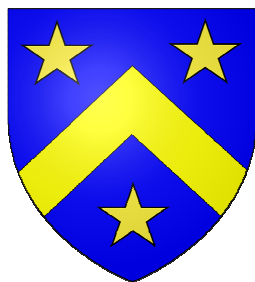


4- ETUDE HYDRAULIQUE



COMMUNE DE COURCHELETES
(Département du Nord)

Mairie
Place Macca - 59552 Courchelettes
Tél. : 03 27 71 45 25
Fax : 03 27 71 45 26

ETUDE HYDRAULIQUE SUR LE RISQUE D'INONDATION EN RIVE DROITE DU BARRAGE COUTEAU



30 JUIN 2009



SOMMAIRE

1. ANALYSE GLOBALE DE L'ETAT INITIAL	7
1.1 - TOPOGRAPHIE DU SECTEUR ETUDIE	7
1.2 - GEOLOGIE.....	8
1.3 - HYDROGEOLOGIE	9
1.3.1 - Contexte hydrogéologique général.....	9
1.3.2 - Captages d'alimentation en eau potable du secteur d'étude.....	10
1.3.3 - Vulnérabilité des eaux souterraines	11
1.4 - HYDROGRAPHIE & QUALITE DES EAUX DE SURFACE	12
1.4.1 - La Scarpe : description globale et régime hydrologique.....	12
1.4.2 - Fonctionnement de la Scarpe canalisée : écluses, niveaux d'eau	14
1.4.3 - Qualité des eaux de la Scarpe.....	17
1.5 - DONNEES CLIMATIQUES	20
1.5.1 - Précipitations moyennes annuelles.....	20
1.5.2 - Précipitations journalières	21
1.5.3 - Précipitations réelles du 4 juillet 2005.....	24
2. ANALYSE HYDRAULIQUE DETAILLEE DU SECTEUR ETUDIE	26
2.1 - BASSIN VERSANT EN RIVE DROITE DU BARRAGE COUTEAU	26
2.2 - RESEAU D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL EN RIVE DROITE DU BARRAGE COUTEAU	27
2.3 - BASSINS EN AMONT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL ETUDIE	28
2.4 - LOCALISATION DES ZONES INONDEES LE 4 JUILLET 2005	29
2.5 - NIVEAUX ATTEINTS PAR LE CANAL DE LA SCARPE EN AMONT DU BARRAGE COUTEAU LE 4 JUILLET 2005	30
3. MODELISATION HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL.....	31
3.1 - PRINCIPE DE LA MODELISATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL.....	31
3.1.1 - Coefficients de ruissellement.....	31
3.1.2 - Temps de concentration des zones de collecte.....	32
3.1.3 - Caractérisation des pluies de projet utilisées pour la modélisation.....	32
3.2 - MODELISATION HYDROLOGIQUE : PRINCIPES, RISQUES D'ERREURS ET PARAMETRES DE CALAGE	33
3.2.1 - Principes de la modélisation	33
3.2.2 - Risques d'erreur et paramètres de calage	34
3.3 - MODELISATION HYDRAULIQUE : PRINCIPES, RISQUES D'ERREURS ET PARAMETRES DE CALAGE	35
3.3.1 - Principes de la modélisation	35
3.3.2 - Conditions aux limites	35
3.3.3 - Risques d'erreurs et paramètres de calage	35
3.4 - STRUCTURE DU MODELE	36
3.5 - RESULTATS DE LA MODELISATION HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE	39
4. MODELISATION HYDRAULIQUE DE RUPTURE DE DIGUE	43
4.1 - PRINCIPES GENERAUX DE LA SIMULATION	43
4.2 - HYPOTHESES DE LA MODELISATION HYDRAULIQUE AVEC MIKE 11.....	43
4.2.1 - Généralités concernant le logiciel	43
4.2.2 - Origine des informations utilisées	44
4.2.3 - Secteur modélisé.....	44
4.2.4 - Choix des hypothèses de rupture de digue.....	46
4.2.5 - Paramètres de calage	47
4.2.6 - Définition de l'aléa inondation	47
4.3 - RESULTATS DE LA MODELISATION HYDRAULIQUE AVEC MIKE 11	48
4.3.1 - Pour une brèche de 1m de largeur	48
4.3.2 - Pour une brèche de 3m de largeur	51

4.3.3 - Pour une brèche de 5m de largeur	54
4.3.4 - Pour une brèche de 10m de largeur	57
5. NOTE DE SYNTHÈSE SUR LES INONDATIONS DU 04 JUILLET 2005.....	60
6. PROPOSITIONS ET PRECAUTIONS D'AMÉNAGEMENTS	62
6.1 - QUELS ENJEUX POUR LES PROJETS ?	62
6.2 - DISPOSITIONS GÉNÉRALES À METTRE EN ŒUVRE SUR LES PROJETS D'URBANISME ETUDIÉS	63
6.2 - DISPOSITIONS RELATIVES À LA GESTION DES EAUX DE RUISSELLEMENT	65
6.3 - SCHEMA GLOBAL DES DISPOSITIONS PREVENTIVES DE LUTTE CONTRE LES INONDATIONS SUR LES SECTEURS ETUDIÉS	68

LISTE DES DOCUMENTS

Document n°01 :	Plan de situation du secteur d'étude	Préambule
Document n°02 :	Carte topographique du secteur d'étude	Chap. 1.1
Document n°03 :	Extrait de la carte géologique de Douai au 1/50000 ^{ème}	Chap. 1.2
Document n°04 :	Localisation des captages d'alimentation en eau potable à proximité	Chap. 1.3.2
Document n°05 :	Carte de synthèse de la vulnérabilité des eaux souterraines sur le secteur d'étude	Chap. 1.3.3
Document n°06 :	Carte de localisation de la Scarpe en amont de Brebières	Chap. 1.4.1
Document n°07 :	Fonctionnement de la Scarpe au niveau du secteur d'étude	Chap. 1.4.2
Document n°08 :	Qualité physico-chimique des cours d'eau en 2007	Chap. 1.4.3
Document n°09 :	Répartition pluviométrique à l'échelle régionale	Chap. 1.6.1
Document n°10 :	Bassin versant de « la rue des Ecoles »	Chap. 2.1
Document n°11 :	Réseau d'assainissement étudié	Chap. 2.2
Document n°12 :	Localisation des zones inondées en 2005	Chap. 2.3
Document n°13 :	Représentation du modèle hydrologique et hydraulique avec MIKE URBAN	Chap. 3.4
Document n°14 :	Représentation du profil en long du tronçon principal du réseau d'assainissement des eaux pluviales	Chap. 3.4
Document n°15 :	Zones de débordement sur le réseau modélisé	Chap. 3.5
Document n°16 :	Profil piézométrique du tronçon pluvial principal	Chap. 3.5
Document n°17 :	Profil piézométrique du tronçon pluvial de la rue Courmont	Chap. 3.5
Document n°18 :	Zones de saturation du réseau pluvial	Chap. 3.5
Document n°19 :	Hydrogramme de débit à l'exutoire du réseau pluvial	Chap. 3.5
Document n°20 :	Zone modélisée avec MIKE 11	Chap. 4.2.3
Document n°21 :	Synthèse des préconisations d'aménagement	Chap. 6.3

PREAMBULE

Il s'agit de réaliser :

- Une étude hydraulique bibliographique afin de caractériser le fonctionnement hydraulique de la Scarpe canalisée à la traversée de Courchelettes ;
- Une étude hydraulique bibliographique afin de déterminer les conditions d'écoulement des eaux pluviales (réseau d'assainissement) sur la partie de la commune concernée par les inondations de 2005 (zones inondée, exutoire du réseau concerné et zone de collecte amont). Cette étude permettra de déboucher sur une modélisation hydraulique du fonctionnement du réseau d'assainissement pluvial sur ce secteur ;
- Une étude hydraulique de modélisation de rupture de digue afin d'identifier les risques de submersion des parcelles en cours de procédure d'aménagement sur la commune ;
- D'autre part, l'étude portera également sur le dimensionnement d'éventuelles propositions d'aménagement pour une meilleure gestion des eaux pluviales et pour lutter contre les risques d'inondation au niveau étude de faisabilité, incluant une estimation financière.

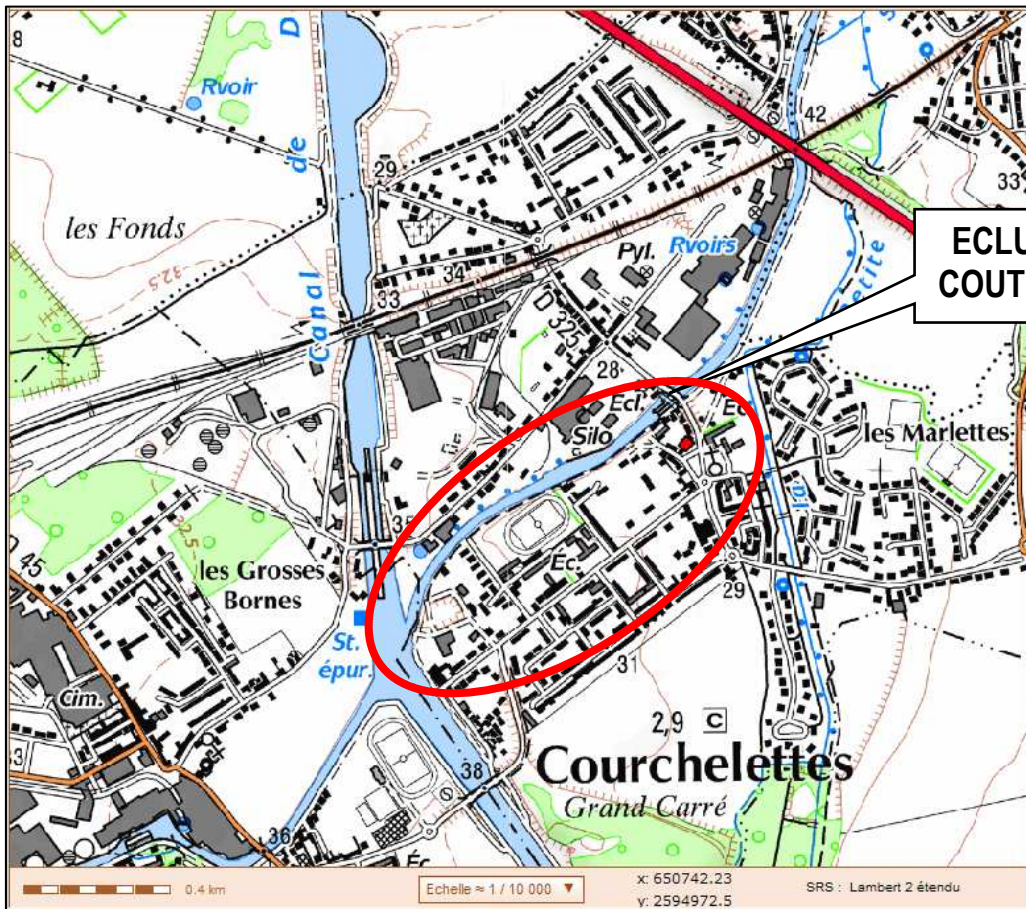
L'objectif final de cette étude sera donc de fournir à la commune une étude hydraulique permettant de :

- => Comprendre le « pourquoi » de l'inondation de 2005 (dans la limite des données disponibles : levés topographiques, niveaux d'eau dans le canal, localisation de brèches observées en 2005, extension observée des zones inondées) ;
- => Simuler une rupture de digue du canal et les effets « hydrauliques » de celle-ci sur les zones proposées à l'urbanisation qui font l'objet de cette étude ;
- => Simuler le fonctionnement du réseau d'assainissement pluvial du secteur étudié afin d'analyser son éventuelle contribution au risque d'inondation ;
- => Proposer des dispositions préventives et constructives pour pallier à ces risques.

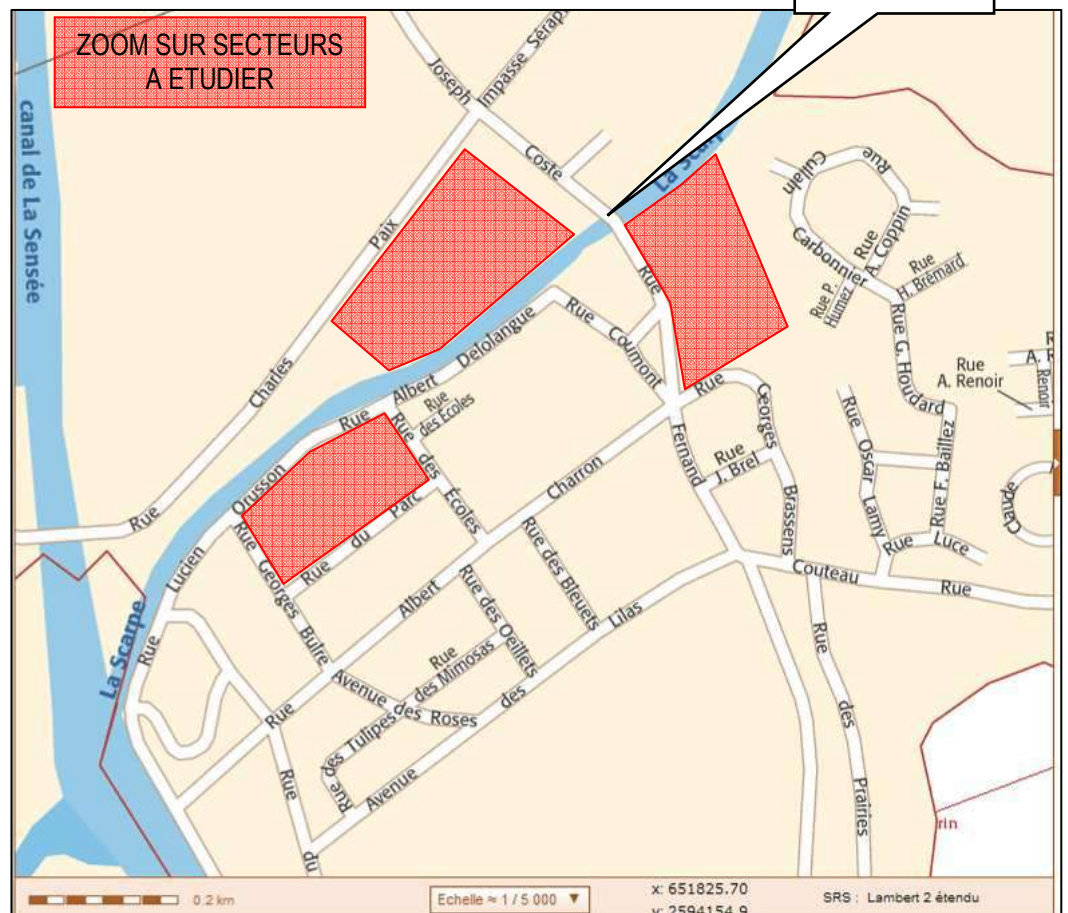
Le plan de situation en page suivante localise le secteur d'étude (cf. document n°01).

PLAN DE SITUATION DU SECTEUR D'ETUDE

DOCUMENT N°01



**ECLUSE
COUTEAU**



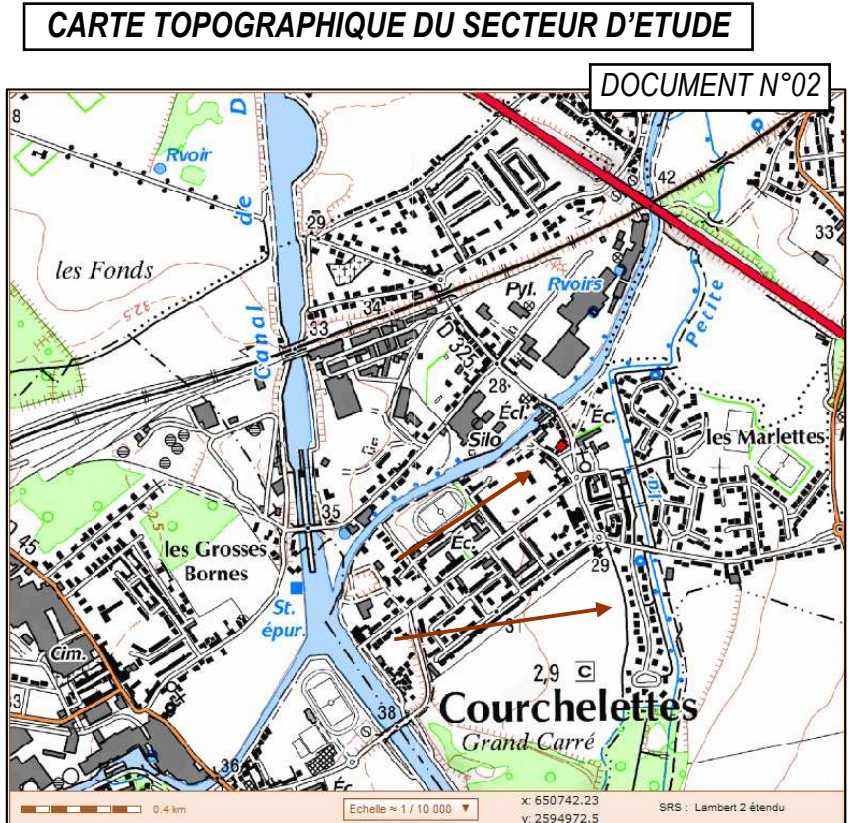
1. ANALYSE GLOBALE DE L'ETAT INITIAL

1.1 – TOPOGRAPHIE DU SECTEUR ETUDIE

(Cf. document n°02 et plan topographique en annexe 1).

L'altitude moyenne du secteur étudié est globalement comprise entre 29 et 31 mètres IGN69. Les pentes des terrains sont faibles et orientées de l'ouest vers l'est (0,3 % en moyenne).

Notons que cette partie de la commune de Courchelettes a la particularité d'être plus basse que le niveau du chemin de halage du canal de la Scarpe jusqu'à l'Ecluse Couteau. La hauteur du chemin de halage par rapport au terrain naturel avoisinant est d'environ 1 mètres. Ce chemin joue le rôle de digue de protection contre les débordements du canal.



Un levé topographique précis a été effectué par le cabinet de géomètres experts G.Bourgogne / J.J.Perrot / V.Beaucamp / F.Bourgogne implantés à Douai (voir document en annexe 1).

Ce levé topographique permet notamment de constater que le niveau de la crête du chemin de halage varie entre :

- 30m69 et 30m82 au droit du terrain de football, la cote des terrains en contrebas étant comprise entre 29m43 et 30m38 ;
- 30m71 et 30m96 au droit de la friche côté Rue de la Paix, la cote des terrains en contrebas étant comprise entre 29m89 et 27m93.

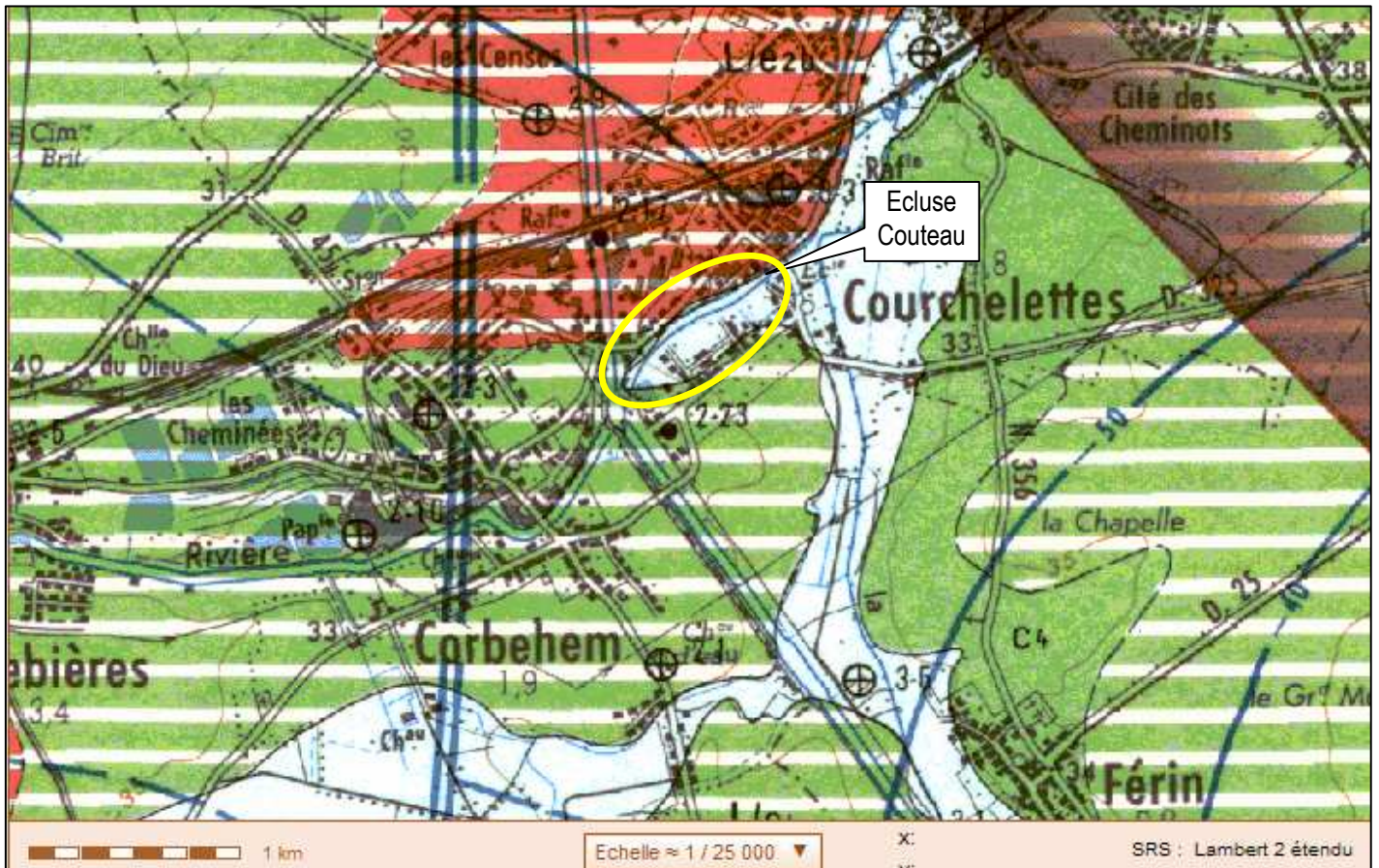


1.2 – GEOLOGIE

La carte géologique de Douai au 1/50 000^{ème} décrit les formations rencontrées sur le secteur d'étude (*cf. document n°03 ci-dessous*) :

EXTRAIT DE LA CARTE GEOLOGIQUE DE DOUAI AU 1/50000^{ème}

DOCUMENT N°03



Légende :

- L/C4 : Craie sous limons
- L/e2b : Argile landénienne sous limons
- Fz : Alluvions récentes

Les formations géologiques rencontrées sur le secteur étudié sont de la surface vers la profondeur :

LES FORMATIONS QUATERNAIRES - HOLOCENE :

Alluvions modernes [Fz] (affleurant au niveau du secteur étudié) :

Dans la vallée de la Scarpe, elles consistent en sables fins et en limons vaseux et tourbeux.

Limons pléistocènes [L] (affleurant sur site) :

Les plateaux sont couverts de limons sur une épaisseur de 4 à 5 mètres. Au droit du site, ils recouvrent directement les formations sénoniennes ([c₄] - craie blanche). Au droit du site, ce sont des silts sableux en alternance avec 1 ou 2 bancs de silts argileux ou argilo-sableux. Il existe une zone transitoire entre les limons pléistocènes et la craie sénonienne : craie altérée en granules avec silt argilo-sableux (marnettes).

LES FORMATIONS SECONDAIRES - CRETACE :

Sénonien (craie blanche) [C₄] (entre 2m50 et 5 m de profondeur sous le site) :

L'ensemble de cette craie atteint une cinquantaine de mètres. A la partie supérieure, la craie est très blanche, très pure, fine et ne renferme pas de silex. La partie supérieure du Sénonien se rencontre entre 2m50 et 5 mètres de profondeur sous le secteur d'étude. Elle y apparaît très fracturée sous une couche d'1 à 2 mètres altérée en granules avec des marnettes.

La partie inférieure rapportée au Coniacien est la craie blanche à silex, qui sont disséminés dans la masse ou disposés en lits ou encore plus rarement en filonnets. Les bancs inférieurs de cette craie, plus gris, ou jaunâtres, légèrement glauconieux et plus résistants, ont été exploités comme pierre de taille, notamment dans des carrières souterraines de la région d'Arras.

1.3 – HYDROGEOLOGIE

1.3.1 – Contexte hydrogéologique général

Les principales nappes aquifères du secteur d'étude sont les suivantes, de haut en bas :

- La nappe de la craie ([c₄] et [c_{3c}]) est la plus importante et la plus souvent utilisée. L'eau circule grâce à un système de fissures qui est surtout bien développé sous les vallées et les vallons secs où la craie est par conséquent la plus aquifère. Elle l'est moins sous les plateaux où elle apparaît moins fissurée. Le débit des captages peut être de l'ordre de 200 m³/h.
- Les bancs crayeux intercalés dans les marnes du Turonien moyen [c_{3b}] (*formation existante sous le Sénonien [c₄]*) peuvent receler un réseau aquifère dont le débit, moins important que celui du réseau précédent, est de l'ordre de 30 m³/h.

Notons que la Scarpe canalisée à Brebières est susceptible d'alimenter la nappe.

La lecture de la carte géologique permet d'appréhender les cotes du toit de la nappe de la craie et donc son sens d'écoulement supposé, qui va globalement du sud-ouest vers le nord-est.

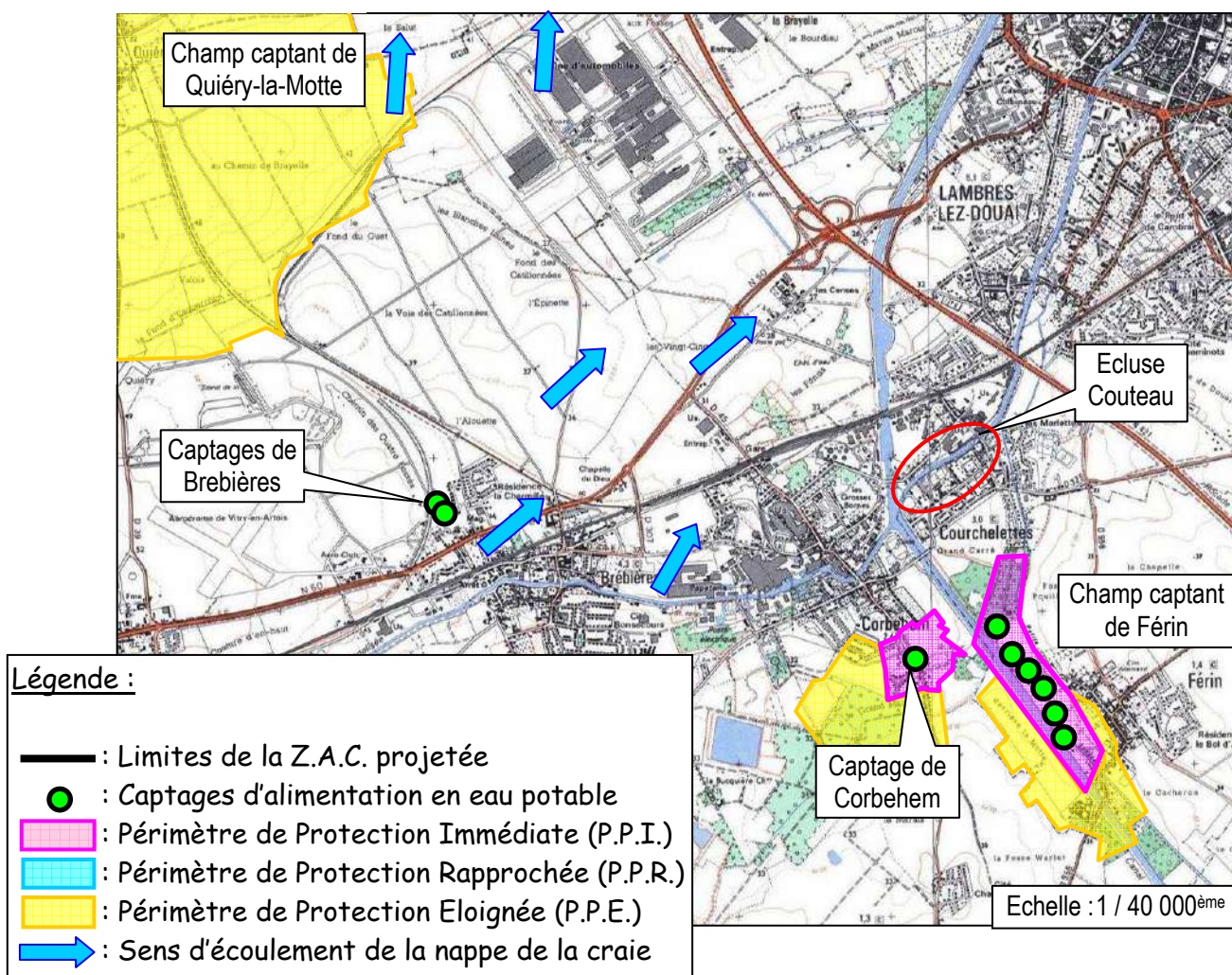
1.3.2 – Captages d'alimentation en eau potable du secteur d'étude

On recense plusieurs captages d'Alimentation en Eau Potable (AEP) destinés à la consommation humaine autour de Courchelettes (cf. document n°04) :

- Signalons la présence au nord-ouest du projet du champ captant de Quiéry-la-Motte, qui fait l'objet d'une procédure de protection arrêtée par Arrêté Préfectoral du 30 mars 2001 (5 000 000 m³/an de prélèvements autorisés). Ses périmètres de protection ne concernent pas le secteur d'étude (à environ 5 km de Courchelettes).
- Les deux captages de Brebières, situés à 4 km à l'ouest de Courchelettes, sont protégés par Arrêté Préfectoral du 26 mai 2003 (350 000 m³/an autorisés).
- Les deux captages de Corbehem, situés à 1 km au sud de Courchelettes, sont protégés par Arrêté Préfectoral du 28 novembre 2002 (400 000 m³/an autorisés).
- Le champ captant de Férin (6 captages), situé à 2 km au sud-est de Courchelettes, est protégé par Arrêté Préfectoral du 6 mai 1981 (1 200 m³/h autorisés).
- Le champ captant d'Esquerchin, situé à 5 km au nord de Courchelettes, est protégé par Arrêté Préfectoral du 20 octobre 1994 (3 000 000 m³/an autorisés).

