

DEPARTEMENT DU FINISTERE



AMENAGEMENT DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE DE CRUES SUR LE BASSIN VERSANT ELLE-IOLE-LAIÏTA

RAPPORT DE PHASE 3

ARTELIA

DIRECTION REGIONALE OUEST


8 Avenue des Thébaudières
CS 20232
44815 SAINT HERBLAIN CEDEX
Tel. : 02 28 09 18 00
Fax : 02 40 94 80 99

DATE : MARS 2013– REF. : 4-53-0871



Ville & Transports
Direction Régionale Ouest
Espace bureaux Sillon de Bretagne
8 avenue des Thébaudières – CS 20232
44815 SAINT HERBLAIN CEDEX

Tél. : 02 28 09 18 00
Fax : 02 40 94 80 99

 Ville & Transports Direction Régionale Ouest Espace bureaux Sillon de Bretagne 8 avenue des Thébaudières – CS 20232 44815 SAINT HERBLAIN CEDEX Tél. : 02 28 09 18 00 Fax : 02 40 94 80 99	N° Affaire	4-53-0871				Etabli par	Vérifié par
	Date	MARS 2013				Y. GASOWSKI	A. LESAGE
	Indice		B				

SOMMAIRE

INTRODUCTION	1
OBJECTIFS DE LA PHASE 3 ET METHODOLOGIE EMPLOYEE	3
1. CONSTRUCTION DU MODELE HYDROLOGIQUE	5
1.1. INTRODUCTION.....	5
1.2. PRESENTATION DE L'OUTIL DE CALCUL ET LOIS UTILISEES	5
1.2.1. PRESENTATION DU LOGICIEL <i>HEC-HMS</i>	5
1.2.2. LOIS UTILISEES	6
1.3. STRUCTURE DU MODELE SOUS <i>HEC-HMS</i>	10
1.4. DONNEES DISPONIBLES : DONNEES D'ENTREE	12
1.4.1. DEFINITION DES SOUS-BASSINS VERSANTS	12
1.4.2. STATIONS HYDROMETRIQUES	18
1.4.3. POSTES PLUVIOMETRIQUES.....	19
1.5. CALAGE DU MODELE	22
1.5.1. PARAMETRES DE CALAGE	22
1.5.2. CRUES DE CALAGE.....	23
1.6. LES RESULTATS DU CALAGE	24
1.6.1. RESULTATS DES AJUSTEMENTS DU <i>CN</i>	24
1.6.2. LA CRUE DE DECEMBRE 2000.....	26
1.6.3. LA CRUE DE JANVIER 2001	31
1.6.4. LA CRUE DE DECEMBRE 2011	36
1.6.5. SYNTHESE DES RESULTATS.....	40
2. ETUDE DES ZONES DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE DE CRUES	43
2.1. IDENTIFICATION DES SITES DE STOCKAGE A FORT POTENTIEL.....	43
2.2. CAMPAGNE TOPOGRAPHIQUE <i>LIDAR</i>	45
2.3. ANALYSE TOPOGRAPHIQUE DES SITES	45
2.3.1. CALCUL DES LOIS HAUTEUR-VOLUME	45
2.3.2. REPERAGE D'ENJEU	49
2.4. PRESENTATION DU TYPE D'OUVRAGE SELECTIONNE POUR LA RETENUE.....	52
2.5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES RETENUES.....	55
2.5.1. CRUE DE PROJET ET CRUE DE SURETE.....	55
2.5.2. HYPOTHESES CONSIDEREES.....	56
2.5.3. EXEMPLE DE RETENUES	56
2.5.4. REPRESENTATION DES AMENAGEMENTS SOUS LE LOGICIEL <i>HEC-HMS</i>	60
2.5.5. METHODOLOGIE POUR DIMENSIONNER L'OUVRAGE	60

2.6. METHODOLOGIE APPLIQUEE POUR LE CHOIX DES SITES	61
2.7. ANALYSE HYDROLOGIQUE DES SITES	63
2.7.1. <i>DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR (EXEMPLE POUR LE SITE 2324)</i>	63
2.7.2. <i>DIMENSIONNEMENT DU PERTUIS (EXEMPLE POUR LE SITE 2324)</i>	64
2.7.3. <i>DIMENSIONNEMENT DU PERTUIS ET DU DEVERSOIR POUR L'ENSEMBLE DES SITES</i>	64
2.7.4. <i>IMPACT INDIVIDUEL (CRUE DE TYPE 2001, VINGTENNALE)</i>	66
2.7.5. <i>IMPACT TOTAL (CRUE DE TYPE 2001, VINGTENNALE)</i>	69
2.7.6. <i>IMPACT TOTAL SANS LIMITE DE HAUTEUR (CRUE DE TYPE 2001, VINGTENNALE)</i>	69
2.7.7. <i>COMBINAISON DE PLUSIEURS SITES (CRUE DE TYPE 2001, VINGTENNALE)</i>	70
2.7.8. <i>COMBINAISON PAR FAMILLE</i>	71
2.7.9. <i>IMPACT SUR LES DUREES D'INONDATION DANS LES SITES DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE</i>	73
2.7.10. <i>EMPRISE DES SITES DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUES</i>	75
2.7.11. <i>COUT DES OUVRAGES DES SITES 1, 2 ET 2324</i>	78
3. IMPACT HYDRAULIQUE ET ECONOMIQUE	79
3.1. IMPACT HYDRAULIQUE	79
3.1.1. <i>EVENEMENT DE DECEMBRE 2000</i>	79
3.1.2. <i>EVENEMENT DE JANVIER 2001</i>	80
3.1.3. <i>EVENEMENT DE DECEMBRE 2011</i>	80
3.1.4. <i>CARTOGRAPHIE DES INONDATIONS</i>	80
3.1.5. <i>IMPACT EN TERME DE NIVEAUX D'EAU SUR QUIMPERLE</i>	93
3.1.6. <i>IMPACT EN TERME DE NIVEAUX D'EAU SUR MAUDUIT ET GUERNALEZ</i>	100
3.1.7. <i>CONCLUSION SUR L'IMPACT HYDRAULIQUE</i>	107
3.2. ANALYSE COUT BENEFICE	107
3.2.1. <i>PREAMBULE</i>	107
3.2.2. <i>OBJECTIFS DE L'ACB</i>	107
3.2.3. <i>METHODOLOGIE</i>	108
3.2.4. <i>LE DOMMAGE MOYEN ANNUEL (DMA)</i>	108
3.2.5. <i>LE CALCUL DU DMA ET DU DEMA</i>	109
3.2.6. <i>LES DOMMAGES EVITES ET LE DEMA</i>	110
3.2.7. <i>DEFINITION DE L'HORIZON TEMPOREL :</i>	110
3.2.8. <i>DEFINITION DU TAUX D'ACTUALISATION :</i>	110
3.2.9. <i>VALEUR ACTUALISEE NETTE</i>	111
3.2.10. <i>RAPPORT DEMA/C</i>	111
3.2.11. <i>RESULTAT DE L'ACB</i>	112
4. CONTRAINTE TECHNIQUE ET REGLEMENTAIRE	120
4.1. CONTRAINTES TECHNIQUES	120
4.2. CONTRAINTES REGLEMENTAIRES	120
4.3. REGLEMENTATION AU TITRE DE LA LOI SUR L'EAU	122
CONCLUSION	123

ANNEXE

ANNEXE 1 – RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT DE LA LAÏTA SOUS HEC-HMS	126
ANNEXE 2 : COURBES HAUTEUR/VOLUME	128
ANNEXE 3 : DETAIL DES COUTS DE L'OUVRAGE 2324	146
ANNEXE 4 : DETAILS DES DOMMAGES (COMBINAISON A)	147
ANNEXE 5 : DEMA	148

LISTE DES TABLEAUX

TABL. 1 -	CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES SOUS BASSINS VERSANTS DU MODELE HYDROLOGIQUE DE L'ELLE-IOLE-LAÏTA.....	16
TABL. 2 -	PONDERATIONS EN POURCENTAGE DES DIFFERENTS SOUS BASSINS VERSANTS.....	21
TABL. 3 -	RESULTATS DES AJUSTEMENTS DES CURVE NUMBERS POUR LES TROIS CRUES	24
TABL. 4 -	TABLEAU DE SYNTHESE DES RESULTATS DU CALAGE AU FAOUËT SUR L'INAM	40
TABL. 5 -	TABLEAU DE SYNTHESE DES RESULTATS DU CALAGE AU FAOUËT SUR L'ELLE.....	40
TABL. 6 -	TABLEAU DE SYNTHESE DES RESULTATS DU CALAGE A LANVENEGEN SUR L'ELLE.....	40
TABL. 7 -	TABLEAU DE SYNTHESE DES RESULTATS DU CALAGE A ARZANO SUR L'ELLE	41
TABL. 8 -	TABLEAU DE SYNTHESE DES RESULTATS DU CALAGE A SCAËR.....	41
TABL. 9 -	VOLUME POTENTIEL DES SITES DE STOCKAGE.....	43
TABL. 10 -	VOLUME DISPONIBLE POUR UNE HAUTEUR DE DIGUE	47
TABL. 11 -	VOLUME DISPONIBLE POUR UNE HAUTEUR DE DIGUE (SITE COMBINE).....	49
TABL. 12 -	NIVEAU CRITIQUE POUR LES ENJEUX	50
TABL. 13 -	VOLUME MAXIMUM PAR SITE	51
TABL. 14 -	PERIODE DE RETOUR DE LA CRUE DE SURETE EN FONCTION DE $H^2 \sqrt{V}$	55
TABL. 15 -	REVANCHE MINIMALE EN FONCTION DE $H^2 \sqrt{V}$	56
TABL. 16 -	TABLEAU MULTICRITERE POUR LA SELECTION DES SITES.....	61
TABL. 17 -	CLASSEMENT DES SITES.....	63
TABL. 18 -	DEBIT CARACTERISTIQUES SUR L'INAM AU FAOUËT.....	64
TABL. 19 -	DEBIT MILLENNAL SUR LES STATIONS HYDROMETRIQUES.....	65
TABL. 20 -	LONGUEUR DU DEVERSOIR SUR L'ENSEMBLE DES STATIONS.....	65
TABL. 21 -	SUPERFICIE DE L'ORIFICE DE SORTIE.....	66
TABL. 22 -	IMPACT INDIVIDUEL DE CHAQUE SITE (DEBIT).....	66
TABL. 23 -	IMPACT INDIVIDUEL DE CHAQUE SITE (POURCENTAGE).....	66
TABL. 24 -	IMPACT DE PLUSIEURS SITES (LIMITE EN HAUTEUR)	69
TABL. 25 -	IMPACT DE PLUSIEURS SITES (PAS DE LIMITE EN HAUTEUR).....	70
TABL. 26 -	COMBINAISON DES SITES 23 ET 24.....	70
TABL. 27 -	SELECTION DES SITES POUR LES MODELES HYDRAULIQUES.....	71
TABL. 28 -	IMPACT EN DEBIT A L'AVAL (DECEMBRE 2000).....	72
TABL. 29 -	IMPACT EN POURCENTAGE A L'AVAL (DECEMBRE 2000).....	72
TABL. 30 -	IMPACT EN DEBIT A L'AVAL (JANVIER 2001)	72
TABL. 31 -	IMPACT EN POURCENTAGE A L'AVAL (JANVIER 2001)	72
TABL. 32 -	IMPACT EN DEBIT A L'AVAL (DECEMBRE 2011).....	73
TABL. 33 -	IMPACT EN POURCENTAGE A L'AVAL (DECEMBRE 2011).....	73
TABL. 34 -	DUREE DES EVENEMENTS	74
TABL. 35 -	COUT DES OUVRAGES	78
TABL. 36 -	COUT UNITAIRE DES OUVRAGES	78
TABL. 37 -	NIVEAU D'EAU (M IGN69) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2000	93
TABL. 38 -	GAIN (CM) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2000	93
TABL. 39 -	NIVEAU D'EAU (M IGN69) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2001	93
TABL. 40 -	GAIN (CM) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2001	93
TABL. 41 -	NIVEAU D'EAU (M IGN69) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2011	94
TABL. 42 -	GAIN (CM) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2011	94
TABL. 43 -	GAIN (CM) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2000	100
TABL. 44 -	GAIN (CM) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2001	100
TABL. 45 -	GAIN (CM) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2011	100
TABL. 46 -	POURCENTAGE D'ECRETEMENT POUR LA COMBINAISON A	114
TABL. 47 -	RESUME DMA ET DEMA	116
TABL. 48 -	POURCENTAGE D'ECRETEMENT POUR LA COMBINAISON B	116
TABL. 49 -	IMPACT SUR L'INONDABILITE DES BATIMENTS.....	116
TABL. 50 -	OBLIGATIONS REGLEMENTAIRES IMPOSEES AUX PROPRIETAIRES D'OUVRAGES CLASSES DE TYPE BARRAGE	120

LISTE DES FIGURES

FIG. 1.	LOCALISATION DU BASSIN VERSANT ETUDIE	1
FIG. 2.	NŒUDS DE CALCUL DU MODELE HEC-HMS	11
FIG. 3.	OCCUPATION DES SOLS SUR LES SOUS-BASSINS VERSANT DE L'ELLE-IOLE-LAITA. SOURCES : CORINE LAND COVER 2006.....	15
FIG. 4.	STATIONS HYDROMETRIQUES.....	18
FIG. 5.	EMPLACEMENT DES PLUVIOMETRES RETENUS.....	19
FIG. 6.	DECOUPAGE DE THIESSEN DES SOUS BASSINS VERSANTS	20
FIG. 7.	CALAGE INAM AU FAOUËT (DECEMBRE 2000)	26
FIG. 8.	CALAGE ELLE AU FAOUËT (DECEMBRE 2000).....	27
FIG. 9.	CALAGE ELLE A LANVENEGEN (DECEMBRE 2000).....	28
FIG. 10.	CALAGE ELLE A ARZANO (DECEMBRE 2000)	29
FIG. 11.	CALAGE IOLE A SCAËR (DECEMBRE 2000).....	30
FIG. 12.	CALAGE INAM AU FAOUËT (JANVIER 2001)	31
FIG. 13.	CALAGE ELLE AU FAOUËT (JANVIER 2001).....	32
FIG. 14.	CALAGE ELLE A LANVENEGEN (JANVIER 2001)	33
FIG. 15.	CALAGE ELLE A ARZANO (JANVIER 2001).....	34
FIG. 16.	CALAGE IOLE A SCAËR (JANVIER 2001).....	35
FIG. 17.	CALAGE INAM AU FAOUËT (DECEMBRE 2011)	36
FIG. 18.	CALAGE ELLE AU FAOUËT (DECEMBRE 2011).....	37
FIG. 19.	CALAGE ELLE A ARZANO (DECEMBRE 2011)	38
FIG. 20.	CALAGE IOLE A SCAËR (DECEMBRE 2011).....	39
FIG. 21.	ZONES DE STOCKAGE ENTRE LANVENEGEN ET ARZANO	42
FIG. 22.	PRESELECTION DES SITES DE STOCKAGE	44
FIG. 23.	PLAN DE VOL	45
FIG. 24.	LOI HAUTEUR VOLUME (RESERVOIR 19).....	46
FIG. 25.	SCHEMA DE PRINCIPE DU DIMENSIONNEMENT DE SURVERSE D'UNE RETENUE SECHE	56
FIG. 26.	OUVRAGE SUR LE LANGE A MONTREAL-LA-CLUZE (DIGUE DE 4M DE HAUTEUR)	57
FIG. 27.	PAREMENT AVAL DE LA RETENUE DE SOBIESZOW, POLOGNE (HAUTEUR DE DIGUE 11M)	57
FIG. 28.	PAREMENT AVAL DE LA RETENUE DE KRZESZOW, POLOGNE (HAUTEUR DE DIGUE 3,4M)	58
FIG. 29.	OUVRAGE DE PROTECTION CONTRE LES CRUES DE NIMES (HAUTEUR 4,5M).....	58
FIG. 30.	DIGUE LORS DES TRAVAUX SUR LA VIEILLE MEUSE, MOUZON (HAUTEUR 4M)	59
FIG. 31.	OUVRAGE DE DECHARGE SUR LA VIEILLE MEUSE, MOUZON	59
FIG. 32.	LIGNE D'EAU A PONT-HELLEC (CONSERVERIE PENY).....	68
FIG. 33.	IMPACT SUR LA DUREE D'INONDATION, SITE2324 (2001)	74
FIG. 34.	ZONE POTENTIELLEMENT INONDABLE SUR LES SITES 1 ET 2	76
FIG. 35.	ZONE POTENTIELLEMENT INONDABLE SUR LE SITE2324.....	77
FIG. 36.	ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2000 (ETAT INITIAL)	81
FIG. 37.	ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2000 (COMBINAISON A)	82
FIG. 38.	ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2000 (COMBINAISON B)	83
FIG. 39.	ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2000 (COMBINAISON C)	84
FIG. 40.	ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001 (ETAT INITIAL)	85
FIG. 41.	ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001 (COMBINAISON A)	86
FIG. 42.	ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001 (COMBINAISON B)	87
FIG. 43.	ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001 (COMBINAISON C)	88
FIG. 44.	ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2011 (ETAT INITIAL)	89
FIG. 45.	ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2011 (COMBINAISON A)	90
FIG. 46.	ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2011 (COMBINAISON B)	91
FIG. 47.	ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2011 (COMBINAISON C)	92
FIG. 48.	PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DE LA CONFLUENCE (2000).....	95
FIG. 49.	PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DU PONT LOVIGNON (2000)	95
FIG. 50.	PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DU PONT IOLE (2000)	96
FIG. 51.	PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DE LA CONFLUENCE (2001).....	97
FIG. 52.	PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DU PONT LOVIGNON (2001)	97
FIG. 53.	PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DU PONT IOLE (2001)	98

FIG. 54.	PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DE LA CONFLUENCE (2011).....	98
FIG. 55.	PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DU PONT LOVIGNON (2011).....	99
FIG. 56.	PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DU PONT IOLE (2011).....	99
FIG. 57.	LIGNE D'EAU A MAUDUIT POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2000.....	101
FIG. 58.	LIGNE D'EAU A MAUDUIT POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001.....	102
FIG. 59.	LIGNE D'EAU A MAUDUIT POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2011.....	103
FIG. 60.	LIGNE D'EAU A GUERNALEZ POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2000.....	104
FIG. 61.	LIGNE D'EAU A GUERNALEZ POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001.....	105
FIG. 62.	LIGNE D'EAU A GUERNALEZ POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2011.....	106
FIG. 63.	BATIMENTS EPARGNES POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001 (COMBINAISON A).....	117

INTRODUCTION

Le bassin versant Elle-Isole-Laïta se situe dans la région de Bretagne. Ce bassin versant est à cheval sur deux départements : le Finistère (29) et le Morbihan (56).

