



## Rapport

# Modélisation hydrologique et hydraulique 1D-2D sur le ruisseau du Brüll au droit du site du Clémaraïs à Aubange

Novembre 2021

Pour :  
Idelux EAU  
Drève de l'Arc-en-Ciel, 98, 6700 Arlon

Version	Date	Remarques
1	04/11/2021	Rapport final
2	16/11/2021	Remarques IDELUX-Eau

#### *Disclaimer*

*HydroScan et ceux qui ont collaboré à ce rapport ont rassemblé soigneusement les données contenues dans ce rapport à partir des meilleures informations disponibles. Néanmoins, des inexactitudes peuvent se retrouver dans ce rapport.*

*HydroScan exclut, également au nom de ceux qui ont contribué à ce rapport, toute responsabilité pour les dommages résultant de l'utilisation de ces données.*

#### *Copyright*

*Aucune partie de ce rapport ne peut être reproduite sans le consentement écrit préalable d'IDELUX EAU et de la commune d'Aubange.*

# Table des matières

Table des matières .....	3
1 Introduction .....	5
2 Données disponibles .....	8
2.1 Données topographiques .....	8
2.1.1 Levé topographique du lit mineur .....	8
2.1.2 MNT de la Région Wallonne.....	11
2.1.3 Autres données topographiques .....	11
2.2 Données hydrologiques .....	12
2.3 Données historiques .....	13
2.3.1 Contexte de l'étude.....	13
2.3.2 Photos des débordements des événements du 14 mars 2019 et 04 février 2020.....	16
2.3.3 Documents et témoignage du propriétaire de l'Hostellerie du Clémaraïs .....	22
2.3.4 Autres informations historiques .....	22
3 Construction et validation du modèle 1D/2D de la situation existante .....	24
3.1 Modélisation hydrologique .....	24
3.1.1 Délimitation des sous-bassins sur base du MNTH .....	24
3.1.2 Choix du modèle hydrologique .....	27
3.1.3 Pluies observées et pluies de projet.....	29
3.2 Modélisation hydraulique 1D/2D .....	31
3.2.1 Modélisation 1D du lit mineur du cours d'eau .....	31
3.2.2 Modélisation 2D dans le lit majeur .....	33
3.2.3 Conditions limites .....	35
3.3 Modélisation intégrée hydrologique-hydraulique .....	36
3.4 Validation du modèle combiné 1D/2D.....	37
3.4.1 Méthodologie générale.....	37
3.4.2 Analyse des données pluviométriques disponibles.....	38
3.4.3 Validation du modèle pour l'évènement du 14 mars 2019.....	39
3.4.4 Validation du modèle pour l'évènement du 04 février 2020 .....	42
4 Diagnostic du fonctionnement hydraulique pour l'état existant .....	47
5 Propositions de solutions et étude de leur impact sur les inondations à Clémaraïs .....	60
5.1 Pistes de solutions envisageables .....	60
5.1.1 Reprise de l'ouvrage OA01 .....	60
5.1.2 Reprise de l'ouvrage OA03 .....	62
5.1.3 Réaménagement au niveau de l'étang.....	63
5.1.4 Ouvrages d'hydraulique douce.....	66
5.1.5 Protections individuelles .....	67
5.1.6 Zones d'immersion temporaire sur la parcelle agricole.....	68
5.2 Scénarios futurs à tester dans le modèle .....	72
5.3 Analyse coût-bénéfice.....	74

5.3.1	Méthodologie de la détermination d'un facteur de risque d'inondation .....	74
5.3.2	Coûts .....	76
5.3.3	Résultats de l'analyse coût-bénéfice .....	77
5.3.4	Conclusions sur l'analyse coût-bénéfice .....	82
6	Conclusion .....	83
7	Annexes .....	85
7.1	Analyse hydrologique - impact de la saisonnalité sur les événements pluvieux à Aubange	86

# 1 Introduction

Le site du Clémaraïs se trouvant sur la commune d'Aubange a été régulièrement inondé ces dernières années (08 juin 2007, 14 mars 2019, 04 février 2020 et 09 février 2021). Le cours d'eau le Brüll (2<sup>ème</sup> catégorie) sort de son lit mineur allant parfois jusqu'à affecter le rez-de-chaussée du restaurant se trouvant à proximité. La présente étude confiée à HydroScan SA/NV par Idelux-Eau intervient dans ce cadre.

Les objectifs de l'étude ont pour but de trouver une solution globale et pérenne aux problèmes d'inondations sur le secteur présenté à la Figure 1-2 :

- Connaître le fonctionnement hydraulique du cours d'eau du Brüll de sa partie amont jusqu'au droit du Clémaraïs ;
- Cibler les endroits les plus sensibles (hauteur d'eau, ouvrages d'art limitant, etc.) ;
- Redimensionner éventuellement l'ouvrage de sortie de l'étang près de la « tour aux effraies » ;
- Rechercher les solutions pour améliorer l'hydraulique du cours d'eau ainsi que réduire l'impact que pourrait avoir la rivière lors de fortes précipitations (bassin d'immersion temporaire, mise en place de protections locales, etc.)

Les parties suivantes sont détaillées dans le présent rapport :

- Données disponibles pour la modélisation
- Modélisation hydrologique
- Modélisation hydraulique 1D/2D
- Calage du modèle combiné sur base des données disponibles
- Diagnostic du fonctionnement hydraulique pour l'état existant
- Proposition de solutions et étude de leur impact sur les inondations sur le site du Clémaraïs.



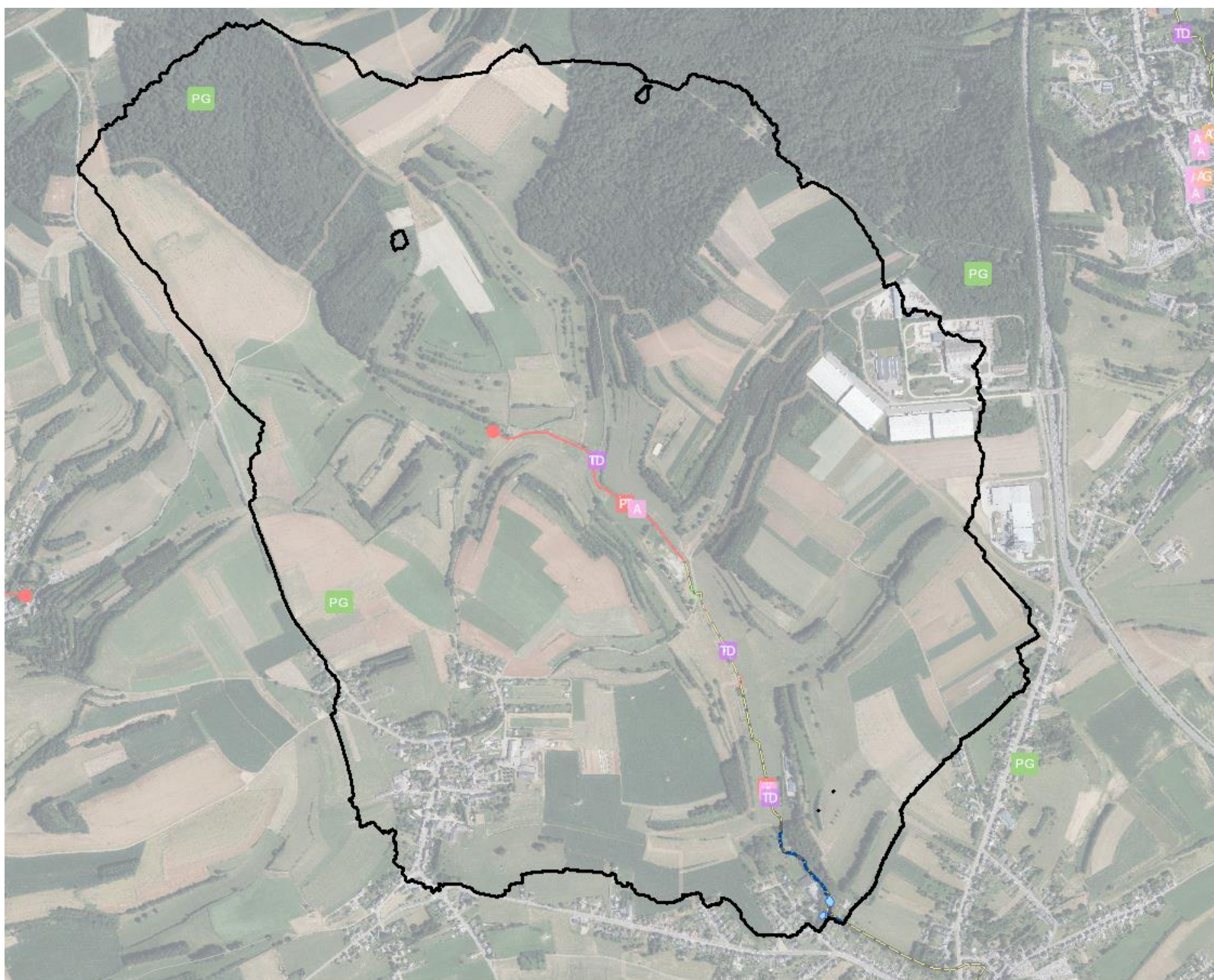


Figure 1-1 – Bassin versant contributif du Brüll (2<sup>ème</sup> catégorie) en amont du site du Clémara à Aubange.





Figure 1-2 - Vue détaillée sur la zone d'étude du domaine du Clémara. La zone se trouve en aléa faible d'inondation (polygone jaune) concernant le débordement de cours d'eau.

## 2 Données disponibles

### 2.1 Données topographiques

#### 2.1.1 Levé topographique du lit mineur

Nous disposons d'un levé topographique du lit mineur réalisé en 2021 par IDELUX-Eau. Ce levé réalisé spécifiquement pour la modélisation hydraulique du cours d'eau sur le tronçon d'intérêt est caractérisé par des points géoréférencés (coordonnées X,Y,Z) ainsi que des fiches ouvrages au droit des quelques structures présentes à modéliser (buse, déversoirs ,etc.).

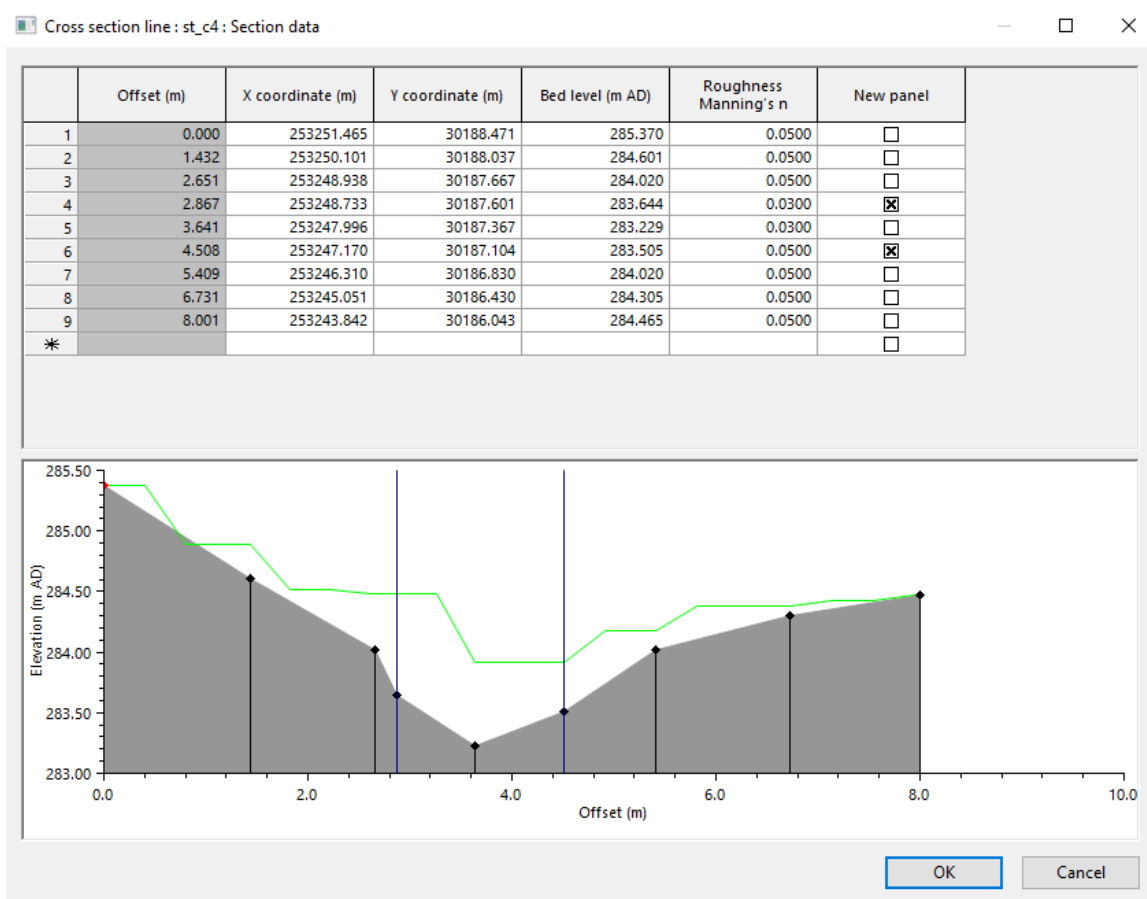


Figure 2-1 - Profil en travers du cours d'eau du Brüll reconstitué sur base des levés de points fournis par Idelux-Eau. La ligne verte représente le Modèle Numérique de Terrain de la Région Wallonne.



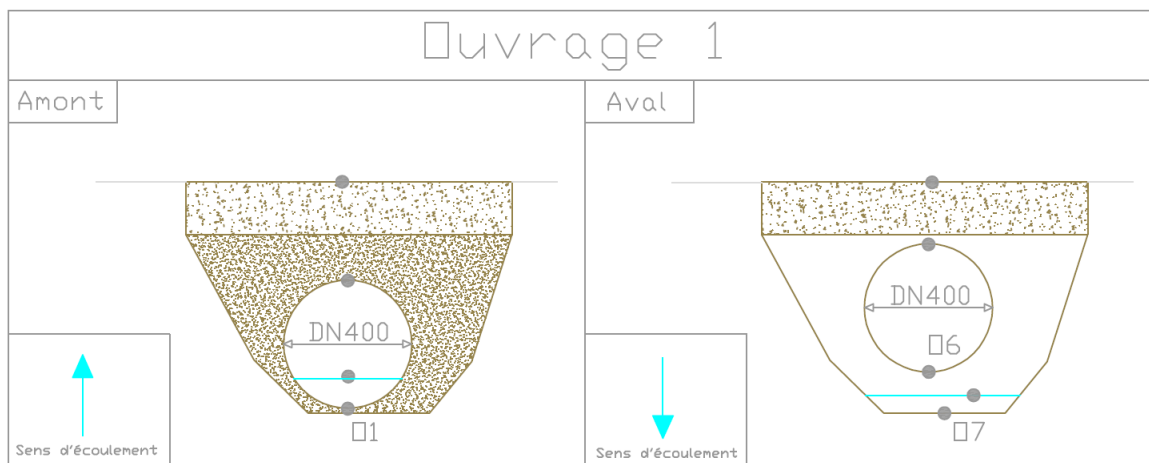


Figure 2-2-Fiche ouvrage du premier ouvrage du secteur (buse de diamètre D400).

Les fiches ouvrages sont complétées dans certains cas par des zoomages permettant d'obtenir une vue détaillée sur l'intérieur de l'ouvrage. Cette information permet d'apporter des éléments supplémentaires sur la configuration interne et sur l'état de l'ouvrage (détection de la présence d'embâcles, etc.).



Figure 2-3 – Zoomage au niveau de l'ouvrage OA01 sur le secteur.

### 2.1.2 MNT de la Région Wallonne

Pour l'ensemble du lit majeur dans la zone d'étude, on dispose du Modèle Numérique de Terrain (MNT) au maillage 1m x 1m.

Le MNT est utilisé principalement pour la construction de la limite 1D/2D, pour le maillage 2D et pour combler des informations manquantes si nécessaire.

### 2.1.3 Autres données topographiques

Les données suivantes ont été fournies pour l'ensemble de la zone d'étude dans une géodatabase d'ESRI ou via le géoportail de Wallonie en webservice :

- L'orthophotoplans ;
- Fonds de plan IGN Belgique 1/10 000 ;
- Projet Informatique de Cartographie Continue (PICC) ;
- Atlas des cours d'eau ;
- Carte d'Occupation du Sol de Wallonie (COSW) ;
- Base de données des types d'occupation du sol IGN vectorielle

## 2.2 Données hydrologiques

Il n'existe pas de donnée limnimétrique disponible directement au droit ou à l'aval du tronçon de la rivière étudiée se trouvant en 2<sup>ème</sup> catégorie. Il n'existe pas non plus de pluviomètre dans le bassin versant étudié. Toutefois, le pluviomètre d'Aubange (géré par le SPW-DG02) se trouve à proximité de la zone d'étude sur la commune d'Aubange (voir figure ci-après). Ce dernier permet de tirer profit de :

- Une longue série chronologique de données de pluie observées à un pas de temps horaire de 1997 à février 2021 ;
- Les statistiques des précipitations extrêmes (courbes Intensité-Durée-Fréquence IDF) relatives à la commune d'Aubange.

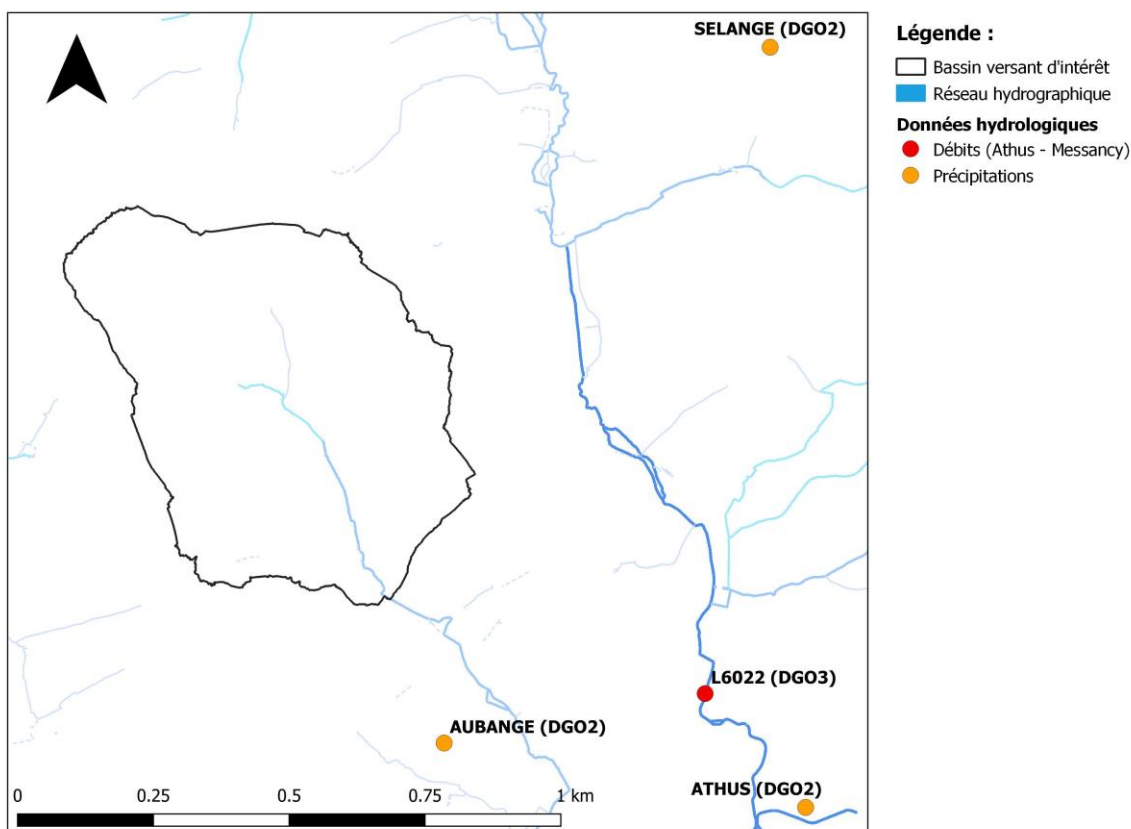


Figure 2-4 - Localisation des stations limnimétriques et pluviométriques à proximité de la zone d'étude.



## 2.3 Données historiques

### 2.3.1 Contexte de l'étude

Une visite de terrain a été effectuée en date du 17/06/2021 en présence du comité d'accompagnement afin de parcourir la zone d'étude et comprendre le contexte de l'étude. Ce comité comprend la commune d'Aubange, la Province du Luxembourg en charge de l'entretien du cours d'eau sur le secteur, l'intercommunale Idelux-Eau en charge de la coordination et suivi du présent marché, le bureau d'études HydroScan en charge de l'étude, l'agence wallonne du Patrimoine pour les questions urbanistiques relatives au site et plus particulièrement à la « tour aux effraies ».

La présente étude s'inscrit à la fois dans le but de trouver des solutions aux problèmes récurrents d'inondations sur le secteur mais également de manière plus large quant à d'autres réflexions en cours sur l'aménagement futur du site. La commune d'Aubange a ainsi précisé les éléments suivants qui interviennent dans ce contexte de réflexion d'aménagement :

- L'aménagement et la valorisation de la tour aux effraies ;
- L'aménagement et la valorisation de la cour intérieure (parking actuel et au niveau duquel il ne devrait plus y avoir de stationnement) ;
- L'aménagement d'un parking décentré sur une place à bâtir se trouvant à proximité ;
- L'aménagement d'une zone de loisir et ludique à l'arrière du complexe sportif ;
- L'aménagement de jardins partagés ;
- La création d'un tronçon pour piéton et vélos en direction de Aix-sur-Cloie.

La Province précise quant à elle que :

- La gestion du cours d'eau le Brüll se trouvant en 2<sup>ème</sup> catégorie incombe bien à la Province ;
- Les ouvrages d'art incombent à celui qui en a l'usage et donc dans le cas du secteur étudié à la ville d'Aubange ;
- L'étang se trouvant à proximité de la « tour aux effraies » est une propriété de la commune d'Aubange puisqu'il s'agit d'une parcelle cadastrée. Elle a donc la responsabilité et l'entretien de ce dernier ;

Le linéaire faisant partie de la zone d'étude a été parcouru depuis sa partie amont (ouvrage OA01 constitué par une buse se trouvant juste à l'aval d'une vaste zone de prairie) jusqu'à l'aval de la zone d'étude constitué par un passage du cours d'eau sous pertuis à la rue de Clémarais. Les principaux éléments évoqués relatifs aux problèmes d'inondations sont :

- La limitation de la capacité hydraulique au niveau des ouvrages de régulation de l'étang où coule le cours d'eau. Le débit d'évacuation de l'étang est en effet régulé par 3 sorties, dont 2 sont de très petites dimensions (évacuation vers des conduites de diamètres D200) avec de plus un risque de colmatage des grilles en amont. Le principal ouvrage de régulation est un déversoir (moine d'évacuation) qui possède également une dimension relativement réduite (largeur 0.85 m et hauteur 0.66 m). Ce dernier est de plus précédé d'une grille qui peut aussi se colmater. Les 3 ouvrages sont présentés dans les figures ci-après.
- Le réaménagement de ces ouvrages fait partie des solutions envisagées pour améliorer le fonctionnement hydraulique sur le secteur compte tenu du fait qu'ils définissent le niveau d'eau dans l'étang et peuvent avoir un effet amont sur le cours d'eau lors de crue ou d'un colmatage des grilles. La mise en œuvre de travaux à cet endroit devra faire attention à la stabilité des fondations de la tour aux effraies.



Figure 2-5 – Ouvrage de régulation principal et déversoir de sécurité en sortie de l'étang.





Figure 2-6 – Ouvrage de sortie de l'étang constituant une prise d'eau vers le bassin se trouvant de l'autre côté de la route.

- Les débordements du cours d'eau lors d'inondation ont lieu à différents endroits et essentiellement en période hivernale :
  - Au niveau de l'étang, essentiellement sur la berge droite près de la « tour aux effraies » avec passage sur la route ;
  - Au niveau de la zone de parking de la cour intérieure au niveau de laquelle l'eau peut s'accumuler sur quelques dizaines de centimètres dans une zone de cuvette bien visible sur le terrain ;
  - Sur le chemin en terre reliant la parcelle agricole en amont du secteur et le parking de la cour intérieure. L'eau ruisselle le long de cette route et vient contribuer à la saturation du secteur aval.

La visite de terrain a en outre permis de connaître l'existence de photos et vidéos des inondations pouvant être utilisées dans le cadre de la validation du modèle. La description de ces éléments historiques sont repris dans les parties ci-après. Le contact téléphonique du propriétaire du restaurant sinistré a également été transmis par la commune afin d'alimenter la compréhension des problèmes d'inondations sur le site du Clémarais.

### 2.3.2 Photos des débordements des évènements du 14 mars 2019 et 04 février 2020

On dispose pour 2 évènements récents ayant occasionnés des problèmes d'inondations de photos prises au sol :

- Pour la crue du 14 mars 2019
- Pour la crue du 04 février 2020

#### Evènement du 14 mars 2019

Les quelques photos et vidéos disponibles fournies par la commune et par le propriétaire du restaurant montrent des inondations :

- Sur la zone de parking de la cour intérieure en rive droite du cours d'eau (voir Figure 2-7) ;
- Au-delà des berges de l'étang essentiellement sur la partie droite près de la tour aux effraies (voir Figure 2-8) ;

Par ailleurs, la partie du cours d'eau à surface libre de l'autre côté de la route montre une certaine saturation (voir Figure 2-9), pouvant par conséquent avoir des répercussions sur l'évacuation de la conduite D800 collectant les eaux du moine de régulation et du déversoir de sécurité.





Figure 2-7 – Zone inondée se trouvant au niveau du parking de la cour intérieure – source : propriétaire du restaurant de l'hostellerie du Clémarais



Figure 2-8 – Débordement de l'étang à proximité de la tour aux effraies. Source : commune d'Aubange.

