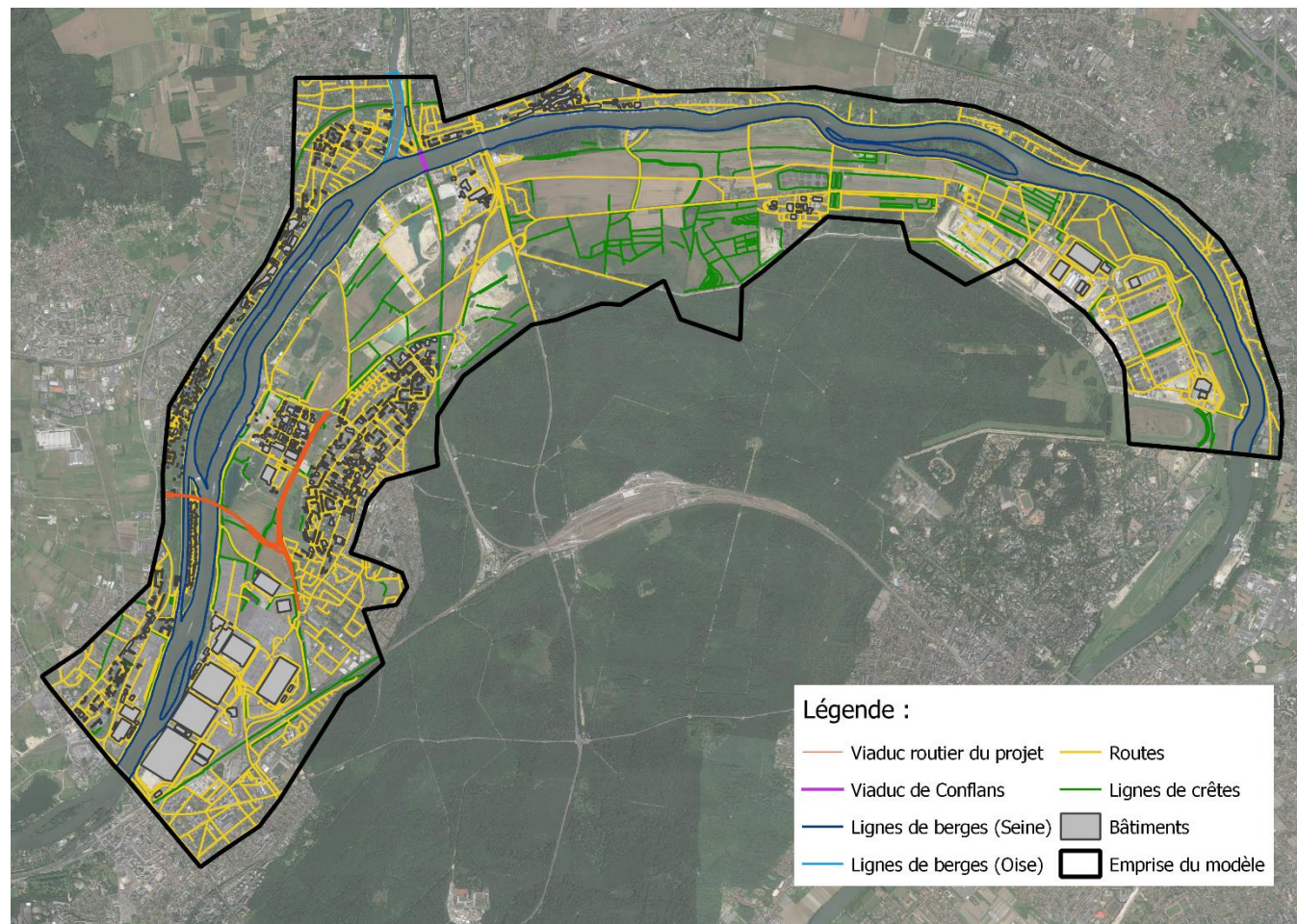


Figure 11 : Éléments topographiques structurants identifiés et traités spécifiquement

Intégration des bâtiments :

Les bâtiments présents sur la zone d'étude ont été intégrés au modèle en tant qu'obstacle à l'écoulement (mise hors d'eau des bâtis). Un regroupement préalable du bâti a été appliqué selon les règles suivantes :

- Les bâtiments distants de moins de 1 m ont été assemblés,
- Seuls les bâtiments assemblés dont la surface est supérieure à 10 m² ont été conservés,
- Une simplification de la forme des bâtiments conservés a été effectuée tout en maintenant les caractéristiques principales permettant de représenter l'effet d'obstacle qu'ils engendrent sur les écoulements en crue.

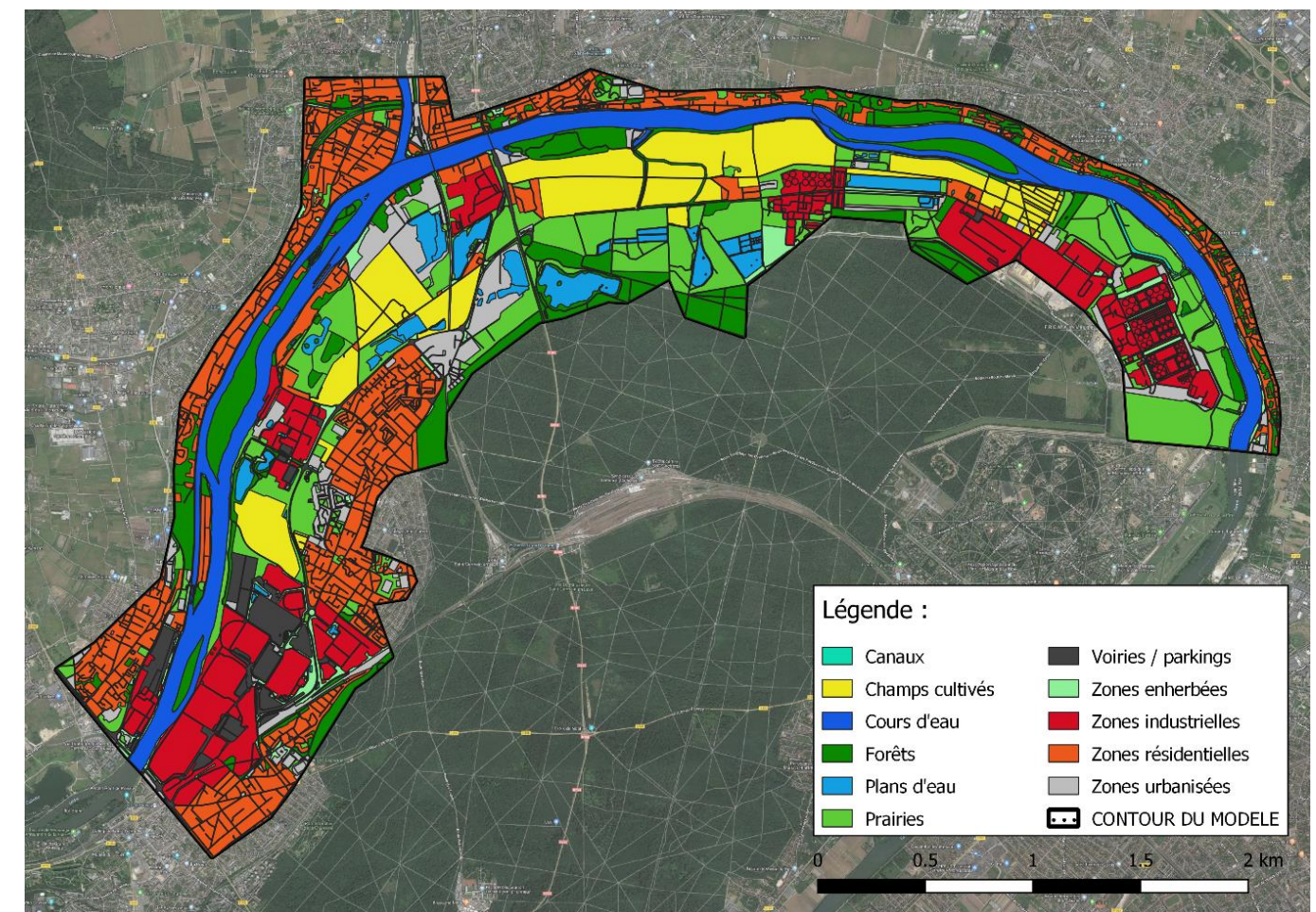


Figure 12 : Zonage d'occupation du sol sur l'emprise du modèle hydraulique

Le coefficient de rugosité (également appelé dans ce rapport coefficient de Strickler) traduit l'encombrement du sol (par la végétation, le mobilier urbain). Les écoulements sont facilités sur les sols « lisses », où le coefficient de Strickler est élevé. A l'inverse, les vitesses d'écoulement sont réduites et la ligne d'eau rehaussée pour les sols plus rugueux, pour lesquels la valeur de ce coefficient est basse.

Les valeurs de rugosité choisies ont été retenues sur la base du retour d'expérience sur des études précédentes et sont présentées dans le tableau ci-après.

Occupation du sol	Valeurs de Strickler ($m^{1/3}/s$)
Canaux	40
Champs cultivés	30
Cours d'eau	Déterminé lors de l'étape de calage (30/32/40/45)
Forêts	10
Plans d'eau	10
Prairies	25
Voiries / parkings	55
Zones enherbées	28
Zones industrielles	40
Zones résidentielles	20
Zones urbanisées	35

Tableau 2 : Coefficients de rugosité retenus pour l'étude

Ces valeurs de Strickler retenues après calage du modèle (cf. CHAPITRE 4) sont représentées sur l'illustration suivante.

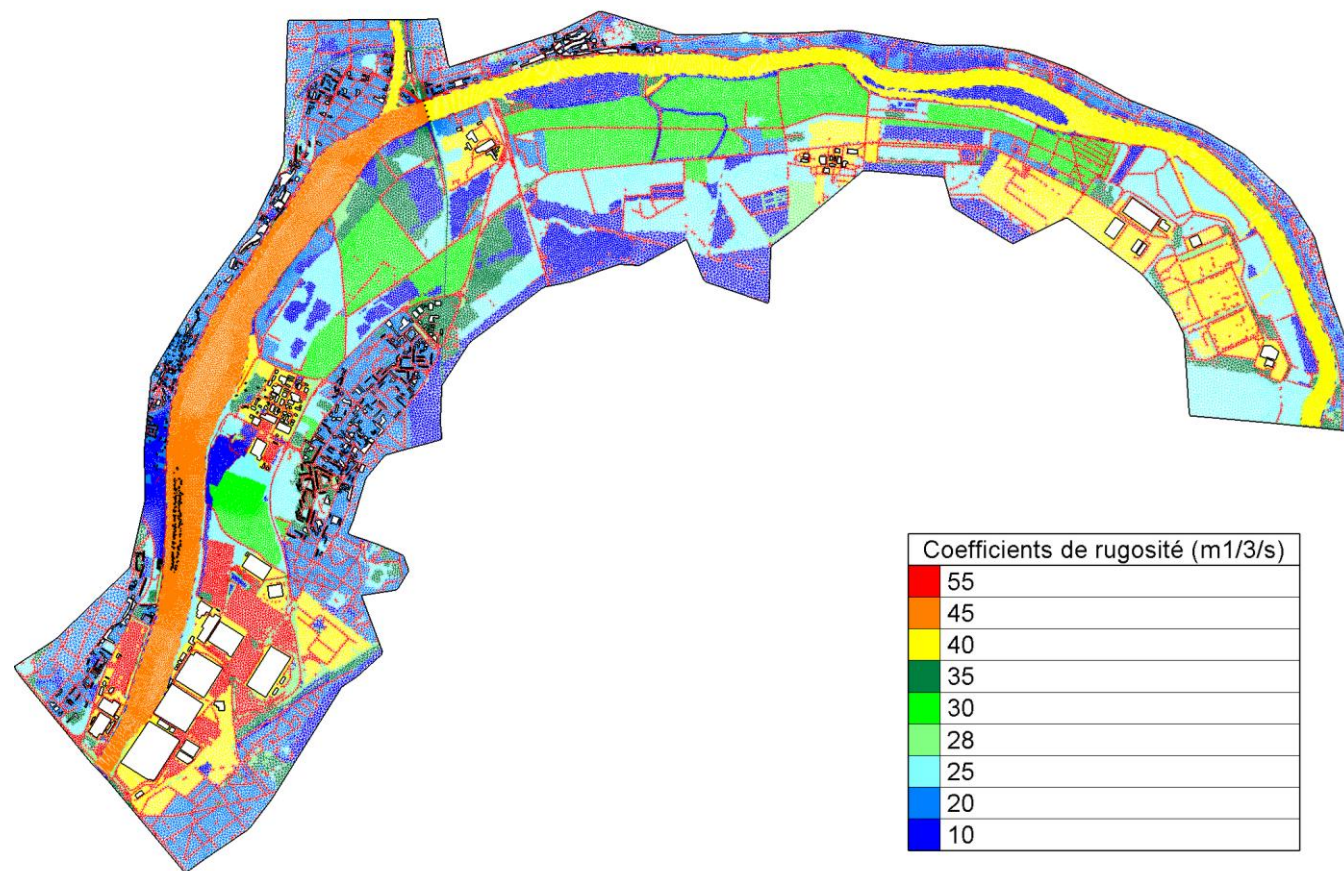


Figure 13 : Répartition des coefficients de rugosité sur le maillage – vue générale

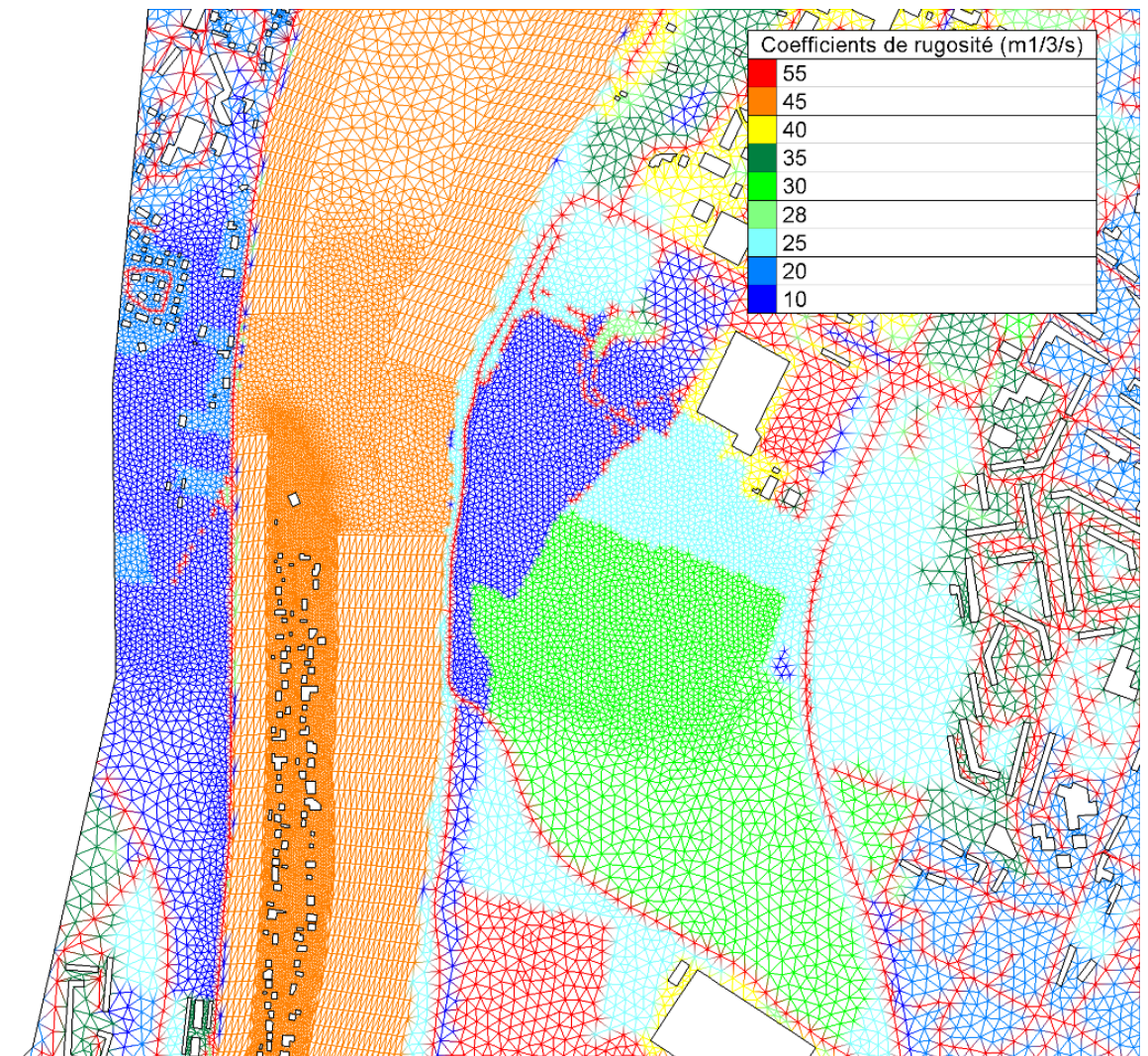


Figure 14 : Répartition des coefficients de rugosité sur le maillage – vue zoomée au droit du projet

3.2.6. Conditions aux limites du modèle numérique

3.2.6.1. Condition amont du modèle hydraulique (apports en eau)

La condition en limite amont du modèle est repérée en bleu sur la figure suivante. En amont du modèle, un débit est injecté en lit mineur de la Seine au droit de station d'épuration d'Achères.

En l'absence d'une bathymétrie fine de l'Oise et de la disponibilité de son hydrogramme de crue, le débit cumulé de la Seine et de l'Oise a été injecté sur une seule frontière, sur la Seine à l'entrée du modèle amont.

Il faut souligner que cette mesure simplificatrice a été retenue car la partie amont du modèle sert principalement à la mise en place de l'écoulement. En effet, les analyses des résultats se concentreront sur la deuxième partie du modèle, c'est-à-dire en aval de la confluence entre la Seine et l'Oise.

Certaines simulations ont été effectuées en régime permanent (débit constant dans le temps), et d'autres en régime transitoire (hydrogramme de crue), comme détaillé ci-dessous.

Pour la problématique d'incidence hydraulique du projet (exhaussement éventuel de la ligne d'eau) et d'optimisation de la transparence hydraulique du projet, les simulations en régime permanent sont totalement adaptées car il s'agit d'une problématique essentiellement liée au **débit de pointe de crue**.

Il est important de garder à l'esprit que la zone d'étude est restreinte au regard du bassin versant, et que le champ maximal d'expansion de crue, sur le tronçon modélisé, n'est pas en capacité d'effectuer un laminage significatif de l'hydrogramme de crue injecté en amont.

En effet, d'une part l'ordre de grandeur des débits de crue est important (plusieurs milliers de m³ par seconde) et, d'autre part, la forme des hydrogrammes des crues historiques montrent que la montée de crue et la décrue sont très longues et séparées par un « palier » dont la durée est longue (14 jours avec un débit supérieur à 2050 m³/s pour la crue de 1910 par exemple). En comparaison au temps de transfert entre la limite amont et la limite aval du modèle, cette durée est assimilable à un régime permanent.

En revanche, pour la problématique du ressuyage et des durées de submersion, il est impératif d'effectuer les calculs en régime transitoire.

Ainsi, selon les besoins de l'analyse présentés dans les chapitres suivants, les calculs ont été menés en régime permanent ou en régime transitoire.

3.2.6.2. Condition aval du modèle hydraulique

La sortie aval du modèle se fait au niveau du pont de Poissy et peut être observée en vert sur la figure suivante. En sortie du modèle, un niveau d'eau est imposé selon une loi hauteur-débit.

Cette loi hauteur-débit a été construite sur la base des correspondances débits/niveaux d'eau suivants.

Evènement	Débit de pointe (m ³ /s)	Cote aval du modèle (m NGF)	Commentaire
Crue de type 1910 (~100 ans)	3233	24.20	Cote égale à la cote de référence du PPRI
Crue de type 1955 (~50 ans)	2703	23.60	Cote extraite à partir de la ligne d'eau de référence (PGA)
Crue de type 2001 (~10 ans)	2070	22.60	Cote extraite à partir de la ligne d'eau de référence (PGA)
Crue quinquennale	1800	21.60	Cote déterminée* par l'analyse de crues passées
Crue biennale	1400	20.50	Cote déterminée* par l'analyse de crues passées

* la station hydrométrique de Poissy est située au niveau de la limite aval du modèle hydraulique. De ce fait, les cotes de la ligne d'eau pour Q2 et Q5 ont été déterminées à partir de niveau de crues similaires sur la période de mesure de la station.

Tableau 3 : Correspondance hauteur/débit en limite aval du modèle hydraulique

Enfin, il convient de rappeler qu'il y a une section de contrôle hydraulique en aval de la zone d'étude (zone d'activité de Poissy et site de production PSA), non représentée dans le modèle hydraulique de l'étude PGA, mais intégrée dans le présent modèle hydraulique (cf. CHAPITRE 4). **La sortie d'eau du modèle s'effectue ainsi en aval de cette section de contrôle.**



Figure 15 : Conditions aux limites du modèle hydraulique

3.3. Scénarios hydrologiques étudiés

Le calage du modèle hydraulique a été réalisé sur la base des crues historiques de **janvier 1910**, **janvier 1955** et **mars 2001**.

Le tableau ci-dessous récapitule les débits de pointe et les périodes de retour estimées de ces 3 crues. Deux occurrences de crue supplémentaires ont été étudiées (crue biennale et crue quinquennale).

Evènement	Débit maximal (m ³ /s)	Période de retour estimée
Crue biennale	1400	2 ans
Crue quinquennale	1800	5 ans
Crue de mars 2001	2070	Environ 10 ans
Crue de janvier 1955	2703	Environ 50 ans
Crue de janvier 1910	3233	Environ 100 ans

Tableau 4 : Scénarios hydrologiques considérés dans la présente étude

CHAPITRE 4. CALAGE DU MODELE HYDRODYNAMIQUE

4.1. Méthodologie

La phase de calage consiste à retrouver une ligne d'eau observée in-situ lors d'un événement particulier, en ajustant la rugosité du terrain (coefficient de Strickler) qui traduit le frottement plus ou moins important de l'eau en lit mineur.

Ainsi, une première valeur du coefficient de Strickler a été définie dans le lit mineur de la Seine (30 m^{1/3}/s).

Dans un second temps, par un procédé itératif, ce coefficient est adapté afin d'analyser les variations de lignes d'eau calculées par le modèle, dans l'objectif de s'approcher au mieux des lignes d'eau observées pour les crues de calage (tout en conservant une valeur réaliste de ce coefficient). A titre d'information, pour arriver au choix de la valeur de coefficient de Strickler retenue en lit mineur, 5 itérations ont été nécessaires.

Le modèle hydraulique bidimensionnel a été calé sur les laisses de crue historiques de 1910 et il a été comparé aux résultats des lignes d'eau du modèle de Setec-Hydratec (étude d'Actualisation du PGA) pour les crues de 1955 et 2001.

4.2. Données permettant le calage du modèle hydraulique

Le calage du modèle a été réalisé à partir des données disponibles pour 3 événements :

- **Crue de Janvier 1910**, dont le débit de pointe est évalué à 3 233 m³/s (station de Mantes-la-Jolie)
- **Crue de Janvier 1955**, dont le débit de pointe est évalué à 2 703 m³/s (station de Mantes-la-Jolie)
- **Crue de Mars 2001**, dont le débit de pointe est évalué à 2 070 m³/s (station de Poissy)

Les données permettant le calage pour ces 3 événements ont été recueillies dans le rapport explicatif de 2016, « Cartographie des zones inondables et des risques d'inondation du TRI Métropole francilienne » de la DRIEE. Ce sont les données suivantes :

- Pour la crue de 1910, les valeurs NPHE issues du PPRI Seine-Oise sont disponibles sur la zone d'étude, au droit de plusieurs profils en travers.

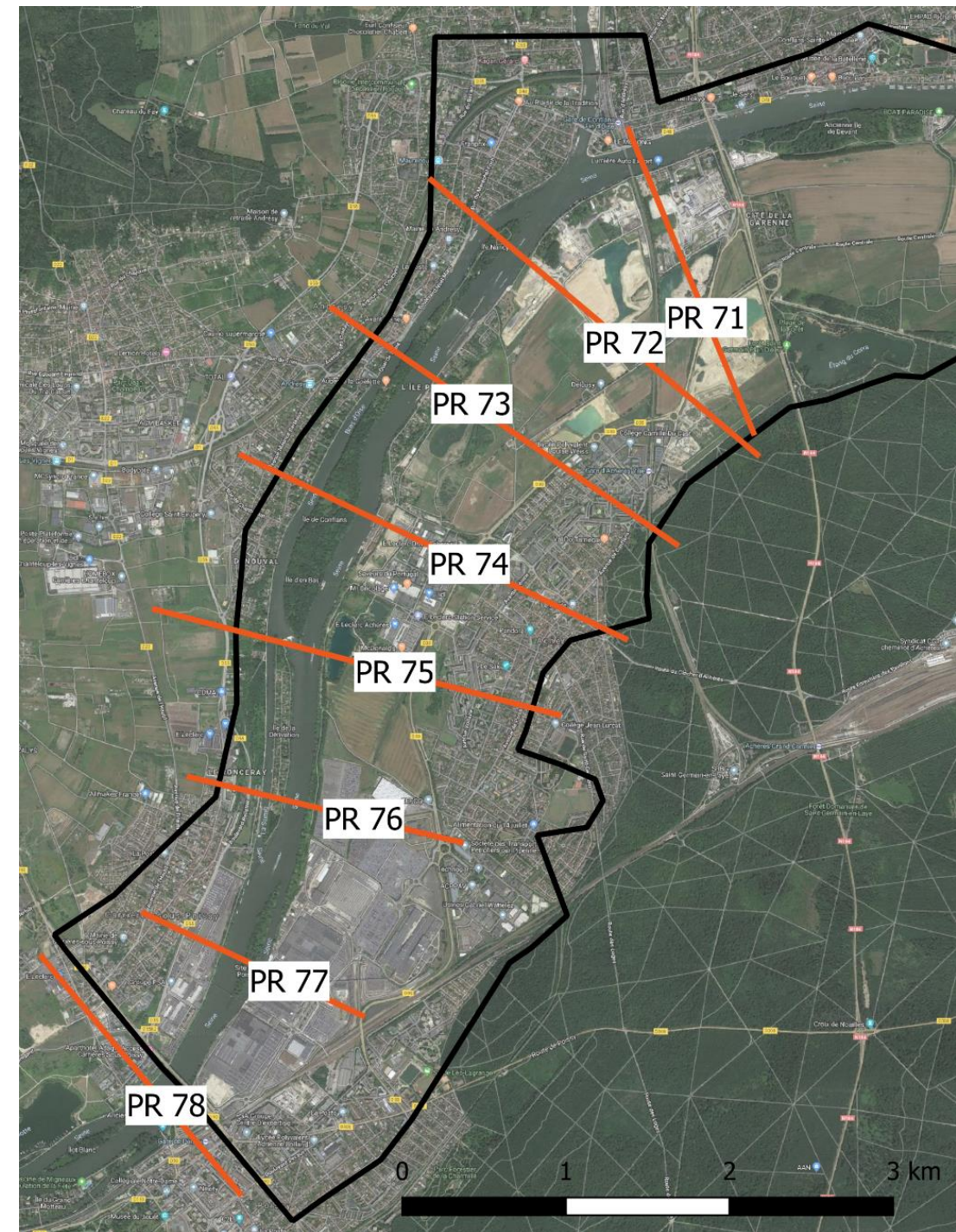


Figure 16 : Localisation des profils de références PPRI Seine-Oise

- Pour les crues de 1955 et 2001, les données calculées par le modèle ont été comparées aux valeurs des lignes d'eau de l'étude « Actualisation du PGA d'Achères (2016, Setec Hydratec, Groupement de commande : État – Ville d'Achères – Ports de Paris – Conseil Départemental des Yvelines). Pour ces deux événements, il s'agit ainsi davantage d'une vérification de cohérence par rapport aux résultats d'une étude de référence antérieure qu'un calage au sens strict.

Ces simulations ont été effectuées en régime permanent. Les résultats de la modélisation sont extraits quand le régime permanent est atteint.

4.3. Résultats du calage

Le graphique suivant présente les profils en long des lignes d'eau dans la Seine avec différents coefficients de rugosité (KS).

Les semis de points rouges et bleus correspondent aux lignes d'eau obtenues par le modèle (pour des valeurs de coefficient de rugosité de 32 et 45 $m^{1/3}/s$ respectivement) et la ligne noire en pointillé représente la ligne d'eau de référence pour la crue de 1910.

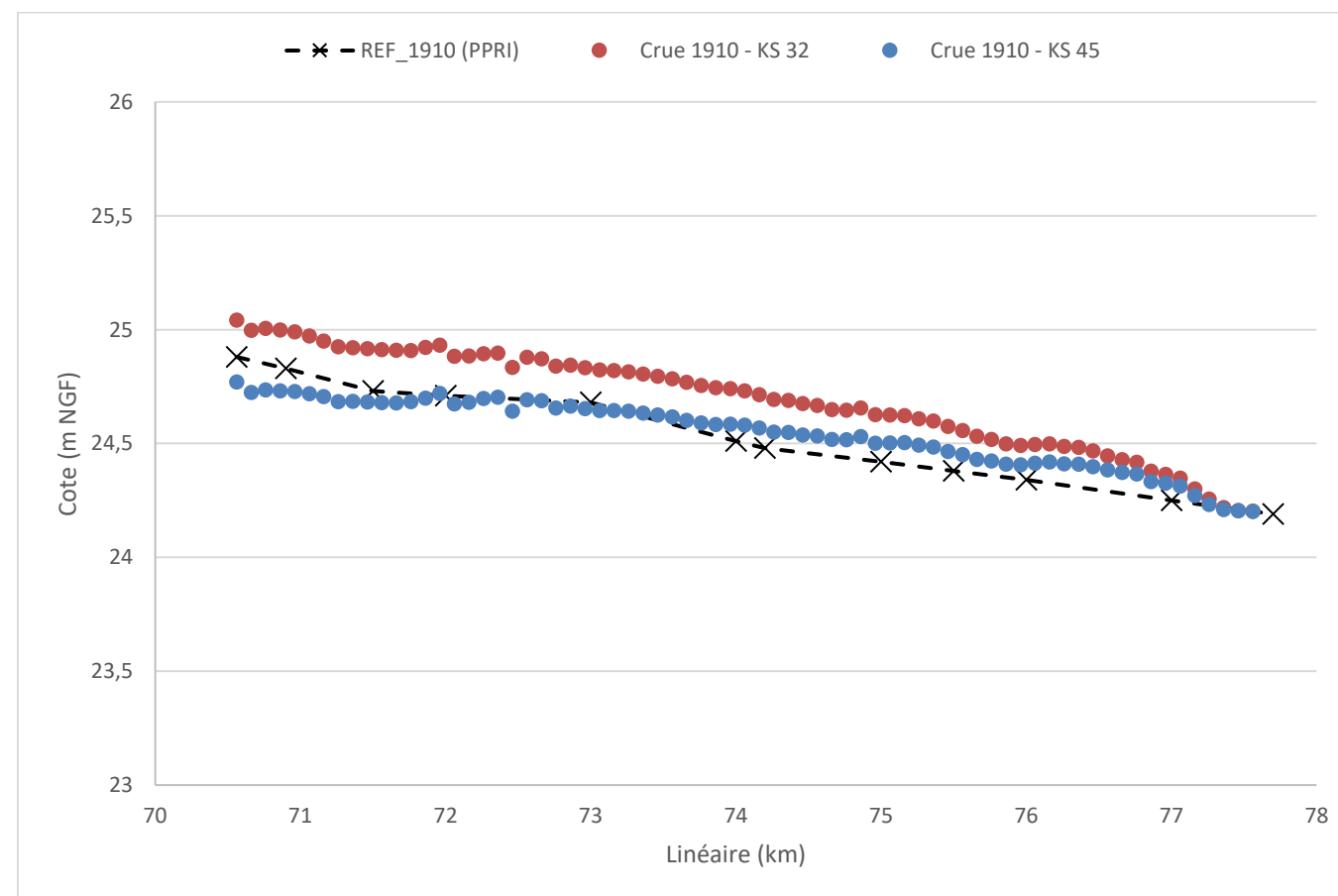


Figure 17 : Profil en long des lignes d'eau en Seine avec les coefficients de rugosité initiaux (avant calage)

Avec une valeur de rugosité de 45 $m^{1/3}/s$, la ligne d'eau du modèle tend vers la ligne d'eau de référence issue du PPRI pour la crue de 1910. Par ailleurs, les résultats montrent que l'ajustement est conditionné par l'aval au niveau l'usine PSA de Poissy. Une réduction de la section d'écoulement (section de contrôle hydraulique) s'observe à cet endroit et limite l'abaissement de la ligne d'eau malgré un coefficient de rugosité de 45 $m^{1/3}/s$. Cela s'explique par l'urbanisation et les obstacles présents comme le montre l'illustration suivante.

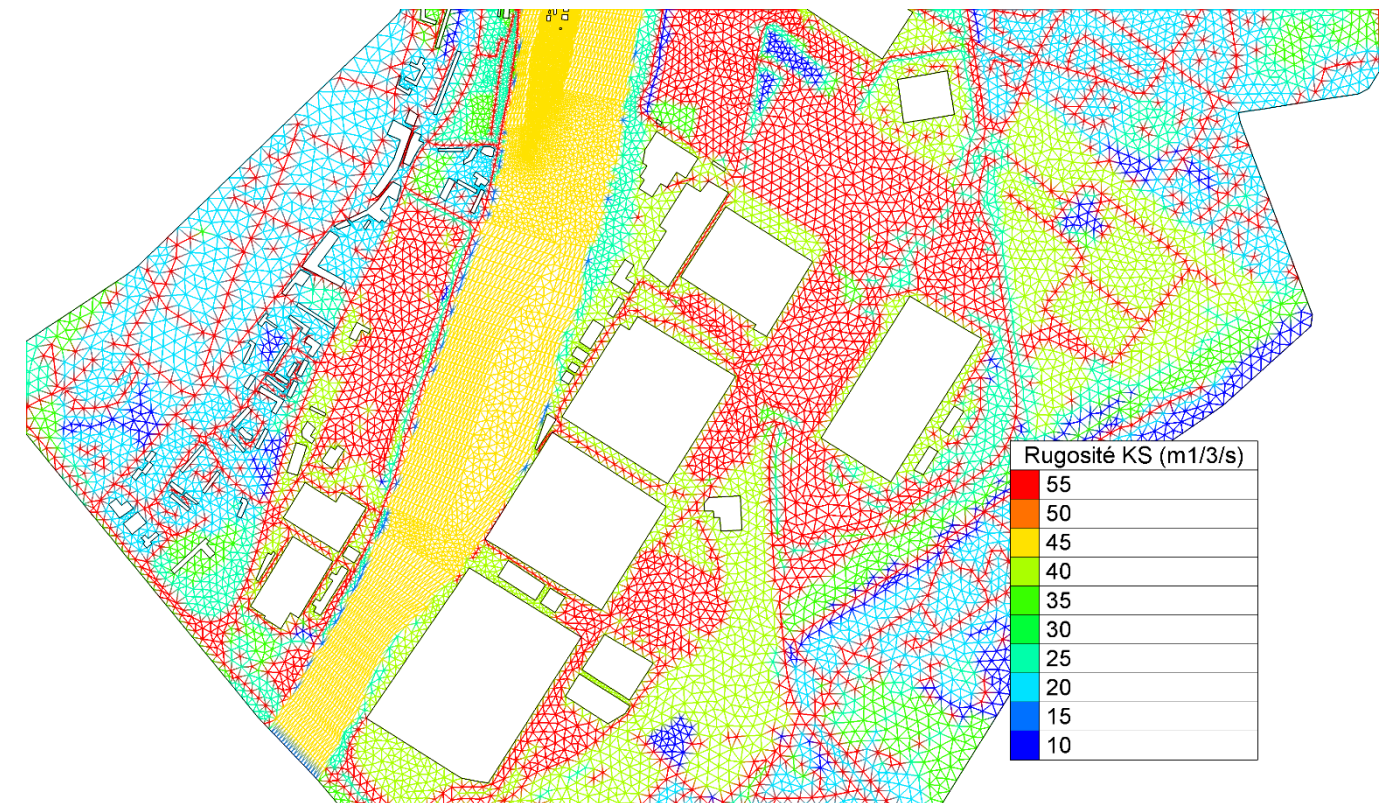


Figure 18 : Forte urbanisation présente au niveau du site industriel automobile de Poissy

La valeur de rugosité **KS 45 $m^{1/3}/s$** est donc retenue à l'issue du calage. L'écart résiduel en partie aval du modèle entre la ligne d'eau calculée et la ligne d'eau de référence est lié aux évolutions d'urbanisation et aux bâtis structurants qui conditionnent davantage les écoulements aujourd'hui qu'en 1910 (cf. photographies aériennes historiques présentées en pages suivantes).

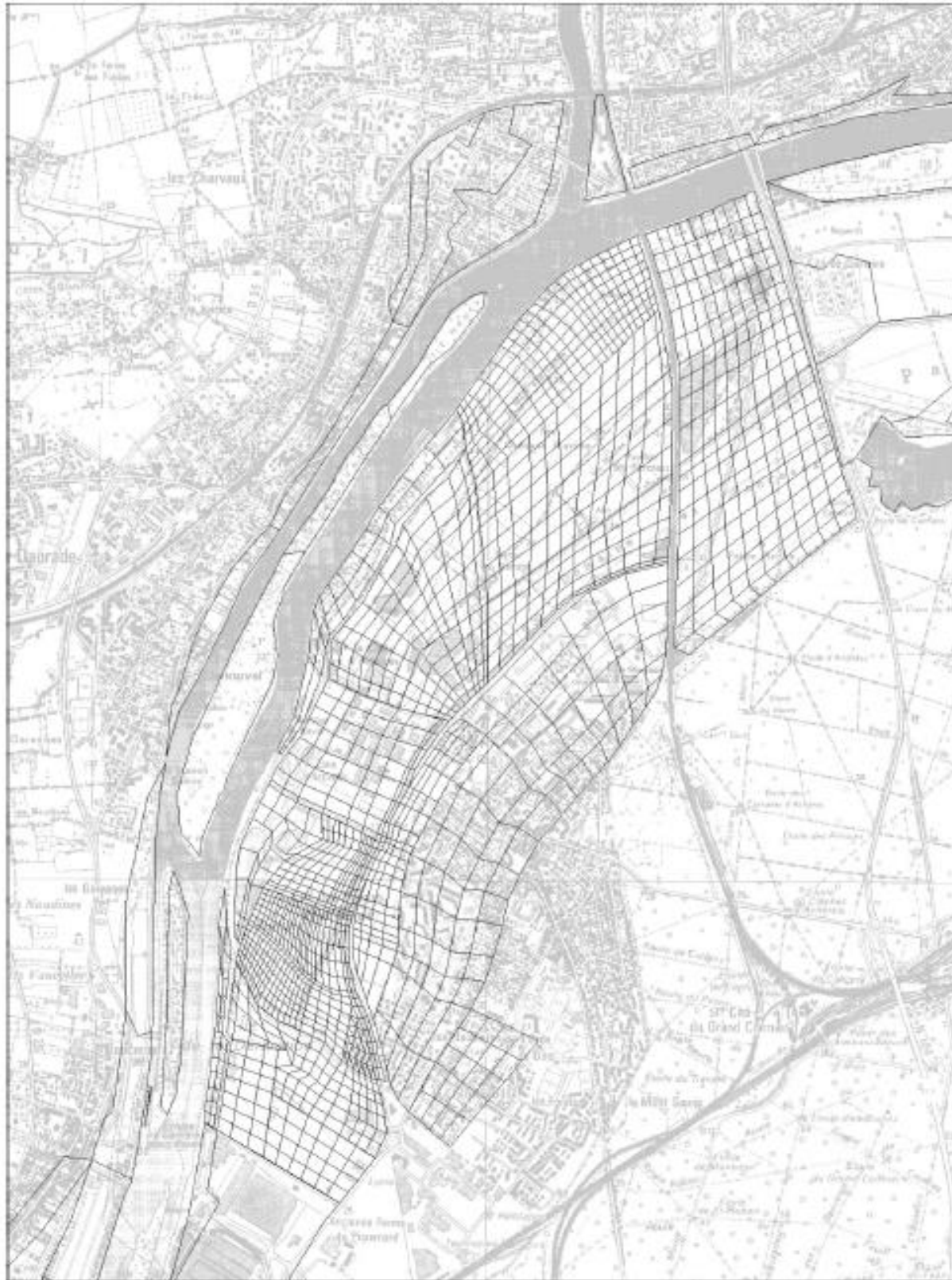


Figure 19 : Modèle filaire-casier issu de l'étude PGA (2016, Setec-Hydratec)

Sur cette illustration, la limite aval du modèle est située en amont du site industriel automobile.

Par ailleurs, l'occupation du sol a sensiblement changé entre 1910 et aujourd'hui.



Figure 20 : Vue aérienne de la zone d'activité de Poissy en 1919 (source : IGN)

L'illustration ci-dessus, issue d'une orthophotographie prise le 11 septembre 1919, montre l'emprise minimale de l'urbanisation de Poissy par rapport à aujourd'hui. En effet, le site de production automobile (Ford puis PSA en 1978), situé en aval de l'emprise du modèle hydraulique, apparaît à partir de 1937.

L'illustration ci-après compare l'évolution de l'occupation du sol au niveau du site industriel entre 1949 et aujourd'hui.

Le changement d'occupation du sol entre 1910 et aujourd'hui, avec de nombreux obstacles présents en situation actuelle, explique les différences locales entre la ligne d'eau calculée par le modèle hydraulique et les laisses de crue de 1910.



Figure 21 : Évolution du territoire en aval du projet entre 1949 (à gauche) et aujourd'hui (à droite) -
(source : remonterletemps.ign.fr)

La figure suivante présente les profils des lignes d'eau en Seine pour les crues de 1910, 1955 et 2001 avec le coefficient de Strickler $KS\ 45\ m^{1/3}/s$.

Les semis de points bleus, oranges et verts correspondent respectivement aux lignes d'eau obtenues par le modèle pour les crues de 1910, 1955 et 2001.

Les lignes en pointillé avec les marqueurs en croix bleus, oranges et verts représentent respectivement les lignes d'eau de référence pour les crues de 1910, 1955 et 2001.

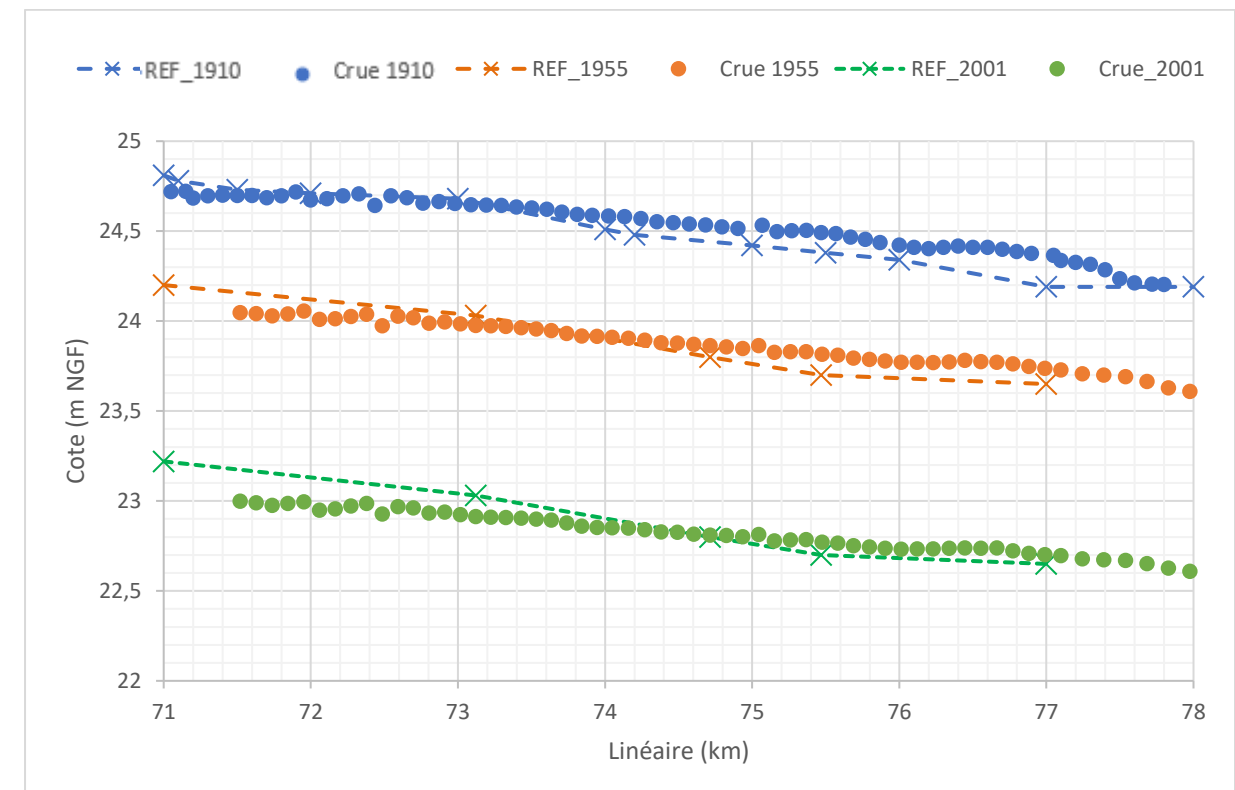


Figure 22 : Profils en long des lignes d'eau en Seine avec le coefficient de rugosité retenu (après calage)

La figure ci-dessus permet de visualiser les potentiels écarts constatés entre les niveaux d'eau de référence et les niveaux d'eaux calculés avec le modèle hydraulique pour les crues de 1910, 1955 et 2001.

Les profils en long débutent au viaduc ferroviaire de Conflans (Profil de référence 71). Ils continuent au barrage d'Andrésy (PR 73,2) et à la zone de remblai de l'étang des Bauches qui est à proximité du projet de viaduc actuel (PR 74,7). Enfin, les profils en long se terminent à proximité de l'usine PSA (PR 77).

De plus, les caractéristiques hydrauliques de référence de la Seine au droit du franchissement par la liaison RD30 - RD190 sont les suivantes :

- Niveau des plus hautes eaux connues (Crue de 1910) : **24.51 m NGF.**

Le tableau suivant présente les écarts entre les cotes calculées par le modèle et les cotes de référence au niveau du projet et pour chaque crue de calage.