LOCALISATION DES CAPTAGES D'EAU POTABLE A PROXIMITE

DOCUMENT N°04

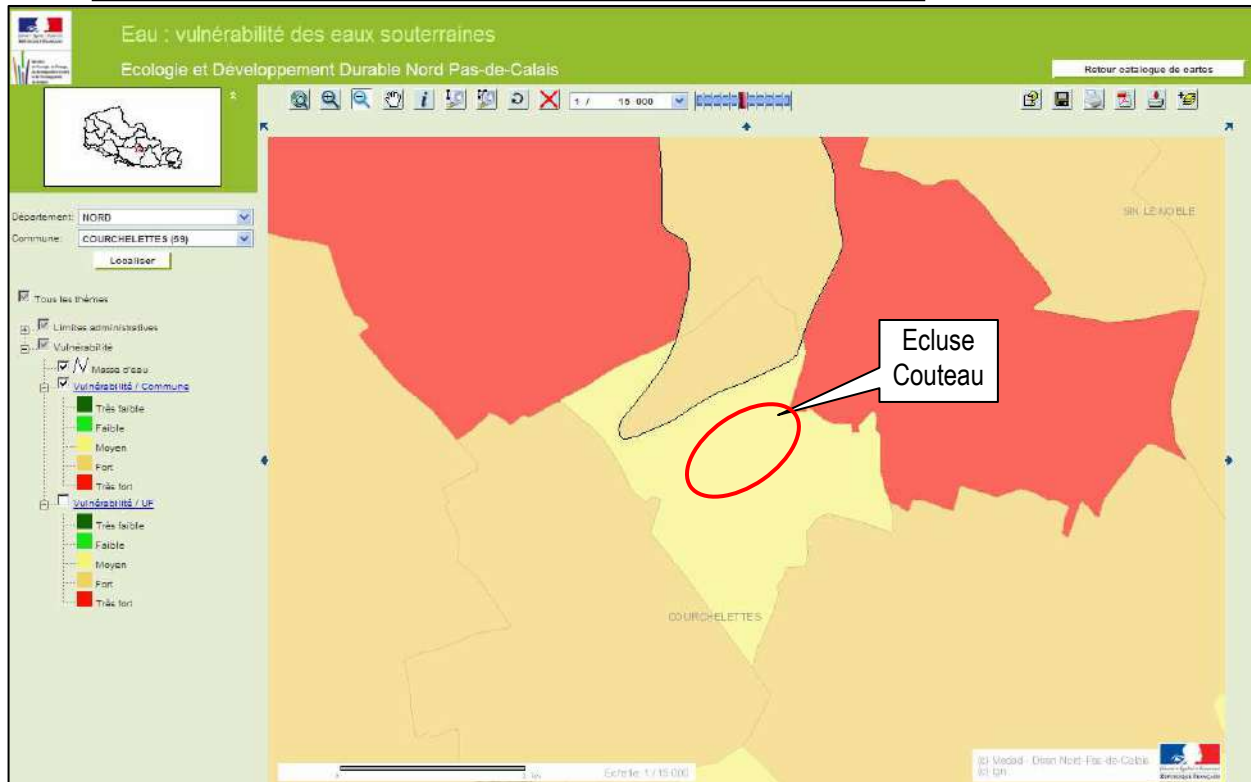


1.3.3 – Vulnérabilité des eaux souterraines

Selon la DIREN Nord-Pas-de-Calais, la vulnérabilité des eaux souterraines est globalement moyenne sur Courchelettes, mais moyenne à forte sur les secteurs étudiés.

CARTE DE SYNTHESE DE LA VULNERABILITE DES EAUX SOUTERRAINES SUR LE SECTEUR D'ETUDE

DOCUMENT N°05



1.4 – HYDROGRAPHIE & QUALITE DES EAUX DE SURFACE

1.4.1 – La Scarpe : description globale et régime hydrologique

(Sources d'information : Agence de l'Eau Artois-Picardie, Banque Hydro)

Elle prend sa source à Berles-Monchel, près d'Aubigny-en-Artois. Elle mesure 112 kilomètres dont les deux tiers sont canalisés à partir d'Arras. La Scarpe rivière se jette à Arras dans la Scarpe canalisée à une altitude de 55 mètres. Elle traverse notamment Douai, Marchiennes, et rejoint l'Escaut à Mortagne-du-Nord.

Son bassin versant en amont de Brebières a une superficie de 473 km². La rivière est canalisée sur une grande partie de son cours, et la commune de Courchelettes notamment située plus basse que le niveau des eaux en crue dans la Scarpe canalisée en amont de l'Ecluse Couteau.

CARTE DE LOCALISATION DE LA SCARPE EN AMONT DE BREBIERES

DOCUMENT N°06

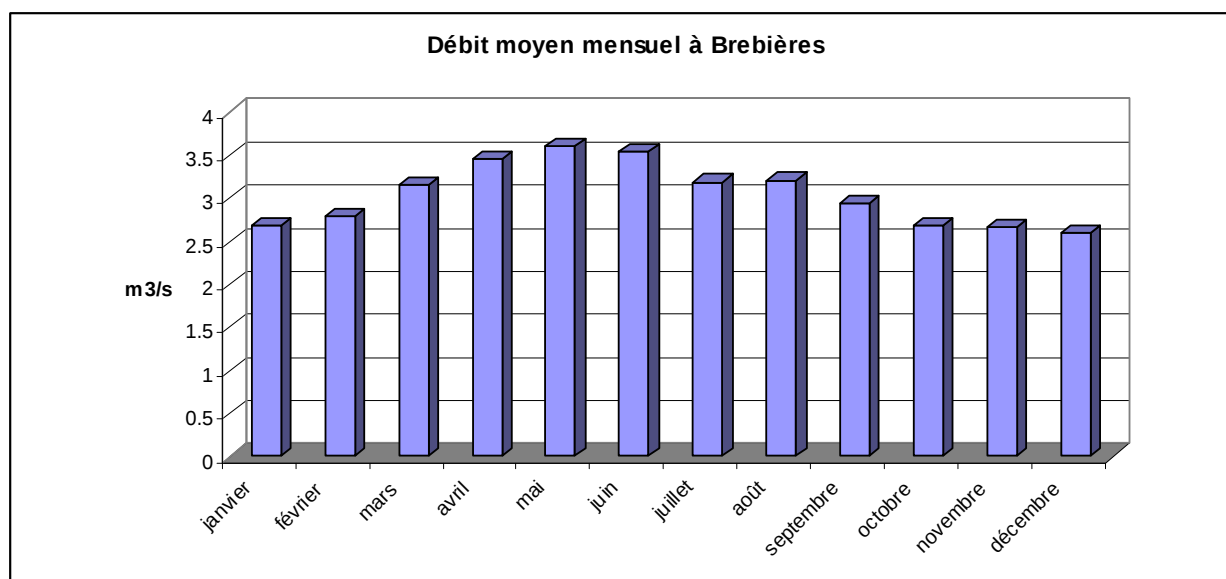

Scarpe dite « canalisée » en aval d'Arras


Le régime hydrologique de la Scarpe se caractérise par une très bonne régularité intermensuelle. L'examen des débits en année moyenne souligne néanmoins une période de hautes eaux qui s'étale de mars à août. La relative stabilité des débits s'explique par une alimentation soutenue de la nappe de la craie qui alimente le cours d'eau.

Le débit moyen interannuel de la Scarpe à Brebières a été mesuré par jaugeage ponctuel mensuel de 1973 à 1982 et de 2004 à aujourd'hui : 3,05 m³/s en moyenne.

Tableau des moyennes inter annuelles

	Sep	V	Oct	V	Nov	V	Dec	V	Jan	V	Fev	V	Mar	V	Avr	V	Mai	V	Jui	V	Jul	V	Aou	V	Moy/Total
Moyenne	2.68		2.67		2.60		2.69		2.80		3.15		3.46		3.60		3.55		3.19		3.21		2.95		3.05
Nb valeurs	13		15		14		14		13		15		13		14		13		12		14		14		1.4



Cette rivière connaît des étiages peu sévères (soutien d'étiage par la nappe de la craie) :

$QMNA_{5\text{ ans}} = 1,42 \text{ m}^3/\text{s} = 3,00 \text{ l/s/km}^2$ (= débit qui peut être dépassé une fois tous les 5 ans)
 Le minimum mesuré est égal à 1.16 m³/s en 1972.

Résultats statistiques

Minimum connu :

Date	Q (m3/s)	Qsp	Lame d'eau
oct. 1972	1.160	2.5	7

Médiane expérimentale : 1.960

Moyenne : 0.282

Ecart-type : 0.153

Fréquences théoriques

Débits (m3/s) - Intervalle de confiance 95%	
Biennale	1.910 [1.390 ; 2.640]
Quinquennale	1.420 [0.890 ; 1.880]
Décennale	1.220 [0.682 ; 1.630]

Débits mensuels minimaux par an

	Date	Q (m3/s)	V	Qsp	Lame d'eau	F. exp.	Libellé Fréquence exp.
+#	dec. 1971	1.440		3.0	8	0.32	TRIENNALE SECHE
+#	oct. 1972	1.160		2.5	7	0.08	PLUS QUE DECENNALE SECHE
+#	dec. 1973	1.420		3.0	8	0.20	QUINQUENNALE SECHE
+#	oct. 1977	1.720		3.6	10	0.44	ENTRE BIENNALE et TRIENNALE SECHE
+#	nov. 1980	3.160		6.7	17	0.92	PLUS QUE DECENNALE HUMIDE
	dec. 2005	2.230		4.7	13	0.68	TRIENNALE HUMIDE
	jan. 2006	2.200	!	4.6	12	0.56	ENTRE BIENNALE ET TRIENNALE HUMIDE
	jan. 2007	2.820		6.0	16	0.80	QUINQUENNALE HUMIDE

Les codes de validité affichés sont :

(espace) : valeur bonne

+ : au moins une valeur d'une station antérieure à été utilisée

P : l'année a une validité provisoire

! : valeur reconstituée par le gestionnaire et jugée bonne

: valeur 'estimée' (mesurée ou reconstituée) que le gestionnaire juge incertaine

Les crues, se produisant préférentiellement en période hivernale, ont pour origine principale de fortes précipitations, qui peuvent s'étaler sur plusieurs semaines et qui se produisent essentiellement sur les plateaux du nord et de l'est du bassin. Elles entraînent une saturation du sol qui favorise alors le ruissellement. Si les fortes pluies restent le principal facteur responsable des crues, il faut également signaler le rôle essentiel de la nappe de la craie qui provoque un accroissement du débit de base et une saturation en eau de la plaine alluviale.

On peut signaler aussi des crues estivales, plus rares mais qui peuvent atteindre également des débits exceptionnels, à l'instar de la crue du 4 juillet 2005 avec 21,9 m³/s de débit de pointe enregistré à Brebières (période de retour supérieure à 20 ans).

crues (loi de Gumbel - septembre à août) - données non calculées

fréquence	QJ (m3/s)	QIX (m3/s)
biennale		12.00 [11.00;13.00]
quinquennale		14.00 [13.00;17.00]
décennale		16.00 [14.00;19.00]
vicennale		17.00 [15.00;22.00]
cinquantennale		[;
centennale	non calculé	non calculé

Les valeurs entre crochets représentent les bornes de l'intervalle de confiance dans lequel la valeur exacte du paramètre estimé a 95% de chance de se trouver.

maximums connus (par la banque HYDRO)

débit instantané maximal (m3/s)	21.90	4 juillet 2005 07:07
hauteur maximale instantanée (cm)		
débit journalier maximal (m3/s)	7.720	1 octobre 2008

débits classés - données calculées sur 5622 jours

fréquence	0.99	0.98	0.95	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01
débit (m3/s)	6.280	5.920	5.460	4.810	4.230	3.580	3.170	2.780	2.490	2.110	1.780	1.540	1.430	1.330	1.230

Les crues de la Scarpe à Brebières peuvent atteindre des valeurs de débits élevées :

$QIX_{10 \text{ ans}} = 12.00 \text{ m}^3/\text{s}$ (= débit d'une crue de période de retour 10 ans)
 $QIX_{20 \text{ ans}} = 17.00 \text{ m}^3/\text{s}$ (= débit d'une crue de période de retour 20 ans)
 Le maximum connu est égal à 21.9 m³/s le 4 juillet 2005 (crue de période de retour supérieure à 20 ans).

1.4.2 – Fonctionnement de la Scarpe canalisée : écluses, niveaux d'eau

Les Voies navigables de France ont été rencontrées dans le cadre de cette étude, ce qui a permis de connaître les éléments principaux du fonctionnement du bief étudié et de l'Ecluse Couteau.

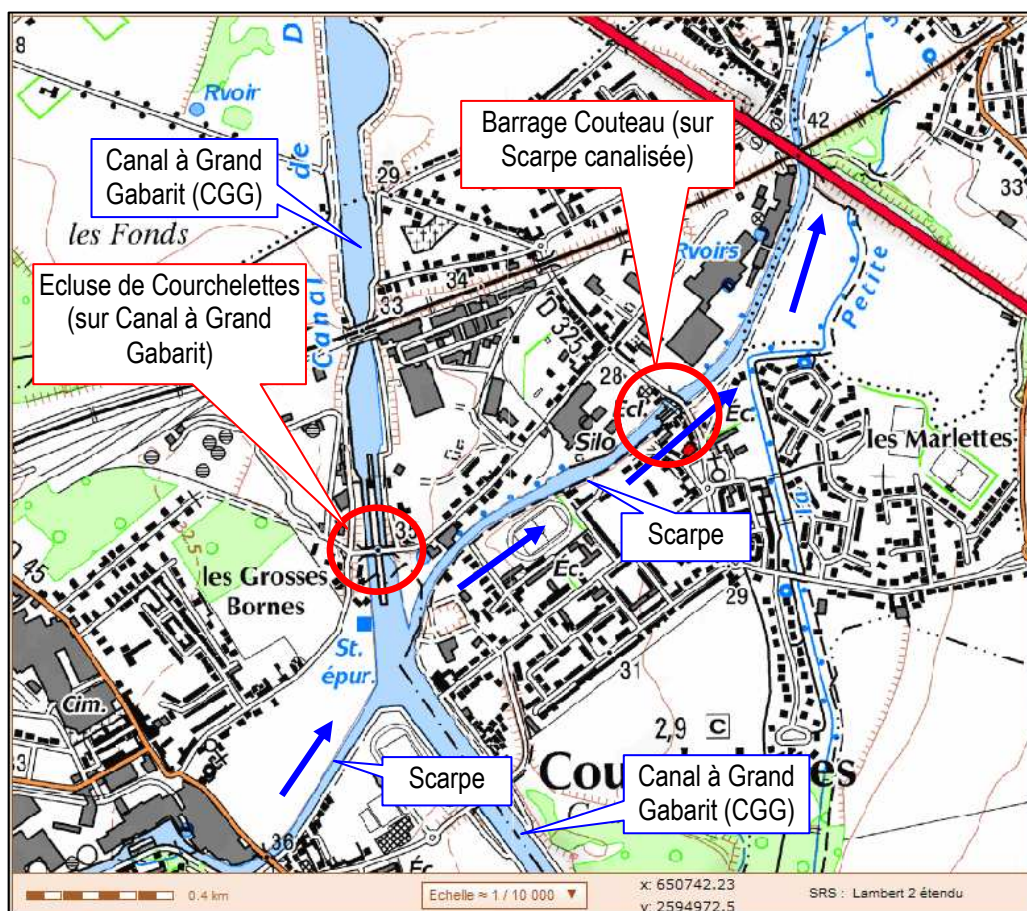
La Scarpe rivière, en provenance de l'ouest (Arras, Brebières,...), traverse Courchelettes via l'Ecluse dite « Couteau ». Le Canal à Grand Gabarit est en liaison directe avec la Scarpe rivière, mais ce canal est géré comme axe de navigation uniquement, à savoir que l'Ecluse de Courchelettes ne participe pas à la gestion des crues de la Scarpe Rivière.

On peut donc considérer que l'écoulement des eaux de la Scarpe se fait du sud-ouest vers le nord-est uniquement.

(Voir document n°07 en page suivante).

FONCTIONNEMENT DE LA SCARPE AU NIVEAU DU SECTEUR D'ETUDE

DOCUMENT N°07



→ CANAL A GRAND GABARIT :

Le canal à grand gabarit, comme précisé précédemment, est uniquement voué à la navigation. L'écluse de Courchelettes ne participe pas à la gestion des crues de la Scarpe (pour mémoire, le volume des bassinées de l'écluse (toutes les 15mn minimum) atteint 3230 m³ pour le petit sas et 9330 m³ pour le grand sas).

→ SCARPE RIVIERE CANALISEE :

- Le niveau normal de navigation (NNN) amont de Couteau est à 29m99 NGF avec comme intervalle de gestion courante [-0.10 ; +0.15] m/NNN. La cote maximale correspond à la cote de débordement du bief soit environ +0.70 m/NNN (30m69 NGF). La période de retour associée à cette cote est évaluée à 20 ans. En l'absence de données statistiques précises, le niveau du canal dans ce bief ayant une période de retour centennale peut être évalué à 30m69 + quelques centimètres, et pas plus : en effet, à partir de cette cote de 30m69, les zones de débordements se généralisent le long du canal, ce qui écrête très fortement les crues et tend à stabiliser le niveau du canal en aval. On peut donc considérer que l'augmentation de la période de retour de crue au-delà de 20 ans influe surtout sur les volumes et durées de débordement et très peu sur les hauteurs d'eau dans le canal.

- Le NNN aval de Couteau est à 26m89 NGF avec comme intervalle de gestion courante [-0.50 ; 0.00] m/NNN. La cote maximale correspond à la cote de débordement du bief soit environ +0.80 m/NNN (27m49 NGF).

- Le barrage Couteau est composé d'une écluse et d'un clapet, avec un débit transitant de $16 \text{ m}^3/\text{s}$ au maximum par le Clapet. Les photographies ci-dessous illustrent l'ouvrage :



Ci-dessus : Ecluse



Ci-dessus : Barrage (clapet)



Ci-dessus : Barrage (clapet)



Ci-dessus : mire graduée de niveau d'eau

Notons que le pied de berge côté canal est bétonné (palplanches) en rive gauche, côté friche, jusqu'à environ 70 mètres en amont du barrage Couteau. En aval de celui-ci, il y a des étabonnages en soutien de berge, comme de même, par ailleurs, en rive droite en amont du barrage Couteau.

Notons qu'une étude diagnostic poussée sur l'état des digues critiques est en cours, sous Maîtrise d'Ouvrage des VNF (étude de « Mission de maîtrise d'œuvre relative aux digues de forte criticité du SN NPDC - Ginger CEBTP). La phase 1 relative au prédiagnostic est en cours. La Phase 2 relative aux propositions d'aménagement est prévue en rendu en fin 2009.

1.4.3 – Qualité des eaux de la Scarpe

Objectif de qualité des cours d'eau du secteur d'étude :

L'exutoire final des eaux de ruissellement du périmètre d'étude est la rivière la Scarpe canalisée, cours d'eau à cyprinidés. L'objectif de qualité de la Scarpe canalisée à Brebières (amont de Courchelettes) et à Douai (aval de Courchelettes) est la bonne qualité.

Les résultats du suivi qualitatif de la Scarpe en 2007 étaient :

No POINT	LOCALISATION	COMMUNE	DEPARTEMENT	OBJECTIF QUALITE	QUALITE "1971" 2007	QUALITE SEQ-Eau
035000	LA SCARPE RIVIERE À STE CATHERINE LES ARRAS (62)	SAINT CATHERINE	Pas.de.Calais	1	2	Orange
035100	LA SCARPE RIVIERE À ACQ (62)	ACQ	Pas.de.Calais	1	3	Orange
035300	LE CRINCHON À AGNY (62)	AGNY	Pas.de.Calais	1	3	Orange
036000	LA SCARPE CANALISÉE À FAMPOUX (62)	FAMPOUX	Pas.de.Calais	2	2	Orange
037000	LA SCARPE CANALISÉE À BREBIÈRES (62)	BREBIERES	Pas.de.Calais	2	2	Orange
038100	LA SCARPE CANALISÉE À DOUAI (59)	DOUAI	Nord	2	2	Orange

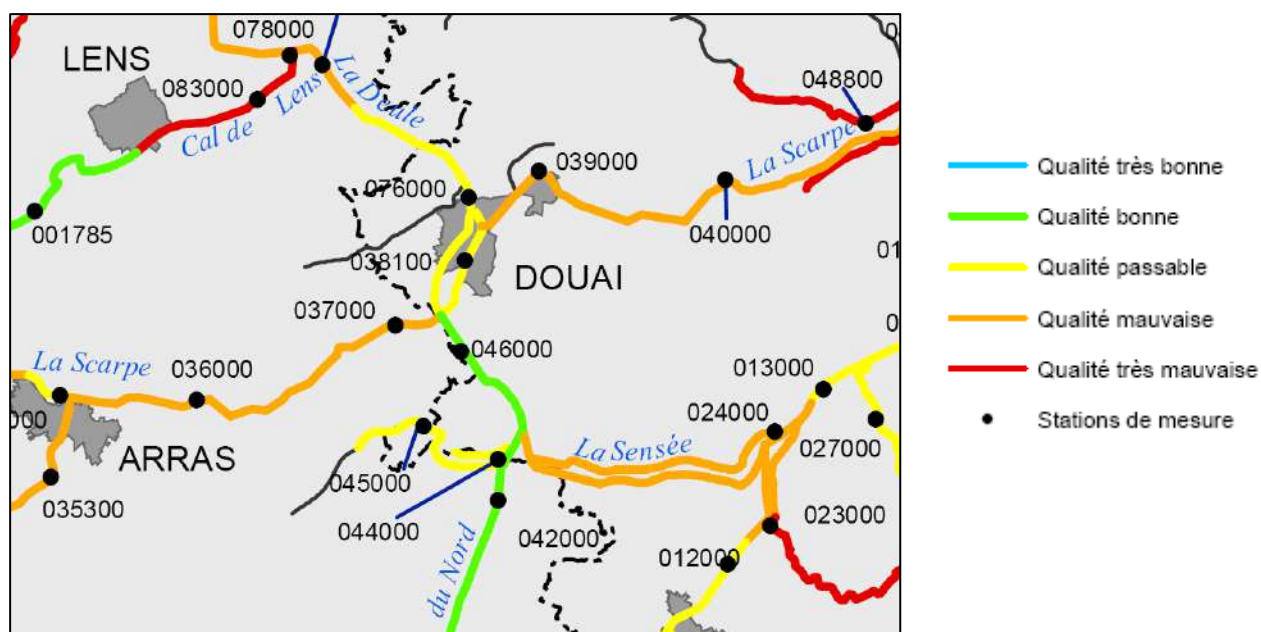
QUALITE PHYSICO-CHIMIQUE DES COURS D'EAU

Situation en 2007

SEQ-Eau v2 - Aptitude à la biologie

Indice état macropolluants

DOCUMENT N°08



QUALITE EN 2007 DE LA SCARPE A BREBIERES (AMONT DE COURCHELLETES) :

La qualité de la Scarpe à Brebières (aval du secteur d'étude - point de prélèvement 037000) était de :

ANNUAIRE DE LA QUALITE DES EAUX



**POINT 037000
LA SCARPE CANALISEE À BREBIERES (62)**

Période 2007	PH	CONDUCT μS/cm	MEST mg/l	DBO5 mg/l	DCO mg/l	O2 mg/l	SAT %	NH4 mg/l	NO2 mg/l	NO3 mg/l	NTK mg/l	PO4 mg/l	P.TOTAL mg/l
17 jan 07	7.9	760	12	2.5	43	10.7	93	0.64	0.50	36.7	1.0	0.63	0.26
15 fev 07	7.8	866	9	3.4	< 20	8.8	75	0.94	0.47	30.8	1.5	0.55	0.33
16 mar 07	8.2	765	9	2.8	< 20	10.8	96	0.40	0.38	38.5	1.1	0.47	0.30
17 avr 07	8.1	750	5	3.2	< 20	12.5	127	0.25	0.54	37.3	1.1	0.29	0.19
24 mai 07	7.8	738	4	< 2.0	< 20	9.0	91	0.34	1.00	35.4	< 0.5	0.49	0.21
22 jun 07	7.7	845	2	2.3	< 20	9.4	101	0.12	1.35	27.7	0.8	0.59	0.24
23 jul 07	7.4	593	3	< 2.0	< 20	10.0	106	0.15	1.00	33.0	1.1	0.71	0.31
22 aou 07	7.7	665	3	2.1	< 20	11.5	104	0.28	0.80	32.4	0.6	0.84	0.34
20 sep 07	7.8	733	2	2.3	< 20	11.0	98	0.16	0.52	37.5	0.8	0.50	0.27
12 oct 07	7.6	755	2	< 2.0	< 20	9.6	90	0.14	0.50	38.3	0.7	0.50	0.23
08 nov 07	7.7	772	5	< 2.0	< 20	11.1	98	0.13	0.48	39.5	0.6	0.49	0.22
04 dec 07	7.4	750	7	< 2.0	27	11.9	103	0.43	0.50	35.5	1.0	0.47	0.22
Moyenne	7.8	715	5	2.0	15	10.5	98	0.33	0.67	35.2	0.8	0.54	0.26
Mini	7.4	593	2	1.0	10	8.8	75	0.12	0.38	27.7	0.3	0.29	0.19
Maxi	8.2	772	12	3.4	43	12.5	127	0.94	1.35	39.5	1.5	0.84	0.34
Valeur 90%	8.1	765	9	3.2	27	9.0	90	0.64	1.00	38.5	1.1	0.71	0.33
Qualité 1971	1	1	1	1	2	1	1	2	2	2	1	2	2

Grille multi-usages ("Grille 1971") :

Qualité générale	2
Objectif qualité	2

Système d'Evaluation de la Qualité de l'Eau (SEQ-Eau) :

Macropolluants	Orange
Matières organiques et oxydables	Vert
Matières azotées	Orange
Nitrates	Orange
Matières phosphorées	Jaune

* SEQ-EAU : NIVEAU « ORANGE » (qualité mauvaise : niveau 4 sur 5). On y distingue plus particulièrement :

- Niveau « vert » (qualité bonne : niveau 2 sur 5) pour la classe :
 - matières organiques et oxydables (qui consomment l'oxygène de l'eau).
- Niveau « jaune » (qualité passable : niveau 3 sur 5) pour la classe :
 - matières phosphorées (qui provoquent la prolifération d'algues).
- Niveau « orange » (qualité mauvaise : niveau 4 sur 5) pour les classes :
 - macropolluants (qui synthétisent les altérations physico-chimiques classiques + l'altération « effet des proliférations végétales » : paramètres algues, % O₂, pH, chlorophylle,...),
 - matières azotées hors nitrates (qui contribuent à la prolifération d'algues et peuvent être toxiques),
 - nitrates (qui gênent la production d'eau potable).

QUALITE EN 2007 DE LA SCARPE A DOUAI (AVAL DE COURCHELETTES) :

La qualité de la Scarpe à Douai (aval du secteur d'étude - point de prélèvement 038100) était de :

ANNUAIRE DE LA QUALITE DES EAUX



**POINT 038100
LA SCARPE CANALISÉE À DOUAI (59)**

Période 2007	PH	CONDUCT μS/cm	MEST mg/l	DBO5 mg/l	DCO mg/l	O2 mg/l	SAT %	NH4 mg/l	NO2 mg/l	NO3 mg/l	NTK mg/l	PO4 mg/l	P.TOTAL mg/l
17 jan 07	7.9	762	10 <	2.0	51	11.0	95	0.35	0.32	29.7	0.9	0.60	0.27
15 fev 07	7.9	666	10	3.1	26	10.2	84	0.36	0.23	24.9	1.5	0.14	0.21
16 mar 07	8.1	729	16	2.9	21	10.7	95	0.18	0.21	27.8	1.1	0.26	0.25
17 avr 07	7.9	725	18	2.6 <	20	13.3	134	0.19	0.39	28.6	1.1	0.31	0.20
24 mai 07	7.8	679	20	2.0 <	20	9.3	88	0.22	0.50	20.9	0.6	0.33	0.21
22 jun 07	7.6	674	18	2.6 <	20	9.6	107	0.12	0.65	18.7	1.2	0.37	0.20
23 jul 07	7.5	574	15	2.4	34	9.6	105	0.17	0.48	20.4	1.2	0.36	0.20
22 aou 07	8.0	668	30	2.3	25	8.8	94	0.13	0.41	25.2	0.7	0.50	0.28
20 sep 07	8.0	638	15	2.2	25	11.1	110	0.15	0.22	22.3	0.7	0.30	0.22
12 oct 07	7.7	687	19 <	2.0 <	20	10.4	99	0.09	0.22	25.6	0.7	0.23	0.16
08 nov 07	7.7	754	7 <	2.0 <	20	11.3	99	0.17	0.30	29.5	0.7	0.37	0.21
04 dec 07	7.6	726	14 <	2.0 <	20	12.2	102	0.28	0.35	29.8	0.8	0.36	0.20
Moyenne	7.8	690	17	2.0	20	10.6	101	0.20	0.36	25.3	0.9	0.34	0.22
Mini	7.5	574	7	1.0	10	8.8	84	0.09	0.21	18.7	0.6	0.14	0.16
Maxi	8.1	762	30	3.1	51	13.3	134	0.36	0.65	29.9	1.5	0.60	0.28
Valeur 90%	8.0	754	28	2.9	34	9.3	88	0.35	0.50	29.7	1.2	0.50	0.27
Qualité 1971	1	1	1	1	2	1	1	1	2	2	1	1	1

Grille multi-usages ("Grille 1971") :

Qualité générale	2
Objectif qualité	2

Système d'Evaluation de la Qualité de l'Eau (SEQ-Eau) :

Macropolluants	Jaune
Matières organiques et oxydables	Jaune
Matières azotées	Jaune
Nitrates	Orange
Matières phosphorées	Jaune

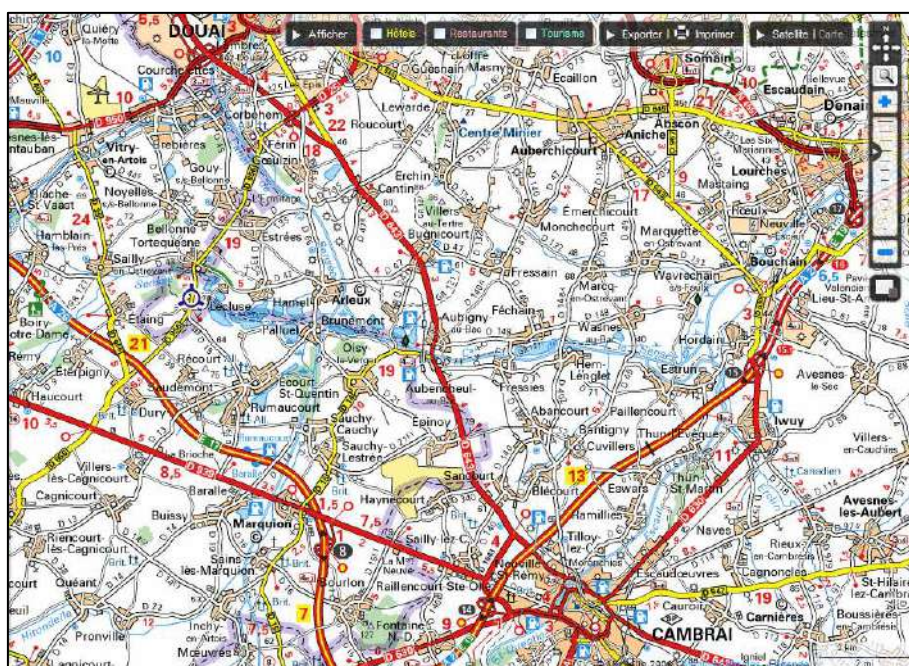
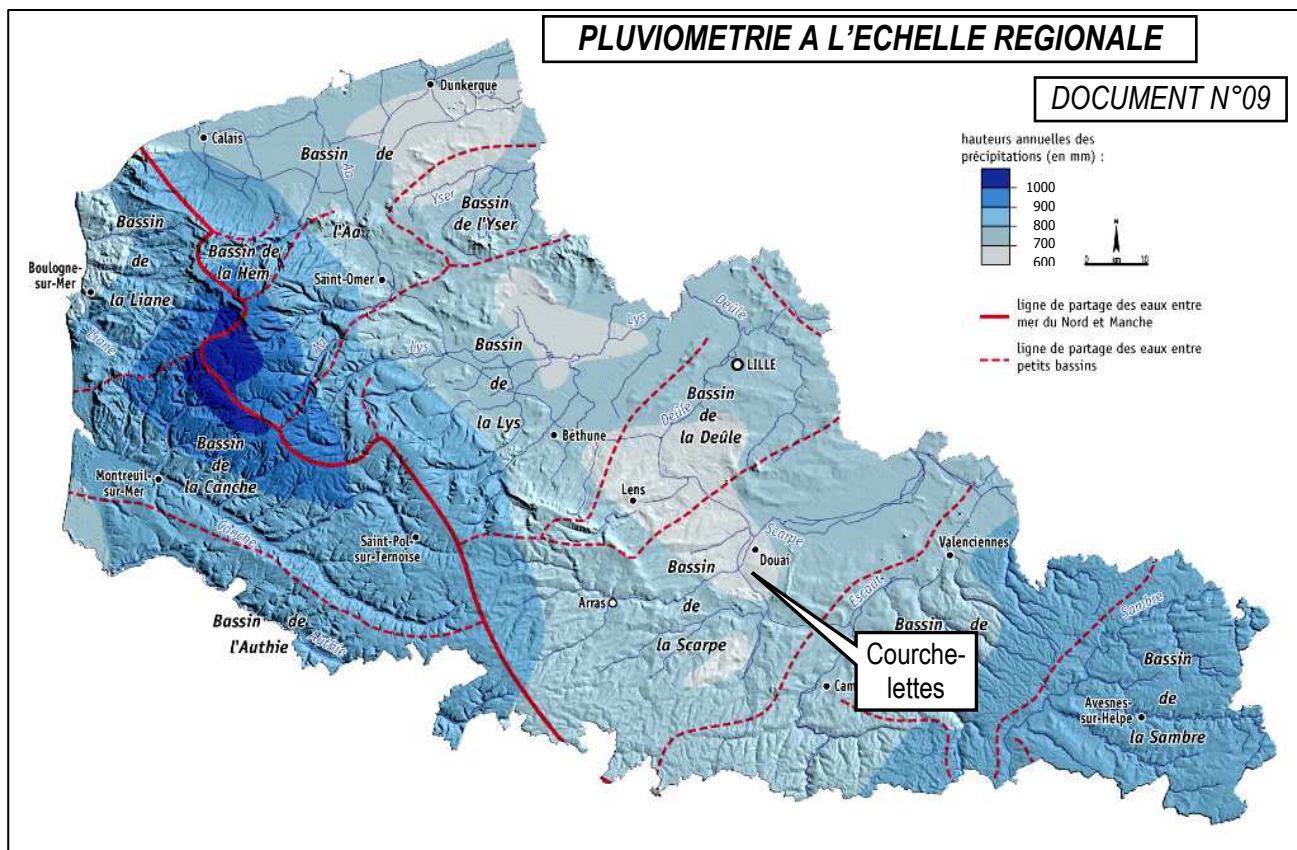
* SEQ-EAU : NIVEAU « JAUNE » (qualité passable : niveau 3 sur 5). On y distingue plus particulièrement :

- Niveau « jaune » (qualité passable : niveau 3 sur 5) pour les classes :
 - macropolluants (qui synthétisent les altérations physico-chimiques classiques + l'altération « effet des proliférations végétales » : paramètres algues, % O₂, pH, chlorophylle,...),
 - matières phosphorées (qui provoquent la prolifération d'algues),
 - matières organiques et oxydables (qui consomment l'oxygène de l'eau),
 - matières azotées hors nitrates (qui contribuent à la prolifération d'algues et peuvent être toxiques).
- Niveau « orange » (qualité mauvaise : niveau 4 sur 5) pour les classes :
 - nitrates (qui gênent la production d'eau potable).