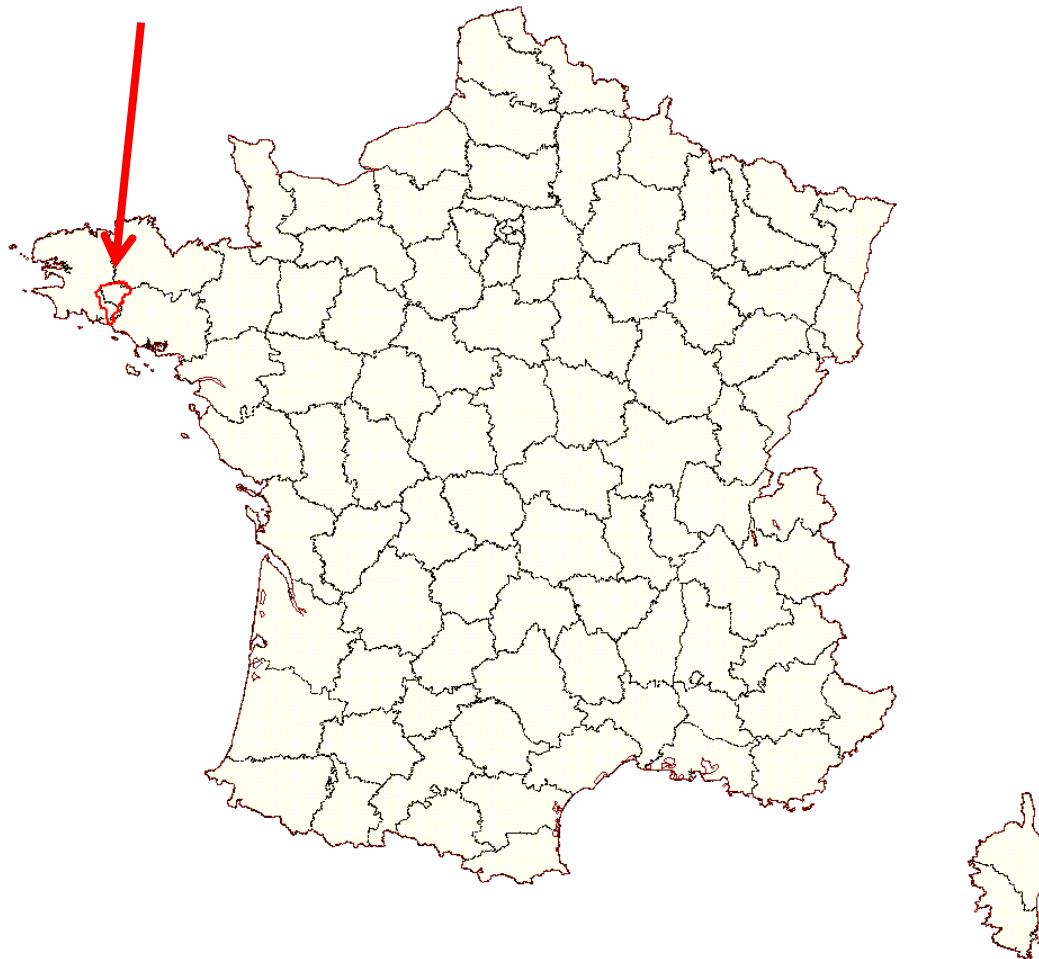


Fig. 1. LOCALISATION DU BASSIN VERSANT ETUDIE

La Ville de Quimperlé se situe à la confluence de deux cours d'eau, à savoir l'Isole et l'Ellé. L'union de ces rivières forme la Laïta qui rejoint l'océan Atlantique, à environ 15 km au Sud de Quimperlé, au niveau de la commune du Pouldu.

La Ville de Quimperlé est donc exposée au risque d'inondation d'une part par les apports fluviaux et d'autre part par les niveaux marins. Elle a connu plusieurs événements, dont les principaux sont les crues de Décembre 2000 et Janvier 2001, qui ont entraîné des inondations importantes dans le centre-ville. Dans une moindre mesure, les événements tempétueux Xynthia (Mars 2010) et Joachim (Décembre 2011) ont également eu des conséquences à Quimperlé.

Suite aux graves inondations de Décembre 2000 et Janvier 2001, la commune de Quimperlé a réalisé une série de travaux dans le but d'améliorer le fonctionnement hydraulique des cours d'eau la traversant. Ces travaux ont consisté majoritairement en la réduction de pertes de charges singulières (suppression de la poutre France Télécom sur l'Isole, suppression du verrou rocheux sur l'Ellé,...) et la protection des habitants (installation de barrières anti-inondation Quai Surcouf, construction d'une passerelle publique, réaménagement du pont Salé,...).

La ville de Quimperlé a souhaité engager une réflexion sur la faisabilité de la mise en œuvre de Zone de Ralentissement Dynamique de Crues (ZRDC) sur le bassin versant l'Elle-Isole-Laïta. Le présent document concerne la construction, le calage et l'exploitation du modèle hydrologique mis en œuvre sur ce bassin. Ce document présente la phase 3 qui consiste à définir, dimensionner et évaluer l'efficacité des ZRDC.

Pour rappel, la phase 1 concernait principalement la compréhension et l'analyse des phénomènes observés. La phase 2 consistait à rechercher des sites de stockage susceptibles de répondre correctement aux besoins du projet. Une campagne topographique complémentaire a été réalisée pour affiner la connaissance du terrain pour cette phase 3.

OBJECTIFS DE LA PHASE 3 ET METHODOLOGIE EMPLOYEE

Les sites de ralentissement dynamique ont deux effets majeurs d'un point de vue hydraulique :

- le stockage de la crue,
- le ralentissement de la crue (déphasage du temps d'arrivée du pic de crue).

Il s'agit ici du principe de ralentissement dynamique, prônée par le CEMAGREF, qui peut améliorer les gains en matière de protection contre les inondations plus en aval.

L'objectif est d'identifier les sites de stockage qui vont permettre d'obtenir un effet double :

- à la fois « global », c'est-à-dire que l'aménagement des affluents identifiés aura pour première vocation de faire baisser les débits de la Laïta et de ses affluents ;
- mais aussi « local », c'est-à-dire que ces aménagements peuvent bénéficier à des secteurs vulnérables situés plus en aval sur leur propre cours d'eau.

Pour rappel, les différents sites à enjeux sont :

- Cascadec sur l'Isole ;
- Pont-Hélec sur l'Isole ;
- Pont Lédan sur l'Isole ;
- Guernelez sur l'Inam.
- Quimperlé sur la Laïta

Le site de Quimperlé étant le principal enjeu du bassin versant de la Laïta, il en sera question essentiellement dans ce rapport.

La sélection des zones de stockage est détaillée dans le rapport de la première et deuxième phase. En se basant sur des données topographiques approximatives (BD ALTI), le volume global que l'on pourrait stocker dans chaque réserve a été calculé afin de vérifier que l'on se trouve bien dans le même ordre de grandeur que le volume nécessaire d'écrêtement. Ensuite chaque site a été sélectionné en se basant sur :

- les visites sur sites ;
- l'analyse des cartes IGN ;
- l'analyse des cartes de Cassini.

Ainsi une cinquantaine de sites a été présélectionné. Lors de cette phase, une campagne LIDAR complémentaire a ainsi été réalisée pour affiner la connaissance des sites de stockage.

Ce rapport est divisé en deux parties. L'une porte sur la construction et le calage du modèle hydrologique. Le but de cette partie est de produire un modèle qui représente au mieux l'hydrologie du bassin versant. La seconde porte sur la sélection puis l'étude des ZRDCs et leur modélisation. Les objectifs principaux sont de définir, dimensionner et évaluer leur efficacité.

La sélection des ZRDCs est décomposée en deux étapes. Une première sélection est basée sur :

- les volumes de stockage disponibles, qui auront été recalculés grâce à la campagne LIDAR ;
- la présence ou non d'enjeu pour éviter leur sur-inondation à l'amont.

Une deuxième analyse multicritères permet d'affiner le choix des sites.

La démarche employée est donc:

- la construction du modèle hydrologique ;
- le calage de ce modèle ;
- l'identification des sites de stockage les plus adaptés ;
- leur modélisation ;
- l'évaluation de leur efficacité.

1.

CONSTRUCTION DU MODELE HYDROLOGIQUE

1.1. INTRODUCTION

La construction du modèle hydrologique permettra d'estimer les impacts en termes d'écrêtement sur les retenues. L'objectif d'un modèle hydrologique est de visualiser la propagation des débits dans un bassin versant. Ce type de modèle est différent du modèle hydraulique qui est plus localisé et permet de calculer des niveaux d'eau à l'aide des débits.

Le modèle hydrologique est construit en intégrant les caractéristiques principales de chaque sous-bassin versant. Un événement historique est alors testé et les résultats en débit sont comparés aux débits mesurés aux stations hydrométriques (procédé de calage). Enfin quand le modèle est correctement « calé », l'impact des retenues est estimé.

Ce chapitre présente le modèle utilisé ainsi que les différentes étapes qui ont aboutis à la construction du modèle hydrologique.

1.2. PRESENTATION DE L'OUTIL DE CALCUL ET LOIS UTILISEES

1.2.1. PRESENTATION DU LOGICIEL HEC-HMS

L'outil de calcul utilisé est le logiciel HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System), développé par le corps d'ingénierie de l'armée américaine. Il est disponible en libre accès sur internet (<http://www.hec.usace.army.mil>). Le modèle de ce bassin versant est construit sous la version 3.5 d'HEC-HMS.

Le logiciel permet de calculer des hydrogrammes de crue en plusieurs nœuds du bassin versant. Pour cela, il dispose des trois modules de calculs suivants:

- **un module de transformations Pluie-Débit** : à partir des caractéristiques physiques d'un sous-bassin versant, de données de précipitations et de pertes (infiltration), ce module génère des hydrogrammes de crue selon différentes méthodes de calcul (Hydrogramme unitaire SCS, hydrogramme unitaire Clark, hydrogramme unitaire Snyder, onde cinématique...etc.) ;
- **un module de propagation** : à partir des caractéristiques physiques d'un bief de rivière (délimité par deux nœuds), ce module permet de calculer la propagation des hydrogrammes de crue au sein d'un bief (temps de propagation + atténuation du débit de pointe) selon différentes méthodes de calcul (Muskingum, Muskingum-Cunge, Onde cinématique...etc.) ;
- **un module d'écrêtement** : à partir d'une loi hauteur-volume ou hauteur-surface caractéristique d'une retenue et de la définition géométrique d'un orifice de fuite, ce module permet de calculer l'écrêtement d'un hydrogramme de crue au travers de la retenue. Ce dernier module sera utilisé pour tester les aménagements.

L'outil fonctionne en réseau ramifié et calcule donc l'hydrogramme résultant en aval d'une confluence.

1.2.2. LOIS UTILISEES

1.2.2.1. MODULE DE TRANSFORMATION PLUIE-DEBIT

Parmi les différents modules pluie-débit proposés par le logiciel, nous avons retenu le modèle empirique de l'hydrogramme unitaire SCS (Soil Conservation Service).

Cette méthode consiste à évaluer le ruissellement maximum potentiel (R) à partir du cumul pluviométrique de l'événement considéré, de l'occupation des sols, et de l'humidité initiale des sols selon l'équation suivante :

$$R = \frac{(P - I_A)^2}{P - I_A + S}$$

R : ruissellement maximum potentiel

P : cumul pluviométrique total de l'événement considéré

I_A : quantité de pluie retenue avant le début de ruissellement (perte initiale)

S : infiltration maximale potentielle

Tant que le cumul pluviométrique de l'événement n'excède pas la perte initiale « I_A » (liée aux aspérités du terrain naturel, à la végétation,...), le ruissellement maximal potentiel est nul.

De nombreux modèles expérimentaux ont permis d'établir une relation entre l'infiltration maximale potentielle et la quantité de pluie retenue avant le début du ruissellement :

$$I_A = 0,2 \times S$$

Par défaut, le logiciel HEC-HMS applique cette formule. Toutefois, il est possible d'imposer à chaque bassin versant la valeur I_A souhaitée. En effet, de nombreux ingénieurs estiment désormais que cette valeur est trop élevée pour la plupart des situations d'orage. Nous verrons plus loin que nous n'avons obtenu de résultats vraisemblables qu'en imposant I_A = 0 pour le calage du modèle de la Laïta.

Enfin, l'infiltration maximale potentielle « S » est liée au paramètre de ruissellement Curve Number (CN) par la relation suivante :

$$S = 25,4 \times \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Le paramètre CN traduit l'aptitude des sols au ruissellement et dépend notamment du type de sol (géologie), de l'utilisation de terres (couvert végétal) et de son état d'humectation initial.

La valeur du coefficient CN varie entre 100 (pour des surfaces en eau telles que des lacs) et 30 (pour des sols très perméables avec une capacité d'infiltration très importante). Les valeurs typiques pour le CN peuvent être trouvées dans la plupart des textes sur l'hydrologie (voir, par exemple, des références telles que Viessman, 1977 ou Kibler, 1982).

Toute la difficulté d'application de cette méthode consiste donc à évaluer le Curve Number.

La construction de l'hydrogramme unitaire est ensuite réalisée en répartissant le volume d'eau effectivement ruisselé selon un triangle unitaire pour chaque pas de temps t selon la relation suivante :

$$Q_p = 2,08 \times \frac{A}{T_p} \text{ avec } T_p = \frac{\Delta t}{2} + T_{lag}$$

Q_p : débit de pointe

T_p : temps du pic de crue

T_{lag} : lag time = temps compris entre le barycentre de la pluie nette et le pic de crue

A : superficie du bassin versant

Δt : pas de temps de calcul

Le Lag Time est calculé par l'équation SCS (1972) suivante :

$$T_{lag} = L^{0,8} \frac{(S+1)^{0,7}}{1900\sqrt{Y}}$$

T_{lag} en heures

L : chemin hydraulique en pieds (1 pied = 0.30478513 m)

Y pente de la ligne d'eau en %

L'hydrogramme unitaire d'un bassin est défini comme l'hydrogramme de ruissellement pur résultant d'une pluie nette de hauteur unité produite de façon homogène sur la totalité du bassin (averse unitaire) en un temps donné. Cette méthode s'applique pour des bassins dont la superficie est comprise entre 2 et 200 km². On admet que pour un bassin donné tous les hydrogrammes de ruissellement pur résultant d'averses unitaires ont le même temps de base et que les débits sont directement proportionnels à la valeur de la pluie nette (propriété d'affinité). On admet également que pour des averses de longue durée, l'hydrogramme résultant correspond au cumul des hydrogrammes unitaires élémentaires (propriété d'additivité). Cette théorie permet ainsi la reconstitution de crues complexes.

1.2.2.2. MODULE DE PROPAGATION

Parmi les différents modèles de propagation proposés par le logiciel HEC-HMS, le modèle retenu est celui de Muskingum, développé par McCarthy en 1938 lors de l'étude de la rivière de Muskingum.

Cette méthode est basée sur le principe suivant : le volume stocké dans un tronçon est proportionnel au débit transitant dans ce tronçon. Ce principe peut se traduire par l'équation suivante :

$$V_s = K(\alpha Q_e(t) + (1 - \alpha) Q_s(t))$$

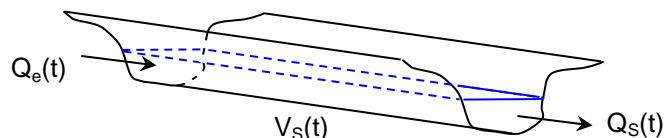
V_s = volume stocké (m³)

Q_e = débit entrant dans le tronçon (m³/s)

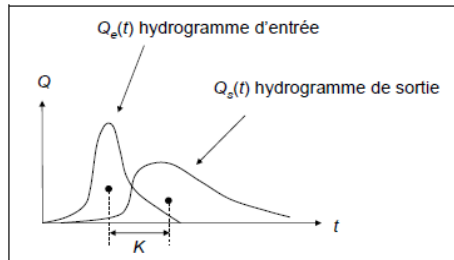
Q_s = débit de sortie du tronçon (m³/s)

K = paramètre du modèle Muskingum (s)

α = coefficient d'amortissement



Le **paramètre K** représente le décalage temporel entre les barycentres des hydrogrammes d'entrée et de sortie et peut être assimilé au temps de propagation de la crue au sein du tronçon.



Le **coefficient α** quantifie les influences respectives des débits d'entrée et de sortie sur le volume stocké et traduit ainsi l'**amortissement** du débit dans le tronçon. En pratique, la plupart des valeurs utilisées sont comprises entre 0 et 0,5 (l'amortissement étant maximal pour $\alpha = 0$).

Cette première équation est complétée par l'équation de conservation de la masse :

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t)$$

Le système composé des deux équations de stockage et de conservation peut alors se résoudre par discrétisation. On obtient alors une relation du type :

$$Q_s(t + \Delta t) = C_1 Q_e(t) + C_2 Q_e(t + \Delta t) + C_3 Q_s(t)$$

Avec

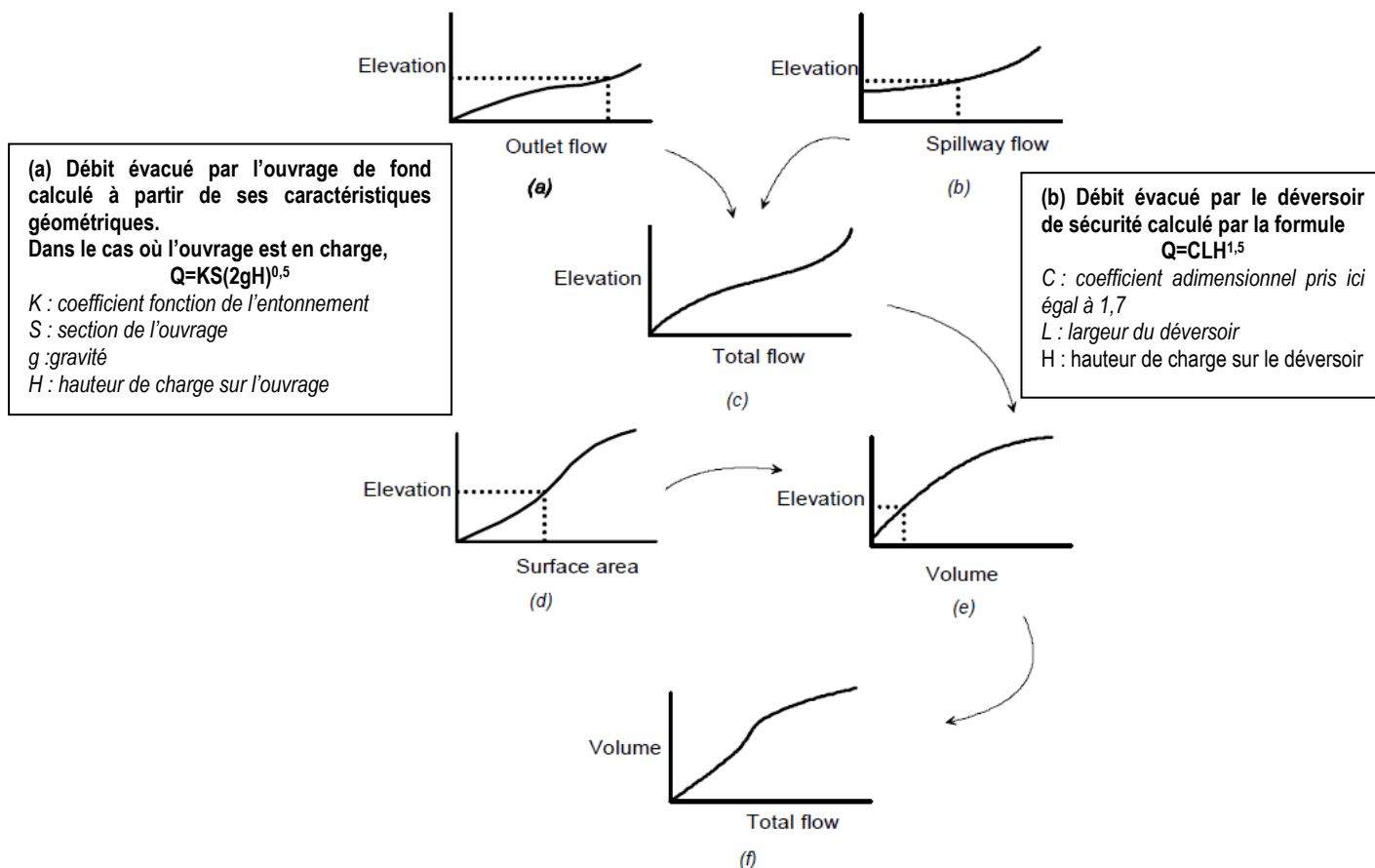
$$C_1 = \frac{\frac{\Delta t}{2} - \alpha K}{\frac{\Delta t}{2} + (1 - \alpha)K} \quad C_2 = \frac{\frac{\Delta t}{2} + \alpha K}{\frac{\Delta t}{2} + (1 - \alpha)K} \quad C_3 = \frac{(1 - \alpha)K - \frac{\Delta t}{2}}{(1 - \alpha)K + \frac{\Delta t}{2}}$$

1.2.2.3. MODULE D'ECRETEMENT

HEC-HMS propose deux méthodes de calcul d'écrêtement au droit d'un réservoir :

- à partir de différentes lois caractéristiques (Hauteur-débit et hauteur-surface ou Hauteur-débit et hauteur-volume) entrées préalablement dans le modèle par l'opérateur ;
- à partir de la description de l'ouvrage de fuite (géométrie et calage de l'orifice de fond et du déversoir de sécurité) et de la retenue (définie par une loi hauteur-volume ou hauteur surface).