Crue de calage	Ligne d'eau étude précédente (m NGF)	Ligne d'eau calculée par le modèle (m NGF)	Écarts (cm)
Janvier 1910	24,44	24,52	+8
Janvier 1955	23,8	23,85	+5
Mars 2001	22,8	22,81	+1

Tableau 5 : Écarts estimés pour les crues de Janvier 1910, Janvier 1955 et Mars 2001 au niveau de la zone du projet

La crue de Janvier 1910 est celle qui présente l'écart le plus marqué (+8 cm au droit de la zone du projet) mais qui peut s'expliquer par la différence de précision dans la représentation des écoulements par le modèle actuel par rapport à celui de l'étude SETEC PGA, et notamment la prise en compte de la section de contrôle hydraulique en aval.

Profil de référence	Ligne de référence (m NGF) (NPHE)	Ligne d'eau calculée par le modèle (m NGF)	Écarts (cm)
PR 73	24,68	24,67	-1
PR 75	24,51	24,52	+1

Tableau 6 : Écarts estimés pour la crue de Janvier 1910 par rapport aux valeurs de références

Les écarts entre les lignes d'eau de référence et les lignes d'eau calculées sont extrêmement faibles.

D'une part, l'emprise du présent modèle est plus importante que le modèle élaboré pour le PGA (il permet notamment de représenter la section de contrôle en aval), et d'autre part la résolution des mailles est plus fine. En effet, le présent modèle s'appuie sur une bathymétrie et topographie fine mis-à-jour et tient compte d'une occupation du sol définie précisément.

En conclusion, au regard des très faibles écarts entre les crues historiques et les lignes d'eau calculées par le modèle, et des explications associées, le modèle hydraulique est correctement calé.

4.4. Comparaison de l'emprise inondable vis-à-vis de la cartographie du TRI

Dans la cartographie ci-dessous, le contour de la zone inondable modélisé pour la crue de type 1910 a été superposé à la cartographie du TRI, pour l'évènement moyen (comparaison plus simple à illustrer que vis-à-vis du PPRI, compte tenu des données numérisées recueillies).

L'emprise inondable obtenue par le modèle est globalement équivalente à celle du TRI pour l'évènement moyen (occurrence centennale). Les différences locales d'emprise inondable peuvent s'expliquer notamment par la finesse du maillage, ou la précision des données topographiques utilisées. Au sud-est de la zone d'étude, on note un écart significatif d'emprise inondable. L'emprise inondable modélisée est localement plus étendue que celle du TRI. Au regard des cotes de référence de la ligne d'eau et de la topographie source utilisée (RGE Alti de l'IGN), aucun élément topographique structurants ne semble empêcher la venue d'eau dans ce secteur. La représentation par le modèle hydraulique construit est conforme par la comparaison des cotes de référence, à la topographie source disponible.

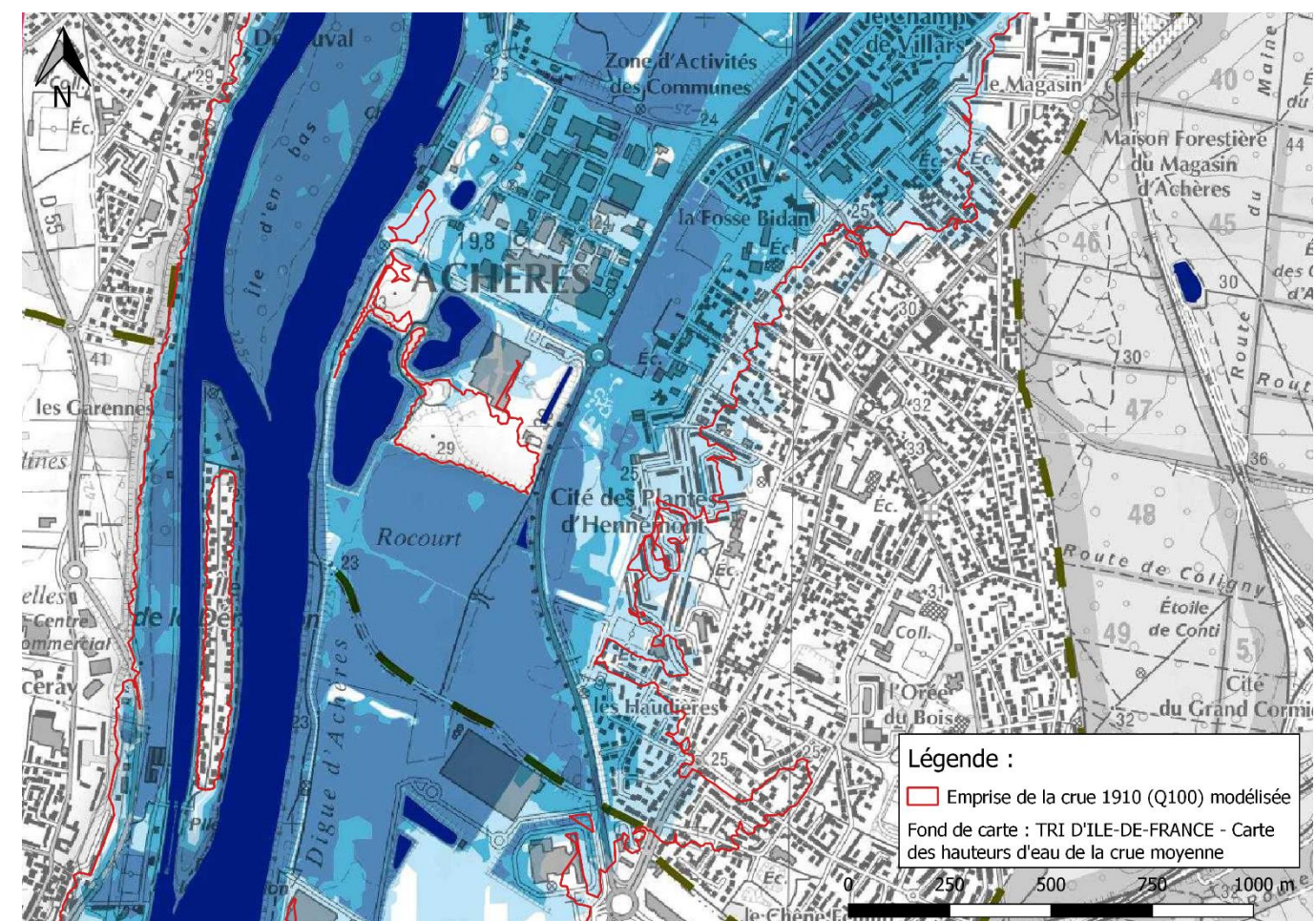


Figure 23 : Comparaison de l'emprise inondable du modèle à la carte TRI pour l'évènement moyen

4.5. Conclusion sur le calage

Les écarts entre les cotes issues du modèle et les cotes de référence sont très faibles et indiquent une bonne représentation des mécanismes d'écoulement par le modèle hydraulique. Les résultats du calage

sont donc acceptables et ont permis de retenir une valeur de rugosité de $45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ en lit mineur de la Seine.

Compte-tenu du fait que les simulations des crues de calage n'ont pas mis en avant d'importants écarts aux lignes d'eau observées) et de la similitude des emprises inondables pour l'événement de référence de type 1910, ces résultats confirment le bon calage du modèle.

CHAPITRE 5. RESULTATS DE LA MODELISATION HYDRAULIQUE A L'ETAT DE REFERENCE

5.1. Crue de référence centennale de type 1910

Les simulations des crues biennale, quinquennale et des crues de type 2001, 1955 et 1910 en situation initiale ont été réalisées. Les débits des crues biennale et quinquennale sont disponibles sur Banque Hydro (<http://www.hydro.eaufrance.fr/>) pour la station de Poissy. Les données issues de la station de Poissy (Pont de Poissy) ont été retenues en raison de sa proximité avec le projet (environ à 2,5 km, au niveau de la limite aval du modèle hydraulique).

Ces résultats serviront d'état de référence au chapitre suivant pour quantifier les incidences du projet en phases travaux et définitive.

La simulation de la crue de 1910 s'est faite sur une durée de calcul de 1 jours afin que le régime permanent soit établi. Pour rappel, un débit de 3233 m³/s, correspondant au maximum atteint lors du pic de crue, a été appliqué en entrée du modèle.

La carte ci-dessous présente la cartographie des hauteurs d'eau maximales atteintes une fois le régime établi. La simulation de la crue de 1910 inonde principalement le lit majeur en rive gauche avec des hauteurs d'eau proche de 2 m dans les plaines et 1 m dans les zones résidentielles.

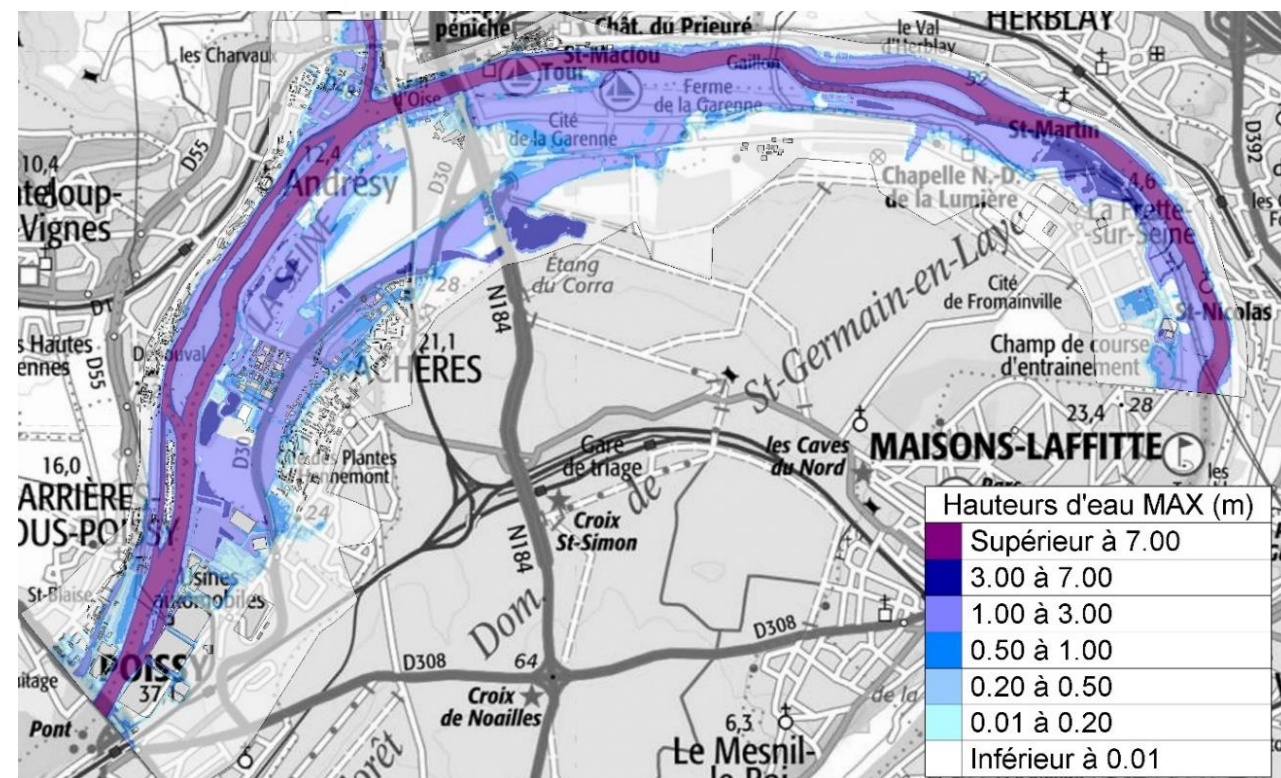


Figure 24 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue de 1910 en régime permanent et en situation initiale

Les cartes suivantes présentent respectivement les hauteurs d'eau et les vitesses au droit du projet calculées pour la crue de 1910. Les hauteurs de submersion sont assez fortes, de l'ordre de 2,5 m au lieu-dit « Rocourt ». En revanche, les vitesses d'écoulement sont assez faibles (de l'ordre de 0,2 m/s) à cet endroit.

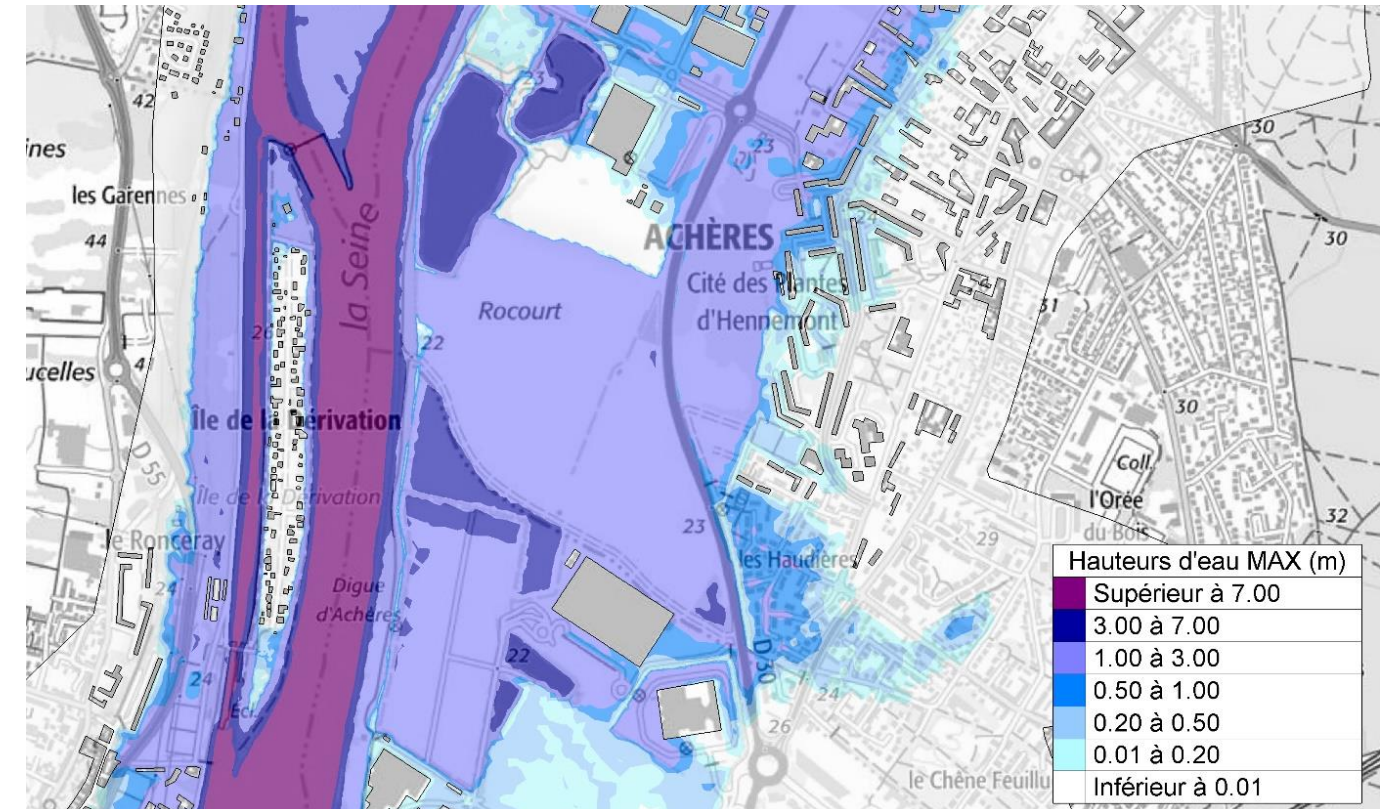


Figure 25 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue de 1910 en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet

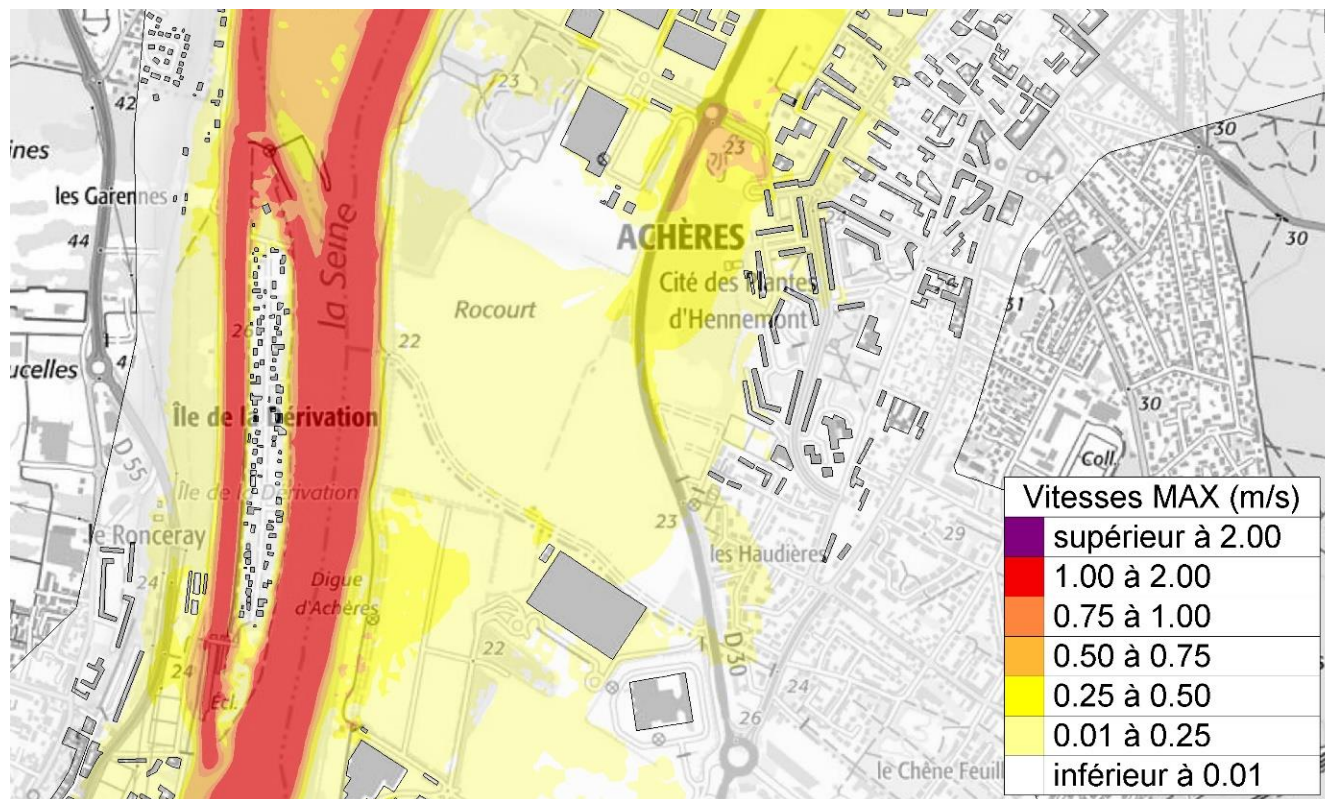


Figure 26 : Cartographie des vitesses maximales d'écoulement de la crue de 1910 en régime permanent et en situation initiale - vue zoomée au droit du projet

5.2. Crue cinquantennale de type 1955

La simulation de la crue de type 1955 s'est faite sur une durée de calcul de 1 jours afin que le régime permanent soit établi. Pour rappel, un débit de 2703 m³/s correspondant au maximum atteint lors du pic de crue, a été appliqué en entrée du modèle.

La carte ci-dessous présente la cartographie des hauteurs d'eau maximales atteintes une fois le régime établi.

La simulation de la crue de type 1955 inonde principalement le lit majeur en rive gauche avec des hauteurs d'eau proche de 1,5 m dans les plaines et 1 m dans les zones résidentielles au nord-est du projet.

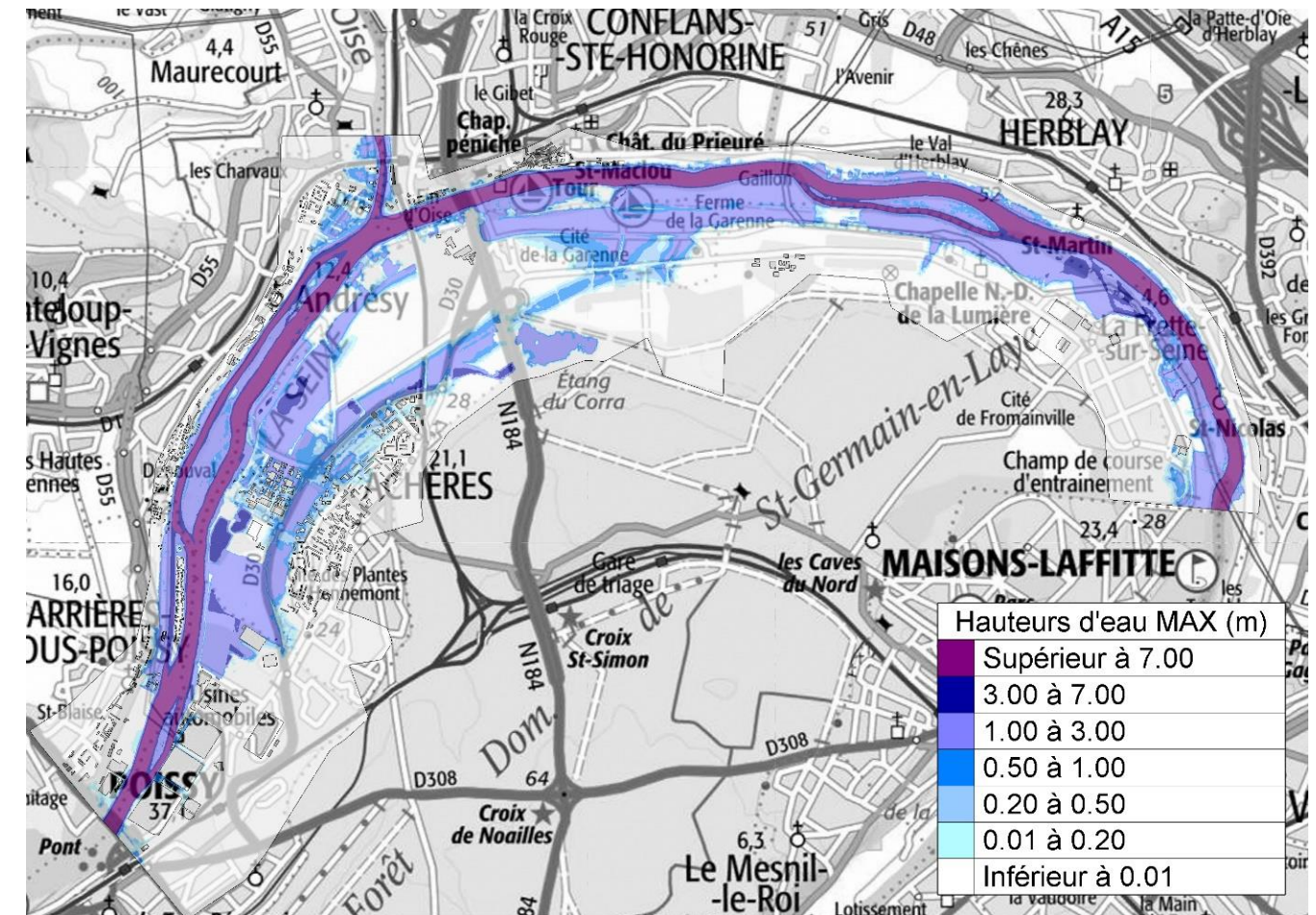


Figure 27 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue de 1955 en régime permanent et en situation initiale

Les cartes suivantes présentent respectivement les hauteurs d'eau et les vitesses au droit du projet calculées pour la crue de type 1955. Les hauteurs de submersion sont assez fortes, de l'ordre de 1,9 m au lieu-dit « Rocourt ». En revanche, les vitesses d'écoulement sont quasi nulles (0,04 m/s) à cet endroit.

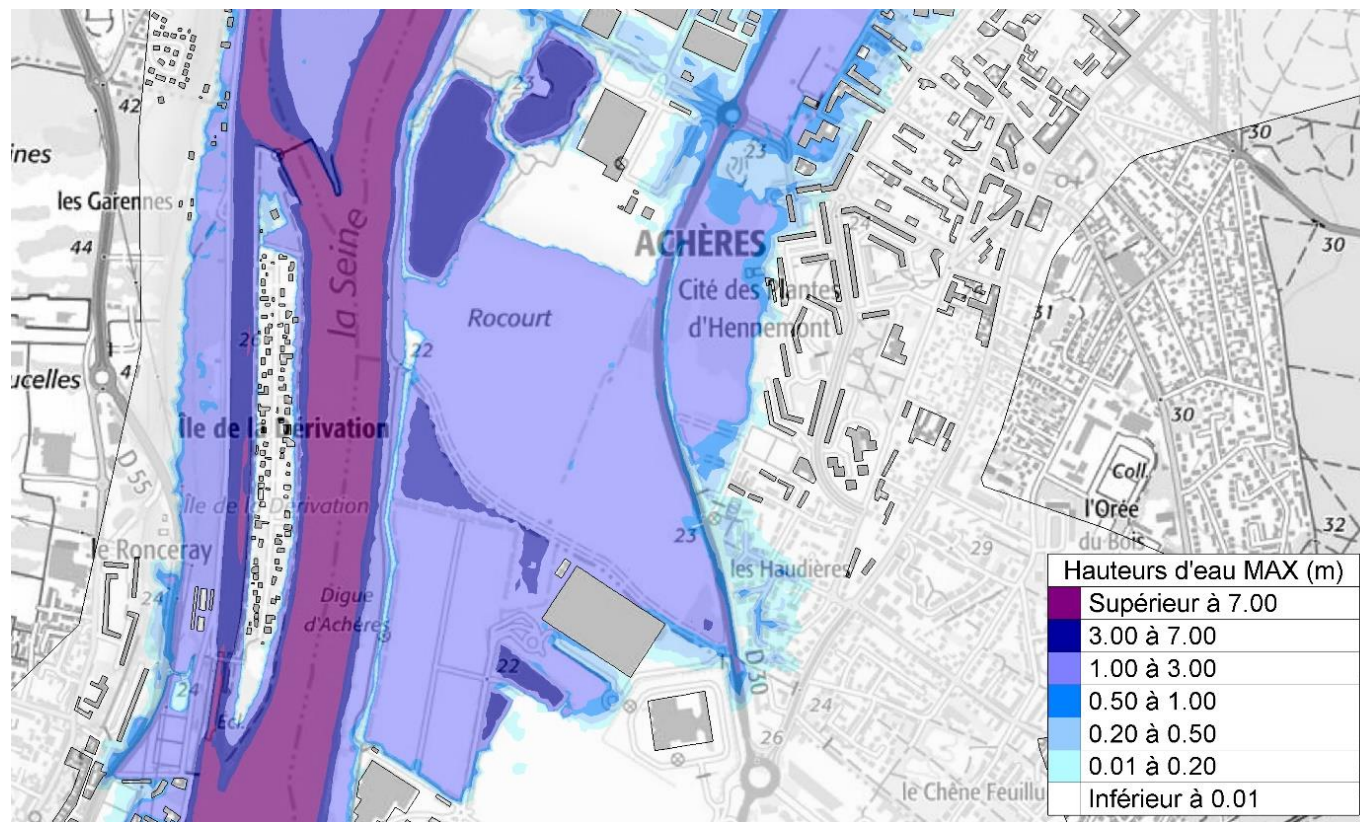


Figure 28 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue de 1955 en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet

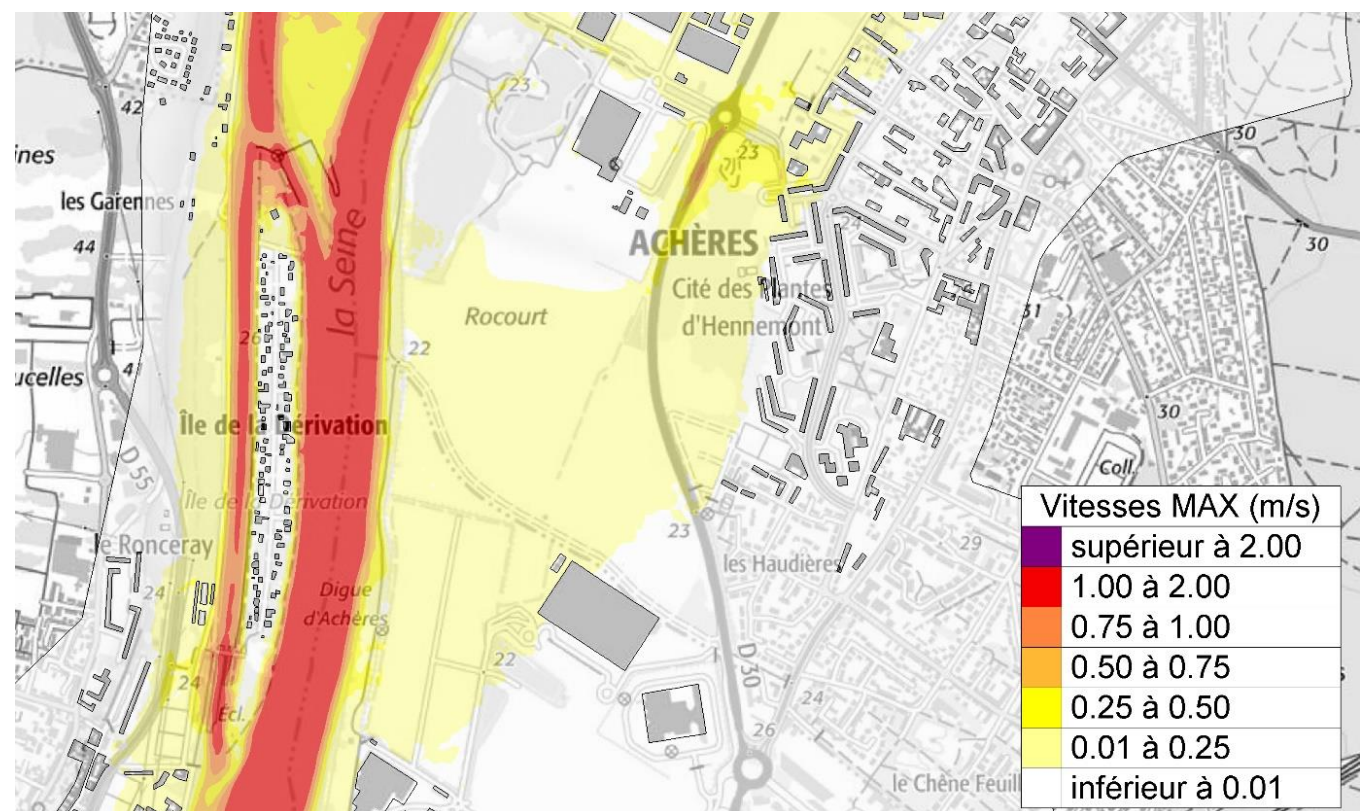


Figure 29 : Cartographie des vitesses maximales d'écoulement de la crue de 1955 en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet

5.3. Crue décennale de type 2001

La simulation de la crue de type 2001 s'est faite sur une durée de calcul de 30 jours afin que le régime permanent soit établi. Pour rappel, un débit de 2070 m³/s correspondant au maximum atteint lors du pic de crue, a été appliqué en entrée de modèle.

La carte ci-dessous présente la cartographie des hauteurs d'eau maximales atteintes une fois le régime établi.

La simulation de la crue de 2001 inonde légèrement le lit majeur en rive gauche avec des hauteurs d'eau proche de 0,8 m dans les plaines.

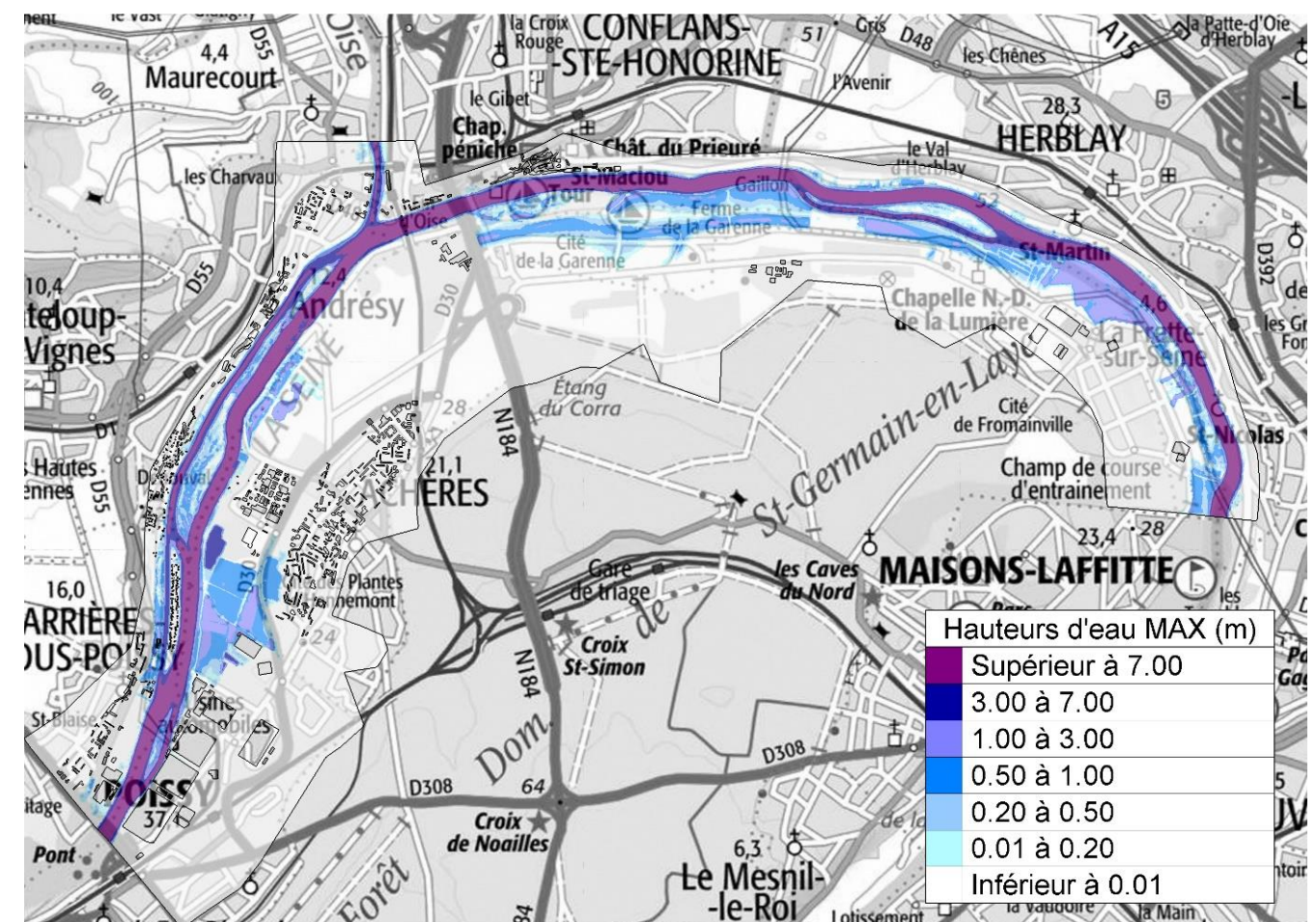


Figure 30 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue de 2001 en régime permanent et en situation initiale

Les cartes suivantes présentent respectivement les hauteurs d'eau et les vitesses au droit du projet calculées pour la crue de 2001. Au-lieu-dit « Rocourt », les hauteurs de submersion sont de l'ordre de 0,8 m. Les vitesses d'écoulement sont quasi nulles (0,03 m/s) à cet endroit.

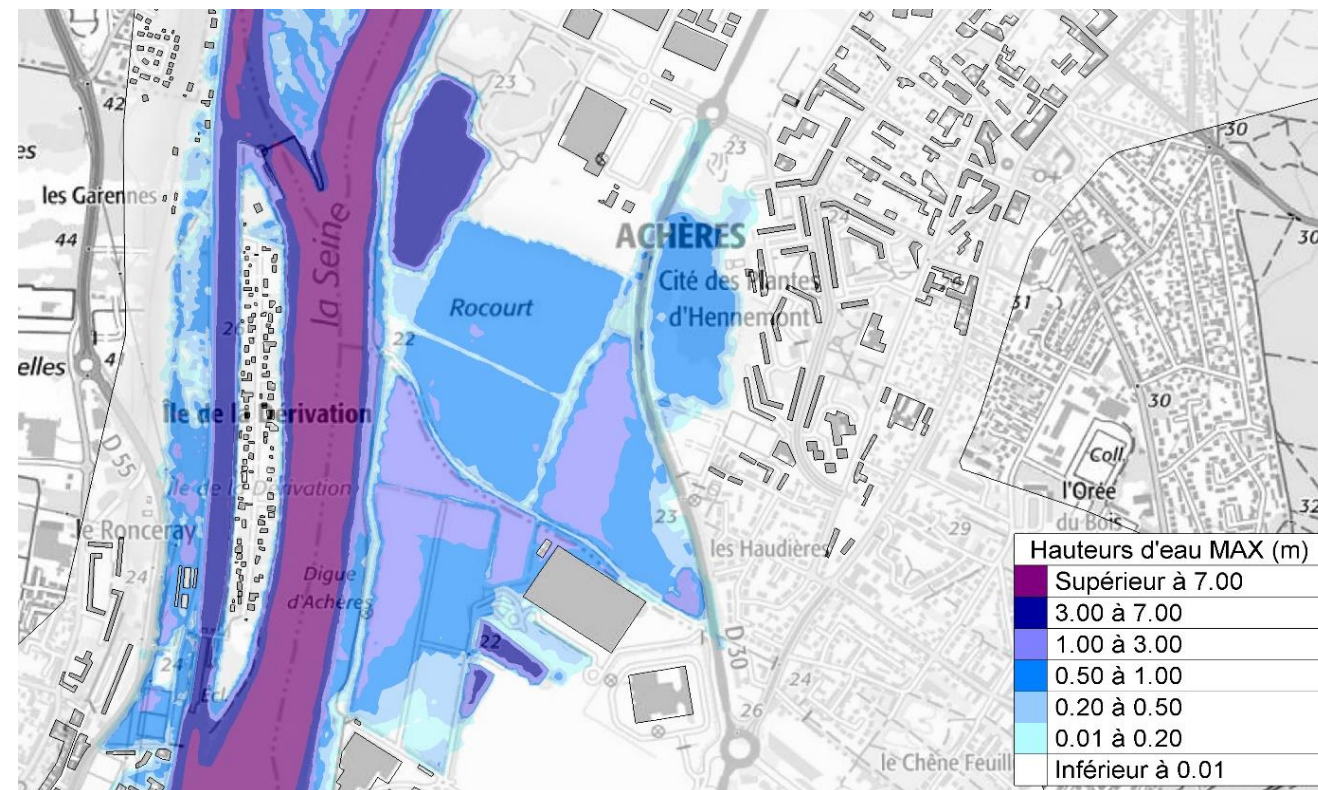


Figure 31 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue de 2001 en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet

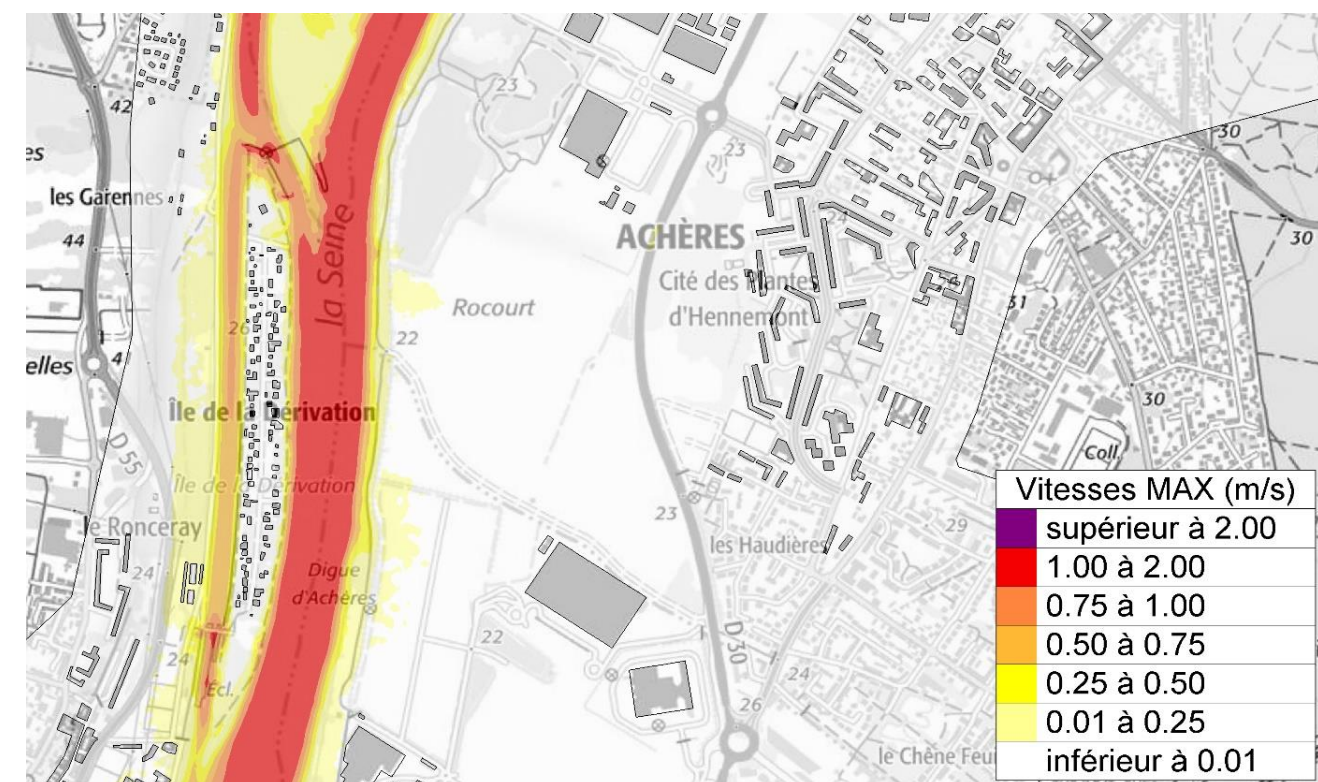


Figure 32 : Cartographie des vitesses maximales d'écoulement de la crue de 2001 en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet

5.4. Crue quinquennale

La simulation de la crue quinquennale s'est faite sur une durée de calcul de 1 jours afin que le régime permanent soit établi. Pour rappel, un débit de 1800 m³/s a été appliqué en entrée de modèle.

La carte ci-dessous présente la cartographie des hauteurs d'eau maximales atteintes une fois le régime établi.

La simulation de la crue de quinquennale montre que ce débit n'engendre pas de débordement en lit majeur.

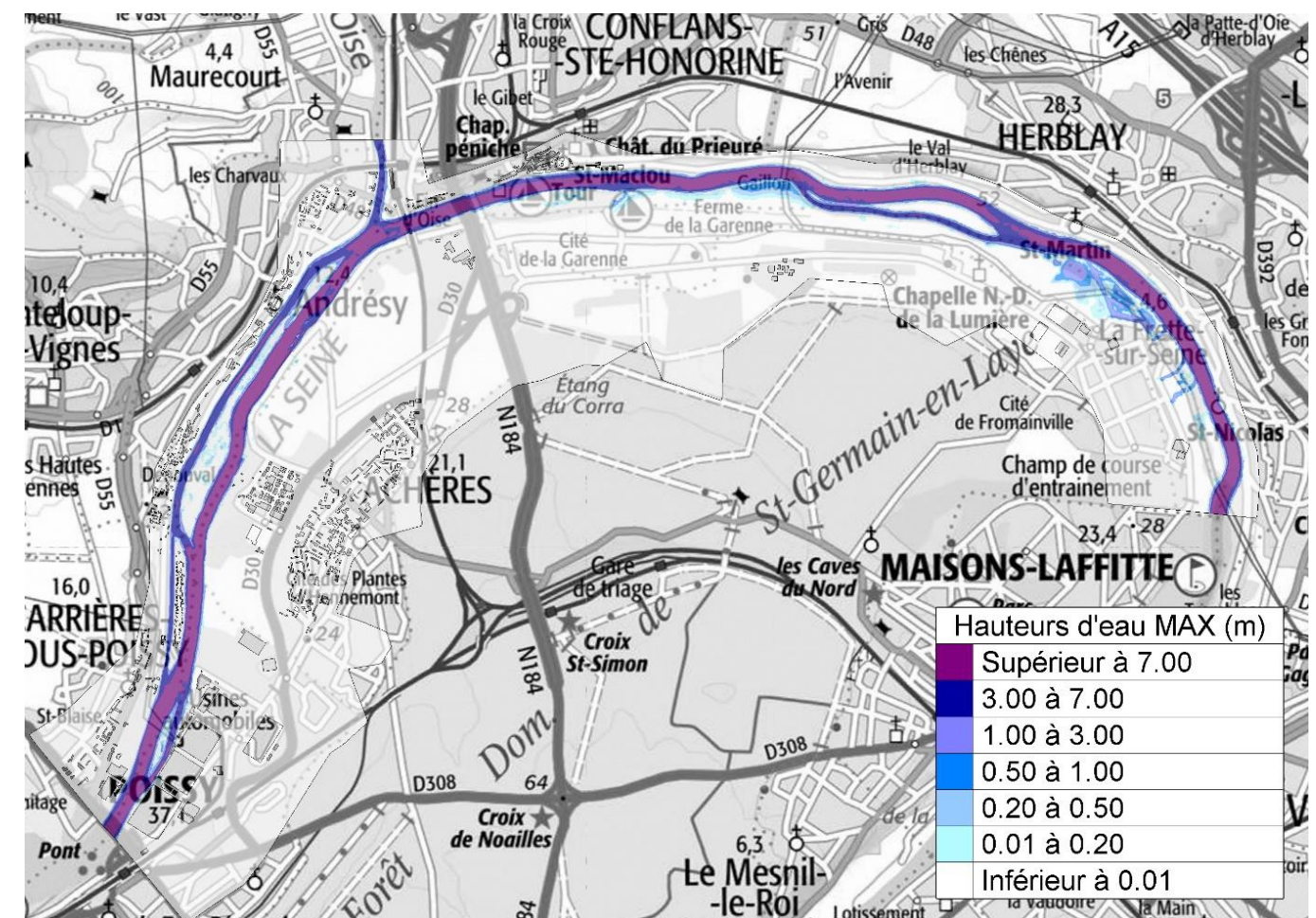


Figure 33 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue quinquennale en régime permanent et en situation initiale

Les cartes suivantes présentent respectivement les hauteurs d'eau et les vitesses au droit du projet calculées pour la crue quinquennale.