1.5 – DONNEES CLIMATIQUES

1.5.1 – Précipitations moyennes annuelles

A l'échelle régionale, le secteur de Courchelettes se situe dans le secteur le moins pluvieux de la région (bassin minier), avec environ 700 mm précipités par an en moyenne (cf. document n°09).



Pour les besoins de l'étude, nous considérerons comme représentatives de manière globale les relevés pluviométrique effectués à Lécuse (ex-station DIREN à 5 km au sud de Courchelettes) et Cambrai (station Météo France à 20 km au sud de Courchelettes).

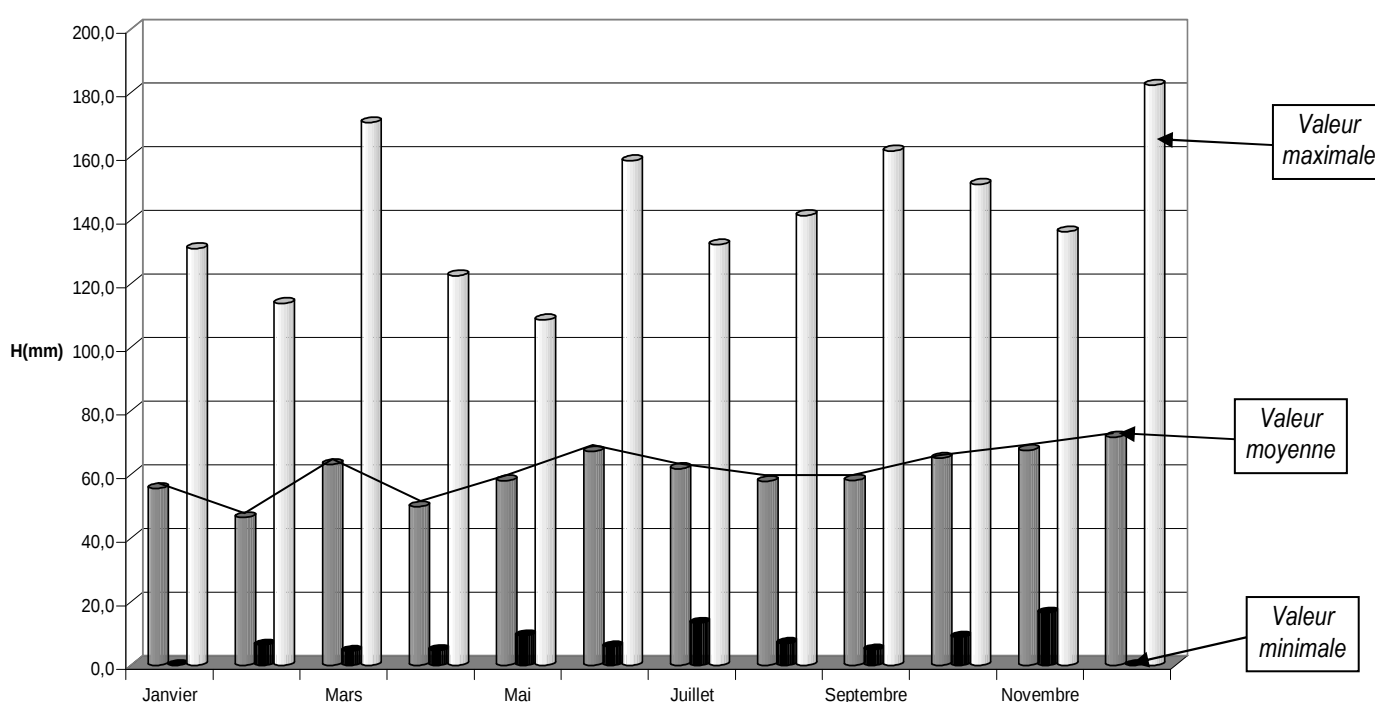
La moyenne des précipitations à Lécuse est de 722 mm/an.

Le poste météorologique de Lécuse montre que, sur une période de mesures allant de 1975 à 2002, les précipitations mensuelles sont relativement homogènes en quantité tout au long de l'année (*cf. graphique ci-dessous*).

Ainsi, en moyenne, les deux moins les moins pluvieux sont février et avril, alors que les mois les plus pluvieux sont juin, novembre et décembre.

De manière générale, les précipitations peuvent varier fortement au sein d'un même mois selon les années. Par exemple, pour le mois de décembre, record en matières de disparités de précipitations à Lécuse, le minimum enregistré est de 0 mm en 1984 et le maximum est de 182,4 mm en 1993, alors que la valeur moyenne de 1975 à 2002 est de 71,8 mm.

Pluviométrie mensuelle à Lécuse de 1975 à 2002 (mini, moyenne, maxi)



1.5.2 – Précipitations journalières

L'exploitation des données issues du poste météorologique de Lécuse (1975-2002) montre que les valeurs maximales journalières précipités sont, selon les mois :

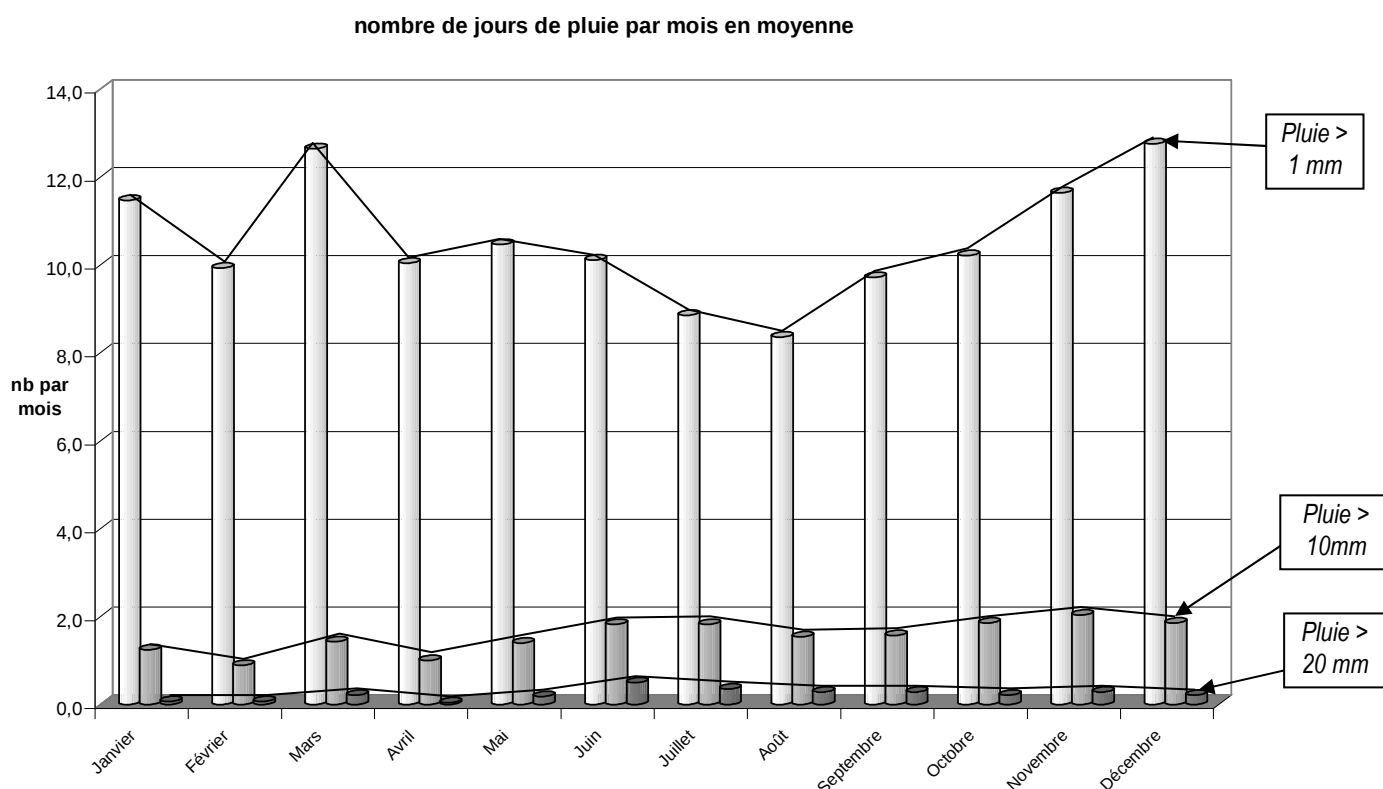
Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.
Hauteur précipitée en 24h (mm)	24,3	24,1	29,4	20,2	35,1	45,1	62,6	50,8	37,6	36,9	29,3	30,1
Date de l'événement	14-01-1981	14-02-1992	30-03-1986	25-04-1987	29-05-1979	07-06-1997	11-07-1995	01-08-1979	15-09-1986	16-10-2000	02-11-2002	24-12-1999

Les précipitations journalières les plus élevées se déroulent de juin à août et correspondent à des pluies orageuses intenses. Ce sont ces pluies qui engendrent le

plus de risque d'érosion des sols et le risque d'inondation par ruissellement et débordement de fossés qui n'ont alors pas le temps d'évacuer les eaux.

On constate que sur la période de septembre à mai, les précipitations journalières maximales sont plus faibles, ne dépassant pas 35,1 mm en 24 heures. Ces événements pluvieux ont une quantité précipitée faible à modérée mais sont fréquents, et contribuent le plus à la saturation des sols. **Les sols saturés augmentent alors de risque d'inondation car ils limitent fortement l'infiltration des eaux pluviales sur le bassin versant.**

L'étude du nombre moyen de jours de pluie par mois confirme également ces caractéristiques pluviométriques du secteur d'étude (voir graphique ci-dessous).



D'une manière générale, on constate un faible nombre de jours de pluie par an, avec une répartition des « grosses » pluies (>20 mm en 24 heures) en été et des pluies plus « faibles » les autres saisons. En effet :

- Le nombre moyen de jours de pluie > 1 mm précipité est de 126,2 / an (environ un jour sur trois). Les mois de juillet à septembre et de février sont ceux où il y a le moins de jours de pluie (<10 / mois), au contraire des mois de mars, novembre et décembre (>12 / mois).
- Le nombre moyen de jours de pluie > 10 mm précipités est de 18,5 / an (environ un jour sur vingt). Les mois de janvier à mai sont ceux où il y a le moins de jours de plus de 10 mm précipités (< 1,4 / mois), au contraire des mois de juin à décembre (> 1,4 / mois et < 2 / mois).

- Le nombre moyen de jours de pluie > 20 mm précipités est de 2,7 / an (environ sept jours sur mille) et est le plus élevé en juin et juillet (> 0,4 / mois), alors que ces pluies sont quasiment inexistantes de janvier à mai.

Sur l'historique des relevés fourni par la DIREN (de 1975 à 2002), on ne relève que 17 événements pluvieux de plus de 30 mm précipités (soit presque 1 tous les 2 ans), dont :

- 45,1 mm précipités en 24 heures en juin 1997,
- 50,8 mm précipités en 24 heures en juillet 1979,
- 62,6 mm précipités en 24 heures en juillet 1995.

13 de ces 17 événements se sont produits de juin à août, en été. Il s'agit d'averses orageuses de forte intensité.

On remarque également des périodes qui cumulent de grandes quantités de pluie sans événement pluvieux marquant :

- 5 jours du 04 au 08/11/1979 avec 79,4 mm précipités,
- 22 jours du 11/12/1993 au 01/01/1994 avec 174,1 mm précipités,
- 5 jours du 24 au 28/12/1999 avec 83,3 mm précipités.

Ces grandes quantités cumulées de pluies contribuent à la saturation des sols et aux inondations hivernales.

La DIREN et Météo France nous ont fourni les périodes de retour des événements pluvieux journaliers correspondant au secteur pluviométrique de Lécluse (sur une période d'observation de 1966 à 1999) et Cambrai-Epinoy (sur une période d'observation de 1973 à 2005) :

DUREE : 24 heures	LECLUSE	CAMBRAI-EPINOY
Période de retour	Hauteur précipitée (mm)	Hauteur précipitée (mm)
2 ans	27.4	33.0
5 ans	37.4	41.3
10 ans	46.0	47.1
20 ans	56.1	52.6
25 ans	59.7	54.2
30 ans	-	56.0
50 ans	72.5	59.5
75 ans	-	62.4
100 ans	87.9	64.6

Pour la suite de l'étude, nous retiendrons les données météorologiques de la station de Cambrai-Epinoy qui sont globalement plus pénalisantes ou sensiblement équivalentes sur les périodes de retour inférieures à 30 ans.

Pour les périodes de retour supérieures, l'écart est important entre Cambrai (plus faible) et Lécluse. Nous retiendrons dans ce cas, dans la mesure du possible, des pluies réelles, de type 04 juillet 2005.

Les données fournies par Météo France donnent, par ajustement par la loi de Poisson et la loi exponentielle, les hauteurs précipitées suivantes en mm pour différentes périodes de retour et durées :

Durée Période de retour	6 mn	15 mn	30 mn	1 heure	2 heures	6 heures	12 heures	24 heures
2 ans	6.4	9.1	11.8	15.3	19.9	23.9	28.0	33.0
5 ans	9.2	12.6	16.0	20.4	25.9	30.8	35.7	41.3
10 ans	11.0	14.9	18.7	23.6	29.7	35.5	40.9	47.1
20 ans	12.7	17.1	21.5	26.9	33.7	40.0	45.9	52.6
25 ans	13.3	17.9	22.3	27.9	34.9	41.3	47.3	54.2
30 ans	13.7	18.3	22.9	28.6	35.8	42.8	49.0	56.0
50 ans	15.0	20.0	24.9	31.0	38.6	45.7	52.1	59.5
75 ans	16.0	21.3	26.4	32.8	40.7	48.1	54.8	62.4
100 ans	16.6	22.1	27.5	34.1	42.4	49.9	56.8	64.6

(1) : La période de retour peut être définie ainsi :

C'est « l'intervalle de temps moyen qui sépare deux occurrences d'un événement caractérisé par une variable aléatoire unique. On peut par exemple évoquer la période de retour d'une pluie donnée si on la caractérise par son intensité moyenne pendant une certaine durée, ou la période de retour d'un débit donné en un point particulier du réseau ». Cependant ce concept possède certaines limites :

- pour apprécier la valeur de l'intervalle de temps qui sépare deux événements, il faudrait disposer d'une longue série chronologique de mesure de cet événement. Ceci est rarement le cas, mais les outils statistiques permettent les extrapolations.
- un intervalle moyen est, par définition, calculé en faisant la moyenne d'intervalles séparant deux événements. Mais deux événements de même période de retour peuvent survenir à des intervalles de temps rapprochés. Par exemple, au cours d'une période de 20 ans, il y a :
 - 37 % de chance de n'observer aucune « pluie vicennale » ;
 - 37 % de chance d'observer une « pluie vicennale » ;
 - 26 % de chance d'observer plusieurs « pluies vicennales ».

1.5.3 – Précipitations réelles du 4 juillet 2005

La crue du 04 juillet 2005 a été la plus importante mesurée sur la Scarpe canalisée à Brebières, et c'est également ce jour que les inondations se sont produites sur les secteurs urbanisés de Courchelettes en rive droite de la Scarpe, en amont du barrage Couteau.

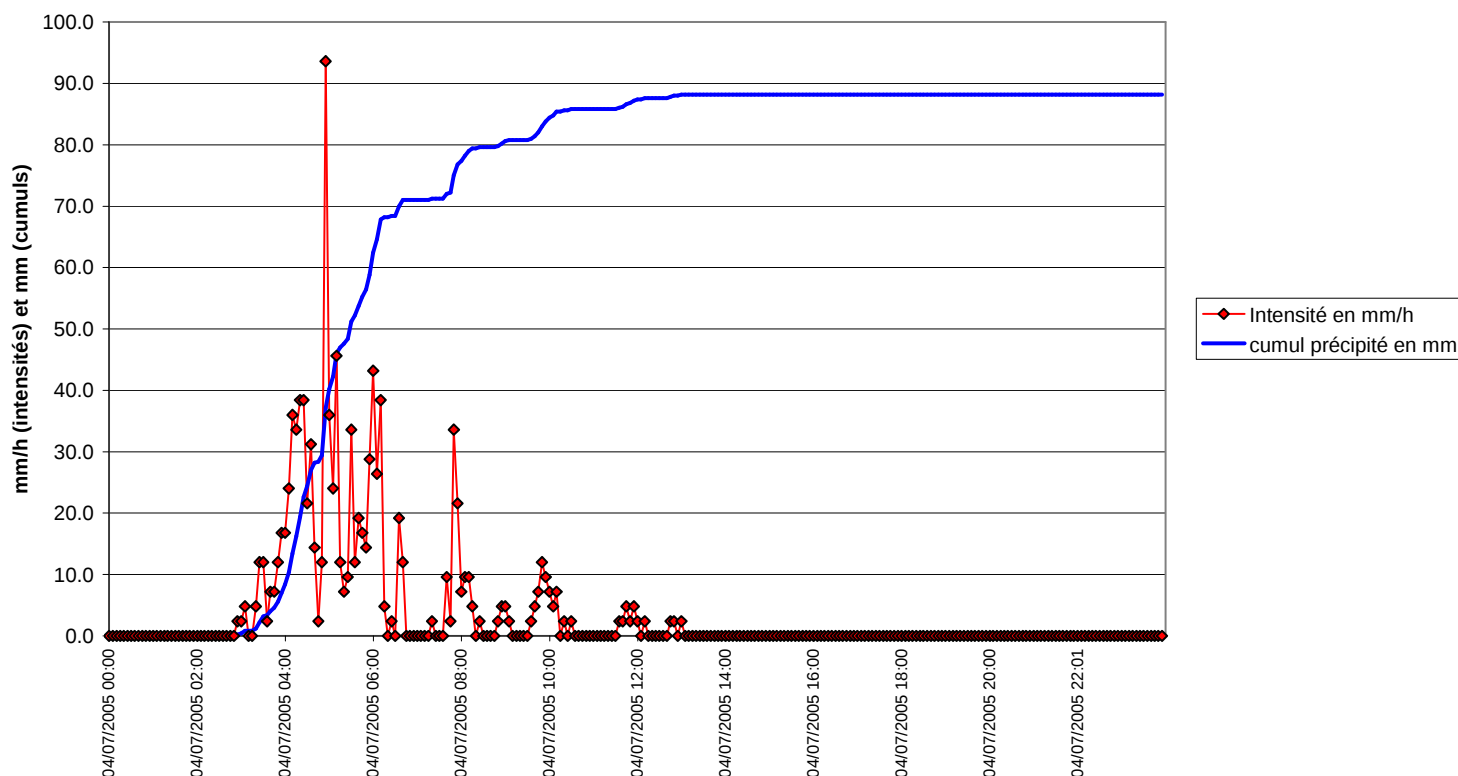
Nous avons obtenu auprès de la Communauté d'Agglomération du Douaisis les données pluviométriques enregistrées sur la période du 01 au 10 juillet 2005 au niveau de la station d'épuration d'Esquerchin :

01/07/05 : 2,93 mm	06/07/05 : 3,58 mm
02/07/05 : 3,41 mm	07/07/05 : 12,98 mm
03/07/05 : 0,04 mm	08/07/05 : 12,50 mm
04/07/05 : 88,46 mm ➔ Jour des inondations	09/07/05 : 0,16 mm
05/07/05 : 1,00 mm	10/07/05 : 0,04 mm

On remarque notamment sur cette période 88,5mm précipités sur 04 juillet 2005, ce qui représente en une seule journée 1,5 fois la quantité précipitée pendant un mois de juillet « normal » entier à Lécuse.

Nous avons obtenu le détail des intensités précipitées cette journée là avec un pas de temps de 5mn :

Détail de l'orage du 4 juillet 2005 à la station d'épuration d'Esquerchin (pluviographe géré par la CAD)



L'intensité maximale a atteint 93,6 mm/h entre 4h55 et 5h00 le 04 juillet 2005. Les précipitations se sont essentiellement produites entre 3h40 et 6h10 (64mm précipités en 2h30).

Une telle quantité précipitée en si peu de temps « sort » du calcul statistique des périodes de retour sur l'Ecluse et Cambrai, avec une période de retour dépassant largement les 100 ans. Il s'agit donc d'un événement pluvieux extrêmement rare.

Pour rappel, les trois derniers records de quantité précipitée en 24 heures à l'Ecluse (à moins de 5 km de Courchelettes et 12km d'Esquerchin) étaient :

- 45,1 mm précipités en 24 heures en juin 1997,
- 50,8 mm précipités en 24 heures en juillet 1979,
- 62,6 mm précipités en 24 heures en juillet 1995.

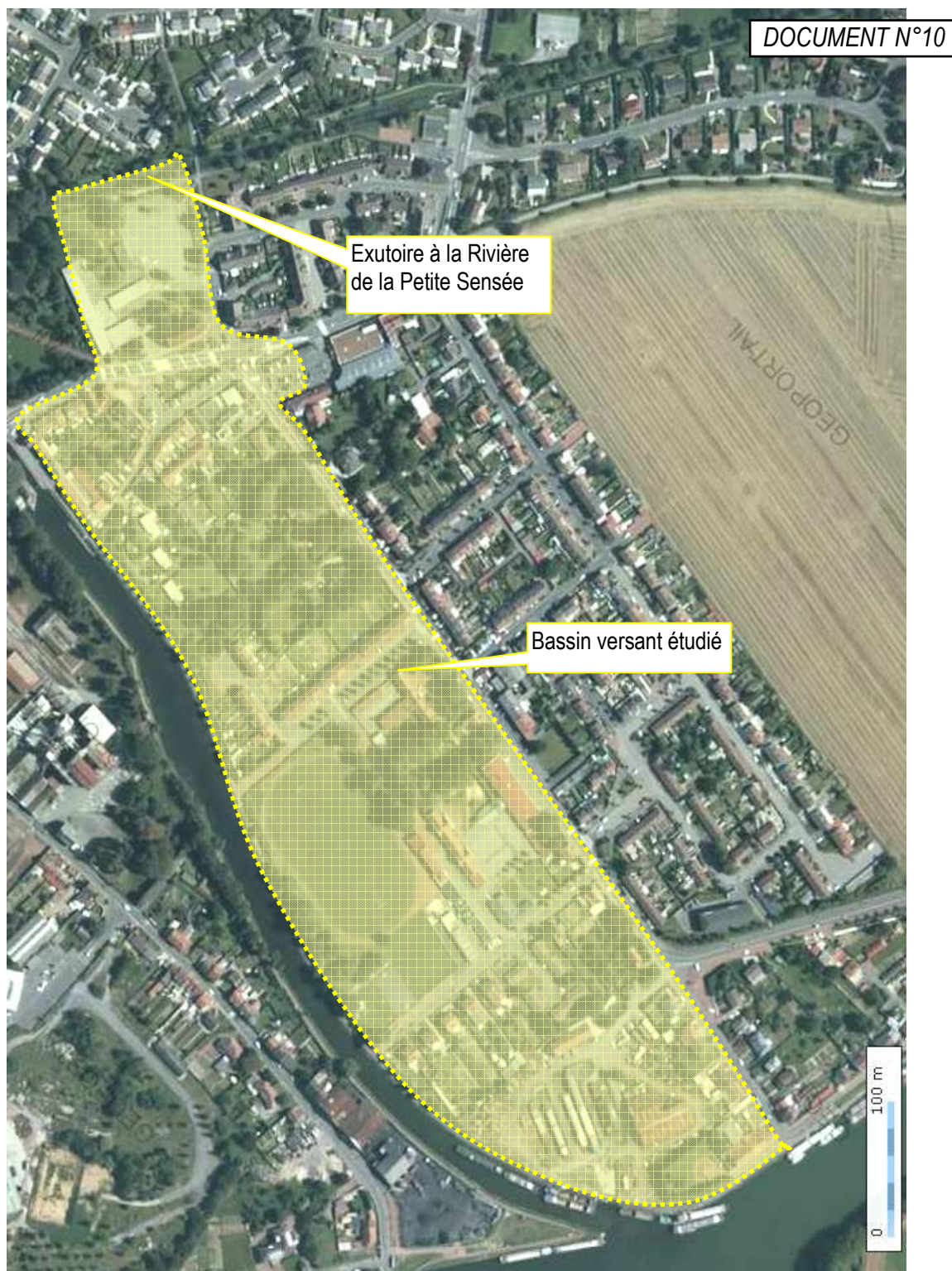
Sur un secteur pluviométrique proche et représentatif, on peut considérer que l'orage mesuré à Esquerchin pulvérise donc ces records.

2. ANALYSE HYDRAULIQUE DETAILLEE DU SECTEUR ETUDIE

2.1 – BASSIN VERSANT EN RIVE DROITE DU BARRAGE COUTEAU

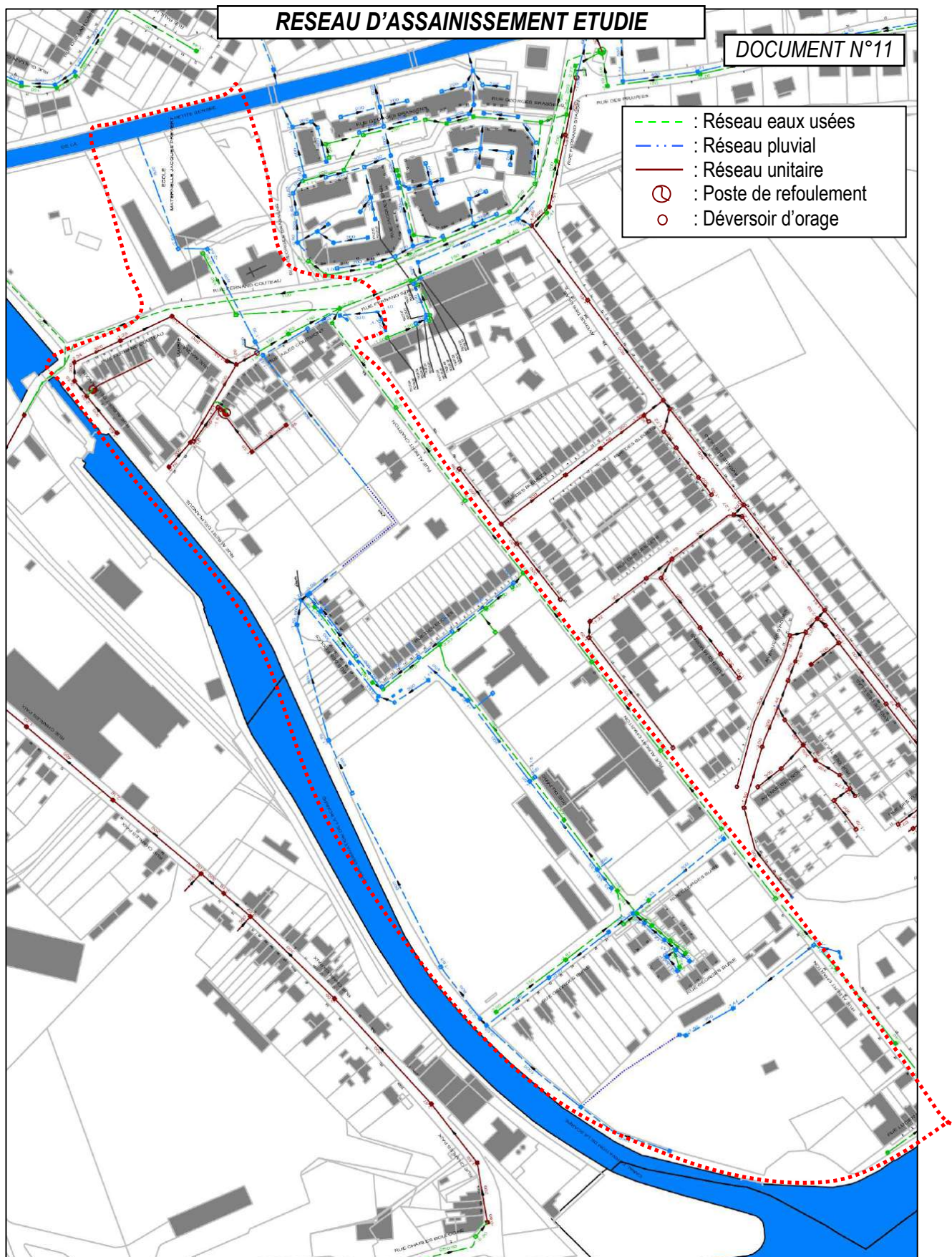
Le bassin versant du réseau d'assainissement ayant son exutoire à l'est de l'école s'étend sur environ 13,6 ha (dont la moitié est estimée comme surface imperméabilisée) et est matérialisé sur le document ci-dessous :

BASSIN VERSANT « DE LA RUE DES ECOLES »