L'efficacité hydrologique des scénarios d'aménagement d'ouvrages de sur-stockage sera appréciée par la mise en œuvre de cette seconde méthode.



1.3. STRUCTURE DU MODELE SOUS HEC-HMS

Le modèle hydrologique a été construit sur l'ensemble du bassin versant de la Laïta, soit 922 km².

La structure du modèle élaboré sur HEC-HMS est présentée en annexe 1. Elle fait apparaître le découpage du modèle en 33 sous bassins versants et 28 biefs de propagation.

Sous HEC-HMS, chaque bassin versant est représenté par un réservoir. Pour le caractériser, le logiciel a besoin de :

- sa surface ;
- son Curve Number, qui intervient dans la caractérisation de la capacité de ruissellement des sols ;
- son lag time, qui est le temps de réponse du bassin versant.

On construit ensuite des tronçons de diffusion. Ici le seul paramètre nécessaire est le temps de propagation de la pluie, celui-ci est notamment calculé à partir du chemin hydraulique et de la pente.

On remarquera que les nœuds de calculs (29 au total) sont positionnés de manière stratégique sur le bassin versant :

- à la confluence des principaux sous affluents de l'Elle : l'Inam, l'Isole et l'Aer, c'est-à-dire à l'exutoire des sous bassins versants ;
- au droit des stations hydrométriques et des échelles limnimétriques utilisées pour le calage du modèle ;
- au droit des sites de sur-stockage qui seront simulés par la suite.

Remarque : les sites de sur-stockage n'apparaissent, dans le modèle HEC-HMS de l'état actuel, que sous la forme de « nœuds de calcul ». La géométrie de la vallée n'est pas donc pas renseignée à ce stade.

En entrant une géométrie et une pluie, le logiciel HEC-HMS simule le débit obtenu dans ces conditions à chaque nœud.

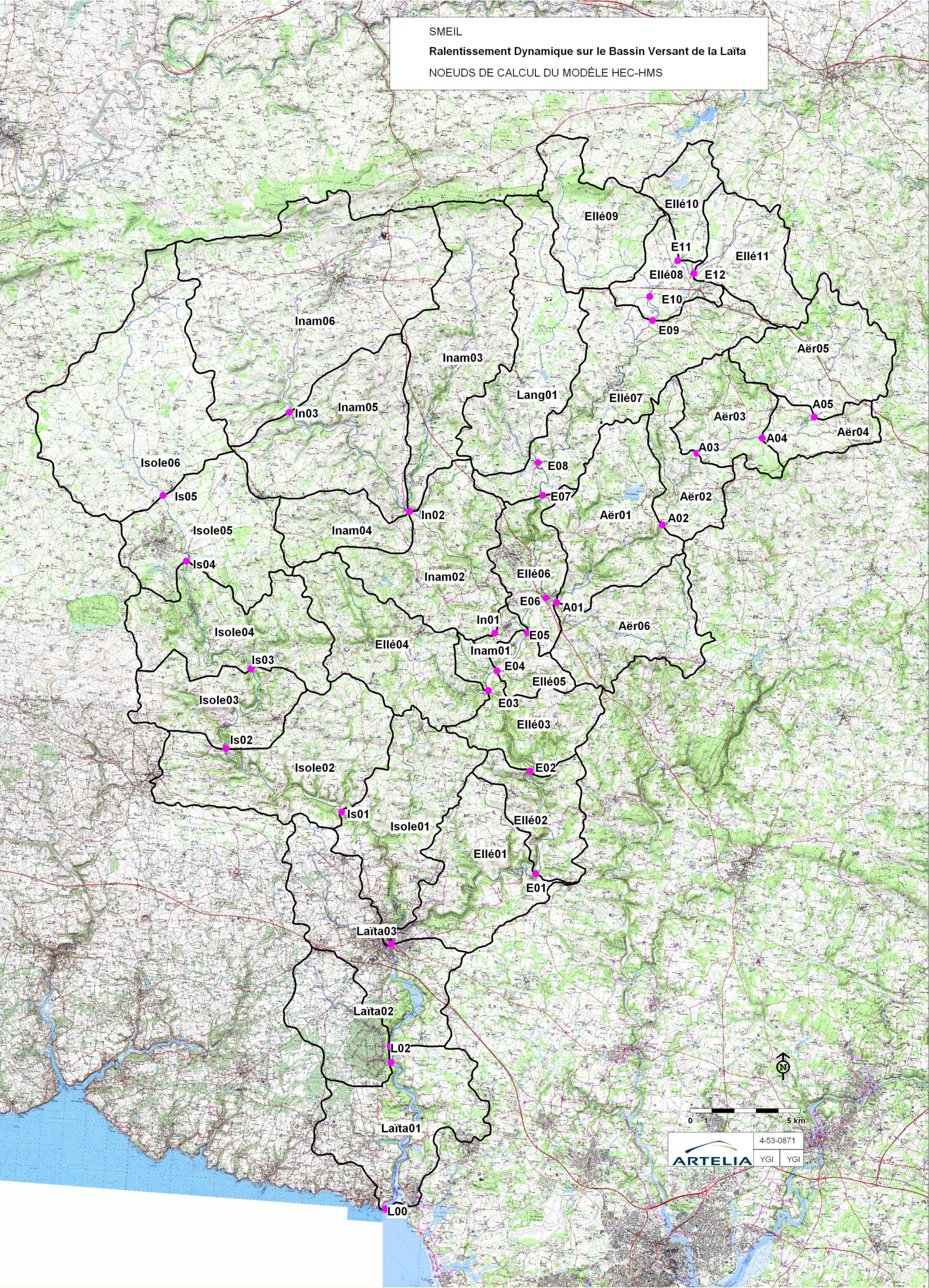


Fig. 2. Nœuds de calcul du modèle HEC-HMS

1.4. DONNEES DISPONIBLES : DONNEES D'ENTREE

1.4.1. DEFINITION DES SOUS-BASSINS VERSANTS

Les sous-bassins versants ont été définis dans la phase 1. Le logiciel SIG MapInfo permet ensuite de déterminer, pour chaque sous bassin versant :

- la surface (km²) ;
- le chemin hydraulique (m) ;
- la cote altimétrique (IGN69) la plus haute et la plus basse du bassin et donc la pente moyenne.

Le Curve Number des 33 sous-bassins versants a été déterminé sur la base des valeurs types de CN tabulées dans le document ci-dessous.

Les types de sol sont définis de la façon suivante :

- **Groupe A** : peu de potentiel de ruissellement. Infiltration forte même lorsque le sol est très humide. Sol excessivement bien drainé avec une conductivité hydraulique élevée.
- **Groupe B** : sol avec un taux d'infiltration modéré lorsqu'il est humide. Sol bien drainé de granulométrie fine à grossière avec une conductivité hydraulique modérée.
- **Groupe C** : sol avec un taux d'infiltration faible lorsqu'il est humide. Sol à granulométrie fine à très fine avec une conductivité hydraulique faible.
- **Groupe D** : grand potentiel de ruissellement. Infiltration très faible lorsque le sol est humide. Sol composé essentiellement d'argile avec une conductivité hydraulique très faible.

SYNDICAT MIXTE ELLE-ISOLE-LAÏTA

AMENAGEMENT DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE DE CRUES SUR LE BASSIN VERSANT DE L'ELLE-ISOLE-LAÏTA
PHASE 3 – BASSIN VERSANT DE L'ELLE-ISOLE-LAÏTA

En fonction de l'occupation du sol (d'après *SCS Urban Hydrology for Small Watersheds*, 2nd Ed., (TR-55), June 1986) :

Occupation du sol	Groupe de sol			
	A	B	C	D
Cultures				
sans traitement de conservation des sols	72	81	88	91
avec traitement de conservation des sols	62	71	78	81
Pâturage				
mauvais état	68	79	86	89
bon état	39	61	74	80
Prairie				
bon état	30	58	71	78
Bois et forêts				
clairsemés, couvert végétal peu dense, sol non couvert	45	66	77	83
couvert dense	25	55	70	77
Espaces ouverts, pelouses, parcs, terrains de golf, cimetières ...				
couverture herbeuse sur 75% ou plus de la surface	39	61	74	80
couverture herbeuse sur 50 - 75% de la surface	49	69	79	84
Zones d'activités et zones commerciales (imperméabilisées à 85%)	89	92	94	95
Zones industrielles (imperméabilisées à 72%)	81	88	91	93
Zones résidentielles (lotissements) :				
surface moyenne des lots (% d'imperméabilisation)				
< 500 m ² (65)	77	85	90	92
1000 m ² (38)	61	75	83	87
1300 m ² (30)	57	72	81	86
2000 m ² (25)	54	70	80	85
4000 m ² (20)	51	68	79	84
Parkings, toits, chaussées, etc	98	98	98	98
Routes et rues				
revêtues et pourvues de caniveaux et réseau pluvial	98	98	98	98
gravillonnées	76	85	89	91
en terre	72	82	87	89

Dans la pratique, la base de données Corine Land Cover de 2006 nous a permis de distinguer les 5 types d'occupation des sols suivants (cf. carte page suivante) :

- les zones de forêt, affectées du coefficient 62 ;
- ce dernier correspond à la moyenne des CNs de bois et forêts ;
- les zones urbaines, affectée du coefficient 84 ;
- ce coefficient a été calculé en prenant la valeur moyenne du cadre vert comprenant les zones résidentielles, les zones d'activité, les zones commerciales et les routes.

- Les zones en prairies, affectée du coefficient 55 ;
- ces zones comprennent des zones en prairies et des pâturages. D'après les modélisations effectuées, pendant les épisodes de crues de 2000, 2001 et 2011, le sol était plutôt perméable sur ce bassin versant. Donc seules les catégories A et B sont prises en compte. Le coefficient a été calculé en prenant la valeur moyenne de la zone bleue ;
- les zones en cultures, affectée du coefficient 62 ;
- ces zones comprennent des cultures mais aussi certaines prairies. Comme la catégorie précédente, seules les classes A et B ont été prises en compte. Le CN correspond à la valeur moyenne du cadre marron ;
- les plans d'eau, affectée du coefficient 98.

Les caractéristiques des 33 sous-bassins versants sont données dans le tableau ci-après.

SYNDICAT MIXTE ELLE-IOLE-LAÏTA

AMENAGEMENT DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE DE CRUES SUR LE BASSIN VERSANT DE L'ELLE-IOLE-LAÏTA

PHASE 3 – BASSIN VERSANT DE L'ELLE-IOLE-LAITA

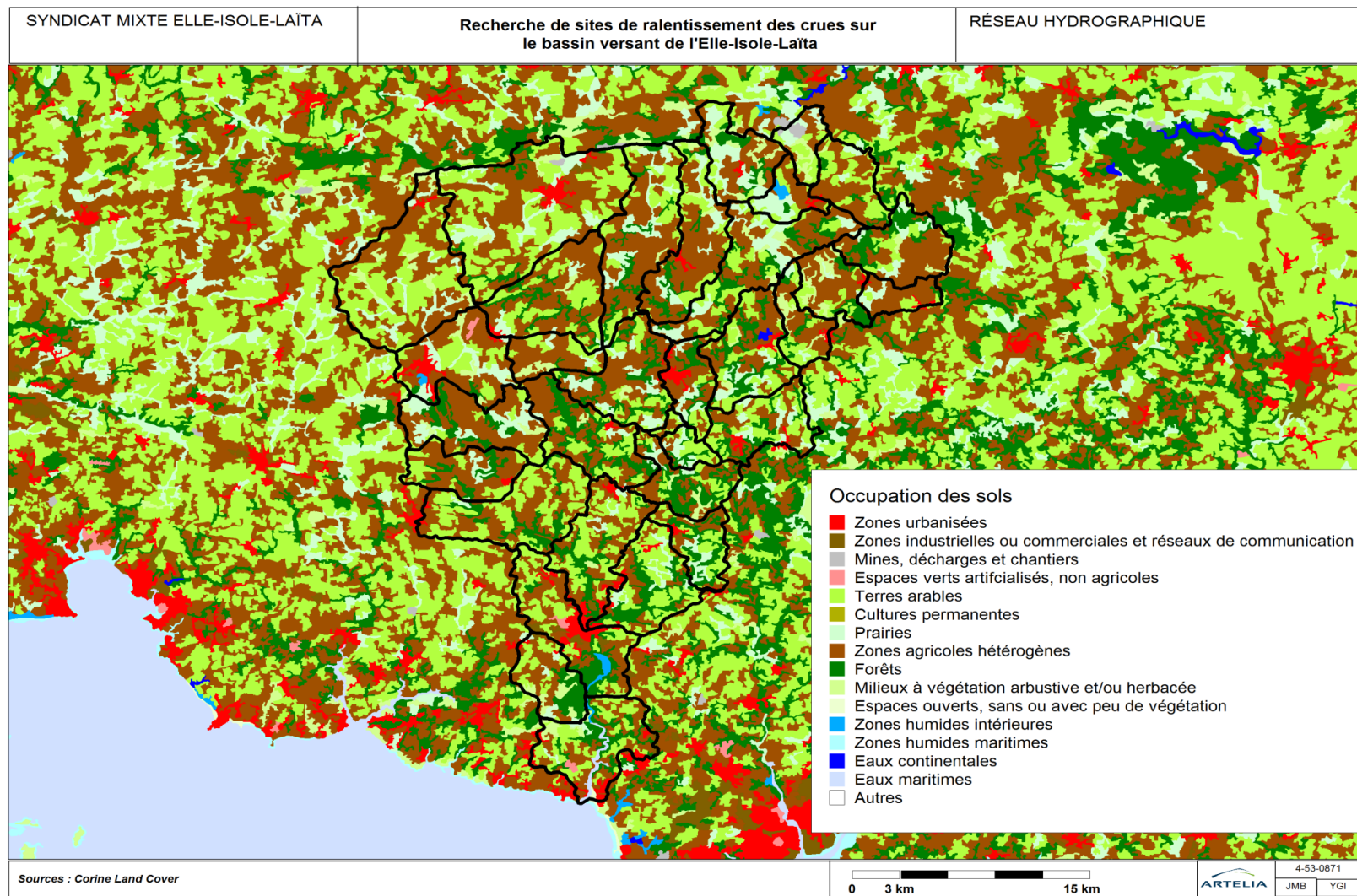


Fig. 3. OCCUPATION DES SOLS SUR LES SOUS-BASSINS VERSANT DE L'ELLE-IOLE-LAÏTA. SOURCES : CORINE LAND COVER 2006

SYNDICAT MIXTE ELLE-ISOLE-LAÏTA

AMENAGEMENT DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE DE CRUES SUR LE BASSIN VERSANT DE L'ELLE-ISOLE-LAÏTA

PHASE 3 – BASSIN VERSANT DE L'ELLE-ISOLE-LAÏTA

Tabl. 1 - **CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES SOUS BASSINS VERSANTS DU MODELE HYDROLOGIQUE DE L'ELLE-ISOLE-LAÏTA**

Nom	Surface (km ²)	Chem_hyd (m)	Pente (m/m)	S forêt (km ²)	S urbaine (km ²)	S cultures (km ²)	S prairies (km ²)	S lac (km ²)	CN
Aer 01	30.99	6 916	0.0153	0.00	0.58	22.5	7.47	0.43	61
Aer 02	14.48	8 748	0.0114	0.00	0.32	11.06	3.10	0.00	61
Aer 03	17.91	6 592	0.0177	0.00	0.25	12.01	5.65	0.00	60
Aer 04	10.10	6 421	0.0096	0.00	0.40	9.39	0.31	0.00	63
Aer 05	26.10	8 810	0.0111	0.00	0.00	19.75	6.35	0.00	60
Aer 06	24.93	12 978	0.0082	0.00	1.02	19.59	4.32	0.00	62
Elle 01	30.20	14 640	0.0078	0.00	1.46	21.23	7.51	0.00	61
Elle 02	16.51	8 512	0.0135	0.00	0.61	11.34	4.56	0.00	61
Elle 03	20.87	8 521	0.0090	0.00	0.00	12.80	8.08	0.00	59
Elle 04	31.74	13 043	0.012	0.00	0.41	22.00	9.33	0.00	60
Elle 05	7.02	3 956	0.0183	0.00	0.00	5.81	1.21	0.00	61
Elle 06	16.24	9 777	0.0115	0.00	1.79	11.90	2.55	0.00	63
Elle 07	4.63	21 427	0.0058	0.00	0.02	34.34	8.28	0.00	61
Elle 08	10.80	6 244	0.009	0.76	0.44	9.33	0.27	0.00	63
Elle 09	23.31	9 491	0.006	0.01	0.33	16.69	6.28	0.00	60
Elle 10	10.46	6 981	0.007	0.00	0.99	7.59	1.88	0.00	63
Elle 11	19.02	5 957	0.0083	0.00	0.07	17.60	1.35	0.00	62
Inam 01	1.88	3 276	0.0133	0.00	0.00	1.85	0.04	0.00	62
Inam 02	33.30	11 823	0.0112	0.00	0.25	26.80	6.25	0.00	61
Inam 03	43.71	17 772	0.005	0.00	0.13	38.54	5.05	0.00	61
Inam 04	14.47	7 412	0.0142	0.00	0.00	12.95	5.44	0.00	63
Inam 05	39.06	9 820	0.0059	0.00	0.44	33.19	5.14	0.00	61
Inam 06	82.77	13 892	0.0057	0.00	3.56	74.08	5.14	0.00	63
Isole 01	34.23	14 296	0.0112	0.00	2.89	26.23	5.11	0.00	63
Isole 02	42.31	4 210	0.0092	0.00	0.43	36.633	5.56	0.00	61
Isole 03	22.38	6 104	0.0037	0.00	0.26	18.93	3.19	0.00	61
Isole 04	33.00	8 797	0.0108	0.00	0.04	26.98	5.98	0.00	61

Isole 05	32.80	5 639	0.0063	0.37	2.74	26.77	2.92	0.00	63
Isole 06	61.24	12 984	0.0017	0.00	0.46	56.83	3.94	0.00	62
Laiïta 01	34.28	10 023	0.0003	0.31	2.61	21.86	7.84	1.66	64
Laiïta 02	19.18	7 598	0.0076	0.02	0.65	11.77	6.74	0.00	60
Laiïta 03	35.30	16 870	0.0052	1.07	5.77	23.20	5.7	0.00	65
Lang 01	35.79	15 916	0.0045	1.07	0.55	30.62	4.63	0.00	61

Les valeurs données dans ce tableau correspondent aux valeurs « brutes », définies en se basant sur les caractéristiques du terrain mais sans prendre en compte les phénomènes climatiques. Dans la suite les Curve Numbers (CN) seront été légèrement ajustés en fonction des pluies pour le calage du modèle (voir chapitre ci-après).