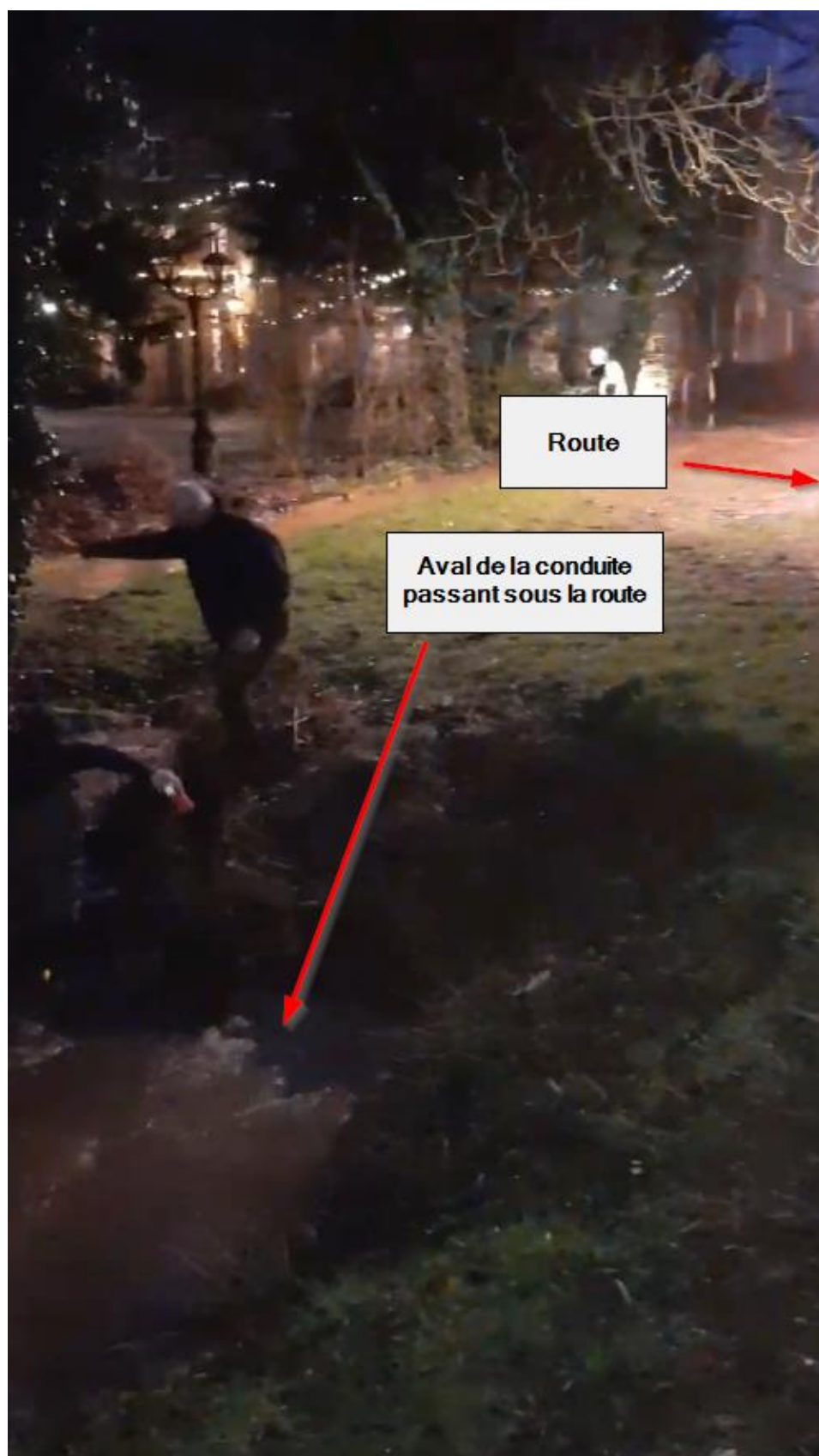


Figure 2-9 – Extrait d'une vidéo prise à l'aval du passage du cours d'eau sous la route en aval de l'étang. Source : commune d'Aubange, vers 19h le 14 mars.



## Evènement du 04 février 2020

Les quelques photos et vidéos disponibles fournies par la commune et la Province pour cet évènement montre des inondations aux endroits suivants :

- Débordements depuis la parcelle agricole se trouvant tout en amont de la zone d'étude vers le chemin en terre (voir Figure 2-10) ;

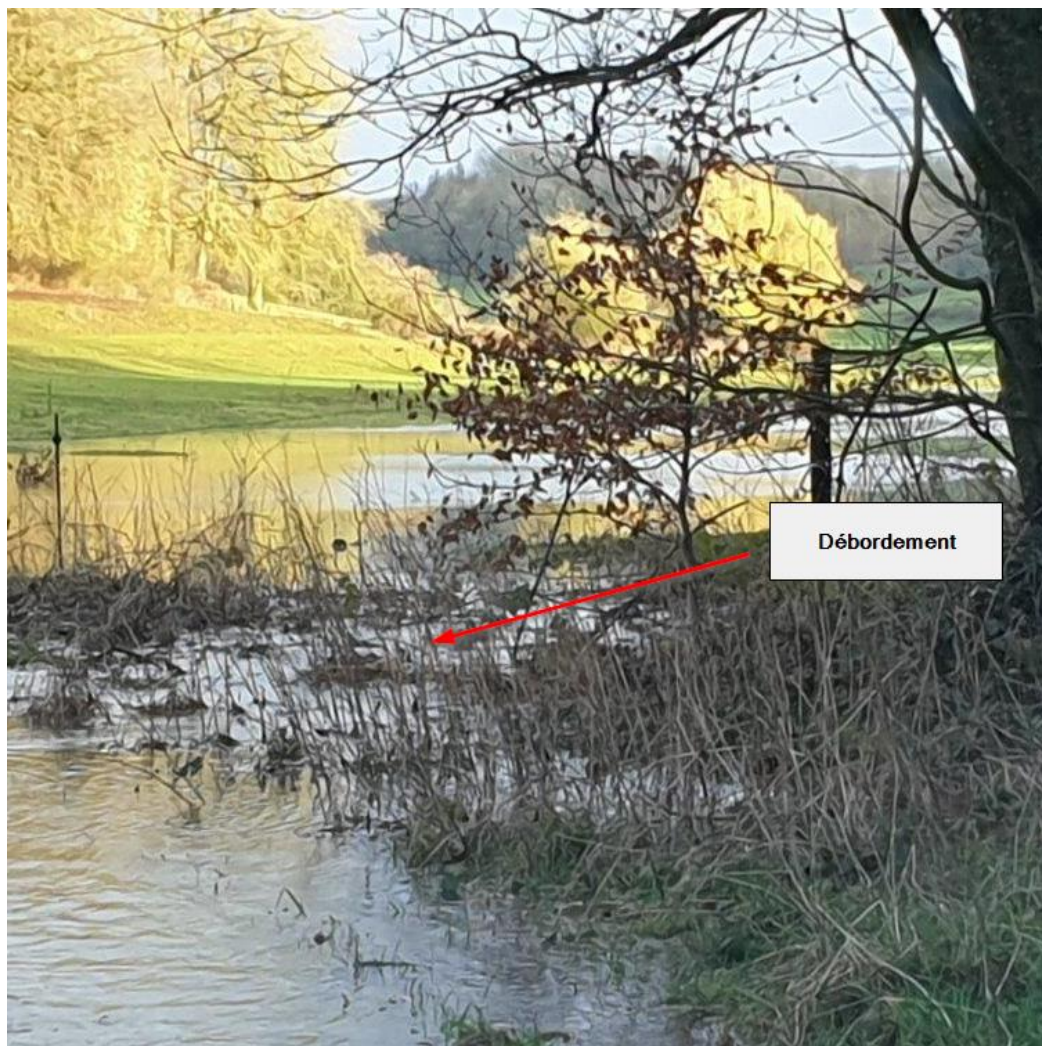


Figure 2-10 – Débordements sur la route en amont. Source : Province du Luxembourg.

- Ruissellement sur le chemin en terre et accumulation vers l'aval comme visible au niveau de la Figure 2-11, de la Figure 2-12 et de la Figure 2-13. Les vidéos prises au même moment montrent également un flux relativement important transitant via cet axe et rejoignant in fine le parking de la cour intérieure.





Figure 2-11 - Ruissellement et accumulation sur la route près de l'ouvrage OA02 en rive gauche du cours d'eau. Source :  
Province du Luxembourg.



Figure 2-12 - Ruissellement et accumulation sur la route près de l'ouvrage OA03 en rive gauche du cours d'eau. Source :  
Province du Luxembourg.





Figure 2-13 - Ruissellement sur le chemin en terre suite à un débordement plus en amont du cours d'eau. Source : commune d'Aubange. Source : commune d'Aubange.

### 2.3.3 Documents et témoignage du propriétaire de l'Hostellerie du Clémaraïs

Le propriétaire de l'Hostellerie du Clémaraïs nous a transmis quelques photos ainsi que des courriers envoyés à la commune à la suite des dégâts occasionnés au niveau de la salle du bâtiment. Les événements concernés sont le 14 mars 2019, le 04 février 2020 et le 09 février 2021.

Notre bureau d'études a pris contact par téléphone avec le propriétaire pour collecter certaines informations concernant les inondations sur le site du Clémaraïs :

- Le ruissellement sur le chemin de terre issu d'un débordement en amont de la zone d'étude à partir de la parcelle agricole participe largement à l'accumulation d'eau dans le parking de la cour intérieure ;
- L'eau rentre dans le bâtiment via la zone de parking de la cour intérieure ;
- Il n'y a pas de problème d'inondation au niveau de l'étang en contrebas de la route et faisant partie de la propriété de l'hostellerie.

### 2.3.4 Autres informations historiques

Outre les zones déjà mentionnées dans ce rapport, les zones du terrain de football et l'arrière du bâtiment du Clémaraïs ont également été mentionnées lors des comités d'accompagnement comme ayant déjà été inondées par le passé. Ces zones sont présentées à la figure ci-dessous.

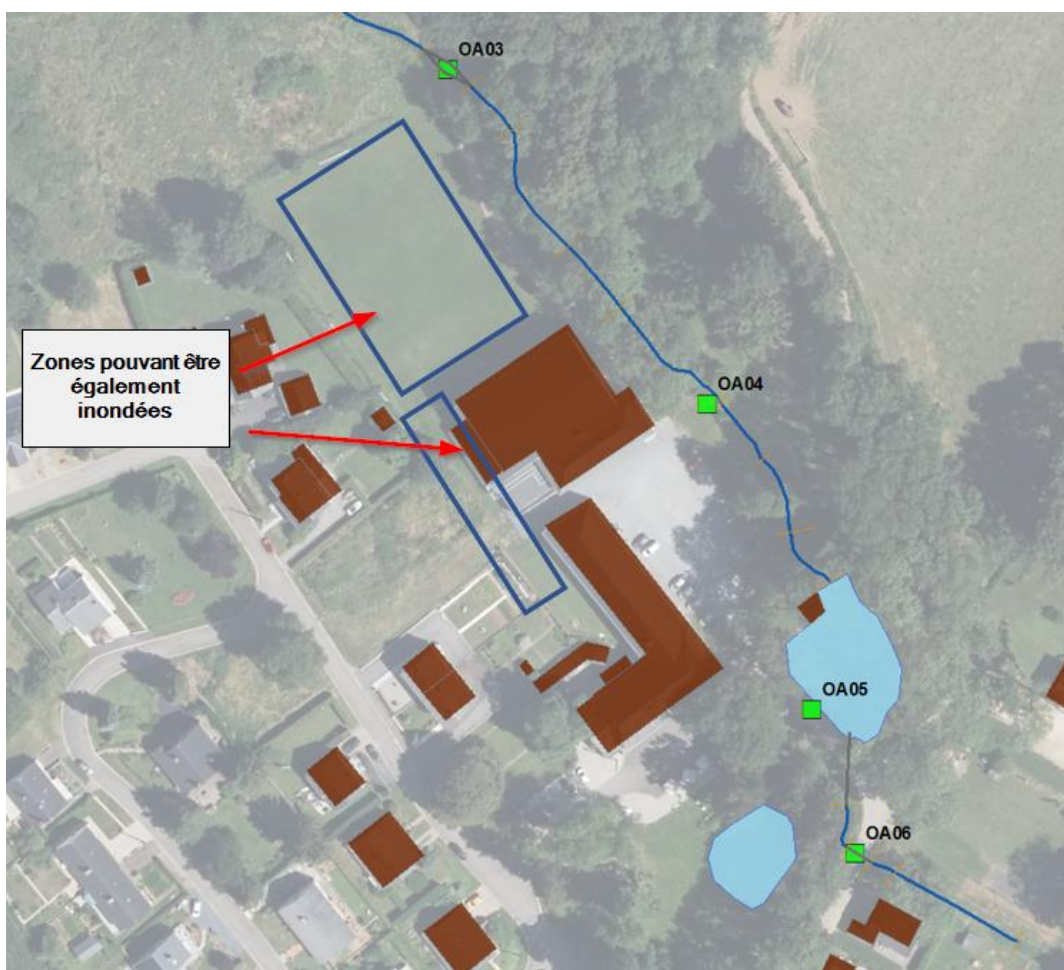


Figure 2-14 - Zones pouvant être inondées au niveau du terrain de football et de l'arrière du bâtiment.



Pendant une réunion du comité de pilotage, des problèmes hydrauliques ont également été mentionnés sur un affluent du Brüll rejoignant le cours d'eau en berge gauche au niveau de l'étang (voir localisation de l'affluent à la Figure 2-15). Cet affluent est bien visible sur les cartes des axes de concentration de ruissellement LIDAXES de la région Wallonne. Toutefois, l'analyse des problèmes hydrauliques sur cet affluent du cours d'eau sort du cadre de la présente étude.

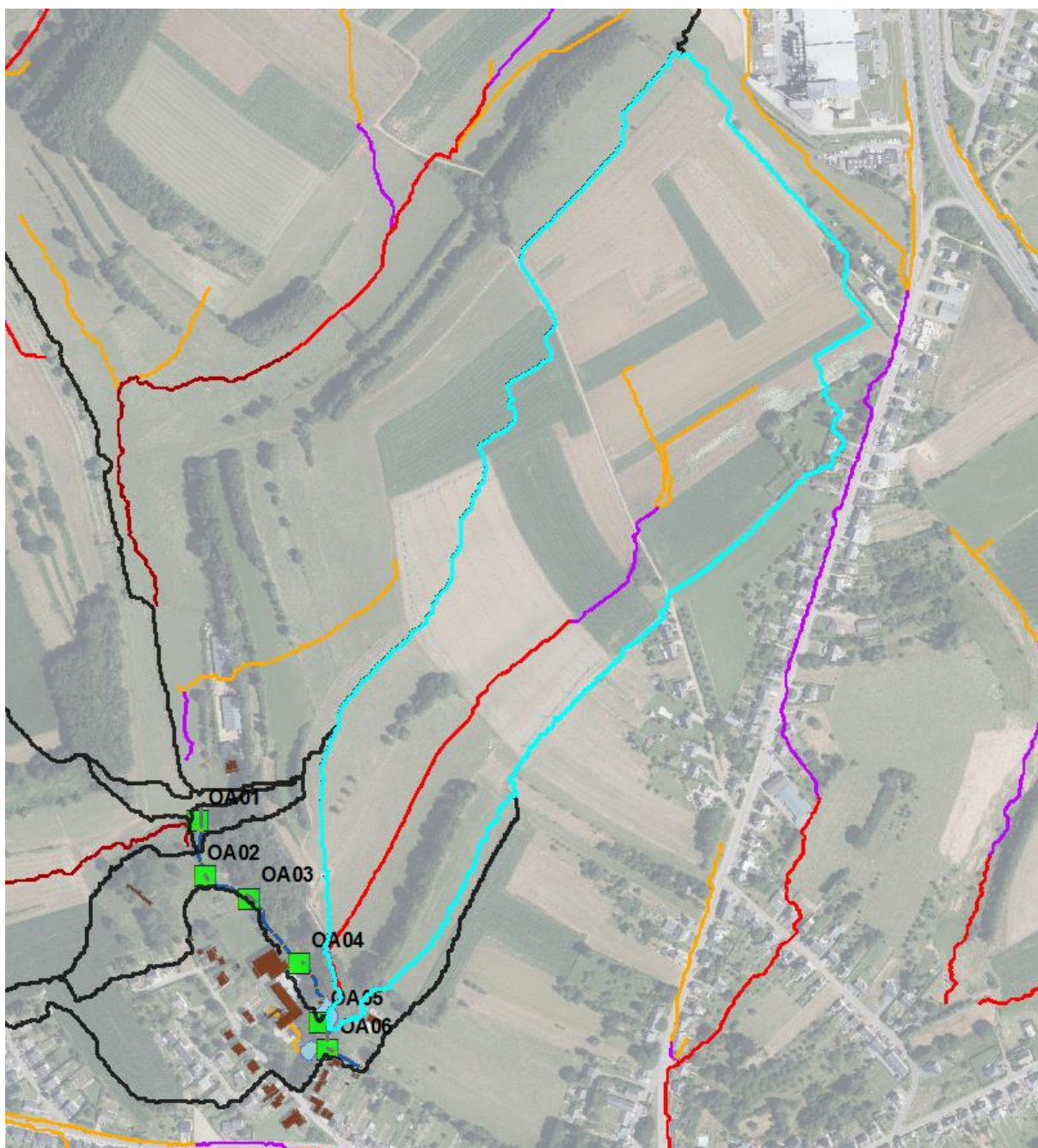


Figure 2-15- Affluent du Brüll en rive gauche sur lequel des problèmes hydrauliques ont été mentionnés (sous-bassins en bleu).  
Les axes de couleurs représentent les axes de concentration de ruissellement LIDAXES.

## 3 Construction et validation du modèle 1D/2D de la situation existante

### 3.1 Modélisation hydrologique

#### 3.1.1 Délimitation des sous-bassins sur base du MNTH

Le MNT hydrologiquement continu disponible est utilisé pour la détermination du bassin hydrographique et de ses sous-bassins grâce à différentes procédures SIG (direction des flux, accumulation des flux, etc.). Ce découpage prend en considération la configuration du réseau hydrographique, ses caractéristiques physiographiques (occupation du sol, type de sol et topographie), les éléments structurants (ouvrages, routes) et les objectifs de modélisation. Le nombre total de sous-bassins sur la zone d'étude est relativement limité compte tenu de la taille du bassin versant contributif amont (environ 580 ha) mais aussi de manière à réduire le nombre de paramètres à définir en vue de la calibration hydrologique. La Figure 3-1 à la page suivante présente les sous-bassins délimités au regard du MNT et la Figure 3-2 reprend l'occupation du sol sur base de la couche WALOUS de la région Wallonne. Le Tableau 3:1 ci-dessous récapitule pour chaque sous-bassin : l'identifiant, la superficie, la pente moyenne, l'occupation du sol. On constate que le bassin versant étudié a un caractère rural marqué essentiellement constitué de zones agricoles et de forêts.

Tableau 3:1-Principales caractéristiques des sous-bassins ruraux.

Sous-bassin	Superficie (ha)	Pente moyenne	Forêts (%)	Zones agricoles (%)	Zones artificielles (%)	Surfaces en eau (%)	Zones humides (%)
1	445.1	11.5	30.8	64.8	4.3	0.0	0.0
2	0.5	15.8	48.9	47.8	3.3	0.0	0.0
3	93.7	7.4	6.7	80.9	12.4	0.0	0.0
4	4.4	12.1	41.8	50.2	7.3	0.7	0.0
5	31.3	5.4	4.1	95.0	0.8	0.1	0.0
6	6.6	8.3	10.3	67.2	21.9	0.6	0.0



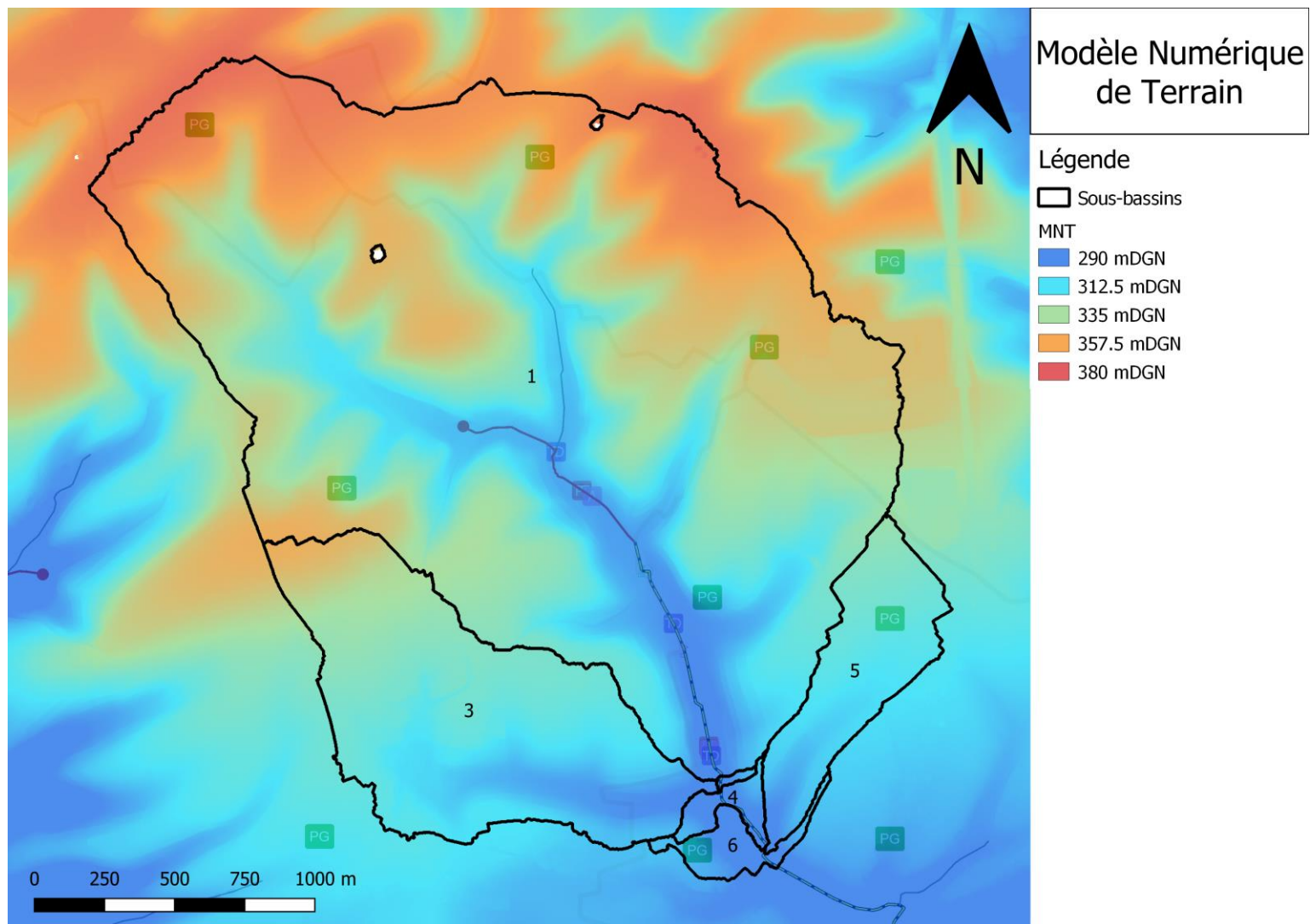


Figure 3-1- Sous-bassins ruraux délimités sur base du MNT.

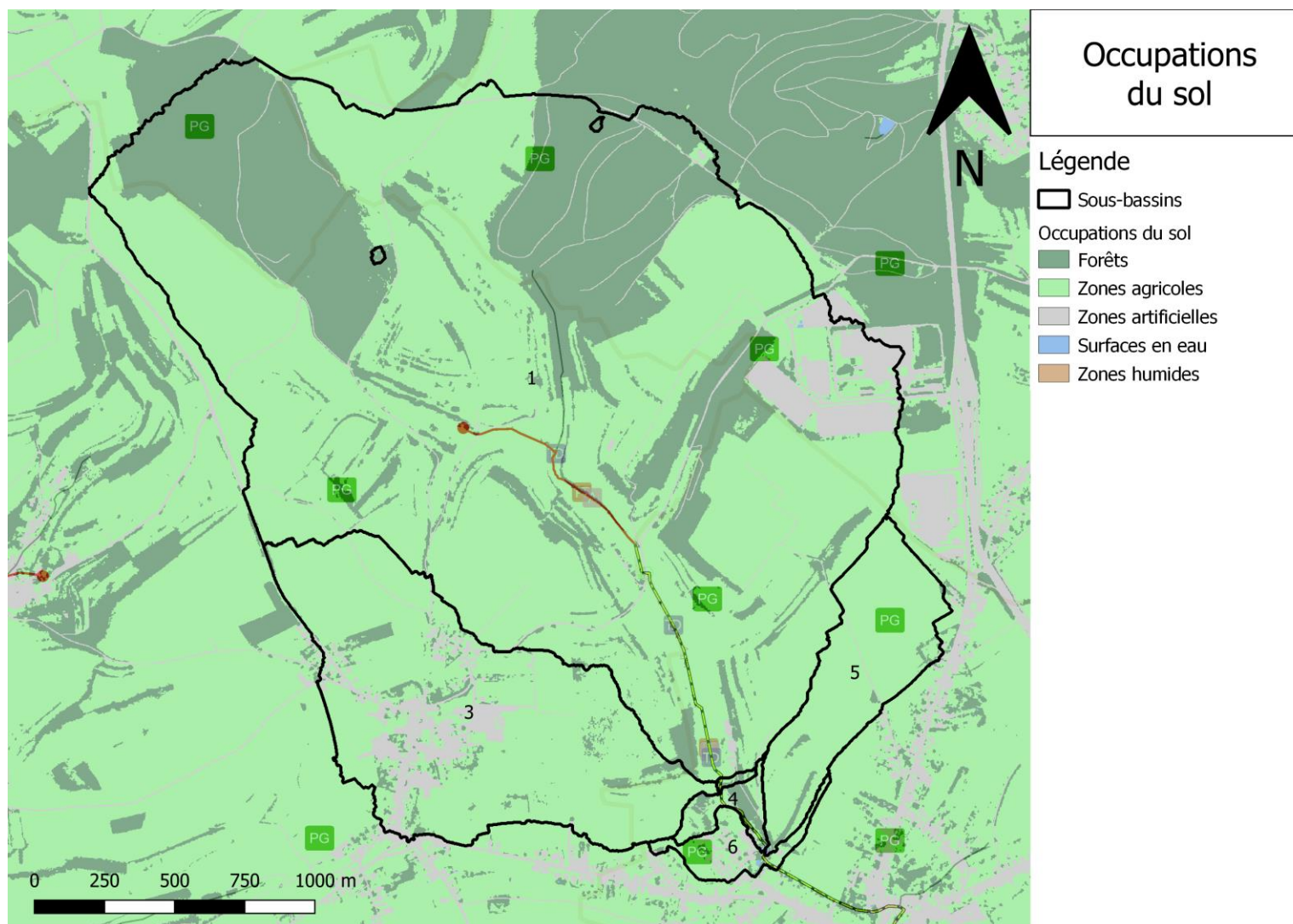


Figure 3-2-Occupation du sol sur base de la couche WALOUS de la région Wallonne.