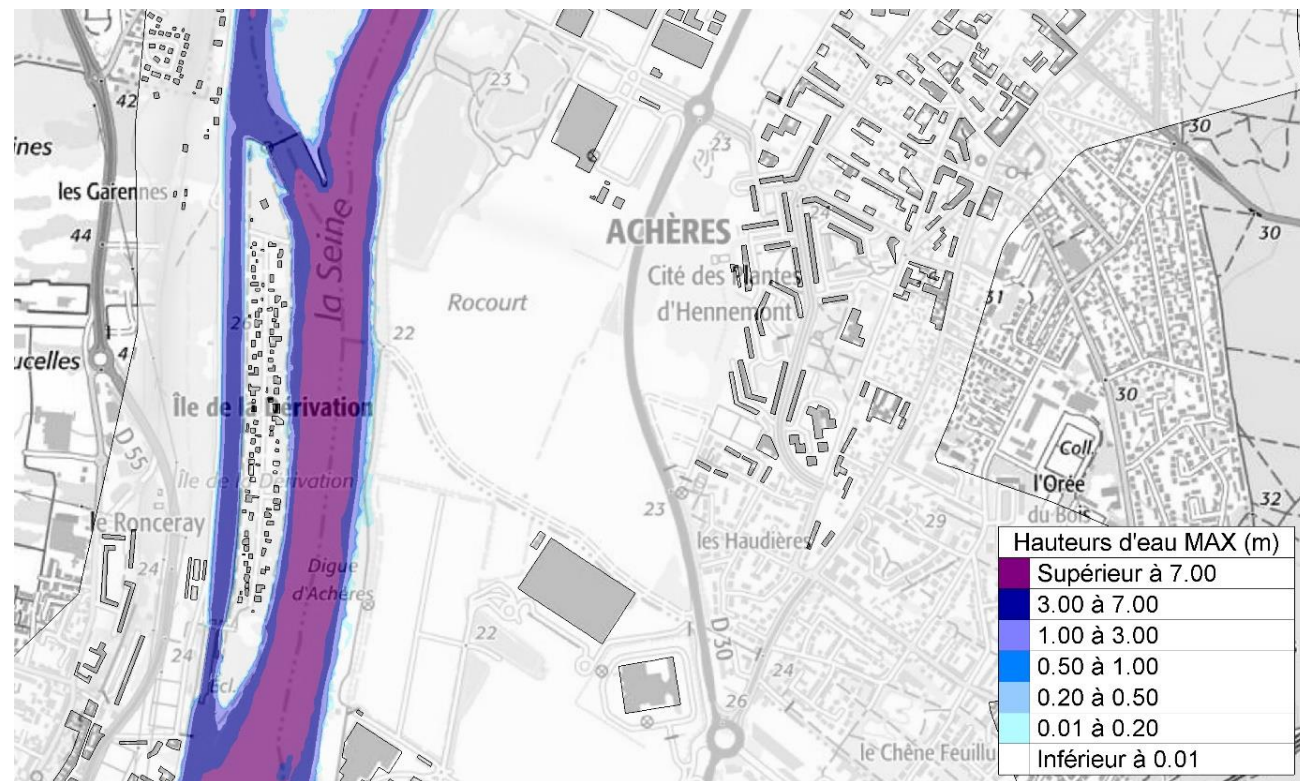


Figure 34 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue quinquennale en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet

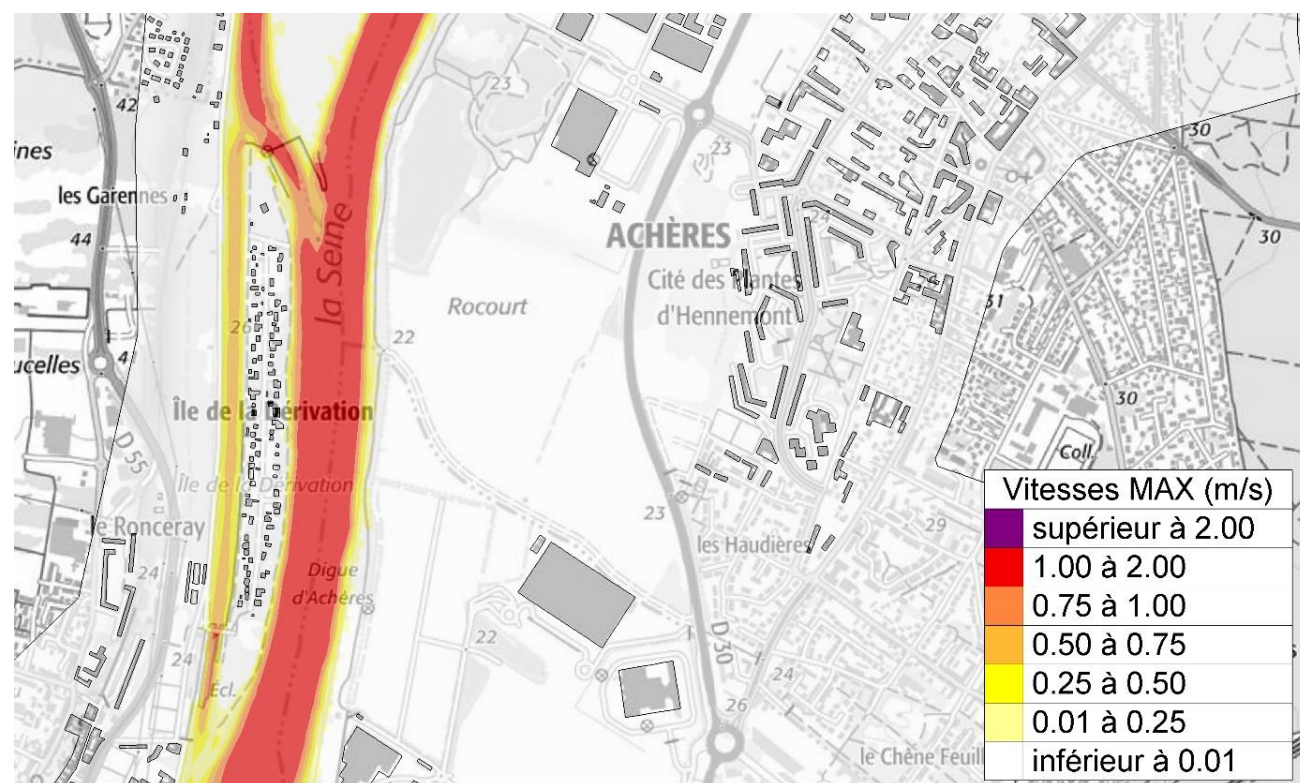


Figure 35 : Cartographie des vitesses maximales d'écoulement de la crue quinquennale en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet

5.5. Crue biennale

La simulation de la crue biennale s'est faite sur une durée de calcul de 1 jours afin que le régime permanent soit établi. Pour rappel, un débit de 1400 m³/s a été appliqué en entrée de modèle.

La carte ci-dessous présente la cartographie des hauteurs d'eau maximales atteintes une fois le régime établi.

Comme pour la crue précédente, la simulation de la crue de biennale montre que ce débit n'engendre pas de débordement en lit majeur.

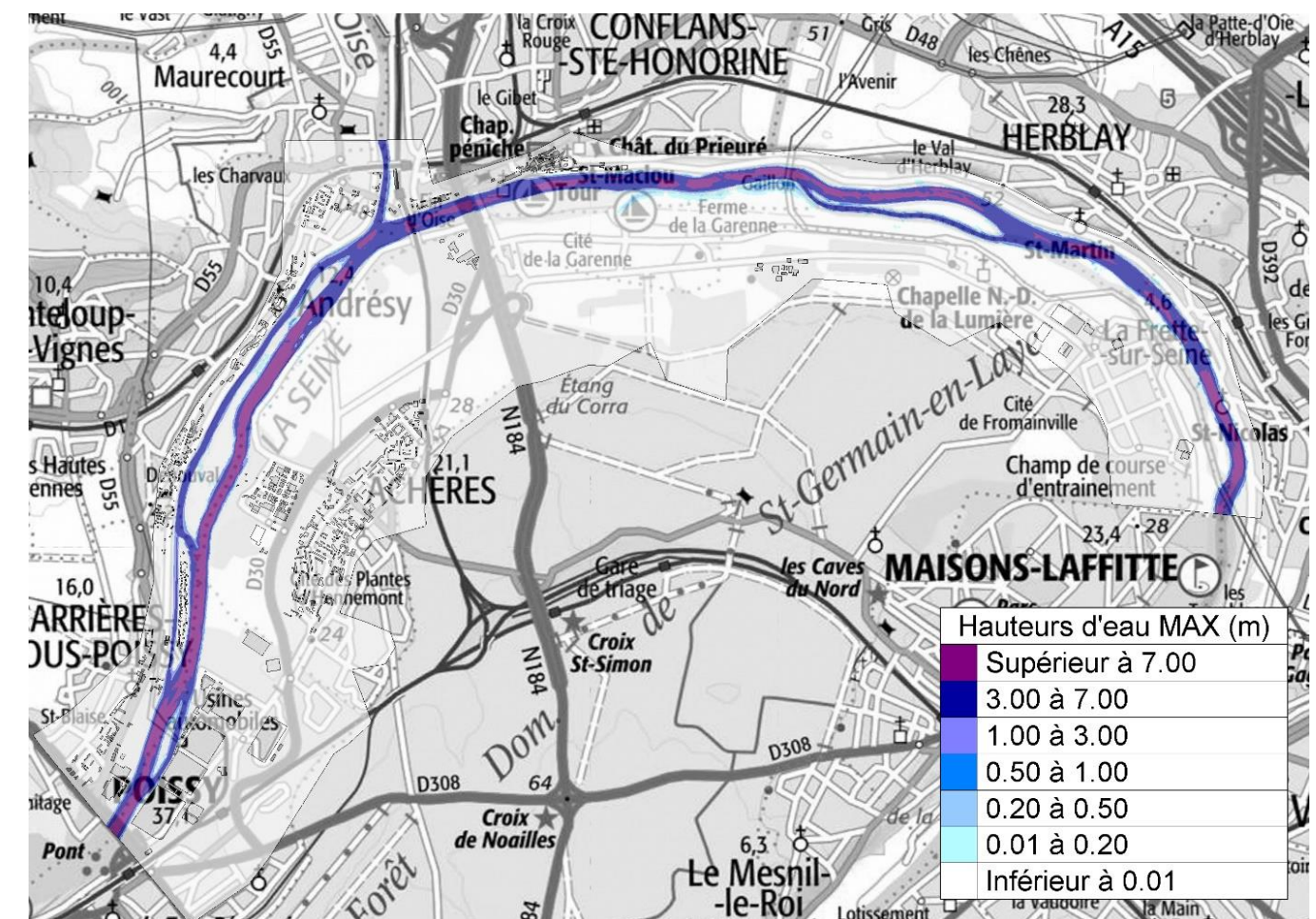


Figure 36 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue biennale en régime permanent et en situation initiale

Les cartes suivantes présentent respectivement les hauteurs d'eau et les vitesses au droit du projet calculées pour la crue biennale.

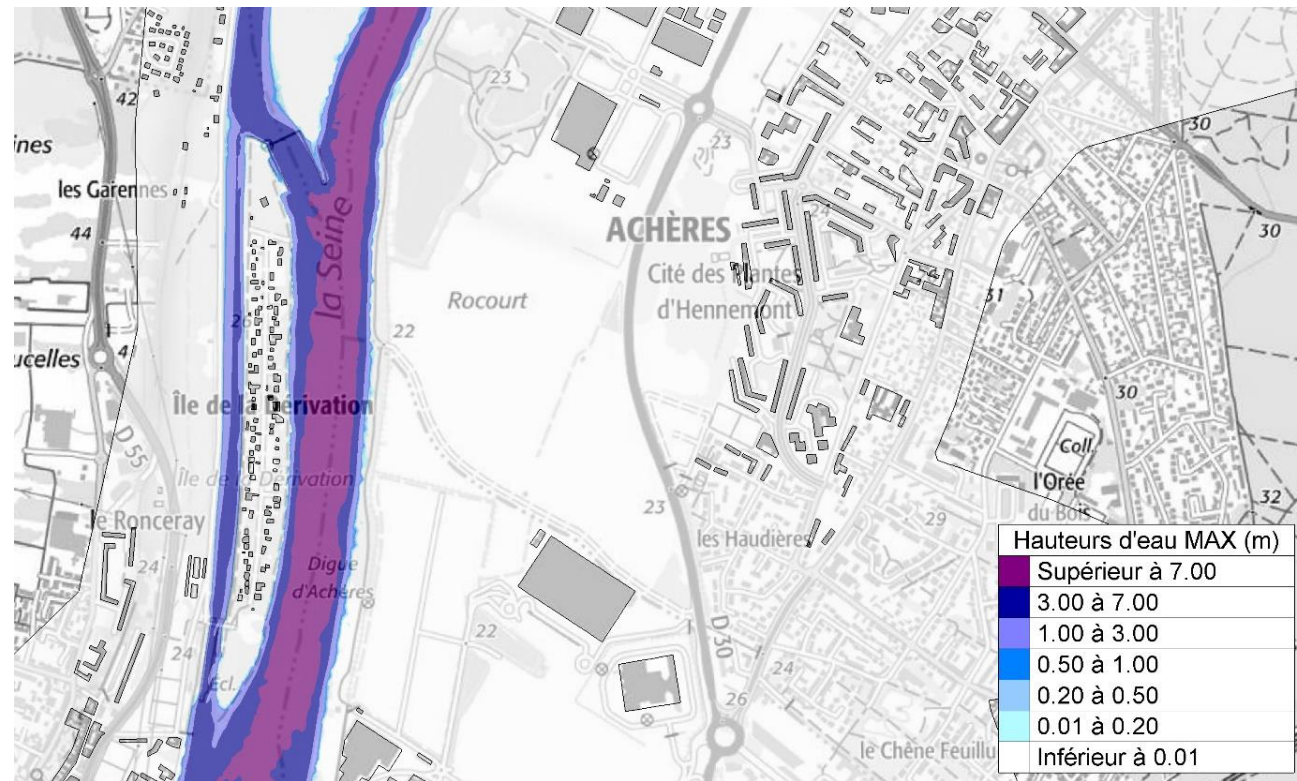


Figure 37 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales de la crue biennale en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet

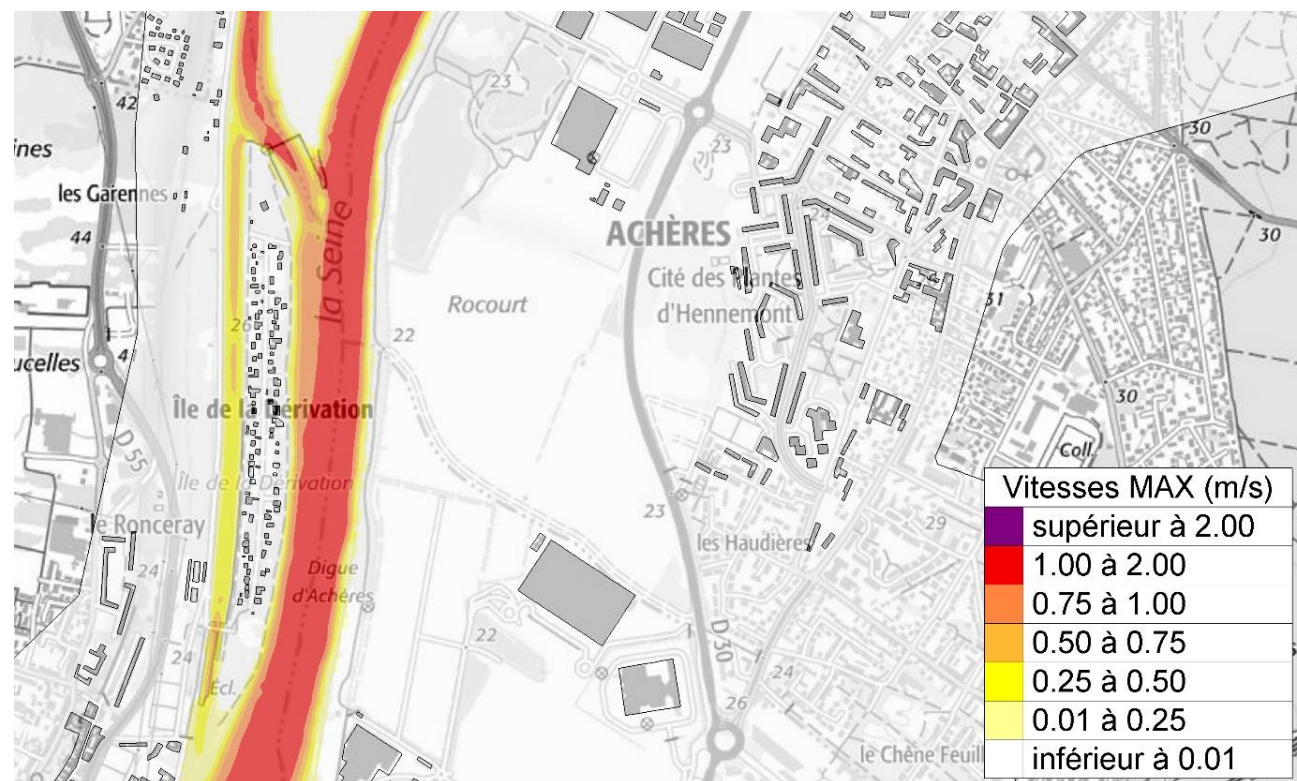


Figure 38 : Cartographie des vitesses maximales d'écoulement de la crue biennale en régime permanent et en situation initiale – vue zoomée au droit du projet

CHAPITRE 6. INCIDENCE DU PROJET EN PHASE TRAVAUX

6.1. Méthodologie

6.1.1. Composantes du projet

Pour la phase travaux, les aménagements vont consister en la réalisation d'estacades au niveau des piles du futur viaduc et la création de pistes d'accès au chantier.

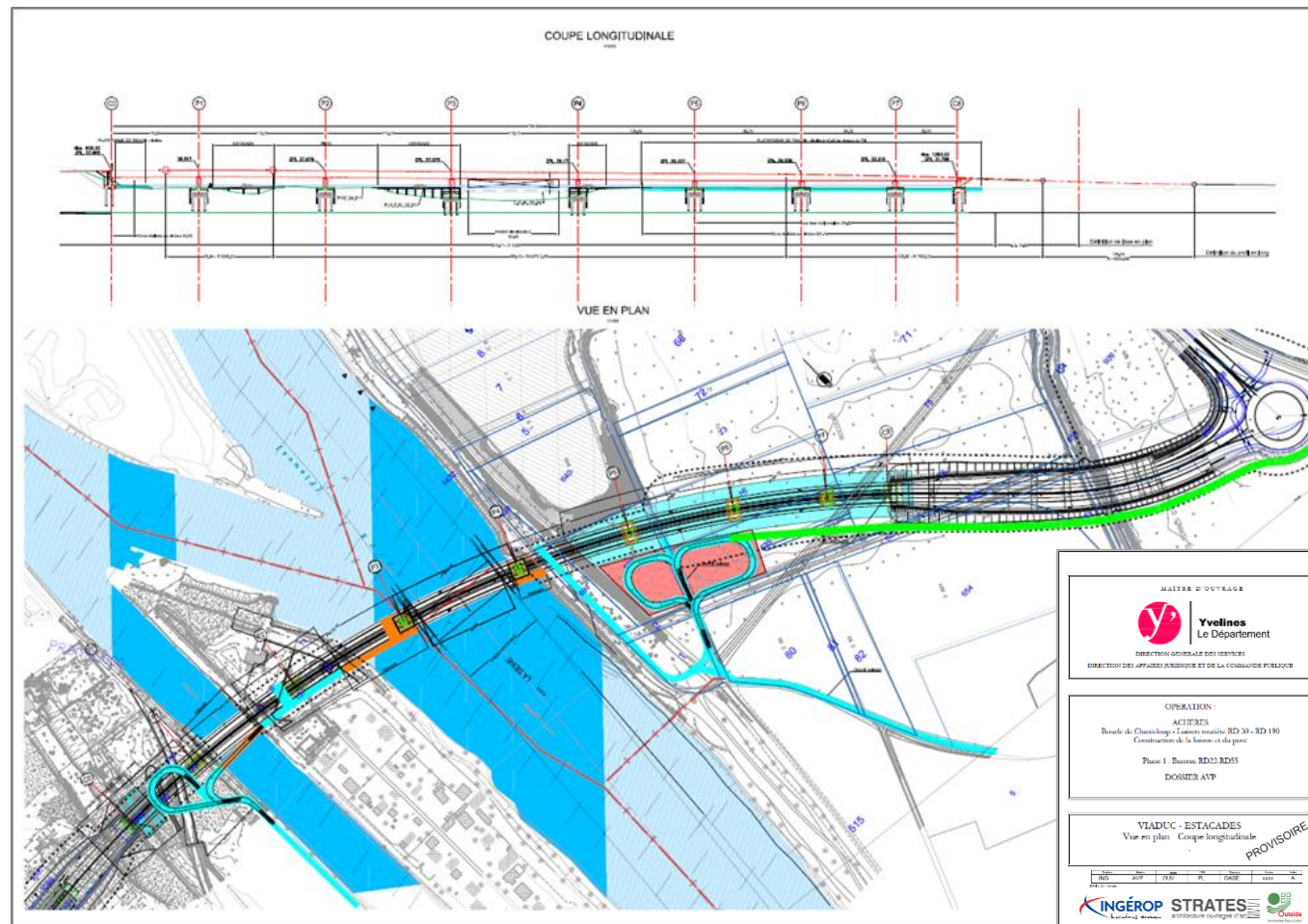


Figure 39 : Localisation des estacades pendant la phase travaux

Sur ce plan, les contours des estacades sont représentés en orange et les pistes réhaussées sont illustrées en bleu.

- Les estacades ont été renseignées en obstacle à l'écoulement dans le modèle comme le montre les illustrations suivantes.

- Les pistes (coloris bleu et vert) ainsi que la plateforme rose du plan ont été réhaussées de 50 cm par rapport au Terrain Naturel (TN) et ont été intégrée au modèle (Figure 42 : Réhaussement des pistes).

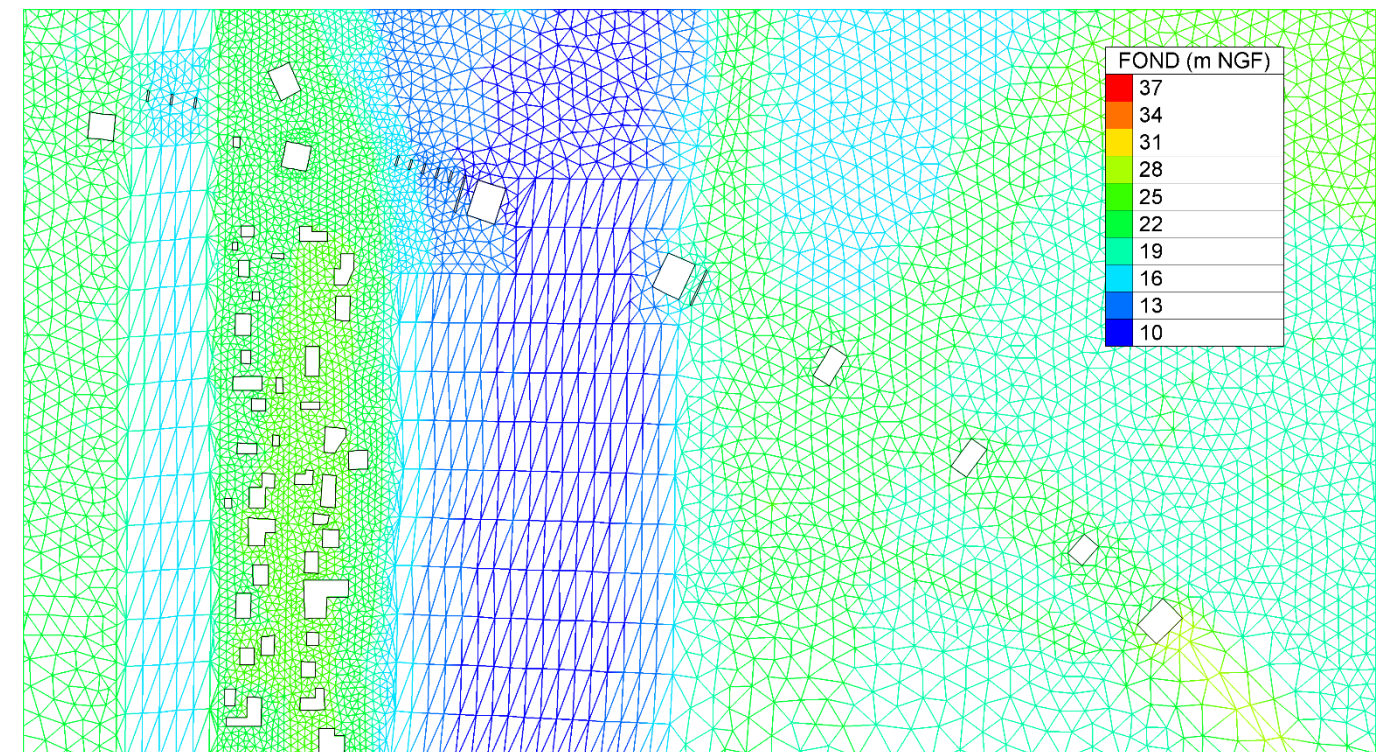


Figure 40 : Intégration des estacades au modèle en phase travaux – vue globale autour du projet

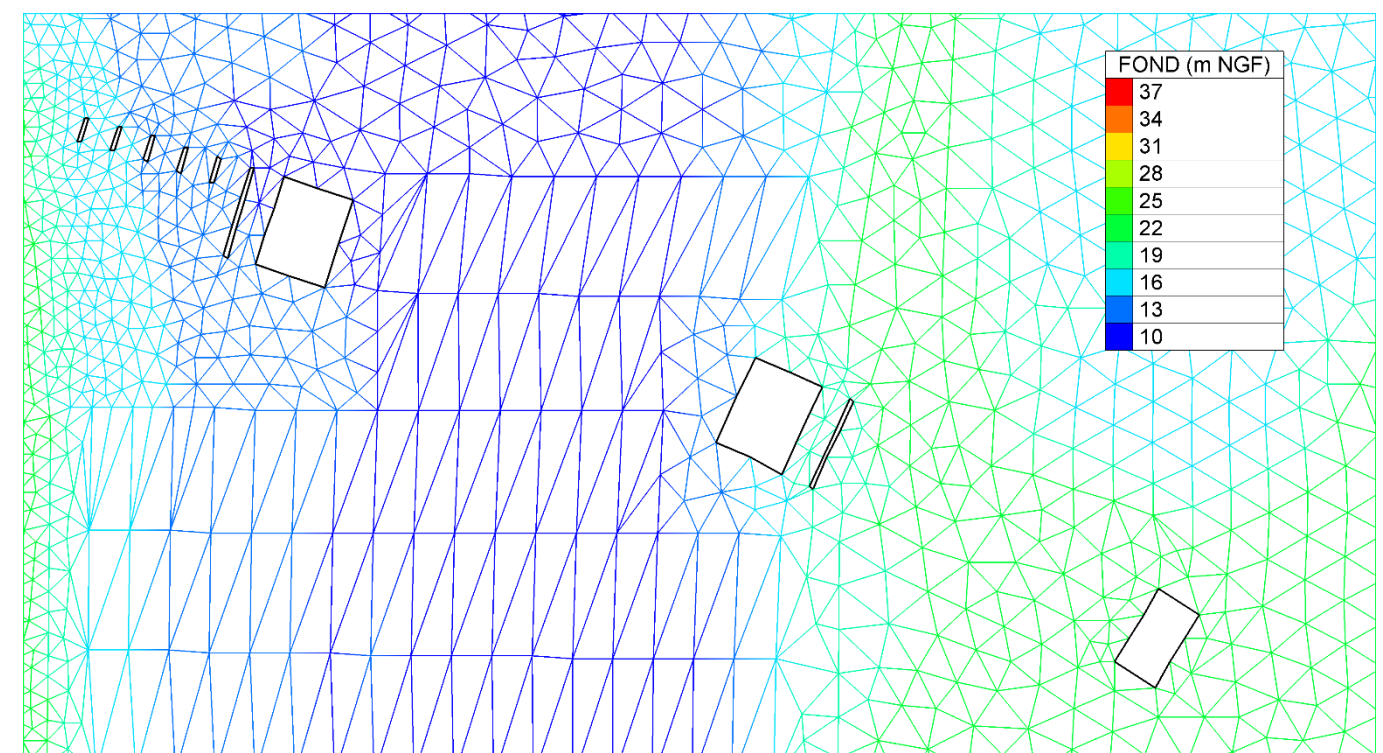


Figure 41 : Intégration des estacades en phase travaux – vue rapprochée autour du projet

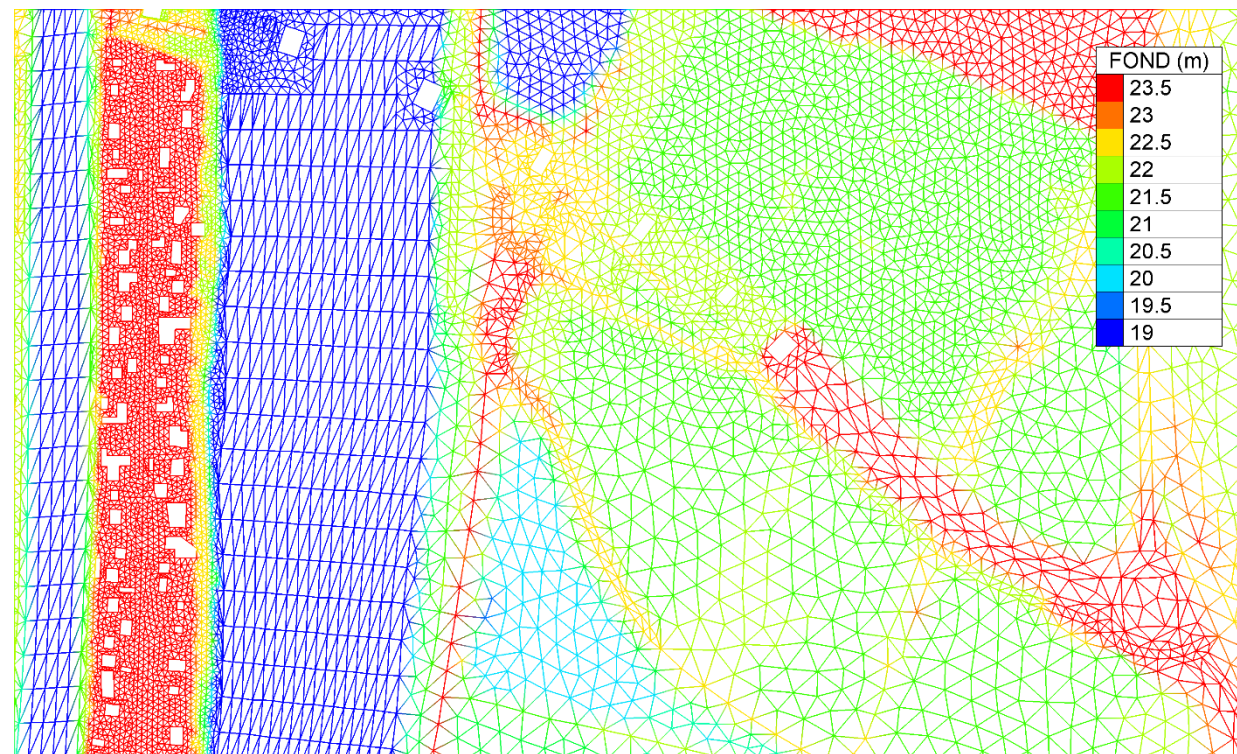


Figure 42 : Rehaussement des pistes

6.1.2. Bilan des déblais/remblais dans la zone inondable (phase chantier)

La mise à jour de l'étude hydraulique du PGA a été réalisé fin 2016. Pour rappel, le bilan volumétrique du projet du CD78 réalisé dans l'étude « Actualisation du PGA d'Achères » est le suivant :

Z1	Z2	CD78
20.31	20.81	1 700
20.81	21.31	1 200
21.31	21.81	3 000
21.81	22.31	11 000
22.31	22.81	18 100
22.81	23.31	16 000
23.31	23.81	16 900
23.81	24.31	16 800
24.31	24.81	8 500
Total		93 200

Tableau 7 : Bilan volumétrique du CD78

La vérification du volume remblayé par tranches altimétriques en m NGF est donnée dans le tableau suivant.

Nota Bene : la tranche altimétrique supérieure dans le tableau 8 est limitée à la cote 24.68 m NGF, cote maximale de la ligne d'eau du PPRI sur l'emprise totale du projet.

L'accès aux futurs appuis en phase travaux sera permis par :

- des pistes calées à +50 cm par rapport au terrain naturel pour la zone de Rocourt. Le remblaiement de +50 cm.

La vérification du volume remblayé par tranches altimétriques en m NGF est donnée dans le tableau suivant **pour la phase travaux** (maximalisation du volume de remblais présents de manière simultanée dans le lit majeur de la Seine):

Z-	Z+	Total (m3)	Droit remblai PGA (m3)
20.31	20.81	0	1700
20.81	21.31	4	1200
21.31	21.81	205	3000
21.81	22.31	8054	11000
22.31	22.81	7010	18100
22.81	23.31	2860	16000
23.31	23.81	303	16900
23.81	24.31	0	16800
24.31	24.68		8500
TOTAL		18436	93200

Remblais
Déblais

Tableau des volumes de remblais par tranche altimétrique en phase travaux

- Les volumes de remblais en phase travaux sont inférieurs aux volumes alloués au projet en phase exploitation dans le cadre du Plan Global d'Aménagement de la Plaine d'Achères (PGA).
- En effet le projet s'inscrit dans le cadre du PGA, plan qui prévoit l'équilibre des déblais et remblais à l'échelle de la plaine d'Achères tous Maîtres d'Ouvrages confondus.

Lorsque les travaux du présent projet commenceront, les autres Maîtres d'Ouvrages participant au plan d'aménagement de la plaine d'Achères auront soit terminé leurs aménagements, soit ceux-ci seront en cours. Ainsi, la société GSM réalise actuellement l'extraction de la zone du futur Port Seine Métropole Ouest (PSMO), ce qui permettra de disposer des volumes de déblais nécessaires à la garantie de

l'équilibre volumique par tranche altimétrique pour le présent projet RD30-RD190 (conformément au protocole du PGA en phase définitive).

Le Maître d'Ouvrage du présent projet imposera dans les dossiers de consultation des entreprises d'optimiser en phase travaux les remblais nécessaires pour réaliser les aménagements : les entreprises retenues devront calculer et vérifier, par tranches altimétriques, les volumes de déblais et remblais pour chacune des phases travaux.

Par ailleurs, dans le cadre du protocole de réalisation du PGA, le Maître d'Ouvrage du présent projet prévoit des échanges réguliers avec les autres Maîtres d'Ouvrage du PGA (comité de suivi) pour s'assurer des volumes et de l'équilibre de déblais/remblais réalisés pour l'ensemble des projets. En cas d'écart identifié, des solutions correctives seront mises en place en lien avec l'ensemble des acteurs participant au PGA.

Ces dispositions permettront de respecter en permanence l'absence de remblais supplémentaires (par tranche altimétrique) par rapport à ceux autorisés dans le cadre du PGA, en prenant en compte l'ensemble des acteurs de ce dernier.

6.1.3. Scénarios de calcul

Les crues biennale et quinquennale avaient été retenues initialement pour les simulations en phase travaux. La simulation de ces crues a été effectuée sur une durée de calcul de 1 jour afin que le régime permanent soit atteint.

Lors de la réunion de présentation des premiers résultats de l'étude hydraulique à la DDT le 8 octobre 2019, compte tenu de la durée prévisionnelle des travaux (un ordre de grandeur réaliste au regard des éléments d'avancement du projet est de 2 ans), il a été demandé d'effectuer une simulation complémentaire pour la crue de type mars 2001, en plus des deux simulations déjà effectuées (crues de période de retour 2 ans et 5 ans).

En effet, les crues Q2 et Q5 ne sont pas débordantes. Les impacts quantifiés en phase travaux sont alors contenus en lit mineur (cf. résultats au paragraphe 6.2 ci-après) ; les exhaussements de ligne d'eau sont respectivement de +1,2 cm et +1,8 cm.

Les Services de l'Etat ont alors souhaité que soit simulée une crue d'occurrence supérieure, de type mars 2001, entraînant des débordements du lit de la Seine. Cette crue de type 2001 correspond à l'une des 3 crues simulées pour analyser l'impact du projet en phase définitive. Une analyse du fonctionnement hydraulique en phase travaux pour la crue de mars 2001 a alors été effectuée.

Suite à la présentation des résultats obtenus, les Services de l'Etat ont alors souhaité que soit simulée la crue de référence centennale, de type 1910. Une analyse du fonctionnement hydraulique en phase travaux pour la crue centennale a alors été effectuée.

Les incidences de la phase travaux sont illustrées par l'intermédiaire de cartographies différentielles (différences des résultats des simulation Q2, Q5, Q10 et Q100 en phase travaux par rapport aux résultats de Q2, Q5, Q10 et Q100 en situation initiale). Sur ces cartographies, les couleurs chaudes (jaune à rouge)

indiquent une augmentation de la ligne d'eau en comparaison à la situation actuelle. A l'inverse, les couleurs froides (bleu clair à bleu foncé) relatent d'une diminution de la ligne d'eau.

6.2. Résultats des simulations hydrauliques

6.2.1. Crue biennale

La carte ci-dessous montre les différences des niveaux d'eau maximaux en phase travaux par rapport à ceux observés à l'état de référence, pour une crue biennale.

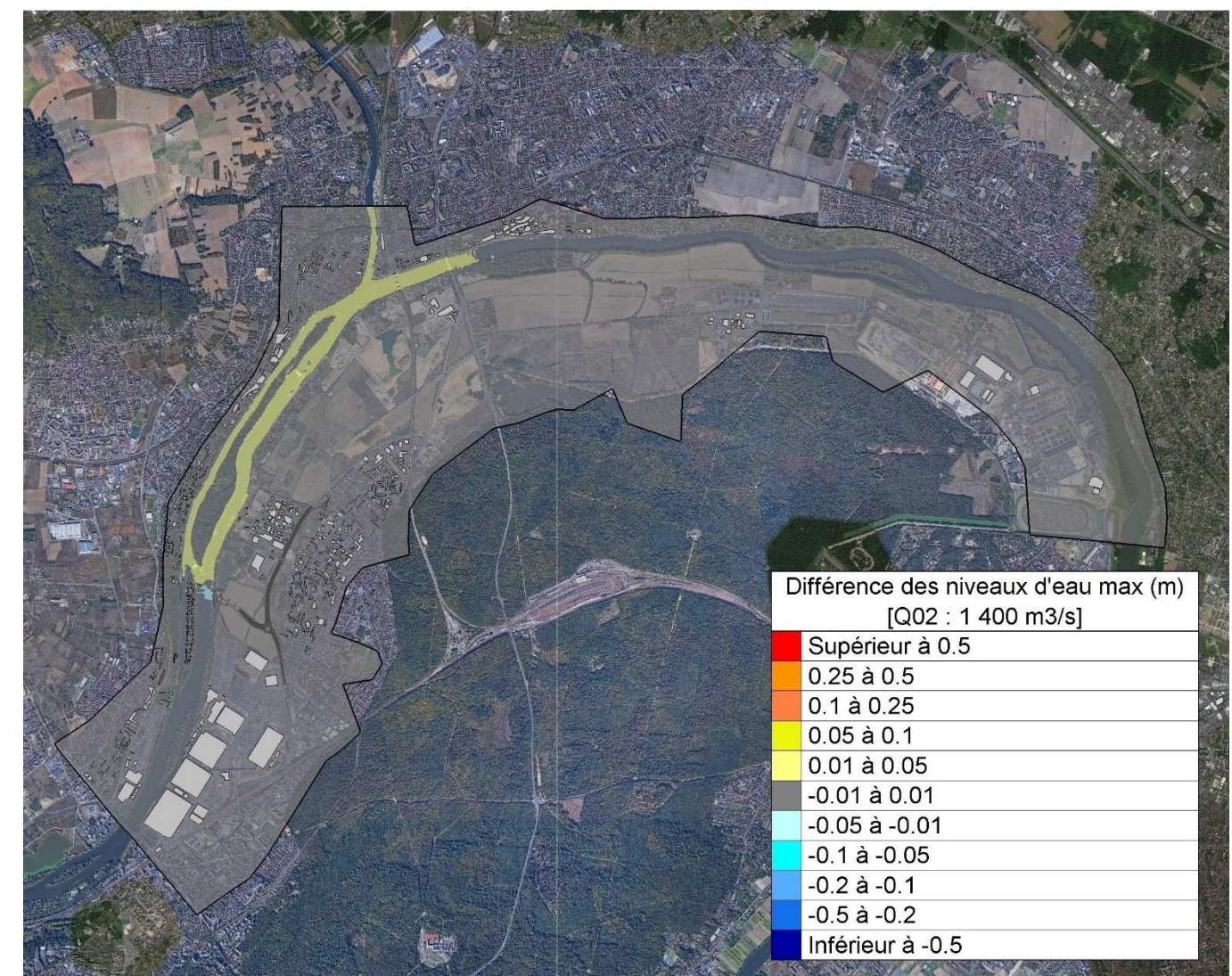


Figure 43 : Différences des niveaux d'eau maximaux en crue biennale (phase travaux)

L'influence de la mise en place des estacades en phase travaux s'étend sur 5 km et s'arrête juste en amont du viaduc ferroviaire de Conflans. Cependant, cette influence est minime, l'exhaussement de la ligne d'eau n'est que de 1,2 cm environ. Ces résultats sont restreints au lit mineur et insignifiants car on atteint les limites de précision du modèle.

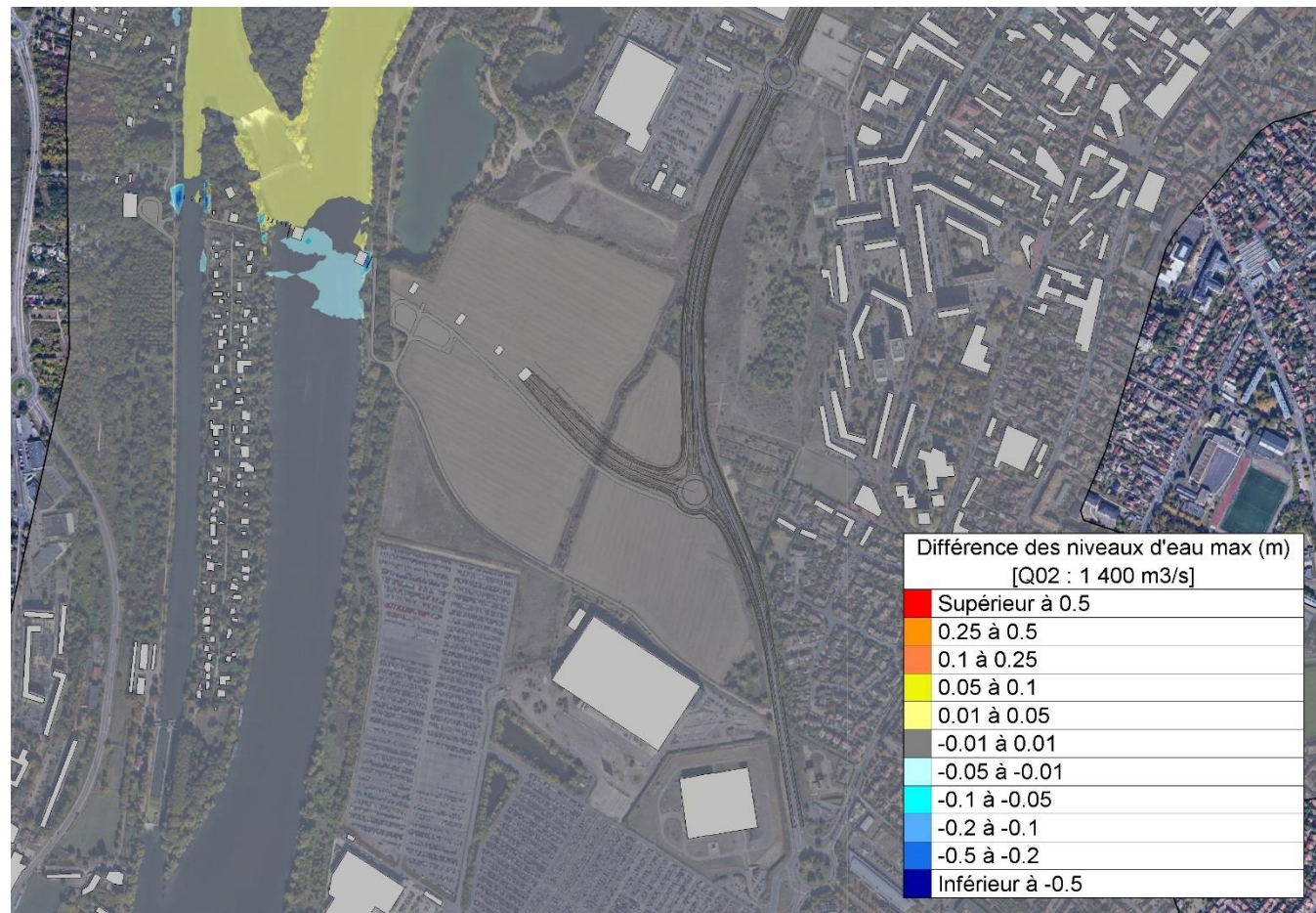


Figure 44 : Différences des niveaux d'eau maximaux en crue biennale (phase travaux) – vue zoomée au droit du projet

D'une manière générale, les résultats de la modélisation hydraulique indiquent une tendance minime à l'exhaussement en amont du projet, sous l'effet des obstacles que représentent les estacades, et de très faibles abaissements de ligne d'eau (-2 cm au maximum) en aval immédiat de ces obstacles, dans l'ombre hydraulique qu'ils génèrent.

6.2.2. Crue quinquennale

La carte ci-dessous montre les différences des niveaux d'eau maximaux en phase travaux par rapport à ceux observés à l'état de référence, pour une crue quinquennale.