1.4.2. STATIONS HYDROMETRIQUES

A partir de la pluie, le logiciel HEC-HMS modélise des débits aux nœuds de calcul. Les stations hydrométriques mesurent en temps et en heure les évolutions du débit. Ainsi ces données seront utilisées pour comparer les valeurs observées à la station hydrométrique et les valeurs calculées avec le logiciel HEC-HMS.

Les stations hydrométriques retenues dans la phase 1 sont présentées dans la figure suivante :

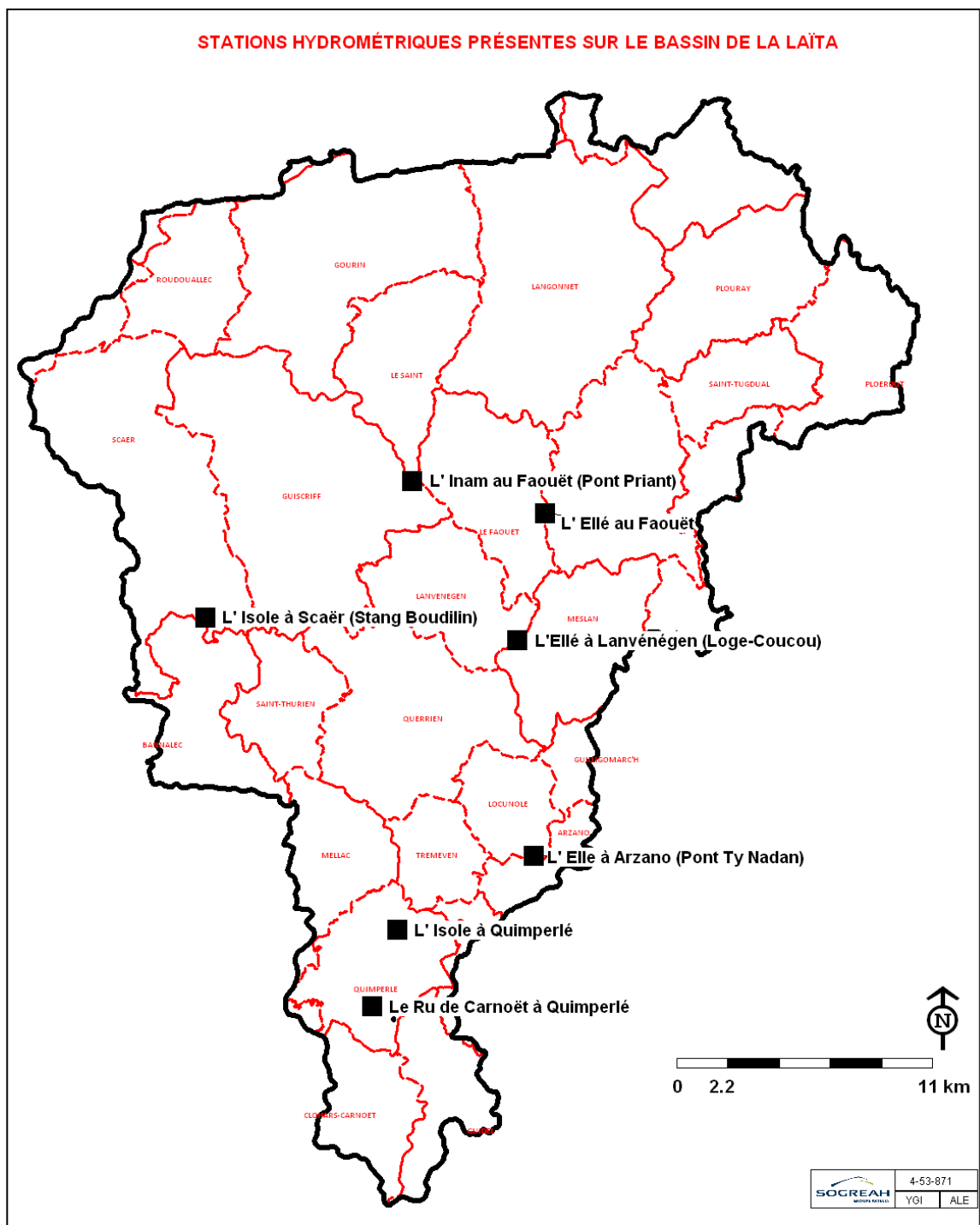


Fig. 4. STATIONS HYDROMETRIQUES

1.4.3. POSTES PLUVIOMETRIQUES

Quatre pluviomètres du SPC (Service de Protection des Crues) se trouvent sur le bassin versant de la Laïta. D'autres pluviomètres bien que situés à l'extérieur du bassin sont également intégrés dans l'analyse des pluies, car ils fournissent des informations qui seront plus représentatives du bassin versant pour certaines zones.

Après une analyse approfondie des différents pluviomètres disponibles et de leur cohérence dans la phase 1, sept pluviomètres ont été retenus pour la suite de l'étude.

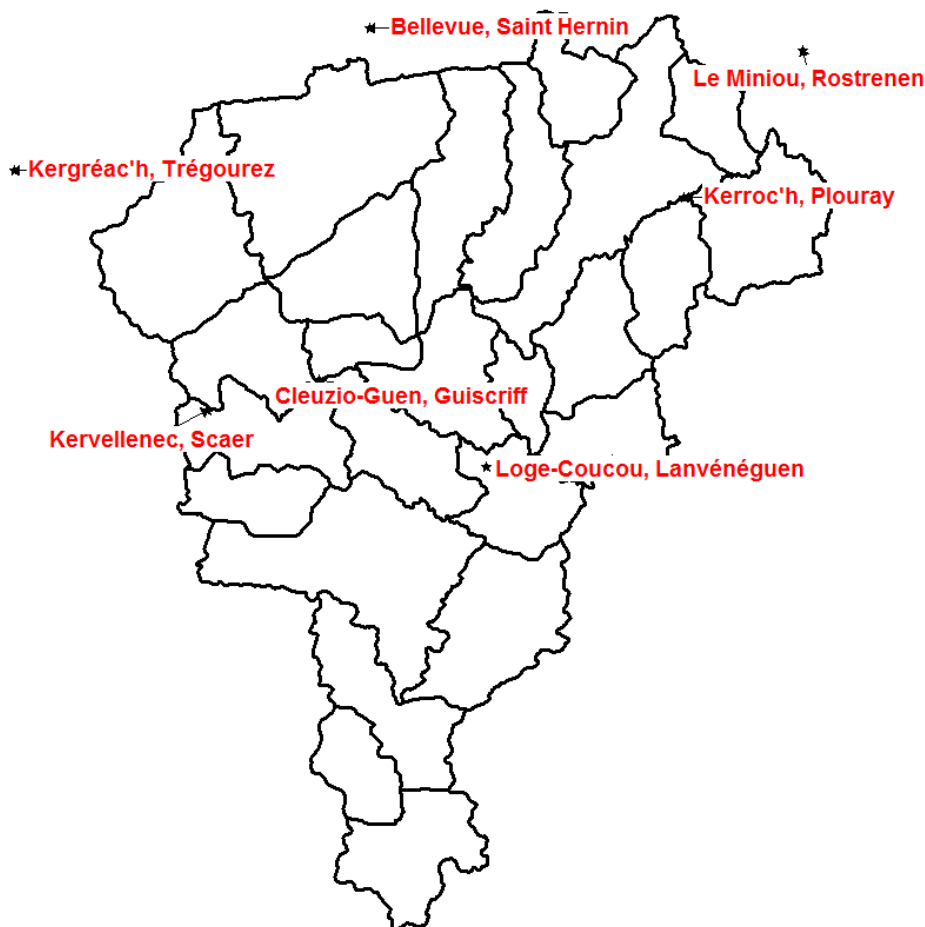


Fig. 5. *EMPLACEMENT DES PLUVIOMETRES RETENUS*

Pour les besoins de la modélisation (et plus particulièrement de la transformation pluie débit), une connaissance horaire des hyétogrammes est nécessaire. En effet, le modèle comportant des bassins versants de petite taille (de l'ordre du kilomètre carré), le pas de temps choisi pour les calculs doit être suffisamment court pour ne pas dépasser le temps de concentration du bassin versant.

L'affectation des données des postes pluviométriques aux différents sous-bassins versants du modèle hydrologique est ensuite effectuée à l'aide de la méthode de Thiessen. Pour un ensemble de pluviomètres, cette méthode consiste à construire des polygones en déterminant les médiatrices de chaque couple de pluviomètre. Les répartitions obtenues sur chaque sous bassin versant sont illustrées sur la figure ci-dessous et récapitulées dans le tableau n° 2.

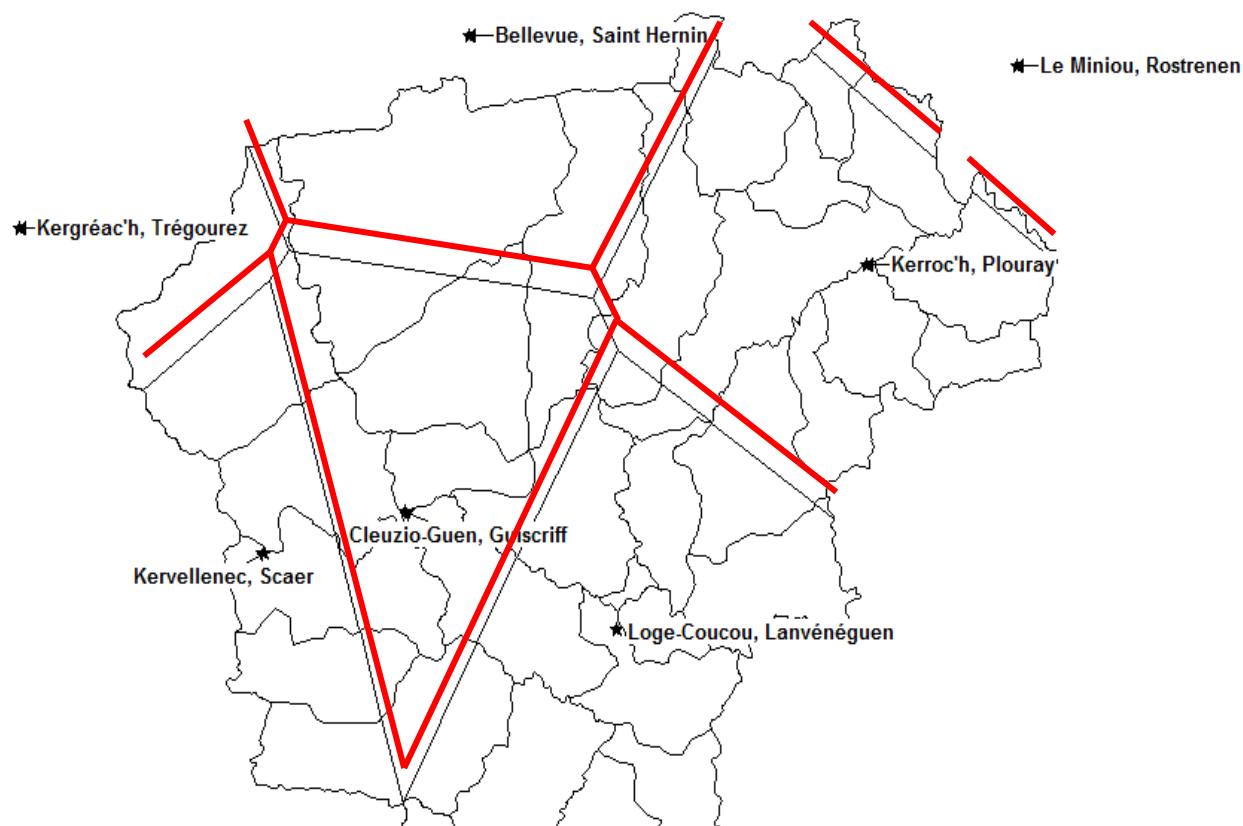


Fig. 6. *DECOUPAGE DE THIESSEN DES SOUS BASSINS VERSANTS*

La décomposition de chaque sous bassin en fonction de la répartition de Thiessen permet d'attribuer à chaque poste un pourcentage proportionnel à la surface de la zone comprise dans le découpage. Celle-ci est donnée dans le tableau ci-dessous :

SYNDICAT MIXTE ELLE-IOLE-LAÏTA

AMENAGEMENT DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE DE CRUES SUR LE BASSIN VERSANT DE L'ELLE-IOLE-LAÏTA

PHASE 3 – BASSIN VERSANT DE L'ELLE-IOLE-LAÏTA

Tabl. 2 - **PONDERATIONS EN POURCENTAGE DES DIFFERENTS SOUS BASSINS VERSANTS**

Station pluviométrique	Code station	Sous bassin versant (%)																
		Aër 01	Aër 02	Aër 03	Aër 04	Aër 05	Aër 06	Ellé 01	Ellé 02	Ellé 03	Ellé 04	Ellé 05	Ellé 06	Ellé 07	Ellé 08	Ellé 09	Ellé 10	Ellé 11
Le Miniou	203	0	0	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	33	26
Cleuzio-Guen	302	0	0	0	0	0	0	0	0	0	43	0	0	0	0	0	0	0
Kerroc'h	305	48	100	100	100	93	1	0	0	0	0	0	0	89	100	79	67	74
Kervélenec	308	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Loge-coucou	309	52	0	0	0	0	99	100	100	100	57	100	100	11	0	0	0	0
Kergréach	405	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Bellevue	505	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21	0	0
Total		100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Station pluviométrique	Code station	Sous bassin versant (%)															
		Inam 01	Inam 02	Inam 03	Inam 04	Inam 05	Inam 06	Isole 01	Isole 02	Isole 03	Isole 04	Isole 05	Isole 06	Laïta 01	Laïta 02	Laïta 03	Lang 01
Le Miniou	203	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Cleuzio-Guen	302	0	34	28	100	93	20	0	25	21	44	51	13	0	0	0	7
Kerroc'h	305	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	70
Kervélenec	308	0	0	0	0	0	0	0	39	79	56	49	42	0	0	0	0
Loge-coucou	309	100	66	0	0	0	0	100	35	0	0	0	0	100	100	99	10
Kergréach	405	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	39	0	0	0	0
Bellevue	505	0	0	62	0	7	80	0	0	0	0	0	6	0	0	1	13
Total		100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

1.5. CALAGE DU MODELE

Le calage du modèle favorise une bonne représentativité des phénomènes sur la base d'évènements historiques. Les trois critères de calage sont :

- l'intensité du pic de crue ;
- l'heure d'occurrence ;
- le volume de la crue.

Pour pouvoir dans la suite visualiser l'impact des retenues, les trois critères sont importants.

1.5.1. PARAMETRES DE CALAGE

Concernant les bassins versants, les paramètres de calage du modèle hydrologique sont les suivants :

- le Curve Number (CN), qui intervient dans la caractérisation de la capacité de ruissellement des sols ;
- la quantité de pluie retenue avant le début de ruissellement, c'est-à-dire la perte initiale (IA = « Initial Abstraction »), qui correspond aux pertes liées à l'interception des végétaux, l'évapotranspiration, l'infiltration, le stockage dans les dépressions ;
- le débit de base, qui correspond aux intensités de pluies précédant l'évènement modélisé ;
- le Lag time, temps de réponse du bassin versant défini comme le temps compris entre le pic de crue et le centre de gravité de la pluie nette.

1.5.1.1. LE CURVE NUMBER

Le paramétrage initial des CNs, déduit du relevé de l'occupation des sols sur les sous-bassins versants est à ajuster en fonction des pluies et du résultat du calage. Les lag time sont donc recalculés en fonction.

1.5.1.2. LES PERTES INITIALES

Les itérations opérées sur ce paramètre ont abouti à l'adoption de pertes initiales nulles : $I_A=0$.

En effet, les simulations débutant 2 à 3 jours avant la montée des crues, c'est le phénomène de ruissellement qui domine et les pertes initiales par interception des végétaux, évapotranspiration, infiltration et stockage dans les dépressions sont alors négligeables.

1.5.1.3. LE DEBIT DE BASE

Les itérations opérées sur ce paramètre permettent d'obtenir les mêmes conditions initiales entre les données des stations hydrométriques et celles de notre modèle.

1.5.1.4. LE LAG TIME

Le lag time retenu est issu de l'équation du SCS. Sa valeur dépend notamment de la longueur du chemin hydraulique (fixé par la géométrie du bassin) et du Curve Number (déterminé avec l'occupation des sols). Le paramétrage du Lag time est donc modifié en fonction du Curve Number au cours du calage.

1.5.2. CRUES DE CALAGE

Trois crues de calage ont été retenues. Elles concernent des événements relativement récents sur le bassin versant, de période de retour comprise entre 5 et plus de 50 ans :

- la crue de décembre 2000 de période de retour supérieure à 50 ans ;
- la crue de janvier 2001 de période de retour comprise entre 20 et 50 ans ;
- la crue de décembre 2011 de période de retour 5 ans.

Il est important de rappeler qu'une période de retour de 100 ans par exemple (crue centennale), a une chance sur cent de se produire dans l'année. Ainsi, il est possible, mais très improbable, d'avoir deux crues centennales en deux années consécutives.

Les événements choisis lors d'un calage doivent permettre de représenter un large éventail de période de retour. Les données disponibles doivent être également suffisamment importantes et de bonne qualité pour pouvoir être utilisées comme données de comparaison.

Enfin les événements doivent représenter une situation peu différente de l'état actuel. Dans le cas du bassin versant de la Laïta, les modifications majeures ont eu lieu dans la ville de Quimperlé. Ainsi les apports hydrologiques dans Quimperlé ne sont pas modifiés (les débits entrants restent similaires). La différence apparaît dans le calcul de la ligne d'eau. Cependant celle-ci est représentée avec le modèle hydraulique.

Il est important de noter que lorsqu'un événement est donné avec une période de retour spécifique, celle-ci correspond à un site donné. Ainsi, si l'événement est de 2011 est considéré comme un événement quinquennal, cette période de retour ne s'applique qu'en un seul site.

Il est donc possible d'avoir, par exemple, un événement vingtenal sur le bassin versant de l'Aër, un débit décennal sur la partie aval de l'Inam et un débit décennal sur la partie amont de l'Isole.

Cependant, le bassin versant de la Laïta est assez homogène et ainsi les périodes de retour, pour un même événement, sur différents sites sont relativement similaires et ainsi on peut considérer qu'une seule période de retour représente l'ensemble du bassin versant.

1.6. LES RESULTATS DU CALAGE

1.6.1. RESULTATS DES AJUSTEMENTS DU CN

Chaque évènement pluviométrique est différent. Les conditions initiales ne sont jamais les mêmes : le sol par exemple est plus ou moins saturé, le coefficient d'infiltration n'est donc pas le même. La valeur du CN prend tous ses paramètres en compte. Ainsi il est nécessaire de les ajuster en fonction de la crue. Le CN est associé à un bassin versant **ET** à une crue X avec ses propres conditions initiales. Le calage des hydrogrammes sur les événements historiques de 2000, 2001 et 2011 a donc entraîné un ajustement des CNs, présenté dans le tableau ci-dessous. Cependant, la variation du CN entre les différentes simulations ne peut être trop importante.