### 3.1.2 Choix du modèle hydrologique

Les modèles d'hydrologie de surface permettent de simuler à l'échelle d'un bassin versant et pour une pluie donnée, le ruissellement de surface généré contribuant au réseau hydrographique.

Le choix du modèle SCS (*Soil Conservation Service*) semble le plus cohérent dans le cadre de cette étude et il est directement disponible dans le logiciel de modélisation ICM. Ce dernier est bien adapté à la modélisation des sous-bassins ruraux et déjà appliqué dans plusieurs études sur le ruissellement en Wallonie. Les fonctions de production (*Curve Number*) et de transfert (*Unit Hydrograph*) sont estimés avant calibration pour chaque sous-bassin en fonction des données topographiques et physiographiques disponibles (occupation du sol, type de sol, etc.).

#### Estimation du CN

Pour chaque sous-bassin contributif, un CN moyen pondéré est calculé sur base de l'occupation du sol et des groupes hydrologiques. Toutefois, les valeurs considérées sont diminuées de 5 unités avant calibration afin d'éviter une surestimation des apports, ce qui est souvent constaté avec la fonction de production du CN. Les valeurs de CN considérées pour chaque sous-bassin sont reprises au tableau ci-dessous.

Tableau 3:2 – Valeurs de CN considérées pour chaque sous-bassin.

ID sous-bassins	CN-5
<b>SB01</b>	59.7
<b>SB02</b>	65.5
<b>SB03</b>	48.0
<b>SB04</b>	57.0
<b>SB05</b>	66.6
<b>SB06</b>	57.5
<b>SB07</b>	65.6
<b>SB08</b>	71.1

## Estimation du temps de concentration

Le temps de concentration de chaque sous-bassin versant est estimé à partir plusieurs formules empiriques : Kirpich, Passini, Ventura et Haktani. Un récapitulatif des temps de concentration par sous-bassin est indiqué dans le tableau ci-après. Le temps de concentration de chaque sous-bassin est ensuite utilisé pour dériver les paramètres de l'hydrogramme unitaire, c'est-à-dire le *Time to Peak*  $T_p$  et le *Time to Base*  $T_b$ . En l'absence de données de validation pluie/débit sur le bassin versant permettant de caler les paramètres de l'hydrogramme unitaire, les valeurs considérées pour ces paramètres sont  $T_p=TC$  où TC est le temps de concentration et  $T_b= 5* TC$ .

Tableau 3:3 - Temps de concentration en minutes calculés selon différentes formules empiriques. Time to Peak égal au temps de concentration et Time to Base égal à 5 fois le temps de concentration.

ID sous-bassins	TC	TC	TC	TC	TC	Tpeak	Tbase
	Passini	Kirpish	Ventura	Haktani	moyen		
<b>SB01</b>	43	50	91	143	82	82	409
<b>SB02</b>	31	31	46	100	52	52	261
<b>SB03</b>	1	1	2	2	1	1	7
<b>SB04</b>	1	2	3	4	2	2	12
<b>SB05</b>	32	35	47	103	54	54	272
<b>SB06</b>	4	9	16	16	11	11	56
<b>SB07</b>	22	23	25	69	35	35	173
<b>SB08</b>	4	3	11	6	6	6	30

## Autres paramètres à définir pour le modèle SCS-CN

Plusieurs paramètres peuvent fortement affectés la réponse hydrologique du modèle SCS-CN doivent être définis :

- Le *Wetness Index*, caractérisant l'état d'humidité du sol avant l'évènement (sec, moyen ou humide). Ce paramètre est fixé à une valeur moyenne dans la présente étude quel que soit l'évènement considéré ;
- Le facteur d'abstraction initial. Ce dernier est mis à une valeur de 0.1 qui est une valeur courante utilisée en Wallonie.
- La hauteur de précipitation antécédente (*antecedent depth*) représentant un cumul de pluie précédent l'évènement modélisé. Ce paramètre peut varier en fonction de l'évènement. Pour les évènements observés utilisés pour la validation du modèle, on considère pour ce paramètre la pluviométrie antécédente (en mm) 5 jours avant l'évènement. Pour les évènements synthétiques, on considère une pluviométrie antécédente de 0 mm avant l'évènement.



### 3.1.3 Pluies observées et pluies de projet

Les pluies observées pouvant être utilisées dans le cadre de ce projet sont les données observées horaires du pluviomètre d'Aubange se trouvant le plus à proximité de la zone d'étude. Il convient de rappeler que ce pluviomètre n'est pas localisé à l'intérieur de la zone d'étude ce qui a pour conséquence que ces données ne sont pas forcément représentatives de la pluviométrie réelle tombée dans le bassin versant amont du Clémaraïs lors d'un évènement donné. Les données de précipitations relatives à certains événements indépendants ayant occasionnés des problèmes d'inondations au droit du site du Clémaraïs peuvent être extraits de la série temporelle pour être appliqué en entrée du modèle hydrologique.

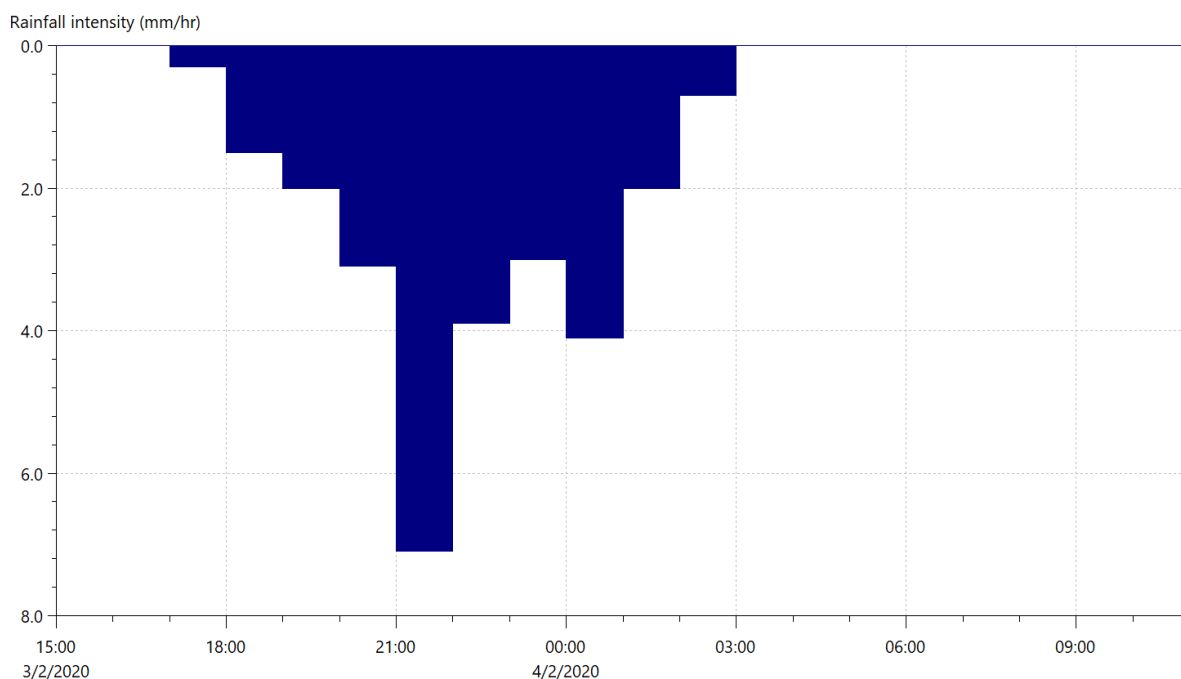


Figure 3-3 – Pluie observée (intensité en mm/hr) au droit du pluviomètre d'Aubange pour l'évènement du 04 février 2020.

La réalisation d'un diagnostic hydraulique détaillé ainsi que le dimensionnement d'aménagements pour la réduction des inondations passent aussi par la définition de pluies de projet (pluies composites ou synthétiques). Ces pluies sont construites sur base des données statistiques disponibles sur le site de l'IRM pour la commune d'Aubange, reprenant les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) pour différentes périodes de retour.

Compte tenu du caractère rural du bassin versant contributif et du fait que les problèmes rencontrés interviennent essentiellement pendant la période hivernale avec des événements plutôt volumiques, les pluies composites appliquées en entrée du modèle sont des pluies de types rectangles appliquant une intensité constante sur une durée définie (voir exemple à la Figure 3-4 pour une pluie de période de retour de 5 ans). Les périodes de retour considérées pour l'analyse sont de 2 ans, 5 ans, 10 ans, 25 ans pour des durées de 1h, 2h, 3h. Ces durées couvrent des durées au moins supérieures au temps de concentration du bassin versant (temps de concentration moyen d'environ 1h30 à l'amont du secteur d'étude).

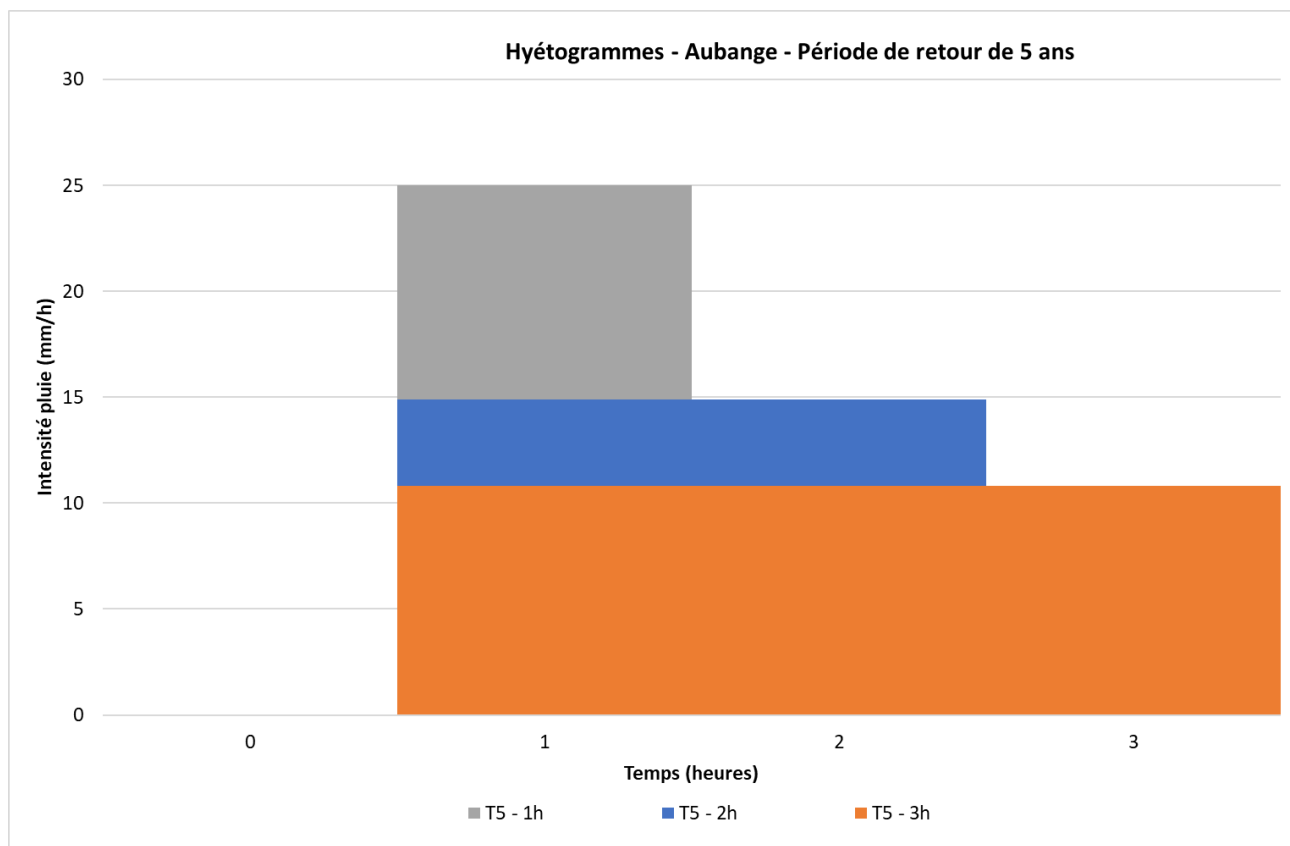


Figure 3-4 – Pluie composite de type rectangle appliquée en entrée du modèle pour une pluie de période de retour de 5 ans.

Les pluies observées et composites sont appliquées uniformément sur l'ensemble des sous-bassins. Cette hypothèse ne tient pas donc pas compte d'un coefficient d'abattement qui pourrait prendre en compte la non-simultanéité des pluies sur l'ensemble du bassin versant. L'application d'une pluie uniformément sur le bassin versant contributif de cette taille reste néanmoins raisonnable du fait de la surface contributive (580 ha environ) mais se veut aussi sécuritaire.

## 3.2 Modélisation hydraulique 1D/2D

La création du modèle hydraulique sur le tronçon d'intérêt du Brüll est construit avec une approche dite couplée 1D/2D permettant une caractérisation fine de l'aléa inondation en tout point des zones inondées.

### 3.2.1 Modélisation 1D du lit mineur du cours d'eau

La construction de la partie 1D est relative au lit mineur afin de prendre compte la capacité hydraulique du cours d'eau via les profils en travers mesurés à intervalle régulier et de la capacité des ouvrages via l'intégration dans le modèle des caractéristiques de chaque ouvrage (dimension, forme, etc.). La partie du modèle 1D comprend essentiellement les étapes suivantes :

- L'importation et la paramétrisation des sections en travers ;
- L'intégration des structures
- La construction de la limite 1D/2D

#### Importation et paramétrisation des sections en travers

L'intégration des sections en travers dans le logiciel de modélisation a fait l'objet d'une attention particulière étant donné l'importance de ce travail pour la construction du modèle 1D.

Les sections en travers du cours d'eau construites à partir des levés topographiques d'Idelux-Eau sont importées dans le logiciel de modélisation ICM. Elles font l'objet d'une vérification sur base notamment du MNT et si nécessaire sont modifiées (raccourcies) de manière à délimiter la limite entre le modèle 1D et la zone 2D.

Les coefficients de rugosité des sections en travers sont ajustés en attribuant des valeurs de rugosité différentes pour la partie centrale du cours d'eau et pour les berges (voir exemple à la Figure 3-5) . Compte tenu de la sensibilité de la zone aux événements hivernaux, les valeurs de rugosité attribuées sont plutôt représentatives de la situation hivernale : coefficient de rugosité de Manning de 0.03 dans la partie centrale du cours d'eau et de 0.05 sur les côtés de la section en travers.



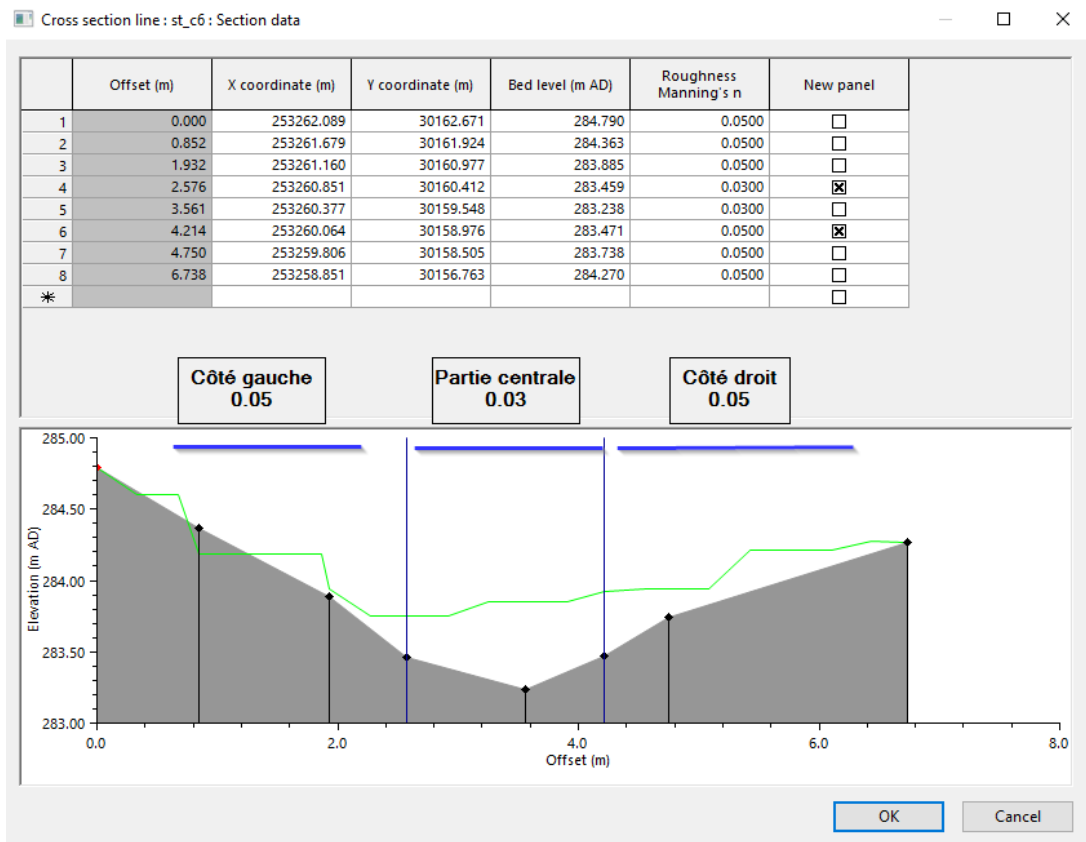


Figure 3-5 - Sections en travers du Brüll avec différenciation de la rugosité en fonction de la localisation dans la section en travers. La ligne verte représente le MNT.

## Intégration des structures hydrauliques

Les ouvrages d'art hydrauliquement pertinents, c'est-à-dire ayant une influence hydraulique sur les écoulements, ont été intégrés au modèle en fonction de leur configuration respective (buse, déversoir passerelle, pertuis) à partir des fiches ouvrages et de la visite de terrain. La modélisation des ouvrages intègre à la fois l'aire de passage sous l'ouvrage mais aussi les écoulements par-dessus le tablier (par exemple le passage d'un ouvrage vers le chemin en terre ou vice-versa).

Les coefficients hydrauliques des structures sont définis de manière standard pour la zone d'étude mais peuvent être ajustés en fonction de l'observation de l'état ou de configuration particulière.

## Construction des berges constituant la limite 1D/2D

Les berges permettent la connexion entre le lit mineur modélisé en 1D et le lit majeur modélisé en 2D. La limite 1D/2D est définie finement par l'analyse détaillée de profils en travers avec également une comparaison au MNT et à d'autres levés topographiques si existant à proximité. Les berges sont en fine intégrées dans les biefs rivières pour permettre le couplage avec la zone 2D. Elles reçoivent un coefficient de débit de 0.4 et une limite modulaire de 0.8 (fonctionnement assimilé à un seuil).

### 3.2.2 Modélisation 2D dans le lit majeur

Le lit majeur du cours d'eau est modélisé par un maillage bidimensionnel. La zone 2D est construite sur base de la topographie du terrain dont l'information est contenue dans le MNT. Les paramètres pour le maillage de la zone 2D sont les paramètres suivants :

- Aire de triangle max = 10 m<sup>2</sup>
- Aire de triangle min = 5 m<sup>2</sup>
- Activation de l'option de l'adaptation de la taille des mailles en fonction de la topographie pour prendre en compte les ruptures de pente
- Condition limite : condition normale
- Rugosité Manning : 0.06

On rajoute les éléments suivants pour affiner le maillage 2D :

- Zones de maillage (*mesh zone*) permettant d'augmenter la densité d'éléments 2D au niveau certaines zones comme les routes. On prendra comme paramètres pour la zone de maillage une aire de triangle maximum de 5 m<sup>2</sup> et minimum de 2 m<sup>2</sup>.
- Zone de rugosité (*roughness zone*) permettant de faire varier la rugosité dans la zone 2D au droit de certains secteurs plus lisse comme le chemin en terre, le parking et la route :
  - Chemin en terre : 0.015
  - Route en béton : 0.011

Enfin, des éléments structurants dans le lit majeur sont intégrés au modèle (voir exemple à Figure 3-6) :

- Polygones poreux (*porous polygons*) pour la représentation de l'emprise des bâtiments. On fait l'hypothèse que la porosité des bâtiments est nulle.
- Quelques éléments linéaires (murs, haies ou modification locale du niveau) affectant les écoulements sont intégrés sous forme de structure linéaire 2D (*Base Linear Structure 2D*).

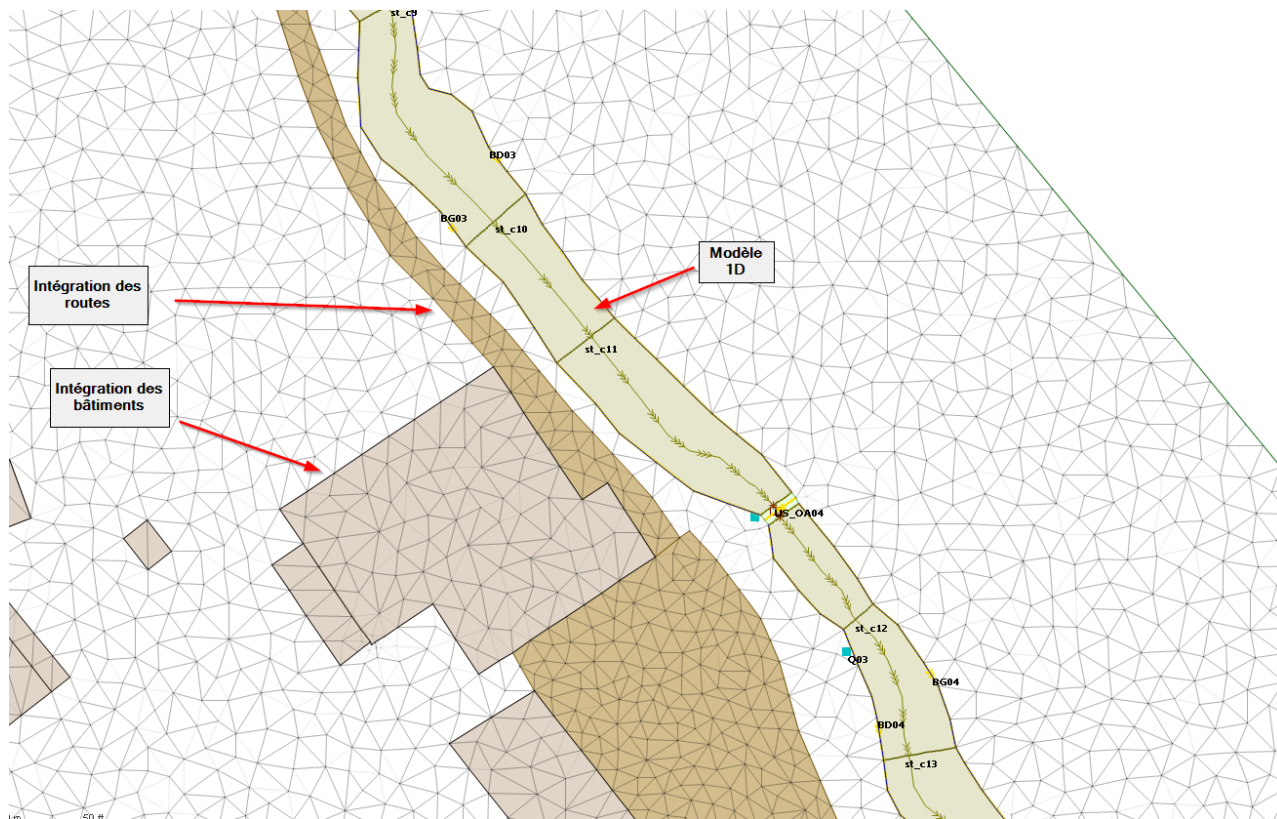


Figure 3-6 – Intégrations d'éléments structurants pouvant affecter les écoulements dans le maillage 2D.



### 3.2.3 Conditions limites

#### Conditions aux limites amont

Pour chaque simulation, la condition limite amont est constituée par un hyétogramme observé ou synthétique injecté en entrée du modèle et appliqué uniformément sur l'ensemble des sous-bassins (la construction des pluies observées et synthétiques a été présentée précédemment dans ce rapport). Les sous-bassins sont connectés à un nœud où un lien du réseau hydraulique rivière dans le modèle de manière à ce que leurs apports (débit) résultant d'une pluie appliquée en entrée puissent être acheminés vers la rivière et que les flux soient distribués le long des différents tronçons en fonction des surfaces contributives.

Un débit de  $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$  a aussi été appliqué en amont du modèle de manière à représenter le débit de base du cours d'eau, permettant en outre la stabilisation du modèle hydraulique en début de simulation.

#### Conditions aux limites aval

Les conditions aux limites sont les conditions à appliquer à l'aval du modèle hydraulique.

La condition limite aval appliquée au modèle 1D est une conditions normale appliquée au dernier tronçon du modèle se trouvant après l'ouvrage OA06.

La condition limite pour la zone 2D est également une condition normale.

### 3.3 Modélisation intégrée hydrologique-hydraulique

Le modèle hydrologique est couplé au modèle hydraulique de manière à obtenir un modèle intégré hydrologique-hydraulique. Les sous-bassins sont pour cela connectés à un nœud où un lien du réseau hydraulique rivière dans le modèle de manière à ce que leurs apports (débit) résultant d'une pluie appliquée en entrée puissent être acheminés vers la rivière et que les flux soient distribués le long des différents tronçons en fonction des surfaces contributives.