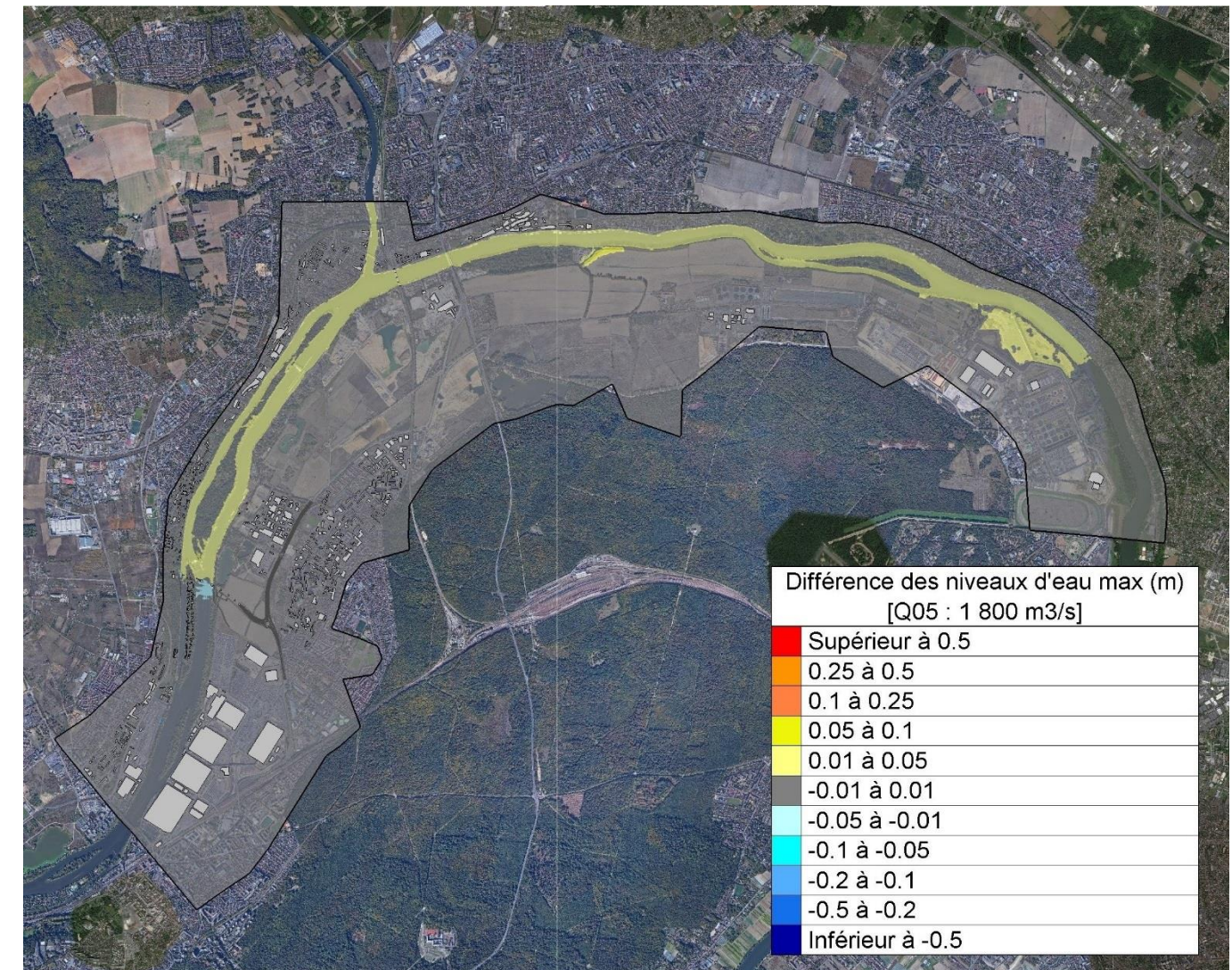


Figure 45 : Différences des niveaux d'eau maximaux en crue quinquennale (situation travaux)

L'influence potentielle de la mise en place des estacades en phase travaux s'étend sur environ 10 km en amont, jusqu'aux infrastructures du SIAAP. Cependant, comme pour le cas précédent, cette influence est très faible, d'environ +1.6 cm sur la ligne d'eau.

Ces impacts minimes sont restreints au lit mineur (crue non débordante). De plus, on atteint les limites de précision du modèle.

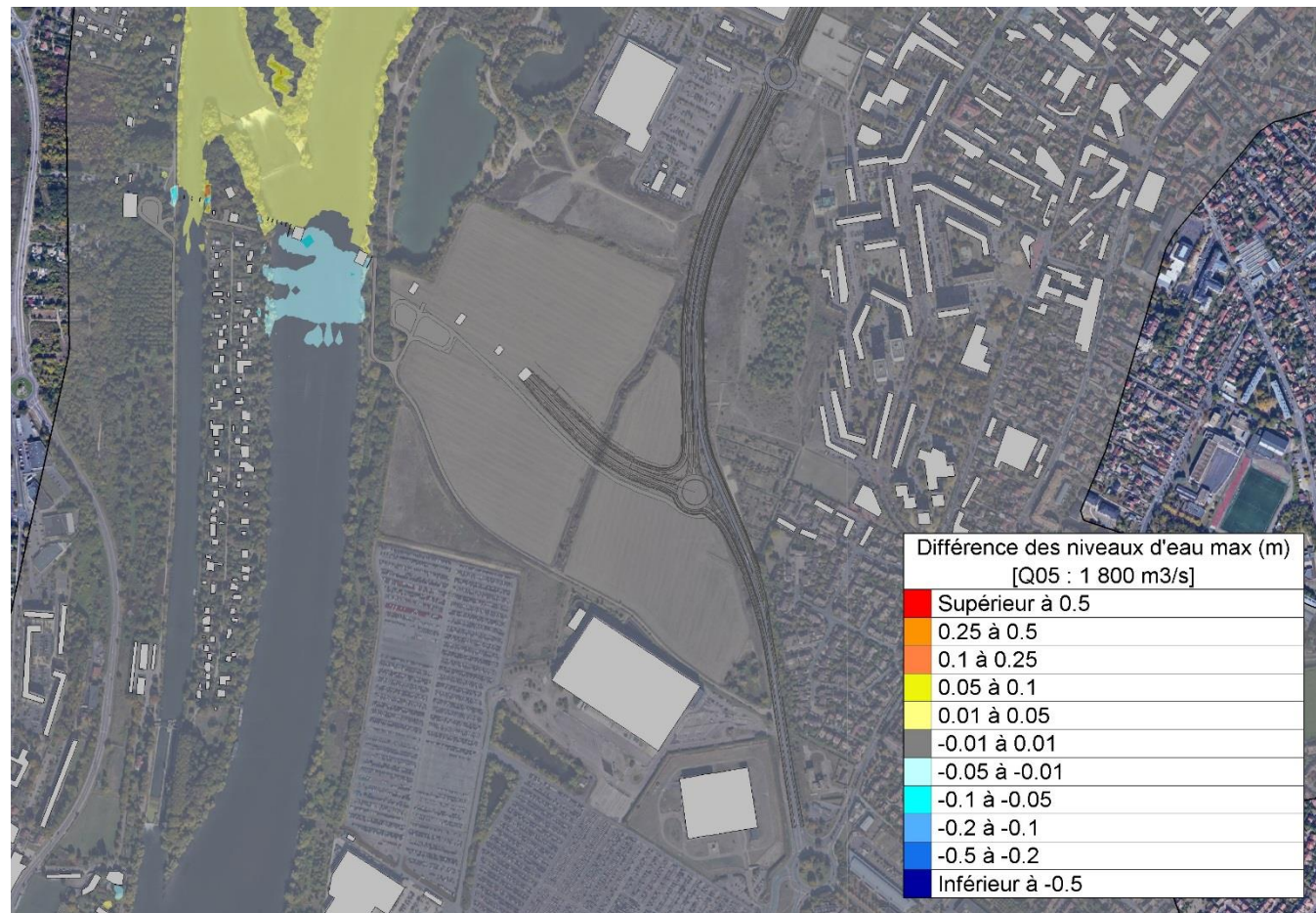


Figure 46 : Différences des niveaux d'eau max en crue quinquennale (situation travaux) – vue zoomée au droit du projet

Comme pour la crue précédente, des différences des niveaux d'eaux s'observent au voisinage des estacades et s'expliquent par un léger rétrécissement de la section d'écoulement.

Les différences des niveaux d'eau sont faibles et limitées au lit mineur. A l'amont immédiat du projet, elles sont de + 1.8 cm contre -2.0 cm à l'aval immédiat du projet (dans l'ombre hydraulique des estacades).

6.2.3. Crue décennale de type mars 2001

La carte ci-dessous montre les différences des niveaux d'eaux maximaux en phase travaux par rapport à ceux observés à l'état de référence, pour une crue décennale.

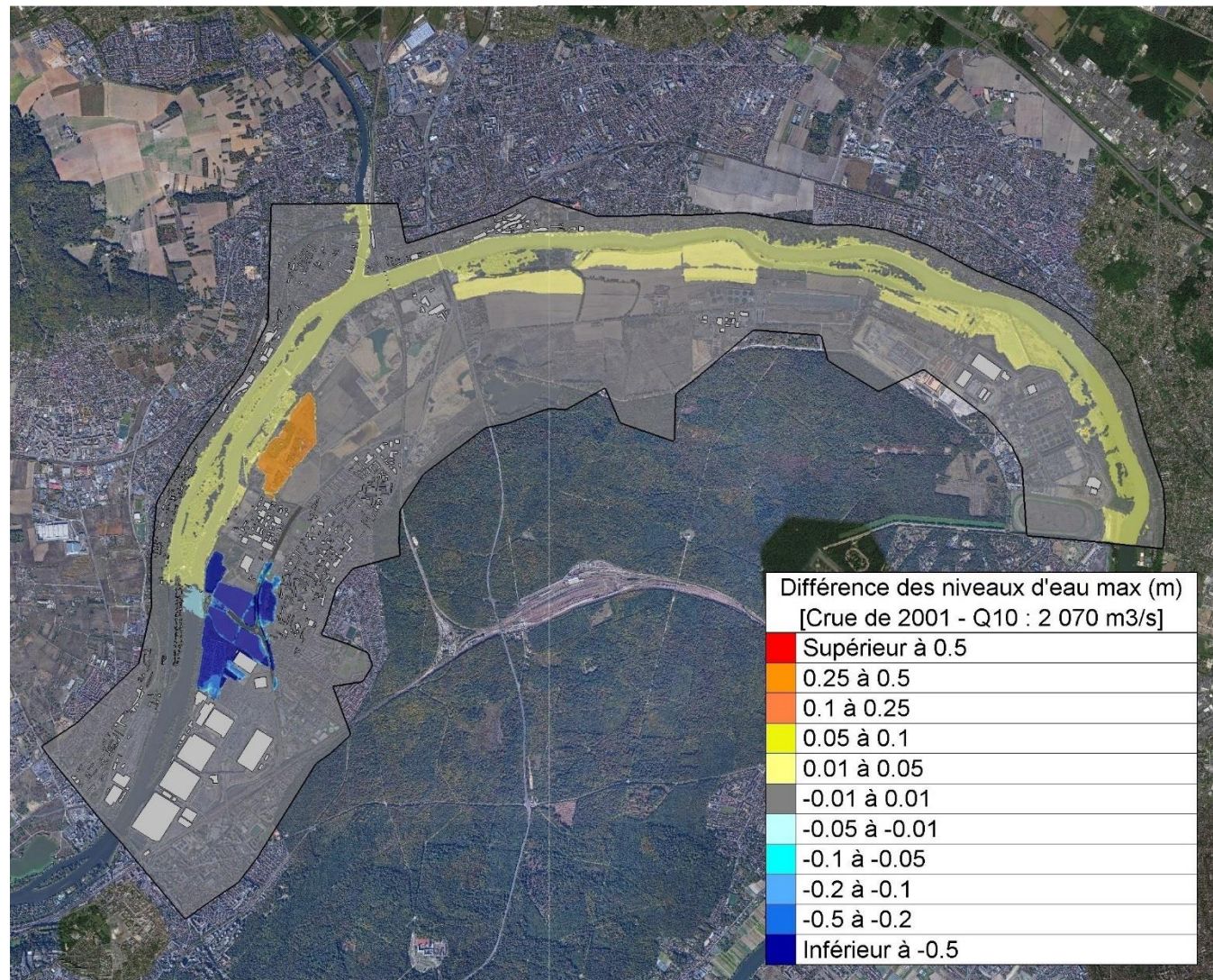


Figure 47 : Différences des niveaux d'eau maximaux en crue décennale (situation travaux)

D'une manière globale, on constate un impact légèrement plus fort et plus étendu sur la Seine que ceux obtenus pour les crues Q2 et Q5 (au droit des coffrages des piles du pont : + 2,1 cm ; confluence Seine/Oise : + 1,8 cm et amont du modèle + 1,1 cm) ;

Par ailleurs, du fait de la présence de compartiments topographiques de type « casiers », on note des écarts localement plus importants. En effet, certains casiers se trouvent en limite d'inondation pour la crue de type 2001. Ils se remplissent alors très lentement, de manière tellement faible que l'état d'équilibre n'est pas atteint au bout des 30 jours de simulations. Avec un exhaussement de la ligne d'eau en lit mineur de l'ordre de + 1 à 2 cm, le volume déversé vers ces casiers augmente alors très légèrement.

A l'issue de la simulation, cela se traduit par un exhaussement plus prononcé qu'en lit mineur [casier orange + 30 cm et casier jaune foncé + 2,1 cm].

A proximité immédiate de la confluence entre l'Oise et la Seine, la crue de type 2001 est proche de la crue de 1ers débordements. L'exhaussement de la ligne d'eau (+1.8 cm) en lit mineur en phase travaux se traduit par un exhaussement équivalent dans le secteur urbanisé (cf. image ci-dessous).

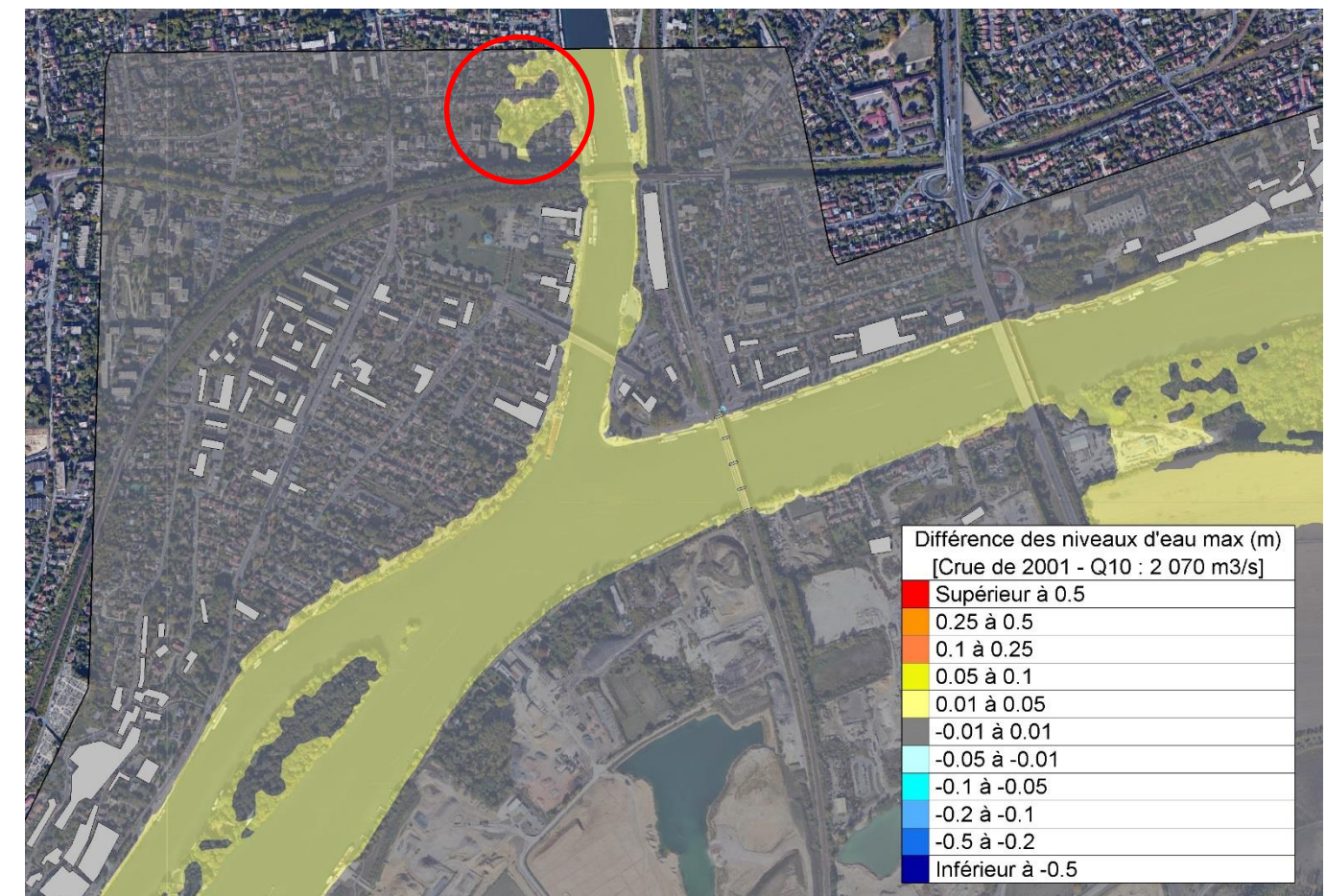


Figure 48 : Exhaussement de la ligne d'eau au niveau de la confluence Seine / Oise (phase travaux, crue décennale)

Ces résultats mettent en évidence que la crue de type mars 2001, de période de retour 10 ans, est la crue de 1^{er} débordement vers des zones à enjeux au droit de la zone d'étude.

Même si la zone d'impact potentiel mise en évidence sur la cartographie ci-dessus concerne les zones à enjeux, il convient de préciser, d'une part, que l'exhaussement de ligne d'eau est extrêmement faible (+1.8 cm) et, d'autre part, qu'il s'agit d'un effet potentiel en phase travaux (et non d'un impact permanent).

Il est important de rappeler que la durée prévisionnelle des travaux est estimée à ce stade à environ 2 ans. Si la crue de période de retour 2 ans a une « chance » sur 2 de se produire chaque année, la crue décennale a une « chance » sur 10 de se produire chaque année. Suite à la présentation aux Services de l'Etat des résultats pour les crues de période de retour 2 ans et 5 ans, pour lesquelles l'impact du projet est strictement limité au lit mineur de la Seine, il a été souhaité l'analyse d'une crue moins fréquente, correspondant à une crue débordante. L'analyse a ainsi été menée en ce sens.

6.2.4. Crue centennale

La carte ci-dessous montre les différences des niveaux d'eaux maximaux en phase travaux par rapport à ceux observés à l'état de référence, pour une crue centennale.

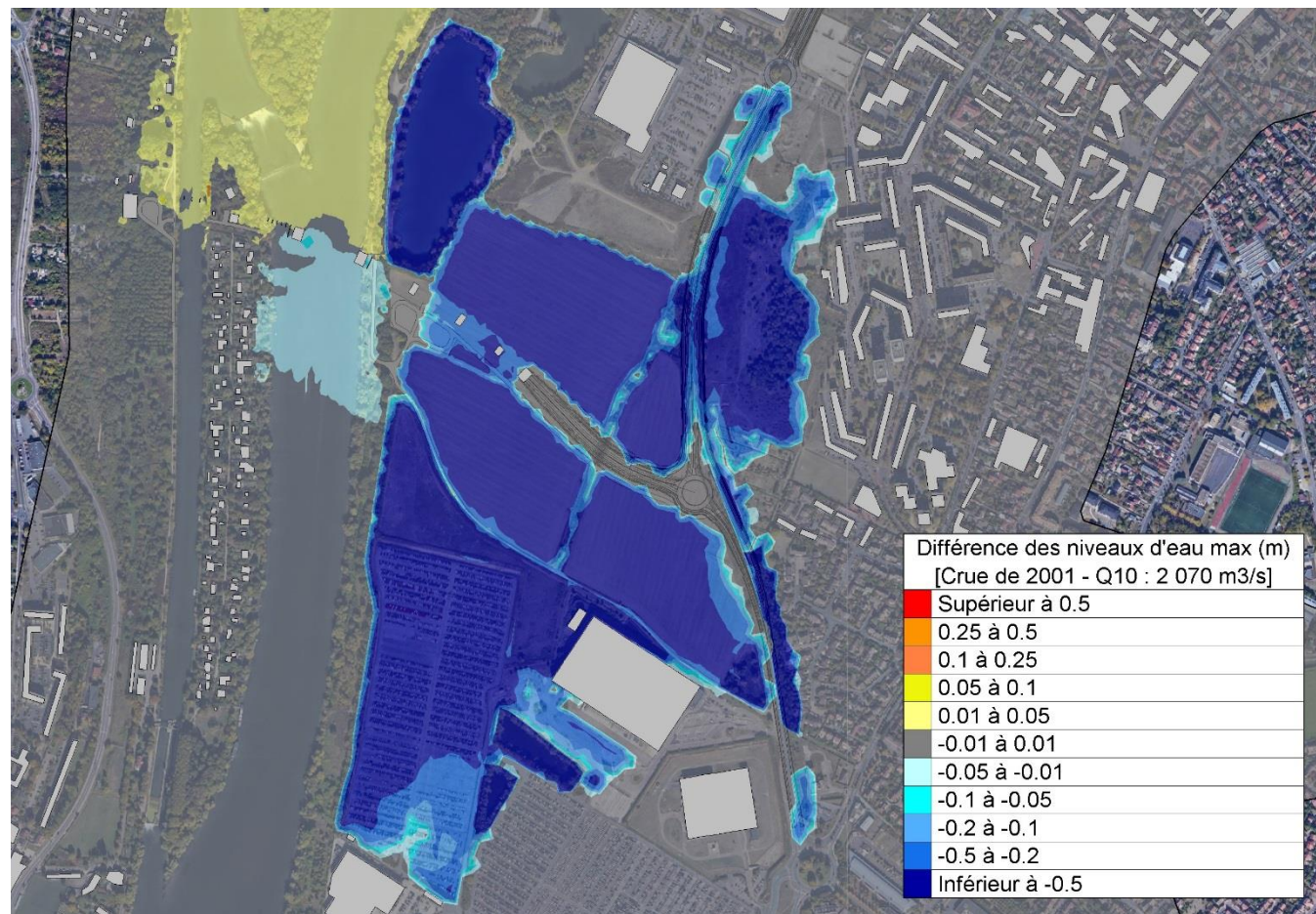


Figure 49 : Différences des niveaux d'eau maximaux en crue décennale (situation travaux) vue zoomée au droit du projet

L'élévation de la plateforme chantier (localisé dans la zone de Rocourt) de 50 cm par rapport au terrain naturel (TN) empêche les débordements en rive gauche de la Seine pour la crue décennale. En effet, l'analyse du Modèle Numérique de Terrain (MNT) sur ce secteur met en évidence une partie localement plus basse du talus/merlon permettant le passage de l'eau pour une crue Q10 à l'état de référence.

Les secteurs de Rocourt, des parkings PSA et les zones à proximité de la RD30 se retrouvent alors temporairement protégés (mis hors d'eau) par la mise en place de la plateforme chantier. C'est pour cette raison que ces terrains apparaissent en couleur bleue sur la cartographie différentielle ci-dessus.

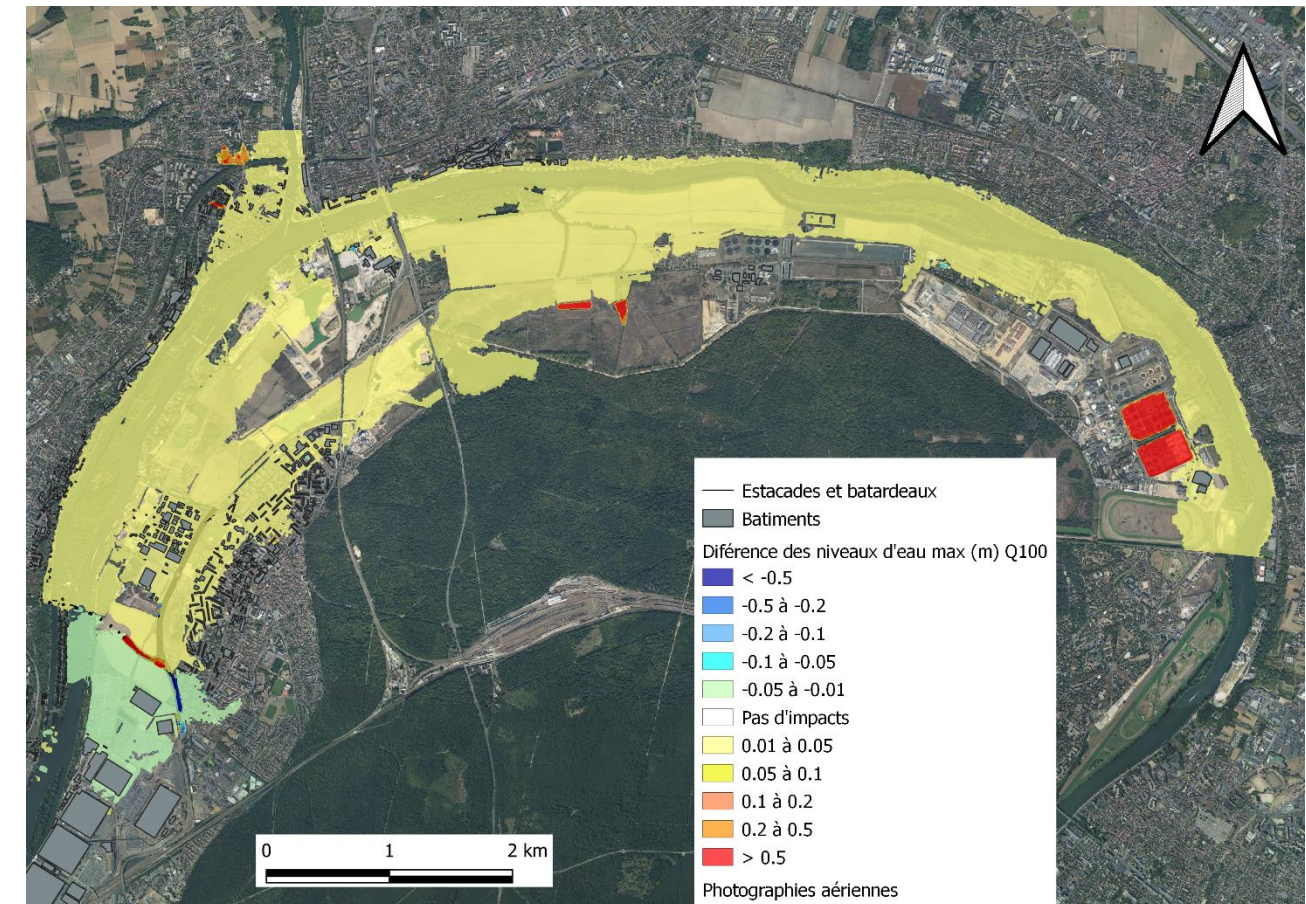


Figure 50 : Différences des niveaux d'eau maximaux en crue centennale (situation travaux)

D'une manière générale, l'exhaussement de la ligne d'eau est compris entre +1 cm et +2 cm (+ 2 cm au droit des coffrages des piles du pont et + 1 cm amont du modèle).

Comme pour la crue décennale, cette cartographie comparative montre des écarts localement plus importants, en limite de zone inondable. Du fait de la présence de compartiments topographiques de type « casiers », certains casiers (ou creux topographiques), se trouvant en limite d'inondation, se remplissent alors très lentement, de manière tellement faible que l'état d'équilibre n'est pas véritablement atteint en fin de simulation. Avec un exhaussement de la ligne d'eau en lit mineur de l'ordre de + 1 à 2 cm, le volume déversé vers ces creux topographiques augmente alors très légèrement, ce qui se traduit par ces exhaussements théoriques plus prononcés qu'en lit. Une prise de recul sur ces résultats bruts est ainsi nécessaire, pour ne pas tenir compte de ces artefacts. La réalité de l'impact calculé est bien comprise entre +1 cm et +2 cm.

Cet exhaussement maximal de la ligne d'eau est inférieur à l'impact maximal admissible de +2cm.
De plus, il convient de rappeler qu'il s'agit là de l'incidence temporaire durant la phase travaux, et pour une crue d'occurrence centennale.

Néanmoins, il est important de préciser que les modalités de phasage du chantier permettront de supprimer cet impact. En effet, la modélisation hydraulique met en évidence les impacts cumulés et simultanés de l'ensemble des batardeaux et estacades empiétant en lit mineur, comme présenté au paragraphe 6.1.1. Il s'agit d'une hypothèse simplificatrice et sécuritaire car, au stade AVP de définition des travaux, il n'est pas envisagé que toutes les piles du futur viaduc soient réalisées en même temps. L'échelonnement dans le temps de la réalisation des piles du viaduc réduira ainsi l'impact théorique calculé par le modèle mathématique.

CHAPITRE 7. INCIDENCE DU PROJET EN PHASE D'EXPLOITATION

7.1. Méthodologie

7.1.1. Composantes du projet

Pour la « phase projet », à l'issue de la réalisation des travaux, le projet d'aménagement comportera les principaux éléments suivants :

- **Le remblai routier et le viaduc de liaison entre la RD30 et la RD190.** La représentation des piles du viaduc routier a été intégrée au maillage du modèle en obstacles à l'écoulement. Les remblais du projet sont intégrés par modification de la topographie et du maillage du modèle.
- **Une passerelle piétonne permettant le franchissement de la RD30.** Les remblais Ouest et Est de la passerelle ont été intégrés en tenant compte de l'altimétrie des lignes haut et bas de talus.
- **Une rigole de ressuyage.** En effet, afin d'assurer le ressuyage de la plaine d'Achères lors de la décrue, une rigole est prévue au droit du projet et même au-delà dans le cadre du PGA. Celle-ci a été intégrée par modification de la topographie et du maillage du modèle. Le choix du tracé et les caractéristiques dimensionnelles et altimétriques de cette rigole sont explicités dans le chapitre 8 de la présente étude.
- **Des murs anti-bruit.** En effet, conformément à la DUP, des écrans acoustiques sont envisagés le long de la RD30, dans un secteur où la route est inondable. L'intégration des murs anti-bruit (MAB) dans le modèle s'est faite en reconstruisant le maillage localement et en fixant l'altitude à 30 m (de manière à ce qu'ils soient infranchissables à l'écoulement, car les écrans feront plusieurs mètres de hauteur).

Les figures ci-après présentent un aperçu de ces aménagements (vue en plan et perspective 3D du maillage du modèle hydraulique), ainsi que des illustrations et informations complémentaires sur ces composantes du projet.

Ces divers éléments ont fait l'objet d'une analyse d'incidence hydraulique sur les conditions d'écoulement en crue, et ont fait l'objet d'adaptation et d'optimisation de leur transparence hydraulique pour répondre aux exigences d'absence d'impact significatif sur les enjeux avoisinants. Cette démarche itérative est expliquée au paragraphe 7.2.

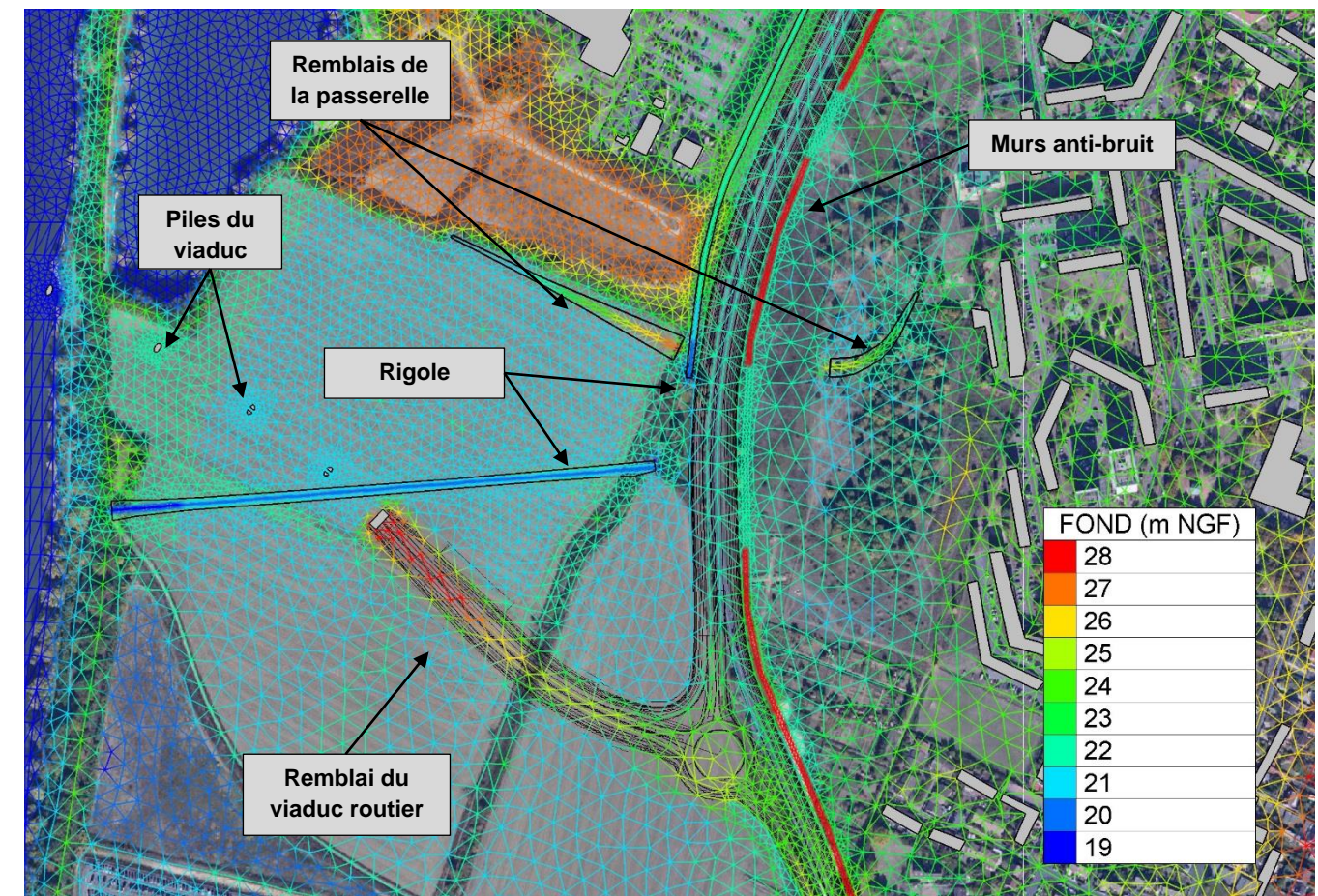


Figure 51 : Intégration de la phase projet au maillage

Nota Bene : le bassin de rétention des eaux pluviales projeté situé au Sud du giratoire de la RD30 / accès au viaduc n'apparaît pas sur cette illustration. Les explications sont données par la suite, dans la section « Bassin de rétention des eaux pluviales n°3 ».

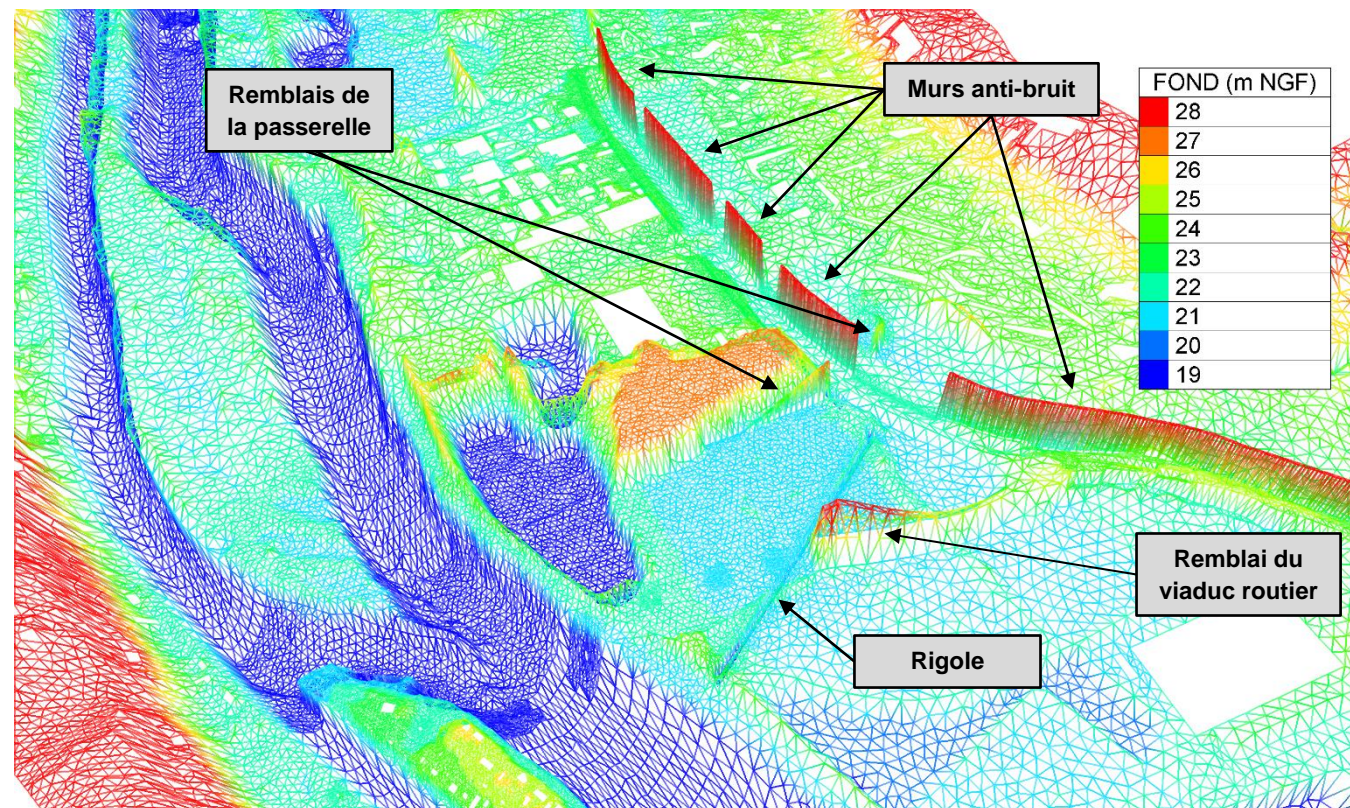


Figure 52 : Vue 3D du maillage du projet en phase d'exploitation

- **Intégration de la passerelle piétonne :**

L'implantation d'une passerelle piétonne est prévue entre la zone de Rocourt, au Sud de la zone commerciale d'Achères, et la zone résidentielle à l'Est de la RD30. Les deux remblais de la passerelle ont été intégrés au maillage en tenant compte des lignes de structures du pied et haut de talus visibles sur le plan masse suivant.



Figure 53 : Plan masse de la passerelle

- **Intégration des murs anti-bruit :**

Comme relaté précédemment, des murs anti-bruit (MAB) sont prévus à l'Est de la RD30 comme le montre la carte ci-dessous. Par ailleurs, compte tenu des résultats de la présente étude, certains tronçons des murs anti-bruit sont démontables pour des événements d'inondation par débordement de la Seine afin d'assurer une transparence hydraulique du projet (cf. chapitre 7.2.3).

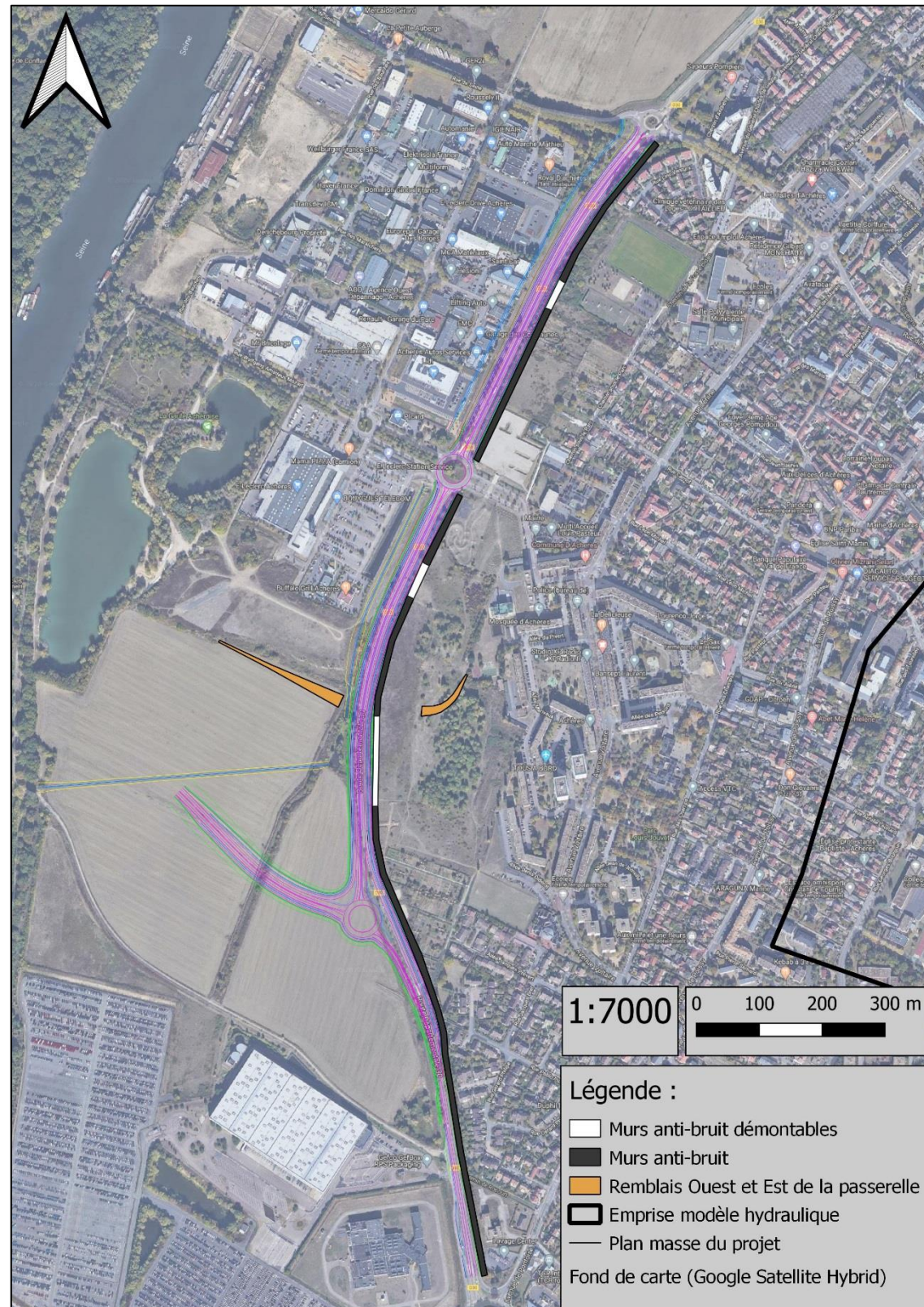


Figure 54 : Localisation des murs anti-bruit

• Bassin de rétention des eaux pluviales « n°3 » :

Enfin, notons qu'il est envisagé la création d'un bassin de rétention des eaux pluviales en bordure de l'infrastructure projetée. Ce bassin n°3 étant prévu en déblai, il ne va jouer aucun rôle vis-à-vis des écoulements en crue de la Seine. En effet, le positionnement de ce bassin le place dans l'ombre hydraulique du remblai de l'infrastructure projetée, dans une zone où les vitesses d'écoulement seront extrêmement faibles. De plus, son volume (3750 m³) est insignifiant au regard des volumes de crue de la Seine (de l'ordre de 1,2 milliards de m³ pour la crue de référence (par exemple)). De ce fait, **ce bassin n'a pas été intégré au modèle hydraulique.**

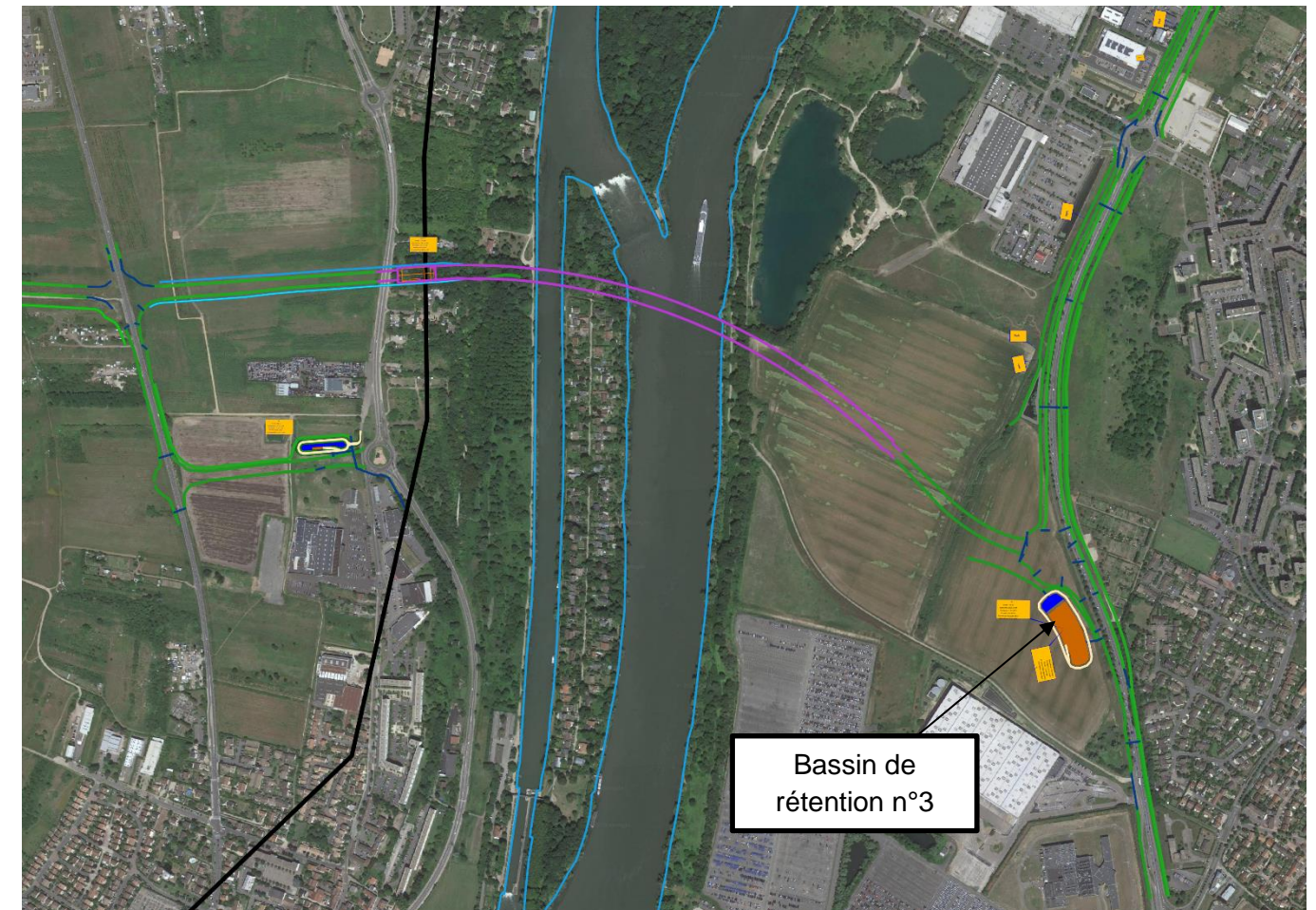


Figure 55 : Localisation du bassin de rétention des eaux pluviales n°3

7.1.2. Scénarios de calcul

Les itérations de calculs ont été faites sur la base de la crue de référence 1910, qui présente les contraintes hydrauliques les plus contraignantes.