2.2 – RESEAU D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL EN RIVE DROITE DU BARRAGE COUTEAU

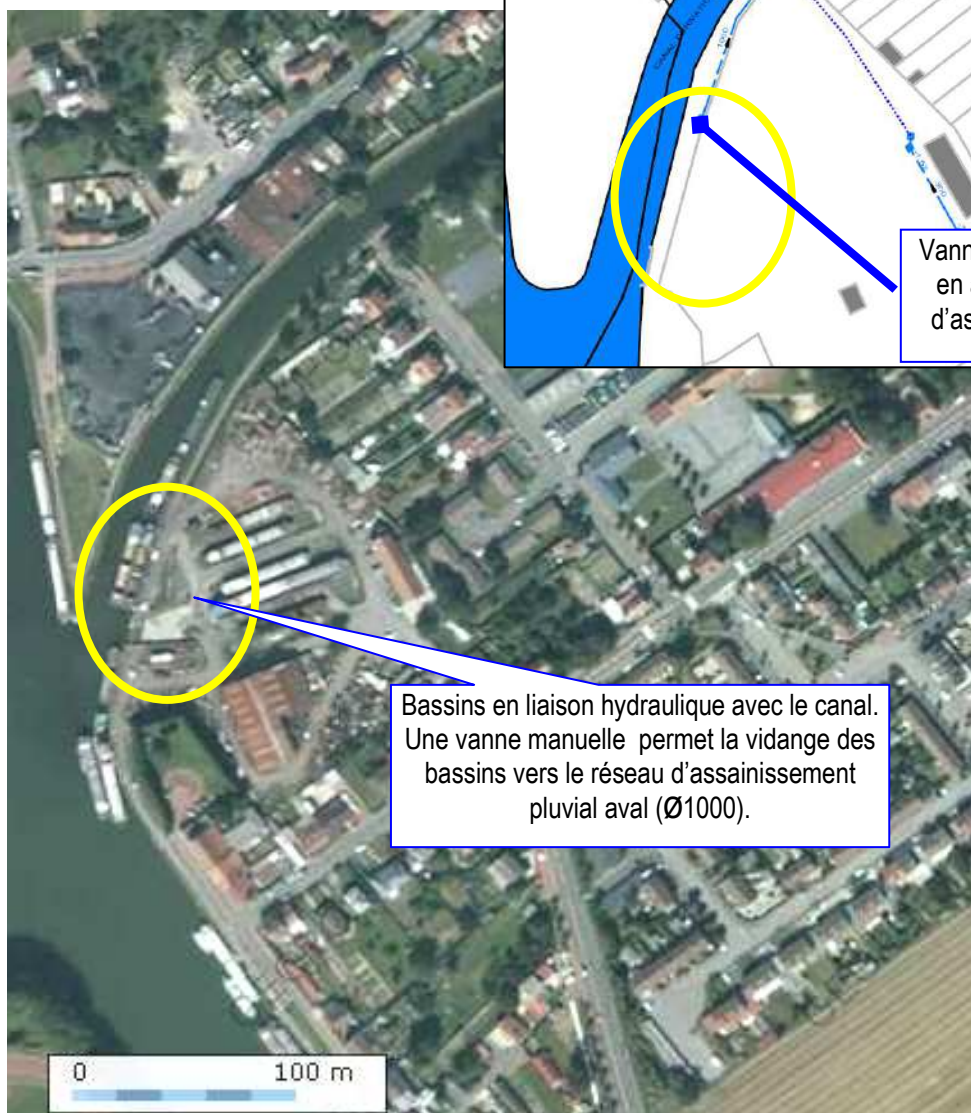
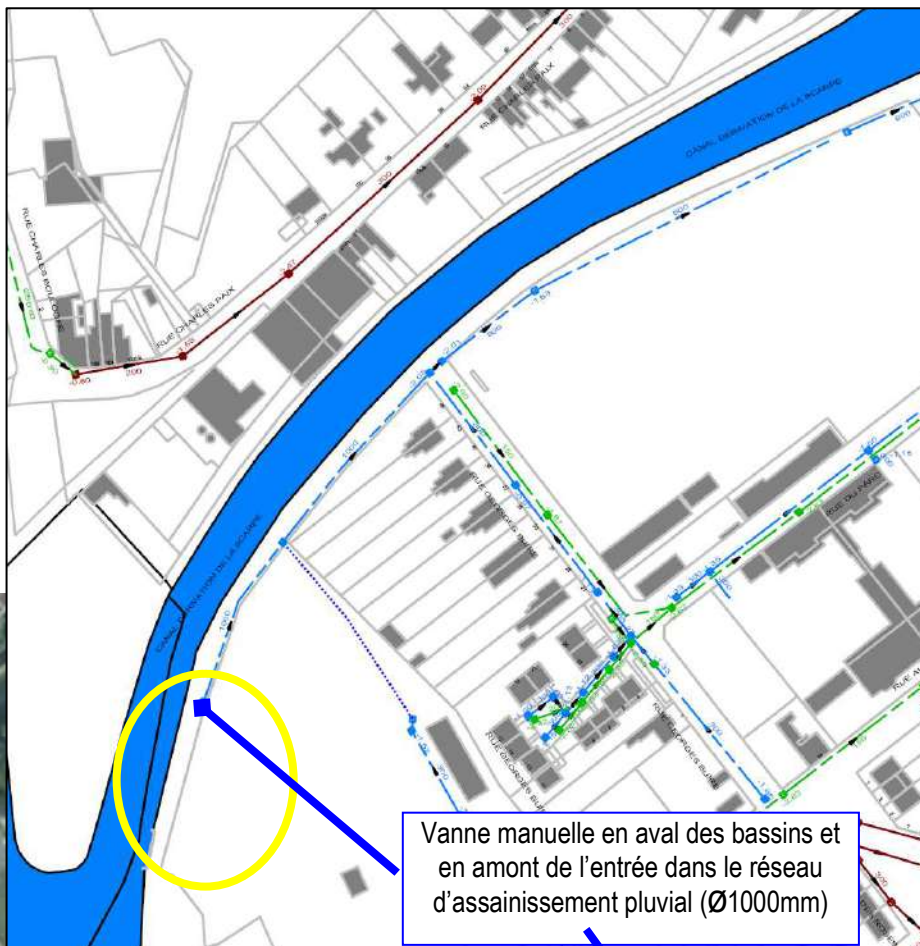
Extrait du plan de récolement du réseau d'assainissement fourni par la Communauté d'Agglomération du Douaisis :



2.3 – BASSINS EN AMONT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL ETUDIE

Les VNF et la CAD (qui dispose de la convention de rejet de l'établissement concerné au réseau d'assainissement pluvial) ont fait remarqué qu'il existe des bassins en amont du bassin versant étudié (chantiers Despinoy) en liaison avec le canal et le réseau pluvial étudié via une vanne manuelle fermée par défaut.

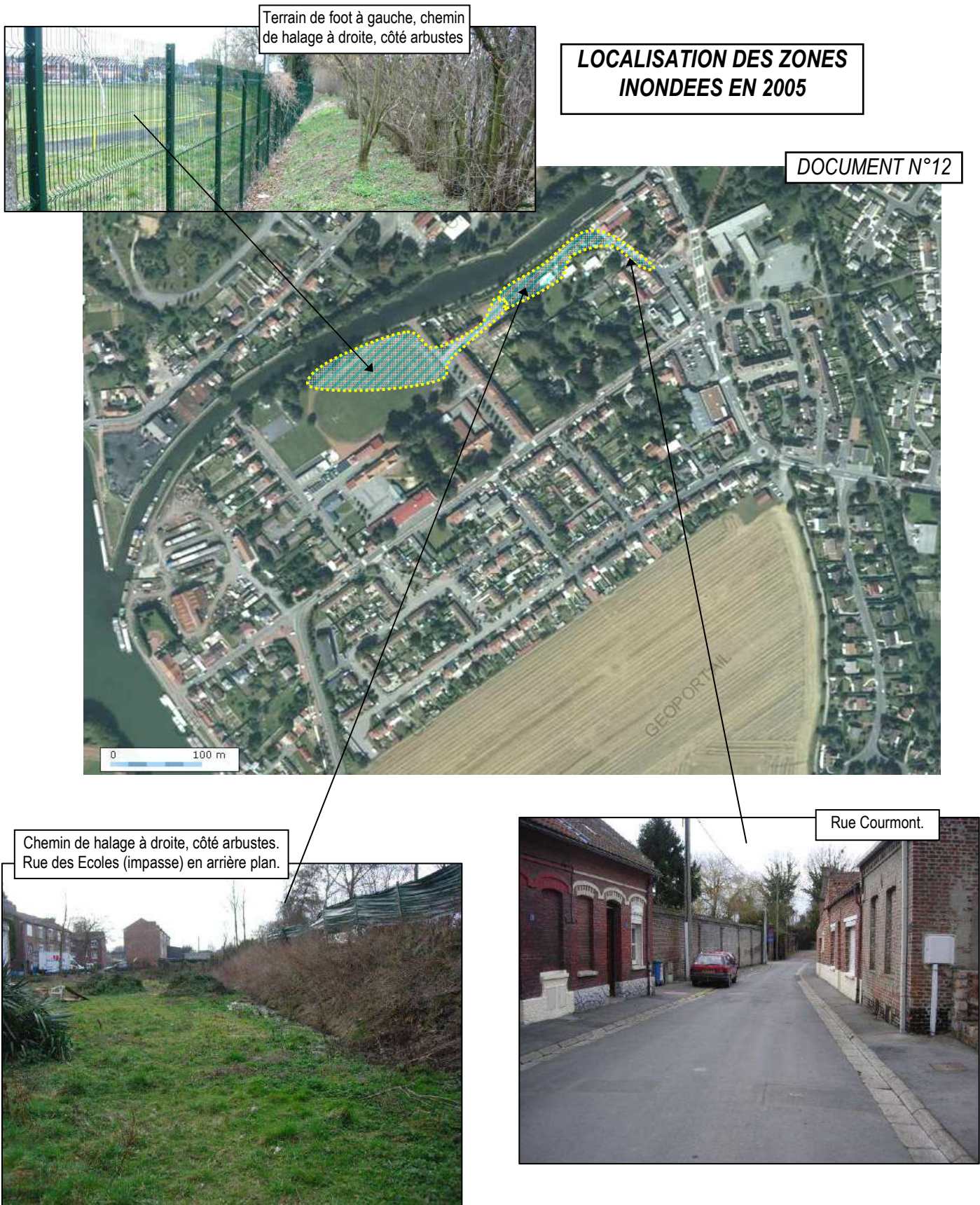
Les VNF ont relevé que la cote de déversement de la vanne d'isolement est située à +0m95 par rapport au NNN (30m94 NGF), et donc que le canal en crue le 4 juillet 2005 n'a pas déverser par-dessus l'ouvrage en direction du réseau pluvial.



Pour les besoins de la modélisation du réseau pluvial que nous allons mener avec MIKE URBAN, nous considérerons que cette vanne est fermée et étanche, par défaut.

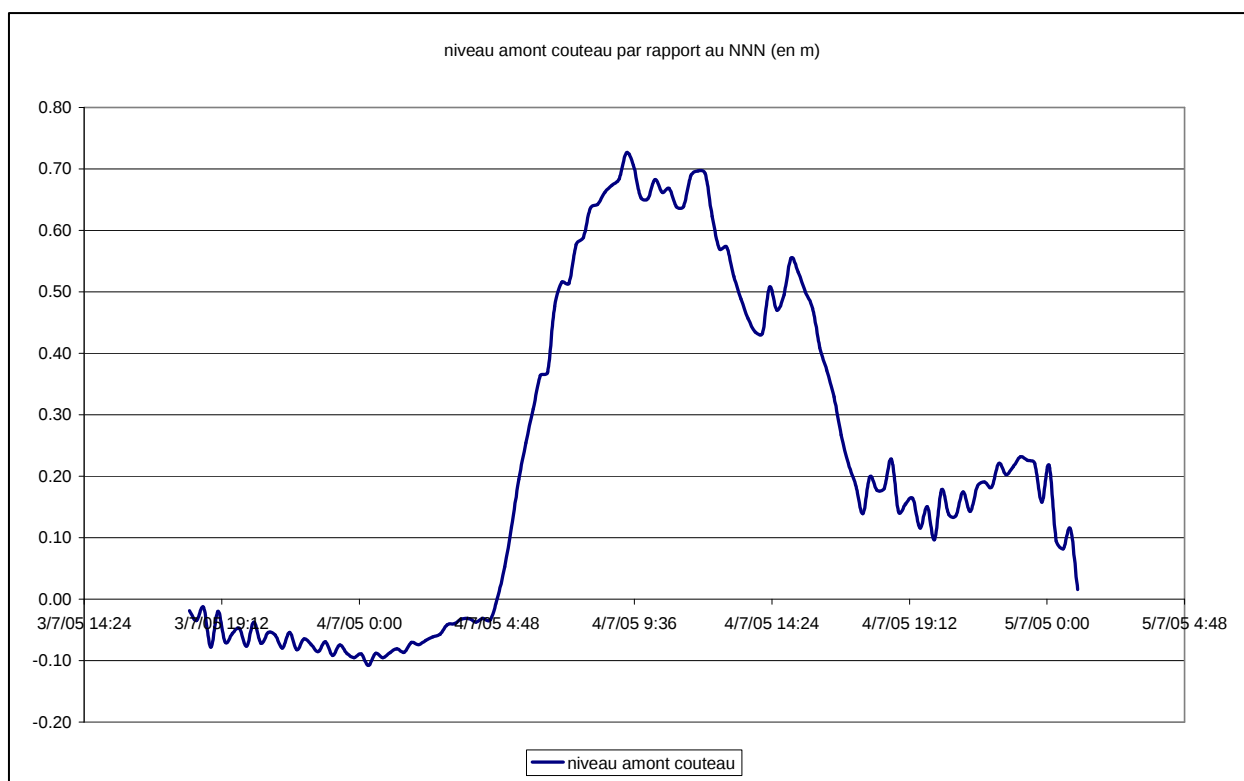
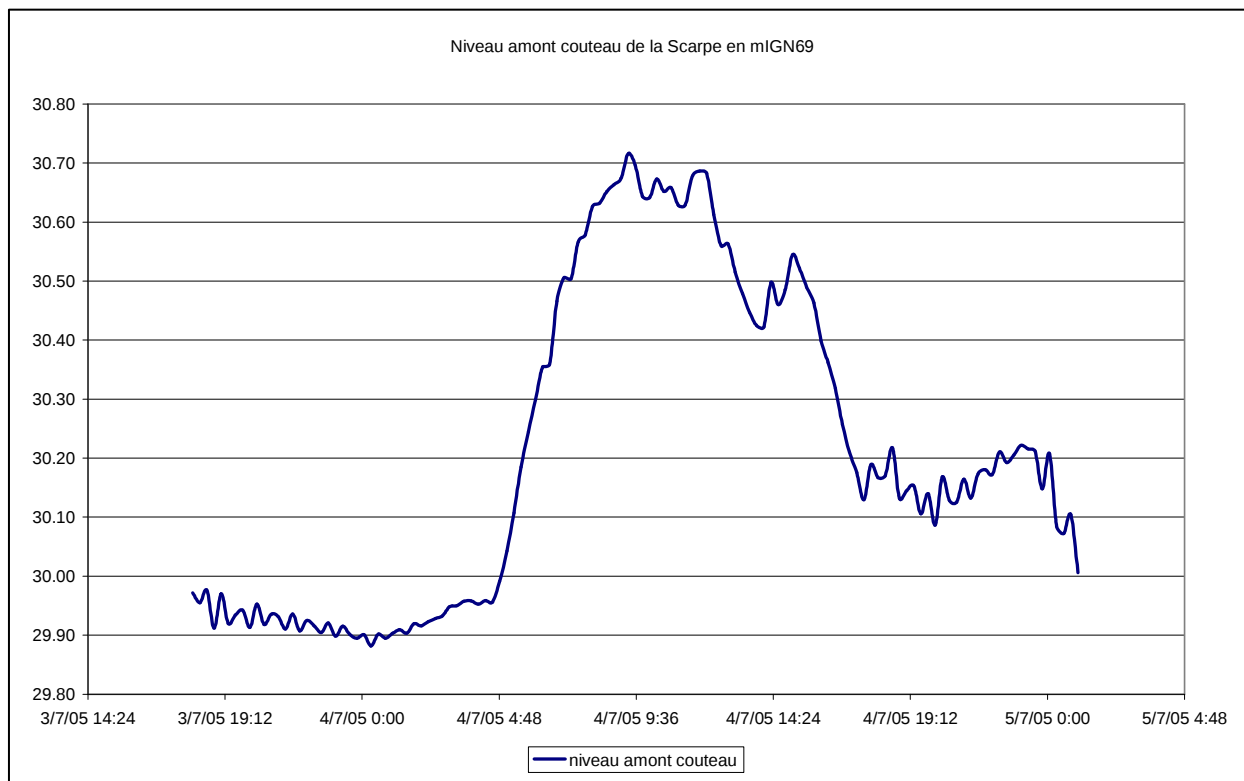
2.4 – LOCALISATION DES ZONES INONDEES LE 4 JUILLET 2005

Les zones inondées s'étendaient le long du canal, entre le terrain de football et la rue Courmont.



2.5 – NIVEAUX ATTEINTS PAR LE CANAL DE LA SCARPE EN AMONT DU BARRAGE COUTEAU LE 4 JUILLET 2005

Les cotes du canal ont été fournies par les VNF. On constate que le niveau du canal a dépassé d'au moins 3cm la cote du chemin de halage situé en amont du terrain de football (30m69 IGN69).



3. MODELISATION HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

Nous avons modélisé une partie du réseau d'assainissement pluvial de Courchelettes sur le bassin versant situé en contrebas en rive droite de la Scarpe en amont du barrage Couteau.

Cette modélisation a pour but de définir si les inondations du secteur en 04 juillet 2005 ont pu être causées par une saturation puis le débordement du réseau d'assainissement pluvial suite à l'orage très intense de ce jour.

3.1 - PRINCIPE DE LA MODELISATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL

La modélisation est réalisée avec le logiciel MIKE URBAN en associant :

- une modélisation hydrologique qui représente la transformation de la pluie en débit ruisselé vers le réseau de collecte ;
- une modélisation hydraulique représentant l'écoulement des crues en fonction des hydrogrammes entrants (déterminés par la modélisation hydrologique) et des conditions de niveau et d'écoulement en aval (c'est-à-dire le niveau d'eau à l'exutoire du tronçon modélisé) ; cette modélisation détermine la propagation et la déformation de la crue sur toute la zone modélisée par calcul des lignes d'eau en réseau, en effectuant des calculs en régime non-permanent.

La simulation hydraulique des écoulements du réseau pluvial des deux bassins versants étudiés nécessite les valeurs des paramètres suivants sur chaque zone de collecte : coefficient de ruissellement, temps de concentration, intensité et durée de la pluie de projet.

Une fois ces paramètres connus, le modèle calcule les débits et hauteurs d'eau en tous points des tronçons principaux du réseau d'assainissement pluvial en fonction d'un événement pluvieux choisi.

3.1.1 – Coefficients de ruissellement

Le coefficient de ruissellement des sols est fonction de la nature, de la couverture végétale et de la pente du terrain.

En adoptant un coefficient de ruissellement de 100% pour les surfaces imperméabilisées (voiries, logements, trottoirs, parkings, entrées de garages, terrasses), nous avons estimé, pour chaque zone de collecte un coefficient d'apport théorique d'après les photographies aériennes et une visite sur place.

3.1.2 – Temps de concentration des zones de collecte

Le temps de concentration (t_c) est utilisé pour définir l'intensité de pluie qui engendrera un débit maximal à l'exutoire, c'est aussi le temps maximal que met la goutte d'eau la plus éloignée tombant sur la zone de collecte pour atteindre l'exutoire. La pluie la plus pénalisante pour cette zone de collecte est donc une pluie dont l'intensité est maximale durant un temps égal au temps de concentration.

Selon le choix du modèle hydrologique utilisé sous MIKE URBAN :

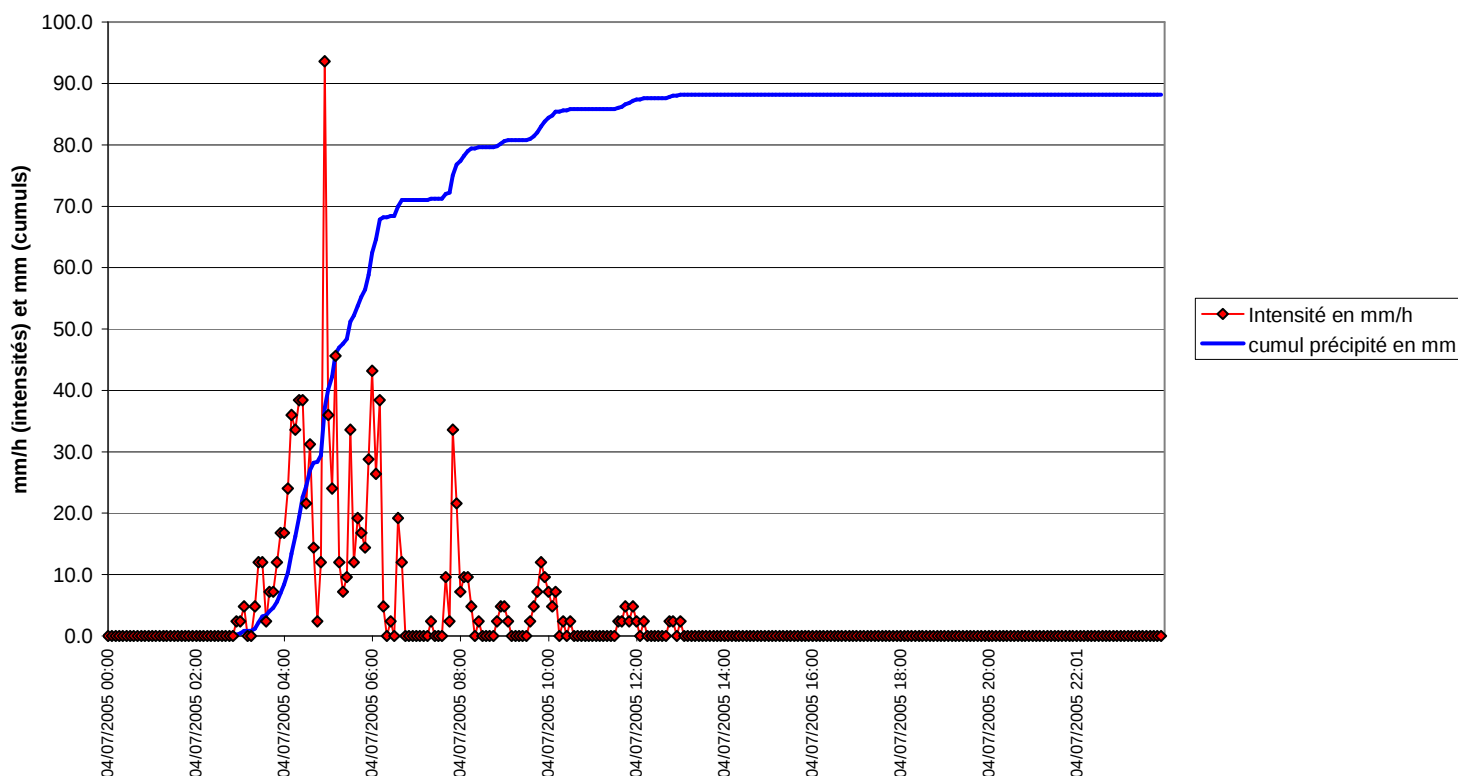
- soit le temps de concentration est calculé par le logiciel à l'aide de formules intégrées (Passini, Service routier de l'état de Californie, Kirpich) ;
- soit le temps de concentration n'est pas calculé par le logiciel et doit être calculé au préalable. Il existe de nombreuses méthodes de calcul du temps de concentration d'un bassin versant (Passini, Ventura, Sogreah, Turraza).

3.1.3 – Caractérisation des pluies de projet utilisées pour la modélisation

Afin de disposer de données de calage pour une pluie historique ayant causé des inondations, nous avons collecté auprès de la Communauté d'Agglomération du Douaisis des données sur la pluviométrie.

Les informations que nous avons recueillies portent sur l'événement du 04 juillet 2005 ayant causé des inondations.

Détail de l'orage du 4 juillet 2005 à la station d'épuration d'Esquerchin (pluviographe géré par la CAD)



3.2 – MODELISATION HYDROLOGIQUE : PRINCIPES, RISQUES D'ERREURS ET PARAMETRES DE CALAGE

3.2.1 - Principes de la modélisation

Une modélisation hydrologique représente la transformation de la pluie en débit ruisselé vers le réseau de collecte. La simulation hydrologique des écoulements du réseau pluvial des deux bassins versants nécessite les valeurs des paramètres suivants sur chaque zone de collecte : coefficient de ruissellement, temps de concentration, intensité et durée de la pluie de projet.

Une fois ces paramètres connus, le modèle calcule les hydrogrammes de débit à l'exutoire de chaque zone de collecte en fonction de la pluie historique.

Pour la modélisation du réseau, nous avons retenu le modèle A qui est le plus adapté à un réseau urbain où interviennent peu les ruissellements sur zone non imperméabilisée.

C'est la même formulation que la formule rationnelle généralisée, mais celle-ci s'applique non plus à tout le bassin versant et en permanence, mais à une série de bassins élémentaires déterminés pas de temps par pas de temps, par utilisation d'une courbe Aire-Temps.

Formule rationnelle généralisée : $Q = \mu C I A$

Avec : Q : débit de ruissellement, d'apport au réseau,
 μ : coefficient de réduction (= 95%)
 C : coefficient d'imperméabilisation,
 I : intensité de la pluie,
 A : surface du bassin versant.

Cela se traduit par :

- ⇒ un découpage en pas de temps Δt de la période à simuler,
- ⇒ une détermination du débit par pas de temps :
 - calcul des pertes initiales : tant que l'intensité cumulée n'a pas atteint la valeur de ces pertes initiales, il n'y a pas de ruissellement
 - utilisation de la formule rationnelle à chaque pas de temps :

$$Q(n\Delta t) = C \mu S(n\Delta t) I(n\Delta t)$$

$Q(n\Delta t)$: débit à l'exutoire du bassin versant à l'instant $n\Delta t$
 C : coefficient d'imperméabilisation du bassin
 μ : coefficient de réduction
 $S(n\Delta t)$: surface participant à l'écoulement à l'instant $n\Delta t$
 déterminée par la courbe Aire-Temps
 $I(n\Delta t)$: intensité de la pluie à l'instant $n\Delta t$

Hypothèses :

- ⇒ Les pluies efficaces sont obtenues en retranchant les pertes initiales.
- ⇒ Le coefficient de réduction μ s'applique aux surfaces imperméables, et traduit le fait que toute l'eau parvenant sur ces surfaces, mêmes imperméables, n'atteint pas l'exutoire (coefficient pris en général à 95%).
- ⇒ Les surfaces perméables (déterminées par un coefficient de ruissellement de 10%) participent à l'écoulement.
- ⇒ Il faut estimer les temps de concentration (temps mis pour une goutte d'eau tombant sur la partie la plus lointaine du bassin versant pour parvenir à l'exutoire) pour définir les courbes Aire-Temps.

3.2.2 - Risques d'erreur et paramètres de calage

Nous ne disposons pas de mesures de débits permettant de caler le modèle hydraulique du réseau pluvial. Le modèle sera donc calé au mieux que se peut selon les observations de zones de débordements et hauteurs débordées sur le terrain.

Pour la modélisation hydrologique, il existe plusieurs paramètres qui présentent un risque d'erreur :

- La morphologie des zones de collecte (surface, longueur, pente) et l'occupation des sols, qui permettent de déterminer les temps de concentration ;
- Le ruissellement de la pluie relatif à l'occupation des sols sur chaque zone de collecte ;
- Les débits initiaux dans les tronçons de collecte (débits de base), c'est-à-dire au début de l'événement pluviométrique simulé (considérés comme nuls ici).

Les risques d'erreur d'évaluation existent pour chacun de ces paramètres, compte tenu de la précision relative des documents utilisés, de la méthode d'analyse elle-même, ainsi que des particularités locales difficiles à appréhender :

- La morphologie des zones de collecte peut être considérée comme déterminée avec une précision suffisante à partir du plan du réseau d'assainissement pluvial superposé au fond cadastral au 1/1000^{ème} et à la photographie aérienne du bassin versant ;
- La caractérisation de l'occupation des sols est délicate et nécessite de nombreuses sources d'informations ; toutefois, la confrontation entre l'enquête de terrain et l'estimation des surfaces imperméabilisées à partir de la photographie aérienne permet d'obtenir des résultats satisfaisants ;
- Les valeurs affectées aux coefficients d'apport peuvent être estimées comme fiables, les sols étant soit totalement imperméabilisés (toitures, enrobés, béton,...) ou non collectés (jardinetts de maisons de ville en général situés côté opposé à la rue).

3.3 – MODELISATION HYDRAULIQUE : PRINCIPES, RISQUES D'ERREURS ET PARAMETRES DE CALAGE

3.3.1 - Principes de la modélisation

La modélisation hydraulique consiste à réaliser un maillage du réseau : le réseau est discrétisé en tronçons successifs sur lesquels sont résolues les équations complètes de Barré-de-Saint-Venant (conservation de la matière et de la quantité de mouvement). Ils sont délimités en fonction des paramètres suivants : *homogénéité des dimensions, intersection avec un autre tronçon et rencontre avec une singularité hydraulique (seuil, autre collecteur,...)*.

Les résultats de la modélisation, en cas de régime non-permanent, permettent de suivre l'évolution des paramètres suivants : côtes des niveaux d'eau, vitesses d'écoulement, débits de chaque tronçon discrétisé, durée de submersion des zones inondées.

3.3.2 – Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont de deux types :

- Les conditions aux limites « amont » correspondent aux hydrogrammes de débit introduits dans le modèle dus aux apports des affluents et de zones d'apport diffus le long du réseau. Ces hydrogrammes résultent directement de la modélisation hydrologique, interfacée avec la modélisation hydraulique ;
- Les conditions aux limites « aval » correspondent par exemple au niveau d'eau dans la canalisation à son exutoire à la Petite Sensée.

3.3.3 – Risques d'erreurs et paramètres de calage

Il existe plusieurs paramètres qui présentent un risque d'erreur :

- La discrétisation du réseau elle-même, par le fait qu'elle simplifie un tronçon complet alors qu'il y comporte des singularités diverses qui créent toutes des pertes de charge (obstacles nés d'effondrements, objets dans le réseau, ensablement,...) ;
- Les coefficients de rugosité des tronçons.

Les risques d'erreur d'évaluation existent pour chacun de ces paramètres, compte tenu de la précision relative de l'enquête de terrain, de la modélisation elle-même, ainsi que des particularités locales difficiles à appréhender. En effet, la discrétisation du réseau comporte de nombreux tronçons qui correspondent tous à des changements de capacité hydraulique significatifs : changements de section, chute d'eau.

Pour simplifier, les petites singularités (obstacles divers,...) ont été intégrés au modèle en réglant le coefficient de rugosité moyen du tronçon. Les coefficients de rugosité des tronçons constituent le paramètre essentiel de calage hydraulique du modèle.

3.4 - STRUCTURE DU MODELE

Suite à l'analyse du plan de réseaux d'assainissement, le réseau pluvial des deux bassins versants étudiés a été découpé en tronçons de manière à être modélisé avec le logiciel MIKE URBAN.

Nous avons entré dans le logiciel les données relatives au réseau, à savoir :

- Nœuds : localisation, côtes TN et côtes radier déterminées par le plan de réseau pluvial de la ville ;
- Exutoires : niveau d'eau, localisation ;
- Conduites : nœud amont, nœud aval, chutes, sections, rugosité ;
- Les rugosités adoptées ici sont de 80 pour les canalisations, ce qui correspond à des conduites en béton en bon état.