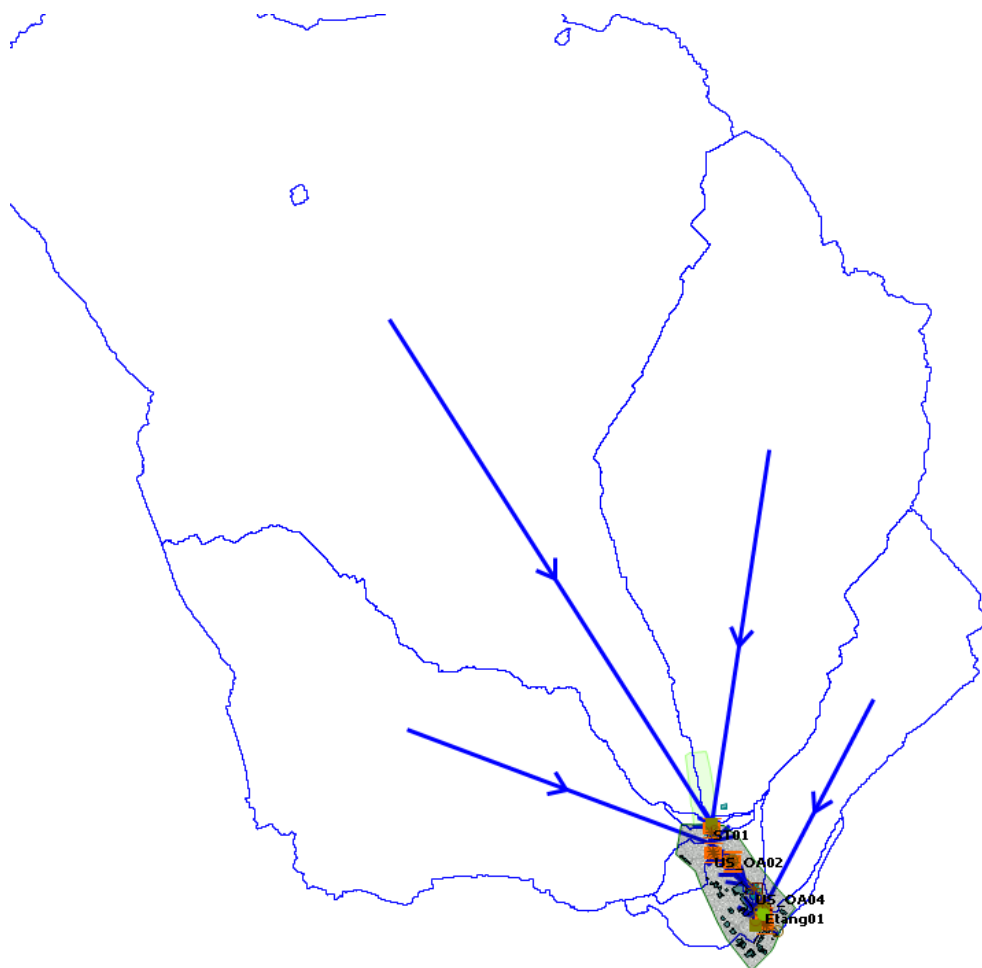


Figure 3-7 - Connexion des sous-bassins au réseau rivière dans le logiciel de modélisation InfoWorks ICM.

## 3.4 Validation du modèle combiné 1D/2D

### 3.4.1 Méthodologie générale

Le modèle doit faire l'objet d'une validation pour s'assurer de la bonne représentativité des résultats. La calibration concerne essentiellement la modification des paramètres du modèle hydrologique (CN, temps de concentration) et du modèle hydraulique (paramètres de rugosité) afin de diminuer l'écart entre simulations et observations.

Comme présenté précédemment dans ce rapport, il n'existe pas de données limnimétriques permettant d'obtenir des données de hauteur d'eau et de débit dans le bassin versant de la zone d'étude. Les données pluviométriques disponibles se trouvent également en dehors du bassin versant d'intérêt ce qui a pour conséquence que ces données ne sont pas forcément représentatives de la pluviométrie réelle tombée dans le bassin versant amont du Clémaraïs lors d'un événement donné. Il n'est donc pas possible d'effectuer une validation du modèle de manière classique, c'est-à-dire en ajustant les coefficients du modèle pour diminuer l'écart entre un hydrogramme observé et un hydrogramme simulé.

Au vu des données disponibles, la validation du modèle est cependant envisageable grâce à :

- La comparaison entre les emprises d'inondations et laisses de crue observés lors des événements du 14 mars 2019 et du 04 février 2020. Les zones inondées observées peuvent être identifiées sur base des photos et des vidéos disponibles ;
- L'analyse de la bonne représentation par le modèle de la dynamique du cours d'eau et des phénomènes observés sur le terrain comme le ruissellement sur le chemin de terre, le débordement de l'étang en rive droite près de la tour aux effraies, l'accumulation dans des zones spécifiques, etc.

A noter que l'événement du 08 juin 2007 n'a pas été considéré pour cette validation du fait de son caractère estival amplifiant encore l'incertitude sur les données de précipitations disponibles (plus grande hétérogénéité spatiale des données de pluies pendant un orage). L'événement du 9 février 2021 n'a pas non plus été considéré car l'analyse des données de pluies pour cet événement ne montrait pas de caractère exceptionnel particulier, du moins au niveau du pluviomètre d'Aubange.

Au vu du caractère standardisé de la méthode SCS-CN et de l'absence de données permettant d'effectuer la calibration de manière classique, les paramètres hydrologiques restent à des valeurs standards décrites précédemment dans ce rapport c'est-à-dire :

- Valeur du CN pour chaque sous-bassin déterminé sur base du groupe hydrologique et de l'occupation du sol, et diminué de 5 unités (voir Tableau 3:2) ;
- Temps de pointe (*Time to peak*) and temps de base (*Time to base*) pour chaque sous-bassin estimés sur base du temps de concentration tel que présenté au Tableau 3:3 ;
- *Wetness Index* caractérisant l'état d'humidité du sol avant l'événement à une valeur moyenne. Cette condition est définie par une valeur de 2 de ce paramètre dans le profil de pluie dans le logiciel de modélisation ;
- Le facteur d'abstraction initial est mis à une valeur de valeur de 0.1 qui est une valeur courante utilisée en Wallonie.
- La hauteur de précipitation antécédente (*antecedent depth*) représentant un cumul de pluie précédent l'événement modélisé. Pour les événements observés utilisés pour la validation du modèle, on considère pour ce paramètre la pluviométrie antécédente (en mm) 5 jours avant l'événement.

Les paramètres hydrauliques tel que la rugosité des sections en travers, la rugosité des conduites, les coefficients de débit des déversoirs, coefficients de débit des berges, etc. sont également laissés à des valeurs standards en l'absence de données mesurées permettant une calibration de ces paramètres.



### 3.4.2 Analyse des données pluviométriques disponibles

Les données pluviométriques d'Aubange (DGO2) ont été utilisées pour réaliser une analyse des événements pluvieux et de leur caractéristiques principales (pluviométrie totale, intensités moyenne et maximale, durée, pluviométrie antécédente à 2, 5, 10, 20 et 30 jours). Pour isoler les événements pluvieux afin d'étudier leurs caractéristiques, une période sèche inter-événements de 4 heures a été considérée (c. à d., deux événements pluvieux sont considérés comme distincts quand ils sont séparés par au moins 4 heures sans précipitations). L'analyse effectuée sur base de graphique repris en annexe de ce rapport montre que les événements pluvieux à proximité du bassin versant d'intérêt sont :

- Plus importants en hiver et automne (pluviométrie totale) ;
- Plus longs en hiver et automne (durée) ;
- Plus intenses en été et printemps (intensités moyennes et maximales) ;
- Présentent des pluviométries antécédentes plus importantes en hiver et automne.

Les événements pluvieux ayant générés des inondations sur la zone d'étude ont ensuite été analysés en détail (en particulier au Tableau 3:4 pour les événements du 14/03/2019 et 04/02/2020 ayant occasionnés des inondations au droit du site), notamment pour savoir si ces événements présentent certaines caractéristiques communes qui pourraient fournir quelques pistes sur le fonctionnement et le déclenchement des crues sur le bassin versant d'intérêt. Dans l'ensemble, cette analyse montre :

- Qu'il existe deux types d'événements pluvieux potentiellement problématiques :
  - des orages de printemps/été, avec un déclenchement du ruissellement par dépassement de la capacité d'infiltration des sols ;
  - des pluies hivernales, avec un déclenchement du ruissellement par saturation des sols.
- Que les événements hivernaux ayant générés des inondations sont sensiblement plus fréquents ;
- Que l'humidité antécédente semble la caractéristique la plus critique pour le déclenchement des inondations en hiver. En effet, tous les événements pluvieux hivernaux présentant des caractéristiques plus critiques que ceux ayant générés des inondations (en termes de pluviométrie totale ou d'intensités) présentaient systématiquement des niveaux d'humidité antécédente plus faibles.

Tableau 3:4- Caractéristiques des événements pluvieux du 04/02/2020 et 14/03/2019 ayant générés des inondations au droit du site du Clémaraïs.

Date	Pluviométrie totale [mm]	Durée [h]	Intensité moyenne [mm/h]	Intensité maximale [mm/h]	Pluviométrie antécédente - 10 jours [mm]	Pluviométrie antécédente - 2 jours [mm]
03/02/2020	27.7	10.0	2.8	7.1	87.7	19.1
14/03/2019	21.3	15.0	1.4	4.8	58.0	12.2

### 3.4.3 Validation du modèle pour l'évènement du 14 mars 2019

Les comparaisons effectuées entre les emprises inondées observées et simulées sont effectuées au moment le plus critique de la simulation (emprise maximale d'inondation) de manière à conserver le caractère global de la validation du modèle. Il faut en effet rappeler à nouveau que la pluie réellement tombée sur le bassin versant d'intérêt peut être différente des données enregistrées au droit du pluviomètre d'Aubange (heure de début et de fin d'évènement, durée totale de l'évènement, intensité, cumul).

Les résultats de modélisation 2D au moment le plus critique de la simulation sont présentés à la Figure 3-8. Le modèle reproduit bien des débordements dans les zones critiques connues suivantes :

- Inondations sur le chemin en terre depuis l'amont du secteur jusqu'au parking de la cour intérieure ;
- Inondations de la zone de parking de la cour intérieure au niveau de laquelle l'eau peut s'accumuler avec une hauteur d'eau simulée pouvant atteindre entre 10 et 50 cm d'eau en fonction des endroits au moment le plus critique. Ces hauteurs d'eau peuvent conduire à des dégâts au niveau du bâtiment de l'hostellerie du Clémaraïs puisque l'eau vient contre le bâtiment et qu'une zone de dépression est bien observable sur le terrain ;
- Inondations en bordure de l'étang, essentiellement sur la partie droite près de la « tour aux effraies » avec passage de l'eau sur la route puis vers l'autre l'étang se trouvant en contrebas ;

L'analyse des simulations montre que le modèle reproduit bien le phénomène de débordements en amont de la zone à gauche de l'ouvrage OA01 se répercutant ensuite sur l'aval via ruissellement sur le chemin en terre. L'eau qui ruisselle vient ensuite saturer la zone de cuvette sur le parking de la cour intérieure. On remarque également que le modèle reproduit bien l'effet aval qui semble se produire de l'autre côté de l'étang comme cela est perceptible sur l'extrait de vidéo qui est présenté à la Figure 3-9. La conséquence de cet effet aval est une réduction de la capacité maximale théorique de la conduite sous la route.



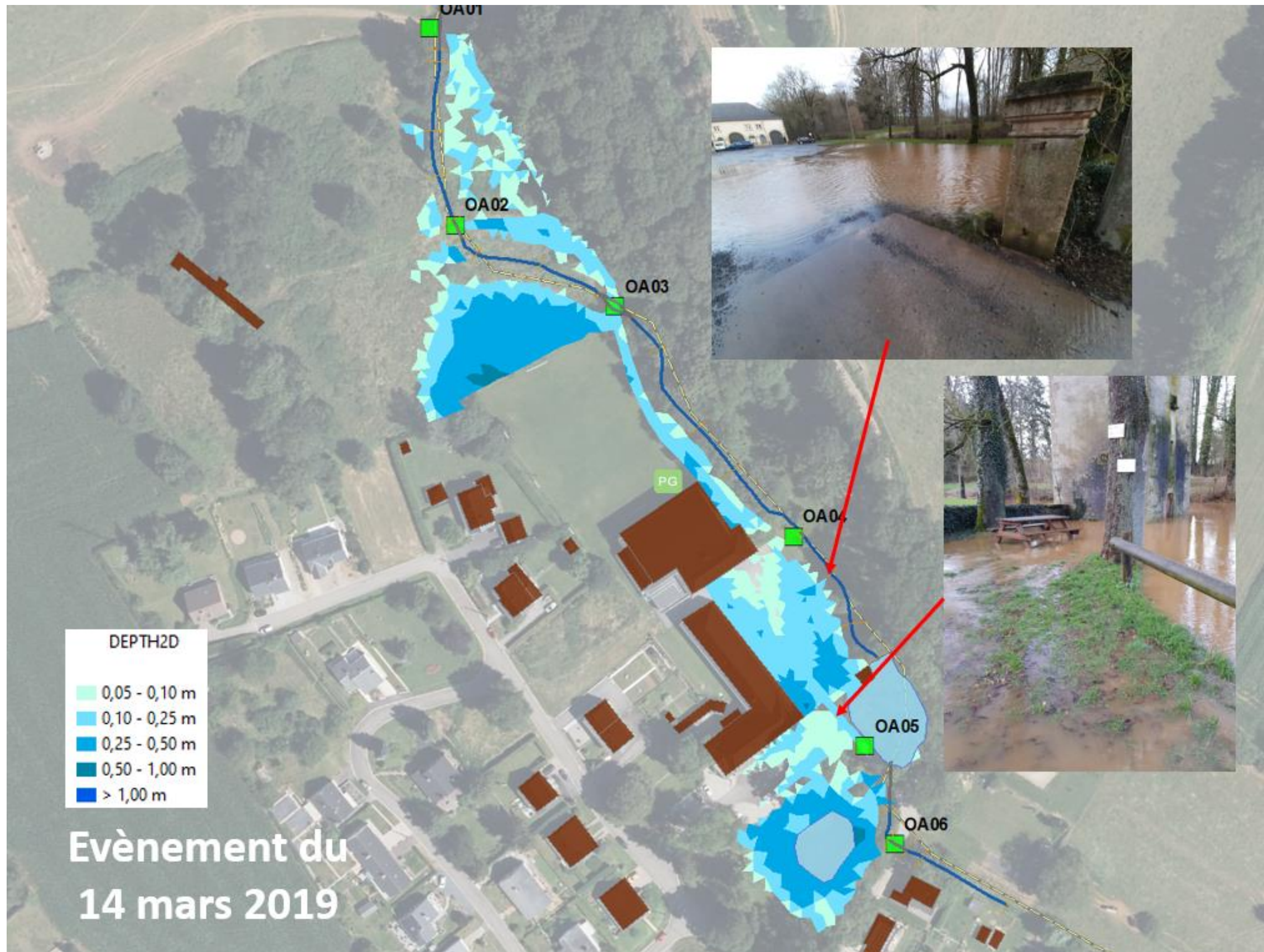


Figure 3-8 – Résultats de simulation 2D au moment le plus critique de la simulation pour l'évènement de 14 Mars 2019.



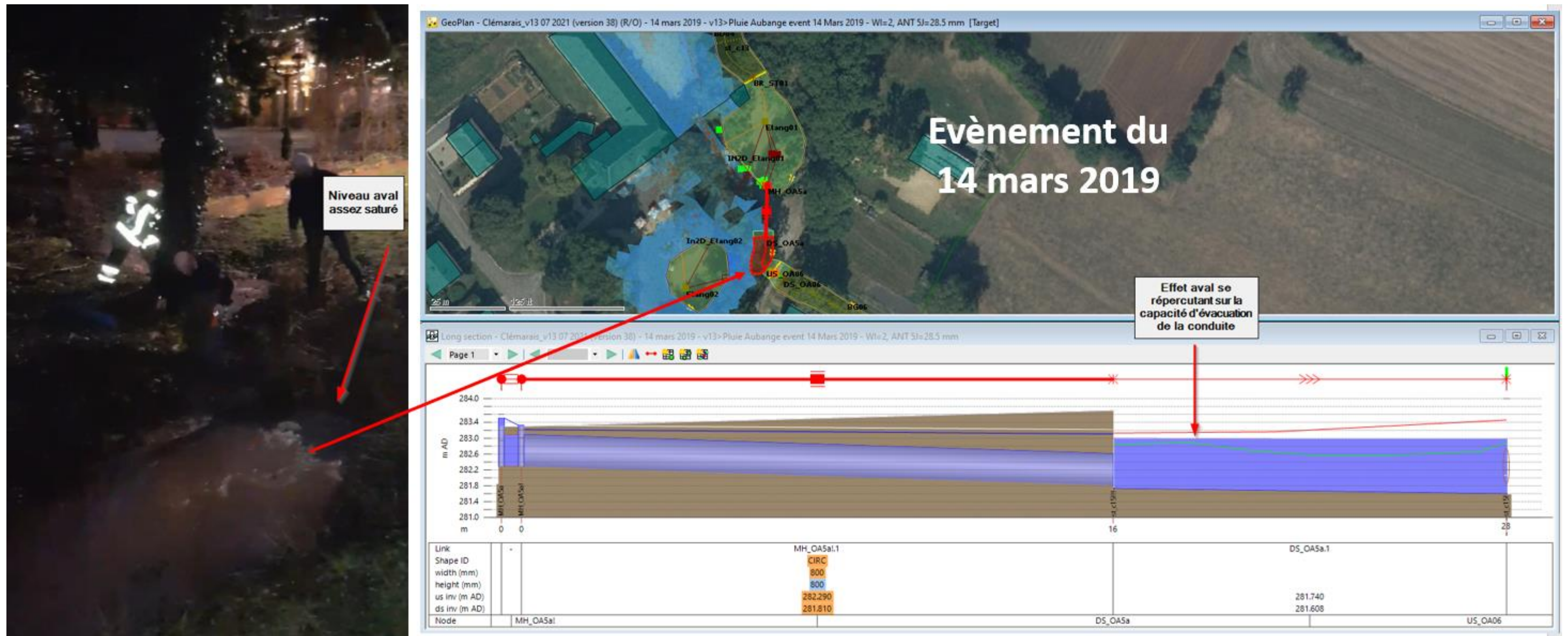


Figure 3-9 – Profil en long montrant la ligne d'eau entre le moine d'évacuation de l'étang et l'ouvrage de passage sous la route au moment le plus critique de la simulation pour l'évènement du 14 mars 2019.

### 3.4.4 Validation du modèle pour l'évènement du 04 février 2020

Les comparaisons effectuées pour cet évènement entre observations et simulations sont également effectuées au moment le plus critique des simulations.

Les résultats de modélisation 2D au moment le plus critique de la simulation sont présentés à la Figure 3-11. Le modèle reproduit bien des débordements dans les zones critiques connues suivantes :

- Inondations sur le chemin en terre depuis l'amont du secteur jusqu'au parking de la cour intérieure ;
- Inondations de la zone de parking de la cour intérieure au niveau de laquelle l'eau peut s'accumuler avec une hauteur d'eau simulée pouvant atteindre entre 10 et 50 cm d'eau en fonction des endroits au moment le plus critique. Ces hauteurs d'eau peuvent conduire à des dégâts au niveau du bâtiment de l'hostellerie du Clémaraïs puisque l'eau vient contre le bâtiment et qu'une zone de dépression est bien observable sur le terrain ;
- Inondations en bordure de l'étang, essentiellement sur la partie droite près de la « tour aux effraies » avec passage de l'eau sur la route puis vers l'autre l'étang se trouvant en contrebas.

L'analyse des simulations et des photos disponibles pour cet évènement montrent l'importance des flux qui peuvent être transférés depuis la parcelle agricole où passe le cours d'eau vers le chemin en terre plus à l'aval mais aussi via la prairie se trouvant en berge gauche du cours d'eau entre les ouvrages OA01 et OA02. L'ensemble des flux convergent in fine vers le chemin en terre et passent via ce dernier au-dessus de l'ouvrage OA03 (voir Figure 3-12). A cet endroit, l'analyse des hydrogrammes de crue dans le cours d'eau en amont de l'ouvrage OA03 et sur le chemin de terre présentés à la Figure 3-10 montre qu'une partie non négligeable des apports transitent via le chemin. Le volume cumulé simulé transitant sur la route au niveau de l'ouvrage OA03 pour cet évènement est d'environ 5.400 m<sup>3</sup> ce qui représente environ 25% de celui transitant via le lit mineur du cours d'eau (environ 20.900 m<sup>3</sup>).

L'analyse des photos disponibles au niveau de l'ouvrage OA03 met aussi en évidence que l'eau sur le chemin de terre interagit aussi avec la rivière et repasse éventuellement vers le lit mineur à l'amont et à l'aval de l'ouvrage comme on peut le voir aussi sur la Figure 3-12. On remarque aussi sur la photo qu'il existe une différence perceptible de hauteur d'eau entre l'amont et l'aval de cette structure. Cela est également reproduit par le modèle comme présenté dans le profil en long repris à la Figure 3-13.

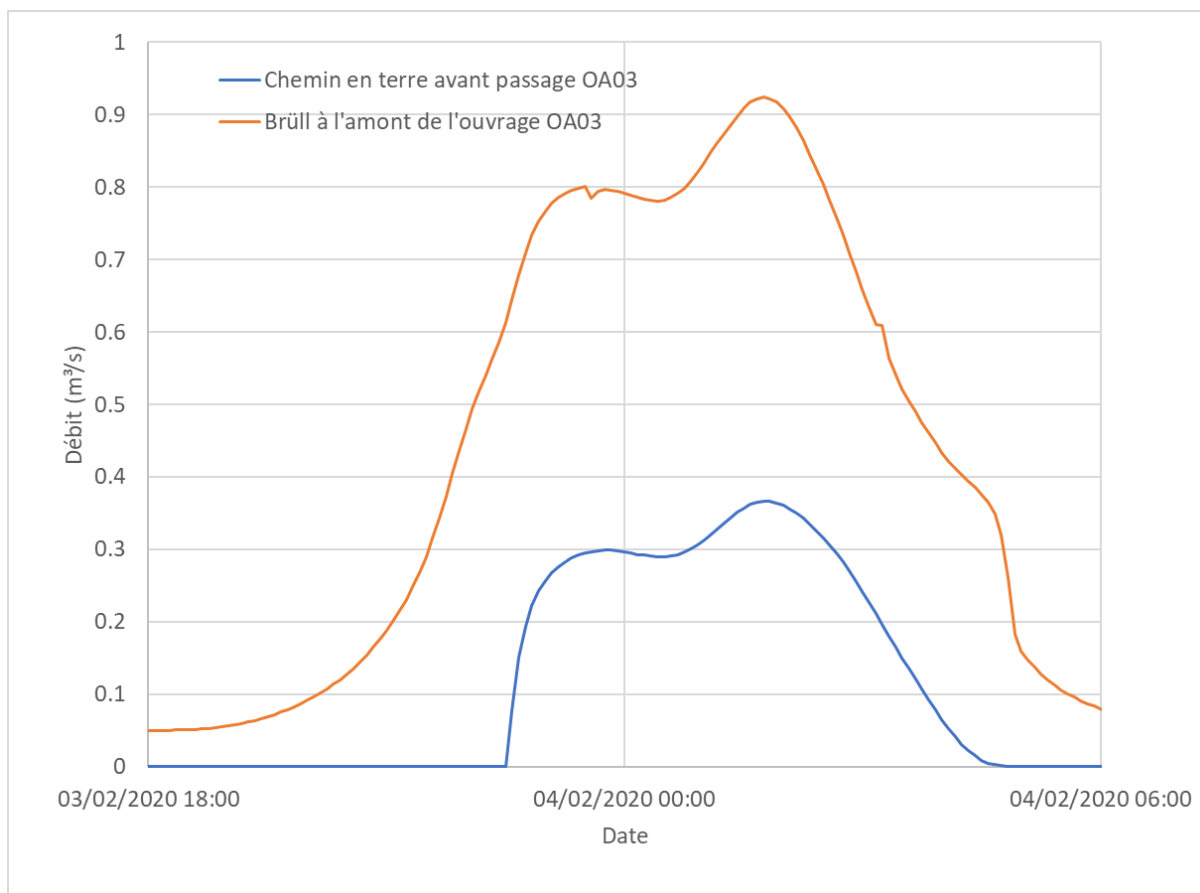


Figure 3-10 – Hydrogrammes de crues simulés pour l'évènement du 04 février 2020 au niveau du chemin en terre et dans le cours d'eau du Brüll.



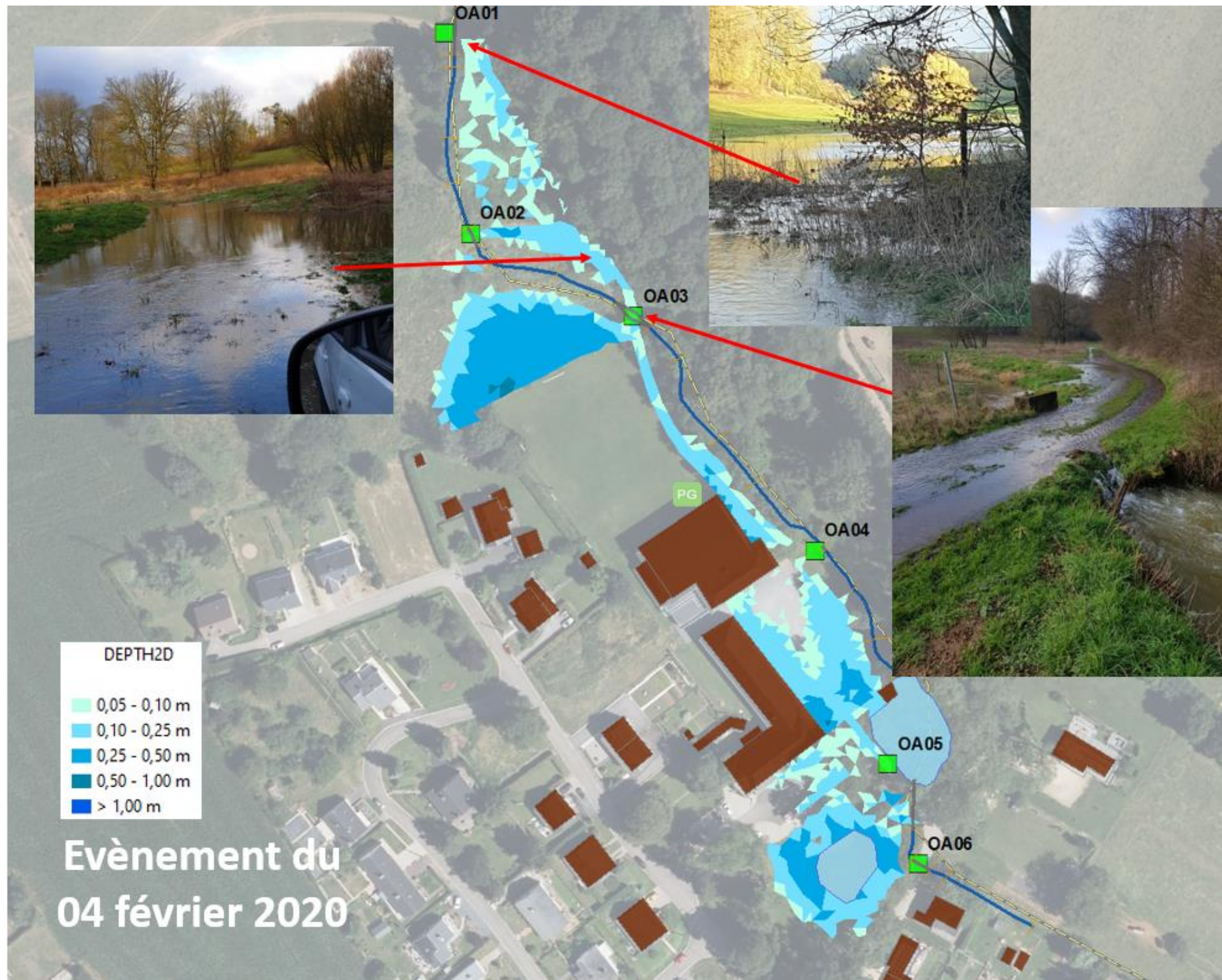


Figure 3-11 - Résultats de simulation 2D au moment le plus critique de la simulation pour l'évènement du 04 février 2020.