Tabl. 3 - RESULTATS DES AJUSTEMENTS DES CURVE NUMBERS POUR LES TROIS CRUES

	Sans ajustement	CN 2000	CN 2001	CN 2011
Aer01	61	61	56	55
Aer02	61	61	56	55
Aer03	60	60	55	54
Aer04	63	63	56	55
Aer05	60	60	55	54
Aer06	62	62	56	55
Elle01	61	62	57	62
Elle02	61	61	56	56
Elle03	59	59	52	55
Elle04	60	60	52	55
Elle05	61	61	52	54
Elle06	63	64	59	59
Elle07	61	49	49	61
Elle08	63	51	51	64
Elle09	60	50	50	60
Elle10	63	52	52	63
Elle11	62	48	48	62
Inam01	62	62	56	55
Inam02	61	61	55	55
Inam03	61	46	51	41
Inam04	63	63	55	63
Inam05	61	46	52	41
Inam06	63	47	56	42
Isole01	63	63	58	58
Isole02	61	61	55	55

	Sans ajustement	CN 2000	CN 2001	CN 2011
Isole03	61	61	55	55
Isole04	61	61	55	63
Isole05	63	64	55	66
Isole06	62	62	55	64
Laita01	64	64	64	64
Laita02	60	60	60	60
Laita03	65	65	65	65
Lang01	61	61	56	60

On remarque une légère fluctuation des CNs entre les années. Pour la plupart, cette fluctuation ne dépasse pas 10 %.

1.6.2. LA CRUE DE DECEMBRE 2000

Les résultats de calage du modèle pour la crue de Décembre 2000 sont présentés sur les graphiques et les tableaux suivants.

Les débits calculés sont comparés à ceux observés aux stations hydrométriques.

La ligne verte correspond au débit de premier débordement (Qd). Ce débit a été pris égal aux débits maximaux de la crue de décembre 2011.

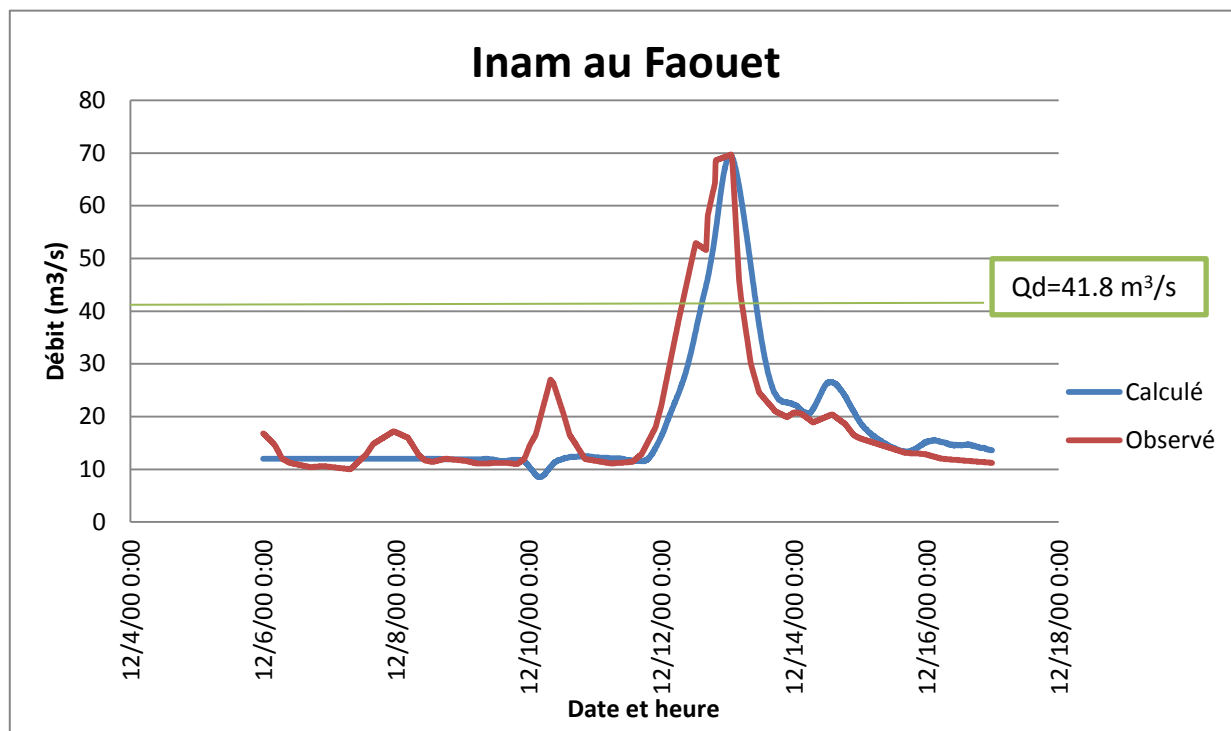


Fig. 7. CALAGE INAM AU FAOUËT (DECEMBRE 2000)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Débit de pointe calculé (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
69,7	13/12/2000 01:30	17,8	69,6	13/12/2000 01:24	17,5	- 0.1 %	Avance 00h06	- 1.7 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un très bon calage en termes de débit de pointe: les intensités du pic de crue sont presque exactement égales ;
- une très bonne représentativité du modèle en termes de chronologie de la crue : les pics de crues successifs sont en phase ou en retard de 06 min tout au plus ;
- une bonne représentativité de la dynamique de crue tant à la montée qu'à la descente : les volumes diffèrent de 1.7 % seulement.

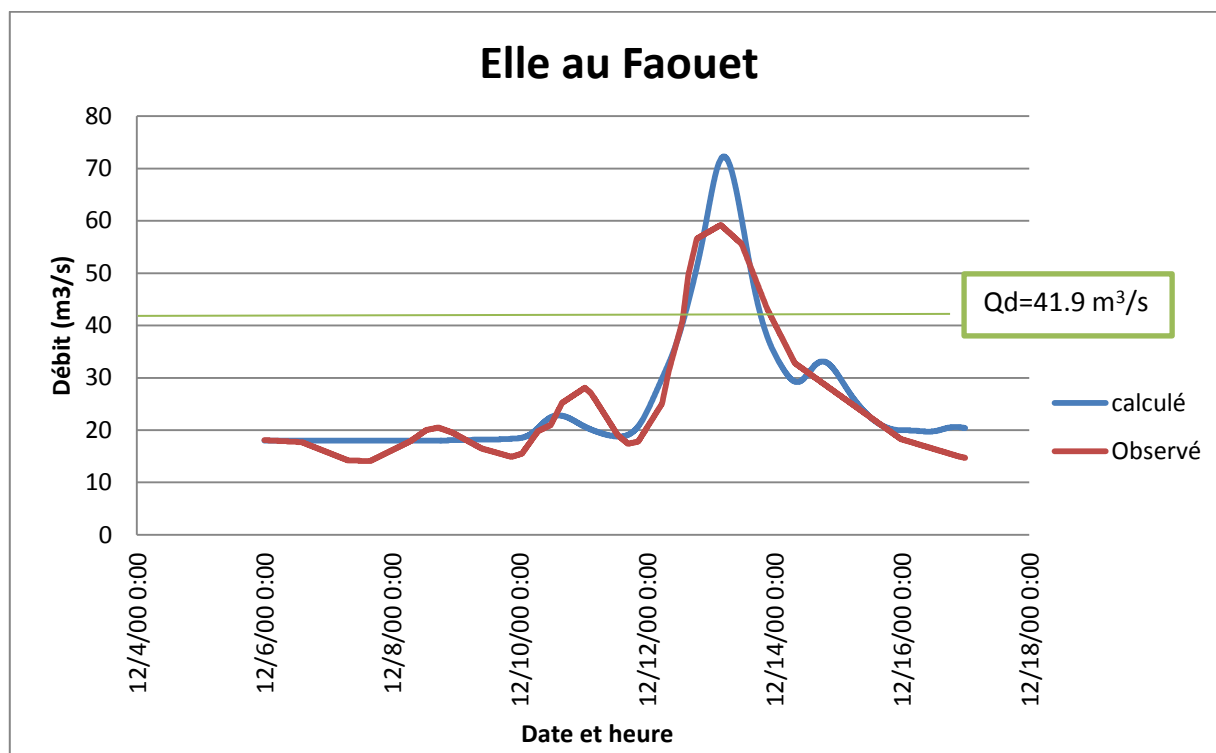


Fig. 8. CALAGE ELLE AU FAOUËT (DECEMBRE 2000)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Débit de pointe calculé (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
59,1	13/12/2000 04:12	23,7	72,3	13/12/2000 04:48	24,6	+ 22.3 %	Retard 00h36	+ 3.8 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un calage moyen en termes de débit de pointe: le pic de crue est dépassé de 22 % ;
- une bonne représentativité du modèle en termes de chronologie de la crue : le pic de crue est en retard de 36 min ;
- la dynamique de crues est fidèlement représentée autant lors de la crue que de la décrue: les volumes diffèrent de 3.8 % seulement.

Le débit observé à cette station semble peu cohérent avec les autres hydrogrammes. En effet, le bassin versant de l'Inam au Faouët (118 km²) est de taille plus faible que celui de l'Elle au Faouët (145 km²) et a pourtant un débit supérieur à ce dernier. Ceci pourrait s'expliquer par le type de réactivité des bassins versants. Cependant les deux bassins versants sont relativement similaires. De plus, comme on peut le voir sur les stations suivantes, le calage est de bonne qualité sur Lanvéneën et Arzano, ainsi il semble peu probable que le modèle représente moins bien une station hydrométrique sur le même cours d'eau. Enfin chaque pic observé pour cet

événement indique une forme assez étroite de l'hydrogramme, alors que celui de l'Ellé au Faouët a un pic plus « aplati ».

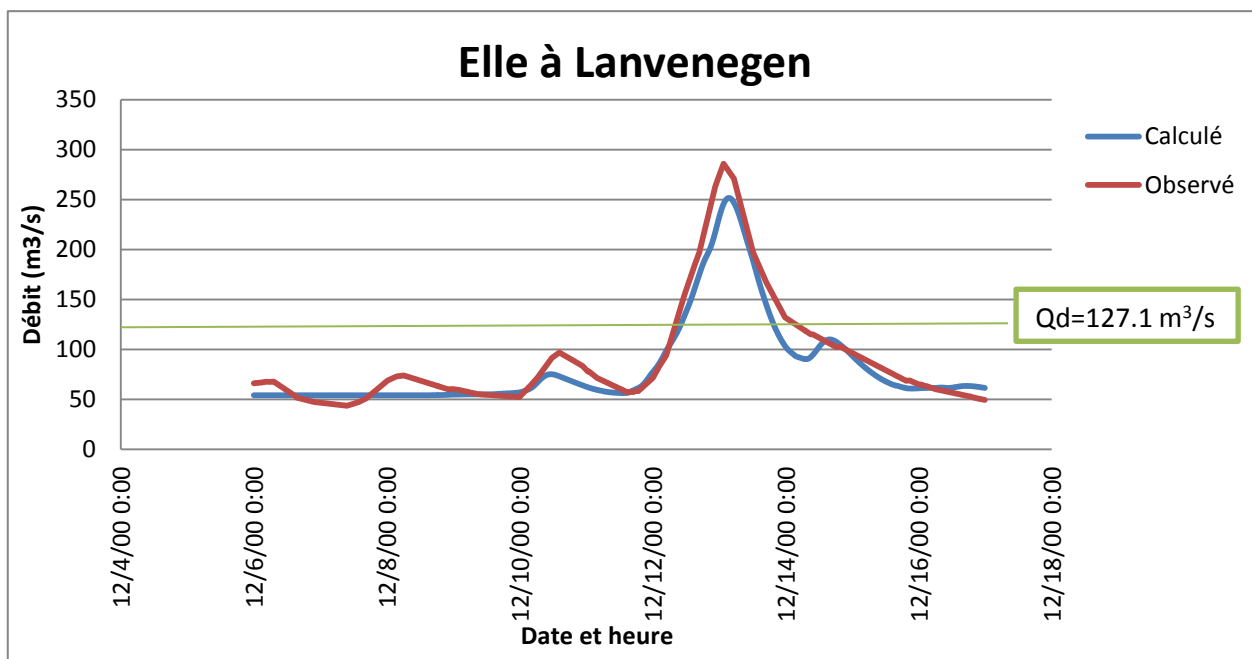


Fig. 9. CALAGE ELLE A LANVENEGEN (DECEMBRE 2000)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Débit de pointe calculé (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
285,9	13/12/2000 01:36	86,0	251,6	13/12/2000 03:18	78,4	- 12.0 %	Retard 01h42	- 8.8 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un calage satisfaisant en termes de débit de pointe : le pic de crue est sous-estimé de 12 % ;
- une représentativité plutôt satisfaisante du modèle en termes de chronologie de la crue : le pic de crue est en retard de 1 h 42 ;
- l'épisode de décrue simulé étant plus rapide que la décrue observée, le volume globale du pic de crue est sous-estimé de 9 %.

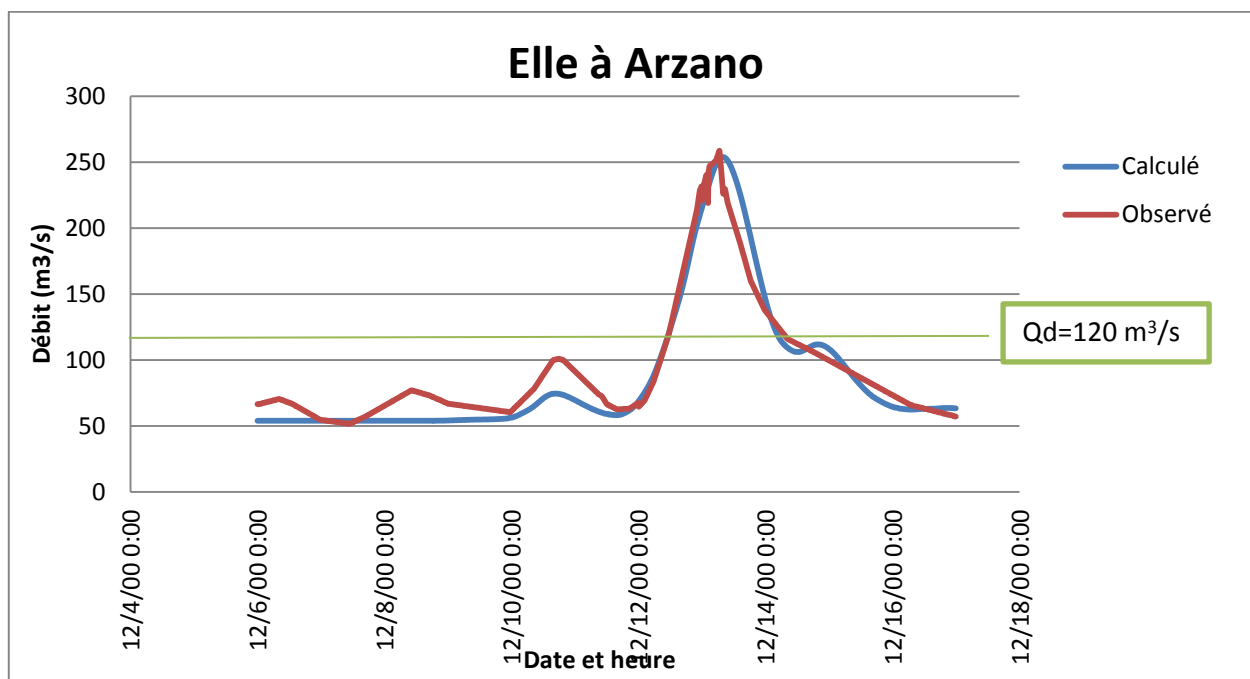


Fig. 10. CALAGE ELLE A ARZANO (DECEMBRE 2000)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Débit de pointe calculé (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
258,6	13/12/2000 06:36	87,5	253,8	13/12/2000 07:36	82,6	- 1.9 %	Retard 01h00	- 5.6 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un bon calage en termes de débit de pointe : le pic de crue est sous-estimé de 2 % ;
- une bonne représentativité du modèle en termes de chronologie de la crue : le pic de crue est en retard de 1 h 00 ;
- une bonne représentativité de la dynamique de crue tant à la montée qu'à la descente : les volumes diffèrent de 6 %.

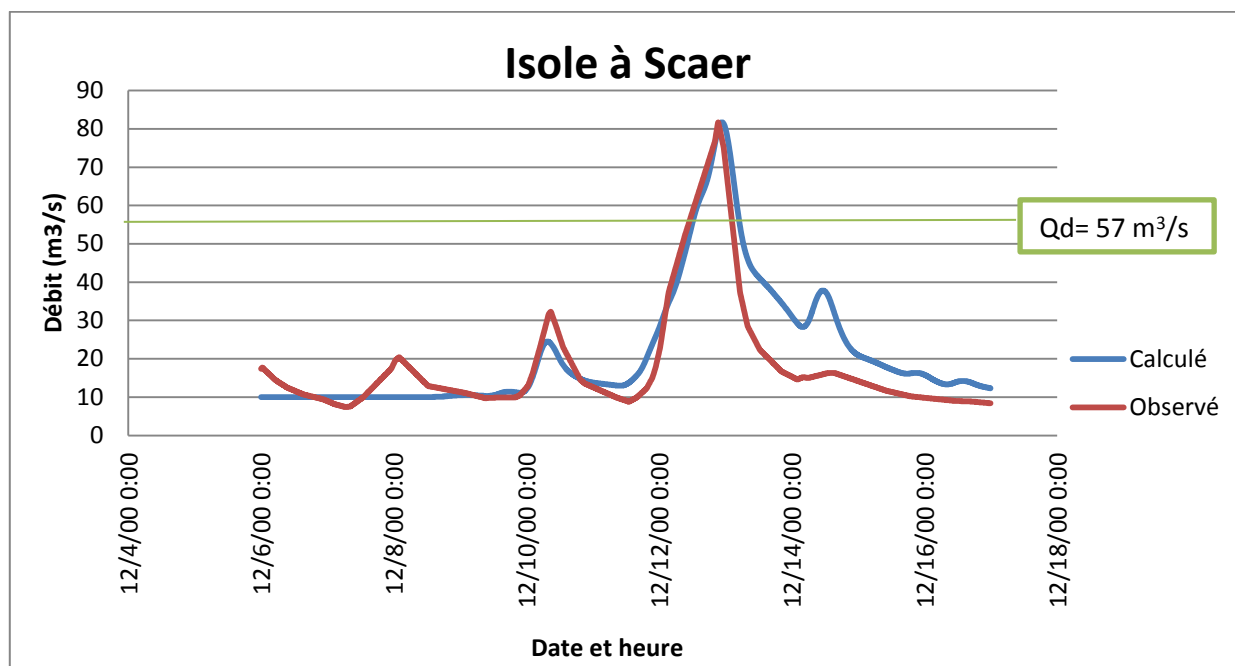


Fig. 11. CALAGE ISOLE A SCAËR (DECEMBRE 2000)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Débit de pointe calculé (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
81,7	12/12/2000 21:24	17,5	81,7	12/12/2000 22:30	20,5	+ 0.0 %	Retard 01h06	+ 17.1 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un excellent calage en termes de débit de pointe : les pics de crue sont exactement les mêmes ;
- une bonne représentativité du modèle en termes de chronologie de la crue : le pic de crue est en retard de 1 h 06 ;
- l'épisode de décrue simulé étant plus lent que la décrue observée, le volume globale du pic de crue est surestimé de 17 %.

En résumé :

Mise à part l'Elle au Faouët, le calage du débit de pointe est très bon autant au niveau des intensités que du retard. Dans l'ensemble, les volumes sont aussi assez bien représentés.