En raison de l'évolution du projet, différentes configurations « projet » ont été étudiées au cours de l'étude. Ces états projets sont les suivants :

- **État projet intermédiaire 1** : Intégration du remblai et du viaduc routier ;
- **État projet intermédiaire 2** : ajout des murs anti-bruit à l'état projet intermédiaire 1 ;
- **État projet complet 3** : État projet intermédiaire 2 avec optimisation des dimensions des ouvertures des murs anti-bruit et ajout des remblais de la passerelle piétonne ainsi que la rigole drainante.

Par ailleurs, certaines composantes du projet sont extrêmement liées du point de vue hydraulique. Il n'est alors pas pertinent d'étudier ces composantes de manière séparée. En revanche, d'autres éléments du projet peuvent être étudiés et optimisés individuellement.

Ainsi, l'optimisation de la transparence hydraulique est présentée au travers de ces différentes composantes.

- Transparence du remblai du viaduc routier ;
- Transparence des murs anti-bruit et de la passerelle ;
- Ressuyage de la rigole

Enfin, une fois que l'incidence du projet sur les conditions d'écoulement pour la crue de référence de type 1910 a été suffisamment réduite pour qu'elle puisse être acceptable, les simulations des deux crues intermédiaires de type janvier 1955 (période de retour d'environ 50 ans) et de type mars 2001 (période de retour d'environ 10 ans) ont été réalisées.

Remarque : Comme pour l'état de référence actuel, la simulation de ces crues a été réalisée sur une durée de calcul de 1 jour à l'exception de la crue de 2001 afin que le régime permanent soit atteint. La durée de calcul de la crue de 2001 a été fixée à 30 jours (durée plus longue car l'établissement du régime permanent est plus long à atteindre, compte tenu d'un débit moindre).

Les incidences du projet sont illustrées grâce à des cartographies différentielles (en phase projet par rapport aux résultats de ces crues en situation initiale). Comme précédemment, sur ces cartographies, les couleurs chaudes (jaune à rouge) indiquent une augmentation des hauteurs d'eau (ou des niveaux d'eau) en comparaison à la situation actuelle. A l'inverse, les couleurs froides (bleu clair à bleu foncé) relatent d'une diminution des hauteurs d'eau.

7.2. Résultats des simulations hydrauliques pour la crue de 1910

7.2.1. Analyse des écoulements au droit de la pile n°4

7.2.1.1. Fonctionnement hydraulique au droit de la pile n°4 sans prise en compte du risque d'embâcle

La pile n°4 a été décalée de quelques mètres dans le lit mineur de la Seine par rapport à la phase concours.

L'objectif de cette analyse de cas est d'estimer plus précisément l'impact de l'implantation de la pile n°4 du viaduc, vis-à-vis des écoulements du fleuve et notamment en cas d'embâcle.

Les illustrations suivantes présentent les hauteurs d'eau obtenues pour la crue de 1910, qui est l'événement le plus contraignant en termes de conditions d'écoulement, au niveau de la pile n°4 en situation initiale et en phase projet.

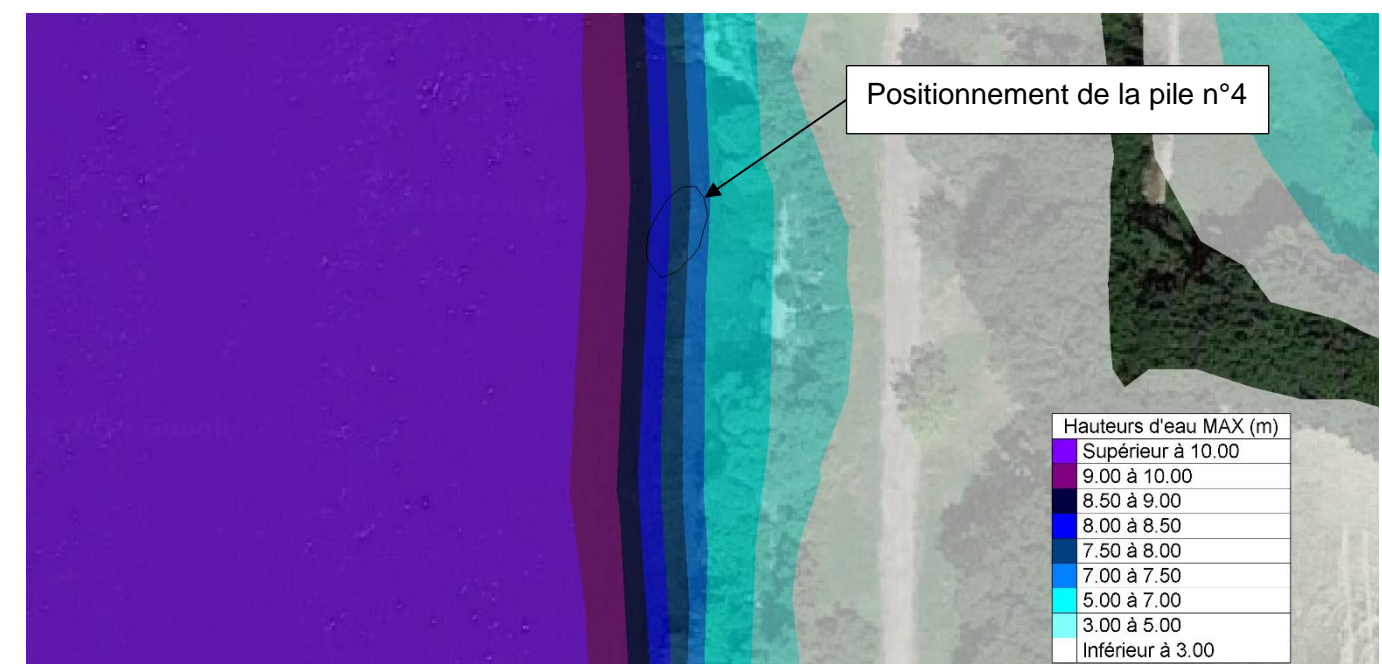


Figure 56 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales pour la crue de 1910 au niveau de la pile n°4 du projet (situation initiale)

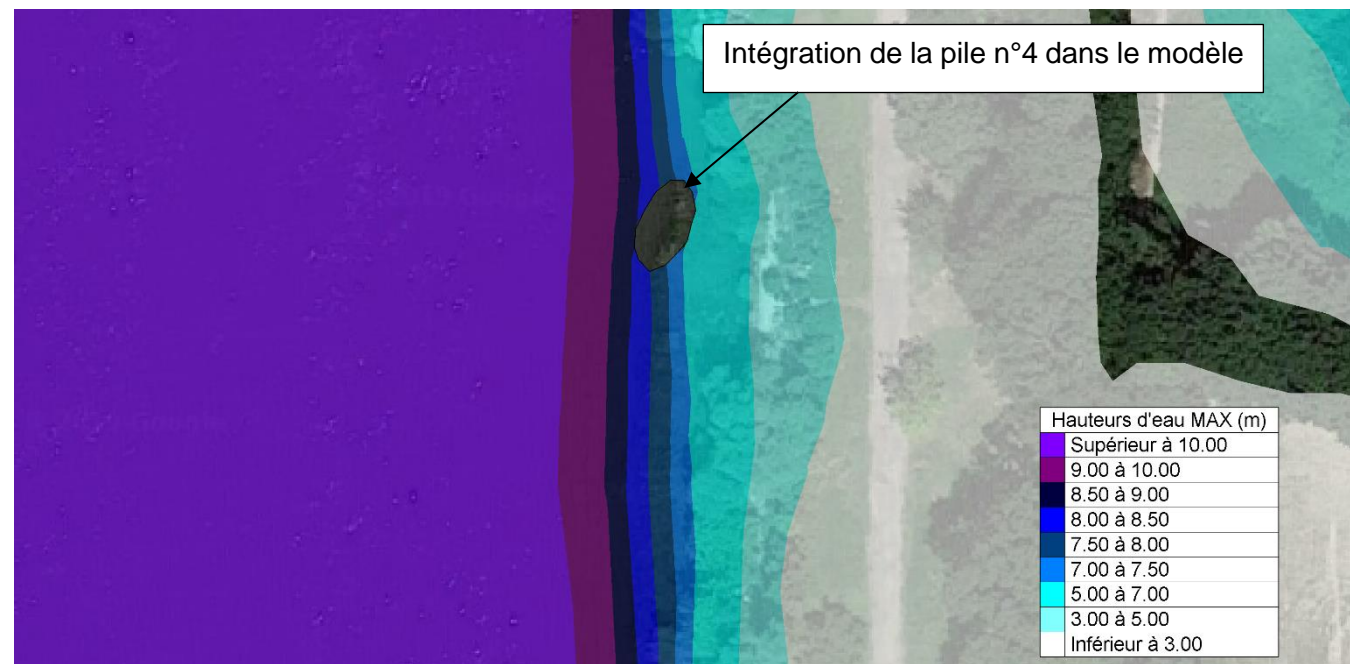


Figure 57 : Cartographie des hauteurs d'eau maximales pour la crue de 1910 au niveau de la pile n°4 (phase projet)

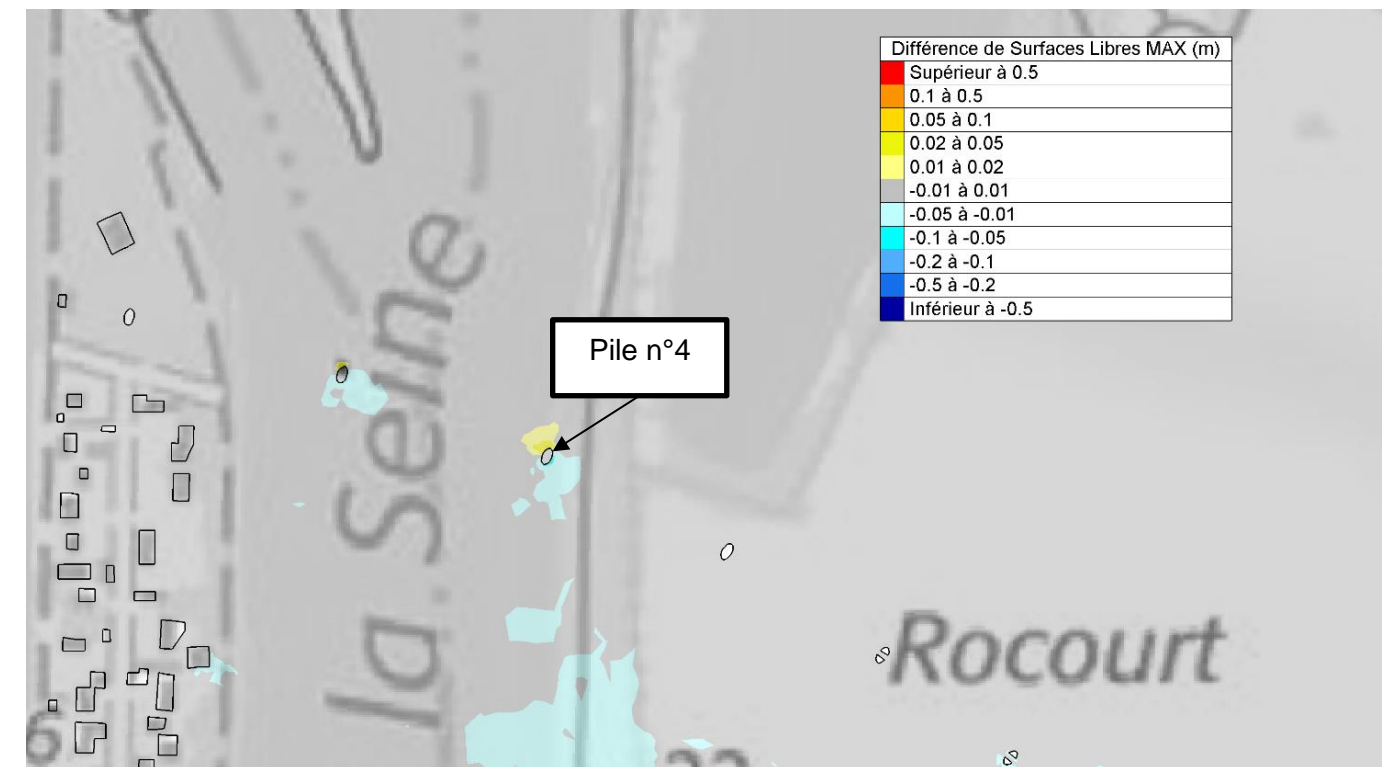


Figure 58 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910

La figure ci-après présente la cartographie différentielle entre ces deux résultats.

La comparaison entre ces deux résultats montre un impact sur la ligne d'eau en crue de type 1910 **très localisé** et **non significatif partout ailleurs**. Les variations sont comprises au maximum entre +1,6 cm (amont de la pile) et -1,2 cm (aval de la pile) au niveau de la pile n°4.

La figure ci-dessous présente la courantologie au pic de la crue de 1910 en situation initiale. Le trait bleu représente la limite du plan d'eau (zone en eau en période courante, telle que l'illustre la vue aérienne) extrait sur la base du relevé LIDAR.



Figure 59 : Cartographie des vitesses maximales pour la crue de 1910 en situation initiale

La figure ci-dessous présente la courantologie au pic de la crue de 1910 au droit de la pile n°4 en phase projet.

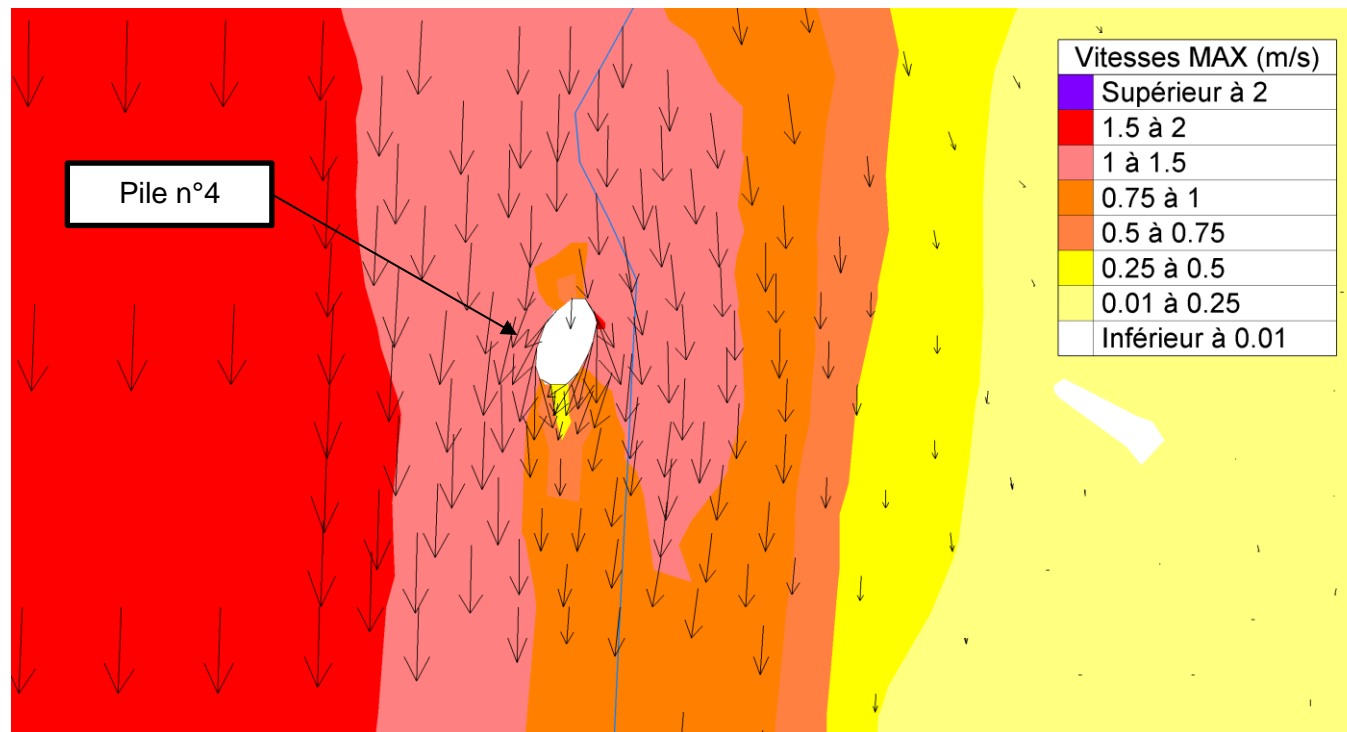


Figure 60 : Cartographie des vitesses maximales pour la crue de 1910 au niveau de la pile n°4 (phase projet)

On remarque que les vitesses restent globalement parallèles à l'écoulement principal et que la pile n°4, compte tenu de son profil, ne provoque pas de perturbation majeure ou d'écoulement transversal à la berge pouvant favoriser son érosion locale.

Les valeurs des vitesses au niveau de la pile et de la berge sont inférieures à 1,5 m/s et restent inférieures à 2 m/s, valeur en-dessous de laquelle une berge végétalisée et entretenue est capable de résister à l'érosion. De plus, la berge est aménagée (parement béton) à cet endroit, ce qui assure un dispositif de protection de berges localisé au niveau de la pile n°4.

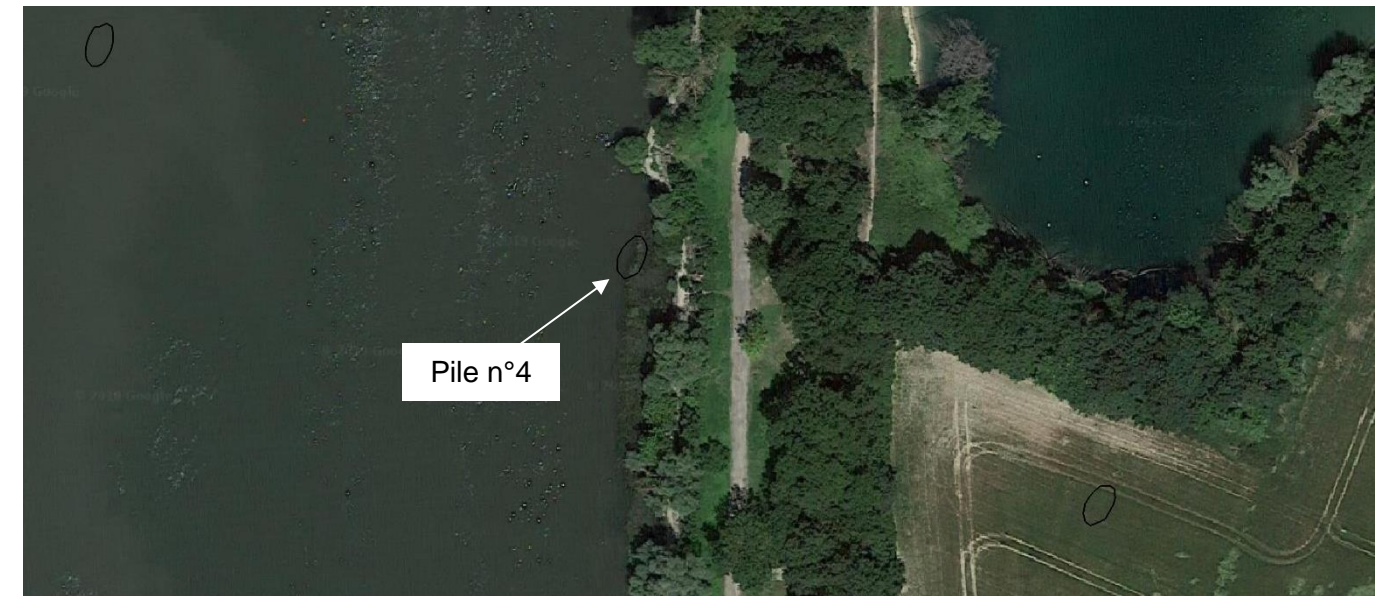


Figure 61 : Localisation de la pile n°4 à proximité de la berge en rive gauche

Vis-à-vis de la problématique du risque d'embâcles, compte tenu de la proximité d'environ 5 m entre la pile n°4 et la berge, ce risque ne peut être exclu.

Dans un cas extrême où la totalité de l'espace entre la berge et la pile n°4 venait à être entièrement comblé par des embâcles, la section d'écoulement de la Seine se trouverait diminuée de 30 m² environ, ce qui est faible au regard de la section d'écoulement globale de la Seine pour une crue de type de 1910 (de l'ordre de 5000 m² au droit du viaduc).

Entre la pile n°4 et la berge, les vitesses d'écoulement sont limitées, comprises entre 1 m/s et 1.5 m/s. L'incidence attendue en cas d'embâcle est un faible exhaussement de la ligne d'eau de quelques centimètres au maximum, très localisé en amont de la zone obstruée.

Une quantification de l'exhaussement potentiel généré par cette obstruction a été analysée via le modèle hydraulique.

7.2.1.2. Fonctionnement hydraulique au droit de la pile n°4 avec prise en compte du risque d'embâcle

Les résultats de la simulation hydraulique en crue de référence de type 1910 avec prise en compte d'une obstruction totale de l'espace entre la berge et la pile n°4 sont illustrés par la cartographie différentielle ci-dessous.

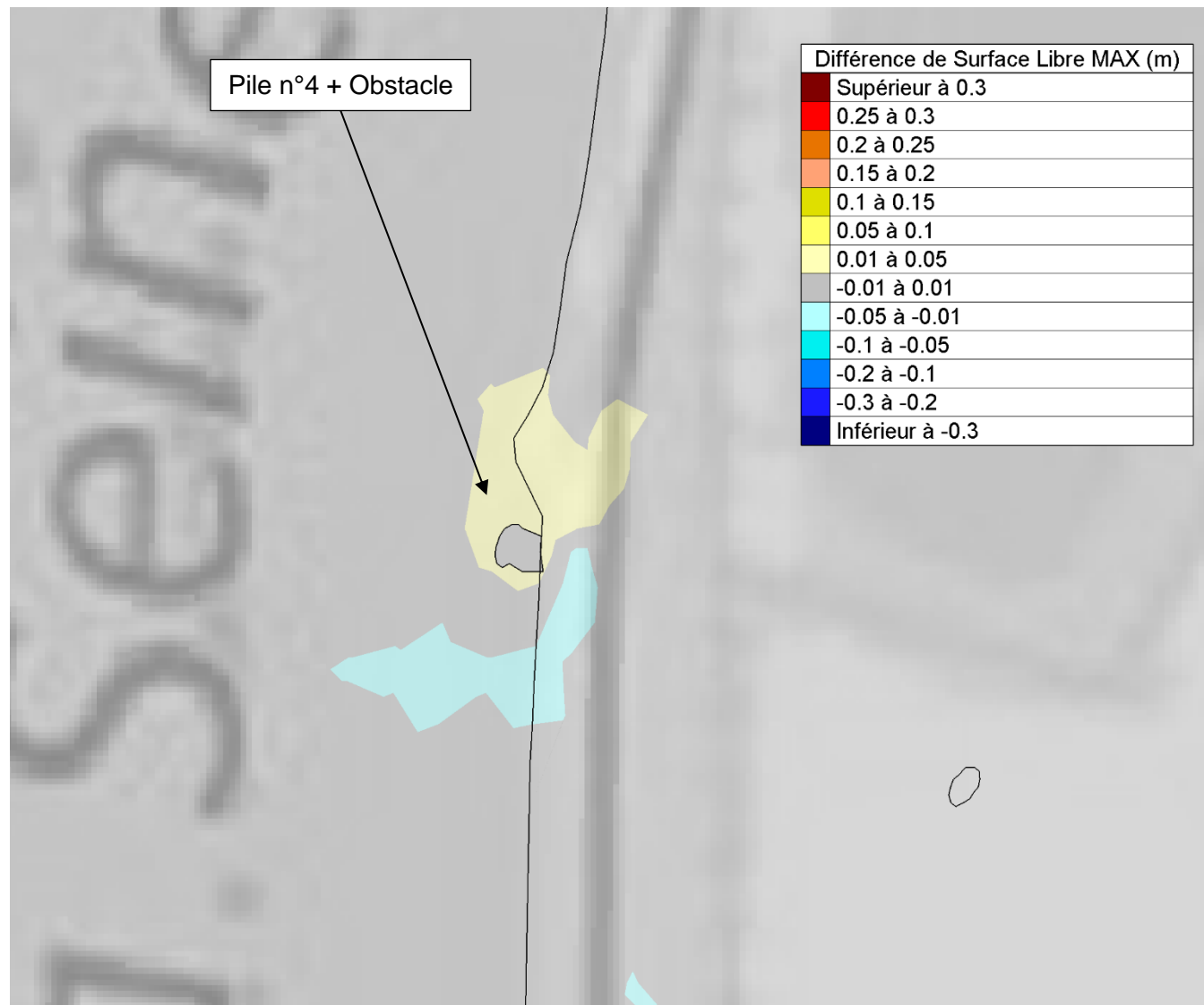


Figure 62 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 avec obstacle au niveau de la pile n°4

Pour cette simulation avec prise en compte de l'obstacle au niveau de la pile P4, l'impact calculé est proche du centimètre et restreint au niveau de la pile.

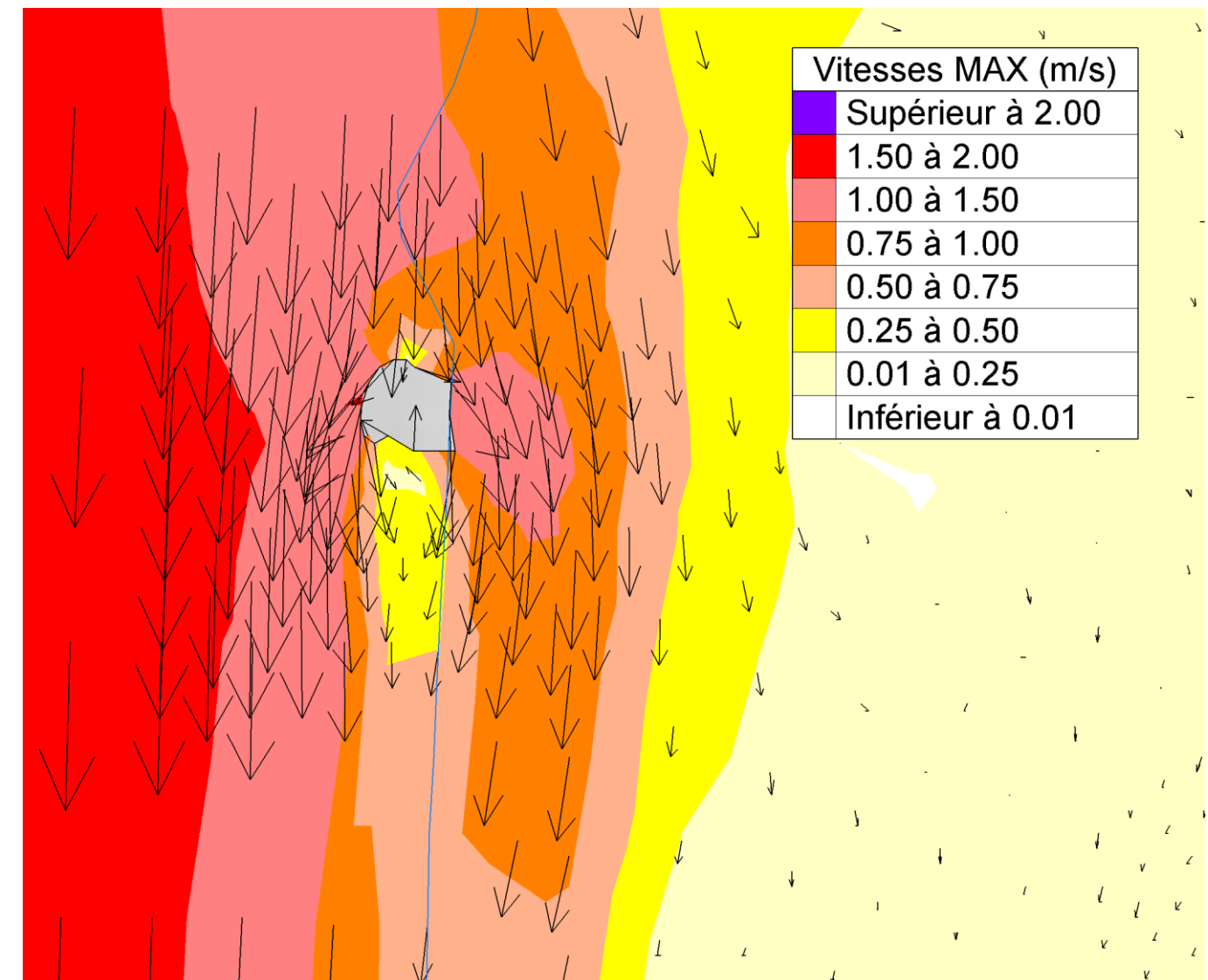


Figure 63 : Cartographie des vitesses maximales pour la crue de 1910 avec obstacle au niveau de la pile n°4 (phase projet)

En ce qui concerne la courantologie et les vitesses d'écoulement, on observe :

- Une zone d'ombre à l'arrière de l'obstacle, où les vitesses sont (logiquement) réduites ;
- Un report des survitesses vers l'axe du lit mineur.

7.2.2. Impacts du projet intermédiaire 1 (remblai et viaduc) et optimisation

7.2.2.1. Cartographies des impacts « bruts » du projet

Les résultats de la simulation hydraulique présentés ci-après tiennent compte d'un état projet intermédiaire comprenant le remblai du viaduc routier et les appuis du viaduc. La carte ci-dessous montre les différences des niveaux d'eau maximaux en phase projet par rapport à ceux observés à l'état de référence pour la crue de 1910.

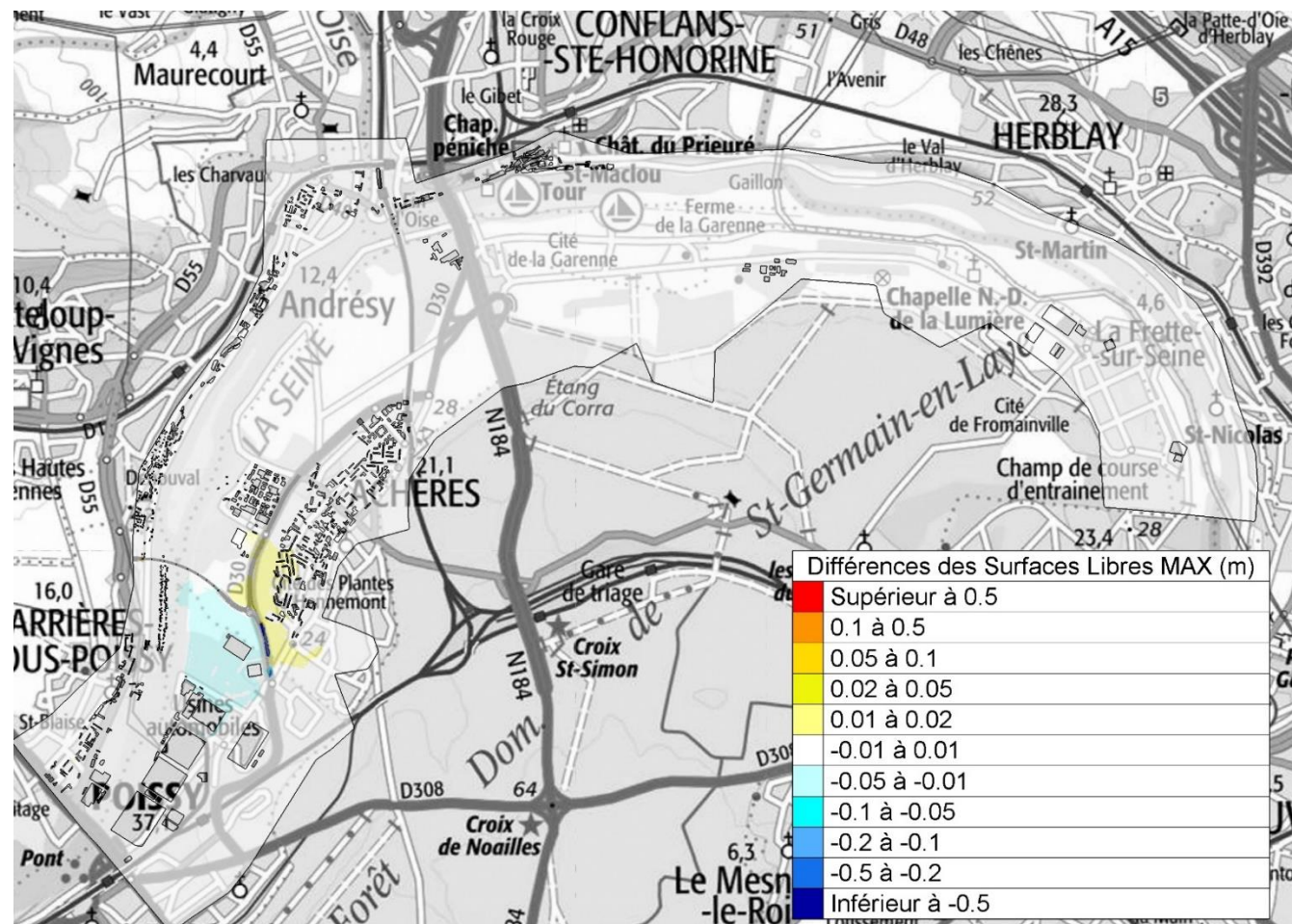


Figure 64 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (état projet intermédiaire 1)

L'influence du futur viaduc routier et des remblais du projet est spatialement limitée à la rive gauche aux abords de la zone du projet.

L'intégration de l'infrastructure projetée entraîne un obstacle à l'écoulement, induisant un léger exhaussement de ligne d'eau amont et une diminution de la ligne d'eau en aval de l'infrastructure.

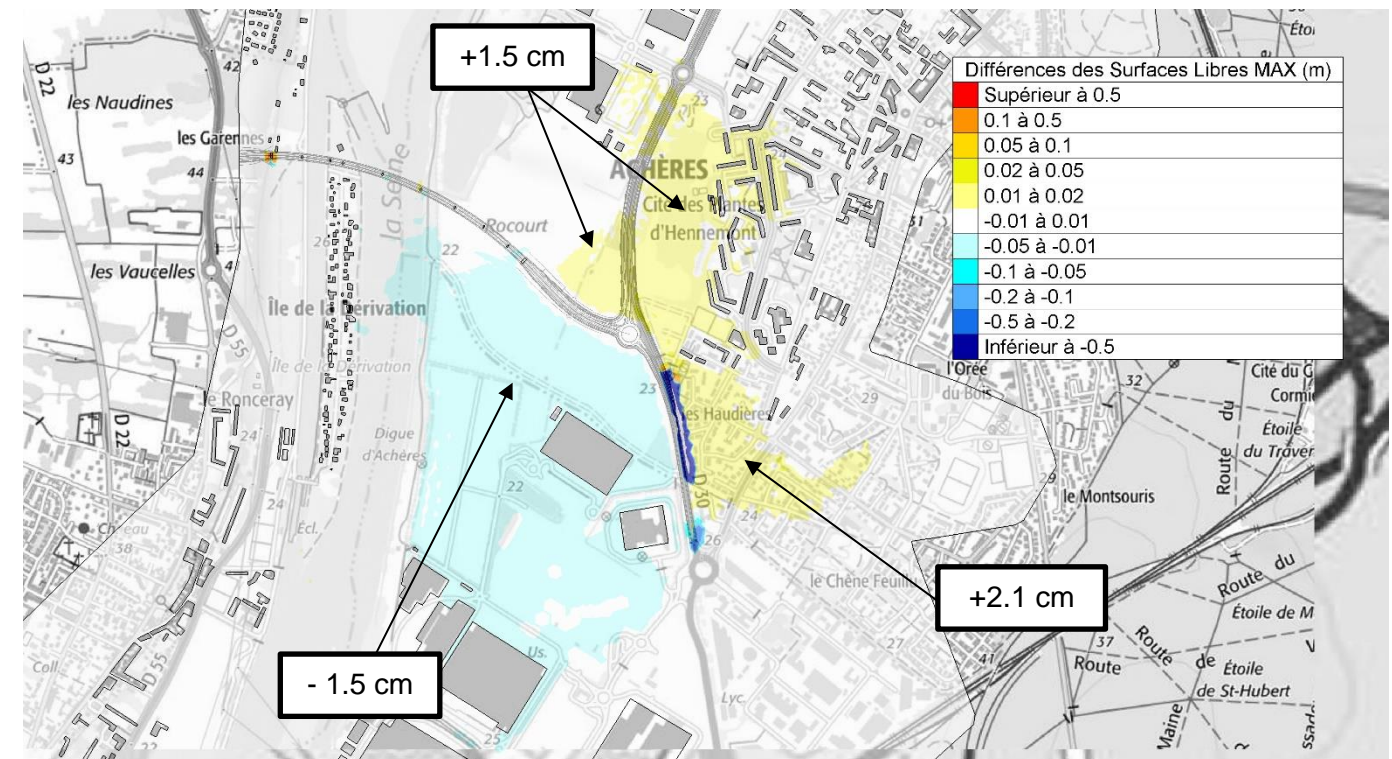


Figure 65 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (état projet intermédiaire 1 – zoom au droit du projet)

Les différences de ligne d'eau dans le lit majeur sont globalement minimales voir nulles, à l'exception des abords du projet. A l'amont immédiat du projet, elles sont de + 1,5 cm contre -1,5 cm à l'aval du projet. A l'Est du remblai routier, l'exhaussement de la ligne d'eau atteint + 2.1 cm.

Les résultats de la modélisation montrent que les impacts vis-à-vis des écoulements en crue de la Seine sont légèrement supérieurs à 2 cm.

7.2.2.2. Optimisation de la transparence hydraulique du projet intermédiaire 1

Afin d'assurer une meilleure transparence hydraulique au projet, le CD78 a pris le parti de retenir la solution « ouvrage long », plutôt qu'un « ouvrage court » tous deux présentés comme variantes au dossier de DUP. De plus, d'un premier abord, le Maître d'Ouvrage a souhaité que soit étudiée une solution de transparence hydraulique maximale, dans l'objectif de limiter à + 1 cm au maximum l'exhaussement de la ligne d'eau en lit majeur. Il s'agit d'un objectif extrêmement ambitieux compte tenu de cet écart infime. Les multiples tests effectués avec l'appui du modèle hydraulique ont mis en évidence que l'obtention d'un tel niveau de transparence n'était possible qu'à condition de prolonger le viaduc sur la quasi-totalité du linéaire du remblai du projet : cette contrainte est de nature à remettre en cause la faisabilité du projet (contraintes financières notamment). De plus, dans le cadre du Plan Global d'Aménagement de la plaine d'Achères, les objectifs retenus (cf. résultats de la modélisation du bureau d'étude Setec-Hydratec anticipés dans l'étude PGA - Actualisation du PGA d'Achères, 2016) sont les suivants :

- « Les impacts sur les hauteurs d'inondation dans la plaine sont réduits et restent inférieurs à 1–2 cm dans la partie urbanisée d'Achères »

« Les impacts en Seine sont réduits et restent inférieurs à 1 cm »

Ceux sont ces deniers objectifs qui ont été retenus pour la présente étude.

La simulation hydraulique de la crue centennale de 1910 à l'état projet intermédiaire 1 entraine un exhaussement de la ligne d'eau sur 3 « casiers » hydrauliques. L'exhaussement de la ligne d'eau dans ces casiers est rappelé dans le tableau et la figure ci-dessous.

Casiers hydrauliques	Exhaussement calculé (cm)
Casier 1 (C1A, C1B) : Au Nord du carrefour connectant la RD30 au viaduc	+ 1.5
Casier 2 (C2) : A l'Est de la partie non-réhaussée de la RD30	+1.5
Casier 3 (C3) : A l'Est du remblai routier Sud de la RD30	+ 2.1

Tableau 8 : Exhaussement de la ligne d'eau en amont du projet (avant optimisation)

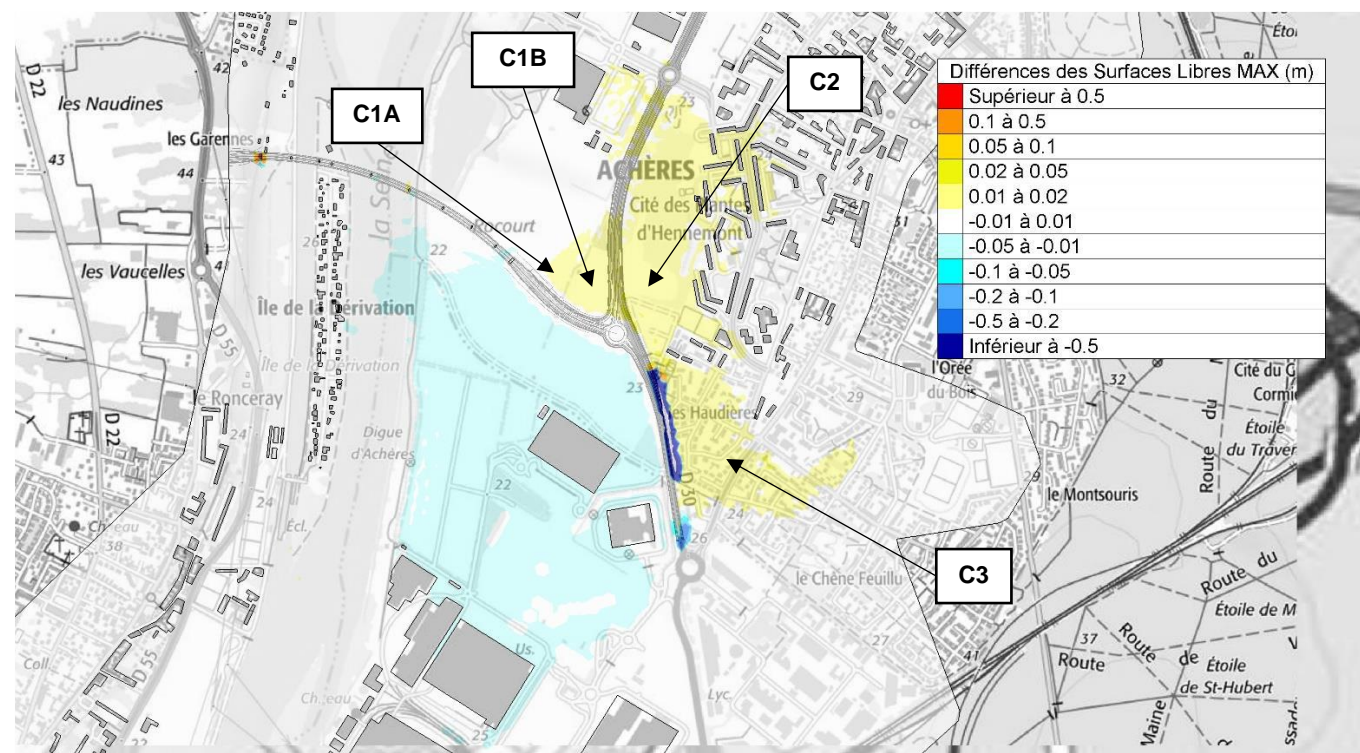


Figure 66 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (état projet intermédiaire 1 avant optimisation)

La mise en place du projet crée un obstacle à l'écoulement et un exhaussement supérieur à 2 cm au niveau du casier « C3 » ; des mesures compensatoires sont alors nécessaires afin d'augmenter la transparence hydraulique du remblai et réduire cet impact au niveau de ce casier.

Ainsi, différentes configurations d'ouvrages de transparence hydraulique ont été testées.

Une série de tests sur le nombre et le gabarit des ouvrages permettant un meilleur ressuyage du casier C3 a été réalisée. Ces tests ont été effectués en régime permanent pour la crue de 1910 (temps de calcul plus rapide qu'en régime transitoire). Il faut préciser que le comportement hydraulique au pic de crue en régime transitoire, compte tenu de la très longue durée de crue, est similaire à celui en régime permanent. Autrement dit, les impacts du projet sur la cote maximale de la ligne d'eau en crue sont similaires suivant que le calcul ait été effectué en régime permanent ou en régime transitoire.

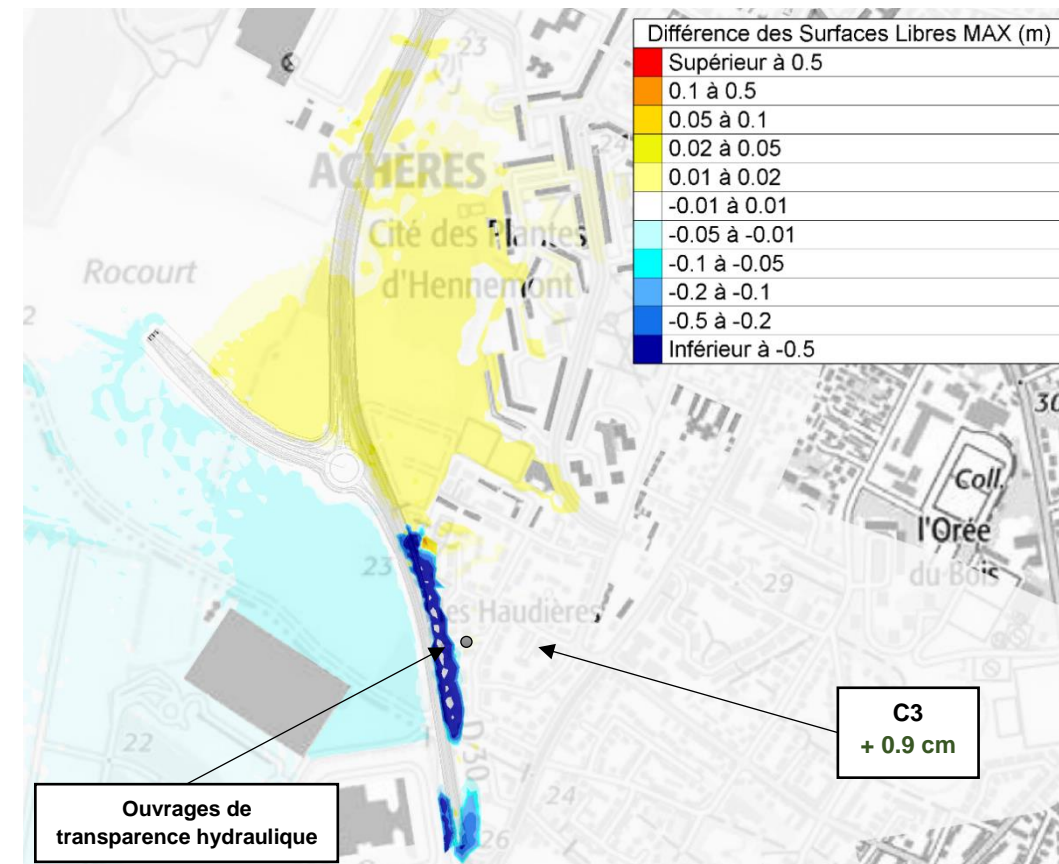


Figure 67 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (Test 4 - transparence hydraulique)

La mise en place de 3 ouvrages cadre de 4 m de largeur et 1 m de hauteur sous le remblai de la RD30 au niveau du casier C3 permettraient de passer sous la limite initialement fixée de +1 cm. L'exhaussement maximal de la ligne d'eau est alors de + 0.9 cm.