Le modèle du réseau d'assainissement ainsi réalisé comprend :

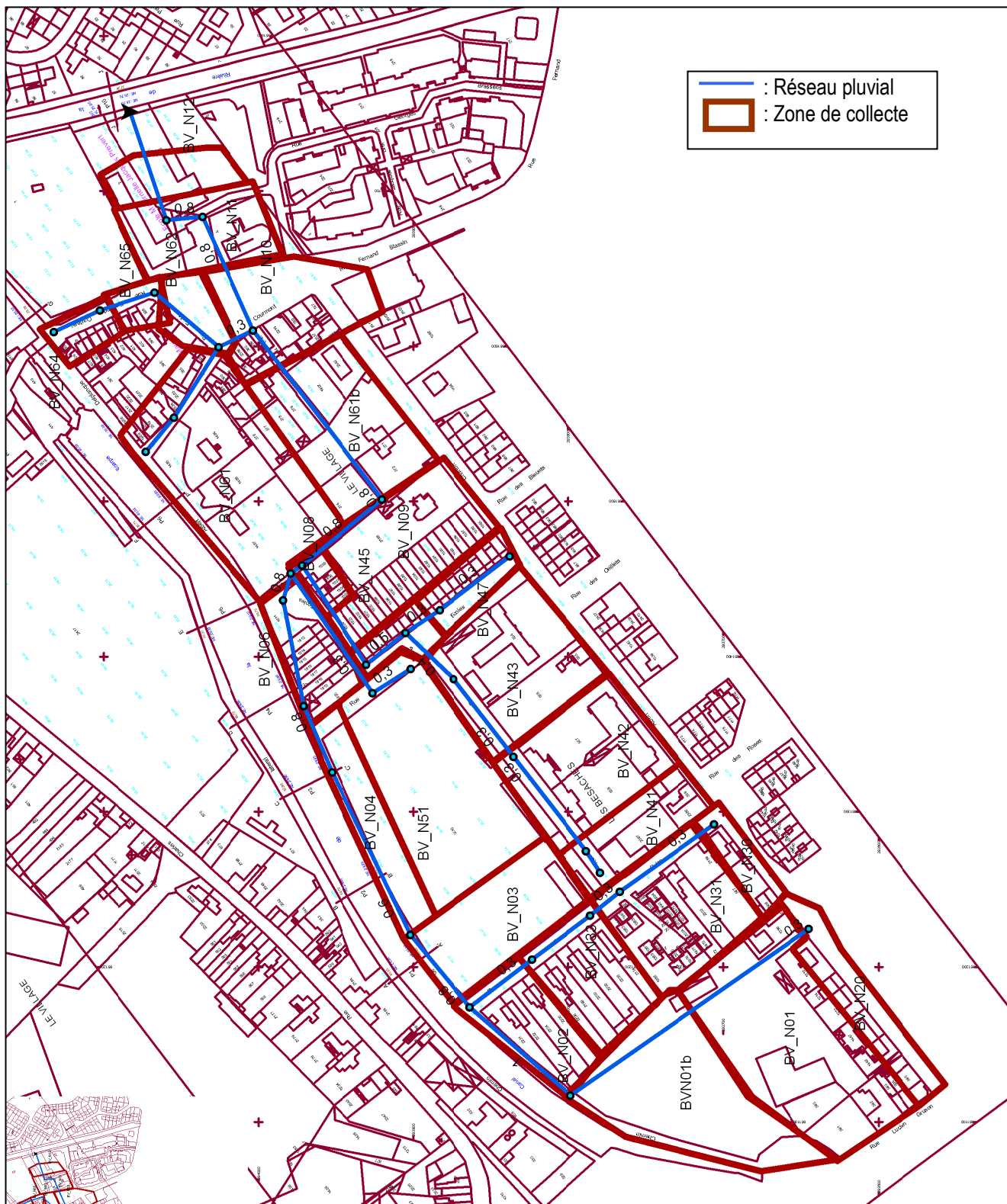
- 34 nœuds
- 33 tronçons (canalisations), totalisant 1920 mètres de linéaire (diamètres compris entre 200 et 1000mm)
- 26 sous-bassins versants
- Une surface active de 6,8 ha sur les 13,6 ha du bassin versant amont à l'exutoire vers la Petite Sensée Rivière (50% de coefficient d'apport)
- Un niveau haut appliqué par défaut à l'exutoire du réseau pluvial au niveau de la Petite Sensée (26,7 m IGN69)

Découpage en sous-bassins versants :

Le tracé du réseau modélisé par secteur ainsi que le découpage en sous-bassins versants sont repris par secteur sur le graphique en page suivante :

**REPRESENTATION DU MODELE HYDROLOGIQUE
ET HYDRAULIQUE AVEC MIKE URBAN**

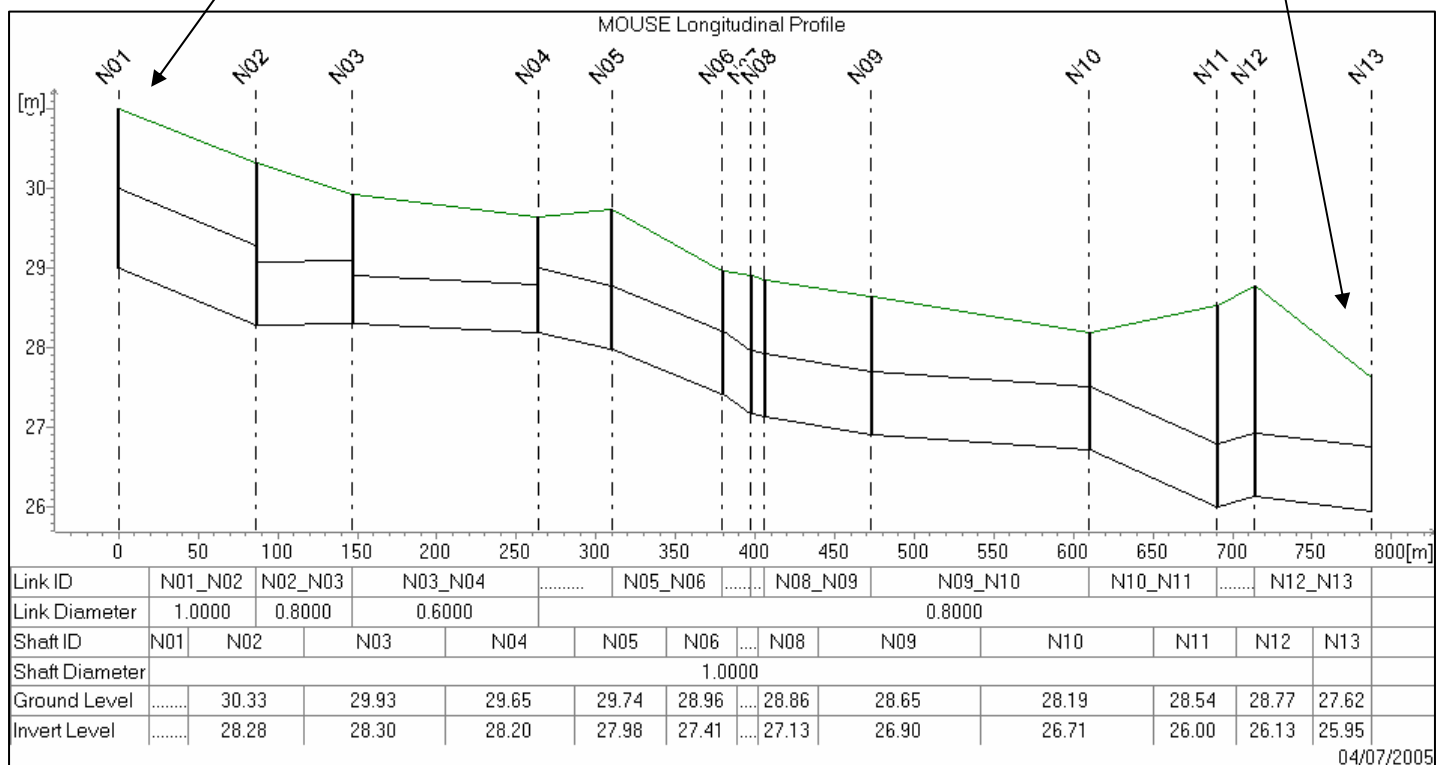
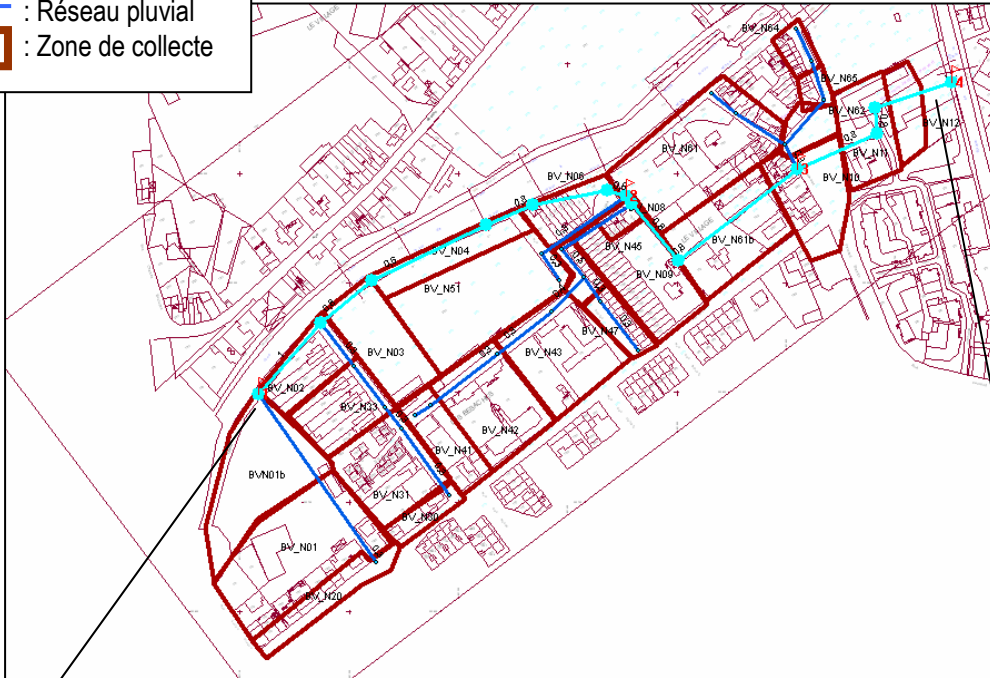
DOCUMENT N°13



**REPRESENTATION DU PROFIL EN LONG DU TRONCON PRINCIPAL
DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DES EAUX PLUVIALES**

DOCUMENT N°14

— : Réseau pluvial
 : Zone de collecte



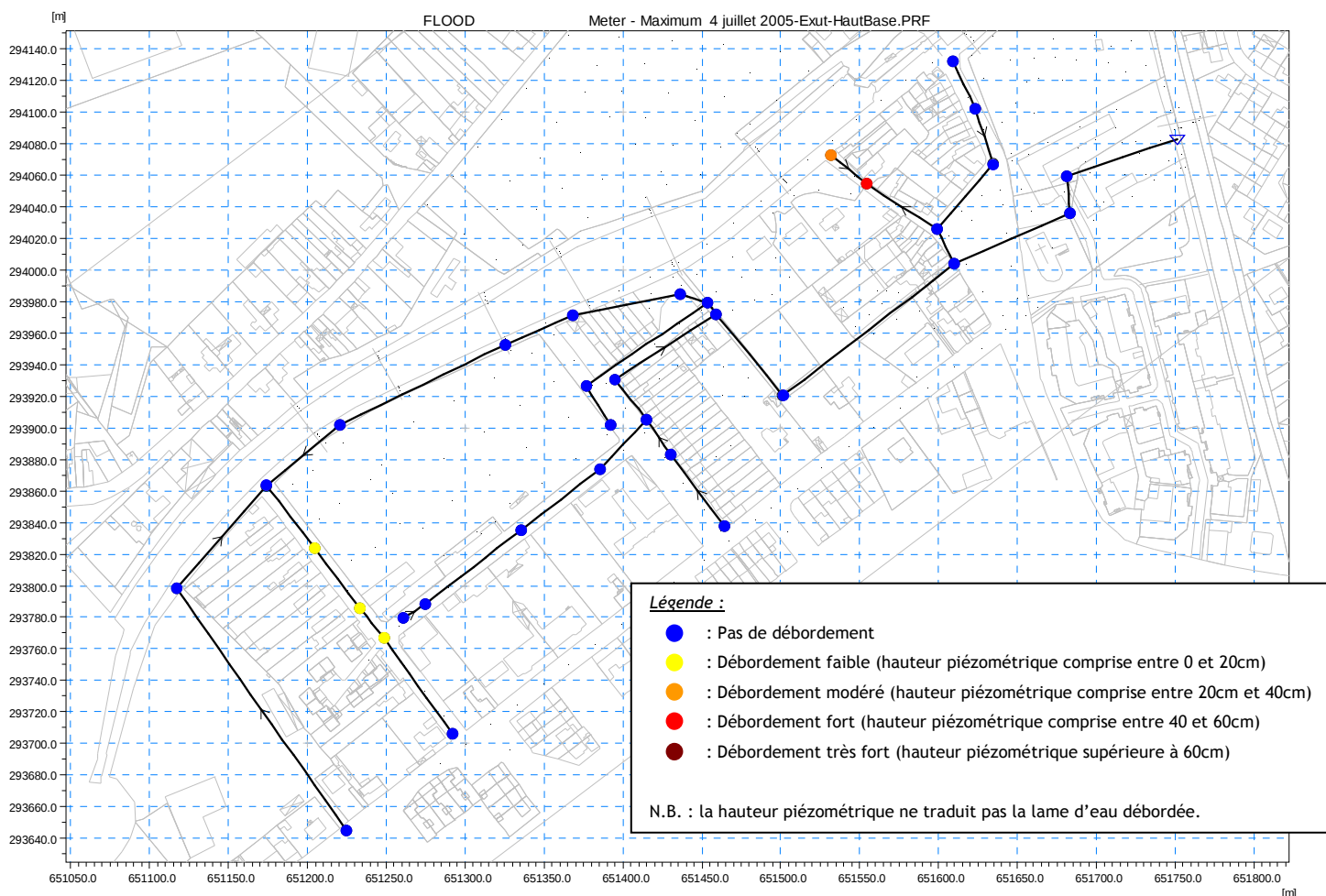
3.5 – RESULTATS DE LA MODELISATION HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

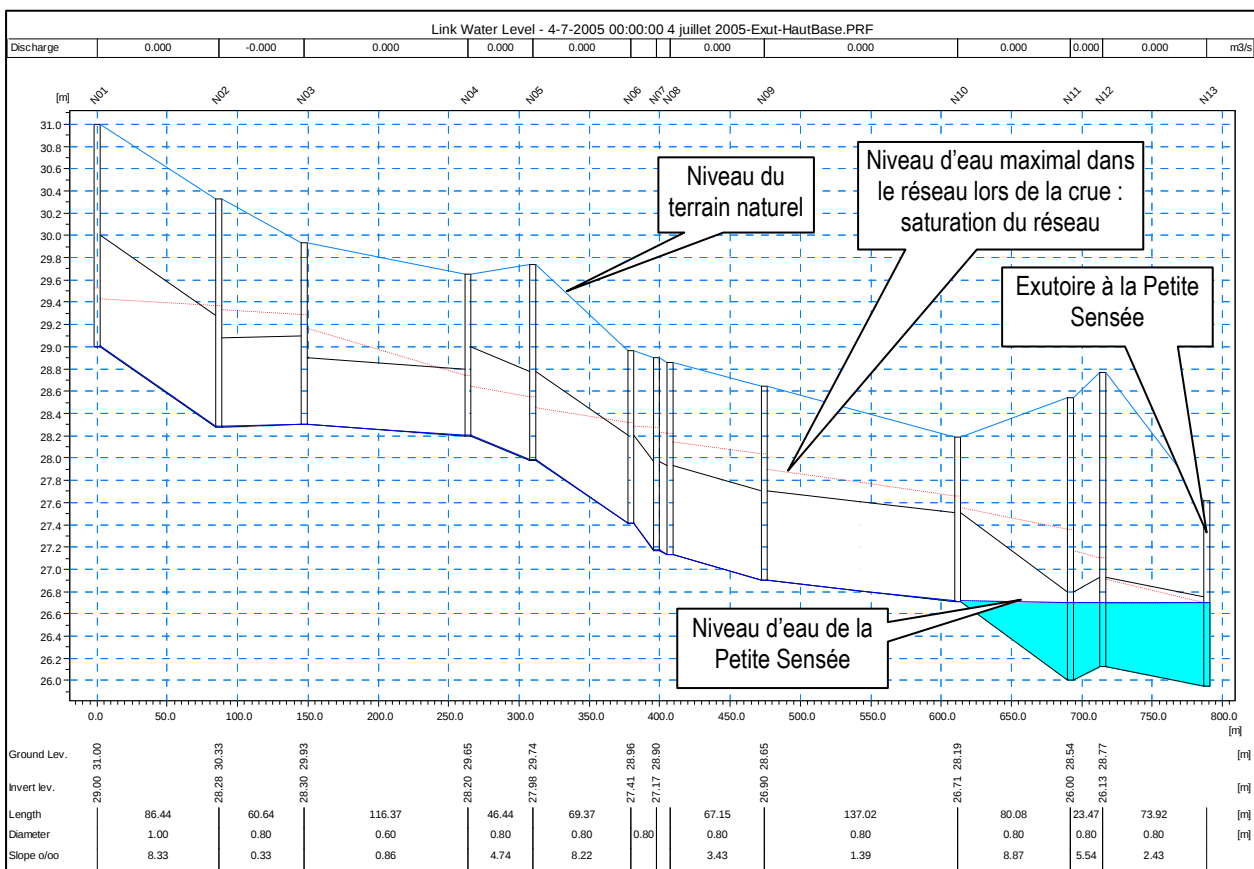
Les résultats de la modélisation pour la pluie du 4 juillet 2005 démontrent que :

- Environ 5 900 m³ ont été générés en ruissellement sur le bassin versant de 13,6 ha étudié (50 % de surface active) ;
- Le niveau d'eau à l'exutoire du réseau est sans incidence sur l'importance des zones de débordement sur le bassin versant amont ;
- Le débit de pointe à l'exutoire à la Petite Sensée atteint 0,78 m³/s (57 l/s/ha) ;
- Les zones de débordement sont limitées à l'amont du bassin versant étudié (de faible importance au niveau de la Rue G.Buire) et au niveau de la rue G.Courmont (de forte importance au point bas du réseau unitaire). Ces observations sont conformes avec les zones inondées lors du 4 juillet 2005, **on peut donc estimer que la pluviométrie exceptionnelle de ce 4 juillet 2005 à elle seule est déjà la cause de débordements au niveau de la Rue Courmont.**

ZONES DE DEBORDEMENT SUR LE RESEAU MODELISE

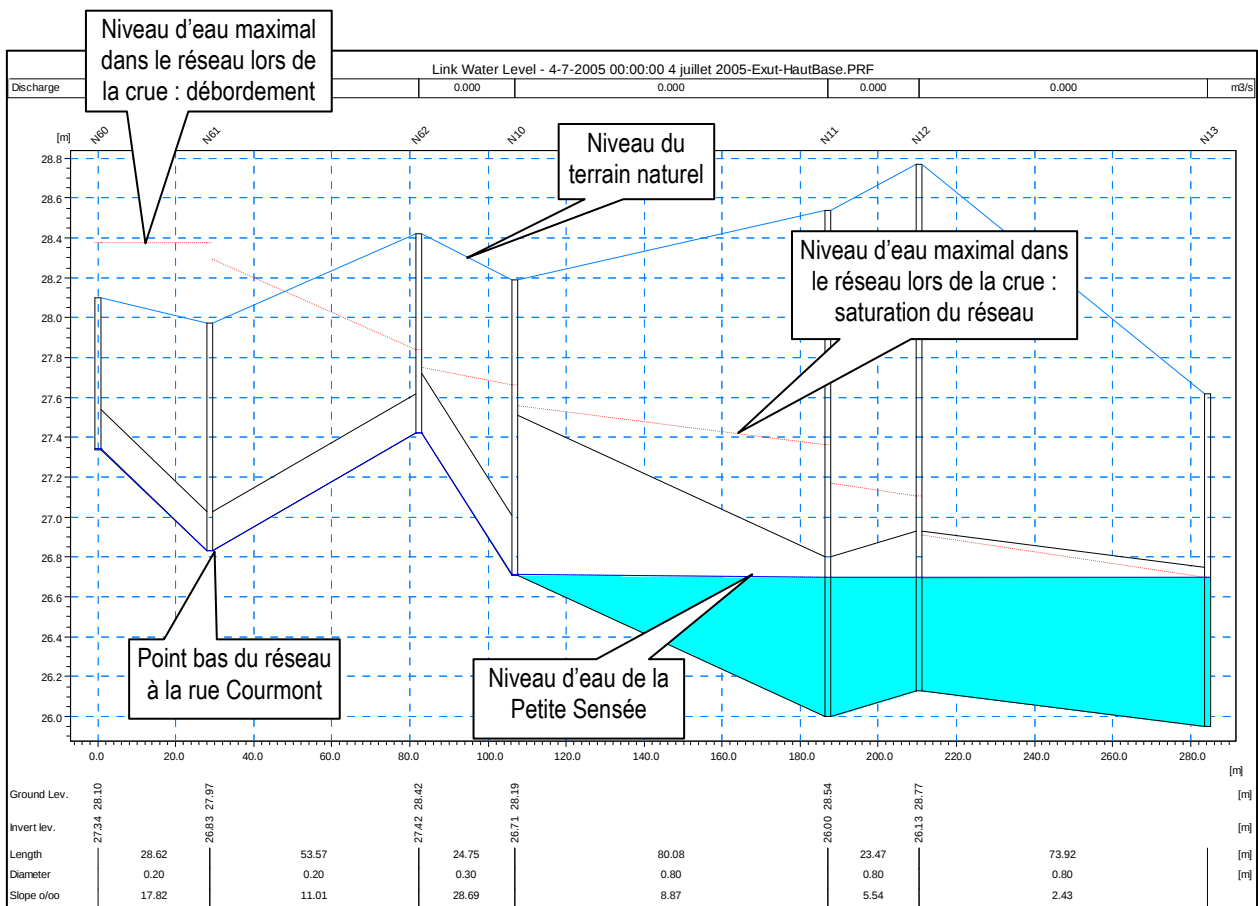
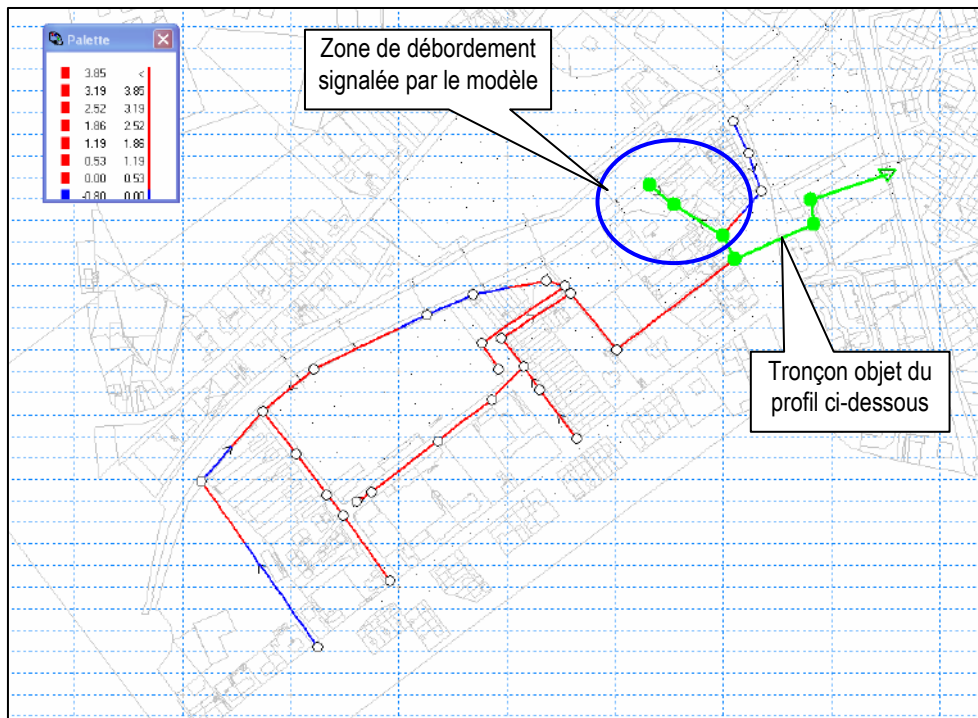
DOCUMENT N°15





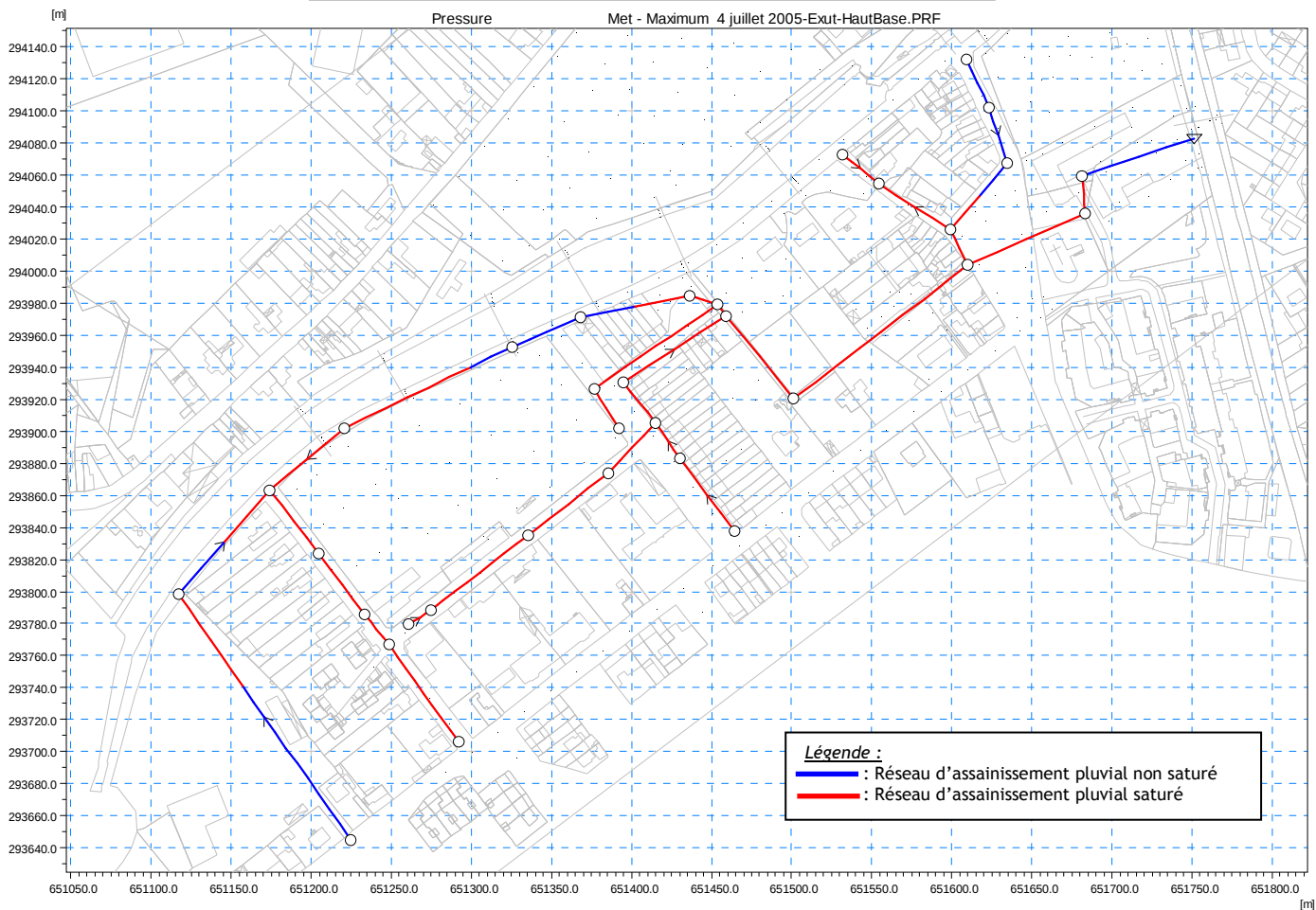
**PROFIL PIEZOMETRIQUE DU TRONCON PLUVIAL
DE LA RUE COURMONT**

DOCUMENT N°17



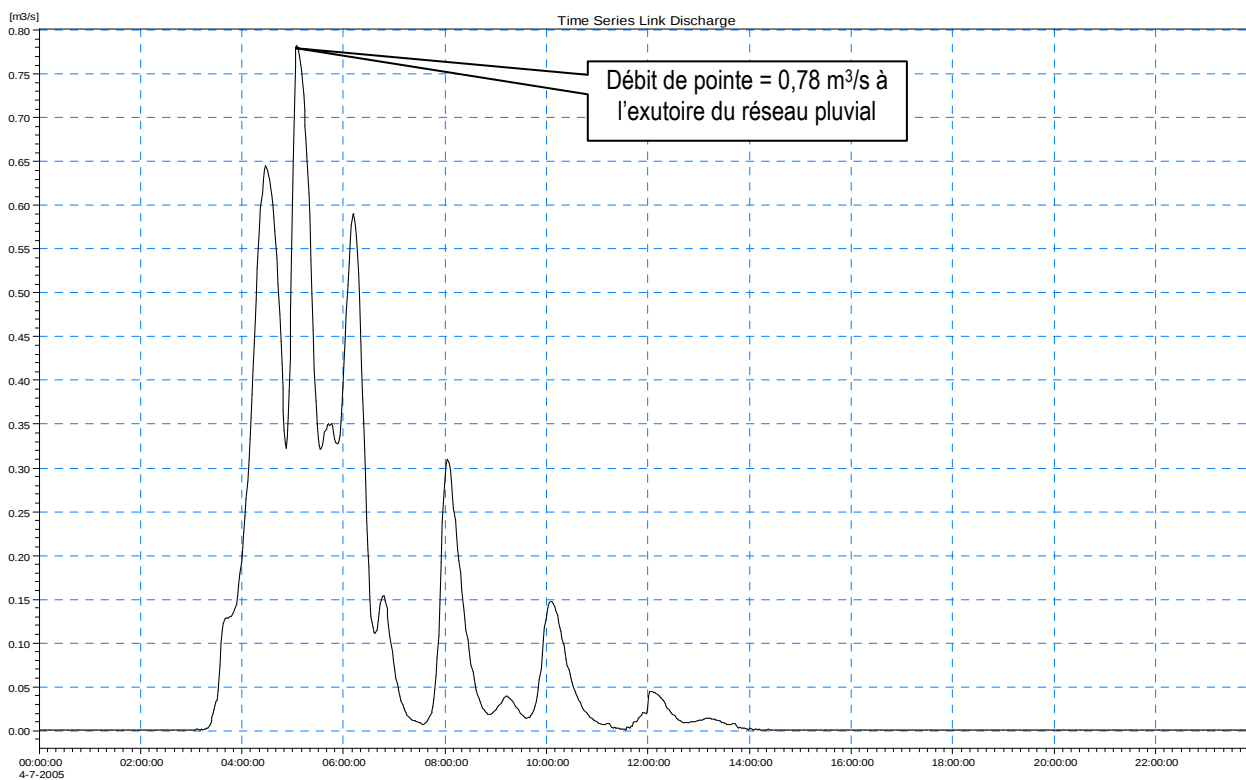
ZONES DE SATURATION DU RESEAU PLUVIAL

DOCUMENT N°18



HYDROGRAMME DE DEBIT A L'EXUTOIRE DU RESEAU PLUVIAL

DOCUMENT N°19



4. MODELISATION HYDRAULIQUE DE RUPTURE DE DIGUE

4.1 – PRINCIPES GENERAUX DE LA SIMULATION

La modélisation numérique des écoulements à la suite d'une rupture de berge du canal de la Scarpe a été effectuée à l'aide du logiciel MIKE 11 (développé par le Danish Hydraulic Institute), permettant la modélisation, en régime transitoire, unidimensionnelle et quasi-bidimensionnelle des écoulements.

Le logiciel restituera dans le cas présent le modèle numérique des écoulements en crue en fonction de la simulation hydraulique, qui consistera à la modélisation de ce qui ruisselle dans le « lit majeur » modélisé, pour déterminer en chaque point du modèle un débit et une hauteur d'eau. Ici, on saisit les profils en travers du secteur étudié pour définir les conditions d'écoulement. Un niveau d'eau correspondant au niveau en crue est injecté dans le canal qui sert de condition aux limites amont du modèle.

Ce logiciel de modélisation permet notamment une description multidirectionnelle des écoulements dans les champs d'inondation, une résolution complète des équations de Barré de St-Venant en régime transitoire (équations de conservation de la masse et des quantités de mouvement), ainsi que l'utilisation de conditions aux limites (amont : hydrogrammes de débit et aval : niveaux d'eau) variant en fonction du temps. La méthode numérique employée pour la résolution du système d'équation est celle des différences finies.

Notons que le modèle dit « unidimensionnel » suppose que l'on ne différencie par les écoulements entre les lits mineur et majeur (vitesse égale et niveau d'eau horizontal), la rugosité des terrains est par contre différenciée. Ce type de modèle pose problème de fiabilité en cas de lit mineur perché par rapport au lit majeur, ou de diffluence (ce qui n'est pas le cas dans notre étude). Dans ce cas, la constitution d'un modèle quasi-bidimensionnel permet la prise en compte de débits et hauteurs d'eau différentes dans ces bras.