1.6.3. LA CRUE DE JANVIER 2001

Les résultats de calage du modèle pour la crue de Janvier 2001 sont présentés sur les graphiques et les tableaux suivants :

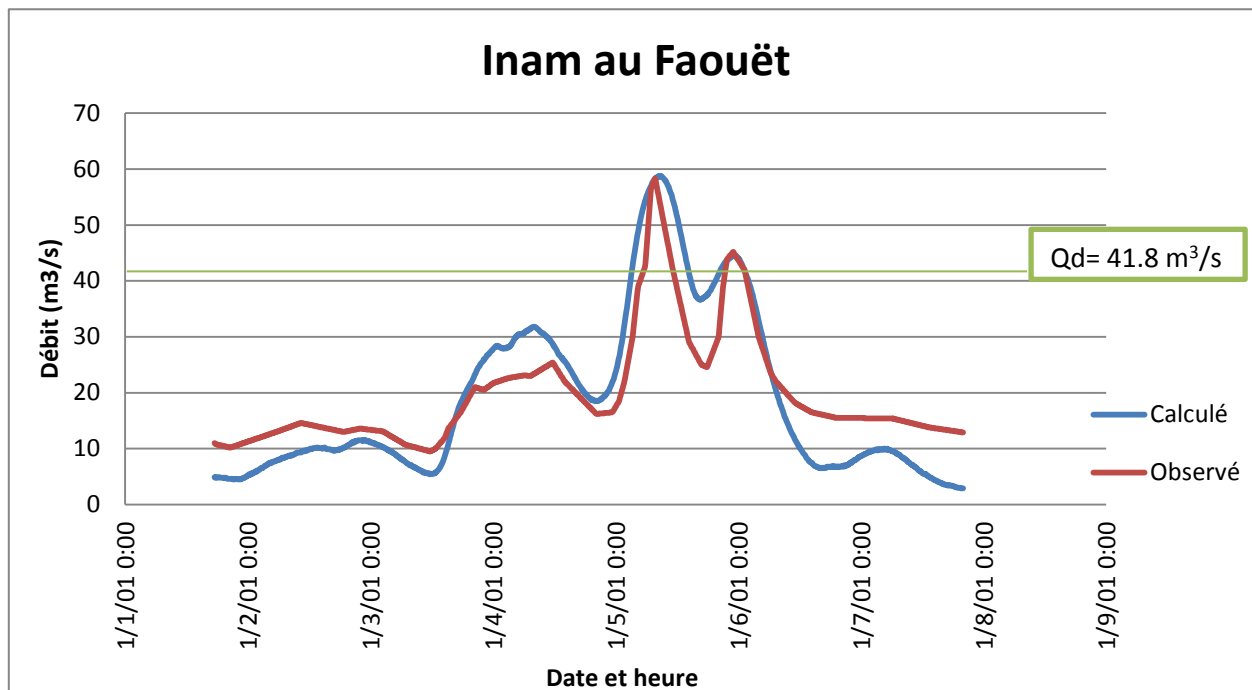


Fig. 12. CALAGE INAM AU FAOUËT (JANVIER 2001)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Débit de pointe calculé (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
58,3	05/01/2001 07:42	15,3	58,8	05/01/2001 08:36	19,0	+ 0.9 %	Retard 00h54	+ 24.2 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un très bon calage en termes de débit de pointe : les pics de crue sont presque exactement les mêmes ;
- une bonne représentativité du modèle en termes de chronologie de la crue : le pic de crue est en retard de 54 min ;
- l'épisode de décrue simulé étant plus lent que la décrue observée, le volume globale du pic de crue est surestimé de 24 %.

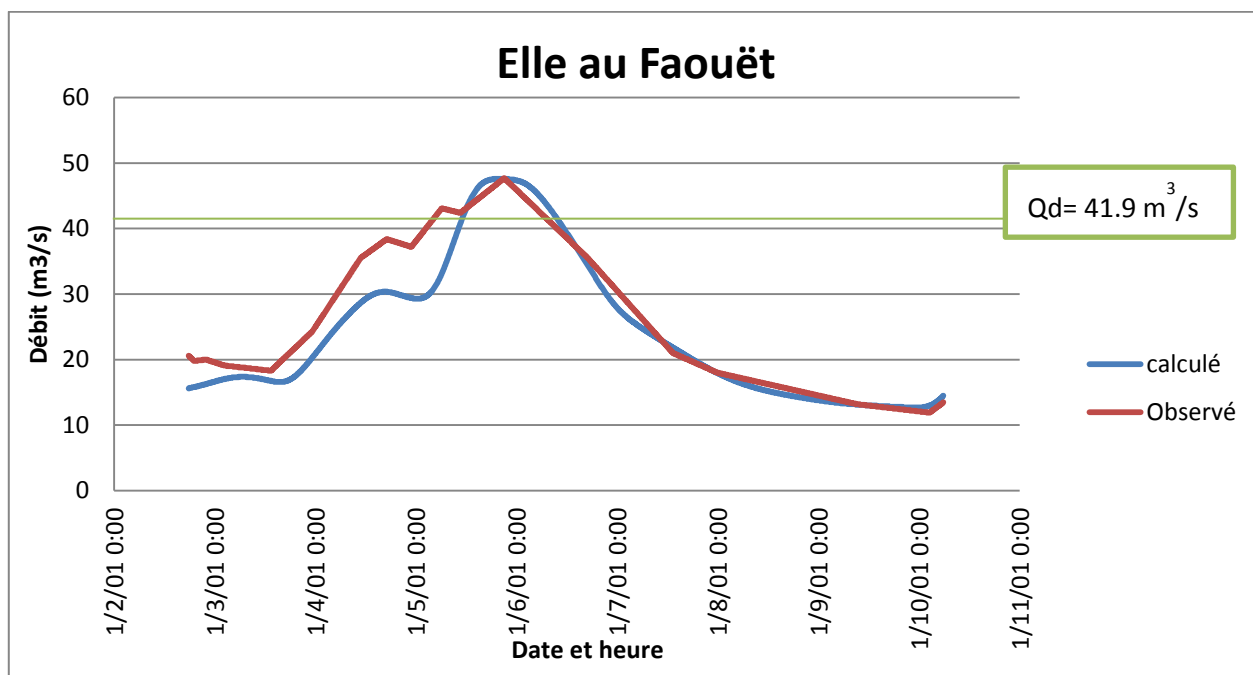


Fig. 13. CALAGE ELLE AU FAOUËT (JANVIER 2001)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m ³ /s)	Date du pic de crue	Volume (Mm ³)	Débit de pointe calculé (m ³ /s)	Date du pic de crue	Volume (Mm ³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
47,7	05/01/2001 21:00	17,0	47,7	05/01/2001 21:00	15,8	+ 0.0 %	En phase	- 7.1 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un excellent calage en termes de débit de pointe : les pic de crue ont la même intensité ;
- une très bonne représentativité du modèle en termes de chronologie de la crue : le grand pic de crue est en phase ;
- une bonne représentativité de la décrue, par contre la crue simulée est plus lente que celle observée : les volumes diffèrent de 7 %.

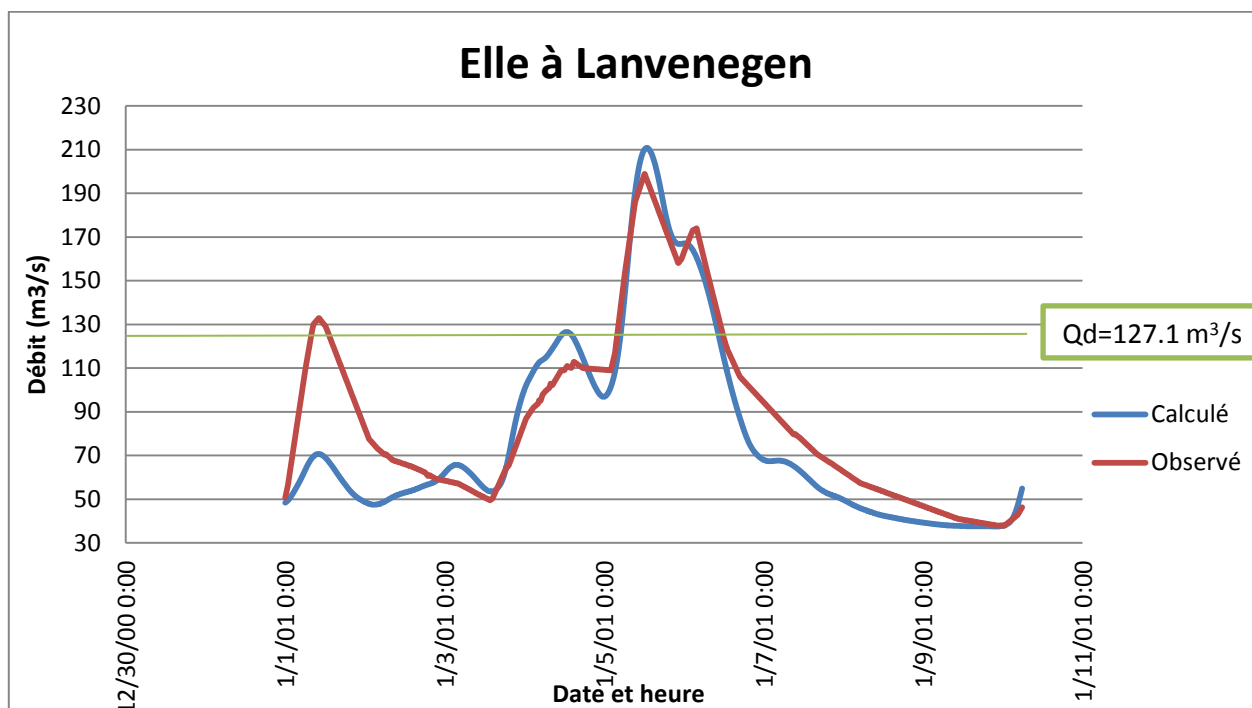


Fig. 14. CALAGE ELLE A LANVENEGEN (JANVIER 2001)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Débit de pointe calculé (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
198,9	05/01/2001 12:12	70,0	210,8	05/01/2001 12:48	62,8	+ 6.0 %	Retard 00h36	- 10.3 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un bon calage en termes de débit de pointe : les pics de crue diffèrent de 6 % ;
- une bonne représentativité du modèle en termes de chronologie de la crue : le pic de crue est en retard de 36 min ;
- l'épisode de décrue simulé étant plus rapide que la décrue observée, le volume globale du pic de crue est sous-estimé de 10 %.

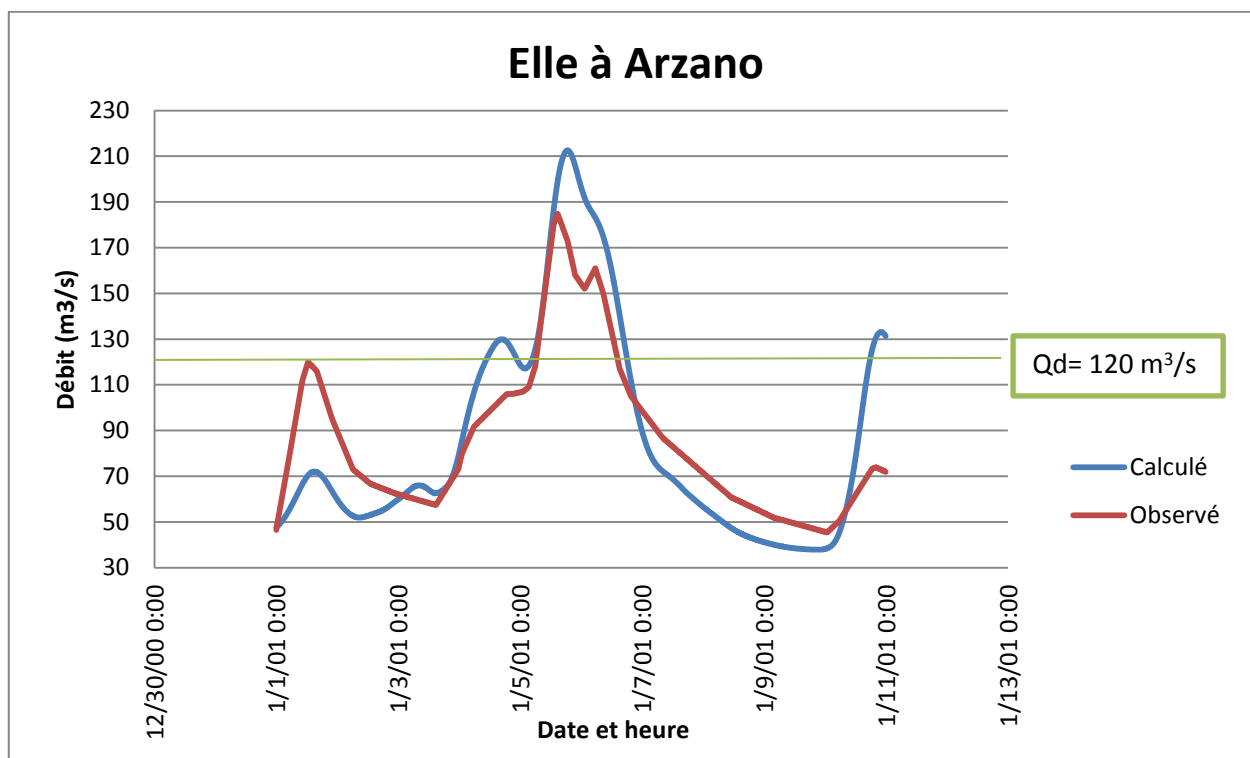


Fig. 15. CALAGE ELLE A ARZANO (JANVIER 2001)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Débit de pointe calculé (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
184,7	05/01/2001 14:48	74,4	212,6	05/01/2001 18:30	74,1	+ 15.1 %	Retard 03h42	- 0.4 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un calage satisfaisant en termes de débit de pointe : les pics de crue diffèrent de 15 % ;
- une représentativité moyenne du modèle en termes de chronologie de la crue : le pic de crue est en retard de 3 h 42 ;
- le volume de crues est bien représenté, il n'est sous-estimé que de 0.4 %.

L'hydrogramme à Lanvénegen est bien représenté. On remarque que sa forme est similaire à Arzano avec une réduction de 20m³/s environ. Cet effet n'est pas reproduit par le modèle car aucune zone de stockage n'a été représentée. En effet, il n'apparaît pas de zone pouvant ralentir les écoulements entre ces deux stations.

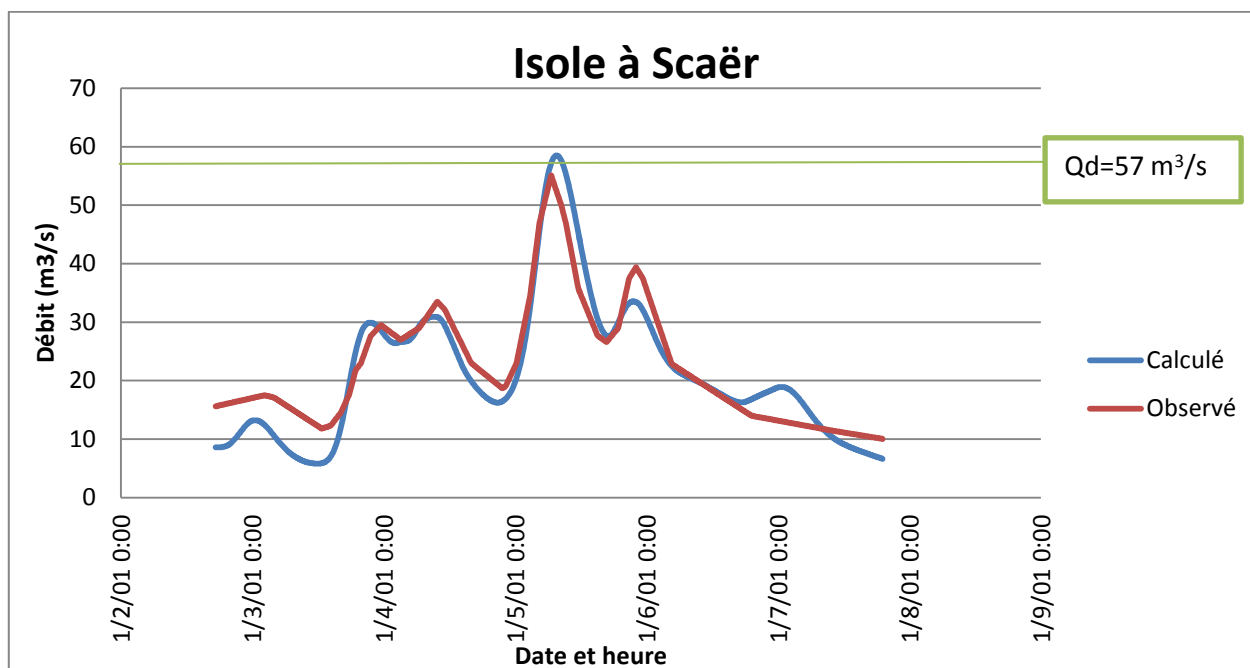


Fig. 16. CALAGE ISOLE A SCAËR (JANVIER 2001)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Débit de pointe calculé (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
55,1	05/01/2001 06:36	9,9	58,5	05/01/2001 07:24	9,4	+ 6.2 %	Retard 00h48	- 5.1 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un bon calage en termes de débit de pointe : les pics de crue diffèrent de 6 % ;
- une bonne représentativité du modèle en termes de chronologie de la crue : le pic de crue est en retard de 48 min ;
- une bonne représentativité de la dynamique de crue tant à la montée qu'à la descente : les volumes diffèrent de 5 %.

En résumé :

Mise à part l'Elle à Arzano, le calage du débit de pointe est très bon autant au niveau des intensités que du retard. Les volumes sont assez bien représentés avec en moyenne une différence de 5.7 %.

1.6.4. LA CRUE DE DECEMBRE 2011

Les résultats de calage du modèle pour la crue de Décembre 2011 sont présentés sur les graphiques et les tableaux suivants.

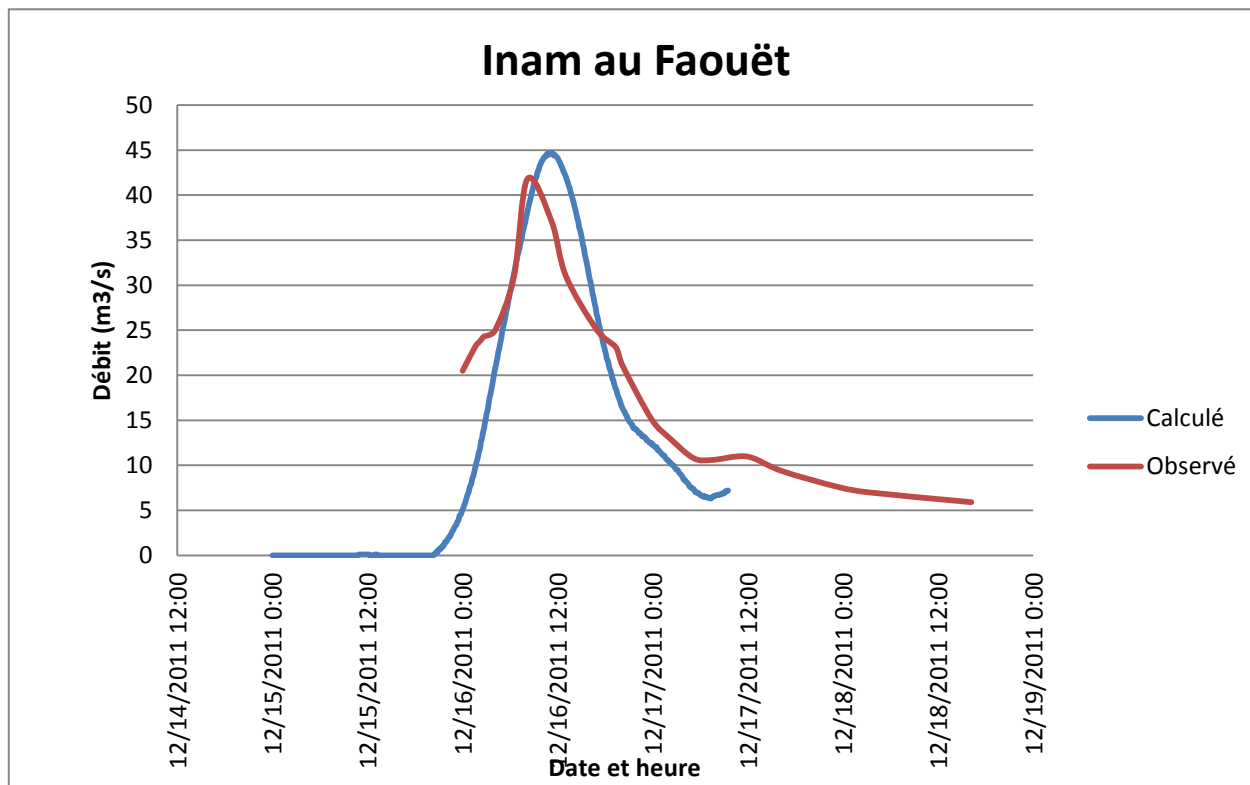


Fig. 17. CALAGE INAM AU FAOUËT (DECEMBRE 2011)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Débit de pointe calculé (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
41,8	16/12/2011 08:10	2,9	44,7	16/12/2011 11:12	2,6	+ 6.9 %	Retard 03h02	- 10.3 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un bon calage en termes de débit de pointe : les pics de crue diffèrent de 7 % ;
- une représentativité moyenne du modèle en termes de chronologie de la crue : le pic de crue est en retard de 3 h ;
- une représentativité satisfaisante de la dynamique de crue: les volumes diffèrent de 10 %.