En considérant la précision méthodologique importante en page précédente, dans la configuration finale retenue (cf. paragraphe 7.2.5), ce sont **2 ouvrages cadre de 4 m de largeur et 1 m de hauteur qui ont été retenus**. Ils permettent de limiter l'impact à moins de + 2 cm au niveau du casier « C3 ».

La figure ci-dessous présente les différences des vitesses maximales d'écoulement pour la crue de 1910 entre cette configuration projetée et la situation initiale. Par ailleurs, la courantologie de la crue de 1910 à l'état projet est représentée sous la forme de vecteurs noirs sur cette même figure.

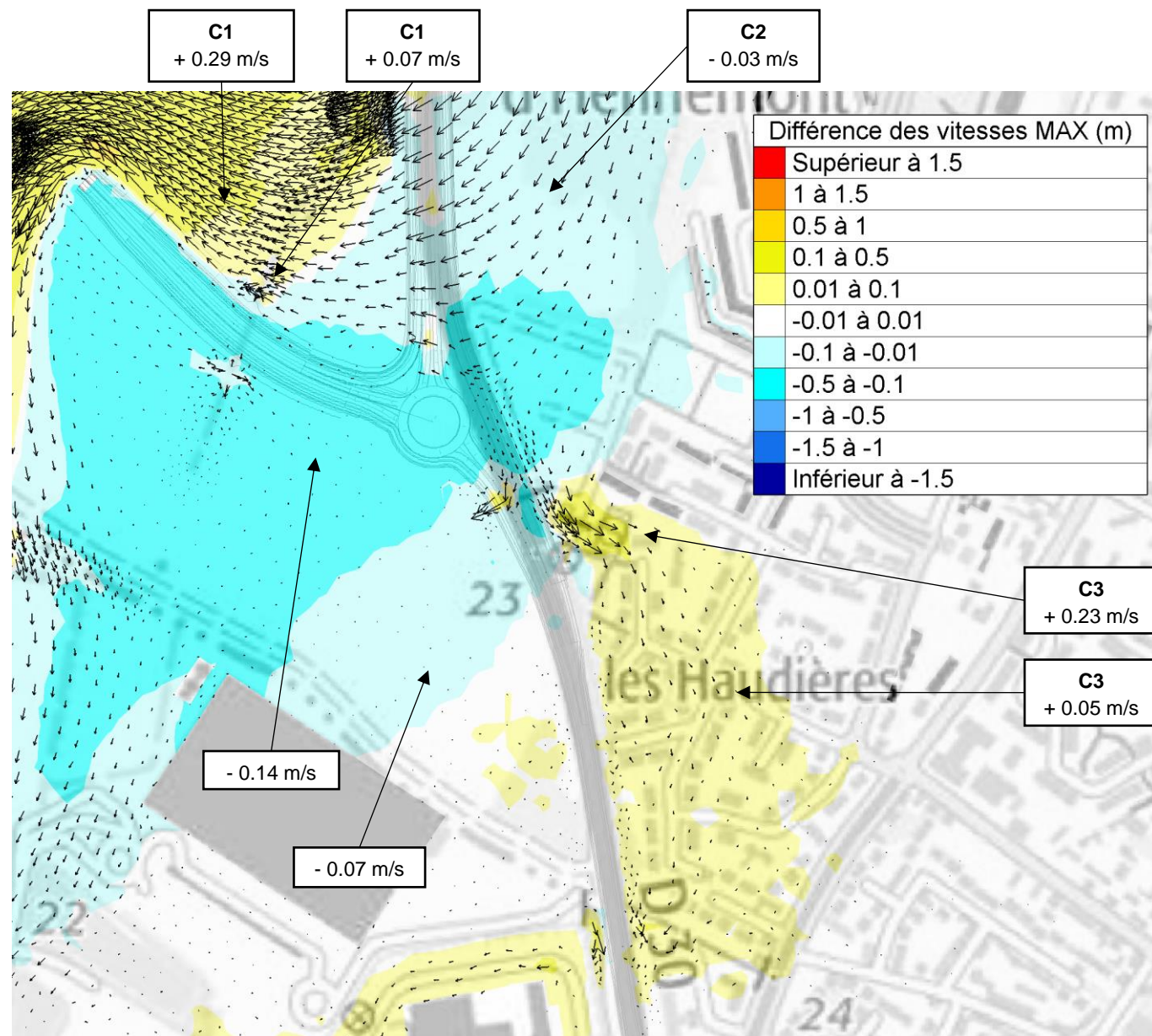


Figure 68 : Différences des vitesses maximales pour la crue de 1910 (Test 4 - transparence hydraulique)

La courantologie de la crue de la 1910 montre que la direction de l'écoulement est déviée par le remblai routier Ouest (relié au viaduc) qui le contourne. Les différences de vitesse d'écoulement par rapport à la situation actuelle sont néanmoins **très faibles**.

Le tableau ci-après synthétise les principaux des tests effectués. De plus, la configuration « test 4 » dont les résultats ont été détaillés précédemment est présentée en dernière ligne du tableau.

Configuration	Nombre d'ouvrages				L, H ouvrages C1 (m)	L, H ouvrages C3 (m)	Exhaussement cotes Q100 (cm)			
	C1	C3	Autres*	Total			C1A	C1B	C2	C3
Initiale	1**	0	2	3	-	-	+ 1.3	+ 1.9	+ 1.5	+ 2.1
Test 2	2	2	2	6	7 * 2	4 * 1	+ 1.2	+ 1.8	+ 1.5	+ 1.4
Test 4	2	3	2	7	5 * 2	4 * 1	+ 1.2	+ 1.7	+ 1.5	+ 0.9

* : il s'agit des ouvrages de rétablissement des écoulements de la noue existante, en aval du remblai projeté
 ** : il s'agit de l'ouvrage existant de rétablissement des écoulements de la noue existante au niveau du remblai projeté

Tableau 9 : Résultats des tests effectués avec l'implantation d'ouvrages de transparence hydraulique

Les résultats montrent que tous ces tests permettent de respecter un exhaussement maximal de la ligne d'eau de 2 cm en crue de référence centennale de type 1910. Comme indiqué dans l'encadré en page précédente, dans la suite de l'étude hydraulique pour les autres états projets plus complets, il a été retenu de conserver la mise en place de **2 cadres de transparence hydraulique de 4 m x 1 m** (correspondant au « test 2 » sur le tableau précédent).

A ce stade, les résultats sont conformes au niveau de performance indiqué dans le cadre de l'étude PGA.

Conclusion sur les impacts hydrauliques à l'état projet intermédiaire 1

De manière générale, sans ouvrage de transparence hydraulique, les aménagements projetés ont un impact limité, de l'ordre de + 2.1 cm sur la ligne d'eau pour la crue de 1910. La mise en place de 2 ouvrages de transparence hydraulique (L4m x H1m) permet d'améliorer le fonctionnement hydraulique et le ressuyage du casier hydraulique C3 au Sud-Est de la RD30.

Indépendamment de la problématique de l'incidence hydraulique du projet sur les conditions d'écoulement en crue, les résultats mettent en évidence que le lit majeur rive gauche au droit du projet se comporte comme un casier d'inondation. Le ressuyage de ce compartiment hydraulique n'est pas idéal, faute d'éléments drainants continus. Afin d'améliorer le ressuyage de la plaine lors de la décrue, et réduire les durées de submersion, il a ainsi été analysé l'efficacité apportée par la création d'une rigole de drainage le long de la RD30 (cf. paragraphe CHAPITRE 8).

7.2.3. Impacts du projet intermédiaire 2 (remblai et viaduc, murs anti-bruit) et optimisation

Les résultats de la simulation hydraulique présentés ci-après tiennent compte de l'état projet intermédiaire 2 comprenant le remblai du viaduc routier, les appuis du viaduc et les murs anti-bruit (MAB). La carte ci-dessous montre les différences des niveaux d'eau maximaux en phase projet par rapport à ceux calculés à l'état de référence pour la crue de 1910.

7.2.3.1. Cartographie des impacts bruts : configuration avec murs anti-bruit sans ouverture

L'intégration des murs anti-bruit au projet constitue la composante la plus contraignante hydrauliquement. En effet, le linéaire estimé de ces murs, leur continuité et leur positionnement le long de la RD30 font qu'ils constituent des obstacles à l'écoulement.

La carte ci-dessous représente la cartographie des différences de ligne d'eau entre la configuration projetée (avec murs anti-bruit sans aucune ouverture, à l'exception de celle au niveau du giratoire de la rue W. A. Mozart) et la configuration actuelle. A défaut d'ouverture dans ces murs anti-bruit, la simulation hydraulique met en évidence un exhaussement de la ligne d'eau en amont, sur plusieurs centaines de mètres, allant jusqu'à +10 cm. Cet impact est important.

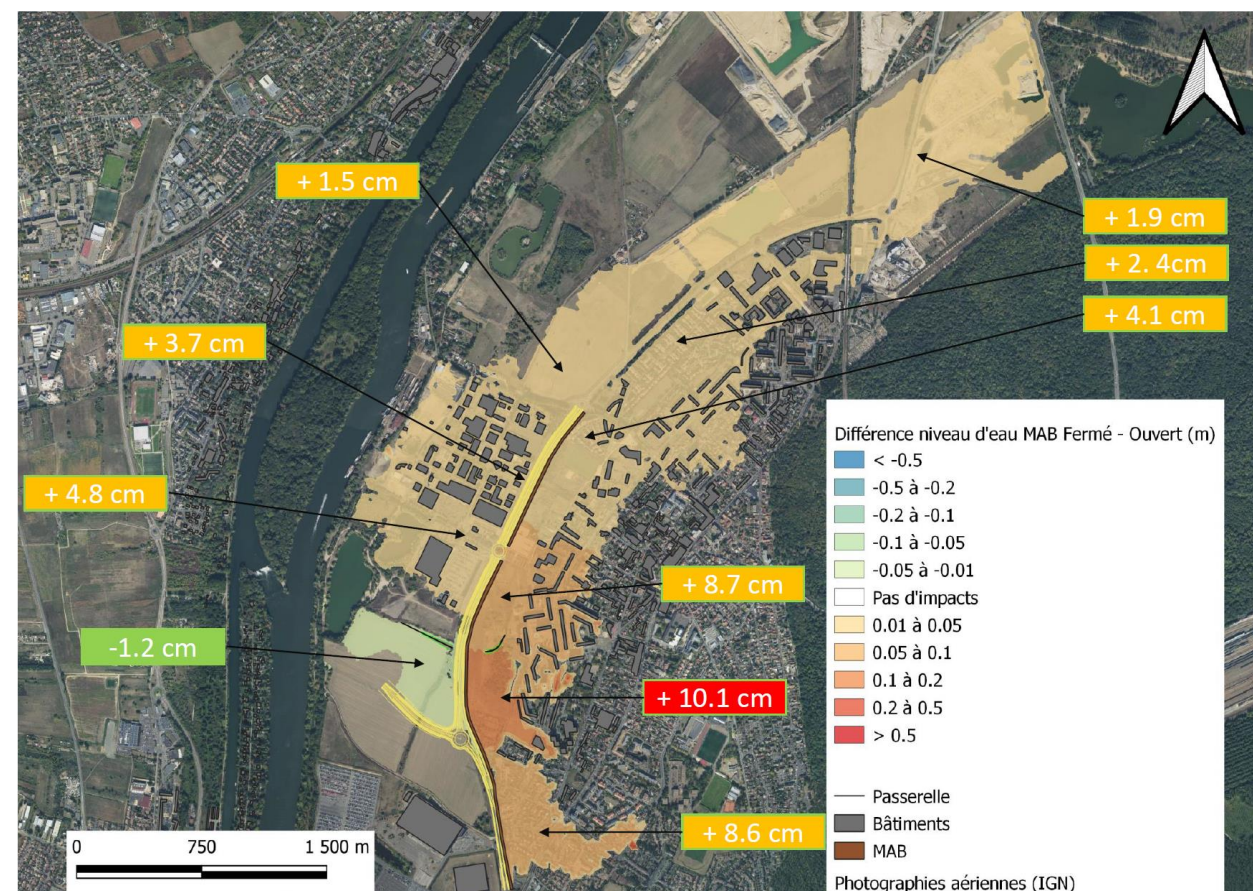


Figure 69 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (Etat intermédiaire 2 sans mesure de transparence hydraulique)

Cet exhaussement de la ligne d'eau n'entraîne pas de modification significative de l'emprise inondable (dans la marge de précision du calcul hydraulique), comme l'illustre la figure ci-après.

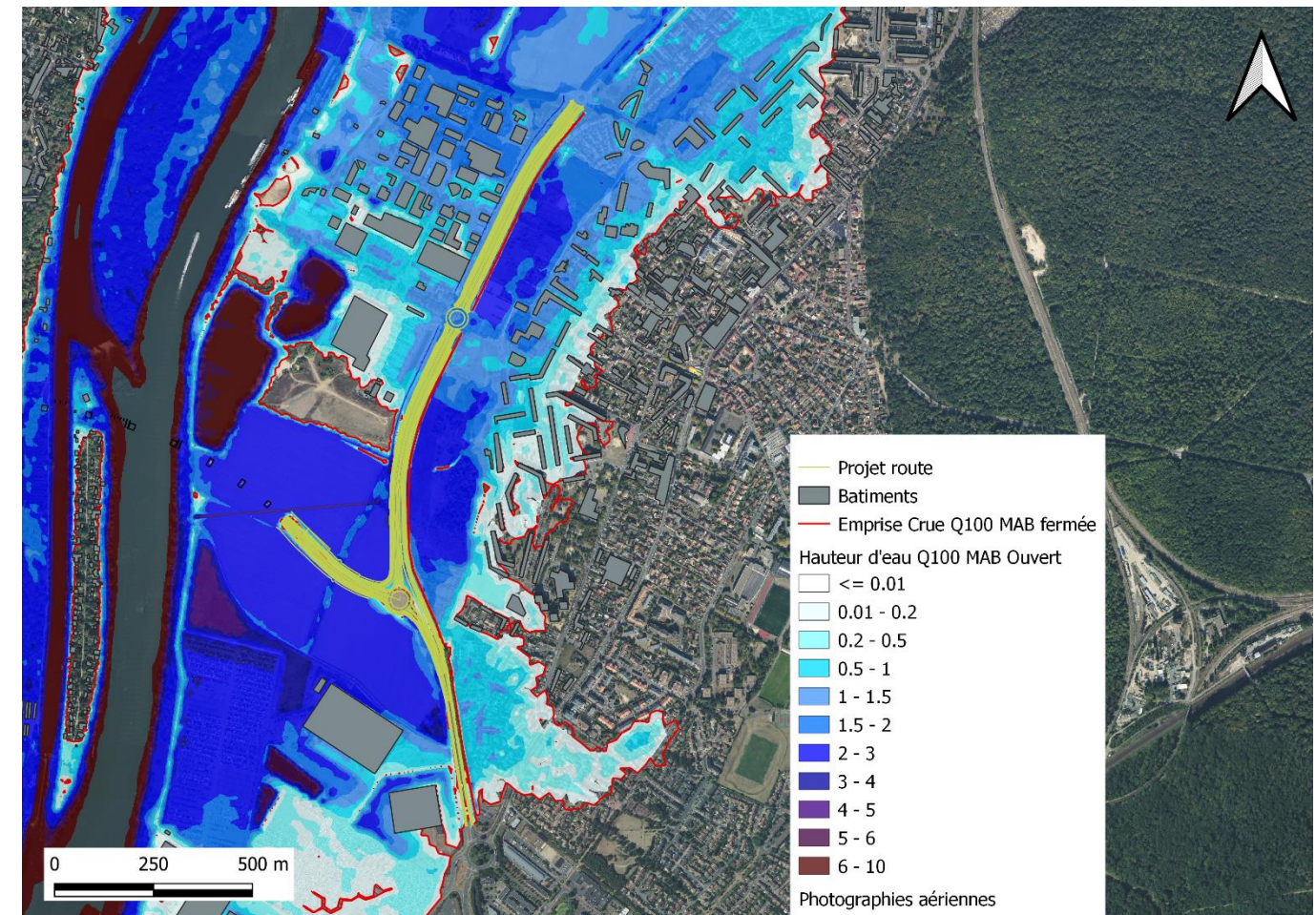


Figure 70 : Comparaison des emprises inondées entre la situation sans ouverture dans les murs anti-bruit et la situation où les murs sont hydrauliquement transparents

Concernant l'impact potentiel sur les vitesses d'écoulement, la figure ci-après présente une cartographie des différences de vitesses d'écoulement du fait de la présence de ces murs faisant obstacle à l'écoulement.

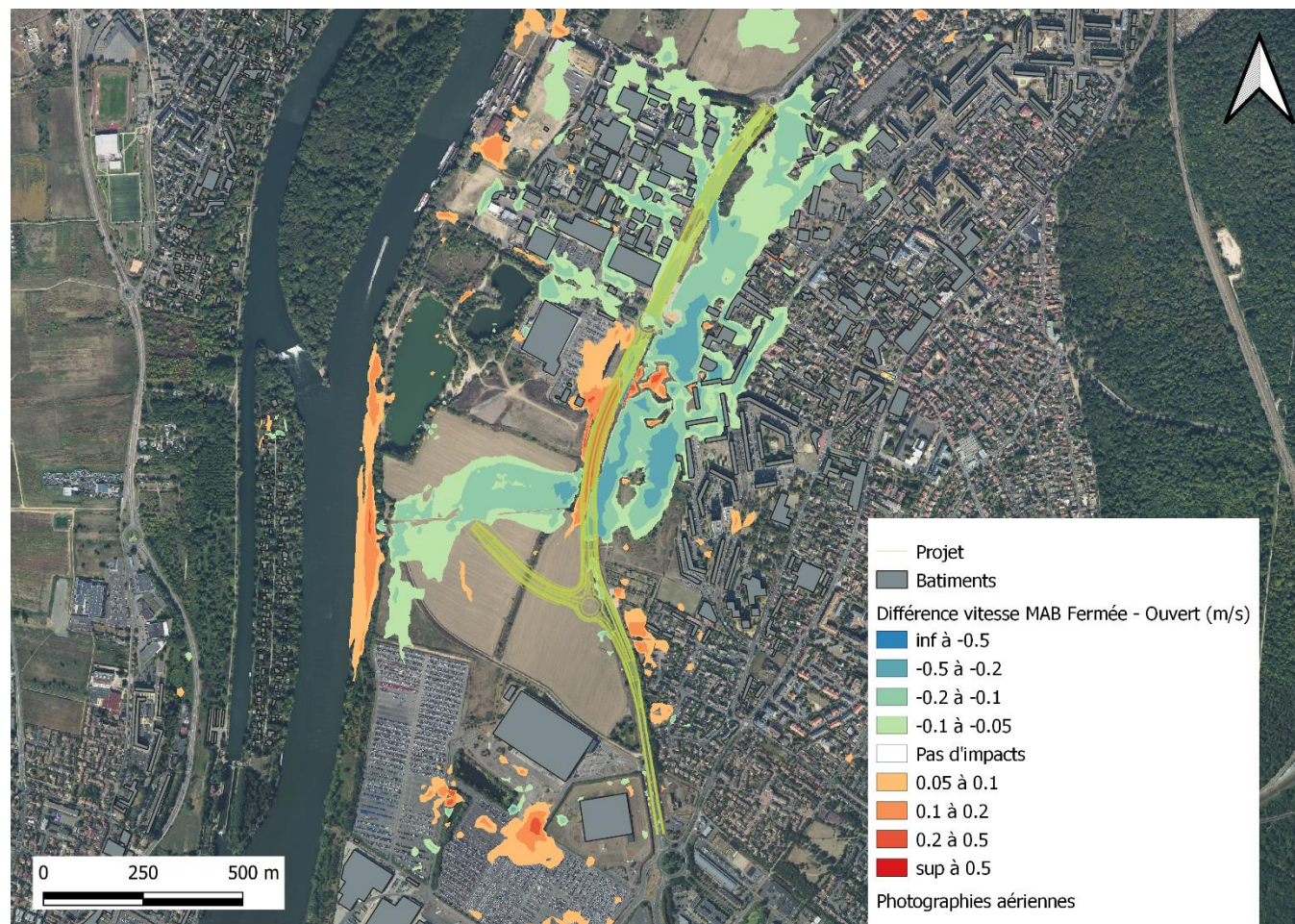


Figure 71 : Cartographie différentielle des vitesses MAB Fermée - Ouvert

Sous l'effet des écrans acoustiques sans aucune ouverture, le champ des vitesses est globalement réduit, en amont comme en aval, de l'ordre de -0.3 m/s au maximum. En revanche, sur la RD30, et également au niveau de rétrécissements de sections sur les zones où l'eau peut passer, en particulier au niveau de l'ouverture sur la rue W.A. Mozart, les vitesses augmentent, jusqu'à +0.5 m/s.

Afin d'améliorer la transparence hydraulique des murs anti-bruit, différentes ouvertures ont été définies et positionnées après étude de la courantologie de la crue de 1910. Une analyse de l'efficacité de cette transparence hydraulique a été quantifiée avec appui du modèle hydraulique.

7.2.3.2. Recherche d'amélioration de la transparence hydraulique : configuration avec murs anti-bruit disposant de 3 ouvertures de 20 m

Le premier test de transparence hydraulique consiste à prévoir 3 ouvertures (interruptions) de 20 m chacune le long de la RD30 comme le montre l'image ci-dessous.



Figure 72 : Positionnement des 3 ouvertures de 20 m dans les murs anti-bruit

Dans cette simulation, comme précédemment, les ouvrages cadres permettant d'améliorer la transparence hydraulique du casier C3 n'ont pas été remis afin d'estimer directement l'efficacité de la mesure de transparence hydraulique.

La carte ci-dessous présente les résultats pour la configuration du projet avec murs anti-bruit disposant de 3 ouvertures de 20 m. On constate une diminution des impacts par rapport à la configuration précédente. Néanmoins, les exhaussements de la ligne d'eau sont encore trop importants [2.6 cm dans la zone résidentielle au nord et 8.4 cm (casier hydraulique C3)].

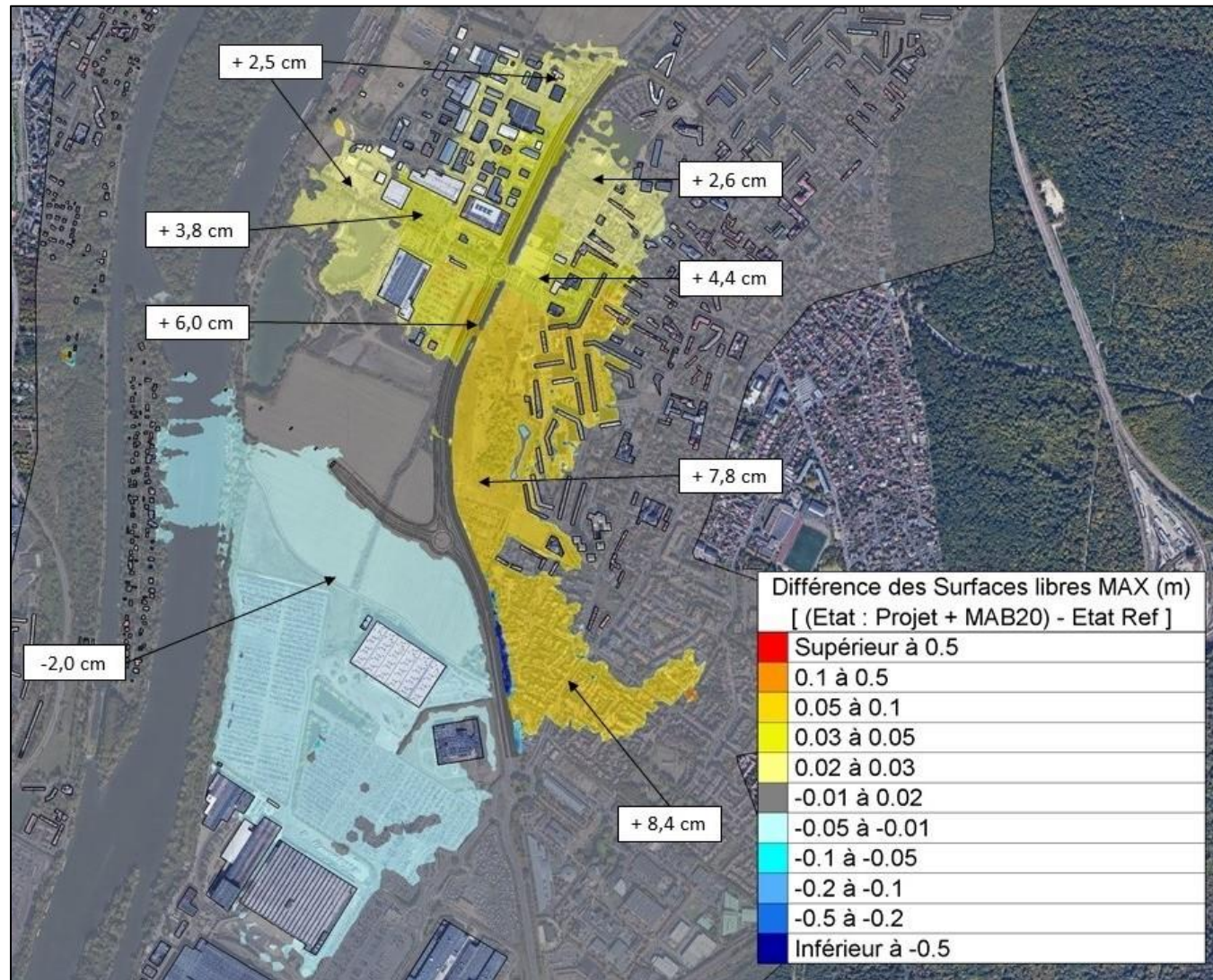


Figure 73 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (Etat intermédiaire 2 avec 3 ouvertures de 20 m des MAB)

7.2.3.3. Configuration avec 3 ouvertures (100, 20 et 100 m) dans les murs anti-bruit

Le second test d'amélioration de la transparence hydraulique des murs anti-bruit consiste à prévoir 3 ouvertures de 100 m / 20 m / 100 m le long de la RD30 comme le montre l'image ci-dessous.

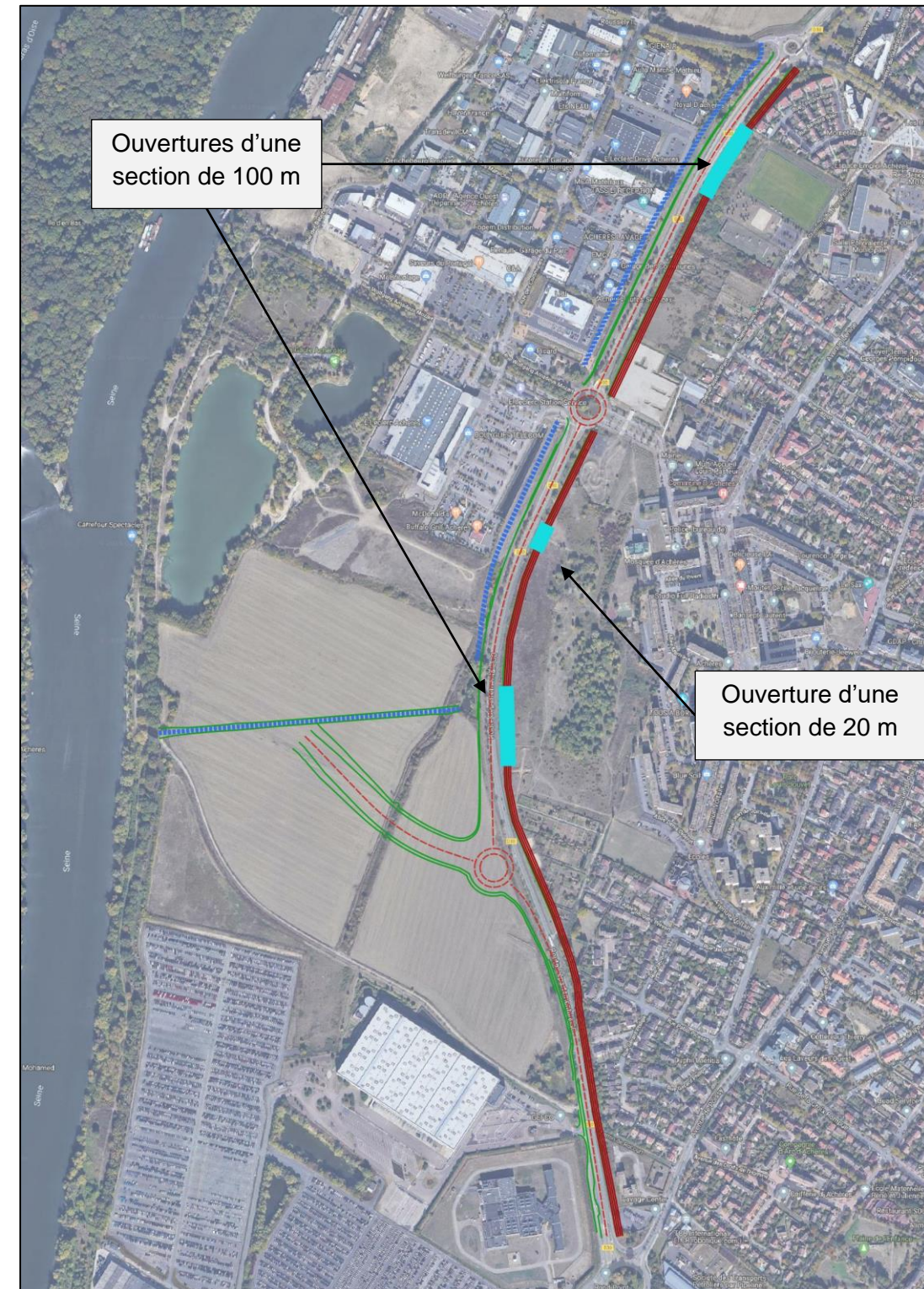


Figure 74 : Positionnement des 3 ouvertures dans les murs anti-bruit

Dans cette simulation, les ouvrages cadres améliorant la transparence du remblai de la RD30 au droit du casier C3 ont été remis. En effet, en améliorant la transparence hydraulique et en s'approchant des impacts sur la ligne d'eau proches de +2 cm, on revient à une configuration proche de celle obtenue pour l'impact brut du remblai projeté de la RD30 (§ 7.2.2.1).

La carte ci-dessous présente l'impact de la configuration du projet avec 3 ouvertures de 100 m / 20 m / 100 m dans les murs anti-bruit. On constate une forte diminution des impacts par rapport à la configuration précédente. Néanmoins, les exhaussements de la ligne sont encore trop importants sur deux secteurs [+ 3.2 cm dans la zone commerciale du « LECLERC » et + 2.3 cm à proximité du giratoire reliant la RD30 au futur viaduc].

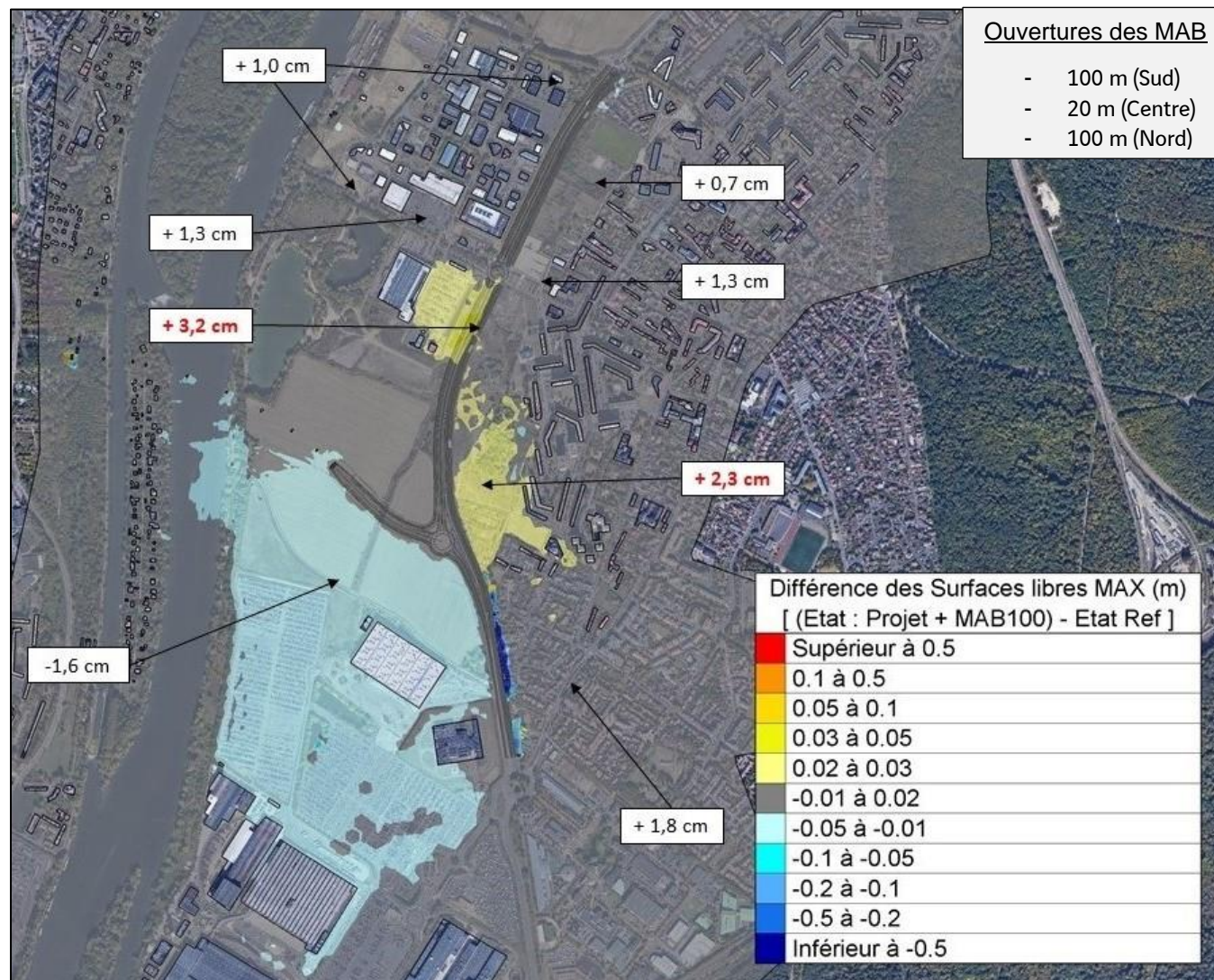


Figure 75 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (Etat intermédiaire 2 avec 3 ouvertures de 100 m / 20 m / 100 m des murs anti-bruit)

Conclusion sur les impacts hydrauliques à l'état projet intermédiaire 2 :

Sans aucune mesure de transparence hydraulique, les aménagements projetés auraient un très fort impact sur la ligne d'eau avec des exhaussements allant jusqu'à 12.8 cm pour une crue de type 1910. Néanmoins, la mise en place d'ouvrages de transparence hydraulique sous le remblai de la RD30 et la création d'ouverture dans les murs anti-bruit ont permis de réduire très nettement ces impacts. Il n'a pas été réalisé d'autres tests supplémentaires d'ouvertures des murs anti-bruit dans cette configuration « état projet intermédiaire 2 » car il est nécessaire désormais d'associer les plans des deux remblais de la passerelle piétonne et de la rigole au modèle hydraulique.

7.2.4. Impacts du projet complet 3 (remblai et viaduc, murs anti-bruit, remblais de la passerelle, rigole) et optimisation

Les résultats des simulations hydrauliques présentés ci-après tiennent compte de l'état projet complet 3 qui comprend le remblai de la RD30, les ouvrages de transparence hydraulique au droit du casier C3, les appuis du viaduc routier, les murs anti-bruit, les remblais de la passerelle et la rigole de 5 m de largeur. Les cartes ci-dessous montrent les différences des niveaux d'eau maximaux en phase projet par rapport à ceux observés à l'état de référence pour la crue de 1910.

7.2.4.1. Optimisation de la transparence hydraulique : comparaison des configurations avec des ouvertures des murs anti-bruit de 100 m / 70 m / 60 m et 130 m / 70 m / 30 m

Comme vu précédemment, les impacts du projet sont principalement liés à l'intégration des murs anti-bruit. L'ajout des remblais de la passerelle dans une zone déjà soumise à impact conduit à une légère augmentation de l'étendue de cet impact observable sur la carte à gauche ci-dessous.

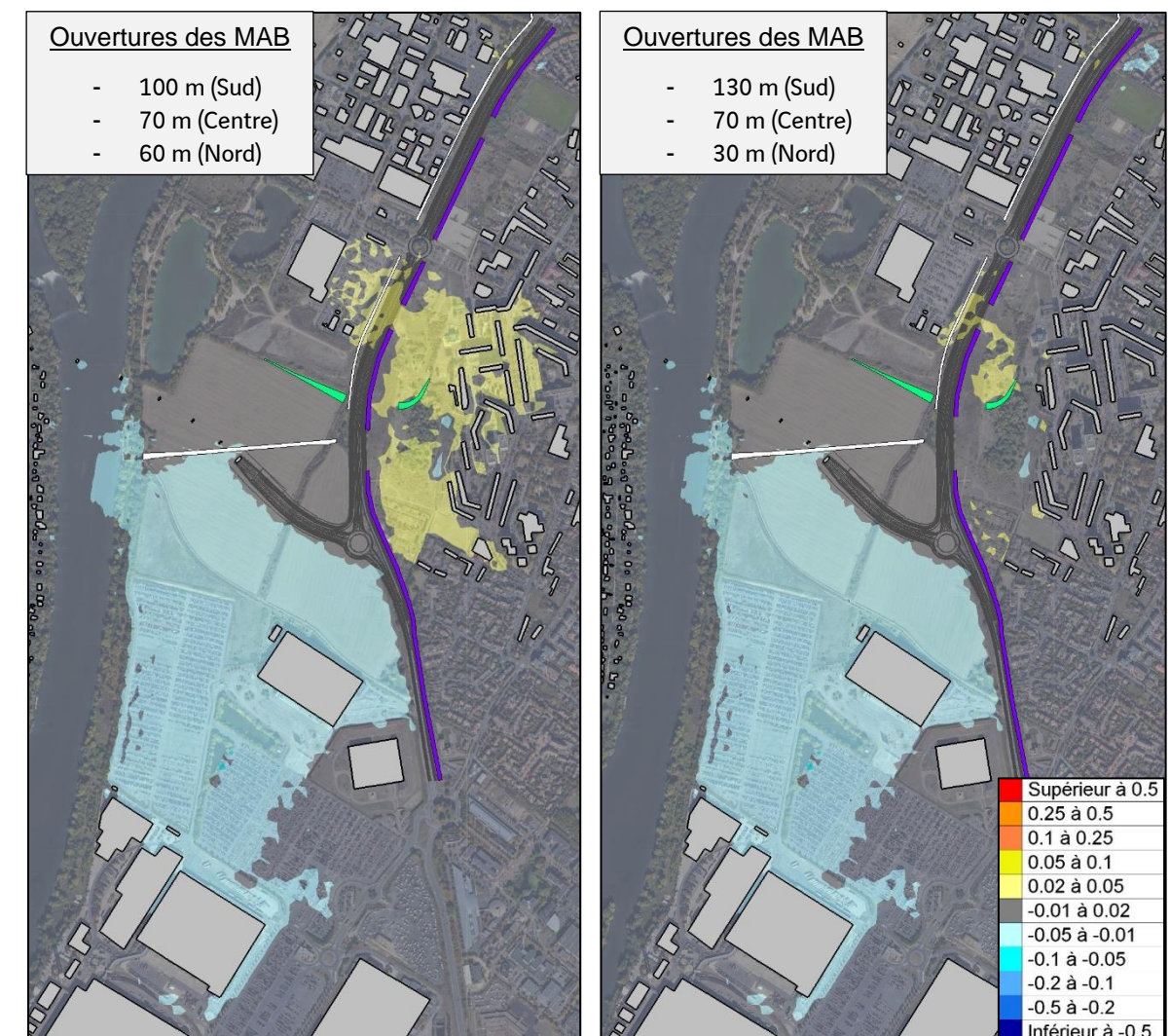


Figure 76 : Comparaison 1 des différentielles des niveaux d'eaux entre l'état projet complet et l'état de référence pour différentes sections d'ouvertures

La comparaison des cartographies différentielles des niveaux d'eau montre que l'agrandissement des ouvertures des murs anti-bruit côté Sud de 100 m à 130 m et en conservant une ouverture de 70 m au

centre permet d'améliorer de manière significative la transparence hydraulique du projet complet. Néanmoins, les dimensions des ouvertures de la section Sud ne sont pas encore suffisantes pour réduire les impacts à moins de 2 cm. Par ailleurs, sur la section Nord, le passage d'une ouverture de 100 m à 60 m et de 60 m à 30 m afin d'optimiser cette ouverture juste avant l'apparition d'impact hydraulique. La réduction de l'ouverture Nord à 30 m conduit à un léger exhaussement de la ligne d'eau au Nord de la RD30, au niveau de bâtis existants.

7.2.4.2. Optimisation de la transparence hydraulique : comparaison des configurations avec des ouvertures des murs anti-bruit de 140 m / 70 m / 30 m et 150 m / 70 m / 30 m

Dans la comparaison suivante des cartographies différentielles de la ligne d'eau, le passage de l'ouverture Sud à 150 m de long permet de réduire les impacts en dessous des 2 cm dans les zones à enjeux. La longueur de 150 m est ainsi retenue pour l'ouverture Sud.

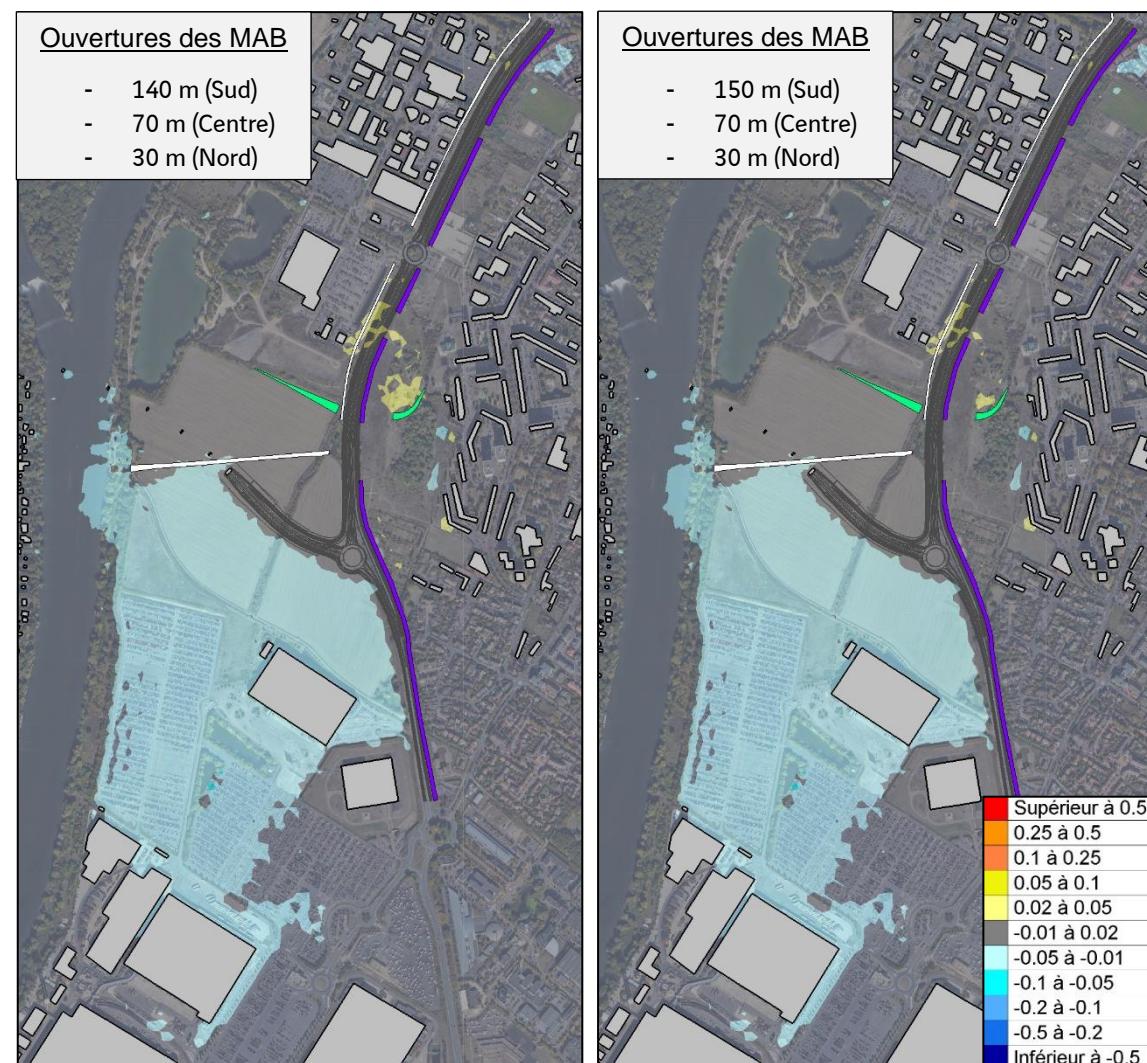


Figure 77 : Comparaison 2 des différentielles des niveaux d'eaux entre l'état projet complet et l'état de référence pour différentes sections d'ouvertures

7.2.4.3. Optimisation de la transparence hydraulique : comparaison des configurations avec des ouvertures des murs anti-bruit de 150 m / 50 m / 20 m et 150 m / 60 m / 30 m

La comparaison des cartographies différentielles des niveaux d'eau suivante permet d'optimiser les ouvertures Centre et Nord des murs anti-bruit. La réduction de l'ouverture centrale de 70 m à 50 m conduit à un exhaussement de la ligne d'eau. Ainsi, une longueur d'ouverture de 60 m pour la section au centre est retenue.

En ce qui concerne la section Nord, une longueur d'ouverture de 30 m n'est pas suffisante car elle entraîne un léger exhaussement de la ligne d'eau alors qu'une ouverture de 60 m semble légèrement surdimensionnée. La section Nord a donc une longueur d'ouverture de 50 m (cf. Figure 80).

Les sections Centre et Nord retenues permettent de réduire les impacts à 2 cm dans les zones à enjeux tout en optimisant les dimensions des ouvertures hydrauliques des murs anti-bruit.