Le logiciel MIKE11 permet de faire varier le coefficient de rugosité en lit mineur et en lit majeur, déterminé en fonction des caractéristiques repérées lors des visites de terrain. En lit mineur, ce coefficient est lié au type des matériaux et à la végétation présents. En lit majeur, il est essentiellement fonction de « l'encombrement » de la vallée : boisement, sinuosité du tracé du lit majeur ...

4.2 – HYPOTHESES DE LA MODELISATION HYDRAULIQUE AVEC MIKE 11

4.2.1 – Généralités concernant le logiciel

Les hypothèses logicielles sont directement liées à l'application des équations de Barré de St-Venant, on suppose que :

- l'eau est incompressible ;

- les variations de pression sont hydrostatiques sur la verticale ;
- on négligera les mouvements transversaux à l'intérieur d'une même section ce qui signifie que la vitesse est supposée parallèle à l'axe d'écoulement principal ;
- le régime est fluvial en dehors de sections spécifiques telles que les ponts et les seuils. La perte de charge occasionnée au passage de ces ouvrages est établie d'après la formulation :

$$\Delta H = \xi Q^2 / (2gS^2)$$

Où :

- * S est la section au droit de la structure ;
- * ξ est un coefficient empirique fonction des sections mouillées immédiatement à l'amont et à l'aval de la section concernée, pour tenir compte des contractions verticales et horizontales de l'écoulement ;

Plusieurs types d'écoulement peuvent se produire au passage de ces ouvrages (noyé, dénoyé,...) avec éventuellement passage d'une formulation à une autre en cours de modélisation.

4.2.2 – Origine des informations utilisées

*** GEOMETRIE DE LA ZONE INONDEE ETUDIEE :**

La simulation repose sur une géométrie du secteur à inonder étudiée sur un profil en long sur lequel se greffent des profils en travers perpendiculairement à l'écoulement.

Des levés topographiques ont été faits préalablement à la présente étude :

=> Emploi des levés topographiques de la voirie et du fond de vallée de part et d'autre du pont (jusqu'à 100m en amont et en aval) effectués par le cabinet de Géomètres Experts CAROUGE en octobre 2007. Les données topographiques sont précises sur ces sites.

=> Utilisation des données relatives au niveau d'eau en crue du canal de la Scarpe en amont de l'Ecluse Couteau (fournies par les voies navigables).

4.2.3 – Secteur modélisé

Nous avons divisé la zone étudiée en plusieurs profils en travers orientés perpendiculairement aux écoulements de rupture de digue. Il y a 17 profils en travers espacés chacun d'environ 25 à 30 mètres, numérotés P1 à P17.

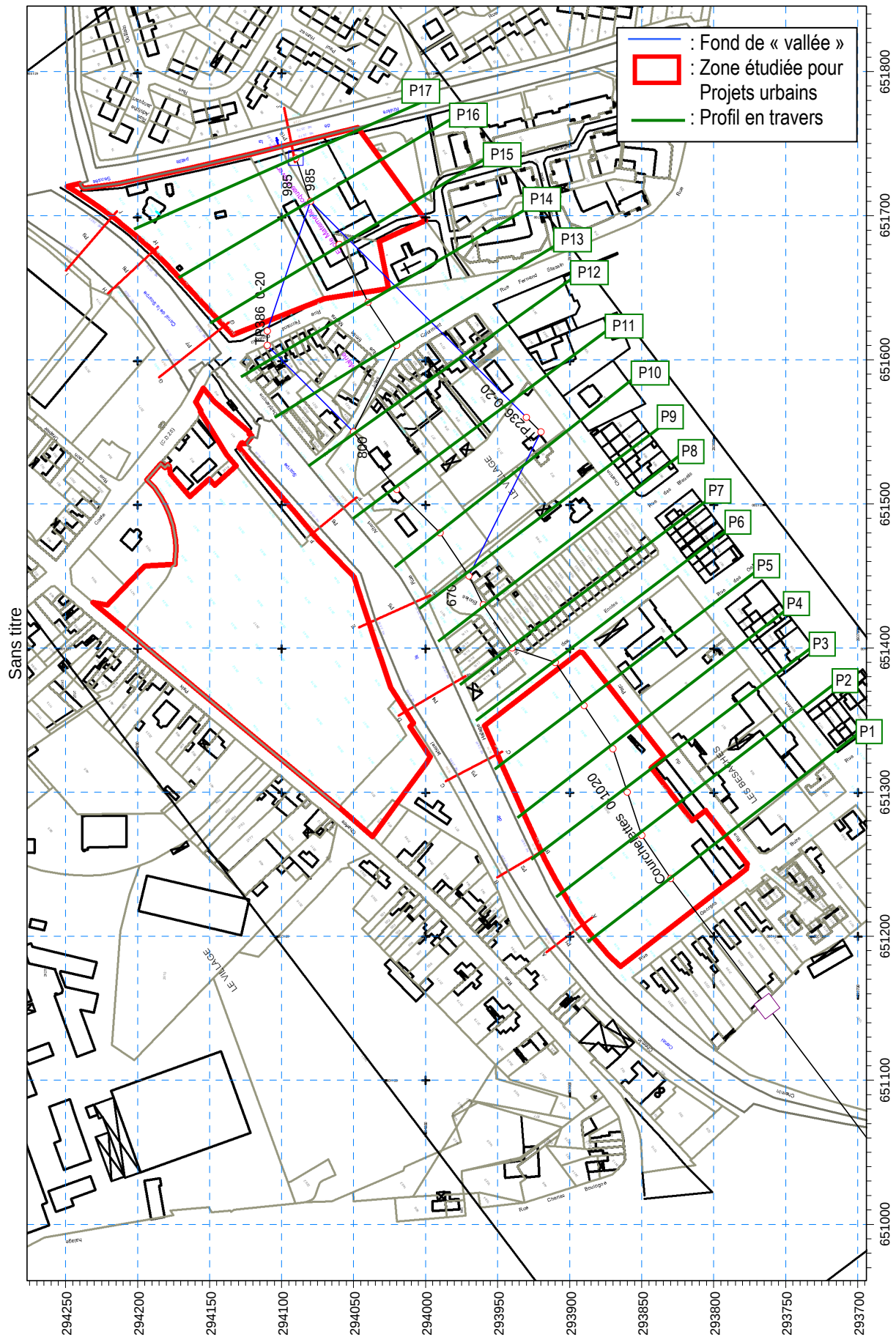
La localisation dans l'espace de ces profils est représentée par des « PK ». Ici, les PK débutent à 0 (origine de l'écoulement) jusqu'à 1020.

Le canal est « virtuellement » représenté au PK0, le barrage objet de la rupture au PK300 et l'amont du terrain de football au PK410. Le canal et le barrage ont été mis quelques centaines de mètres en amont de la zone à modéliser pour la stabilité des calculs.

* : PK -> Point Kilométrique (numéroté en mètres). Il s'agit d'une référence pour localiser les profils en travers et les ouvrages qui seront modélisés.

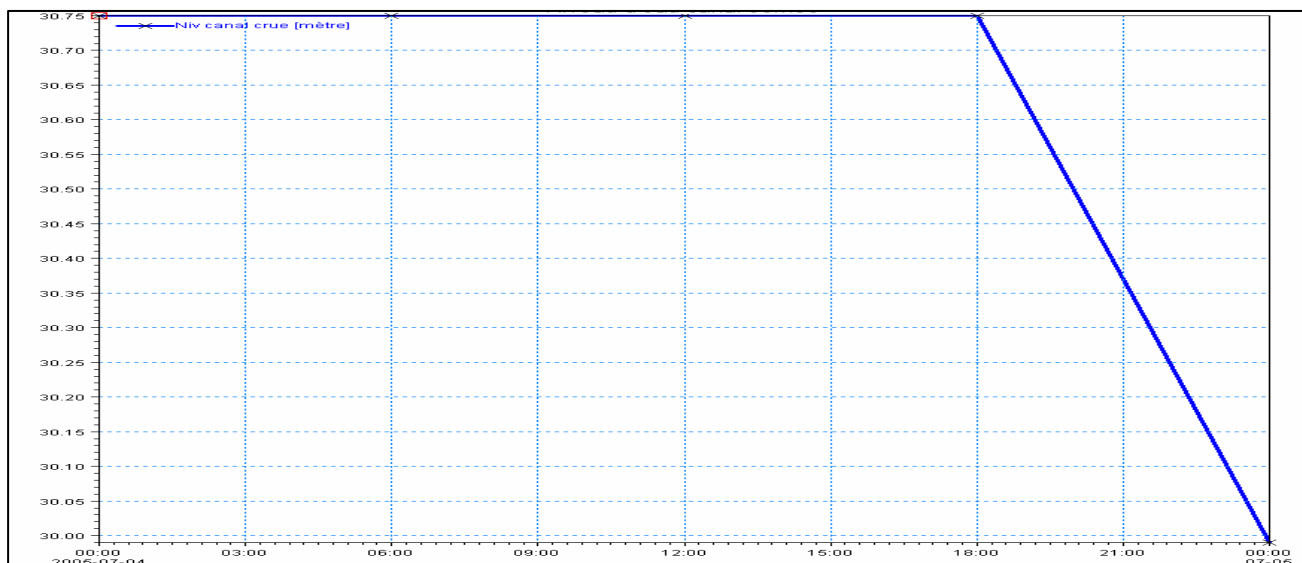
ZONE MODELISEE AVEC MIKE 11

DOCUMENT N°20



4.2.4 – Choix des hypothèses de rupture de digue

→ Compte tenu de l'événement à modéliser, nous avons retenu une variation du niveau d'eau dans le canal en fonction du temps (la simulation durant 24 heures) :



Il s'agit d'une cote extrême du canal, correspondant à une période de retour supérieure à 20 ans (vraisemblablement 100 ans) en raison des multiples zones de débordement situées en amont de Courchelettes et qui écrêteraient le niveau du canal à sa traversée de la ville en amont du barrage Couteau, le stabilisant en estimation à 30m75 maximum. Cette hypothèse de niveau d'eau est très pénalisante.

→ Par ailleurs, nous avons simulé quatre cas de rupture de digue causée par submersion et érosion progressive de la digue :

=> d'une rupture d'ampleur contenue grâce à une intervention assez rapide des services des VNF pour combler la brèche (1m de largeur au fond) (c'est le cas le plus pénalisant le plus vraisemblable dans le contexte étudié),

=> de grande ampleur (3m de largeur final au fond) qui correspond donc déjà à une rupture de grande ampleur, peu probable en raison de la durée inférieure à 24 heures des pics de crues de la Scarpe,

=> de très grande ampleur, très peu concevable avec le contexte local (nature des digues, entretien régulier et crue de courte durée) et plus adaptée à des brèches sur digues de grandes dimensions adossées à des grands fleuves (5 à 10m de largeur finale au fond).

Hypothèses globales :

- Cote de crête du « barrage » = 30m80.
- Nous avons supposé que le seuil de la brèche s'abaissait de 30cm toutes les $\frac{1}{2}$ heures, et la rupture commence 6 heures après le début de la simulation.
- Cote finale du fond de la brèche = 29m99.
- Pente de la brèche dans la digue = 1 m vertical pour 1 m horizontal (forme en trapèze).
- 4 cas de largeur finale du fond de la brèche : 1m, 3m, 5m et 10m.

4.2.5 – Paramètres de calage

Compte tenu de la nature de la modélisation, l'aspect « calage » est sans objet.

4.2.6 – Définition de l'aléa inondation

Les résultats donnés par le modèle MIKE 11 permettront d'exploiter les notions de hauteur de submersion et de vitesses d'écoulement. Ces deux critères permettront de définir le niveau d'aléa lié à la rupture de digue bordant les zones étudiées.

Sachant que la durée de submersion est inférieure à 48 heures compte tenu du régime hydrologique de la Scarpe Canalisée et de ses pics de crues de faible durée (par exemple moins de 5 heures de niveau proche ou supérieur au point le plus bas du chemin de halage lors de la crue du 4 juillet 2005).

Nous allons baser notre réflexion sur la définition de l'aléa telle que présentée sur les documents ci-contre, utilisés pour l'élaboration d'Atlas des Zones Inondables.

- Aléa faible
- Aléa moyen
- Aléa fort
- Aléa très fort

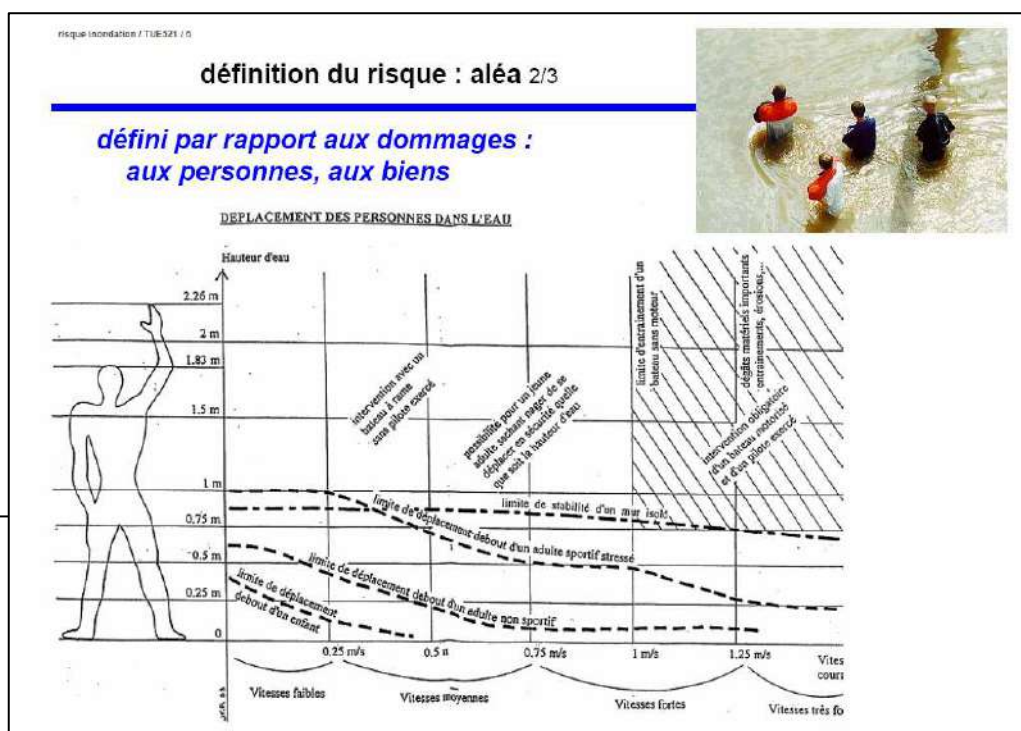


Tableau simplifié de détermination de l'aléa en fonction de la hauteur de submersion, de la vitesse d'écoulement et de la durée de submersion.
(cf. Méthodologie de réalisation de l'atlas des zones inondables)

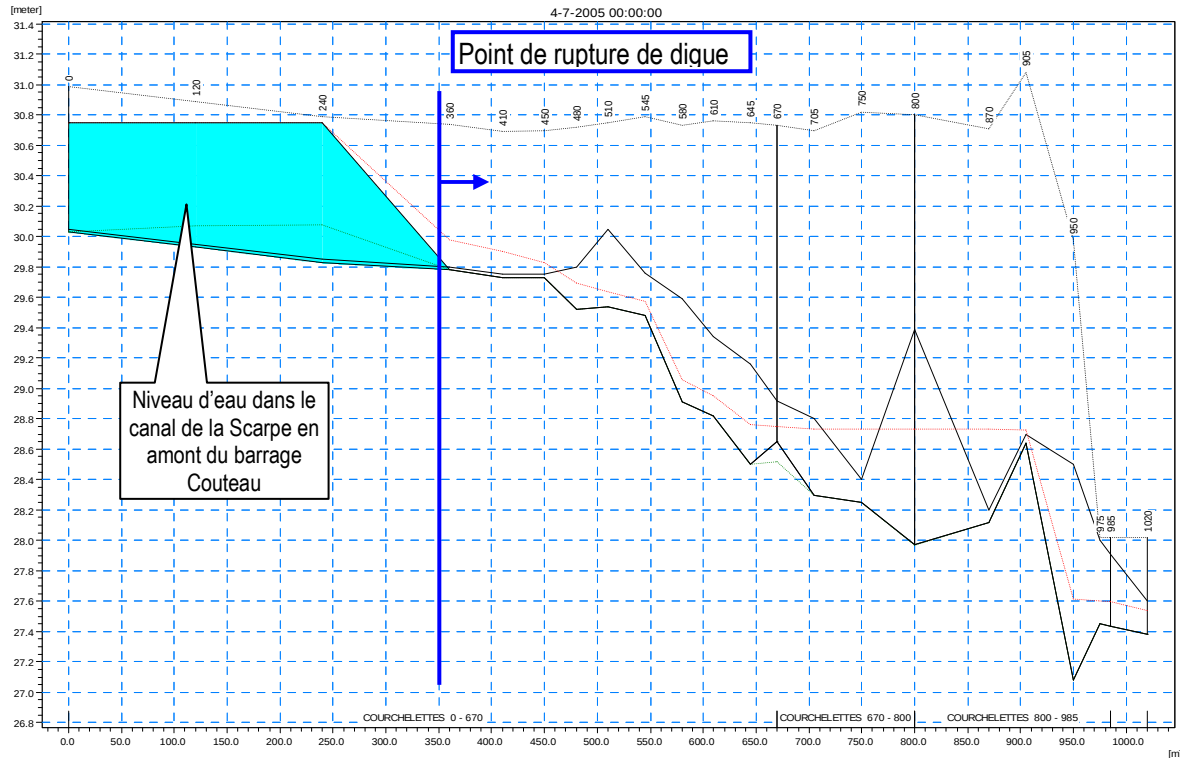
Durée / Hauteur	inférieure à 0,5 m	de 0,5 à 1 m	de 1 à 1,5 m	supérieure à 1,5 m
inférieure à 48 h	FAIBLE	FAIBLE si Vs < à 1,5 m/s MOYEN si Vs > à 1,5 m/s	MOYEN	FORT
de 2 à 8 jours	FAIBLE	MOYEN	MOYEN si Vs < à 0,5 m/s FORT si Vs > à 0,5 m/s	FORT si Vs < à 1,5 m/s TRES FORT si Vs > à 1,5 m/s
de 8 à 15 jours	FAIBLE si Vs < à 1,5 m/s MOYEN si Vs > à 1,5 m/s	MOYEN	FORT	TRES FORT
supérieure à 15 jours	MOYEN	MOYEN si Vs < à 0,5 m/s FORT si Vs > à 0,5 m/s	FORT si Vs < à 1,5 m/s TRES FORT si Vs > à 1,5 m/s	TRES FORT

Niveau d'aléa à étudier pour la problématique de rupture de digue bordant le canal de la Scarpe à Courchelettes : durée inférieure à 48 heures.

4.3 – RESULTATS DE LA MODELISATION HYDRAULIQUE AVEC MIKE 11

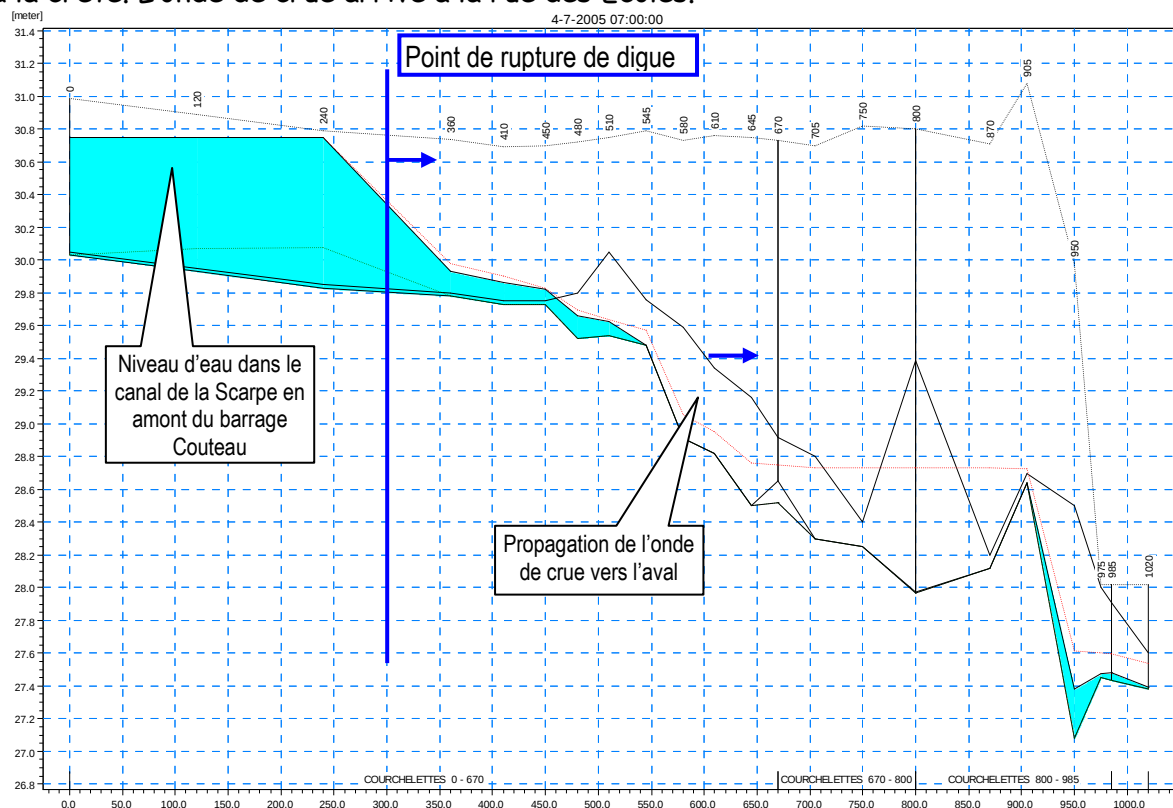
4.3.1 – Pour une brèche de 1m de largeur

→ Profil piézométrique au début de la simulation :



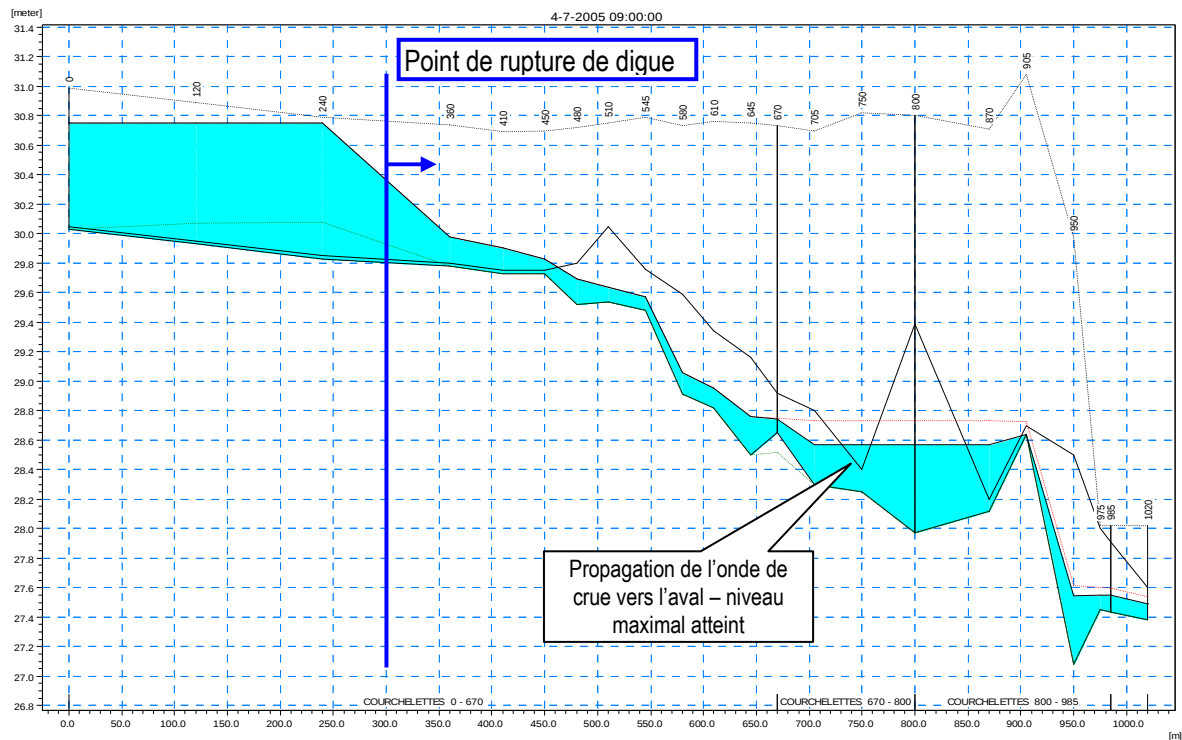
→ Profil piézométrique 1 heure après la rupture de digue :

Le niveau du canal est à 30m75, et la brèche mesure alors 60cm de profondeur par rapport à la crête. L'onde de crue arrive à la rue des Ecoles.



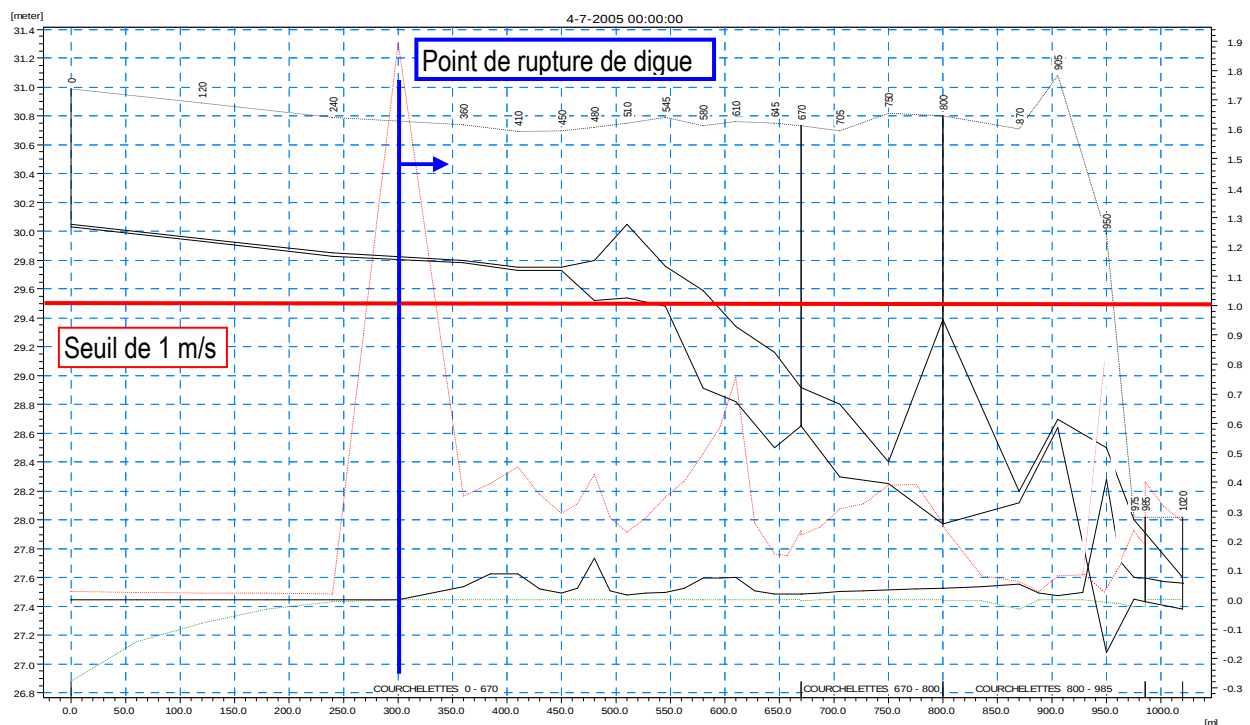
→ Profil piézométrique 3 heures après la rupture de digue :

Le niveau du canal est encore à 30m75, ce qui constitue la condition la plus pénalisante en terme d'apport d'eau à la zone inondée (niveau le plus haut dans le canal associé à la dimension maximale de la brèche). La lame d'eau au pied de la brèche est de 50cm.



→ Vitesse maximale d'écoulement de l'onde de crue :

Le graphique ci-dessous illustre la vitesse maximale de l'écoulement de l'onde de crue sur le secteur étudié. On constate que les vitesses sont généralement inférieures à 1 m/s, sauf dans la zone de 30 mètres après la brèche.



→ INTERPRETATION DES RESULTATS :

Le débit de pointe lors de la rupture de digue est de $1,45 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant à travers la zone d'étude.

On obtient donc les niveaux d'eaux et vitesses d'écoulement suivants aux différents profils en travers modélisés :

Profil en travers concerné (Brèche de 3m de largeur en fond)	Cote atteinte par l'eau (mIGN69)	Lame d'eau maximale (cm)	Vitesse maximale d'écoulement (m/s)
P1 (PK410) (amont du terrain de football) *	29.91	18 cm	0.45
P2 (PK450) *	29.83	10 cm	0.30
P3 (PK480) *	29.70	28 cm	0.43
P4 (PK510) *	29.64	10 cm	0.23
P5 (PK545) (aval du terrain de football) *	29.57	9 cm	0.36
P6 (PK580) (rue des Ecoles)	29.05	13 cm	0.52
P7 (PK610) (rue des Ecoles – Impasse)	28.96	14 cm	0.76
P8 (PK645)	28.76	26 cm	0.16
P9 (PK670)	28.74	22 cm	0.22
P10 (PK705)	28.74	45 cm	0.31
P11 (PK750)	28.74	49 cm	0.39
P12 (PK800) (rue Courmont)	28.74	77 cm	0.25
P13 (PK870)	28.74	62 cm	0.06
P14 (PK905)	28.73	12 cm	0.09
P15 (PK950) (Ecole maternelle Prévert) *	27.62	62 cm	0.06
P16 (PK975) *	27.60	15 cm	0.23
P17 (PK1020) *	27.55	17 cm	0.28

* : en bleu avec une astérisque : emplacement des zones étudiées faisant l'objet de projets d'urbanisation.

On constate que les hauteurs d'eau générées par l'onde de crue de rupture de digue engendrent l'inondation sur plus de 50cm de lame d'eau des secteurs de la Rue de Courmont et l'Ecole Maternelle (en raison de la cuvette topographique pour la rue de Courmont et du goulet d'étranglement représenté par les bâtiments de l'école maternelle qui rétrécissent la largeur du lit inondé).

En dehors de mesures préventives mises en œuvre par le Maître d'Ouvrage, il s'avère que dans ce cas de figure, exception des zones situées à moins de 30 mètres de la brèche, aucun critère caractérisant les risques pour la sécurité publique n'est franchi (lame d'eau inférieure à 1m et vitesse inférieure à 1 m/s).

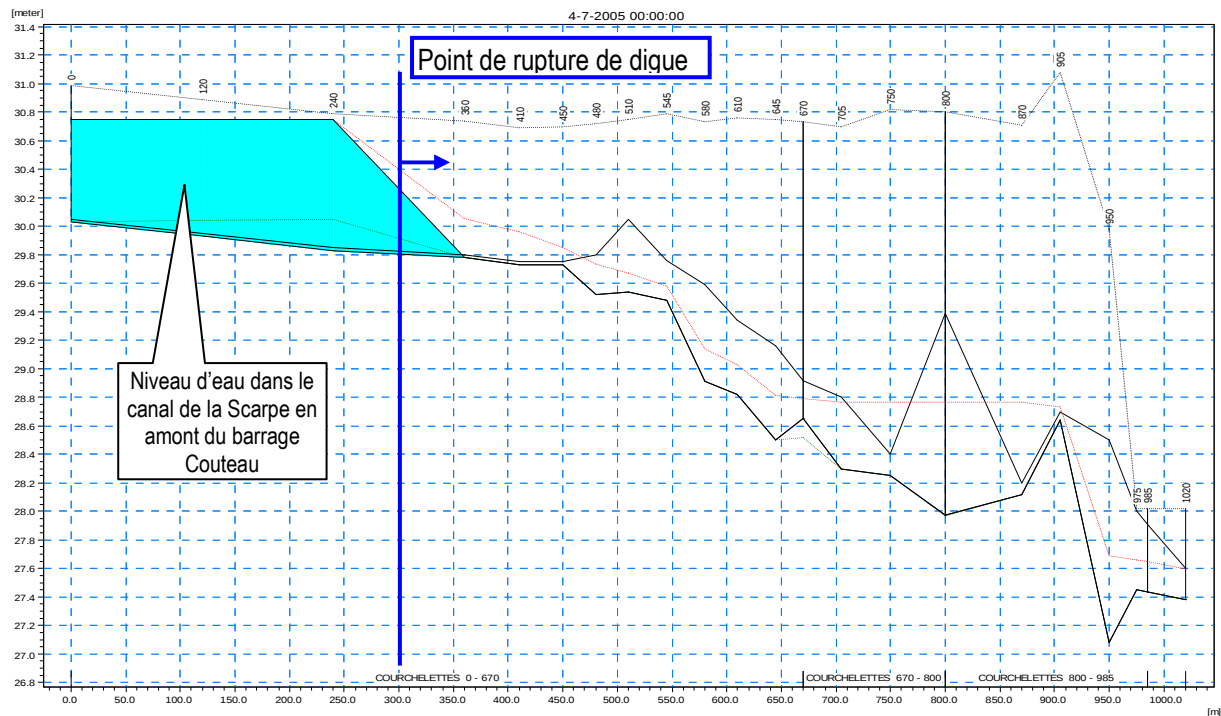
Niveau d'aléa FAIBLE pour ce cas de rupture de digue par submersion, de 1m de largeur maximale en fond.