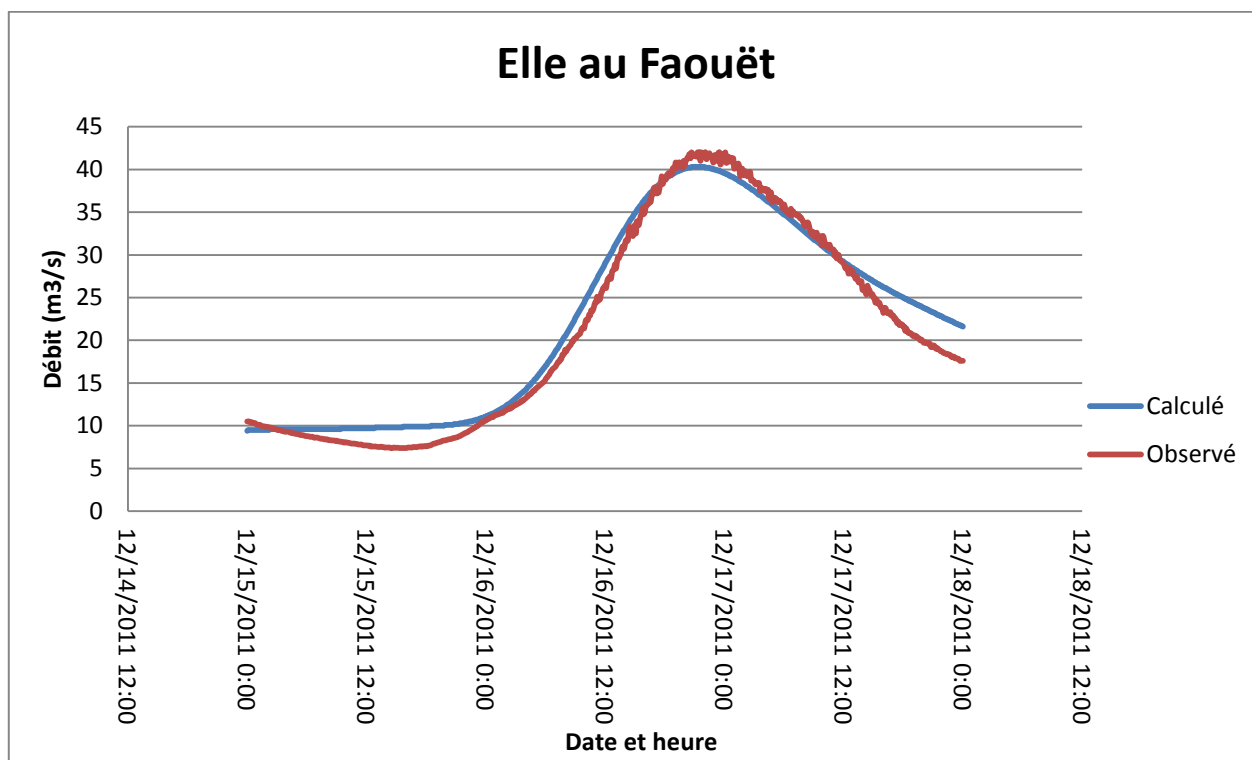


Fig. 18. CALAGE ELLE AU FAOUËT (DECEMBRE 2011)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Débit de pointe calculé (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
41,9	16/12/2011 22:30	5,6	40,3	16/12/2011 22:06	5,8	- 3.8 %	Avance 00h24	- 3.6 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un bon calage en termes de débit de pointe : les pics de crue diffèrent de 4 % ;
- une bonne représentativité du modèle en termes de chronologie de la crue : le pic de crue est en avance de seulement 24 min ;
- une bonne représentativité de la dynamique de crue tant lors de la montée que de la descente: les volumes diffèrent de 4 %.

Remarque : La station de Lanvégen sur l'Elle a fermé en 2005.

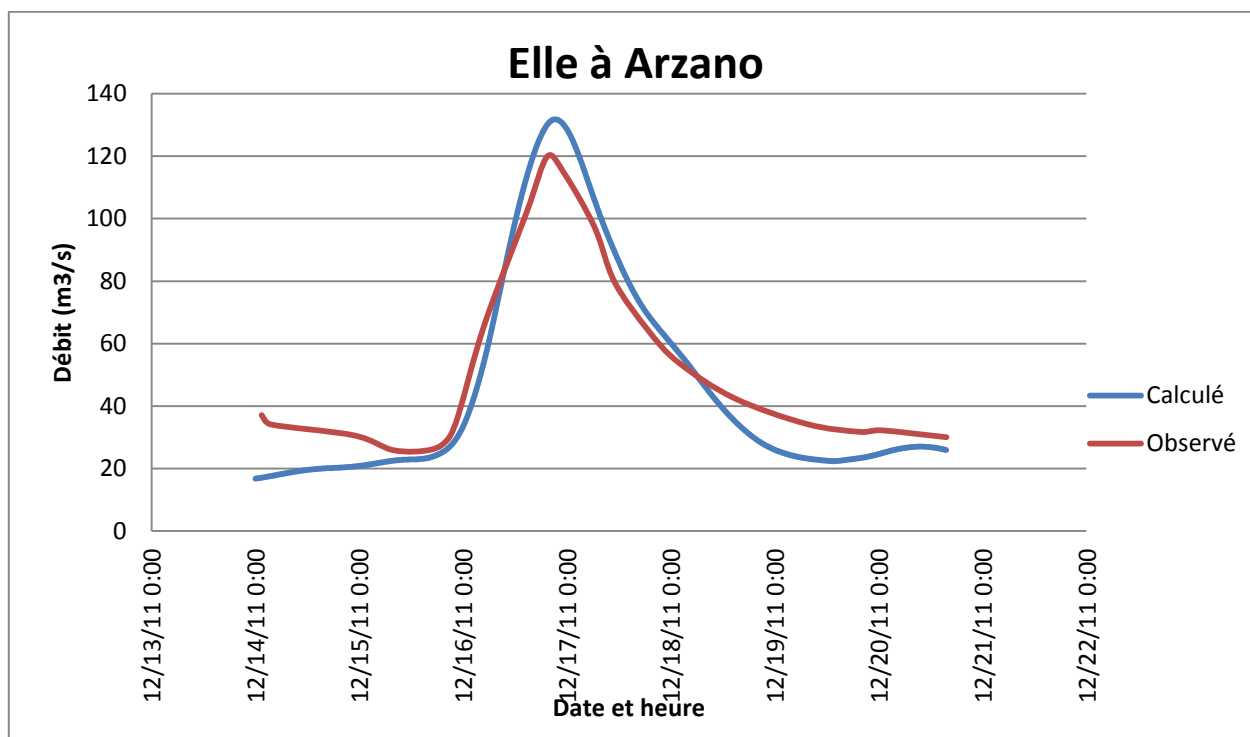


Fig. 19. CALAGE ELLE A ARZANO (DECEMBRE 2011)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m ³ /s)	Date du pic de crue	Volume (Mm ³)	Débit de pointe calculé (m ³ /s)	Date du pic de crue	Volume (Mm ³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
120,0	16/12/2011 19:28	28,2	131,8	16/12/2011 20:54	26,0	+ 9.8 %	Retard 01h26	- 7.8 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un calage satisfaisant en termes de débit de pointe : les pics de crue diffèrent de 10 % ;
- une bonne représentativité du modèle en termes de chronologie de la crue : le pic de crue est en retard de 1 h 26 ;
- une bonne représentativité de la dynamique de crue tant à la montée qu'à la descente : les volumes diffèrent de 8 %.

Les données observées à Scaër sur l'Isole présentent de légères oscillations autour de valeurs moyennes. Ce sont ces valeurs qui ont été prises pour la comparaison.

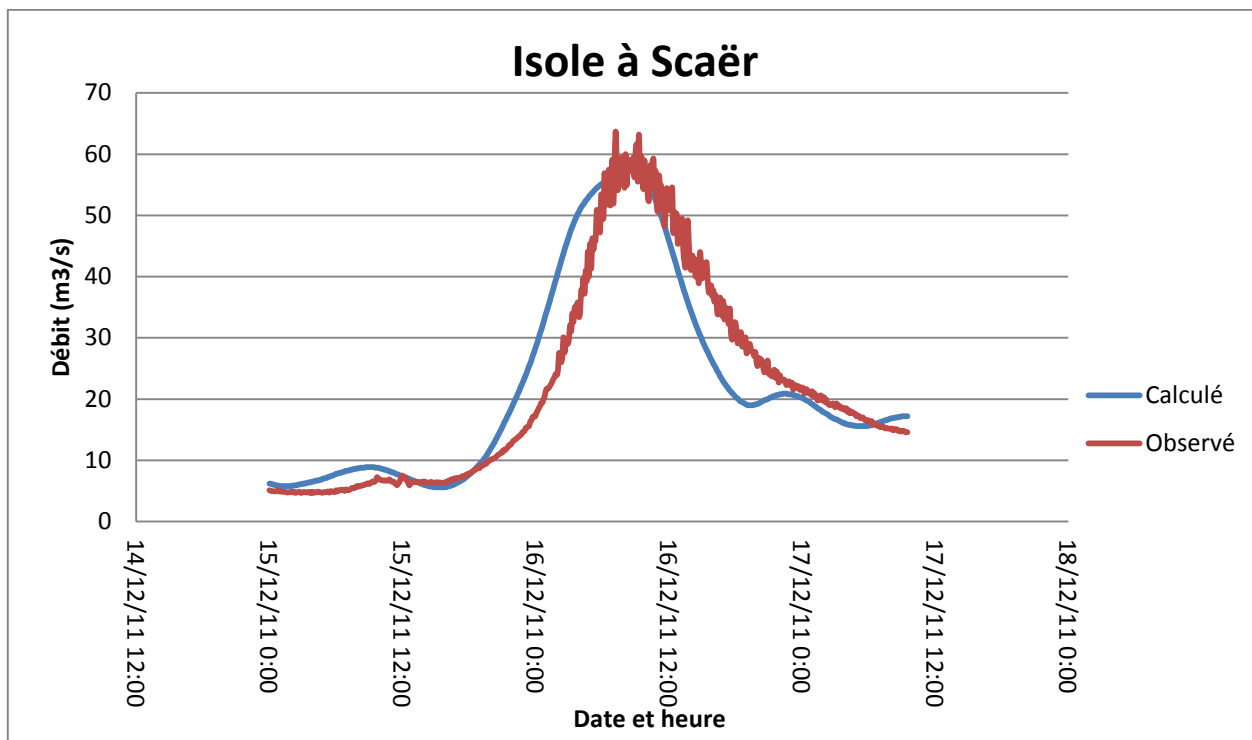


Fig. 20. CALAGE ISOLE A SCAËR (DECEMBRE 2011)

Observation			Calcul			Ecart		
Débit de pointe mesuré (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Débit de pointe calculé (m³/s)	Date du pic de crue	Volume (Mm³)	Ecart relatif débit	Décalage pointe horaire	Ecart relatif volume
60,0	16/12/2011 08:48	4,6	58,7	16/12/2011 08:30	4,7	- 2.2%	Avance 00h18	+ 2.2 %

Il ressort de l'analyse du graphique et du tableau précédent :

- un bon calage en termes de débit de pointe : les pics de crue diffèrent de 2 % ;
- une très bonne représentativité du modèle en termes de chronologie de la crue : les pics de crue sont presque en phase ;
- une bonne représentativité du volume de crue : ils diffèrent de 2 %.

En résumé :

Le calage est encore bien reproduit pour l'événement de 2011. A propos du débit de pointe l'écart relatif est au maximum de 10 %, et au niveau du décalage horaire le retard est au

maximum de 3h. Les volumes sont assez bien représentés dans l'ensemble avec en moyenne une différence de 6.0 %.

1.6.5. SYNTHESE DES RESULTATS

Tabl. 4 - **TABEAU DE SYNTHESE DES RESULTATS DU CALAGE AU FAOUËT SUR L'INAM**

Ecart			
	Débit	Pointe horaire	Volume
2000	-0.1 %	Avance : 00h06	-1.7 %
2001	+0.9 %	Retard : 00h54	+24.2 %
2011	+6.9 %	Retard : 3h02	-10.3 %

Tabl. 5 - **TABEAU DE SYNTHESE DES RESULTATS DU CALAGE AU FAOUËT SUR L'ELLE**

Ecart			
	Débit	Pointe horaire	Volume
2000	+22.3 %	Retard : 00h36	+3.8 %
2001	+0.0 %	En phase	-7.1 %
2011	-3.8 %	Avance : 00h24	-3.6 %

Tabl. 6 - **TABEAU DE SYNTHESE DES RESULTATS DU CALAGE A LANVENEGEN SUR L'ELLE**

Ecart			
	Débit	Pointe horaire	Volume
2000	-12.0 %	Retard : 01h42	-8.8 %
2001	+6.0 %	Retard : 00h36	+10.3 %

Tabl. 7 - **TABEAU DE SYNTHESE DES RESULTATS DU CALAGE A ARZANO SUR L'ELLE**

Ecart			
	Débit	Pointe horaire	Volume
2000	-1.9 %	Retard : 01h00	-5.6 %
2001	+15.1 %	Retard : 03h42	-0.4 %
2011	+9.8 %	Retard : 01h26	-7.8 %

Tabl. 8 - **TABEAU DE SYNTHESE DES RESULTATS DU CALAGE A SCAËR**

Ecart			
	Débit	Pointe horaire	Volume
2000	0.0 %	Retard : 01h06	+17.1 %
2001	+6.2 %	Retard : 00h48	-5.1 %
2011	-2.2 %	Avance : 00h18	+2.2 %

Le calage sur l'ensemble des stations a permis d'obtenir une bonne représentation des débits pour les trois événements. Le modèle hydrologique sur le site d'Arzano surestime sur les événements de 2001 et 2011 les débits observés. Les données observées entre Lanvéneën et Arzano indiquent une réduction du pic en débit, alors que les volumes restent approximativement constants. De plus, la taille du bassin versant d'Arzano (578 km²) est plus grande que celle de Lanvéneën (513 km²).

Enfin, il n'y a pas de zones de stockage importantes qui pourraient expliquer cette réduction du pic, à l'exception des zones présentées dans la Fig. 21.

Ces différents points indiquent une légère incohérence entre les pics en débits sur ces deux stations. Ainsi, en considérant ces points, le modèle hydrologique représente déjà correctement la stagnation du pic entre les 2 stations.

SYNDICAT MIXTE ELLE-ISOLE-LAÏTA

AMENAGEMENT DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE DE CRUES SUR LE BASSIN VERSANT DE L'ELLE-ISOLE-LAÏTA
PHASE 3 – BASSIN VERSANT DE L'ELLE-ISOLE-LAÏTA

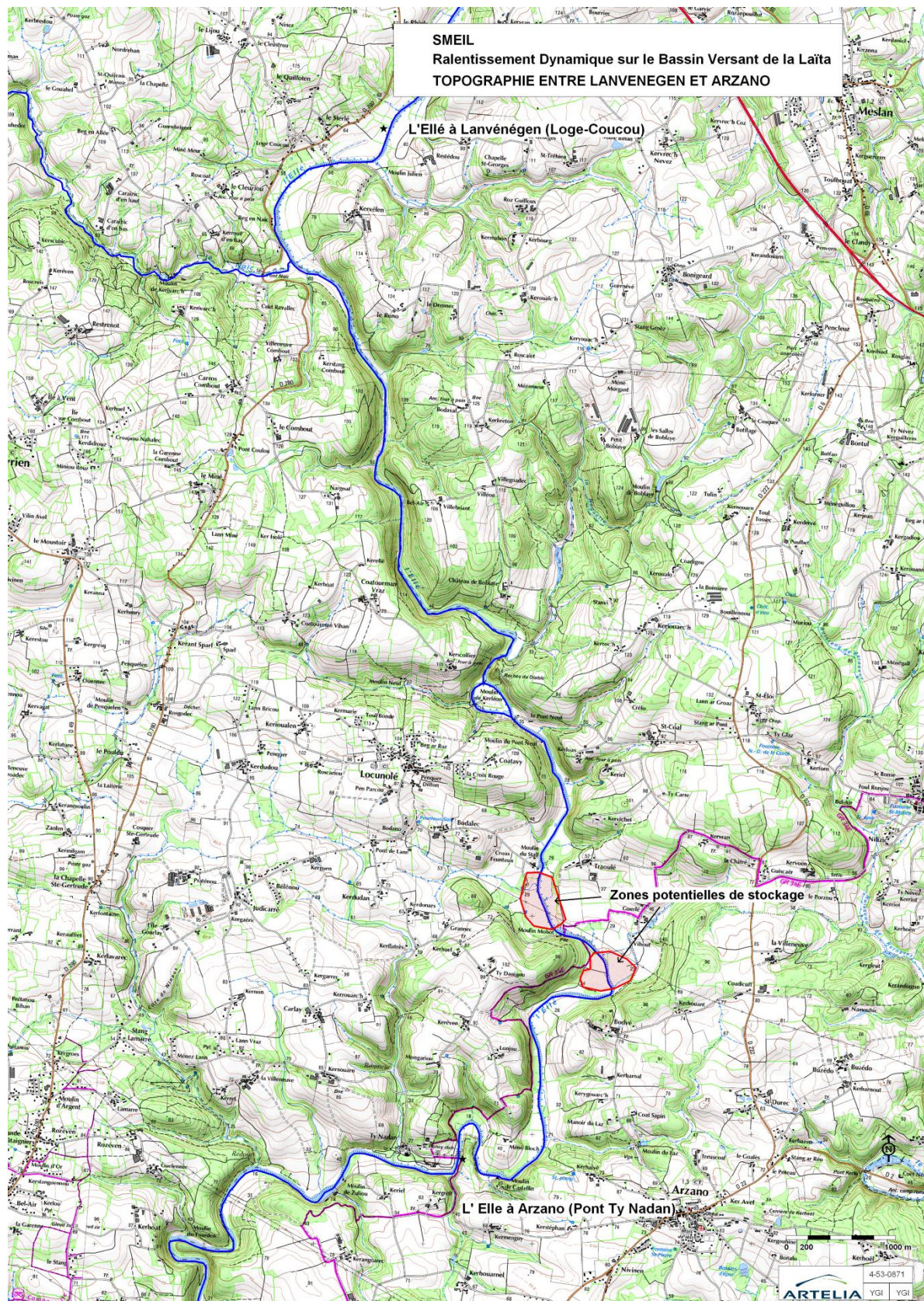


Fig. 21. ZONES DE STOCKAGE ENTRE LANVENEEN ET ARZANO

2.