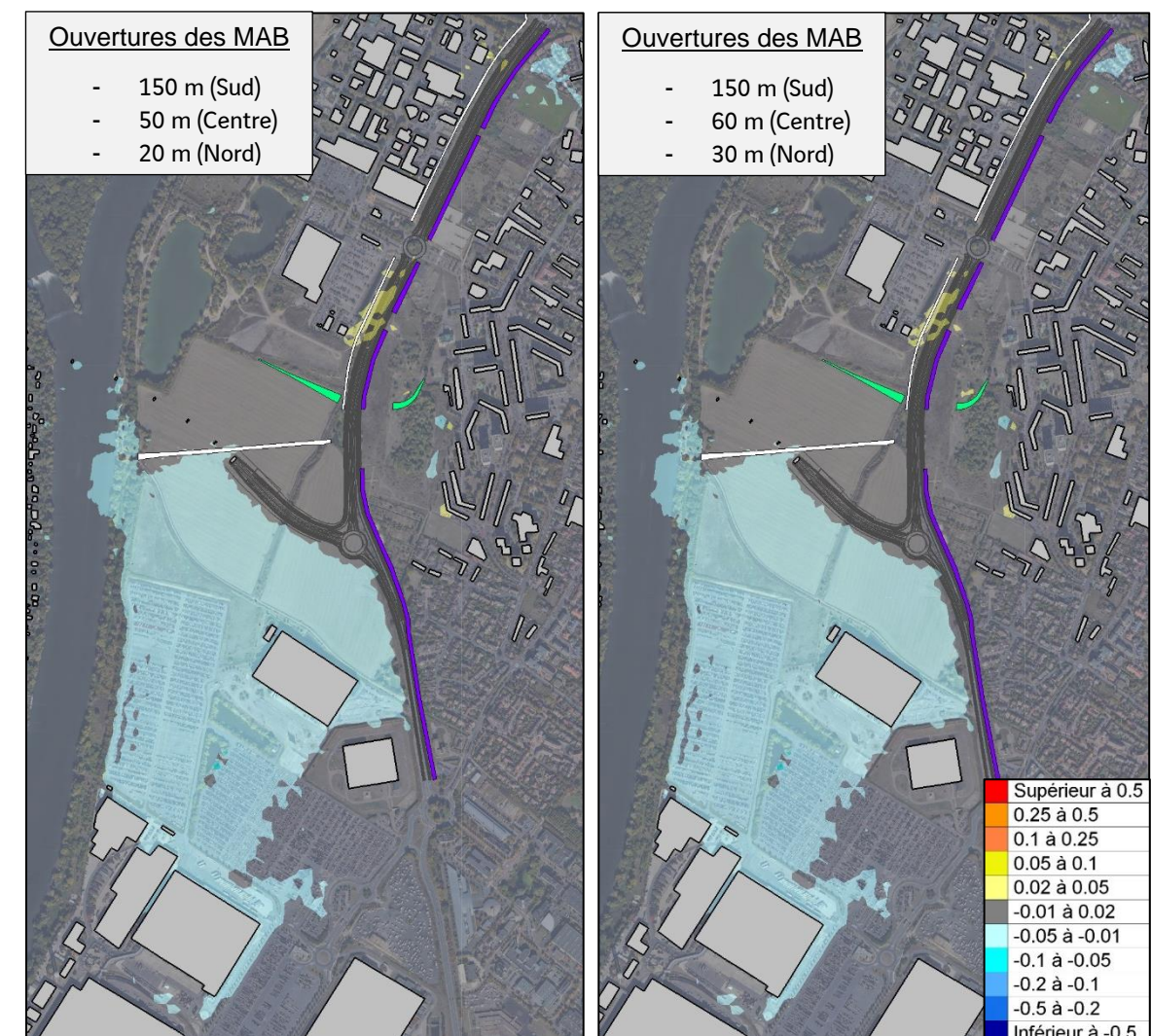


Figure 78 : Comparaison 3 des différentielles des niveaux d'eaux entre l'état projet complet et l'état de référence pour différentes sections d'ouvertures

7.2.5. Configuration finale retenue

La configuration projet complet retenue dispose donc des ouvertures des murs anti-bruit suivantes :

- Ouverture Sud : 150 m ;
- Ouverture Centre : 60 m ;
- Ouverture Nord : 50 m.

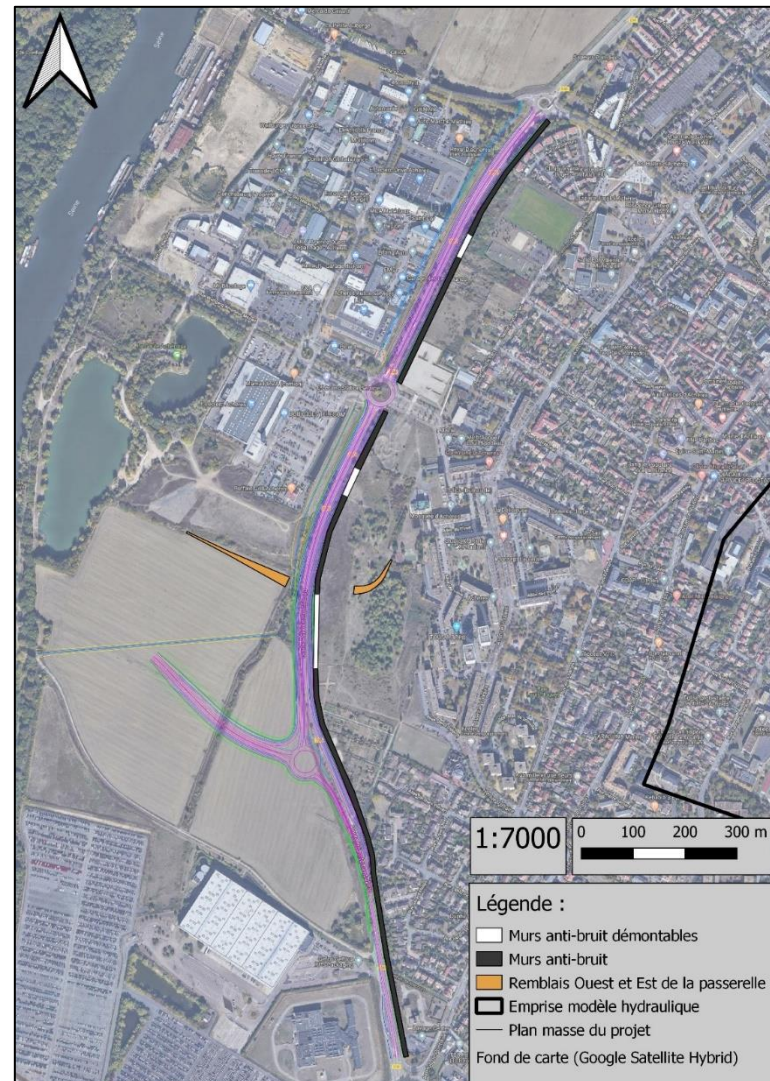


Figure 79 : Représentation des murs anti-bruit de la configuration finale retenue

Afin de pouvoir disposer de la protection acoustique apportée par ces murs anti-bruit en dehors des épisodes de crue, il est envisagé que les écrans anti-bruit soient démontables sur ces emplacements, suivant un protocole spécifique en lien avec l'alerte de crue.

Le début de submersion de la RD30 au droit du projet en crue de la Seine a lieu pour une crue légèrement inférieure à la décennale (débit de l'ordre de 1950 m³/s, associé à un niveau d'eau de 22.32 m NGF). Le protocole visera ainsi à définir un démontage des tronçons d'écrans avant l'atteinte d'un tel niveau d'eau sans la Seine.

Sur la carte suivante, les longueurs des murs anti-bruit démontables correspondent aux ouvertures validées précédemment par le modèle hydraulique, à savoir 150 m au Sud, 60 m au Centre et 50 m au Nord.

Enfin, il convient de rappeler que les deux cadres de L4 m x H1 m sont intégrés sous le remblai de la RD30 au niveau du casier C3. Ils contribuent à la transparence hydraulique globale du projet.

7.2.5.1. Cartographie des impacts pour la configuration finale retenue pour la crue de 1910

La cartographie différentielle des niveaux d'eau entre l'état projet complet pour la configuration finale retenue et l'état de référence montre l'absence d'impact supérieur à 2 cm dans les zones à enjeux. En effet, le léger panache d'exhaussement (+ 2.3 cm) résiduel est limité spatialement et situé au droit de la RD30.

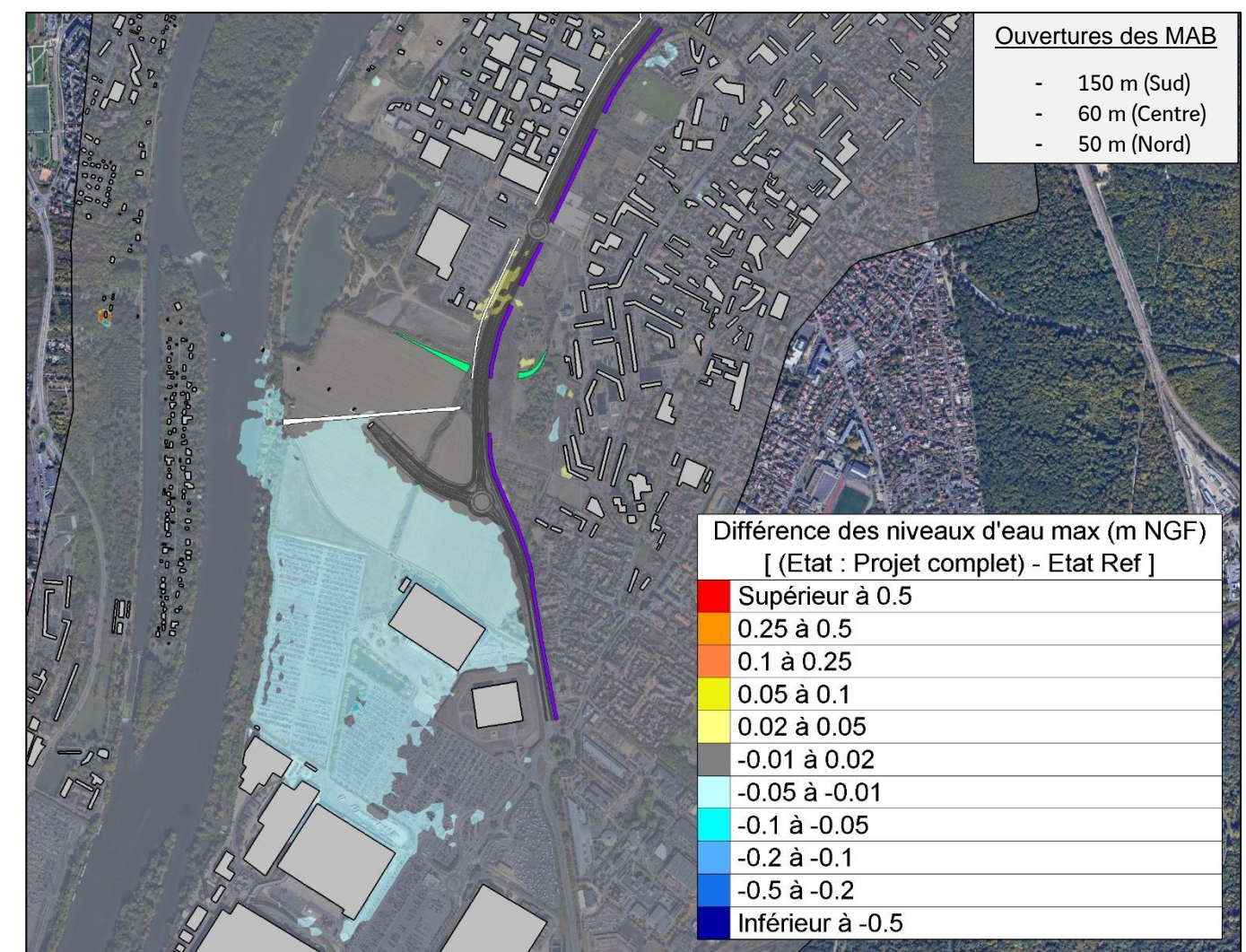


Figure 80 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1910 (phase projet complet)

A ce stade, en connaissant les adaptations du projet à réaliser afin de disposer d'un niveau de transparence hydraulique répondant aux objectifs pour l'événement de référence centennal (Crue de 1910), les simulations pour les crues inférieures (type 1955 et 2001) ont été réalisées (cf. paragraphes 7.3 et 7.4).

7.2.5.2. Bilan des déblais/remblais dans la zone inondable

La mise à jour de l'étude hydraulique du PGA a été réalisée fin 2016. Pour rappel, le bilan volumétrique du projet du CD78 réalisé dans l'étude « Actualisation du PGA d'Achères » est le suivant :

Z1	Z2	CD78
20.31	20.81	1 700
20.81	21.31	1 200
21.31	21.81	3 000
21.81	22.31	11 000
22.31	22.81	18 100
22.81	23.31	16 000
23.31	23.81	16 900
23.81	24.31	16 800
24.31	24.81	8 500
Total		93 200

Bilan volumétrique du CD78

La vérification du volume remblayé par tranches altimétriques en m NGF est donnée dans le tableau suivant **pour la phase exploitation** :

Z-	Z+	Total (m3)	Droit remblai PGA (m3)
20.31	20.81	- 878	1700
20.81	21.31	- 2971	1200
21.31	21.81	- 3523	3000
21.81	22.31	6597	11000
22.31	22.81	13959	18100
22.81	23.31	12503	16000
23.31	23.81	16269	16900
23.81	24.31	14412	16800
24.31	24.68	8465	8500
TOTAL		64833	93200

Remblais
Déblais

Bilan volumétrique calculé selon la version finale retenue du projet

Le volume de remblai par tranche calculé est inférieur au volume autorisé et défini dans l'étude PGA.

Nota Bene : la tranche altimétrique supérieure est limitée à la cote 24.48 m NGF, cote maximale de la ligne d'eau du PPRI sur l'emprise totale du projet.

7.2.6. Analyse de la mise en charge des murs anti-bruit pour la configuration accidentelle : absence de démontage des protections acoustiques lors d'une crue d'occurrence centennale

La configuration d'absence de démontage des écrans acoustiques lors d'une crue d'occurrence centennales est un fonctionnement accidentel.

Afin de mesurer les points de défaillance potentiels des écrans dans la configuration « murs fermés », du fait de la poussée hydrodynamique engendrée par l'onde de crue, les cotes de surface libre ont été extraites tous les 50 m environ, par couples de points de calcul de part et d'autre du mur, du nord au sud. La figure ci-dessous illustre les emplacements des points de calcul sélectionnés.

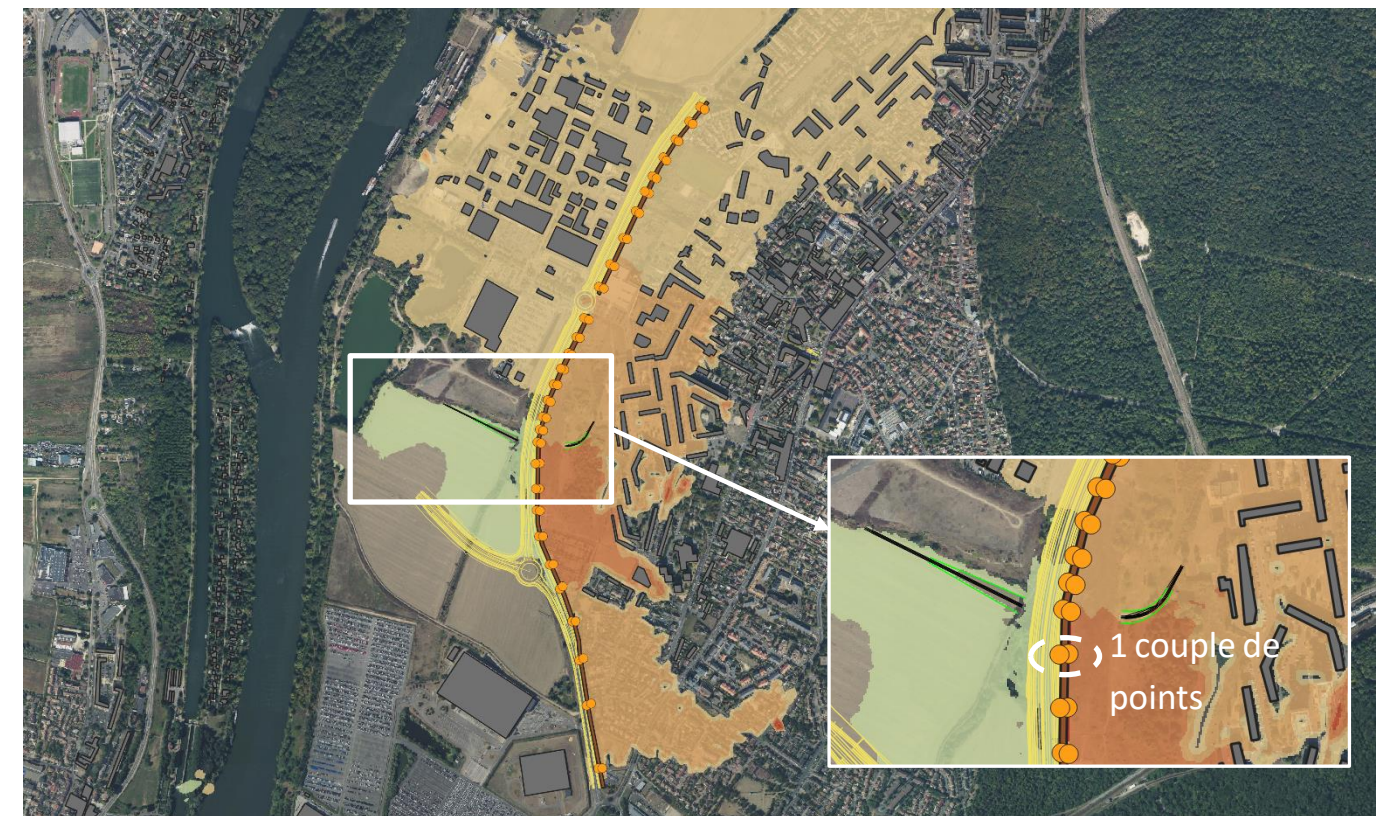


Figure 81 : Localisation des limnigrammes extrait des résultats de la simulation

Chaque couple de points permet de mettre en relation les hauteurs d'eau de part et d'autre des écrans au même instant de l'onde de crue, et ainsi de connaître la force hydraulique appliquée à l'écran.

Le graphique ci-dessous illustre l'évolution de la ligne d'eau de part et d'autre de l'écran acoustique. La courbe verte représente l'élévation de la surface libre à l'est de l'écran (à droite sur la vue en plan), la courbe rouge à l'Ouest, et la courbe jaune correspond à l'écart entre les deux courbes précédentes (et donc la poussée hydraulique, rattachée à l'axe vertical secondaire).

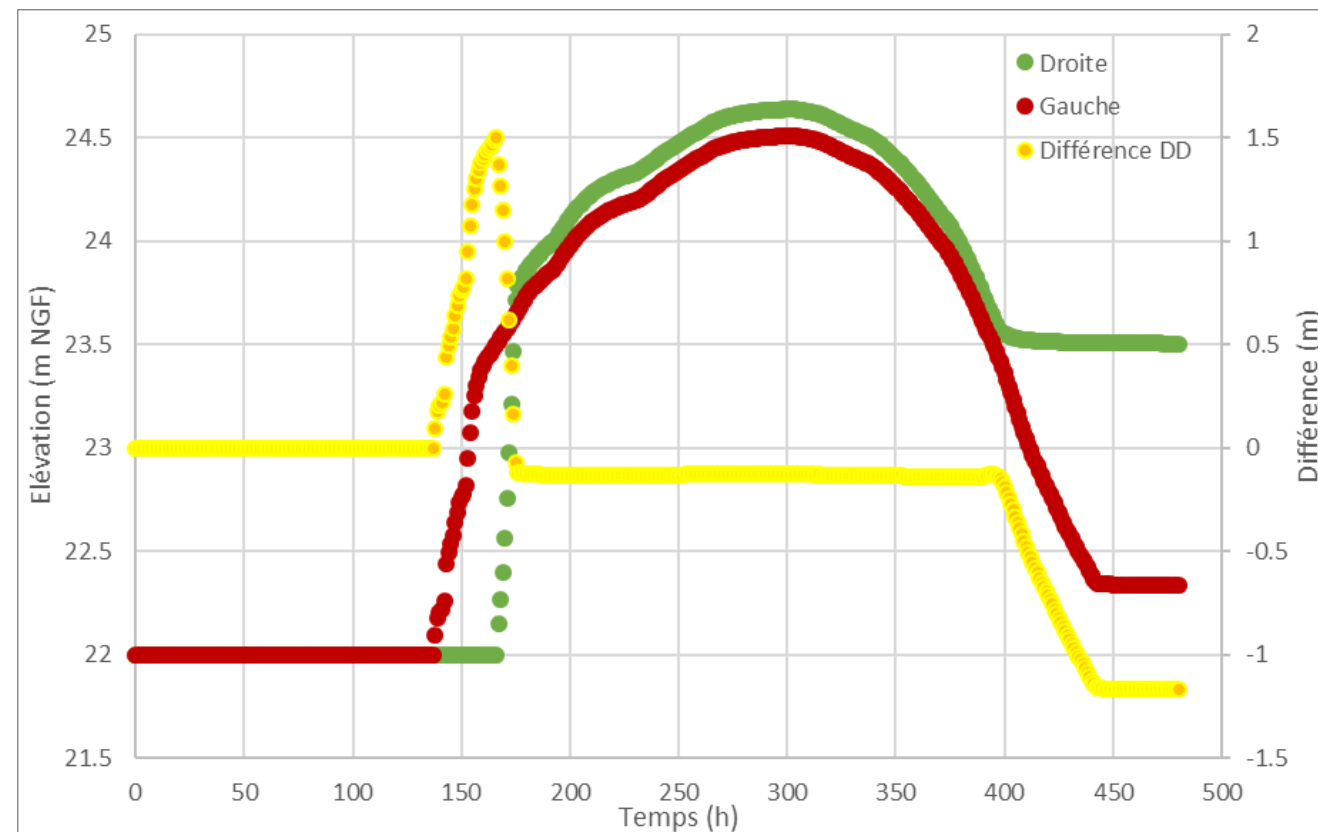


Figure 82 : Evolution des côtes par couple de limniogrammes (cas général)

Cette évolution des lignes d'eau est la plus classiquement observée le long du mur anti-bruit (MAB). Les premières eaux arrivent depuis l'Ouest (zone Rocourt). Elles s'accumulent derrière le MAB, et engendrent une pression hydrostatique d'Ouest en Est (les vitesses perpendiculaires au mur sont négligeables pour être prise en compte dans la poussée hydrodynamique). Durant cette phase de montée de crue, la mise en charge maximale des murs atteint 1.5 m. Cette situation dure une dizaine d'heures, le temps que l'onde de crue progresse et que d'autres débordements, plus en amont, permettent d'inonder les terrains à l'Est des murs anti-bruit et comblent l'écart de charge hydraulique entre les deux côtés. Le mur joue ensuite le rôle d'un obstacle aux écoulements arrivant depuis le nord, et maintient une ligne d'eau supérieure dans la partie Est (+10 cm au pic de crue). Lors de la décrue, la vidange des terrains situés à l'Est est limitée sous l'effet des murs anti-bruit, l'écart de charge atteint alors environ 1.2 m (charge hydraulique en sens inverse à celui en début de crue). Ce comportement s'observe sur les couples de limniogrammes situés dans la section sud du MAB.

Un second type d'évolution de couples de limniogrammes est présenté sur les figures suivantes. Celles-ci montrent, en début de crue, une différence d'élévation liée à la dénivelée du TN entre un côté et l'autre du mur. Cet écart s'estompe à l'arrivée de l'onde de crue, où les niveaux d'eau de part et d'autre des murs s'équilibrent (la mise en charge est alors nulle ou insignifiante). Ce sont essentiellement les limniogrammes situés aux extrémités des MAB qui montrent ce phénomène.

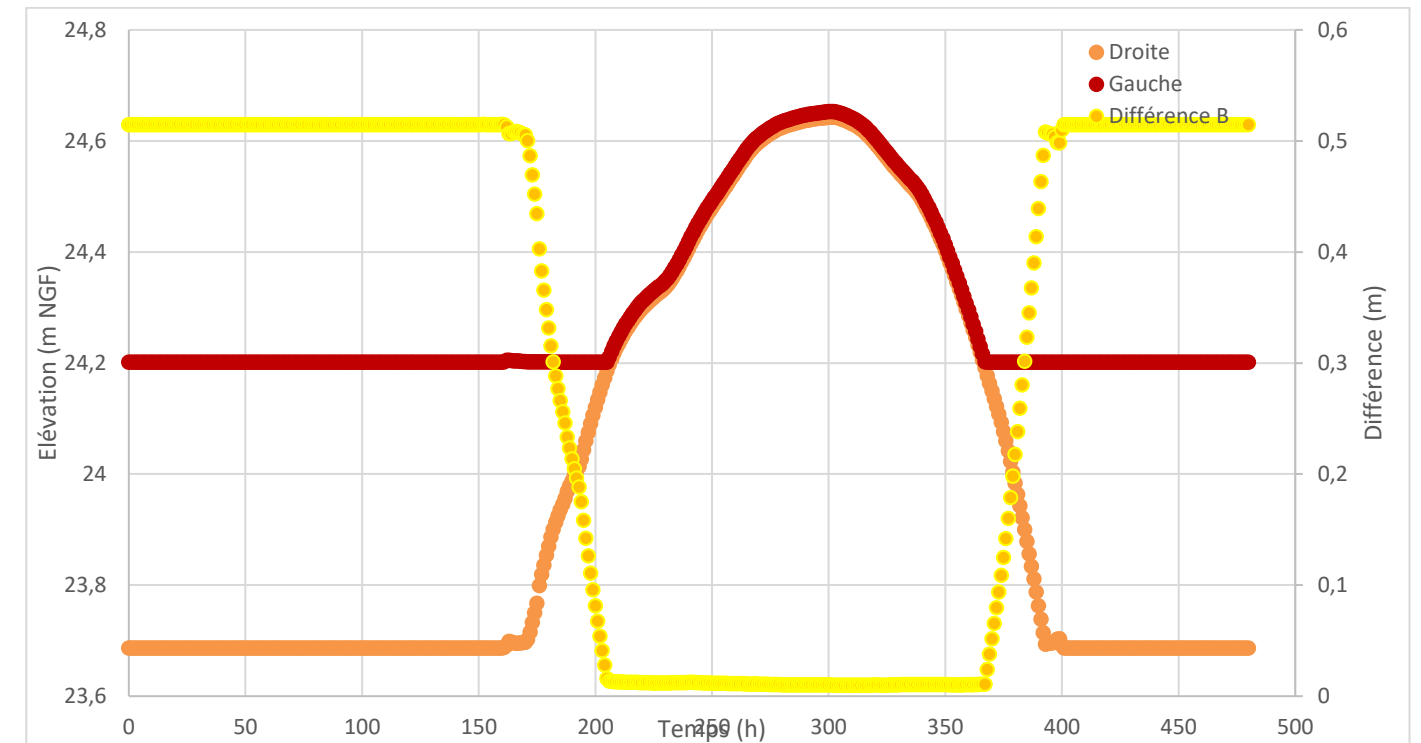


Figure 83 : Evolution des côtes par couple de limniogrammes (second type)

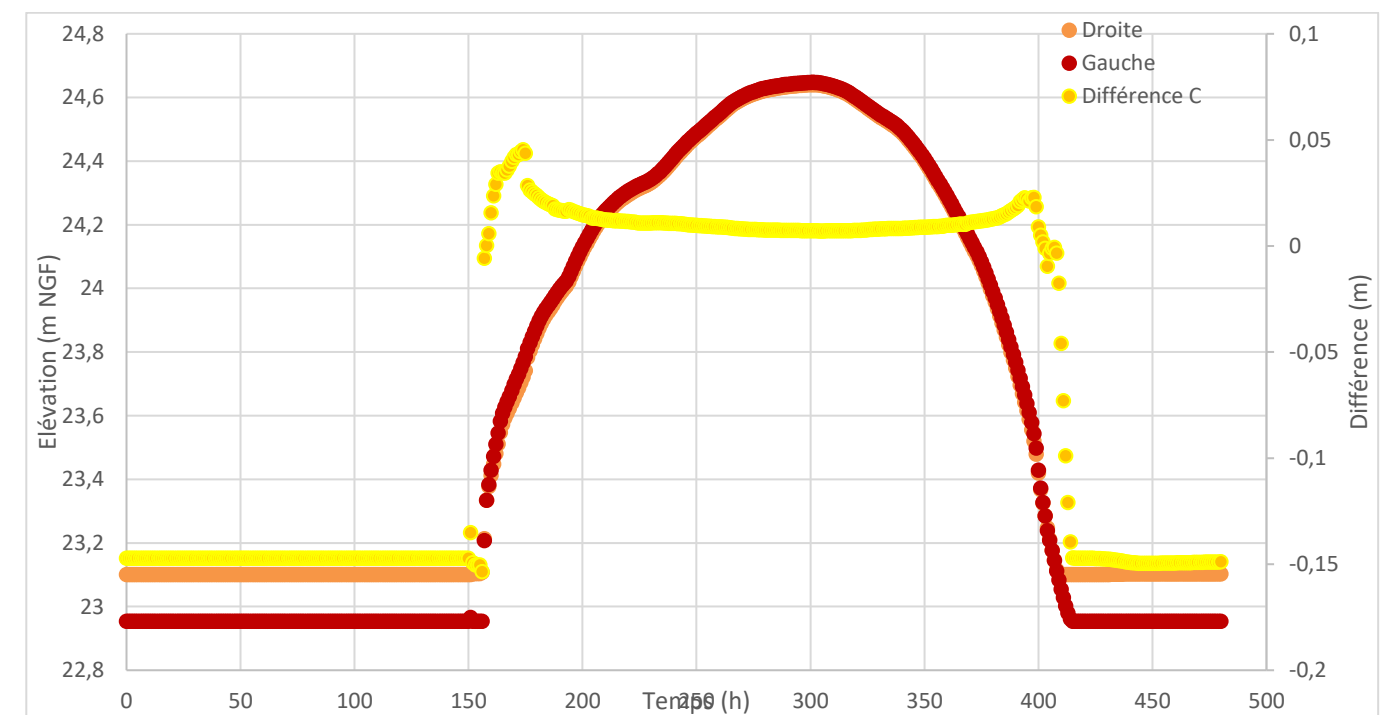


Figure 84 : Evolution des côtes par couple de limniogrammes (second type)

Le tableau suivant présente une synthèse des différences maximales observées lors du passage de l'onde de crue centennale, suivant le sens de poussée hydraulique. Les plus fortes charges hydrauliques calculées sont situées le long de la façade Ouest avec une charge hydraulique jusqu'à 1.5 m d'Ouest en Est. Ces maximas surviennent lors de la phase de montée des eaux (150 à 172 heures après le début de la crue). Lors de la décrue, les charges d'Est en Ouest sont légèrement inférieures (1.17 m au maximum).

Section	Charge hydraulique (m) "Gauche sur droite" (Ouest -> Est)	Pas de temps (h)	Charge hydraulique (m) "Droite sur Gauche" (Est -> Ouest)	Pas de temps (h)
A	0.20	158	0.05	402
B	0.51	160	nulle	-
C	0.05	174	0.15	156
D	0.26	Diff TN	nulle	-
E	0.33	Diff TN	nulle	-
AA	0.11	155	nulle	-
F	0.45	154	nulle	-
G	0.36	154	0.07	Diff TN
H	0.54	153	0.01	303
I	0.33	Diff TN	0.01	303
J	0.11	156	0.37	Diff TN
K	0.04	174	0.03	393
L	0.99	164	0.68	480
BB	1.00	164	0.68	480
M	1.29	167	0.68	480
N	1.24	168	0.68	480
O	1.04	169	0.68	419
P	1.08	169	0.75	422
Q	1.03	169	0.77	423
CC	1.50	166	1.17	457
DD	1.50	166	1.17	457
R	0.91	170	0.65	417
S	0.52	172	0.14	398
T	1.12	171	0.28	404
U	0.46	172	0.14	TN
V	nulle	-	0.46	Diff TN
W	1.63	Diff TN	nulle	Diff TN
X	1.15	Diff TN	nulle	-
Y	1.39 (dont 1.3 m de diff TN)	203	0.20	278

Tableau 10 : Synthèses des charges hydrauliques maximales par couples de limnigrammes

D'après les notes de calcul de dimensionnement des écrans acoustiques, la charge maximale de 1,5 m reste inférieure à celle prise en compte dans le dimensionnement des murs (pas de risque de rupture sous l'effet de cette poussée hydraulique).

7.3. Résultats des simulations hydrauliques pour la crue de 1955

La carte ci-dessous montre les différences des niveaux d'eaux maximaux à l'état projet complet par rapport à ceux observés à l'état de référence pour la crue de 1955.

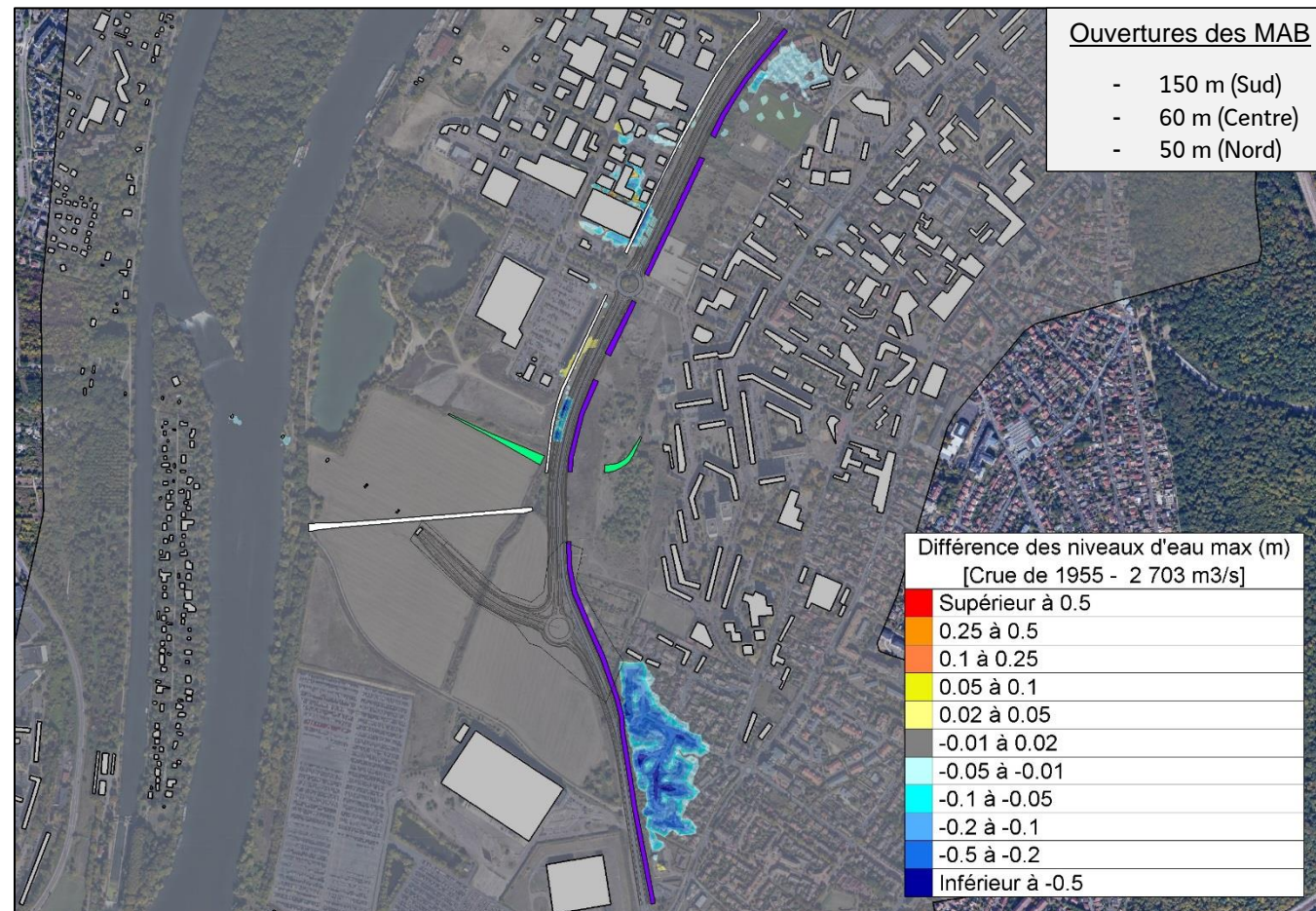


Figure 85 : Différences des niveaux d'eau maximaux pour la crue de 1955 (phase projet complet)

Les impacts sont inférieurs à 2 cm à l'état projet complet avec la configuration finale retenue pour la crue de 1955. Grâce aux mesures de transparence hydraulique définies, il n'y a aucune zone d'augmentation de la ligne d'eau pour cette gamme de crue. Sur certains secteurs localisés, on note une diminution des hauteurs de submersion, par amélioration du ressuyage et de la transparence hydraulique (cas du casier C3 par exemple).

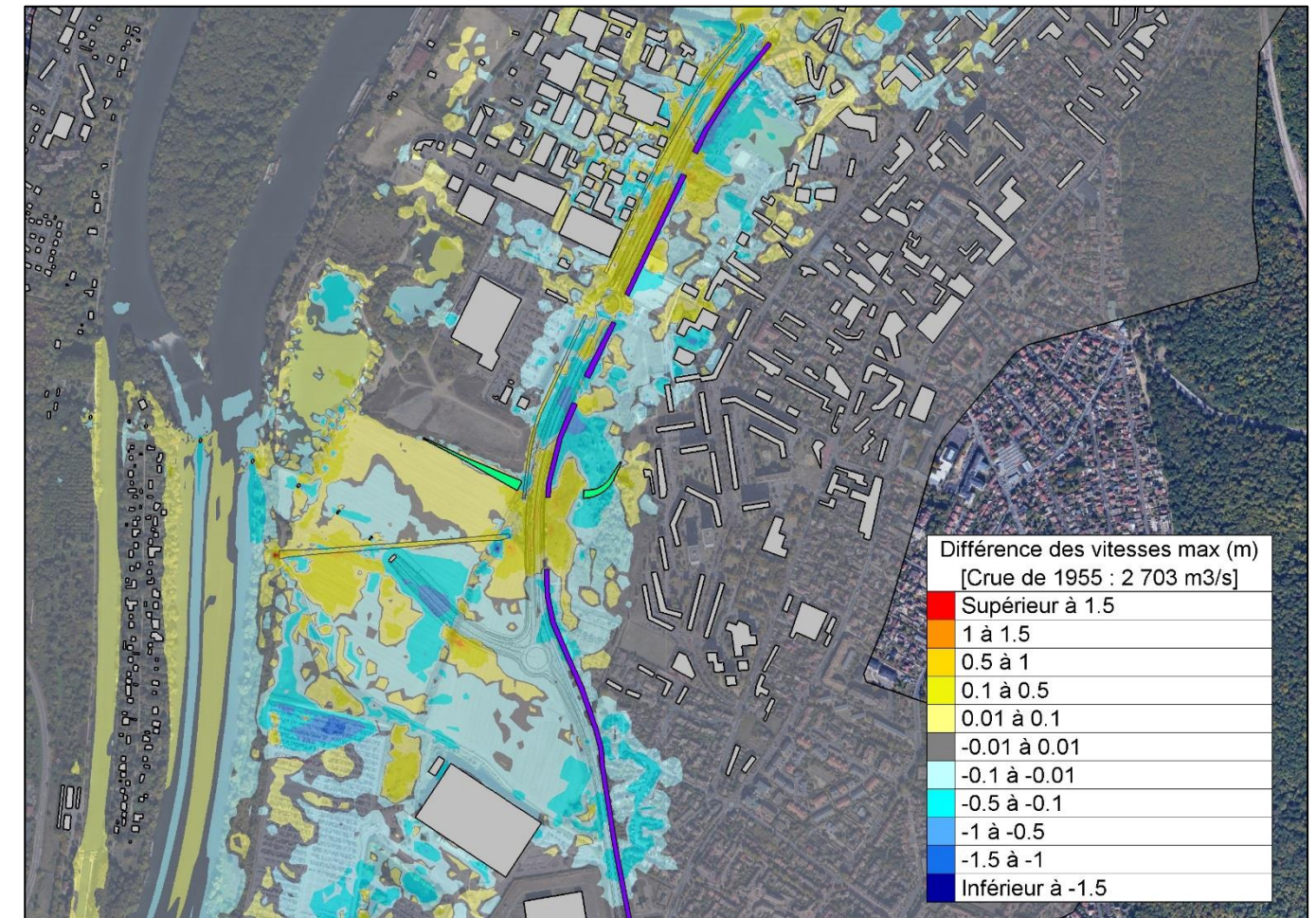


Figure 86 : Différences des vitesses maximales d'écoulement pour la crue de 1955 (phase projet complet)

En ce qui concerne les vitesses d'écoulement, les variations sont extrêmement faibles. On note une tendance à l'augmentation des vitesses dans des zones où la transparence hydraulique est permise (au droit des ouvertures des murs anti-bruit par exemple), et une diminution des vitesses d'écoulement au droit des tronçons où le projet est en remblai. **Il n'y a pas d'impact significatif du projet sur les vitesses d'écoulement au droit des zones à enjeux.**

En conclusion, les aménagements projetés n'engendrent pas une influence significative sur les conditions d'écoulement pour la crue de type 1955.

7.4. Résultats des simulations hydrauliques pour la crue de 2001

La carte ci-dessous montre les différences des niveaux d'eaux maximaux à l'état projet complet par rapport à ceux observés à l'état de référence pour la crue de 2001.

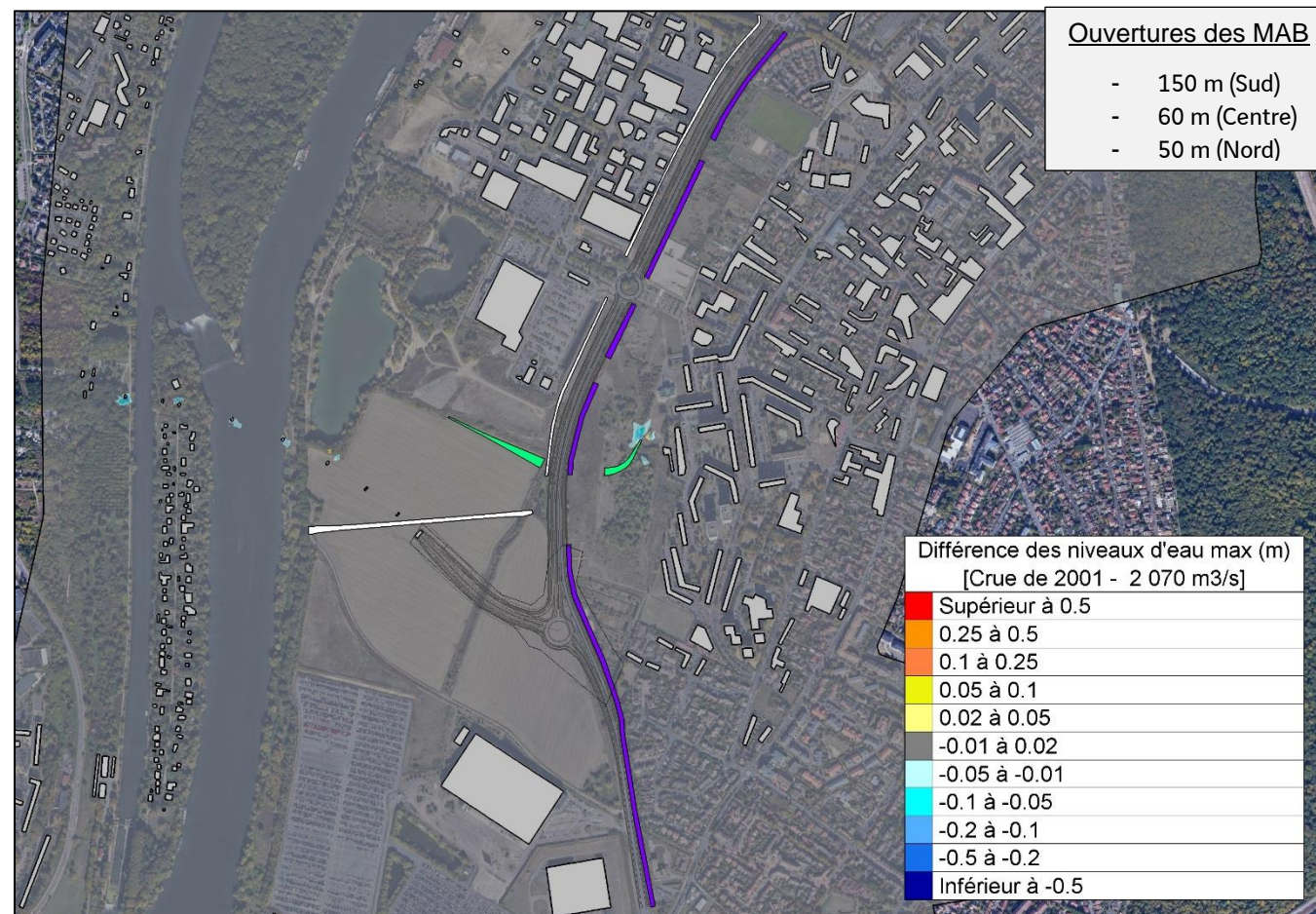


Figure 87 : Différences des niveaux d'eau max pour la crue de 2001 (phase projet complet)

Comme précédemment, les impacts sont quasi nuls à l'état projet complet avec la configuration finale retenue pour la crue de 2001.