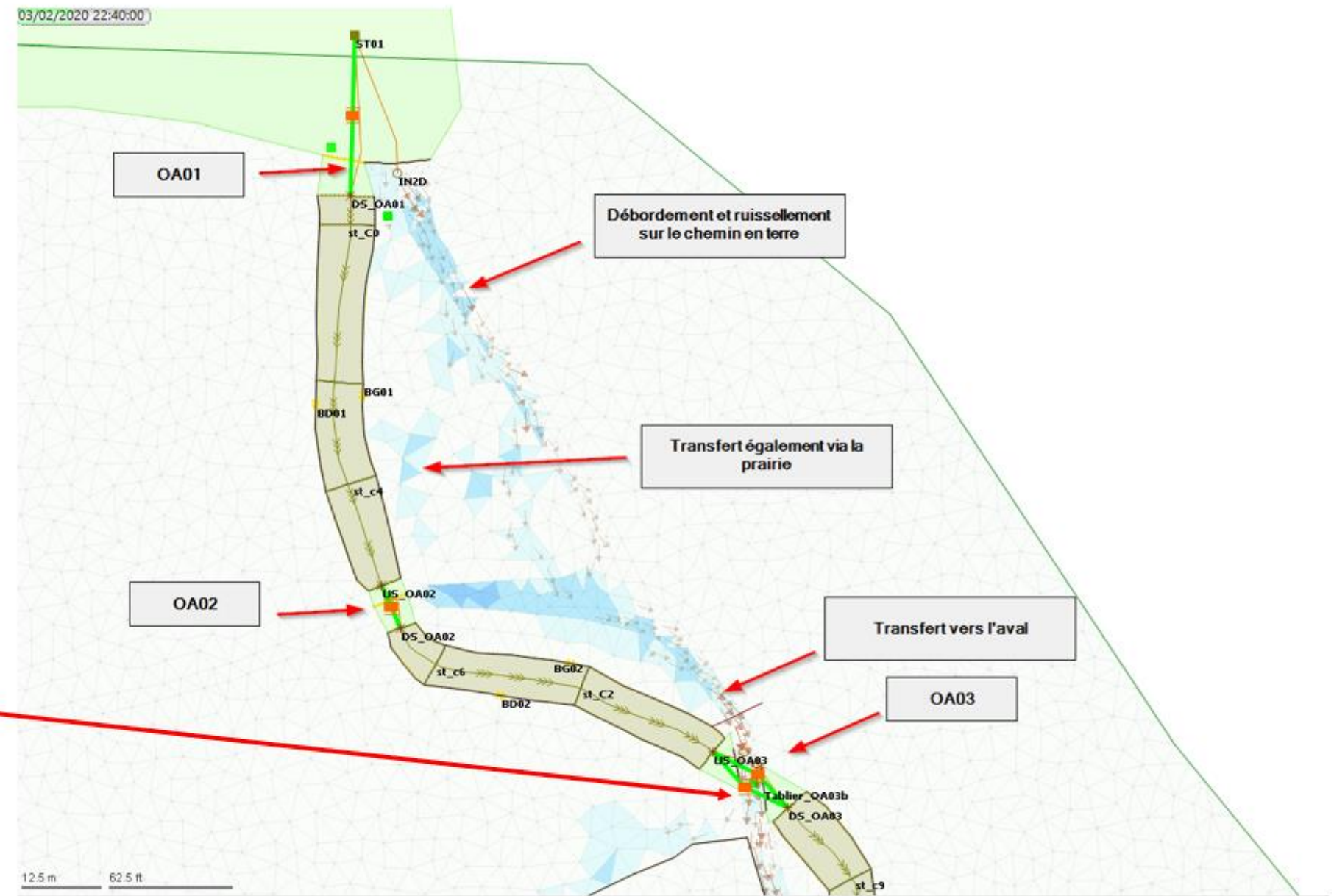


Figure 3-12 – Résultats de simulation 2D pour l'évènement du 04 février 2020.

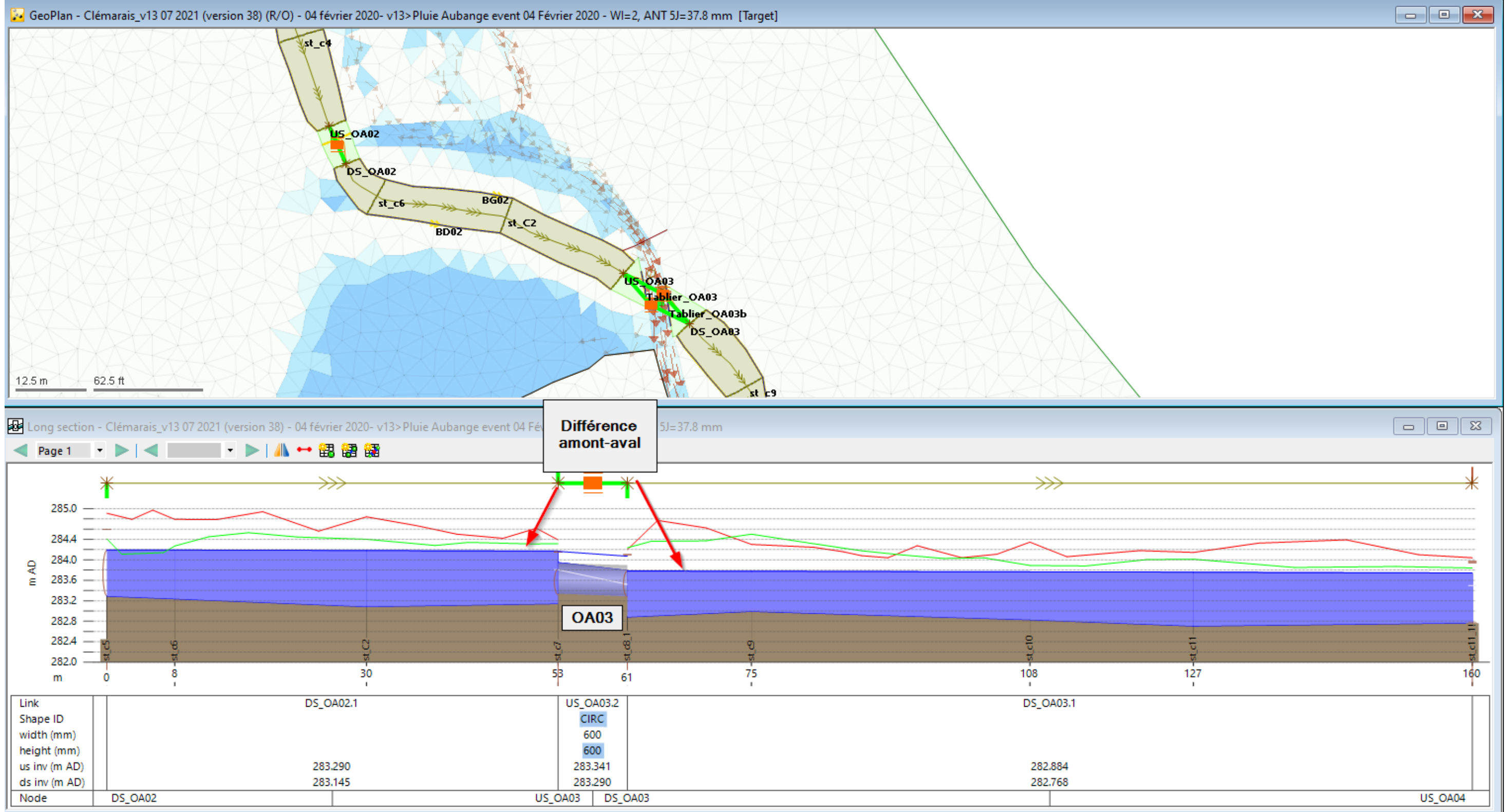


Figure 3-13 - Profil en long montrant la ligne d'eau au moment le plus critique de la simulation pour au droit de l'ouvrage OA03.



## 4 Diagnostic du fonctionnement hydraulique pour l'état existant

Le diagnostic du fonctionnement hydraulique pour la situation de référence s'effectue sur base de l'analyse des résultats de simulation pour les événements utilisés pour la validation (résultats présentés précédemment dans ce rapport) et sur base des simulations avec les pluies composites relatives à des périodes de retour de 2 ans, 5 ans, 10 ans et 25 ans. L'analyse hydraulique détaillée permet de déterminer les zones critiques, les endroits où se produisent les premiers débordements, les ouvrages les plus critiques et l'effet de colmatage du moine.

L'analyse pas à pas des résultats des différentes simulations montre la séquence suivante de débordements au niveau de la zone d'étude :

- Débordement sur la gauche de l'ouvrage OA01 du fait de la limitation de la capacité hydraulique de cet ouvrage et de l'absence de stockage dans la parcelle agricole se trouvant tout à l'amont de la zone d'étude (voir Figure 4-1). Cet ouvrage est en réalité l'ouvrage le plus limitant sur le secteur avec un débit admissible de l'ordre de 0.35 m<sup>3</sup>/s (voir Tableau 4:3 repris dans les pages suivantes) ;
- Transfert sur le chemin en terre et accumulation au niveau de la zone de cuvette se trouvant entre le cours d'eau et le bâtiment de l'hostellerie du Clémaraïs (voir Figure 4-2). Cette zone de dépression est bien visible sur le MNT et a été observée lors des visites de terrain. L'analyse des simulations montre que les écoulements depuis l'amont peuvent déjà arriver au niveau de cette zone critique avant d'avoir les premiers débordements depuis la berge droite du cours d'eau. Bien sûr, cette dernière hypothèse se base sur un modèle sans colmatage du moine d'évacuation de l'étang. En cas de colmatage du moine à l'aval, les apports depuis le cours d'eau vers la zone de cuvette peuvent être plus importants du fait de l'augmentation du niveau aval, mais restent certainement inférieurs aux contributions amont issues du chemin de terre.
- L'accumulation d'eau au niveau de la zone du parking de la cour intérieure peut atteindre plusieurs dizaines de centimètres, surtout à proximité du bâtiment de l'hostellerie où se trouve une zone de dépression bien visible sur le MNT et sur le terrain. Par conséquent et en l'absence de protection extérieur, l'eau peut rentrer à l'intérieur du bâtiment et occasionner les dégâts qui ont été observés ces dernières années.

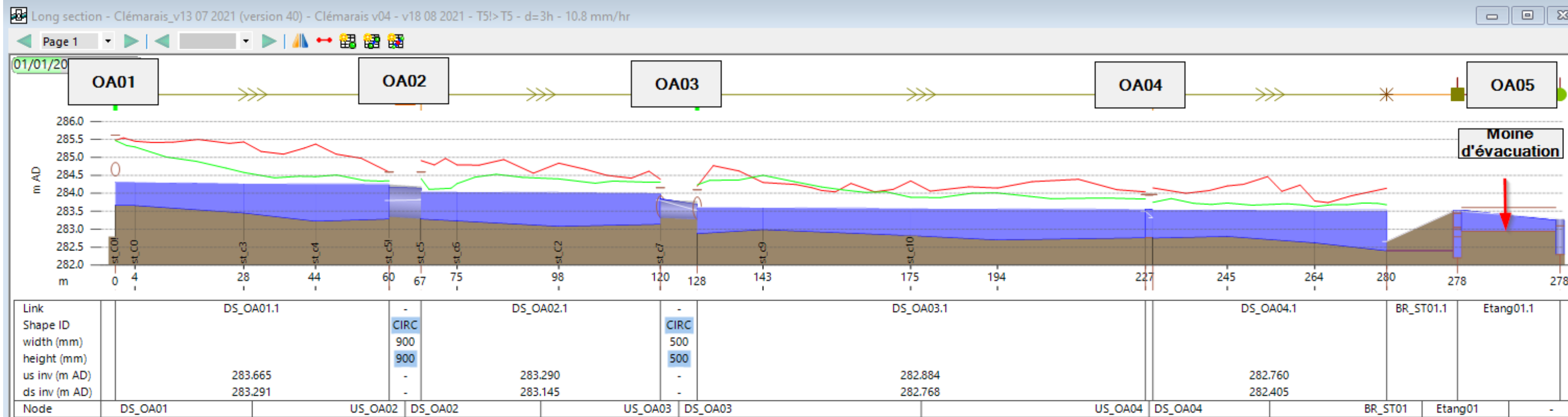
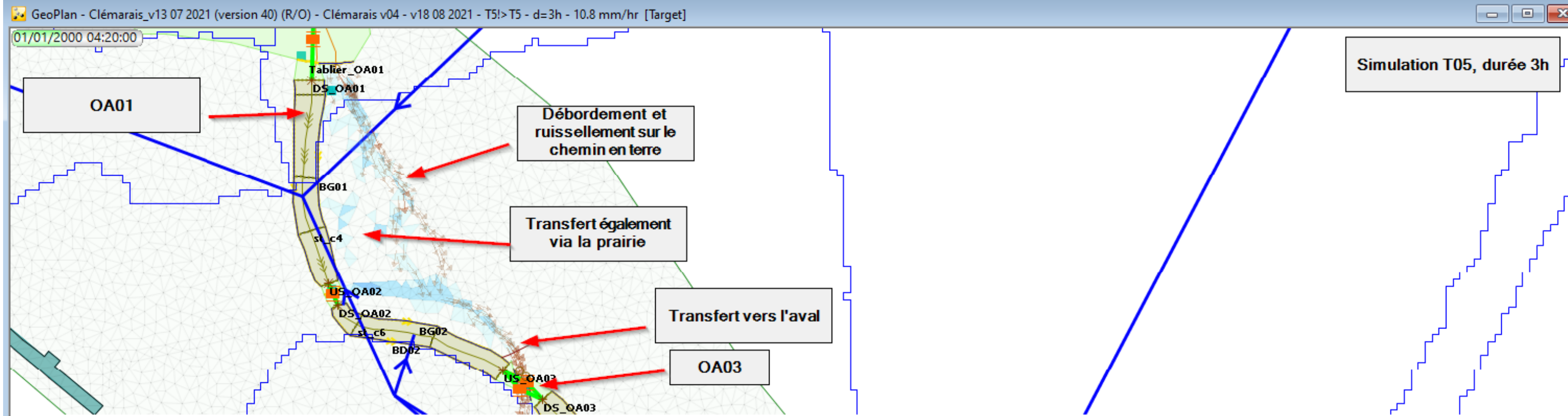


Figure 4-1 - Résultats de modélisation 2D et profil de la ligne d'eau lors des premiers débordements simulés de la parcelle agricole vers le chemin en terre pour l'état existant (simulation T05, durée 3h).

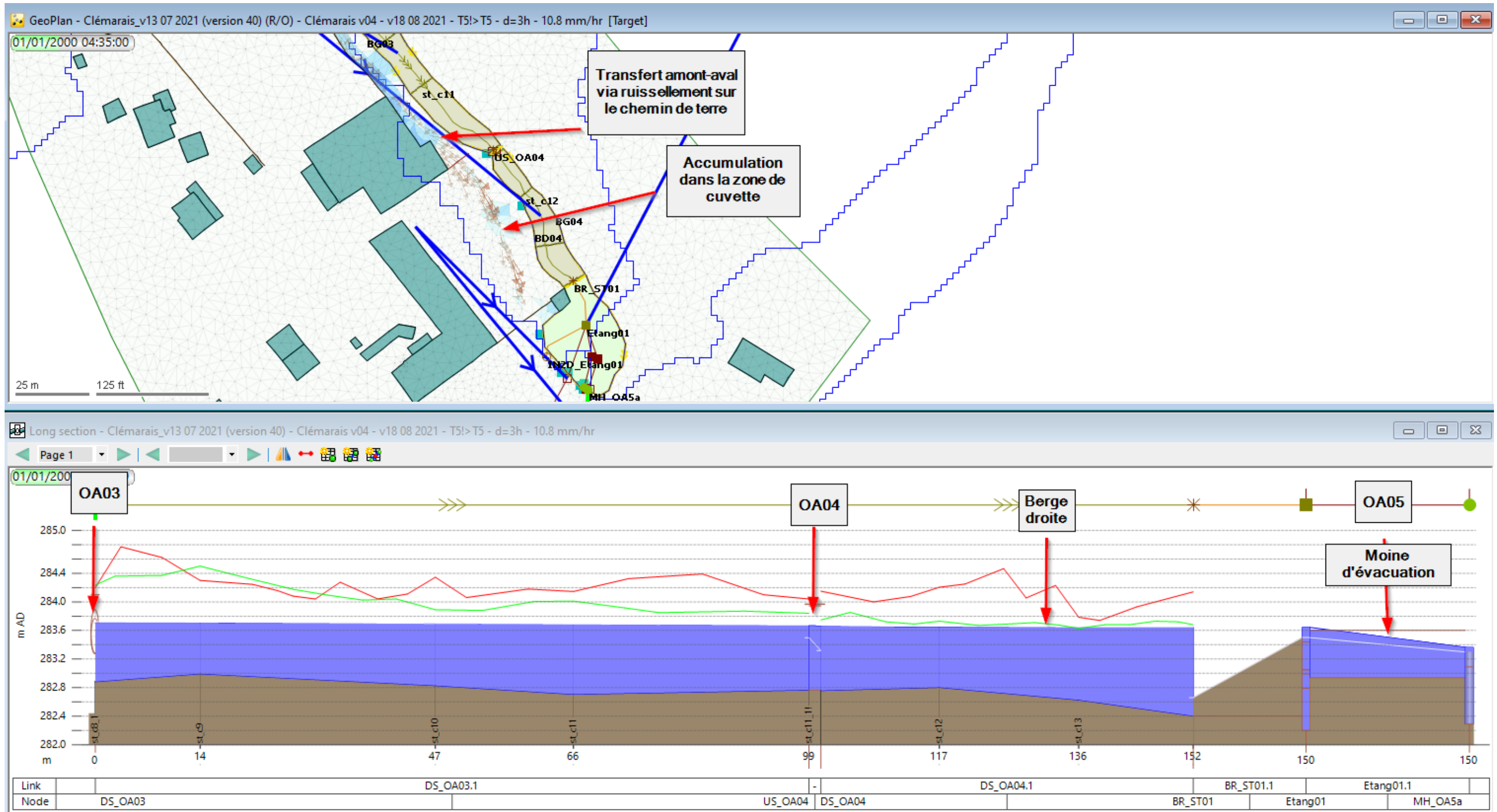


Figure 4-2 – Résultats de modélisation 2D et profil de la ligne d'eau au moment des premières inondations au niveau de la zone critique sur le parking de la cour intérieur pour l'état existant (simulation T05, durée 3h).



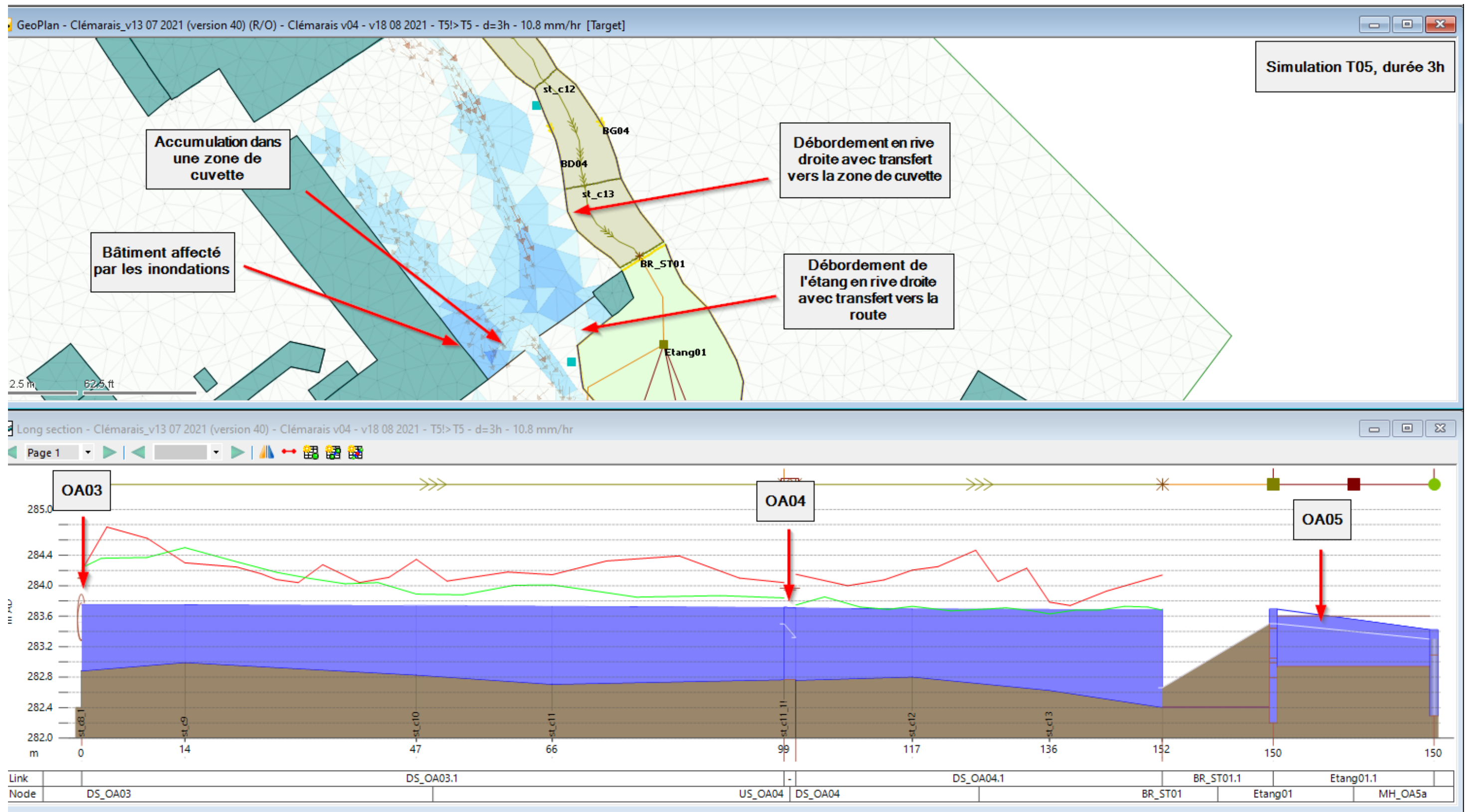


Figure 4-3 --Résultats de modélisation 2D et profil de la ligne d'eau au moment le plus critique au niveau de la zone critique sur le parking de la cour intérieur pour l'état existant (simulation T05, durée 3h).



L'analyse des flux au droit de la zone critique du parking pour une période de retour de la pluie de 5 ans et durée 3 h (type de pluie relativement proche des événements ayant générés des problèmes d'inondations au niveau du Clémaraïs) est présentée à la Figure 4-4 pour une situation sans colmatage du moine aval (capacité hydraulique optimale d'évacuation à la sortie de l'étang) et pour une situation avec un colmatage du moine de 50% (réduction de l'aire de passage de 50%). L'analyse des différents hydrogrammes met en évidence que :

- La contribution la plus importante à cette zone critique vient de l'amont du secteur (environ 443 m<sup>3</sup> modélisé rejoignant la zone de cuvette via le chemin de terre). Les débordements au niveau de l'étang semblent passer préférentiellement vers l'aval en traversant la route ;
- La contribution de la berge droite du cours d'eau ne représente qu'une petite partie des apports (environ 53 m<sup>3</sup> modélisé), sauf en cas de colmatage du moine produisant une augmentation du niveau aval (passage à 315 m<sup>3</sup> au-delà des berges droite du cours d'eau);
- En cas de saturation de l'étang et du lit mineur plus en amont, l'évacuation de l'eau se fait principalement par un débordement de l'étang qui passera sur la route puis vers l'aval et non pas via débordement de la berge droite plus en amont (le volume cumulé débordant via la berge du cours d'eau ne représente qu'environ 28% des débordements en cas de colmatage). Cela est principalement lié à une situation topographique plus favorable entre l'étang et la tour qui permet à l'eau de prendre ce chemin préférentiel.

Tableau 4:1 – Volume cumulé (m<sup>3</sup>) pour une période de retour de 5 ans et de durée 3h pour les différents flux dans le lit majeur au droit de la zone critique du parking de la cour intérieure.