Tableau simplifié de détermination de l'aléa en fonction de la hauteur de submersion, de la vitesse d'écoulement et de la durée de submersion.
(cf. Méthodologie de réalisation de l'atlas des zones inondables)

Durée / Hauteur	inférieure à 0,5 m	de 0,5 à 1 m	de 1 à 1,5 m	supérieure à 1,5 m
inférieure à 48 h	FAIBLE	FAIBLE si $V_s < 1,5 \text{ m/s}$ MOYEN si $V_s > 1,5 \text{ m/s}$	MOYEN	FORT

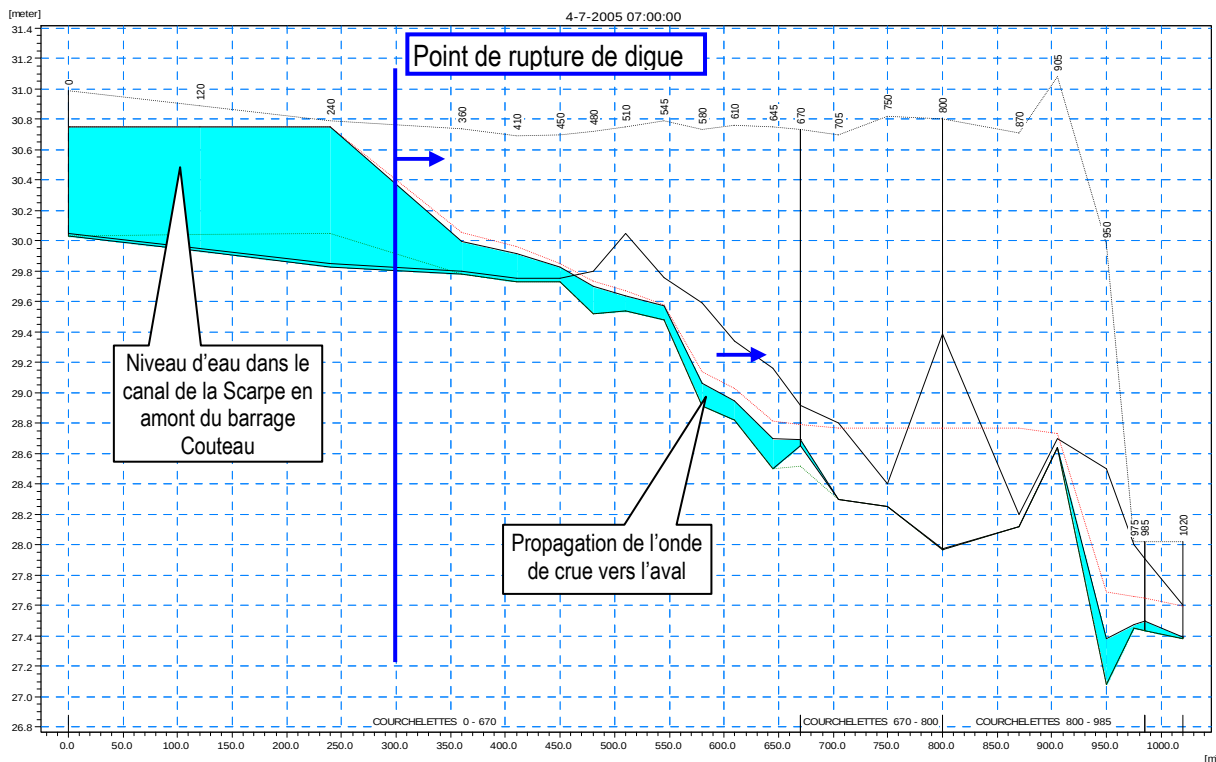
4.3.2 – Pour une brèche de 3m de largeur

→ Profil piézométrique au début de la simulation :



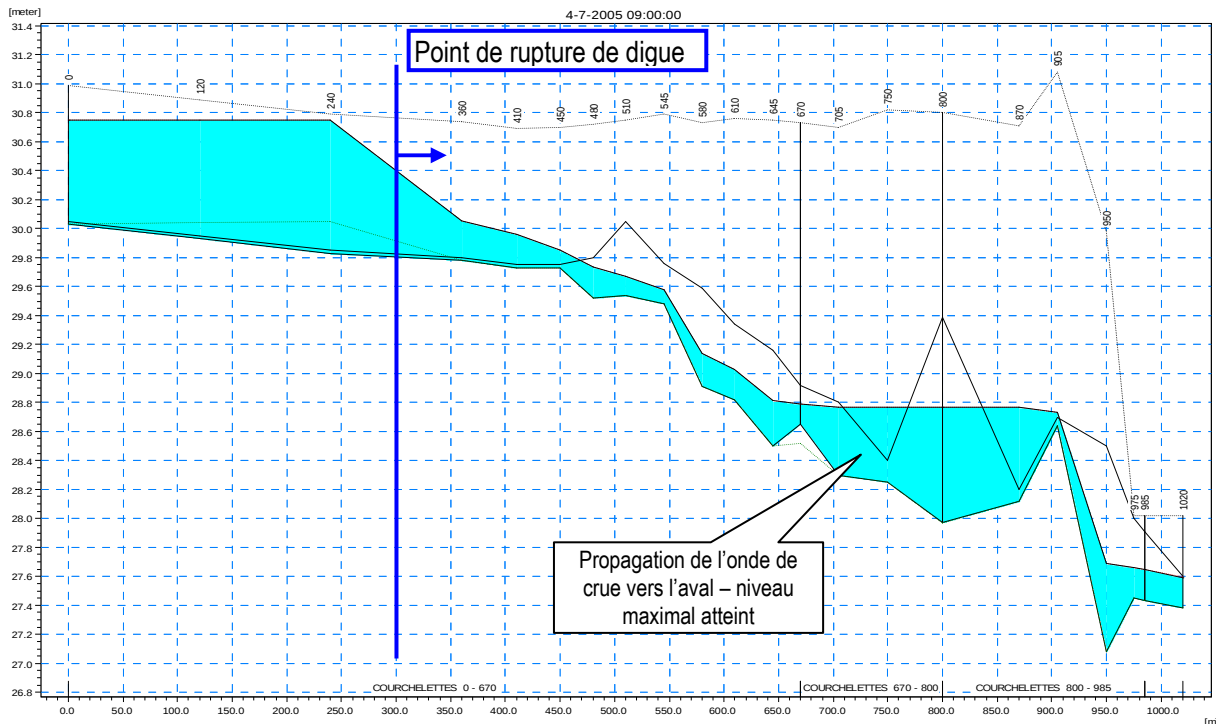
→ Profil piézométrique 1 heure après la rupture de digue :

Le niveau du canal est à 30m75, et la brèche mesure alors 60cm de profondeur par rapport à la crête. L'onde de crue dépasse l'impasse de la rue des Ecoles.



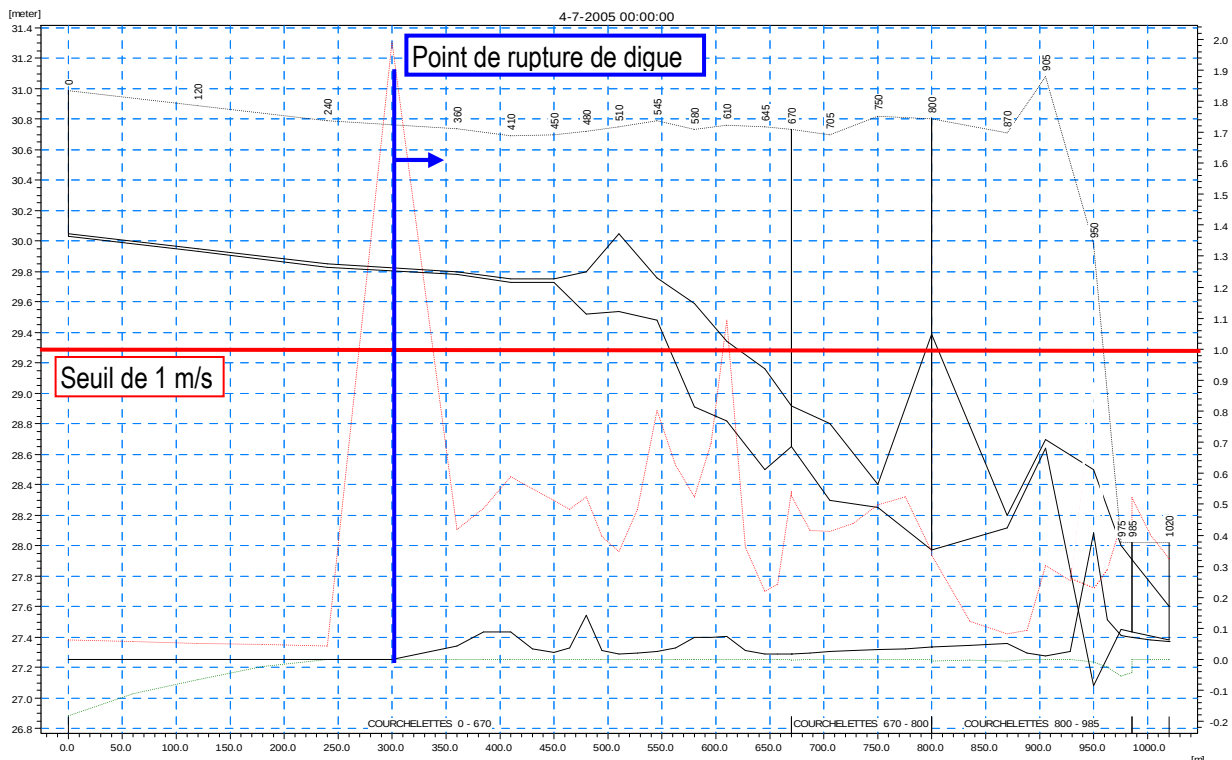
→ Profil piézométrique 3 heures après la rupture de digue :

Le niveau du canal est encore à 30m75, ce qui constitue la condition la plus pénalisante en terme d'apport d'eau à la zone inondée (niveau le plus haut dans le canal associé à la dimension maximale de la brèche). La lame d'eau au pied de la brèche est de 50cm.



→ Vitesse maximale d'écoulement de l'onde de crue :

Le graphique ci-dessous illustre la vitesse maximale de l'écoulement de l'onde de crue sur le secteur étudié. On constate que les vitesses sont généralement inférieures à 1 m/s, sauf dans la zone de 35 mètres après la brèche et une zone ponctuelle correspondant à l'étranglement du lit majeur représenté par le « goulet » de la rue des Ecoles.



→ INTERPRETATION DES RESULTATS :

Le débit de pointe lors de la rupture de digue est de 3,2 m³/s transitant à travers la zone d'étude.

On obtient donc les niveaux d'eaux et vitesses d'écoulement suivants aux différents profils en travers modélisés :

Profil en travers concerné (Brèche de 3m de largeur en fond)	Cote atteinte par l'eau (mIGN69)	Lame d'eau maximale (cm)	Vitesse maximale d'écoulement (m/s)
P1 (PK410) (amont du terrain de football) *	29.98	25 cm	0.59
P2 (PK450) *	29.85	12 cm	0.51
P3 (PK480) *	29.73	31 cm	0.53
P4 (PK510) *	29.68	14 cm	0.35
P5 (PK545) (aval du terrain de football) *	29.58	10 cm	0.80
P6 (PK580) (rue des Ecoles)	29.14	22 cm	0.53
P7 (PK610) (rue des Ecoles – Impasse)	29.02	20 cm	1.09
P8 (PK645)	28.81	31 cm	0.22
P9 (PK670)	28.79	27 cm	0.54
P10 (PK705)	28.77	48 cm	0.41
P11 (PK750)	28.77	52 cm	0.50
P12 (PK800) (rue Courmont)	28.77	80 cm	0.35
P13 (PK870)	28.77	65 cm	0.08
P14 (PK905)	28.73	12 cm	0.31
P15 (PK950) (Ecole maternelle Prévert) *	27.69	69 cm	0.22
P16 (PK975) *	27.66	21 cm	0.43
P17 (PK1020) *	27.60	22 cm	0.33

* : en bleu avec une astérisque : emplacement des zones étudiées faisant l'objet de projets d'urbanisation.

On constate que les hauteurs d'eau générées par l'onde de crue de rupture de digue engendrent l'inondation sur plus de 50cm de lame d'eau des secteurs de la Rue de Courmont et l'Ecole Maternelle (en raison de la cuvette topographique pour la rue de Courmont et du goulet d'étranglement représenté par les bâtiments de l'école maternelle qui rétrécissent la largeur du lit inondé).

En dehors de mesures préventives mises en œuvre par le Maître d'Ouvrage, il s'avère que dans ce cas de figure, exception de la rue des Ecoles vers l'Impasse où la vitesse d'écoulement dépasserait 1 m/s et des zones situées à moins de 35 mètres de la brèche, aucun critère caractérisant les risques pour la sécurité publique n'est franchi (lame d'eau inférieure à 1m et vitesse inférieure à 1 m/s).

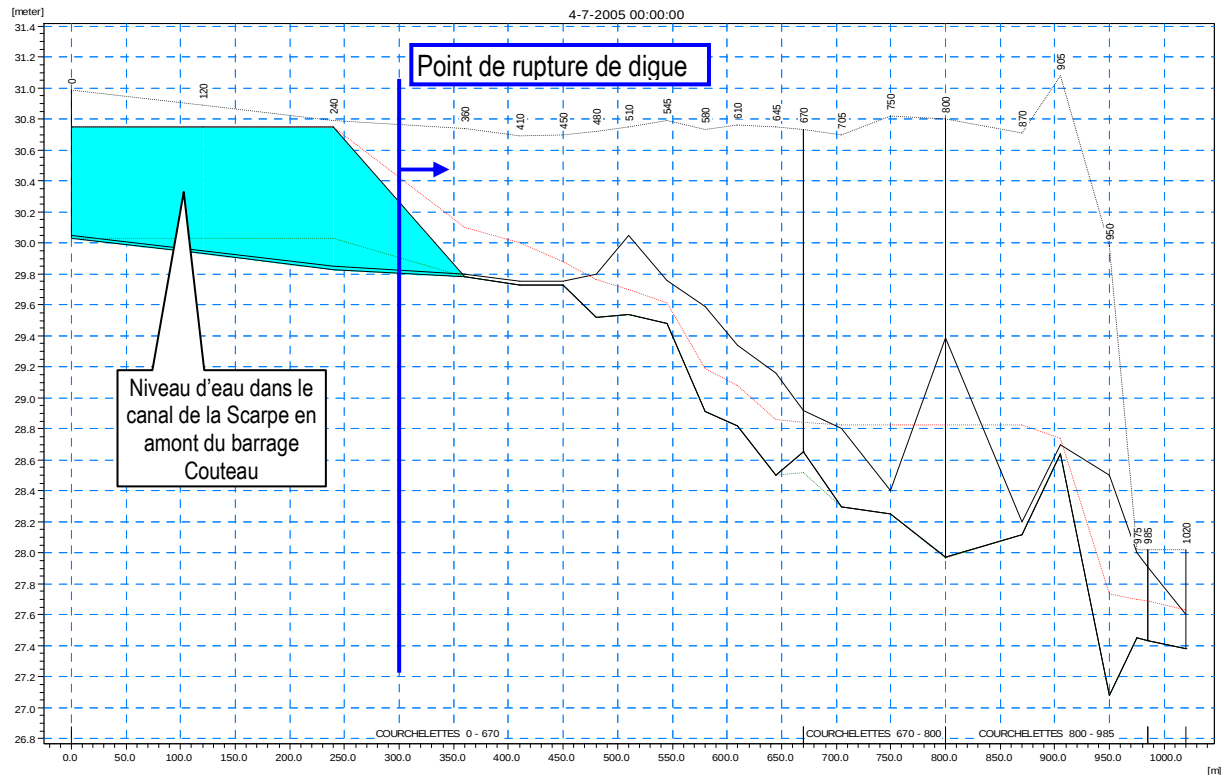
Tableau simplifié de détermination de l'aléa en fonction de la hauteur de submersion, de la vitesse d'écoulement et de la durée de submersion.
(cf. Méthodologie de réalisation de l'atlas des zones inondables)

Durée / Hauteur	inférieure à 0,5 m	de 0,5 à 1 m	de 1 à 1,5 m	supérieure à 1,5 m
inférieure à 48 h	FAIBLE	FAIBLE si Vs < à 1,5 m/s MOYEN si Vs > à 1,5 m/s	MOYEN	FORT

Niveau d'aléa FAIBLE pour ce cas de rupture de digue par submersion, de 3m de largeur maximale en fond.

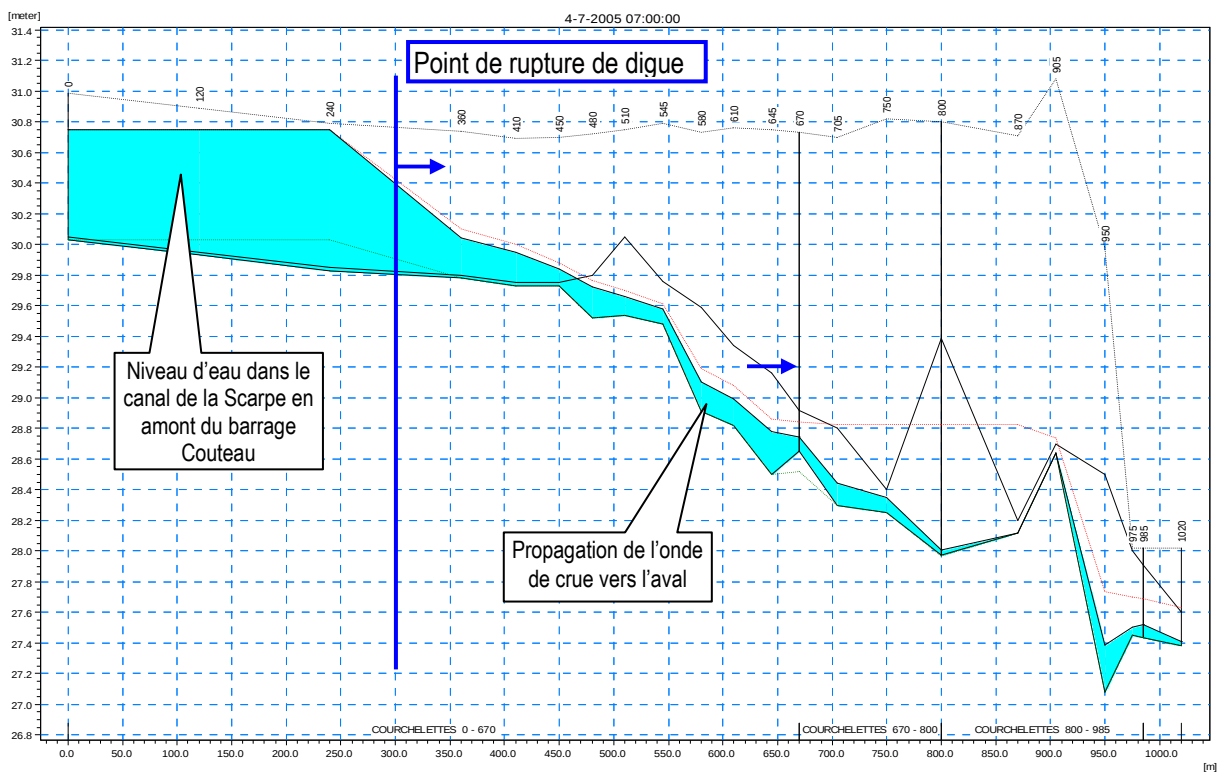
4.3.3 – Pour une brèche de 5m de largeur

→ Profil piézométrique au début de la simulation :



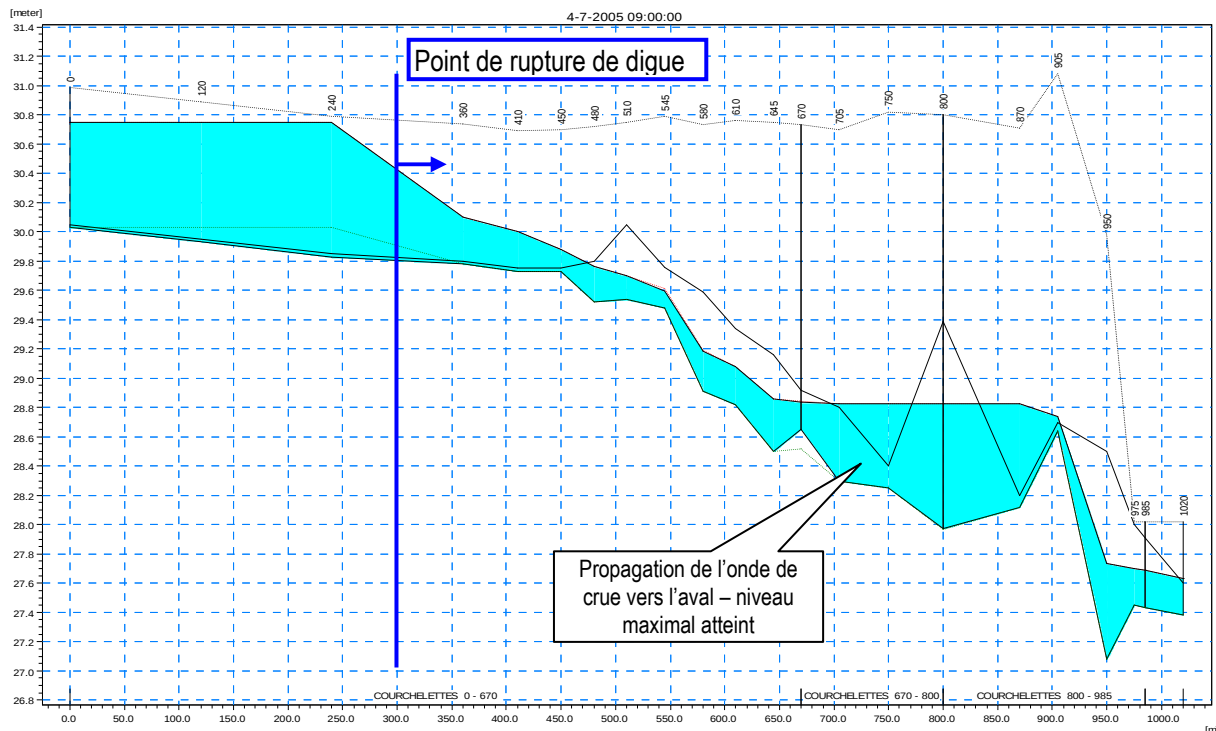
→ Profil piézométrique 1 heure après la rupture de digue :

Le niveau du canal est à 30m75, et la brèche mesure 60cm de profondeur par rapport à la crête. L'onde de crue atteint la rue Couteau.



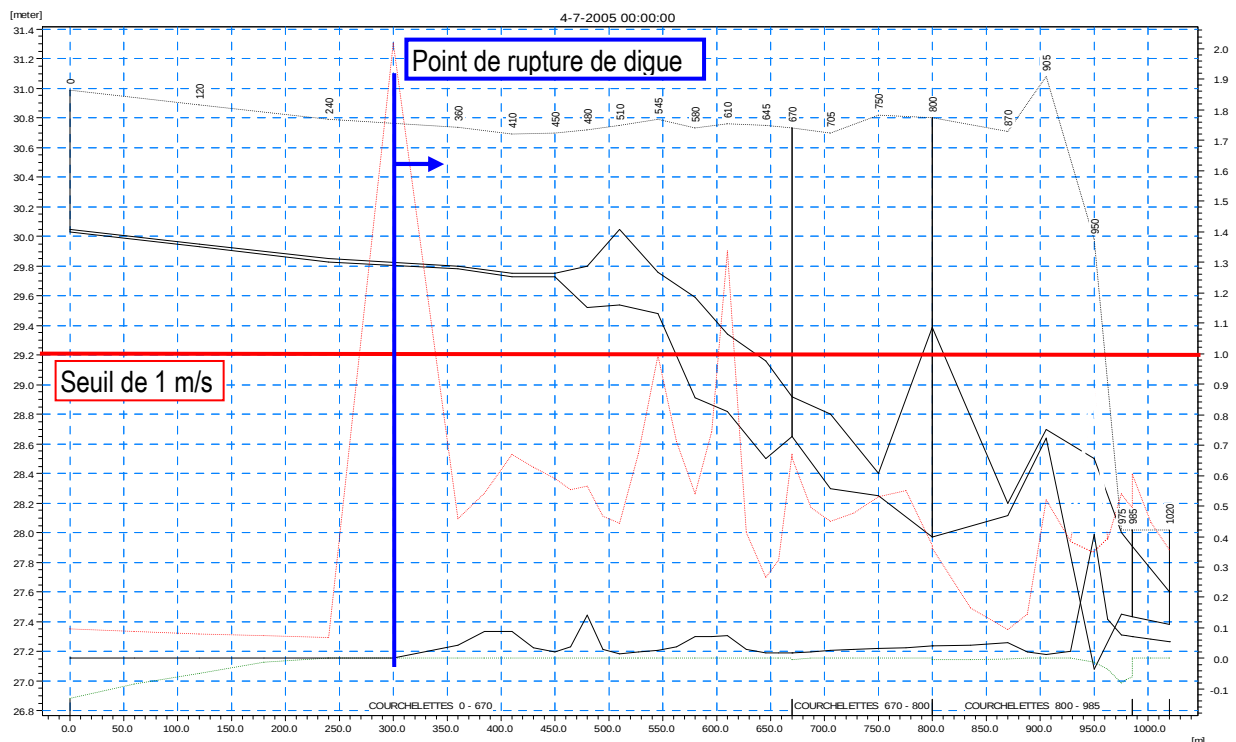
→ Profil piézométrique 3 heures après la rupture de digue :

Le niveau du canal est encore à 30m75, ce qui constitue la condition la plus pénalisante en terme d'apport d'eau à la zone inondée (niveau le plus haut dans le canal associé à la dimension maximale de la brèche). La lame d'eau au pied de la brèche est de 50cm.



→ Vitesse maximale d'écoulement de l'onde de crue :

Le graphique ci-dessous illustre la vitesse maximale de l'écoulement de l'onde de crue sur le secteur étudié. On constate que les vitesses sont généralement inférieures à 1 m/s, sauf dans la zone de 35 mètres après la brèche et une zone ponctuelle correspondant à l'étranglement du lit majeur représenté par le « goulet » de la rue des Ecoles.



→ INTERPRETATION DES RESULTATS :

Le débit de pointe lors de la rupture de digue est de 5,0 m³/s transitant à travers la zone d'étude.

On obtient donc les niveaux d'eaux et vitesses d'écoulement suivants aux différents profils en travers modélisés :

Profil en travers concerné (Brèche de 5m de largeur en fond)	Cote atteinte par l'eau (mIGN69)	Lame d'eau maximale (cm)	Vitesse maximale d'écoulement (m/s)
P1 (PK410) (amont du terrain de football) *	30.02	29 cm	0.68
P2 (PK450) *	29.88	15 cm	0.59
P3 (PK480) *	29.78	36 cm	0.56
P4 (PK510) *	29.71	17 cm	0.45
P5 (PK545) (aval du terrain de football) *	29.62	14 cm	0.99
P6 (PK580) (rue des Ecoles)	29.20	28 cm	0.54
P7 (PK610) (rue des Ecoles – Impasse)	29.09	27 cm	1.34
P8 (PK645)	28.86	36 cm	0.27
P9 (PK670)	28.85	33 cm	0.66
P10 (PK705)	28.83	54 cm	0.45
P11 (PK750)	28.83	58 cm	0.54
P12 (PK800) (rue Courmont)	28.83	86 cm	0.36
P13 (PK870)	28.83	71 cm	0.10
P14 (PK905)	28.74	13 cm	0.52
P15 (PK950) (Ecole maternelle Prévert) *	27.74	74 cm	0.30
P16 (PK975) *	27.70	25 cm	0.52
P17 (PK1020) *	27.64	26 cm	0.36

* : en bleu avec une astérisque : emplacement des zones étudiées faisant l'objet de projets d'urbanisation.

On constate que les hauteurs d'eau générées par l'onde de crue de rupture de digue engendrent l'inondation sur plus de 50cm de lame d'eau des secteurs de la Rue de Courmont et l'Ecole Maternelle (en raison de la cuvette topographique pour la rue de Courmont et du goulet d'étranglement représenté par les bâtiments de l'école maternelle qui rétrécissent la largeur du lit inondé).

En dehors de mesures préventives mises en œuvre par le Maître d'Ouvrage, il s'avère que dans ce cas de figure, exception de la rue des Ecoles vers l'Impasse où la vitesse d'écoulement dépasserait 1 m/s et des zones situées à moins de 35 mètres de la brèche, aucun critère caractérisant les risques pour la sécurité publique n'est franchi (lame d'eau inférieure à 1m et vitesse inférieure à 1 m/s).

Le constat est donc sensiblement le même pour une brèche de 5m que pour une brèche de 3m en termes de sécurité publique.

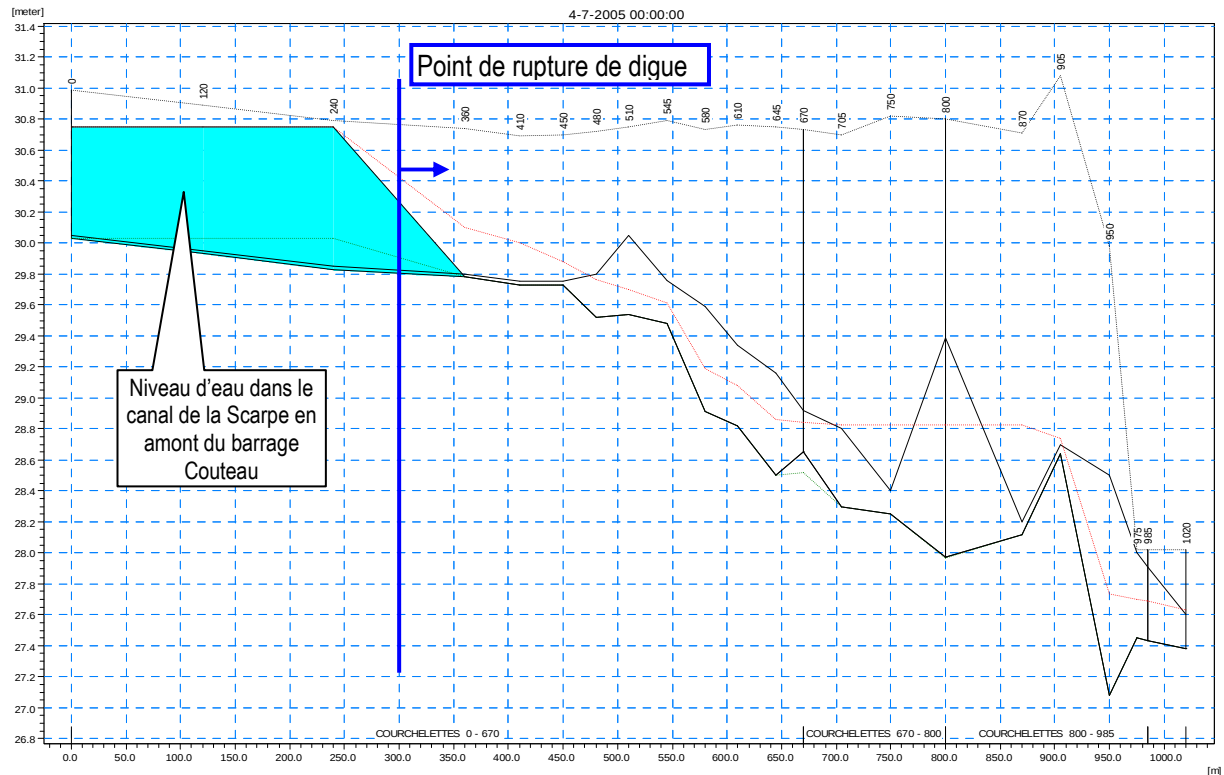
Tableau simplifié de détermination de l'aléa en fonction de la hauteur de submersion, de la vitesse d'écoulement et de la durée de submersion.
(cf. Méthodologie de réalisation de l'atlas des zones inondables)

Durée / Hauteur	inférieure à 0,5 m	de 0,5 à 1 m	de 1 à 1,5 m	supérieure à 1,5 m
inférieure à 48 h	FAIBLE	FAIBLE si Vs < à 1,5 m/s MOYEN si Vs > à 1,5 m/s	MOYEN	FORT

Niveau d'aléa FAIBLE pour ce cas de rupture de digue par submersion, de 5m de largeur maximale en fond.