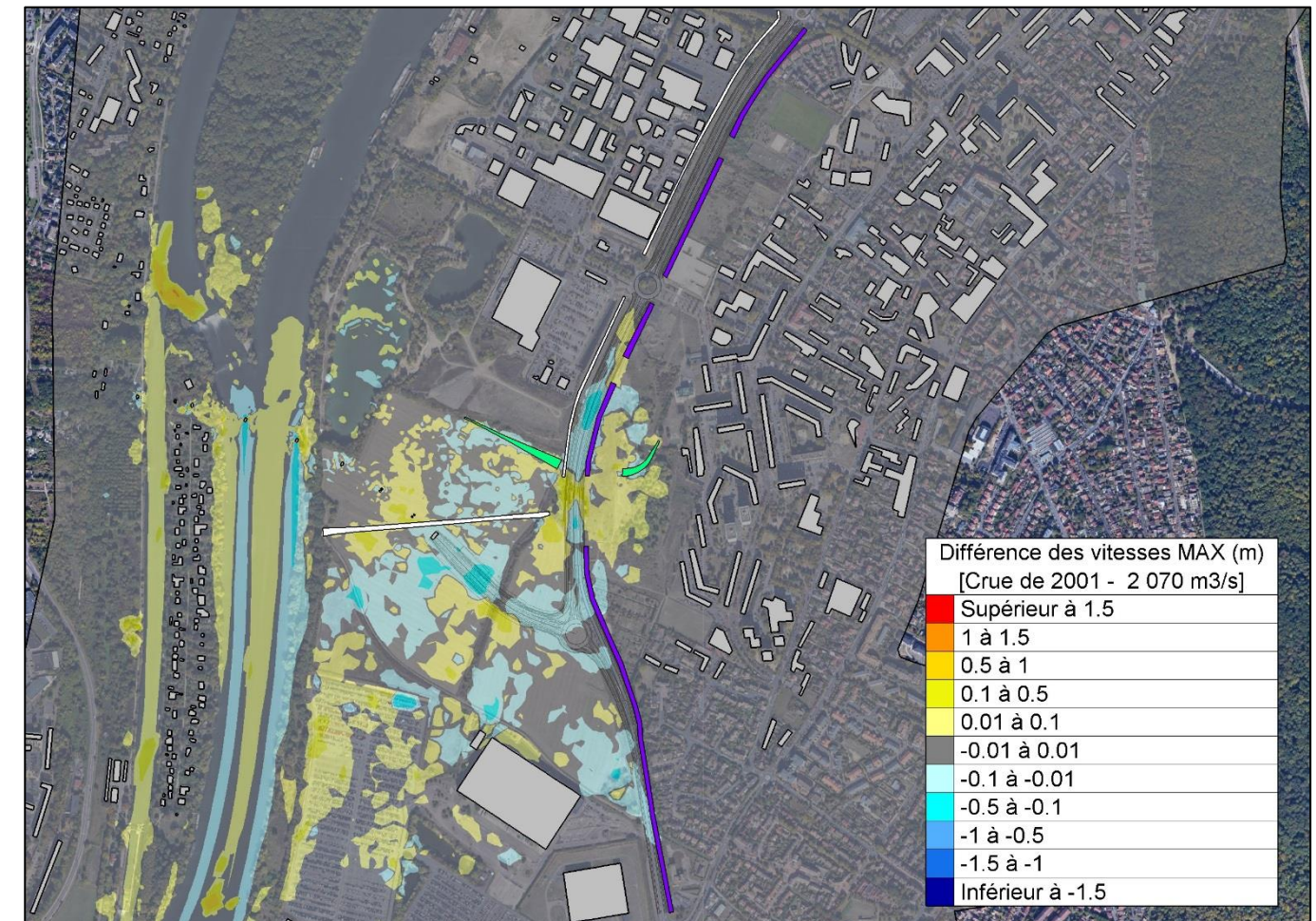


Figure 88 : Différences des vitesses max pour la crue de 2001

En ce qui concerne les vitesses d'écoulement, les variations sont extrêmement faibles, encore plus réduites que celles mentionnées précédemment pour la crue de type 1955. On note une tendance à l'augmentation des vitesses dans la zone de franchissement de la RD30 où la transparence hydraulique est permise (au droit de l'ouverture « Sud » des murs anti-bruit), et une diminution des vitesses d'écoulement au droit des tronçons où le projet est en remblai. **Il n'y a pas d'impact significatif du projet sur les vitesses d'écoulement au droit des zones à enjeux.**

L'infrastructure projetée n'engendre pas d'influence significative sur les conditions d'écoulement pour la crue de 2001.

CHAPITRE 8. AMELIORATION DU RESSUYAGE EN PHASE DE DECRUE - INTEGRATION DE LA RIGOLE

8.1. Définition de la rigole

Dans l'objectif d'améliorer le ressuyage de la plaine d'Achères en cas de crue, la mise en place d'une rigole drainante est envisagée dans le cadre du PGA depuis le secteur Nord au droit du projet PSMO jusqu'à la zone de Rocourt. L'objectif de la rigole est de favoriser le drainage de la plaine d'Achères en cas d'inondation et de guider les écoulements vers la zone de Rocourt, où l'eau retourne en Seine par l'intermédiaire d'un ouvrage de sortie.

La définition du tracé et des caractéristiques de la rigole a été réalisée à partir des données disponibles dans le rapport d'Actualisation du PGA de Décembre 2016. La rigole fait 5 m de largeur, elle débute en aval de la voie ferrée et suit la RD30 jusqu'à la zone de Rocourt où un ouvrage de sortie de type buse rejette les eaux collectées dans la Seine. Par ailleurs, le choix de débiter la rigole au niveau de la voie ferrée est expliqué dans le rapport PGA par le fait que la zone en amont (Petite Arche, Grande Arche, Fonceaux) constitue une zone d'expansion des crues.

Afin d'analyser l'efficacité de la rigole, des limnigrammes (évolution du niveau d'eau au cours de la crue) ont été extraits au niveau de la RD30 ainsi que dans la zone de Rocourt. La figure ci-après présente la localisation des points où ont été extraits ces limnigrammes.

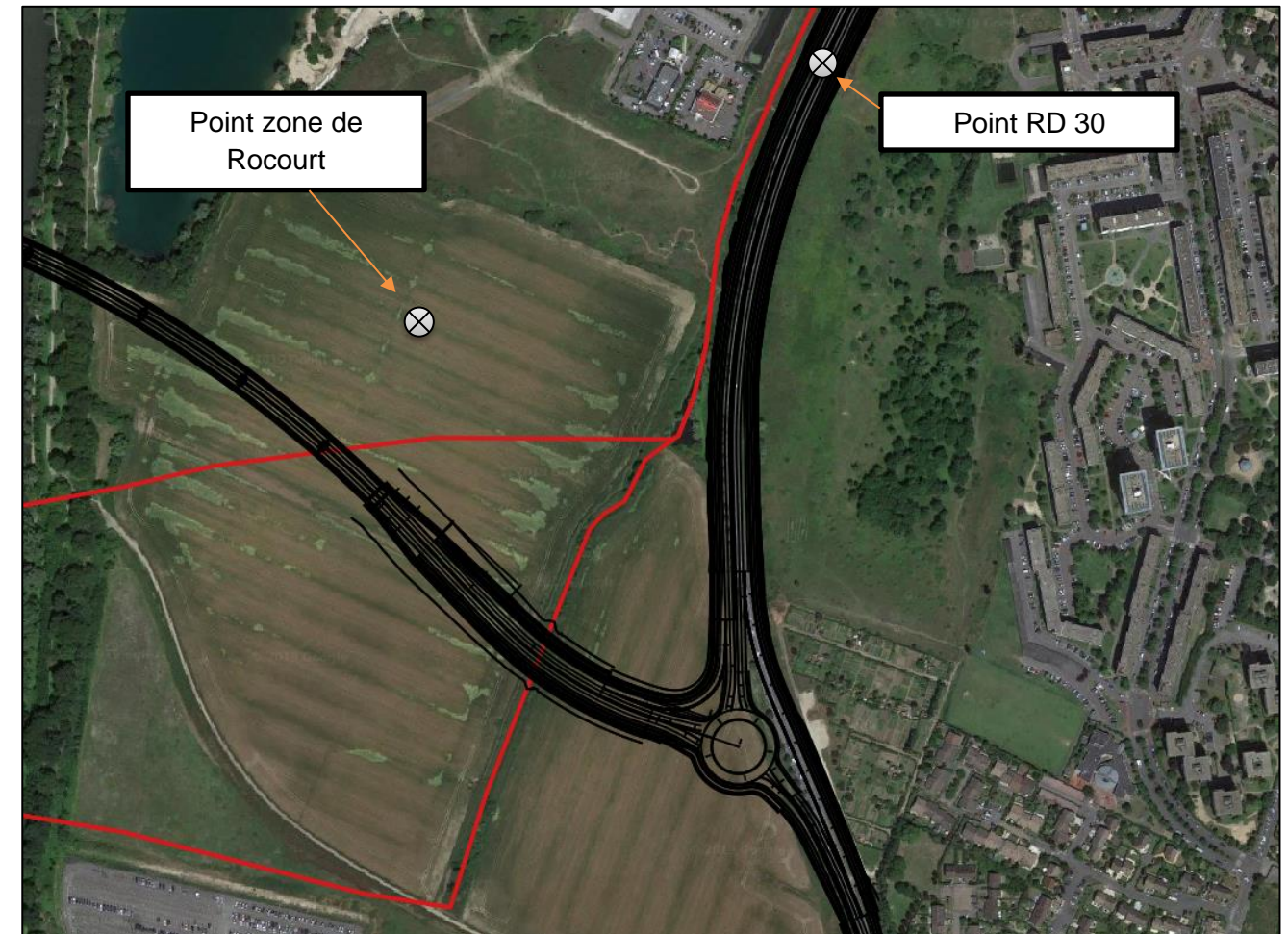


Figure 89 : Localisation des points où sont extrait les limnigrammes

8.1.1. Rappel des limnigrammes de l'étude PGA

Dans l'étude PGA, les limnigrammes situés au niveau de la RD30 et présentés sur la cartographie suivante montrent un ressuyage incomplet au niveau de la RD30. Avec intégration de la rigole dans sa configuration retenue (5 m), la lame d'eau résiduelle est d'environ 20 cm et le temps de ressuyage partiel est d'environ 23 jours.

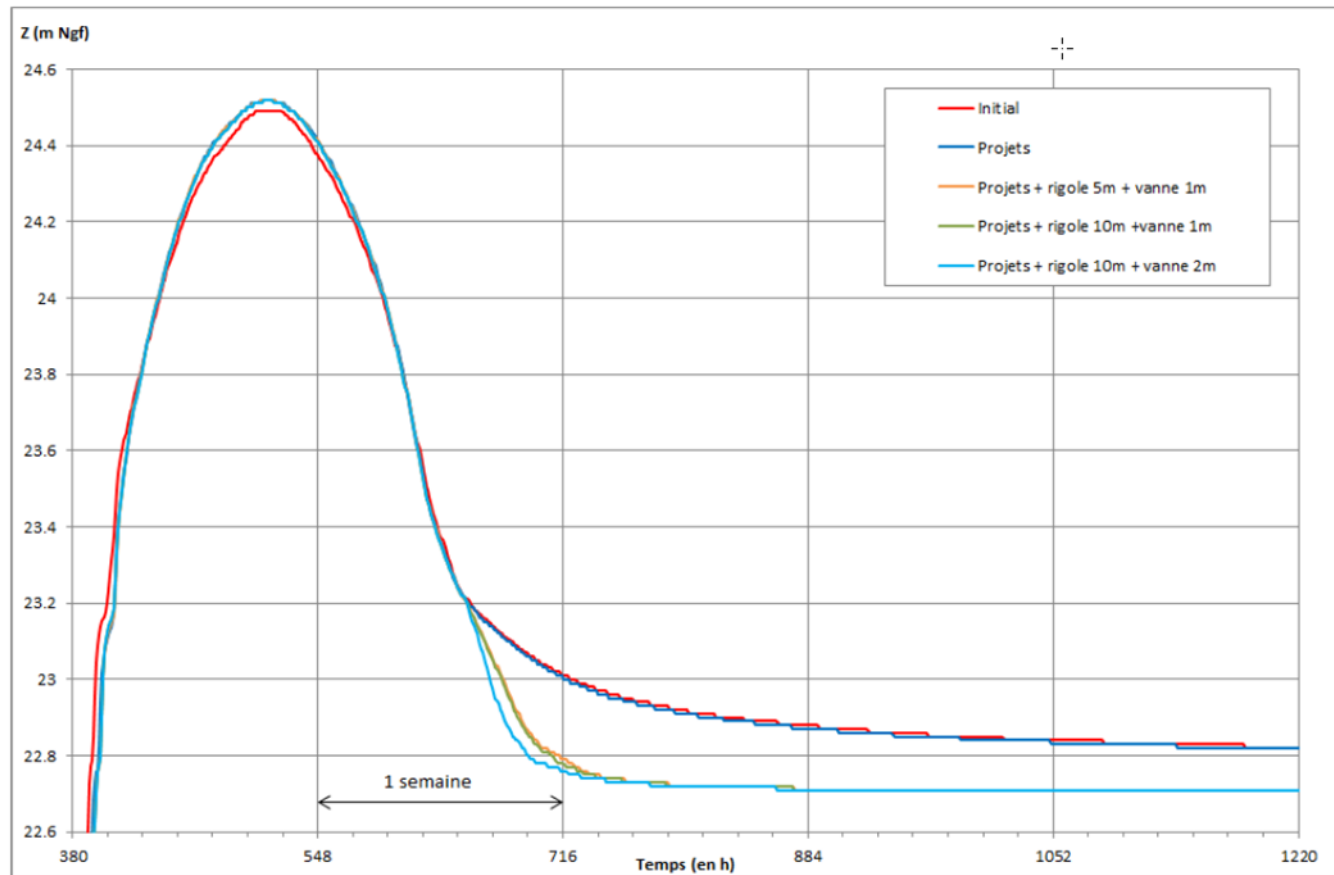


Figure 90 : Limnigrammes au niveau de la RD30 (étude SETEC PGA, 2016)

Ces graphes mettent néanmoins en évidence une amélioration du ressuyage de la zone en comparaison à la situation « sans rigole ».

Par ailleurs, pour la zone de Rocourt, les limnigrammes présentés sur la cartographie suivante montre un ressuyage complet. Avec la rigole projetée, le temps de ressuyage est d'environ 12 jours.

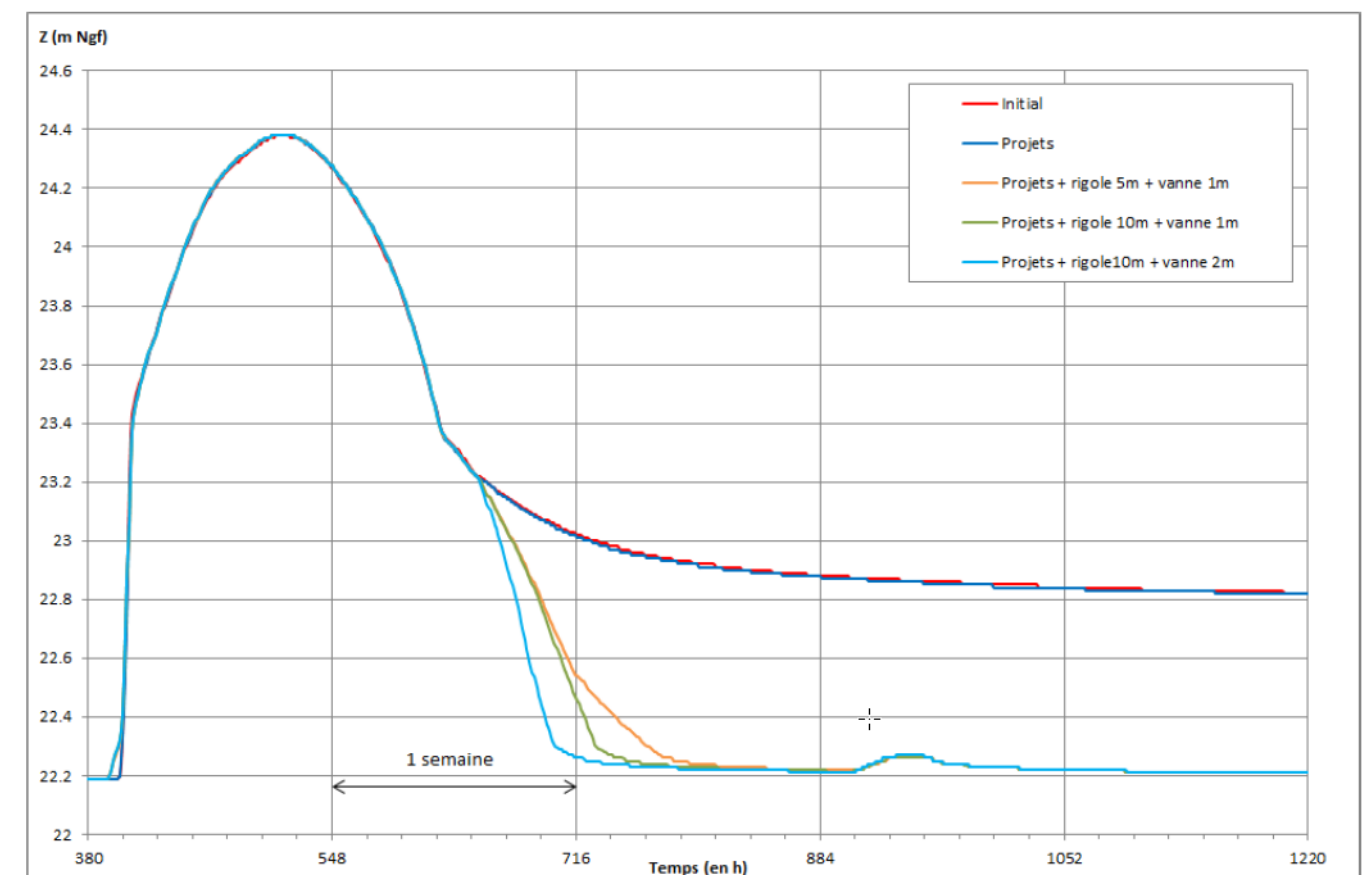


Figure 91 : Limnigrammes dans la zone de Rocourt (étude SETEC PGA, 2016)

8.1.2. Propositions de différents tracés de la rigole

Deux tracés de rigole ont été étudiés.

La première proposition de tracé, « Tracé A », longe la RD30 jusqu'à un bassin longeant cette infrastructure, puis continue dans la zone de Rocourt, passe sous le viaduc du projet pour rejoindre la Seine par la suite comme le montre l'illustration suivante.

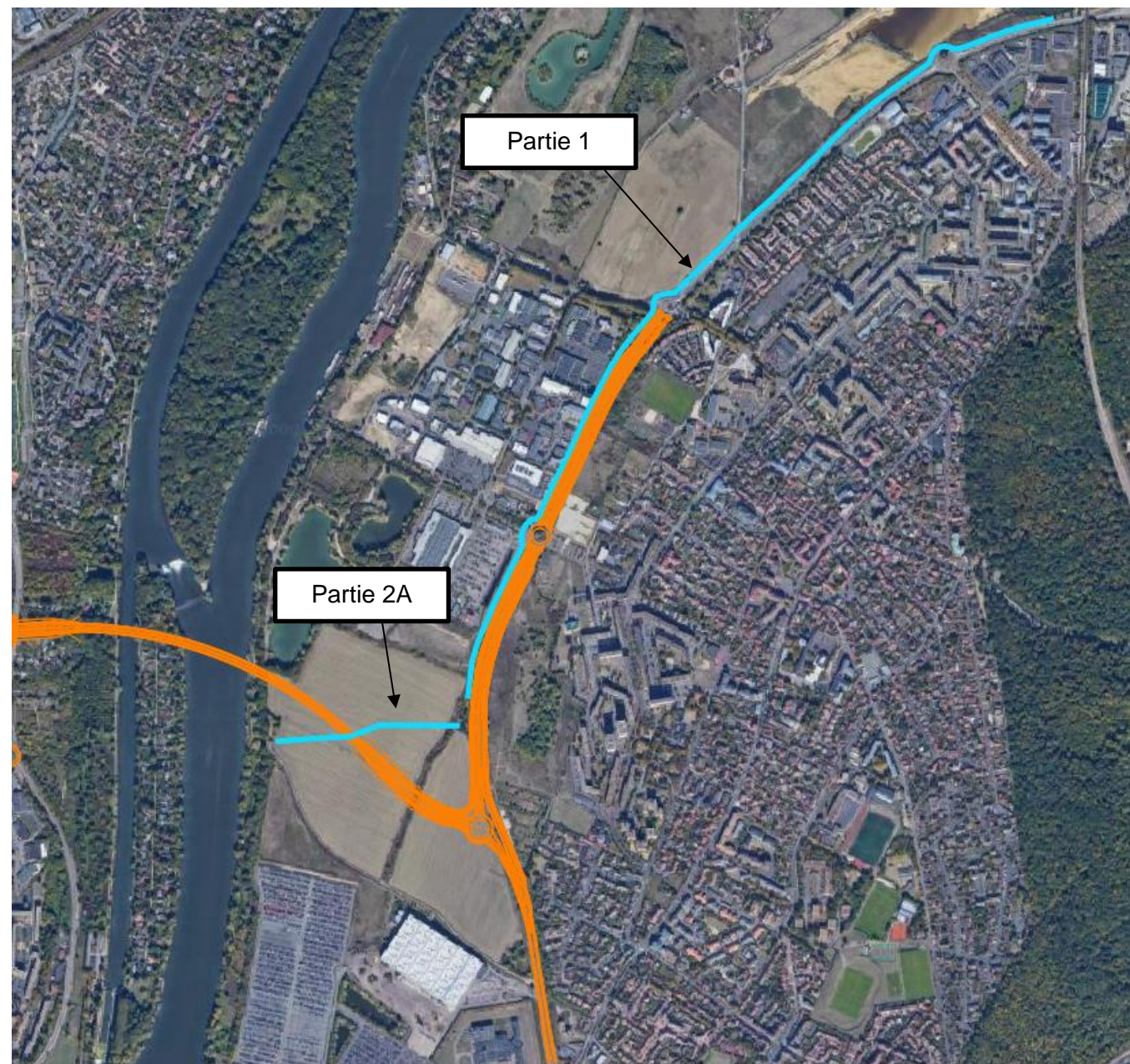


Figure 92 : Tracé « A » de la rigole

Le second tracé, « Tracé B », est identique au premier jusqu'au bassin longeant cette infrastructure, puis il traverse le futur remblai routier et continue au nord des parkings PSA pour rejoindre la Seine.

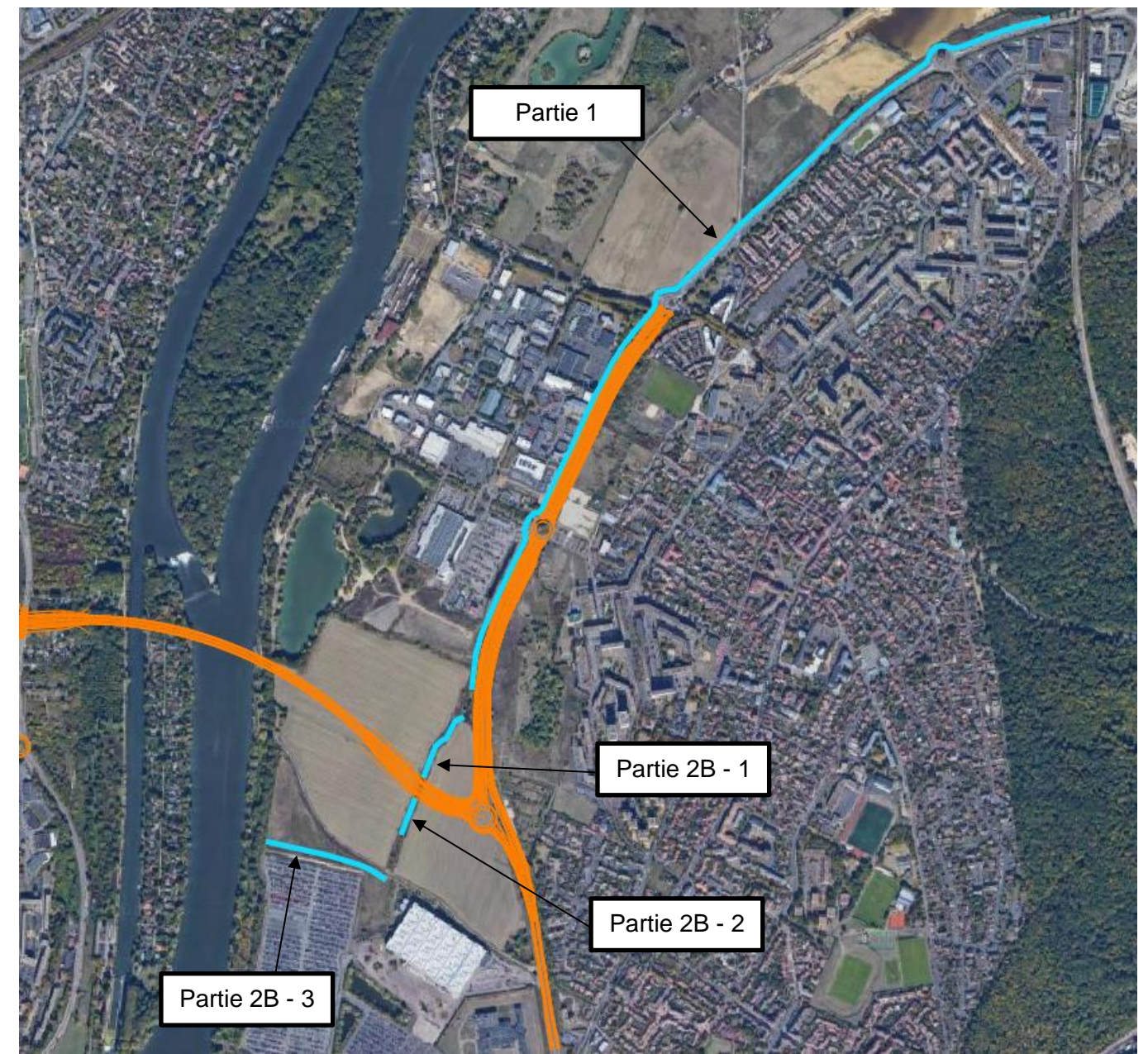


Figure 93 : Tracé « B » de la rigole

Les caractéristiques de ces deux tracés sont résumées dans le tableau suivant.

Tracé	Première RD30/Bassin	Partie Deuxième Bassin/Seine	partie	Pente
« A »	2300 m	443 m		0,2 mm/m
« B »		560 m		

Tableau 11 : Caractéristiques des tracés envisagés de la rigole

Les cotes du fond et des berges de la rigole sont présentées dans le tableau suivant.

Tracé rigole	Fil d'eau de la rigole (m NGF)	Berges de la rigole (m NGF)
Partie 1 (Tracé 1 et 2)	21.6	22.6
Partie 2 A (Tracé 1)	20.14	21.14
Exutoire tracé 1	20.05	21.05
Partie 2B - 1	20.14	21.14
Partie 2B - 2	20.09	21.09
Partie 2B - 3	20.02	21.02
Exutoire tracé 2	19.98	20.98

Tableau 12 : Cotes altimétriques de la rigole en fonction du tracé

Des simulations pour les deux types de tracé de la rigole ont été réalisées. La comparaison des résultats montre que :

- **La présence d'une rigole de ressuyage** permet un ressuyage total par écoulement gravitaire pour les zones au niveau de la RD30 et de Rocourt. Cette cuvette topographique sans exutoire se vidangerait par infiltration des eaux dans le sol, à une échelle de temps assez longue (infiltration non représentée dans le modèle hydraulique).
- Les différences de temps de ressuyage **entre le tracé A et le tracé B** sont nulles au niveau de la RD30 et qu'elles sont de l'ordre de quelques heures pour la zone Rocourt (il s'agit d'un écart de quelques heures sur une durée totale de submersion de plusieurs jours).

En conclusion, avec une efficacité de ressuyage quasi similaire entre les deux tracés, il a été fait le choix de retenir le tracé « A » au regard des autres contraintes du projet (contraintes foncières, contraintes et surcoût de croisement du remblai du projet dans le tracé B...).

8.1.3. Intégration de la rigole dans le maillage du modèle

L'implantation de la rigole s'est faite en intégrant les lignes de pieds et de haut de talus avec leurs altimétries associées au maillage du modèle.



Schéma définissant les lignes de contrainte de la rigole

Ces lignes indiquées par les numéros ci-dessous correspondent à :

1 : Haut de berge rive gauche / 2 : Fil d'eau rive gauche / 3 : Fil d'eau rive droite / 4 : Haut de berge rive droite

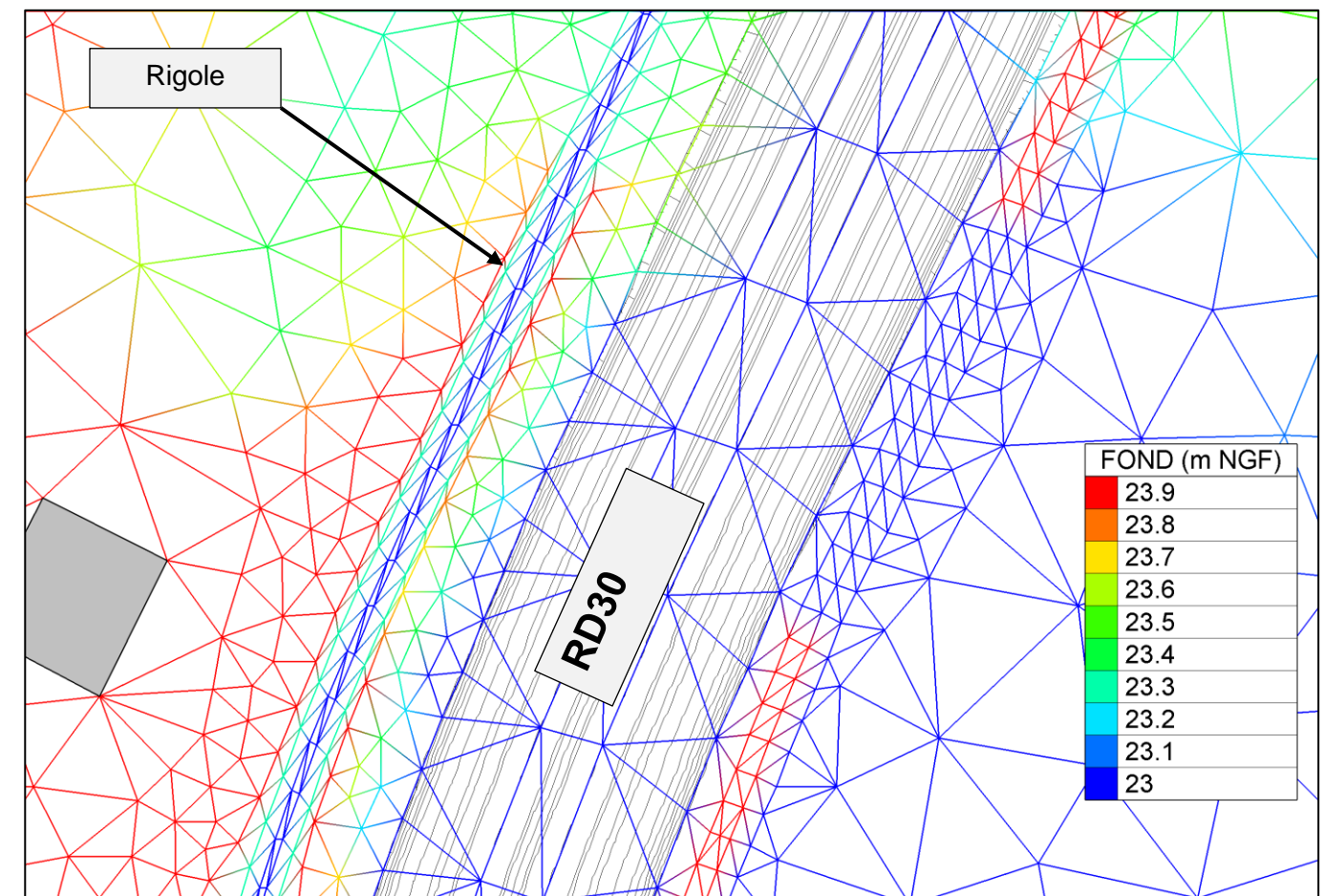


Figure 94 : Intégration dans le maillage de la rigole

8.2. Hydrogramme de la crue de 1910 utilisé pour l'analyse

Pour pouvoir analyser le fonctionnement de la rigole, les simulations de la crue ont été faites en régime transitoire. L'hydrogramme de la crue de type 1910 est présenté ci-après. Il est extrait du rapport explicatif Cartographie des zones inondables et des risques d'inondation du TRI Métropole francilienne (Direction régionale et interdépartementale de l'environnement et de l'énergie d'Ile-de-France).

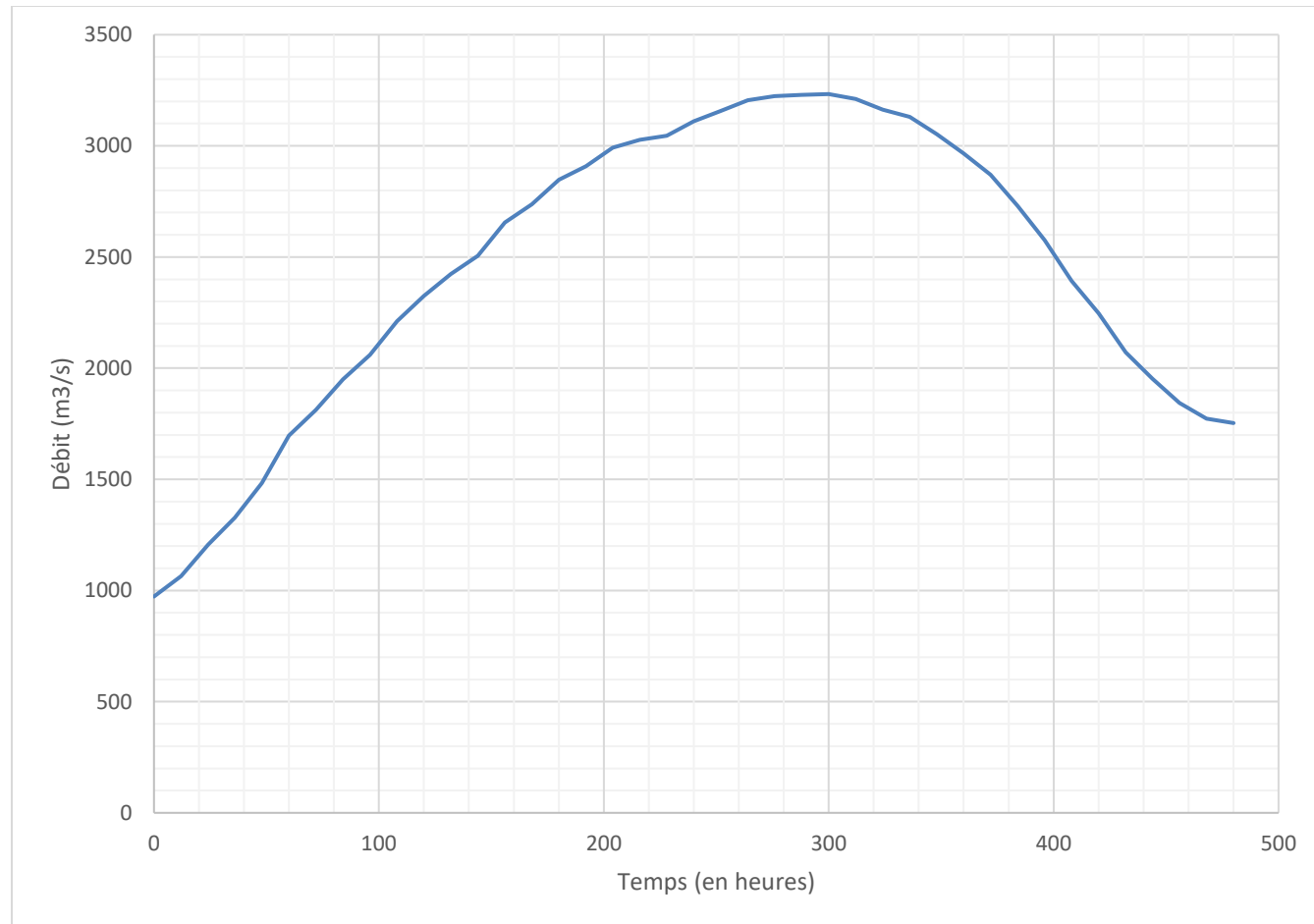


Figure 95 : Hydrogramme de la crue de 1910

8.3. Résultats du ressuyage en situation projetée avec intégration de la rigole suivant le tracé A

Les figures ci-dessous présentent l'évolution dans le temps des niveaux d'eau au droit de ces deux points d'analyse pour la configuration avec prise en compte de la rigole suivant le tracé A retenu.

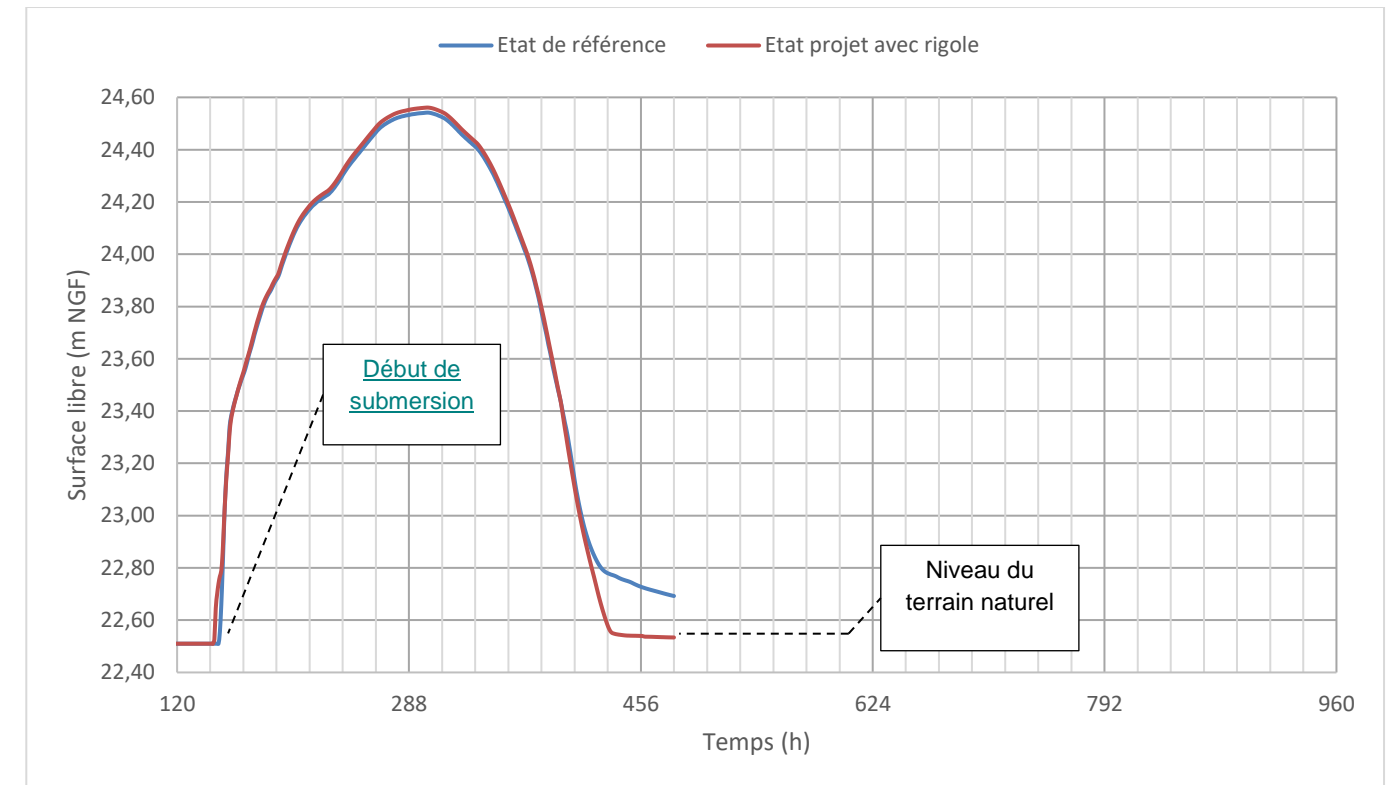


Figure 96 : Limniogrammes au point RD30

Cette figure illustre ainsi l'efficacité de ressuyage apportée par la rigole pour le point RD30. A l'état de référence, nous rappelons que le ressuyage est incomplet puisqu'il persiste une lame d'eau résiduelle de 20 cm en fin de simulation.

Cette figure montre que le ressuyage de la zone est complet en fin de simulation pour l'état projeté avec rigole. Autrement dit, le niveau d'eau en fin de calcul atteint celui du terrain naturel.

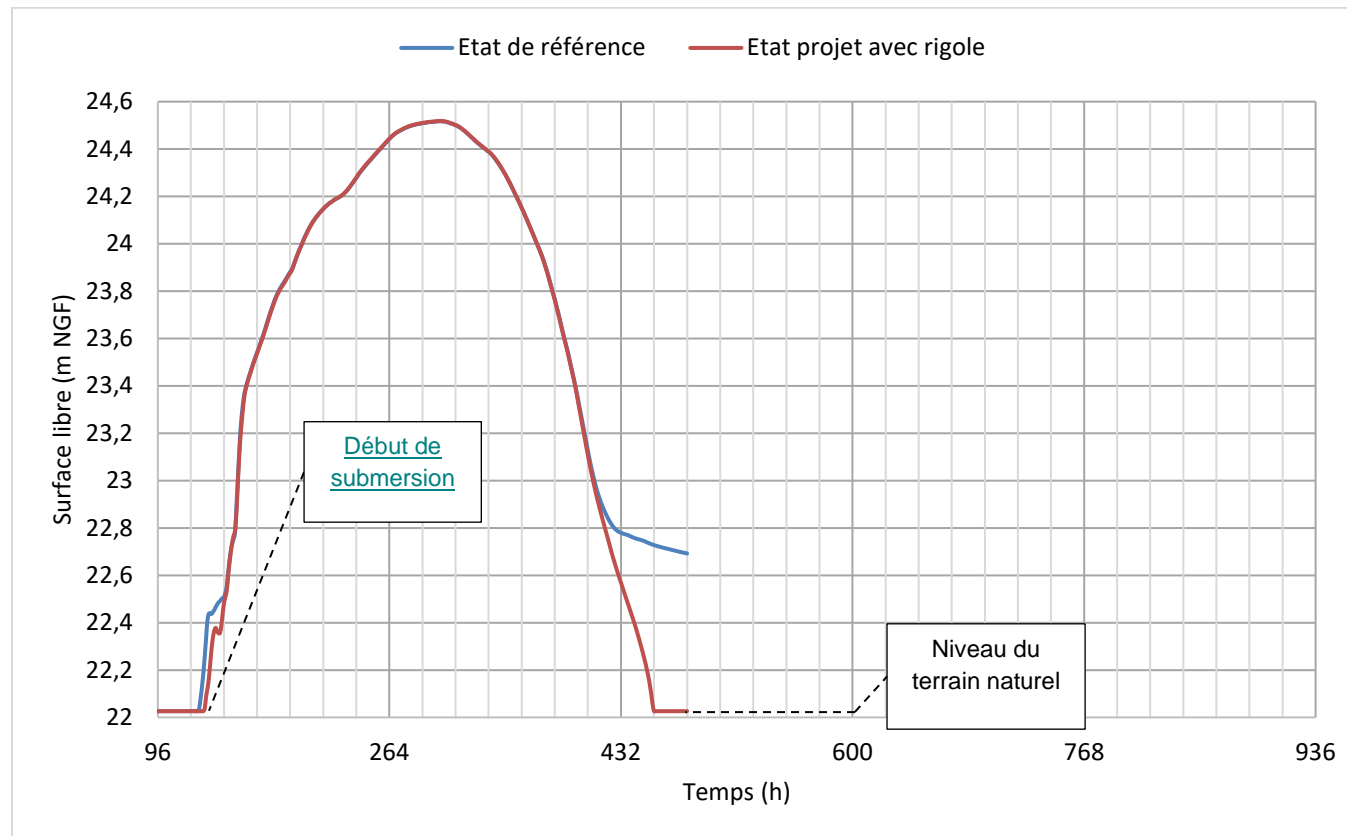


Figure 97 : Limnigrammes dans la zone de Rocourt

Comme relaté précédemment, ce graphique permet d'illustrer l'efficacité du ressuyage de la zone Rocourt par la rigole dans la modélisation hydraulique.

CHAPITRE 9. CONCLUSION

La présente étude hydraulique a permis de vérifier l'absence d'impact préjudiciable du projet d'aménagement de la liaison routière entre la RD30 à Achères et la RD190 à Triel sur Seine, avec la création d'un nouveau pont sur la Seine, et d'optimiser la transparence hydraulique du projet.

L'analyse est basée sur une modélisation hydraulique bidimensionnelle des écoulements en crue de la Seine.

Les simulations hydrauliques ont été menées pour une large gamme de crues allant de crues fréquentes jusqu'à la crue de référence de type 1910 (crues biennale, quinquennale, décennale, cinquantennale et centennale).

Le fonctionnement hydraulique au droit du projet a été analysé :

- Durant la phase chantier,
- En phase d'exploitation, après achèvement des travaux.

En cas de crue d'occurrence décennale, correspondant globalement à la crue de 1^{er} débordement en lit majeur, l'impact est légèrement plus étendu, en lien avec le caractère débordant de cette crue.

Les mesures des gestions de l'équilibre déblais/remblais permettront d'assurer un équilibre par tranches altimétriques des remblais provisoires en phase travaux.

En phase d'exploitation, les adaptations hydrauliques du projet en lien avec les conclusions de cette étude sont résumées dans le tableau ci-contre.

Ainsi, en tenant compte de ces adaptations hydrauliques, les aménagements projetés ne présentent pas d'impact en crue vis-à-vis des enjeux avoisinants.

Composante du projet	Configuration retenue
Remblai routier et le viaduc de liaison entre la RD30 et la RD190	<p>Allongement de la partie en viaduc et limitation optimisation du volume de remblai global du projet limité, permettant de respecter le volume maximal admissible défini dans l'étude PGA (total de remblai de 64 833 m³, inférieur au maximal admissible de 93 200 m³).</p> <p>Intégration de deux ouvrages cadres de transparence hydraulique au droit de la RD30 au niveau du lieu-dit « Les Haudières » (casier « C3 » défini dans le corps du rapport), au Sud du giratoire d'accès au viaduc. Les sections hydrauliques minimales permettant d'atteindre l'objectif hydraulique sont deux sections de 4 m² (soit 8 m² en tout). Les ouvertures hydrauliques intégrées sous le remblai sont deux ouvertures rectangulaires de 4 m de largeur et 1 m de hauteur.</p>
Passerelle piétonne permettant le franchissement de la RD30	Positionnement optimisé vis-à-vis des besoins de transparence hydraulique et sous forme d'estacade coté Est de la RD30 plutôt qu'en remblais.
Rigole de ressuyage	<p>Intégration dans la modélisation de la rigole de ressuyage envisagée dans le cadre du PGA depuis le secteur Nord au droit du projet PSMO jusqu'à la zone de Rocourt.</p> <p>Tracé retenu au droit du projet : longeant la RD30 puis passant sous le viaduc du projet, en direction du lit mineur de la Seine. Largeur de 5 mètres. Pente longitudinale 0.2 %.</p>
Murs anti-bruit	<p>Afin de concilier au mieux les objectifs de protection acoustique et de transparence hydraulique, 3 tronçons des murs-anti-bruit du projet seront démontables en cas de crue. Les ouvertures dans les murs anti-bruit sont les suivantes : Ouverture Sud : 150 m ; Ouverture Centre : 60 m ; Ouverture Nord : 50 m.</p> <p>Un protocole de démontage est également prévu en cas de crue et présenté en annexe (volet G – Annexe 6).</p>