	Etat existant	Scénario avec 50% colmatage
Ruissellement depuis chemin de terre	443	448
Débordement via berge droite	53	315
Débordement de l'étang	347	1122

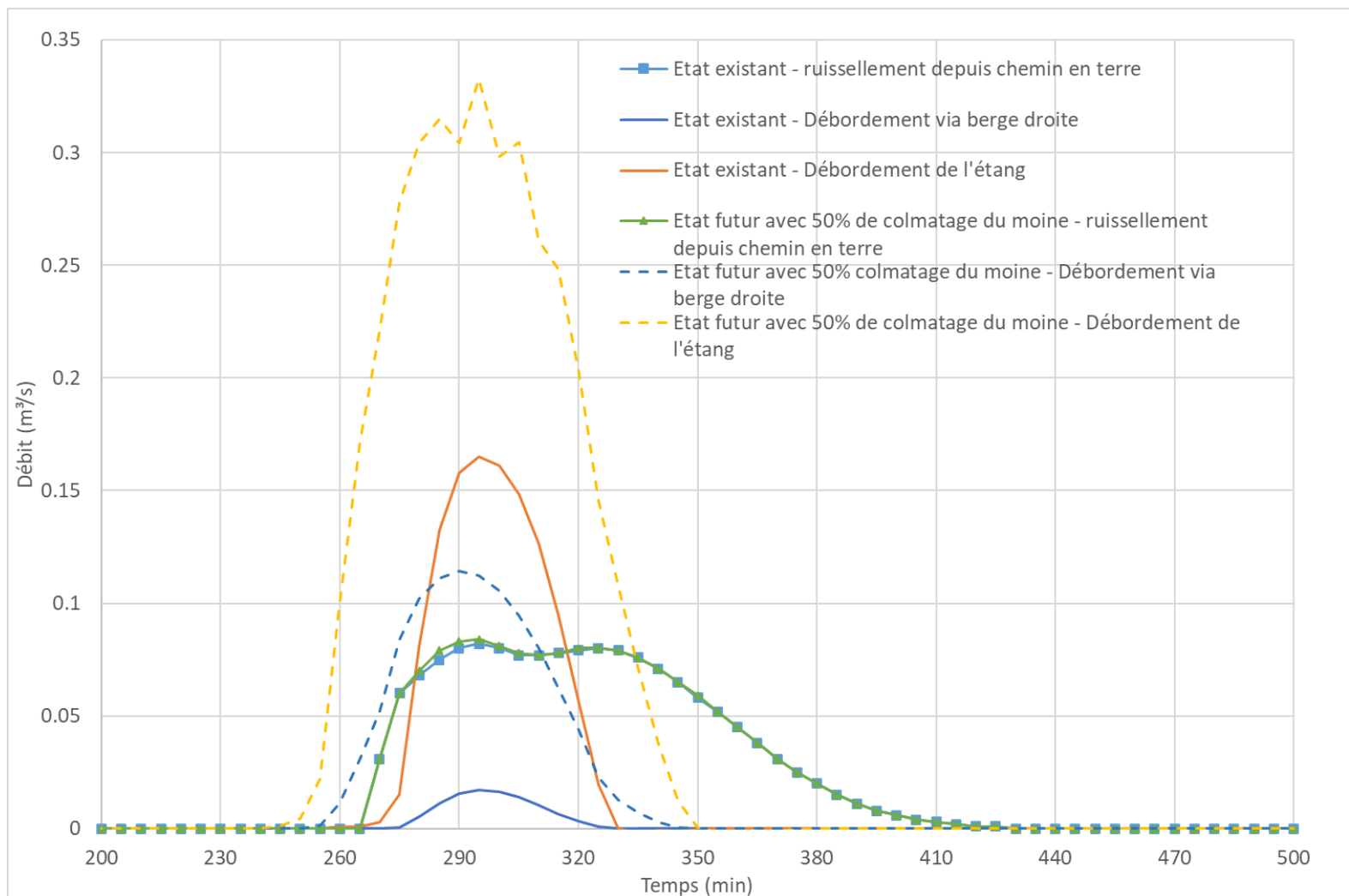


Figure 4-4 - Analyse des flux dans le lit majeur au droit de la zone critique du parking de la cour intérieure. Pluie en entrée de période de retour de 05 ans, durée 3h.

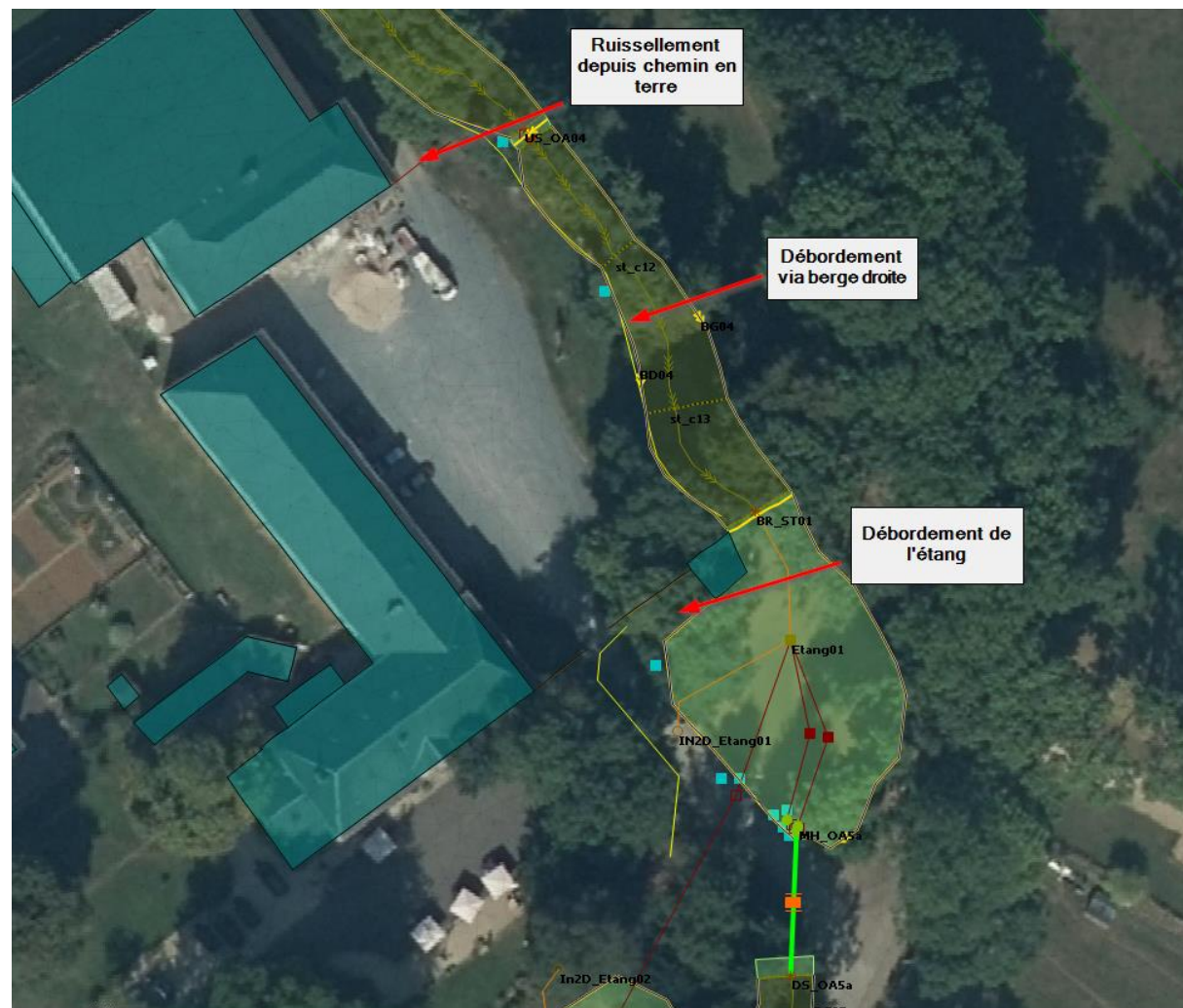


Figure 4-5- Flux dans le lit majeur au niveau de la zone critique du parking : ruissellement sur le chemin en terre, débordement du cours d'eau en rive droite entre l'ouvrage OA04 et la tour aux effraies, débordement de l'étang du côté droit près de la tour aux effraies avec passage sur la route.



## Analyse des ouvrages les plus critiques sur le secteur

Les débits de pointes modélisés dans le cours d'eau à l'amont du secteur d'étude relatifs aux simulations pour des événements synthétiques et des événements de validation sont repris dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4:2 – Débits de pointe modélisé associés à chaque période de retour et aux événements utilisés pour la validation du modèle.

	Débit de pointe (m <sup>3</sup> /s)
T2 - d1	0.03
T2 - d2	0.15
T2- d3	0.25
T5 - d1	0.38
T5 - d2	0.76
T5- d3	0.96
T10 - d1	0.89
T10 - d2	1.49
T10- d3	1.74
T25 - d1	1.94
T25 - d2	2.85
T25- d3	3.12
14 mars 2019	1.19
04 février 2020	0.99

Par ailleurs, le débit admissible (ou débit à partir duquel l'ouvrage devient limitant) de chaque ouvrage déterminé sur base des résultats de simulation est présenté au tableau repris à la page suivante. On peut constater les éléments suivants par rapport aux différents ouvrages sur le secteur :

- L'ouvrage OA01 (buse de diamètre D400) se trouvant tout à l'amont du secteur est l'ouvrage le plus limitant avec une capacité d'environ 0.35 m<sup>3</sup>/s. Il entraîne de fait une limitation du passage vers l'aval du lit du cours d'eau ce qui entraîne le ruissellement sur le chemin en terre ;
- Les 03 ouvrages de sortie de l'étang constitués par le moine d'évacuation (OA05a), le by-pass du déversoir de régulation (OA05b) et par la prise d'eau vers l'autre étang (OA05c) ont une capacité d'environ 0.85 m<sup>3</sup>/s, en l'absence de colmatage. Cela signifie que la capacité d'évacuation est malgré tout réduite au regard d'autres ouvrages sur le secteur entraînant certains débordements en berge droite juste à proximité de zones à enjeux. Le colmatage d'un de ces ouvrages réduit la capacité totale d'évacuation et rend la situation encore plus critique comme nous l'illustrons dans la partie suivante de ce rapport.
- Les autres ouvrages sur le secteur se trouvant à proximité de zones à enjeux comme l'ouvrage OA04 et OA06 sur le secteur semblent avoir une capacité admissible suffisante ne provoquant pas d'accident hydraulique à l'origine de débordements dommageables.

Tableau 4:3 - Récapitulatif des caractéristiques, de la capacité hydraulique et de la période de retour critique des ouvrages sur le secteur d'étude.

ID Structure	Type	Type ICM	Surverse ICM	Aire MIN (m²)	L (m)	H (m)	Débit admissible (m³/s)	Période de retour critique
OA01	Buse circulaire	CIRC CONDUIT	Inline bank	0.13	0.40	0.40	0.35	T5
OA02	Buse circulaire	CIRC CONDUIT	Inline bank	0.64	0.90	0.90	0.90	T5
OA03	2 coonduites circulaires en parallèle	CIRC CONDUIT	Inline bank	0.28	0.60	0.60	1.00	T10
		CIRC CONDUIT		0.20	0.50	0.50		
OA04	Passerelle en bois	RECT SLUICE	Inline bank	4.25	3.62	1.18	3.00	T25
OA05a	Déversoir de régulation en sortie d'étang	WEIR	Inline bank	0.56	0.85	0.66	0.70	T5
		RECT SLUICE		0.54	0.67	0.80		
		CIRC CONDUIT		0.50	0.80	0.80		
OA05b	By-pass du déversoir de régulation	WEIR	Inline bank	-	0.80	-	0.08	
		ORIFICE		0.03	0.20	0.20		
OA05c	Prise d'eau vers l'étang	SCREEN	Inline bank	0.05	0.16	0.30	0.08	
		ORIFICE		0.03	0.20	0.20		
OA06	Pertuis	CIRC CONDUIT	Inline bank	0.64	0.90	0.90	2.00	T25



Figure 4-6 – Localisation des ouvrages présents sur la zone d'étude.



## Effet du colmatage du moine d'évacuation de l'étang sur les inondations à Clémaraïs

Le colmatage du moine d'évacuation aval a été mentionné à plusieurs reprises comme l'une des causes probables des problèmes d'inondations affectant le bâtiment de l'hostellerie. L'analyse des simulations montre un résultat plus contrasté mettant au contraire l'importance des contributions issues de l'amont du secteur qui semblent constituer le principal élément d'alimentation de la zone de cuvette.

L'effet du colmatage du moine d'évacuation, qui constitue la principale structure de régulation du débit de sortie de l'étang et du cours d'eau, est une augmentation de la ligne d'eau se répercutant sur l'amont du tronçon de cours d'eau (effet aval). Les conséquences possibles au-delà d'un certain débit seuil dans la rivière sont un débordement possible en berge droite du cours d'eau entre l'ouvrage OA04 et la tour aux effraies, ainsi qu'un débordement de l'étang près de la tour aux effraies.

Dans une situation normale sans colmatage du moine d'évacuation, une pluie de période de retour de 5 ans et de durée 1h n'occasionne normalement pas de problème d'inondation au droit du site comme on peut le constater à la Figure 4-7. Un scénario avec un colmatage de 50% considéré pour le moine d'évacuation entraîne une augmentation de la ligne d'eau amont d'environ 10 cm sans occasionner de débordement du lit mineur (voir Figure 4-7). Cependant, un scénario avec un colmatage de 80% entraîne une augmentation de la ligne d'eau amont d'environ 35 cm avec des premiers débordements en rive droite avec le cas échéant un remplissage de la zone critique (voir Figure 4-8). L'effet d'un colmatage peut donc avoir un effet sur les inondations de la zone de parking de la cour intérieure et amplifier les problèmes d'inondations.

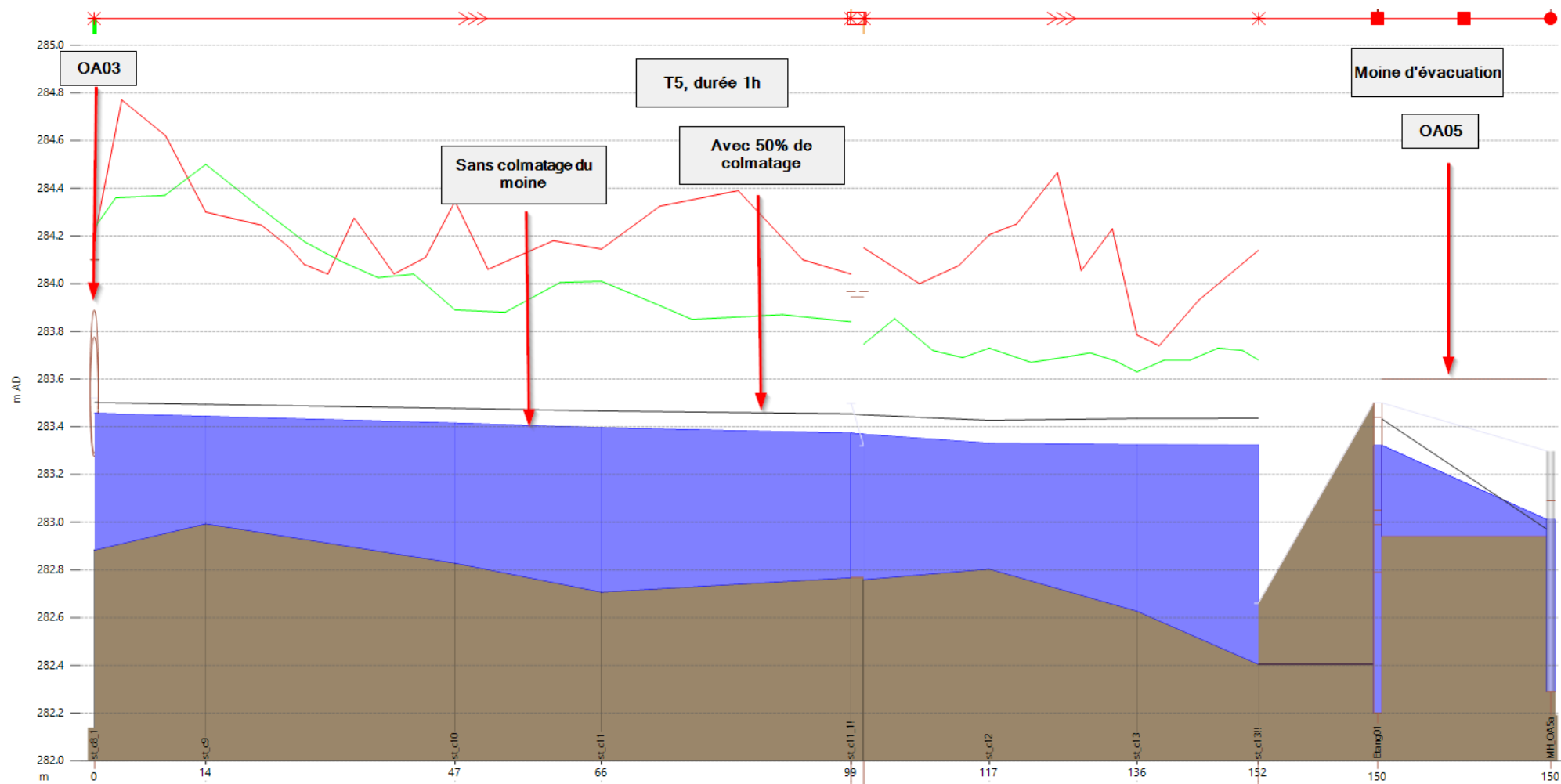


Figure 4-7 – Profil de la ligne d'eau au moment le plus critique de la simulation (période de retour de 05 ans, durée 1h) pour l'état existant (ligne bleue) et l'état futur (ligne noire) avec un colmatage du moine de 50%.

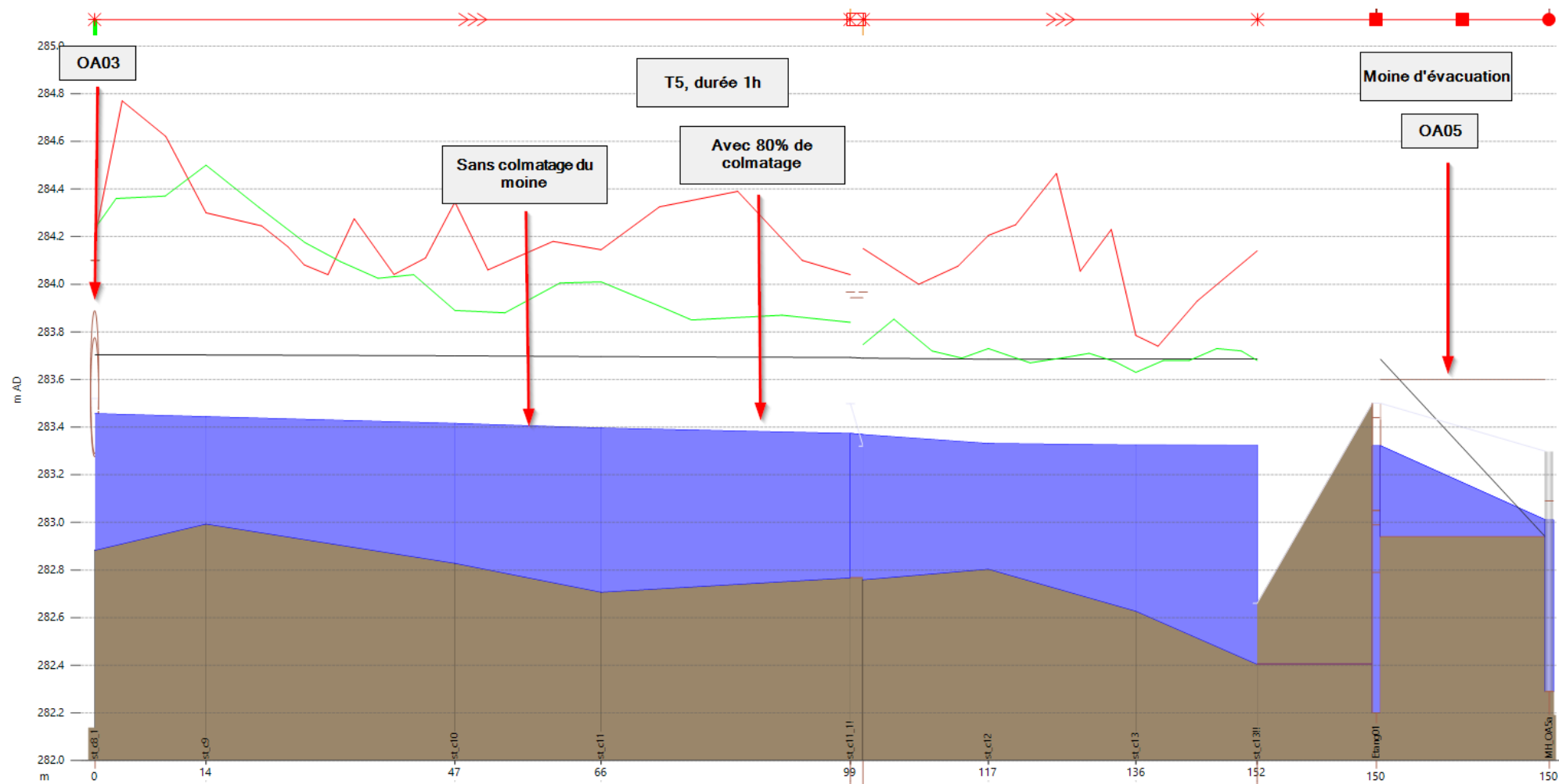


Figure 4-8 - Profil de la ligne d'eau au moment le plus critique de la simulation (période de retour de 05 ans, durée 1h) pour l'état existant (ligne bleue) et l'état futur (ligne noire) avec un colmatage du moine de 80%.

## 5 Propositions de solutions et étude de leur impact sur les inondations à Clémaraïs

### 5.1 Pistes de solutions envisageables

Le diagnostic hydraulique a permis d'effectuer une analyse détaillée de la problématique d'inondation liée au débordement du Brüll au droit du site du Clémaraïs. Plusieurs solutions peuvent être proposées pour améliorer la situation existante. Elles sont présentées séparément dans un premier temps, puis une analyse combinant une ou plusieurs d'entre elles est effectuée sur base de scénarios de modélisation.

#### 5.1.1 Reprise de l'ouvrage OA01

L'ouvrage OA01 (voir Figure 5-1) possède la capacité hydraulique admissible la plus petite sur le secteur d'étude. Pour cette raison, il y a des débordements fréquents du cours d'eau avec ruissellement consécutif sur le chemin en terre. La solution envisagée pour remédier à ce problème est d'augmenter la capacité de cet ouvrage afin que l'eau puisse couler dans le lit mineur du cours d'eau et non plus sur le chemin de terre. Cette solution ne modifie pas le débit total pouvant passer vers l'aval du cours d'eau car il n'existe pas de stockage au niveau de la prairie en amont de cet ouvrage.

L'augmentation de la capacité de l'ouvrage passe par la pose d'un nouveau pertuis de dimension suffisante pour éviter les transferts latéraux vers le chemin de terre. La dimension du nouveau pertuis doit être d'au moins 1 m<sup>2</sup> si l'on se base sur la capacité du cours d'eau à l'aval. Cependant, cette valeur doit être portée à une valeur supérieure dans le cas de la mise en place d'une Zone d'Immersion Temporaire (ZIT). En effet dans l'optique de cette solution se combinant à la reprise de l'ouvrage OA01 (voir par après dans le rapport), le pertuis doit pouvoir absorber la somme du débit de fuite du futur ouvrage mais aussi le débit de surverse qui pourrait être occasionné en cas de forte crue quand la ZIT ne pourra pas tamponner l'ensemble du débit qui arriverait à l'amont de la zone. Nous proposons pour autant la pose d'un pertuis rectangulaire avec une aire de passage d'environ 2 m<sup>2</sup> qui pourrait être posé préalablement à la mise en place de la ZIT.

Les aménagements envisagés et le chiffrage des travaux relatif à la reprise de l'ouvrage OA01 sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau 5:1 - Estimatif des coûts des mesures envisagées pour la reprise de l'OA01.

Description des travaux	Prix estimé HTVA
Démolition et évacuation de la structure existante	5 000
Remplacement de la conduite D400 existante par un pertuis rectangulaire 2000*1000 m	15 000
<b>Chiffrage total de l'opération</b>	<b>20 000</b>





Figure 5-1-Localisation et vue sur l'ouvrage OA01 limitant la capacité d'écoulement à l'amont du secteur d'étude.

### 5.1.2 Reprise de l'ouvrage OA03

L'ouvrage OA03 (voir figure ci-dessous) permet le passage du cours d'eau sous le chemin de terre. Cet ouvrage est endommagé comme nous l'avons pu l'observer lors de la visite de terrain et devra être remplacé. L'analyse des simulations et les observations faites sur base des photos des inondations montre que cet ouvrage pourrait être limitant en créant une différence de niveau d'eau entre l'amont et l'aval de l'ouvrage en période de crue. L'effet de réduction du débit admissible à cet endroit serait encore renforcé dans le cas de l'augmentation de la capacité de l'ouvrage OA01 dans la situation future. Pour autant et afin de conserver les écoulements dans le lit mineur en évitant des débordements sur le chemin en terre, nous proposons d'augmenter la capacité hydraulique de l'ouvrage. L'ouvrage à mettre en œuvre serait de type pont cadre avec culée afin de conserver la jonction entre la rivière et la structure. L'aire de passage actuelle d'environ  $0.5 \text{ m}^2$  serait portée à une valeur d'au moins  $1 \text{ m}^2$  se rapprochant de la capacité des sections en travers du cours d'eau. La capacité admissible passe ainsi d'environ  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  dans l'état existant à environ  $1.8 \text{ m}^3/\text{s}$  dans l'état futur (dans l'hypothèse de conservation des niveaux de la rivière à l'amont et l'aval du futur ouvrage).



Figure 5-2- Localisation et vue sur l'ouvrage OA03.

Les aménagements envisagés et le chiffrage des travaux relatif à la reprise de l'ouvrage OA03 sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau 5:2- Estimatif des coûts des mesures envisagées pour la reprise de l'OA03.

Description des travaux	Prix estimé HTVA
Démolition et évacuation de la structure existante	15 000
Remplacement des conduites D500 et D600 existantes par un pont cadre avec culée (aire de	20 000
<b>Chiffrage total de l'opération</b>	<b>35 000</b>

### 5.1.3 Réaménagement au niveau de l'étang

Le diagnostic hydraulique a mis en évidence une certaine limitation de la capacité hydraulique des ouvrages de sortie de l'étang (voir ouvrage à la Figure 5-3). Par ailleurs, il existe un risque de colmatage de l'ouvrage qu'il convient aussi de pouvoir solutionner puisque cela augmente le risque d'inondation au droit du secteur. Enfin, il existe un souhait de mieux contrôler le niveau d'eau en fonction du régime hydrologique et de protéger des bâtiments historiques comme la tour aux effraies se trouvant juste à côté de l'étang.