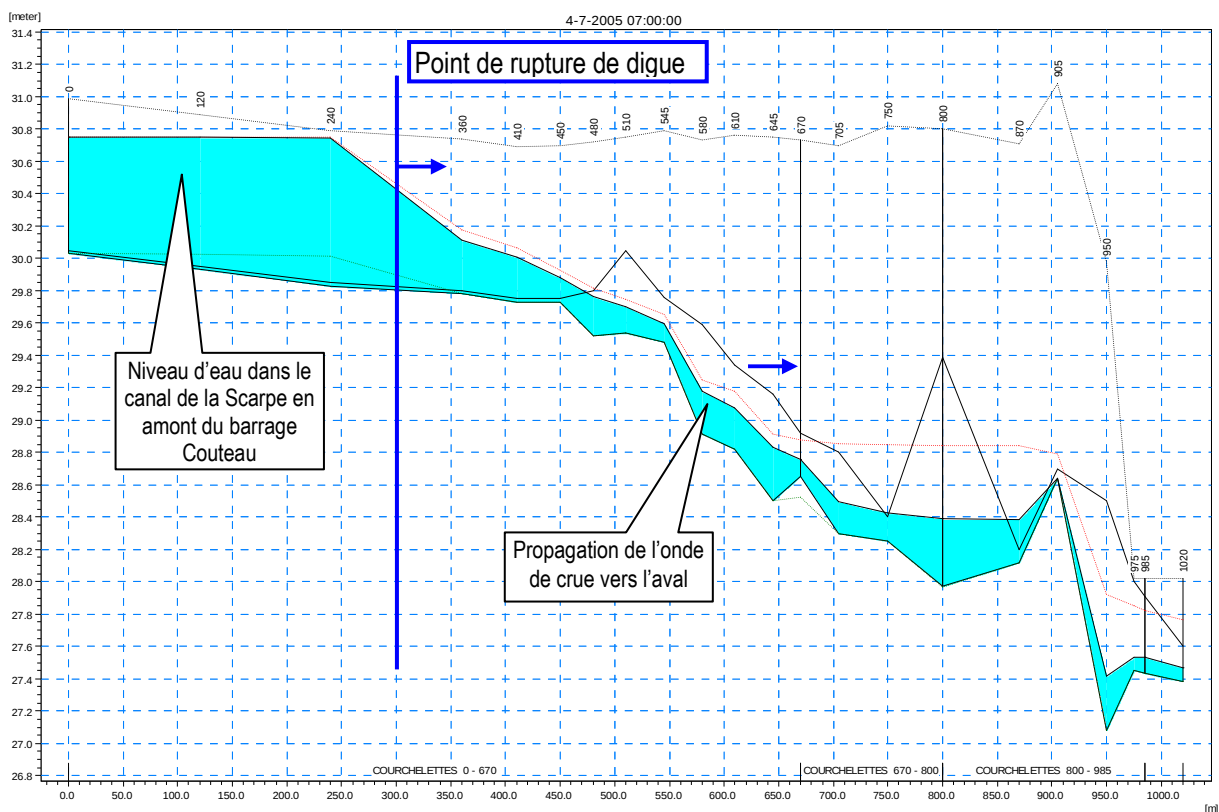
4.3.4 – Pour une brèche de 10m de largeur

→ Profil piézométrique au début de la simulation :



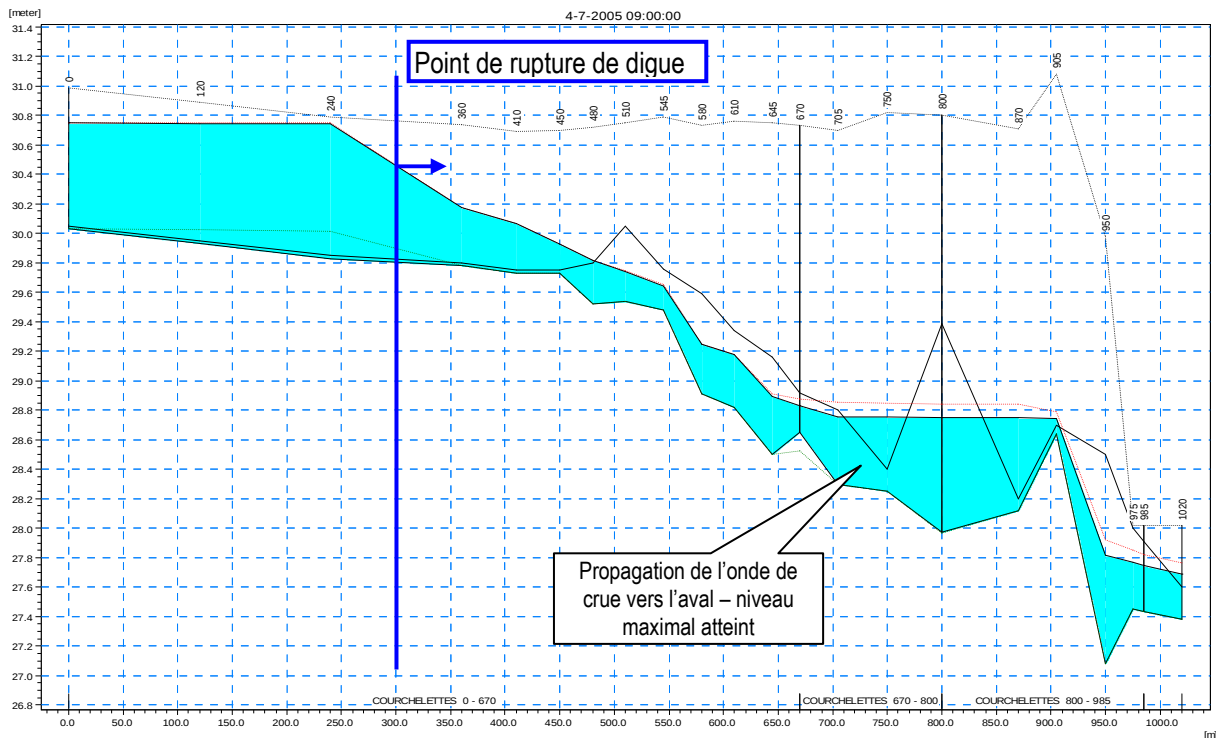
→ Profil piézométrique 1 heure après la rupture de digue :

Le niveau du canal est à 30m75, et la brèche mesure 60cm de profondeur par rapport à la crête. L'onde de crue a atteint la rue Couteau et remplit la cuvette de la rue Courmont.



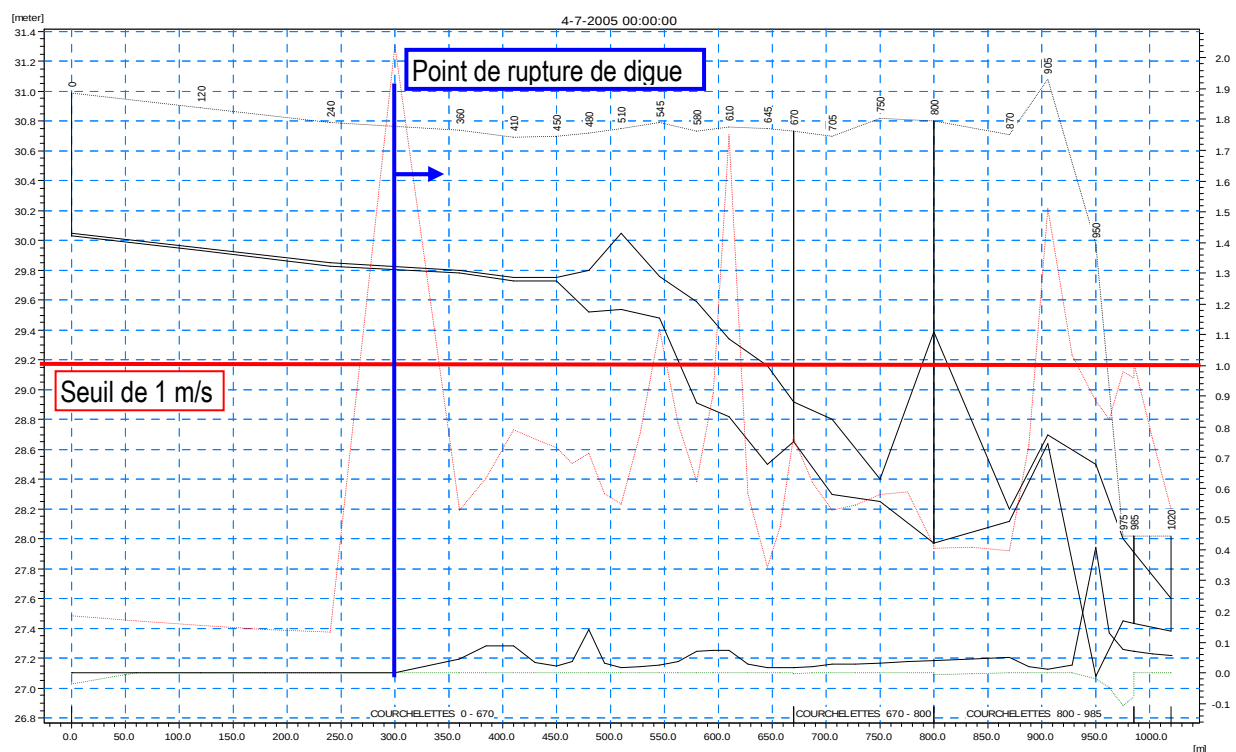
➔ Profil piézométrique 3 heures après la rupture de digue :

Le niveau du canal est encore à 30m75, ce qui constitue la conditions la plus pénalisante en terme d'apport d'eau à la zone inondée (niveau le plus haut dans le canal associé à la dimension maximale de la brèche). La lame d'eau au pied de la brèche est de 50cm.



➔ Vitesse maximale d'écoulement de l'onde de crue :

Le graphique ci-dessous illustre la vitesse maximale de l'écoulement de l'onde de crue sur le secteur étudié. On constate que les vitesses sont généralement inférieures à 1 m/s, sauf dans la zone de 35 mètres après la brèche et une zone ponctuelle correspondant à l'étranglement du lit majeur représenté par le « goulet » de la rue des Ecoles, ainsi que la rue Couteau.



→ INTERPRETATION DES RESULTATS :

Le débit de pointe lors de la rupture de digue est de $9,4 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant à travers la zone d'étude.

On obtient donc les niveaux d'eaux et vitesses d'écoulement suivants aux différents profils en travers modélisés :

Profil en travers concerné (Brèche de 10m de largeur en fond)	Cote atteinte par l'eau (mIGN69)	Lame d'eau maximale (cm)	Vitesse maximale d'écoulement (m/s)
P1 (PK410) (amont du terrain de football) *	30.07	34 cm	0.79
P2 (PK450) *	29.93	20 cm	0.73
P3 (PK480) *	29.82	40 cm	0.72
P4 (PK510) *	29.76	22 cm	0.55
P5 (PK545) (aval du terrain de football) *	29.66	18 cm	1.11
P6 (PK580) (rue des Ecoles)	29.26	34 cm	0.62
P7 (PK610) (rue des Ecoles – Impasse)	29.18	36 cm	1.75
P8 (PK645)	28.91	41 cm	0.34
P9 (PK670)	28.88	36 cm	0.76
P10 (PK705)	28.86	57 cm	0.53
P11 (PK750)	28.85	60 cm	0.59
P12 (PK800) (rue Courmont)	28.85	88 cm	0.41
P13 (PK870)	28.85	73 cm	0.40
P14 (PK905)	28.79	18 cm	1.51
P15 (PK950) (Ecole maternelle Prévert) *	27.92	92 cm	0.88
P16 (PK975) *	27.85	40 cm	0.98
P17 (PK1020) *	27.77	39 cm	0.53

* : en bleu avec une astérisque : emplacement des zones étudiées faisant l'objet de projets d'urbanisation.

On constate que les hauteurs d'eau générées par l'onde de crue de rupture de digue engendrent l'inondation sur plus de 50cm de lame d'eau des secteurs de la Rue de Courmont et l'Ecole Maternelle (en raison de la cuvette topographique pour la rue de Courmont et du goulet d'étranglement représenté par les bâtiments de l'école maternelle qui rétrécissent la largeur du lit inondé).

En dehors de mesures préventives mises en œuvre par le Maître d'Ouvrage, il s'avère que dans ce cas étudié, exception de la rue des Ecoles vers l'Impasse, l'aval du terrain de football et l'Ecole Prévert où la vitesse d'écoulement dépasserait 1 m/s ainsi que des zones situées à moins de 40 mètres de la brèche, aucun critère caractérisant les risques pour la sécurité publique n'est franchi (lame d'eau inférieure à 1m et vitesse inférieure à 1 m/s).

Le constat est donc légèrement plus sévère pour une brèche de 10m que pour une brèche de 5m en termes de sécurité publique.

Tableau simplifié de détermination de l'aléa en fonction de la hauteur de submersion, de la vitesse d'écoulement et de la durée de submersion. (cf. Méthodologie de réalisation de l'atlas des zones inondables)				
Durée / Hauteur	inférieure à 0,5 m	de 0,5 à 1 m	de 1 à 1,5 m	supérieure à 1,5 m
inférieure à 48 h	FAIBLE	FAIBLE si $V_s < 1,5 \text{ m/s}$ MOYEN si $V_s \geq 1,5 \text{ m/s}$	MOYEN	FORT

Niveau d'aléa FAIBLE pour ce cas de rupture de digue par submersion, de 10m de largeur maximale en fond, sur l'emprise des projets d'urbanisation future.

5. NOTE DE SYNTHÈSE SUR LES INONDATIONS DU 04 JUILLET 2005

Nous avons vu que la pluviométrie à elle seule ne suffit pas à expliquer l'ensemble de l'étendue des zones inondées en 2005 :

- l'exploitation du modèle hydraulique MIKE URBAN en recréant les conditions de la crue du 4 juillet 2005 lors de l'orage très intense a montré que les zones de débordement sont limitées à l'amont du bassin versant étudié (de faible importance au niveau de la Rue G.Buire) et au niveau de la rue G.Courmont (de forte importance au point bas du réseau unitaire). Ces observations sont conformes localement avec les zones inondées lors du 4 juillet 2005, **on peut donc estimer que la pluviométrie exceptionnelle de ce 4 juillet 2005 à elle seule est déjà la cause de débordements au niveau de la Rue Courmont.**

Il y a donc nécessairement eu un apport d'eau autre que météorique, notamment en provenance d'un débordement par-dessus la digue au niveau du chemin de halage en amont du terrain de football (là où la cote du chemin de halage n'est que de 30m69 IGN69).

Le franchissement de cette digue par l'eau du canal en crue peut expliquer l'inondation du terrain de football, d'AUTANT PLUS QUE LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT PLUVIAUX ETAIENT DEJA SATURES PAR LA PLUIE ORAGEUSE.

Notons que selon les témoignages locaux il y a probablement eu une petite brèche par érosion interne et/ou submersion lors de cette crue du 4 juillet 2005 un peu en amont de la rue Courmont, qui a été réparée depuis et qui peut aussi avoir contribué à l'importance de l'inondation à la Rue Courmont.

Deux autres éléments essentiels sont à prendre en considération :

- le barrage Couteau était en travaux et donc indisponible pour l'évacuation des débits de crue le 4 juillet 2005 (les VNF ont évalués la capacité d'évacuation de débit du barrage+écluse Couteau à 10 m³/s au lieu de 16 m³/s à l'optimal théorique à cette date), MAIS les VNF ont déclaré avoir procédé à des bassinées de compensation au niveau de l'Ecluse Courchelettes sur le canal à grand gabarit, envoyant ainsi un débit significatif vers le Douaisis (les bassinées représentent un potentiel de 10 m³/s disponible à l'évacuation des débits de la Scarpe). **Selon VNF, la perte de débitance causée par les travaux sur Couteau a donc en pratique été largement compensée par les bassinées à l'écluse Courchelettes. Ce critère ne peut donc pas, dans ce contexte, être considéré comme un facteur aggravant en matière hydraulique pour les conséquences de la crue du 4 juillet 2005 à Courchelettes,** le canal à grand gabarit via l'écluse Courchelettes, ne servant pas, hors circonstances exceptionnelles, à l'évacuation des eaux en crues de la Scarpe.

- Les VNF ont signalé que la cote de déversement au dessus de la vanne située aux chantiers Despinoy en amont du bassin versant étudié était supérieure à la cote maximale atteinte par la Scarpe en crue le 4 juillet 2005 (cote de 30m94 NGF pour le seuil de déversement, contre 30m72 NGF pour la cote maximale dans le canal). Il ne peut donc pas y avoir eu d'intrusion d'eaux du canal dans le réseau dans la mesure où cette vanne était fermée lors de l'événement (ce qui est supposé vrai d'après les informations collectées).

Les inondations du 4 juillet 2005 sont donc la combinaison de plusieurs événements critiques et d'occurrence très rare :

- Une averse orageuse d'extrême intensité et de période de retour largement supérieure à 100 ans (88,5 mm précipités sur la journée, dont 64 mm en 2h30), qui a saturé les réseaux d'assainissement et engendré des débordements de réseau au niveau de la rue Courmont ;
- Une probable petite brèche par érosion interne signalée par les locaux en amont de la rue Courmont dans le chemin de halage longeant le canal de la Scarpe, qui aurait ainsi aggravé la situation hydraulique de la rue Courmont ;
- Un débordement du canal par-dessus le chemin de halage en amont du terrain de football, sans toutefois que le chemin de halage n'ait été érodé.

Notons qu'une telle combinaison d'événement a une période de retour supérieure à 100 ans car elle est l'association :

- D'une crue de période de retour supérieure à 20 ans pour la Scarpe canalisée ;
- D'une pluie de période de retour supérieure à 100 ans le 4 juillet 2005 ;
- De la probabilité mécanique faible liée à la rupture de digue au chemin de halage (à valider par l'étude en cours sur l'état des digues longeant le canal de la Scarpe dans la zone étudiée, sous maîtrise d'ouvrage des VNF).

6. PROPOSITIONS ET PRECAUTIONS D'AMENAGEMENTS

6.1 – QUELS ENJEUX POUR LES PROJETS ?

Remarque préliminaire : précisons dans un 1^{er} temps que les résultats de la modélisation de rupture de digue faites pour le secteur du « terrain de football » en rive droite du canal peut être appliquée au secteur bordant la rue Charles Paix en rive gauche du canal :

- concernant les vitesses d'écoulements supérieures à 1 m/s à moins de 30 mètres de la brèche pour une brèche de 1 mètre de largeur en fond ;
- concernant les vitesses d'écoulements supérieures à 1 m/s à moins de 35 mètres de la brèche pour une brèche de largeur inférieure ou égale à 5 mètres en fond ;
- concernant les vitesses d'écoulements supérieures à 1 m/s à moins de 40 mètres de la brèche pour une brèche de largeur comprise entre 5 et 10 mètres en fond ;
- les hauteurs d'eau sur la zone d'implantation du projet urbain sont aussi inférieures à 50 cm de hauteur compte tenu d'une topographie favorable (pente des terrains à 1 % environ vers le nord-est, pas d'encaissement topographique particulier).

=> IL EXISTE DEUX ENJEUX PRINCIPAUX SUR LES SITES ETUDIES :

- Ne pas aggraver la situation hydraulique existante en compensant les apports supplémentaires de débits liés à l'imperméabilisation des sols (enjeux liés à la saturation des réseaux pluviaux en aval et à leur risque de débordement avéré en cas de pluviométrie exceptionnelle (rue Courmont notamment) ;
- Protéger de manière préventive les personnes et les biens en cas de rupture de digue.

Pour répondre à ces enjeux, différentes mesures de gestion des eaux pluviales et mesures préventives par rapport à l'implantation des espaces bâtis sont proposés au chapitre suivant, et sont notamment dépendantes des hypothèses ci-dessous :

→ 1^{ERE} HYPOTHESE RETENUE : Choix de brèche retenu pour les préconisations d'aménagement -> Brèche de 1 mètre de largeur en fond.

En fonction de l'ensemble des dispositions hydrauliques et contraintes recensées lors de cette étude, nous pouvons en effet conclure :

- Que l'ampleur des crues de la Scarpe ne justifie pas la prise en considération du risque de formation d'une brèche de plus de 1 mètre de largeur en fond. En effet, la faible durée du pic de crue (quelques heures) ne permettrait pas une érosion de digue suffisamment longue et importante pour atteindre une brèche de plusieurs mètres de largeur ;
- Que ce choix d'hypothèse est encore renforcé par l'entretien régulier des digues par les Voies Navigables de France qui limite donc le risque de fragilité de ces ouvrages, qui sont par ailleurs en cours d'inventaire et d'étude pour définir la vulnérabilité des digues du secteur étudié (étude terminée fin 2009). Par ailleurs, les délais d'intervention pour colmater l'éventuelle brèche sont de courte durée.

→ 2^{NDE} HYPOTHESE RETENUE : nous avons vu lors des différentes modélisations de rupture de digue que quelque soit la dimension de la brèche projetée, le niveau d'aléa est FAIBLE sur les emprises étudiées, ce qui n'interdit donc pas la construction.

→ 3^{EME} HYPOTHESE RETENUE : mise en œuvre de mesures préventives visant à « canaliser » le flot de l'onde de rupture de digue.

En effet, dans la mesure où aucune mesure particulière ne serait prise sur l'emprise des projets d'urbanisme étudiés, il faudrait éloigner les habitations d'au moins 30 mètres du pied de digue (pied côté canal) pour une brèche de 1 mètre de largeur en fond.

Hors, comme nous le verrons au chapitre suivant, la mise en œuvre d'une espace vert non bâti légèrement décaissé ou encore d'une noue végétalisée permettra de canaliser l'onde de crue et donc d'éviter sa propagation vers les futures zones habitées.

Ainsi, dans la mesure où, notamment, cette mesure particulière de mise en œuvre d'une noue serait prise entre l'urbanisation projetée et le canal, les futures habitations pourraient être placées sans mesures d'éloignement spécifiques par rapport au canal.

6.2 – DISPOSITIONS GENERALES A METTRE EN ŒUVRE SUR LES PROJETS D'URBANISME ETUDIES

Compte tenu des hypothèses précitées au chapitre 6.1 :

- Il est exclu d'implanter des logements individuels à moins de 30 mètres du pied de digue (à compter du côté du canal) – sauf pour le site en aval du barrage Couteau ;
- L'implantation d'immeubles et bâtiments collectifs ou semi-collectifs doit se faire avec des dispositions spécifiques :
 - * Implantation des bâtiments préférentielle (ce n'est pas imposé) parallèlement à l'axe d'écoulement ;
 - * Interdiction de garage souterrain ni de sous-sol sous les bâtiments ;
 - * Imposer un seuil de rez-de-chaussée de + 20cm par rapport au terrain naturel fini, y compris pour le site en rive gauche du canal ;
- Impérativement préserver une largeur « libre » (espace vert, noue,...) pour l'écoulement de l'onde de crue **permettant de véhiculer sans débordement un débit de 1,45 m³/s en pointe pour la brèche de 1 mètre de largeur en fond.**

Cette largeur « libre » de construction, végétalisée, pouvant également faire l'objet d'aménagements paysagers ou de cheminement piétons, où il n'y aura pas de remblai par rapport au terrain naturel devra mesurer au moins, s'il s'agit d'un espace non décaissé, pour éviter une vitesse d'écoulement supérieure à 1 m/s. Voici quelques dimensions types de cette noue permettant d'y réserver une pente très douce :

- * Dimension « standard » : 0,5% de pente d'écoulement, 5 mètres de largeur au fond, pour 10 mètres de largeur en gueule (niveau du terrain naturel) avec 30 cm de profondeur (pente des berges à 1m vertical pour 8m horizontaux) ;
- * Une largeur plus faible peu être acceptée en cas de contrainte d'occupation des sols particulière, Dans ce cas, la profondeur de la noue est adaptée pour lui permettre de transiter sans débordement le débit de 1,45 m³/s : 0,5% de pente d'écoulement, 2 mètres de largeur au fond, pour 6 mètres de largeur en gueule (niveau du terrain naturel) avec 40 cm de profondeur (pente des berges à 1m vertical pour 5m horizontaux.).

Exemples de profils type de noues végétalisées :



Exemples : (ZAC des Garennes – Arques, 62)

Exemples : (ZAC des Garennes – Arques, 62)



A l'échelle du logement individuel, sur le reste des zones étudiées, plusieurs mesures préventives simples peuvent être prises en amont de la phase de construction :

- => Imposer un niveau de seuil d'habitation au moins égal à une cote de + 20cm par rapport au terrain naturel fini du projet, y compris pour le site en rive gauche du canal.
- => Interdire les sous-sols et garages souterrains.

6.2 – DISPOSITIONS RELATIVES A LA GESTION DES EAUX DE RUISSELLEMENT

Chaque projet ne serait pas soumis à une procédure de déclaration ou de demande d'autorisation au titre de la loi sur l'eau dans la mesure où les rejets se feraient dans le réseau d'assainissement pluvial communal. Des rubriques de la nomenclature peuvent cependant être visées si des zones humides sont aménagés, ou s'il y a infiltration même partielle des eaux pluviales, dans la mesure où les surfaces collectées seraient supérieure à 1 ha, ou encore s'il y a création d'un plan d'eau permanent ou non de plus de 1000 m² de surface.

ENJEUX HYDRAULIQUES :

- => Lutter contre le risque d'inondation des infrastructures et des bâtiments.
- => Lutter contre le risque de pollution des eaux souterraines et superficielles en aval.
- => Lutter contre le risque d'inondation en aval du secteur aménagé par apport de nouvelles eaux de ruissellement. Réduire l'imperméabilisation des sols sur les nouvelles zones aménagées.

MESURES :

A l'échelle du secteur à aménager, plusieurs mesures préventives peuvent être prises :

- Tamponner les eaux pluviales au minimum à hauteur de l'événement pluvieux critique de période de retour 10 ans à 2 l/s/ha régulé avant rejet.
- Traiter qualitativement les eaux pluviales du projet (notamment par décantation) pour obtenir à minima une bonne qualité de rejet, conforme à la Directive Cadre sur l'Eau.
- Privilégier l'emploi de techniques alternatives anti-ruissellement sur la zone (voir exemples en photographies et fiches techniques ci-dessous et en page suivante) :
 - **Emploi de matériaux poreux pour les liaisons douces, les parkings ;*
 - **Mise en place de bassins paysagers (150 € HT/m³ en 1^{ère} approche) et noues végétalisées (100 € HT/m³ en 1^{ère} approche) pour la collecte et le traitement des eaux pluviales ;*
 - **Favoriser l'infiltration (même partielle) et/ou le remploi des eaux de toiture dans la mesure du possible (favoriser l'emploi de citernes de récupération des eaux de toiture, partiellement subventionnées par l'Agence de l'Eau par exemple) ;*
 - **Citons également l'emploi possible de toitures végétalisées pour les bâtiments collectifs.*

Pour les photos d'exemples types de noues végétalisées, voir en page précédente.

Exemple : bassin paysager, avec zone piétonne en matériaux poreux (ZAC des Garennes – Arques, 62)



Exemple : parking de la médiathèque en matériaux poreux (Arques, 62)



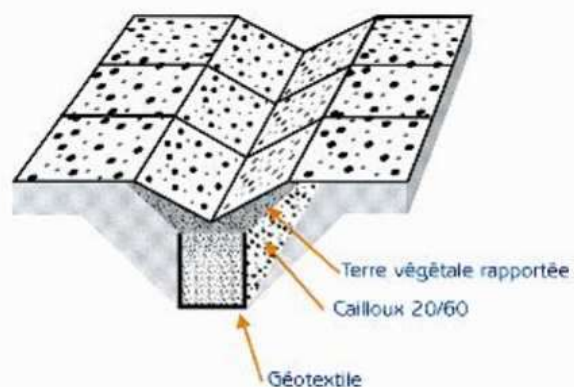
Exemples : bassin paysager, avec zone piétonne en matériaux poreux (ZAC des Garennes – Arques, 62)



Noue végétalisée de rétention (Fréthun, 62)



NOUE AVEC MASSIF DRAINANT





Toitures végétalisées
(www.adivet.net)



Toitures végétalisées => Cibles dites HQE (Haute Qualité Environnementale) pouvant être visées grâce à l'emploi de toitures végétalisées (source : www.adivet.net) :

toiture classique	THEME	CIBLE HQE	toiture végétalisée
 surface minérale	L'ENVIRONNEMENT intégration dans un environnement minéral urbain de surfaces végétalisées accueillant une biodiversité (flore et faune)	ECO-CONSTRUCTION Cible 1 : Relation harmonieuse des bâtiments avec l'environnement immédiat	 surface végétalisée
 surface imperméable	L'EAU Drainage maîtrisé avec effet retardateur de l'écoulement des pluies d'orage (rétention) et diminution des volumes d'eau rejetés dans le réseau (par évaporation) filtration des eaux de pluie en vue du stockage de l'eau pour un réemploi domestique	ECO-GESTION Cible 5 : gestion de l'eau SANTE Cible 14 : qualité sanitaire de l'eau	 surface réténtrice
 agression directe	DURABILITE Le complexe de végétalisation est une protection mécanique, thermique et UV qui contribue largement à accroître la pérennité du revêtement d'étanchéité	ECO-GESTION cible 7 : Gestion de l'entretien et de la maintenance	 protection UV

toiture classique	THEME	CIBLE HQE	toiture végétalisée
 réflexion	HYGROTHERMIE humidification de l'air ambiant (lutte contre l'effet îlot de chaleur généré par la concentration urbaine minérale)	CONFORT cible 8 : confort hygrothermique	 absorption
 réverbération	ACOUSTIQUE en absorption du bruit extérieur (réverbération) et isolement acoustique amélioré en intérieur (effet de masse)	CONFORT Cible 9 : confort acoustique	 isolement
 surface inerte	ASPECT VISUEL intégration dans un environnement minéral de surface accueillant une biodiversité (flore)	CONFORT Cible 10 : confort visuel cf. photothèque	 végétalisation
 accumulation	L'AIR absorption des poussières environnantes et fixation du CO2 par les végétaux	SANTE Cible 13 : qualité sanitaire de l'air	 dépollution
	xxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxx	xxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxxx	

6.3 – SCHEMA GLOBAL DES DISPOSITIONS PREVENTIVES DE LUTTE CONTRE LES INONDATIONS SUR LES SECTEURS ETUDIES

SYNTHESE DES PRECONISATIONS D'AMENAGEMENTS

SCHEMA GENERAL DE GESTION DU RISQUE D'INONDATION

DOCUMENT N°21