Les solutions envisagées vont dans ce sens puisque nous proposons la mise en place d'un système de régulation du débit sur base du niveau amont qui peut être fixé à une valeur de consigne pouvant être le niveau actuel de l'étang ou un niveau inférieur (à définir en fonction des exigences relatives à la tour aux effraies notamment). Une telle régulation implique de remplacer la structure existante par un système dynamique constitué par 2 vannes de régulation en parallèle permettant de faire passer la capacité admissible de passage d'environ 0.8 m<sup>3</sup>/s actuellement à 2.5 m<sup>3</sup>/s dans la situation future:

- Une 1<sup>ère</sup> vanne de régulation automatique (vanne clapet à commande électrique) de 1 m de large et de 1 m de hauteur. Ce type de vanne (voir exemple à la Figure 5-4) fonctionne par surverse avec ouverture vers l'aval permettant de conserver le niveau de consigne amont en fonction du débit arrivant au droit de l'ouvrage. Des vannes de ce type existent avec une capacité admissible en crue pouvant aller jusqu'à 1.25 m<sup>3</sup>/s avec une charge hydraulique amont de 1 m ;
- Une 2<sup>ème</sup> vanne de régulation automatique de 1 m de large et de 1 m de hauteur avec actionneur hydraulique pouvant agir en cas de panne de courant (vanne clapet à commande hydraulique, voir exemple de ce type de vanne à la Figure 5-5). Le fonctionnement hydraulique de ce type de vanne est similaire à une vanne à clapet à commande électrique, avec la possibilité d'avoir des modèles pouvant avoir une capacité admissible en crue pouvant aller jusqu'à 1.25 m<sup>3</sup>/s avec une charge hydraulique amont de 1 m ;

Les modifications apportées en sortie d'étang impliquent aussi une reprise de la conduite D800 actuelle et le remplacement par un ouvrage plus important. Sur base de 2 vannes en parallèle de 1 m de large chacune et de 1 m de hauteur, nous proposons le placement d'un pertuis de 2 m de large et de 1 m de hauteur avec des niveaux radiers amont-aval identiques à l'état existant.



Les aménagements envisagés et le chiffrage des travaux relatif au réaménagement au niveau de l'étang sont présentés dans le tableau ci-après. Le coût estimé pour chaque vanne est d'environ 50.000 euros HTVA incluant la vanne (+/- 20.000 euros), le placement hors génie civil (+/- 4.000 euros) et l'automatisation et la mise en service (+/- 20.000 euros).

Tableau 5-3- Estimatif des coûts des mesures envisagées pour le réaménagement de l'étang.

Description des travaux	Prix estimé HTVA
Démolition et évacuation de la structure existante et du puits aval - déviation temporaire du cours d'eau	20 000
Mise en place d'une vanne de régulation automatique avec régulation sur base niveau amont	50 000
Mise en place d'une vanne de régulation automatique avec actionneur hydraulique (vanne de sécurité) sur base niveau amont	50 000
Mise en place d'un puits rectangulaire 2000*1000 m pour passage sous la route	30 000
<b>Chiffrage total de l'opération</b>	<b>150 000</b>



Figure 5-3- Localisation et vue sur l'ouvrage OA05 régulant le débit de sortie de l'étang.

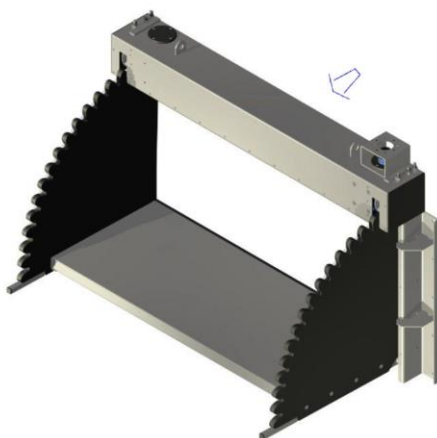


Figure 5-4- Vanne de régulation automatique - marque KWT.



Figure 5-5 – Vanne de régulation automatique avec actionneur hydraulique – source : société EMSD-métal

#### 5.1.4 Ouvrages d'hydraulique douce

Plusieurs petites mesures dites d'hydraulique douce peuvent être envisagées à proximité du bâtiment du Clémaraïs et sur l'aval de la zone d'étude pour améliorer la situation existante (voir localisation à la figure ci-dessous). Il s'agit :

- De la mise en place d'un caniveau ou d'une inflexion de chaussée au niveau de la route d'accès à l'entrée du parking afin d'améliorer l'évacuation de l'eau depuis la cour intérieure constituant une zone de stockage mais aussi faciliter le transfert de l'eau vers l'aval si ce dernier venait à déborder en rive droite de l'étang ;
- Du remodelage de la zone de dépression à proximité du bâtiment afin d'éviter l'accumulation d'eau à cet endroit. L'eau vient en effet se stocker facilement à cet endroit compte tenu des niveaux actuels et du mur de l'entrée du parking renforçant la stagnation et la convergence des flux vers la zone de dépression se trouvant en contact avec le bâtiment ;
- De la rehausse de la berge en rive droite d'environ 30 cm sur un tronçon d'environ 60 m afin de retarder le débordement du cours d'eau à cet endroit en cas de crue ;

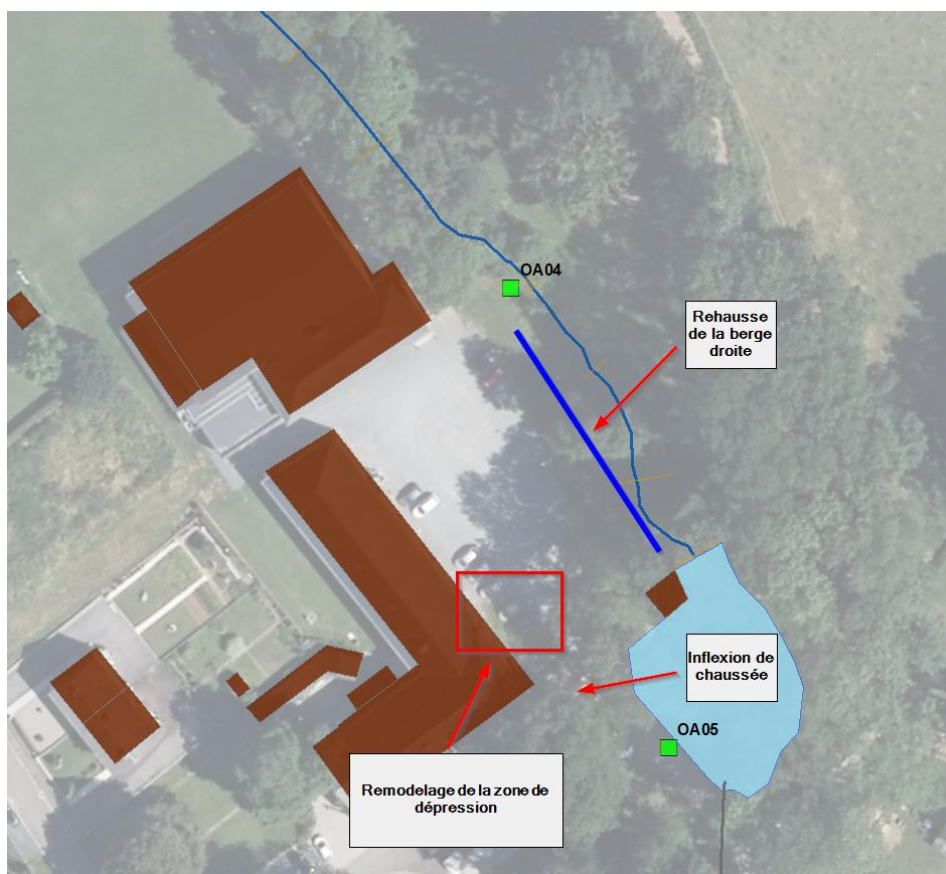


Figure 5-6-Localisation des mesures d'hydraulique douce.

Les aménagements envisagés et le chiffrage des travaux relatif à ces solutions d'hydraulique douce sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 5-4- Estimatif des coûts des mesures envisagées pour les mesures d'hydraulique douce.

Description des travaux	Prix estimé HTVA
Inflexion de chaussée à la sortie du parking	10 000
Remodelage de la zone de dépression de la cour intérieure	5 000
Rehausse de la berge en rive droite du cours d'eau près de la zone critique : 0.3 m sur environ 60 m	7 000
<b>Chiffrage total de l'opération</b>	<b>22 000</b>



### 5.1.5 Protections individuelles

La mise en œuvre de protections individuelles constitue une solution qui agit sur la conséquence des inondations et non la cause. Il s'agit de protéger les zones à enjeux pouvant être touchées par des dégâts intérieurs en conservant l'eau à l'extérieur du bâtiment en plaçant des planches étanches en période de crue sur les ouvertures existantes. L'efficacité de ce type de solution est possible jusqu'à des hauteurs d'eau importantes pouvant aller jusqu'à 80 cm à condition de choisir des modèles adaptés à une durée de contact prolongée avec l'eau. Plusieurs sociétés se sont spécialisées dans la mise en œuvre sur mesure de ce type de solution et sont actives en Belgique (HydroProtect, Bfp System ou encore Aggeres).

Ce type de solutions offre plusieurs avantages notables :

- La mise en œuvre est relativement aisée ;
- Les protections peuvent être mise en œuvre rapidement en comparaison d'autres solutions ;
- Il s'agit d'une mesure économique permettant de bien protéger les zones à enjeux. Le budget de fourniture et pose pour une barrière de protection jusqu'à 80 cm de hauteur d'eau est d'environ 1.500 euros HTVA pour une porte classique de 90 cm de large et d'environ 2.500 euros HTVA pour une porte de 200 cm de large.

Bien sûr, la mise en œuvre de ce type de solutions sur le site du Clémaraïs pourrait avoir des contraintes opérationnelles qui seraient relatives au nombre d'ouvertures du site, de la mise en place d'une certaine procédure d'organisation de pose de protections en cas de crue du fait des différents acteurs présents sur le site, etc. Néanmoins, il s'agit d'une solution devant être envisagée étant donné son coût-efficacité par rapport à d'autres solutions proposées.

Le chiffrage des travaux relatif à la fourniture et pose de protections individuelles sur le site du Clémaraïs est présenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau 5-5- Estimatif des coûts des mesures envisagées pour la fourniture et pose de protections individuelles pour un bâtiment.

Description des travaux	Prix estimé HTVA
Mesures de protections individuelles sur les bâtiments	15 000
<b>Chiffrage total de l'opération</b>	<b>15 000</b>

#### 5.1.6 Zones d'immersion temporaire sur la parcelle agricole

Outre les solutions proposées précédemment s'attachant à des modifications d'ouvrages ou de configurations locales, il existe du fait de la topographie et de l'occupation du sol favorable du lieu la possibilité de mettre en œuvre une zone d'immersion temporaire sur la parcelle agricole se trouvant à l'amont de la zone d'étude (juste à l'amont de l'ouvrage OA01, voir Figure 5-7). Cette zone pourrait contrôler la majorité des apports des bassins versants et offre les avantages suivants :

- Les niveaux topographiques sont favorables avec une capacité disponible de stockage entre 15.000 m<sup>3</sup> et 20.000 m<sup>3</sup> en fonction du niveau du déversoir de sécurité et de la digue de protection ;
- L'occupation du sol est de type prairie sans zone à enjeux (habitation) directement à proximité ;
- La zone se situe à l'amont des zones à protéger que constituent le site du Clémaraïs mais aussi d'autres zones plus à l'aval sur ce cours d'eau qui pourraient aussi profiter de l'effet de tamponnement de cette ZIT ;
- La future ZIT pourrait être mise en place sur une seule parcelle agricole reprise au cadastre (superficie 3.47 ha) avec environ 2/3 de la surface qui serait affecté par l'effet de rétention en période de crue ;

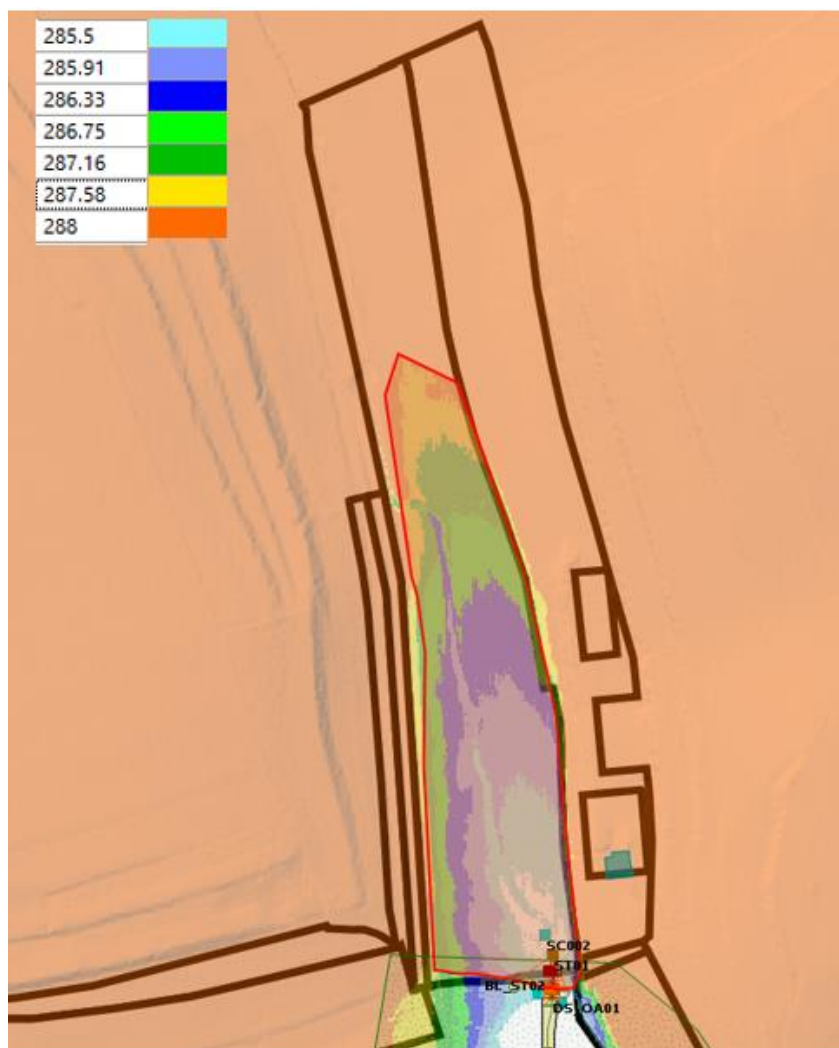


Figure 5-7- Localisation de la zone de mise en œuvre d'une zone d'immersion temporaire. Les niveaux repris dans la carte du haut sont en mDNG.



L'analyse de faisabilité relative à la mise en place de cette ZIT en fonction du débit amont, de valeurs de débit de fuite qui seraient appliquées en sortie de la ZIT et du stockage disponible dans la ZIT montre qu'elle peut absorber une crue de une période de retour de 25 ans (bassin versant amont représentant 75% des apports à Clémarais) avec les paramètres de pré-dimensionnement suivants :

- Débit de fuite de 0.6 m<sup>3</sup>/s ;
- Déversoir de sécurité à un niveau de 287.2 mDNG et largeur 20 m ;
- Digue de protection à un niveau de 287.5 mDNG et largeur 20 m.

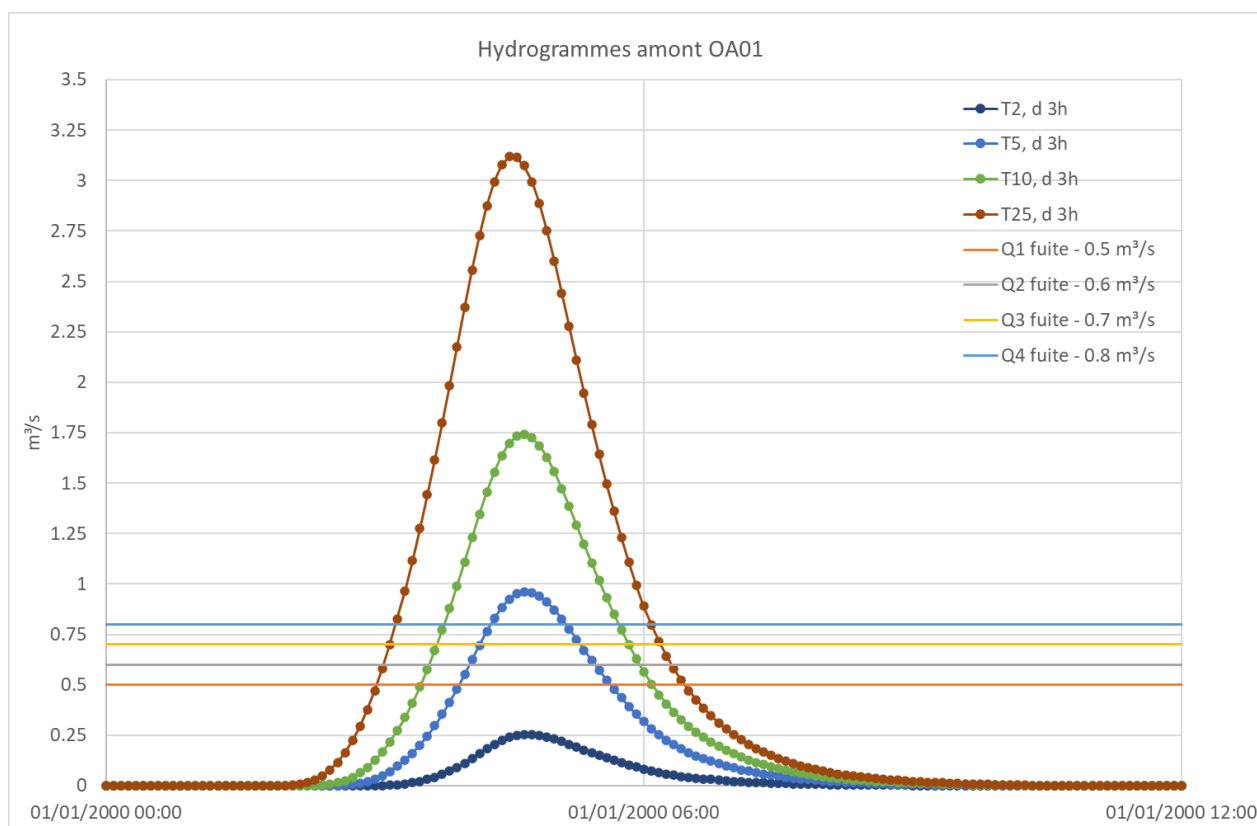


Figure 5-8- Hydrogrammes de crues pour des périodes de retour de 2 ans, 5 ans, 10 ans et 25 ans pour la durée la plus critique de 3h à l'amont de l'ouvrage OA01.

Tableau 5:6- Estimation des volumes à reprendre en fonction du débit de fuite de la future ZIT.

Q fuite ZIT (m <sup>3</sup> /s)	Scénarios		
	T5 d3h	T10 d3h	T25 d3h
0.5	1 676	6 273	16 100
0.6	1 121	5 390	14 905
0.7	667	4 579	13 783
0.8	317	3 846	12 730

Les aménagements envisagés et le chiffrage des travaux relatif à la mise en place d'une ZIT en amont de l'ouvrage OA01 sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 5:7-- Estimatif des coûts des mesures envisagées dans le cas de la mise en place d'une ZIT.

<b>Description des travaux</b>	<b>Prix estimé HTVA</b>
Mise en place d'un ouvrage de régulation avec déversoir de sécurité	25 000
Digue de protection à un niveau de 287.5 mDNG sur +/- 80 m	20 000
Aménagements paysagers du site	25 000
Compensation financière du propriétaire pour inondation	52 500
<b>Chiffrage total de l'opération</b>	<b>122 500</b>

## 5.2 Scénarios futurs à tester dans le modèle

Les solutions présentées précédemment sont regroupées dans 6 scénarios afin d'être testées dans le modèle. Ces scénarios peuvent par conséquent combiner une ou plusieurs mesures. L'objectif de cette étape est de pouvoir effectuer une comparaison entre une situation future comprenant une ou plusieurs solutions et l'état existant. Les périodes de retour considérées pour cette comparaison sont les périodes de 5 ans, 10 ans et 25 ans pour la durée la plus critique de 3h. Ces simulations sont considérées comme sécuritaires compte tenu de l'application de la pluie sur l'ensemble du bassin versant.

Le récapitulatif des coûts associés à chaque solution indépendante est repris dans le Tableau 5:8. Les différents scénarios considérés et leurs coûts associés sont présentés dans le Tableau 5:9 :

- Le scénario 01 combine le réaménagement de l'étang, la reprise des ouvrages OA01 et OA03, et la mise en œuvre d'ouvrages d'hydraulique douce ;
- Le scénario 02 rajoute au scénario 01 la mise en place de protections individuelles pour protéger le bâtiment du Clémarais ;
- Le scénario 03 ne prévoit pas le réaménagement de l'étang mais la mise en place d'une ZIT couplée à la reprise des ouvrages OA01 et OA03 ;
- Le scénario 04 rajoute au scénario 03 la mise en place de protections individuelles pour protéger le bâtiment du Clémarais ;
- Le scénario 05 considère uniquement la mise en place de protections individuelles pour protéger le bâtiment du Clémarais ;
- Le scénario 06 combine l'ensemble des mesures et constituent le scénario le plus complet et par conséquent le plus coûteux.



Tableau 5:8-Coûts associés à chaque solution.

Récapitulatif	Prix estimé HTVA
Réaménagement au niveau de l'étang	150 000
Ouvrages hydrauliques douces près de l'étang et parking	22 000
Reprise de l'ouvrage OA01	20 000
Reprise de l'ouvrage OA03	35 000
Aménagement ZIT	122 500
Ouvrages de protections individuelles	15 000

Tableau 5:9-Scénarios considérés pour comparer l'état existant et l'état futur.

Scénario	Description des travaux	Prix estimé HTVA
SC01	Réaménagement étang + ouvrages hydrauliques douces+ reprise OA01 + reprise OA03	227 000
SC02	Réaménagement étang + ouvrages hydrauliques douces+ reprise OA01 + reprise OA03 + protections individuelles	242 000
SC03	Aménagement ZIT + reprise OA1 + reprise OA03	177 500
SC04	Aménagement ZIT + reprise OA1 + reprise OA03 + protections inviduelles	192 500
SC05	Protections individuelles	15 000
SC06	Réaménagement étang + ouvrages hydrauliques douces+ reprise OA01 + reprise OA03 + Aménagement ZIT + protections individuelles	364 500

## 5.3 Analyse coût-bénéfice

Afin d'objectiver les effets des solutions sur les inondations en fonction de la période de retour par rapport aux coûts de mise en œuvre, une analyse coût-bénéfice a été effectuée pour les différents scénarios en comparaison de l'état existant et entre les différents scénarios modélisés. Cette analyse passe par certaines hypothèses qui sont décrites en détail ci-après.

### 5.3.1 Méthodologie de la détermination d'un facteur de risque d'inondation

Le facteur de risque d'inondation tel que présenté dans les paragraphes qui suivent constitue la valeur servant de base de comparaison entre l'état existant et les scénarios futurs pour juger leur impact respectif sur les inondations.

#### Zones à enjeux affectées par les inondations

La première étape de l'analyse coût-bénéfice consiste à déterminer les zones à enjeux à protéger sur la zone d'étude. Nous avons défini 2 types d'éléments :

- Les habitations : polygones définis sur base du PICC
- Les parcelles : polygones essentiellement constitués de jardins définis sur base du cadastre.

Les zones à enjeux considérées pour l'analyse sur la zone d'étude sont illustrés à la figure ci-dessous.

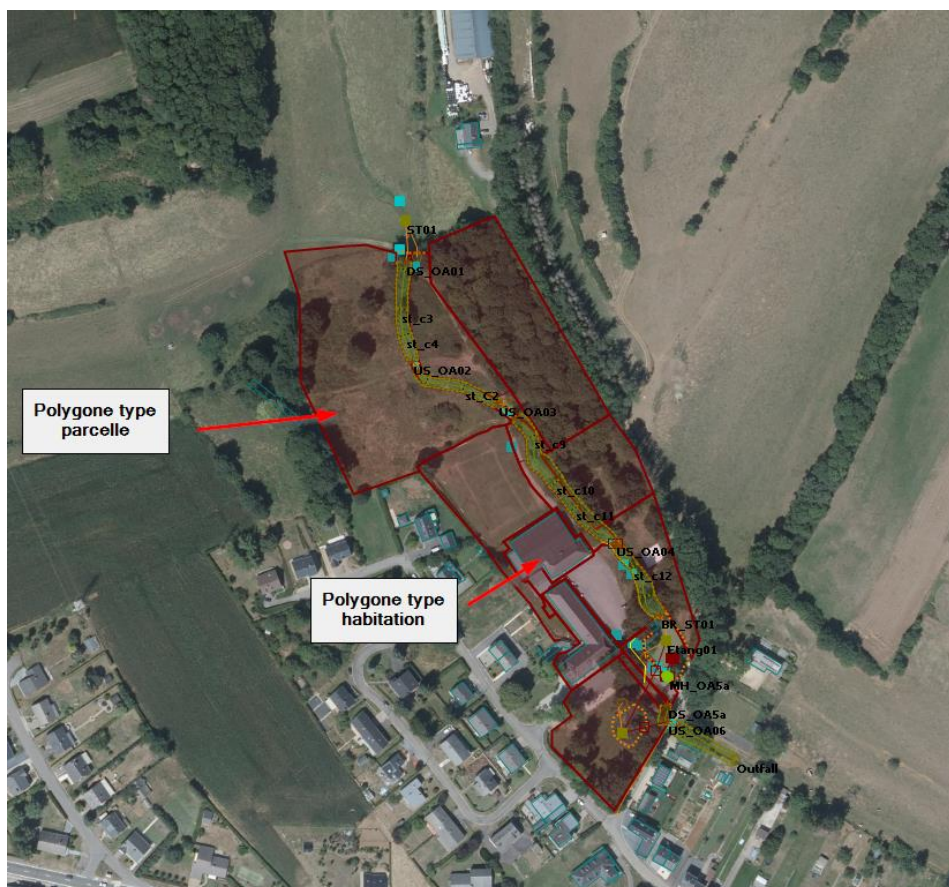


Figure 5-9- Polygones parcelle ou habitation utilisés pour la détermination du facteur de risque.

## Calcul du facteur de risque relatif à une période de retour

Pour estimer l'effet des inondations sur une zone à enjeu donnée (une habitation ou une parcelle), un poids est calculé par enjeu. Les poids calculés pour les différents enjeux sont ensuite combinés pour calculer un facteur de risque pour une simulation donnée relative à une période de retour.

Tout d'abord, on calcule pour un enjeu donné un *poids 1* sur base du Tableau 5:10 ci-dessous. La valeur de ce poids dépend du type d'objet (habitation ou parcelle) et de la hauteur d'eau maximale à l'intérieur de la zone considérée. Ainsi, pour une hauteur d'eau donnée, la valeur du facteur est plus importante pour une maison que pour un jardin. De plus, pour un même type d'enjeu, la valeur du facteur augmente en fonction de la hauteur d'eau maximale à l'intérieur de la zone.

Tableau 5:10 – Calcul du poids 1 en fonction du type d'enjeux et de la hauteur d'eau maximale.

Type d'enjeux	Facteur de risque 1			
	Hauteur d'eau maximale			
	0 cm - 5 cm	5 cm-30 cm	30 cm 130 cm	> 130 cm
Parcelle	0	1	2	3
Habitation	0	5	10	15

Pour les parcelles uniquement, un *poids 2* est aussi calculé en fonction de la superficie maximale d'inondation par rapport à une référence fixée arbitrairement dans la présente étude à 100 m<sup>2</sup> et à laquelle on attribue un poids donné de 0.1. L'objectif est de pouvoir considérer par cette approche l'effet de la variation de la superficie inondée sur un parcelle donnée qui pourrait être engendrée par exemple par des aménagements intégrés dans le modèle.

Tableau 5:11 – Poids 2 associé à la superficie inondée sur une parcelle.

Type d'enjeux	Valeur pour 100 m <sup>2</sup>
Parcelle	0.1

Le calcul du poids total pour un enjeu donné est in fine :

- Pour une habitation : Poids total = poids 1
- Pour une parcelle : Poids total = poids 1 + poids 2

Le **facteur de risque** pour une période de retour donnée est défini dans la présente étude par le produit de la probabilité d'occurrence (inverse de la période de retour) par la somme des poids des enjeux sur la zone d'étude :

$$\text{Facteur de risque} = (1/T) * \text{SOMME DES POIDS DES ENJEUX}$$

- 1/T : l'inverse de la période de retour relative à la simulation analysée associée à une période de retour T
- SOMME DES POIDS DES ENJEUX : la somme des poids calculés pour chaque enjeu sur l'ensemble de la zone d'étude



### Calcul du facteur de risque global pour l'ensemble des périodes de retour considérée

Le **facteur de risque global** relatif à un scénario existant ou futur pour l'ensemble des périodes de retour considérée est in fine la somme des facteurs de risque calculés pour chaque période de retour. Ce facteur de risque global est donc la somme pondérée des poids des enjeux, le facteur de pondération correspondant à la probabilité d'occurrence. Dans le cas de la présente étude pour laquelle on considère les périodes de retour de 5 ans (T5), 10 ans (T10) et 25 ans (T25), le facteur de risque global est donc :

**Facteur de risque global = facteur de risque (T5) + facteur de risque (T10)+ facteur de risque (T25)**

#### 5.3.2 Coûts

Les coûts estimés pour chaque scénario ont été présentés précédemment dans ce rapport dans le Tableau 5:9. Le coût total correspond à la somme des coûts de l'ensemble des mesures considérées.

### 5.3.3 Résultats de l'analyse coût-bénéfice

Les graphiques présentés ci-après reprennent pour l'état existant et chaque scénario considéré :

- Le résultat du calcul du facteur de risque global déterminé sur base des simulations de périodes 5 ans, 10 ans, 25 ans ;
- Le récapitulatif du nombre de maisons touchées, du nombre de maisons protégées par les protections individuelles (protection supposée jusqu'à un niveau d'eau de 0.8 m) et du nombre de parcelles touchées pour les périodes de retour de 5 ans (Figure 5-11), 10 ans (Figure 5-12) et 25 ans (Figure 5-13).

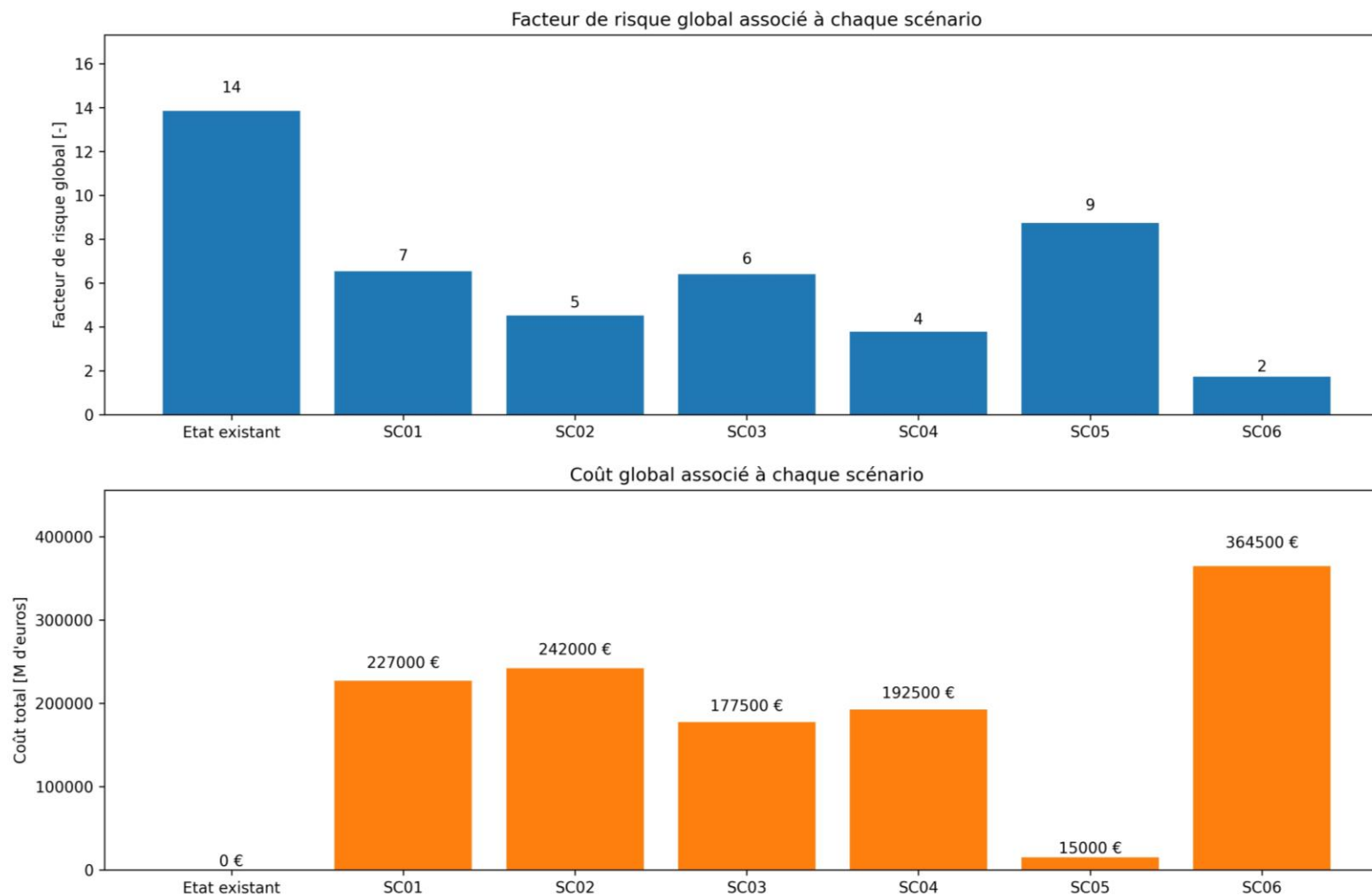


Figure 5-10 - Résultats de l'analyse coût-bénéfice donnant le facteur de risque au regard du coût total des aménagements prévus pour chaque scénario.



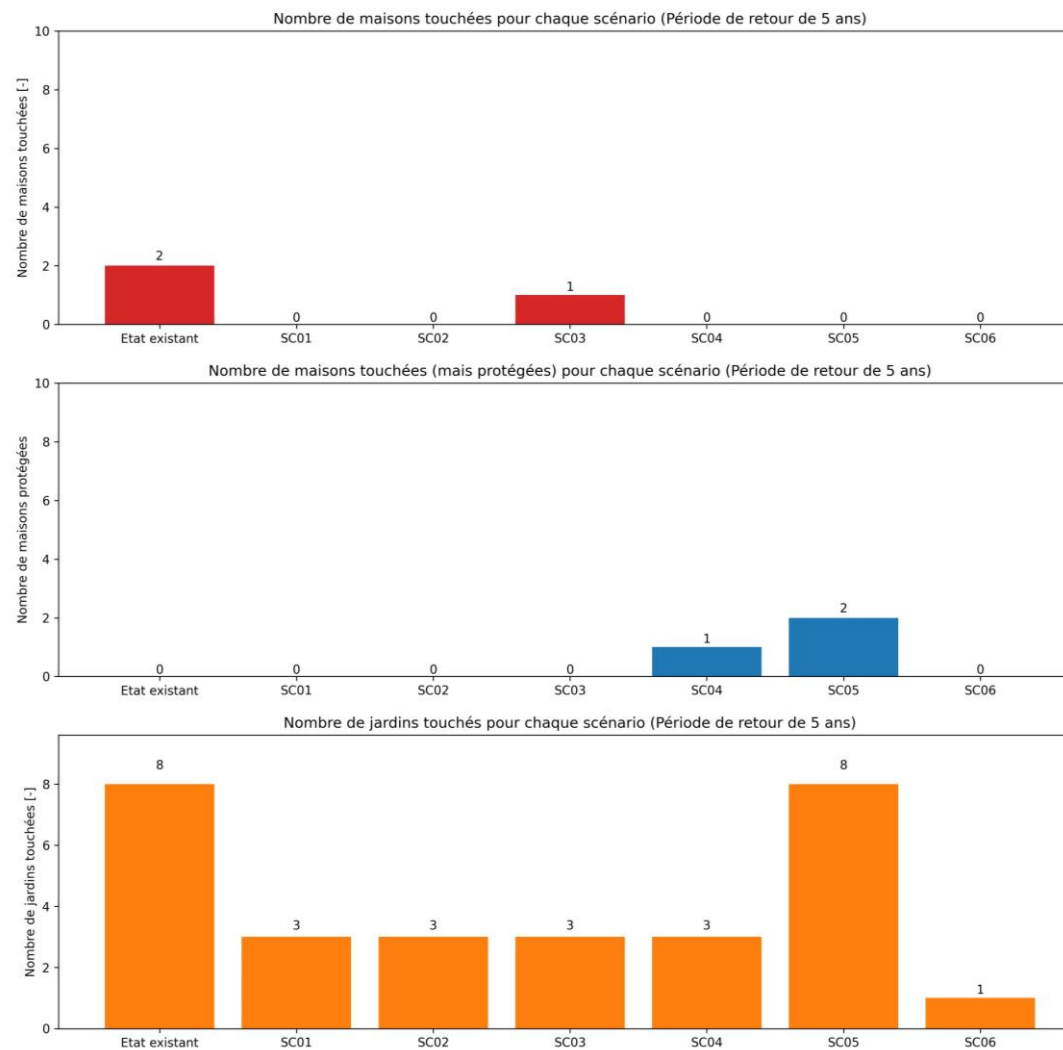


Figure 5-11 – Nombre de maisons touchées (barres rouges), du nombre de maisons protégées (barres bleues) et nombre de parcelles touchées (barres orange) pour une période de retour de 5 ans.

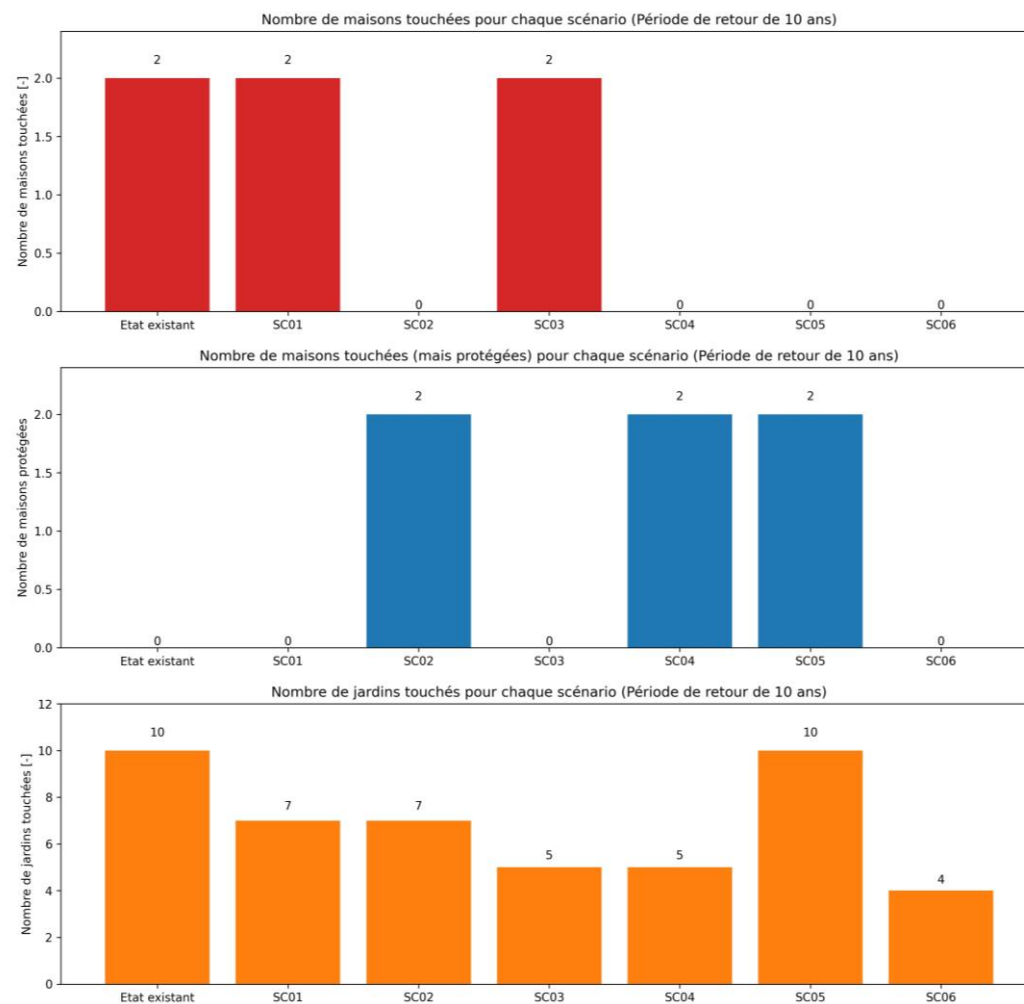


Figure 5-12- Nombre de maisons touchées (barres rouges), du nombre de maisons protégées (barres bleues) et nombre de parcelles touchées (barres orange) pour une période de retour de 10 ans.

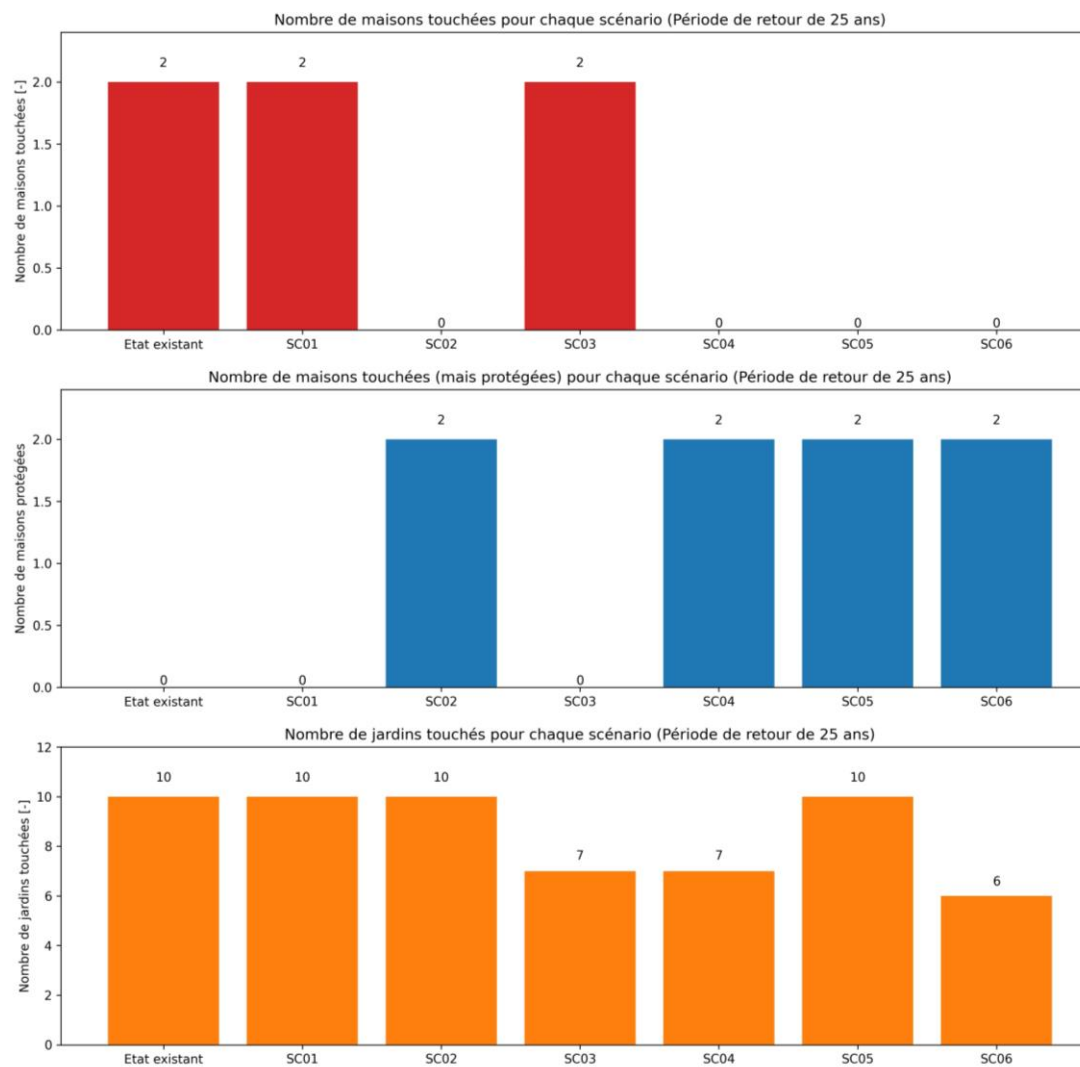


Figure 5-13- Nombre de maisons touchées (barres rouges), du nombre de maisons protégées (barres bleues) et nombre de parcelles touchées (barres orange) pour une période de retour de 25 ans.

### 5.3.4 Conclusions sur l'analyse coût-bénéfice

La mise en place des solutions proposées diminue le risque d'inondation par rapport à l'état existant. Tous les scénarios modélisés conduisent à un facteur de risque global inférieur à l'état existant. Le scénario 06 regroupant l'ensemble des mesures conduit au risque d'inondation le plus faible au niveau des zones à enjeux.

La diminution du facteur de risque pour les scénarios modélisés par rapport à l'état existant est aussi visible via le découplage entre les différentes zones à enjeux touchées (soit bâtiment, soit parcelle). Par exemple pour une période de retour de 5 ans ayant l'impact le plus important sur le facteur de risque d'inondation étant donné la probabilité d'occurrence la plus élevée, le nombre de bâtiments touchés passe de 2 à 0 sauf pour le scénario 03 du fait d'un débordement du cours d'eau en berge droite près de la tour aux effraies affectant le bâtiment du Clémaraïs (pour rappel pas de modification dans ce scénario de la structure de l'étang pouvant augmenter la capacité de passage et présence par ailleurs de contributions intermédiaires supplémentaire entre la ZIT régulant le débit à 0.6 m<sup>3</sup>/s et la zone de débordement). De plus, la mise en place de protections individuelles dans certains scénarios permet de protéger le bâtiment ce qui engendre une réduction du risque. Cela se marque par exemple par une différence entre les scénarios 03 et 04 car 1 maison est alors protégée dans le second cas et également pour le scénario 05 (uniquement protections individuelles) où il n'y a pas de maisons touchées.

L'analyse coût-bénéfice que nous venons de présenter permet de dresser plusieurs conclusions :

- La mise en place d'une ZIT à l'amont sans modification de l'ouvrage de l'étang (scénario 03) permet de diminuer davantage le risque d'inondation par rapport à la reprise de l'étang avec un coût de mise en œuvre du même ordre de grandeur. Cependant, les procédures et le délai de mise en œuvre opérationnel sont probablement plus longs (contrainte administrative, etc.) ;
- La mise en place de protections individuelles permet systématiquement d'engendrer une diminution du risque d'inondation quand cette solution est considérée (différence entre scénarios 01 et 02, différence entre scénario 03 et 04, ou encore scénarios 05 où seul cette solution est envisagée). La mise en œuvre de cette solution est de loin la plus économique et peut être rapidement mise en œuvre pour protéger les zones à enjeux (jouer sur les conséquences que sont les dommages des inondations) ;
- La mise en place de l'ensemble des solutions (scénario 06) permet sur le moyen terme une diminution significative du risque d'inondation. Les zones à enjeux sont protégées et les surfaces inondées au droit du site à protéger sont fortement réduites par rapport à l'état existant.

Il nous semble par conséquent recommandable d'envisager l'ordre de priorité suivant afin de réduire avec le meilleur rapport coût-efficacité les inondations à Clémaraïs :

- La mise en œuvre de protections individuelles et cela malgré les contraintes opérationnelles pouvant exister sur le site ;
- La reprise des ouvrages OA01, OA03 ainsi que des mesures d'hydraulique douce ;
- La mise en œuvre d'une ZIT sur l'amont du secteur (avec néanmoins un délai de mise en œuvre probablement plus long que d'autres solutions) ;
- Le réaménagement de l'étang.



## 6 Conclusion

La présente étude avait pour objectifs de trouver une solution globale et pérenne aux problèmes d'inondations sur le site du Clémarais et notamment :

- Connaître le fonctionnement hydraulique du cours d'eau du Brüll de sa partie amont jusqu'au droit du Clémarais ;
- Cibler les endroits les plus sensibles (hauteur d'eau, ouvrages d'art limitant, etc.) ;
- Redimensionner éventuellement l'ouvrage de sortie de l'étang près de la « tour aux effraies » ;
- Rechercher les solutions pour améliorer l'hydraulique du cours d'eau ainsi que réduire l'impact que pourrait avoir la rivière lors de fortes précipitations (bassin d'immersion temporaire, mise en place de protections locales, etc.)

Afin de répondre aux différentes objectifs, les étapes suivantes ont été effectuées :

- Construction et validation d'un modèle hydrologique-hydraulique sur le secteur d'étude. Le modèle construit est un modèle 1D/2D permettant de représenter finement les débordements du cours d'eau dans le lit majeur ;
- Diagnostic hydraulique sur base des simulations et des observations de terrain de manière à déterminer les endroits les plus sensibles, les ouvrages d'art limitant la capacité d'écoulement, etc.
- Proposition des solutions les plus pertinentes afin de remédier aux problèmes d'inondations récurrents sur le site du Clémarais.

L'analyse des résultats de simulations de l'état existant a permis de dégager plusieurs problèmes et solutions associées :

- L'effet de limitation de débit de l'ouvrage OA01 le plus à l'amont engendrant un débordement du cours d'eau avec ruissellement sur un chemin en terre. Ce débordement plus en amont s'avère être une des causes principales des problèmes d'inondations au droit du site puisque l'eau ruisselant sur le chemin vient s'accumuler dans la zone de parking de la cour intérieure. La solution proposée est par conséquent une reprise de cet ouvrage pour remettre l'eau dans le lit mineur de la rivière ;
- L'effet de limitation du débit d'autres ouvrages présents sur le secteur comme l'ouvrage OA03 et les ouvrages de sortie de l'étang (ce dernier étant également sensible à un colmatage). Les solutions proposées sont des reprises d'ouvrage et le redimensionnement de l'ouvrage de sortie de l'étang avec régulation sur base d'un niveau amont ;
- La zone de parking constitue une zone de dépression (lit majeur du cours d'eau). Par ailleurs, les niveaux topographiques actuels dans et à proximité de cette zone ne favorisent pas l'évacuation de l'eau. Pour autant, certaines mesures locales ont été proposées pour essayer d'éviter le stockage le long du bâtiment et par ailleurs permettre une meilleure évacuation de l'eau en cas de crue ;
- Le bâtiment du Clémarais a été touché par une rentrée d'eau via des ouvertures non protégées. La mise en place de protections individuelles est proposée afin de protéger le bâtiment et conserver l'eau à l'extérieur évitant ainsi les dommages liés à l'inondation ;
- La mise en place d'une zone d'immersion temporaire semble faisable en amont du site du fait des conditions favorables (topographie, occupation du sol), de la capacité de stockage en vis-à-vis des débits à reprendre. Cette solution permettrait à terme de protéger le site du Clémarais et d'autres zones à enjeux plus à l'aval pour des périodes de retour jusque 25 ans.

Les différentes solutions proposées pour réduire le risque d'inondation ont été combinées dans des scénarios à tester dans le modèle hydraulique. Une analyse coût-bénéfice a été réalisée afin de dégager la liste des aménagements les plus pertinents. Il nous semble par conséquent recommandable d'envisager l'ordre de priorité suivant afin de réduire avec le meilleur rapport coût-efficacité les inondations à Clémaraïs :

- La mise en œuvre de protections individuelles et cela malgré les contraintes opérationnelles pouvant exister sur le site ;
- La reprise des ouvrages OA01, OA03 ainsi que des mesures d'hydraulique douce ;
- La mise en œuvre d'une ZIT sur l'amont du secteur (avec néanmoins un délai de mise en œuvre probablement plus long que d'autres solutions) ;
- Le réaménagement de l'étang.

## 7 Annexes

## 7.1 Analyse hydrologique - impact de la saisonnalité sur les évènements pluvieux à Aubange