ÉTUDE DES ZONES DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE DE CRUES

2.1. IDENTIFICATION DES SITES DE STOCKAGE A FORT POTENTIEL

46 sites ont été identifiés en Phase 1 et sont représentés dans la Fig. 22. Le tableau suivant présente les volumes estimés lors de la Phase 1. Cette première analyse est basée sur une hauteur de digue de 3 m.

Tabl. 9 - VOLUME POTENTIEL DES SITES DE STOCKAGE

Isole	
Site	Volume (Millions m³)
1	1.07
2	0.48
3	0.38
4	0.93
5	0.11
6	0.73
7	0.41
9	0.17
10	0.17
11	0.11
12	0.35
13	0.10
14	0.14
Total	5.15

Inam	
Site	Volume (Millions m³)
23	0.50
24	0.35
33	1.55
36	0.02
37	0.07
39	0.33
40	0.79
41	0.55
42	0.30
Total	4.46

Ellé amont	
Site	Volume (Millions m³)
25	0.25
26	0.17
27	0.42
28	0.12
29	0.14
43	0.26
45	0.04
46	0.43
47	0.19
48	0.17
49	0.00
50	0.02
51	0.15
52	0.08
53	1.51
Total	4.45

Ellé aval	
Site	Volume (Millions m³)
15	1.21
16	0.99
18	1.18
19	1.03
20	0.38
21	0.46
30	0.17
31	0.14
32	0.45
Total	6.01

	Entre 0 et 0.5 millions de m ³
	Entre 0.5 et 1 million de m ³
	Supérieur à 1 million de m ³



Fig. 22. PRESELECTION DES SITES DE STOCKAGE

Les volumes estimés lors de cette phase étaient cependant approximatifs car basés sur des données topographiques peu précises. Ainsi une nouvelle campagne topographique a été lancée en se basant sur des données LIDAR.

2.2. CAMPAGNE TOPOGRAPHIQUE LIDAR

La télédétection par laser ou LIDAR, acronyme de l'expression en langue anglaise « Light Detection And Ranging », est une technologie de télédétection ou de mesure optique basée sur l'analyse des propriétés d'un faisceau renvoyé vers son émetteur.

La méthode la plus répandue pour déterminer la distance à un objet est basée sur le laser à impulsions. À la différence du radar basé sur un principe similaire, le lidar utilise de la lumière visible ou infrarouge au lieu d'ondes radio. La distance à un objet ou à une surface est donnée par la mesure du délai entre l'impulsion et la détection du signal réfléchi.

La campagne LIDAR a été menée par avion le 31 mars 2013. Le plan de vol est présenté dans la Fig. 23.

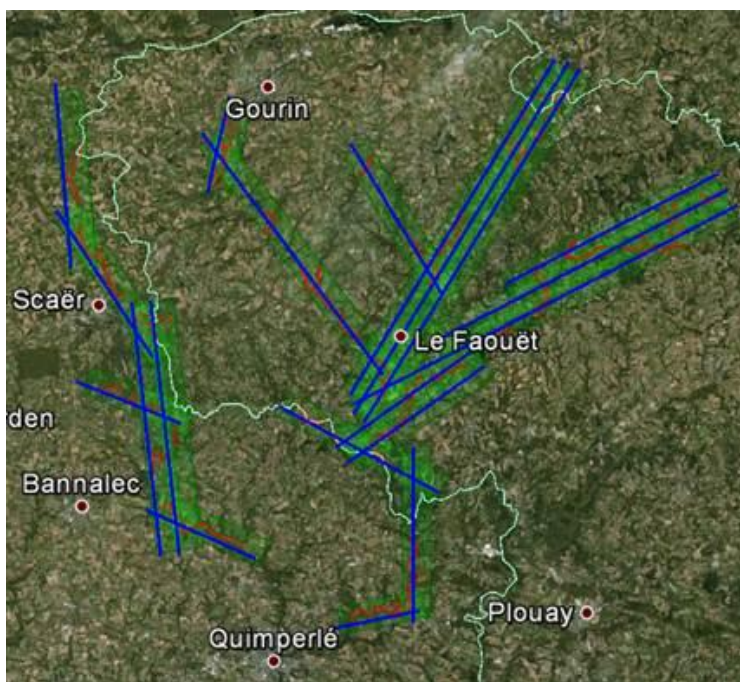


Fig. 23. PLAN DE VOL

2.3. ANALYSE TOPOGRAPHIQUE DES SITES

La campagne LIDAR a permis d'obtenir une précision plus fine de la topographie des sites. Il est alors possible d'en extraire les volumes disponibles sur chaque site. Certaines surfaces présentées en Fig. 22 ont été légèrement modifiées afin de commencer en amont des enjeux.

2.3.1. CALCUL DES LOIS HAUTEUR-VOLUME

Les lois hauteur-volume associent à chaque hauteur un volume d'eau. Ces lois serviront à mettre en évidence les réservoirs les plus aptes au ralentissement dynamique de crue, c'est-à-dire de plus grande contenance. Elles serviront ensuite pour la modélisation des retenues.

Grâce à la campagne LIDAR et à l'aide du logiciel MapInfo, la morphologie du terrain a pu être étudiée et les lois ainsi calculées.

Un exemple est donné avec la loi hauteur volume du réservoir 19, présentée ci-après :

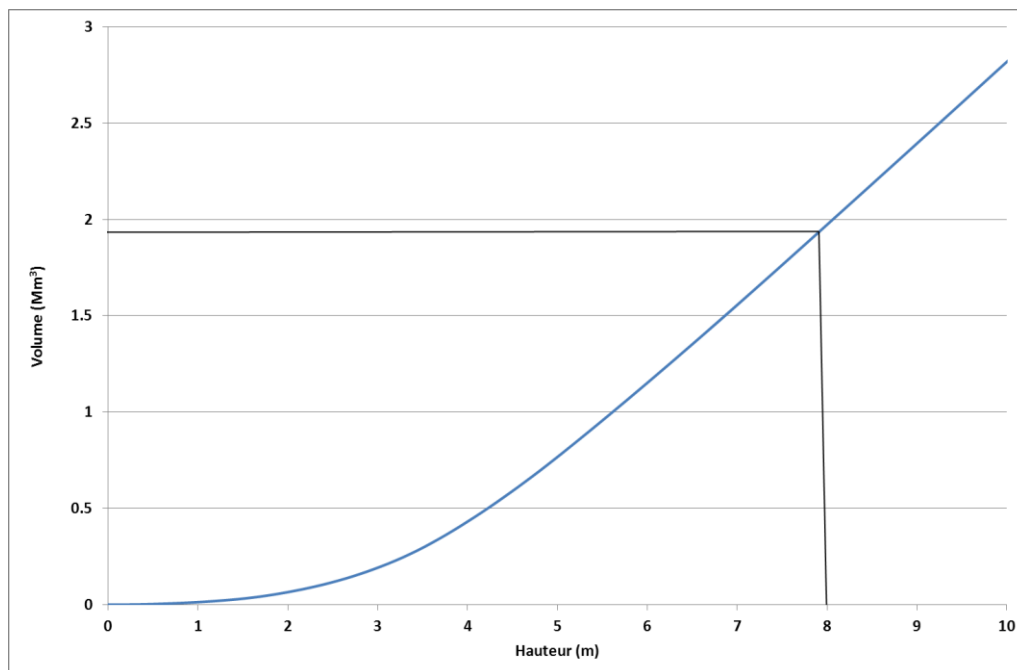


Fig. 24. LOI HAUTEUR VOLUME (RESERVOIR 19)

La loi donne pour une hauteur de 8 m, un volume stockable de 1.97 Mm³.

Cette allure exponentielle de courbe est caractéristique des lois hauteur-volume. Grâce à ce calcul, les réservoirs de plus grosse capacité ont pu être mis en lumière. Ce sont, précisément, ces réservoirs, qui auront le plus d'effet sur les crues.

La même méthodologie est appliquée sur chaque site.

Les lois hauteur/volume sont présentées en Annexe. La hauteur est une hauteur relative par rapport au point bas du site et le volume en millions de m³.

Les courbes représentent le volume (millions de m³) en fonction de la hauteur par rapport au point bas de la retenue. Ainsi le calcul de la loi hauteur volume est basé sur l'ensemble des données de terrain disponible. Cette approche n'est pas réaliste pour des profondeurs importantes. Ainsi ces lois hauteur volume ne sont généralement acceptables que pour des profondeurs maximales de l'ordre de 10 m. Ces lois ne prennent pas en compte les enjeux situés en amont qui pourraient être inondés.

Tabl. 10 - **VOLUME DISPONIBLE POUR UNE HAUTEUR DE DIGUE**

Site	Volume en millions de m ³ pour une hauteur de digue spécifique			
	3m	5m	7m	10m
1	0.14	0.60	1.32	2.74
2	0.14	0.53	1.13	2.21
3	0.08	0.32	0.74	1.64
4	0.03	0.13	0.29	0.70
5	0.01	0.06	0.16	0.40
6	0.10	0.38	0.84	1.80
7	0.10	0.32	0.59	1.09
9	0.12	0.57	1.56	4.05
10	0.31	1.01	1.87	3.35
11	0.27	0.80	1.37	
12	0.17	0.63		
13	0.14	0.55	1.03	
14	0.12	0.61	1.46	2.86
15	0.15	0.58	1.36	2.85
16	0.27	0.88	1.97	3.88
18	0.27	0.88	1.60	2.76
19	0.19	0.77	1.56	2.82
20	0.15	0.60	1.17	2.07
21	0.23	1.10	2.28	4.25
23	0.15	0.56	1.10	2.02
24	0.08	0.40	0.98	2.00
25	0.51	1.25	2.09	3.45
26	0.06	0.18	0.40	0.90
27	0.20	0.70	1.33	2.38
28	0.03	0.11	0.25	0.57
29	0.57	1.97	3.52	
30	0.07	0.23	0.47	0.92
31	0.05	0.24	0.46	0.80
32	0.12	0.44	0.94	1.80
33	0.06	0.42	1.22	3.05
36	0.07	0.24	0.44	0.78
37	0.03	0.13	0.31	0.67
39	0.06	0.31	0.68	1.37
40	0.04	0.24	0.62	1.52
41	0.03	0.18	0.55	1.59
42	0.06	0.25	0.57	1.18
43	0.10	0.29	0.52	0.87
44	0.06	0.23	0.47	0.92
45	0.03	0.10	0.21	0.42

46	0.11	0.44	0.87	1.56
47	0.08	0.25	0.53	0.97
48	0.14	0.65	1.34	2.53
49	0.19	0.77	1.67	3.37
50	0.07	0.31	0.83	2.04
51	0.23	1.12	2.59	5.33
52	0.04	0.19	0.53	1.28
53	1.42	5.72	11.20	20.13

Certaines retenues sont également très proches les unes des autres. Ainsi, des retenues plus larges ont été créées. Plusieurs combinaisons ont été envisagées :

- 11/12
- 13/14
- 15/16/18
- 19/20/21
- 23/24
- 31/32
- 33/36
- 40/41
- 43/44
- 46/47

Certaines combinaisons ne sont pas envisageables car des secteurs à enjeux seraient intégrés dans ces nouvelles enveloppes.

Le site 15/16/18 est réajusté pour débiter en amont de Ty Nadan. Une rupture de la pente du cours d'eau au niveau du moulin de Castellin crée une différence de niveau importante. Ainsi le nouveau site a pour partie aval cet emplacement, ce qui correspond environ au cumul du site 16 et 18. Ce site est appelé site 16/18. Les lois hauteur/volume sont données en Annexe.

Tabl. 11 - **VOLUME DISPONIBLE POUR UNE HAUTEUR DE DIGUE (SITE COMBINE)**

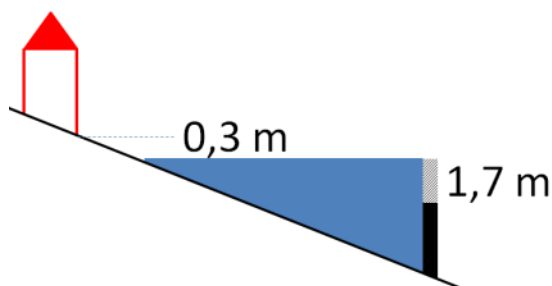
Site	Volume en millions de m ³ pour une hauteur de digue spécifique			
	3m	5m	7m	10m
11/12	0.30	1.18	2.56	5.00
13/14	0.12	0.60	1.54	3.96
15/16/18	0.17	0.63	1.46	3.74
16/18	0.31	0.96	2.22	5.25
19/20/21	0.21	1.09	3.08	7.56
23/24	0.18	0.75	1.76	3.95
31/32	0.05	0.29	0.80	2.04
33/36	0.05	0.37	1.13	3.11
40/41	0.04	0.23	0.63	1.68
43/44	0.06	0.34	0.84	1.84
46/47	0.05	0.34	0.89	2.19

On constate ainsi que la surface totale n'est pas un critère pour choisir des sites de ralentissement dynamique. Ainsi le site 16/18 est plus efficace en termes de volume que le site 15/16/18. La pente du site 16 ainsi que la chute au niveau du moulin de Castellin crée une configuration peu appropriée pour ce type d'ouvrage.

2.3.2. REPERAGE D'ENJEU

Le but de cette étude est de réduire les inondations à l'aval, mais sans aggraver le risque d'inondation en amont. Le principe de cette sous-partie est d'éviter la sur-inondation d'enjeux et donc de limiter la hauteur d'eau dans les retenues potentielles.

Les principaux enjeux sont les habitations, les moulins et les routes.



Grâce aux données photographiques aériennes et aux cartes IGN, ces enjeux ont pu être repérés sur chaque retenue, et ensuite, grâce aux données LIDAR, leurs côtes ont pu être calculées. Enfin la hauteur de digue maximale a pu être estimée.

SYNDICAT MIXTE ELLE-ISOLE-LAÏTA

AMENAGEMENT DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE DE CRUES SUR LE BASSIN VERSANT DE L'ELLE-ISOLE-LAÏTA
PHASE 3 – BASSIN VERSANT DE L'ELLE-ISOLE-LAÏTA

Tabl. 12 - NIVEAU CRITIQUE POUR LES ENJEUX

site	ouvrage	Cote (m) NGF	Hauteur max (m)	site	ouvrage	cote	Hauteur max (m)
1	Moulin de Pont Croac'h	25.90	7.68	28	Route Prioritaire	137.10	6.71
2	Moulin de Lostevir	38.9	13.57	29	Maisons individuelles	178.77	5.00
3	Moulin Neuf	46.40	8.98	30	Maisons individuelles	84.61	19.09
4	Route vers "Moulin de Richet"	62.00	13.19	31	Route Prioritaire	75.55	4.66
5	Maison individuelle	92.00	20.59	32	Route Prioritaire	78.10	4.13
6	Maison individuelle	115.50	8.44	33	Route Prioritaire	73.60	7.41
7	Route Secondaire	91.70	3.79	36	Maisons individuelles	88.13	15.08
9	Route Secondaire	151.25	8.22	37	Maisons individuelles	89.10	16.07
10	Route Prioritaire	147.00	4.70	39	Maisons individuelles	113.3	32.45
11	Route Prioritaire	149.00	4.24	40	Route Prioritaire	99.00	6.46
12	Moulin Nabat	153.03	6.55	41	Route Prioritaire	107.00	7.58
13	Route Secondaire	156.50	5.06	42	Moulin de Kertanguy	129.35	4.88
14	Maison individuelle	163.75	9.74	43	Route Prioritaire	62.20	4.44
15	Moulin de Zuliou	17.80	3.99	44	Parc Aquanature	64.20	5.12
16	Moulin de Mohot	26.90	7.24	45	Maisons individuelles	115.7	7.21
18	Moulin du Stall	26.90	1.95	46	Route Prioritaire	139.20	6.40
19	Maisons individuelles	54.20	3.30	47	Maisons individuelles	146.50	10.71
20	Moulin Julien	56.70	4.15	48	Route Prioritaire	164.20	3.25
21	Usine Guernelez	56.60	2.92	49	Maisons individuelles	170	4.39
23	Maisons individuelles	70.00	11.92	50	Maisons individuelles	178	8.30
24	Route Prioritaire	68.70	9.01	51	Maisons individuelles	190	18.89
25	Route Prioritaire	126.70	0.87	52	Maisons individuelles	190	9.39
26	Pas de limite	150.61	23.07	53	Route Prioritaire	178.75	3.49
27	Route Prioritaire	128.10	1.12				

Les cotes données correspondent aux valeurs basses des enjeux en utilisant le LIDAR. Il sera cependant nécessaire de mener des campagnes topographiques précises pour étudier certains sites.

Deux types de route ont été définis :

- routes prioritaires ;
- routes secondaires.

Si des habitations ou des hameaux, sont isolés lors d'inondations, on considère que la route est prioritaire. Si en revanche, il est possible de contourner l'inondation en effectuant un détour d'au plus 5km, alors la route est considérée comme secondaire.

Ainsi dans le choix des sites, une route secondaire pourrait être potentiellement inondée à l'inverse des routes prioritaires.

Le Moulin de Richet est suffisamment élevé pour éviter un risque d'inondation. Cependant, la route qui mène au moulin est susceptible d'être inondée et à ce titre, le moulin est considéré comme étant isolé et donc le niveau d'eau maximum est fonction du niveau de la route.

Les enjeux ne doivent pas être sur inondés. Ainsi, il a été pris comme hypothèse d'avoir le niveau de la digue 30 cm au-dessous du niveau des enjeux, soit 2 m au-dessus du déversoir.

En effet le haut de la digue se situe 1.7 m au-dessus du niveau du déversoir. Ainsi en rajoutant 30 cm au-dessus de cette cote, on aboutit à un niveau du déversoir 2.0 m au-dessous du niveau des enjeux. La hauteur de 1.7 m est expliquée dans le paragraphe 2.5.1.

En se basant sur les côtes maximales données pour les enjeux, on peut alors en déduire le niveau maximal du seuil. Ce niveau maximal définit ainsi les volumes susceptibles d'être stockés.

Une visite sur site a été organisée pour vérifier si les enjeux mentionnés étaient toujours existants. Cette visite a porté sur les sites qui étaient limités par une seule habitation. Après vérification, chaque habitation est toujours utilisée. Il n'était cependant pas possible de vérifier l'utilisation de chaque bâtiment.

Tabl. 13 - **VOLUME MAXIMUM PAR SITE**

site	Cote (m) NGF	Volume max (m ³)	site	Cote (m) NGF	Volume max (m ³)
1	23.9	0.84	28	135.1	0.10
2	36.9	2.21	29	176.77	0.57
3	44.4	0.74	30	82.61	0.92
4	60	0.70	31	73.55	0.04
5	90	0.40	32	76.1	0.08
6	113.5	0.71	33	71.6	0.59
7	89.7	0.06	36	86.13	0.78
9	149.25	1.17	37	87.1	0.67
10	145	0.28	39	111.3	1.37
11	147	0.20	40	97	0.18
12	151.03	0.53	41	105	0.29
13	154.5	0.15	42	127.35	0.06
14	161.75	1.80	43	60.2	0.08
15	15.8	0.10	44	62.2	0.07
16	22.14	0.23	45	113.7	0.11
18	24.9	0.00	46	137.2	0.35
19	52.2	0.08	47	144.5	0.78
20	54.7	0.11	48	162.2	0.06
21	54.6	0.07	49	168	0.15
23	68.0	2.00	50	176	0.65
24	66.7	0.99	51	188	5.33
25	124.7	0.00	52	188	0.63
26	148.61	0.90	53	176.75	0.70
27	126.1	0.00			

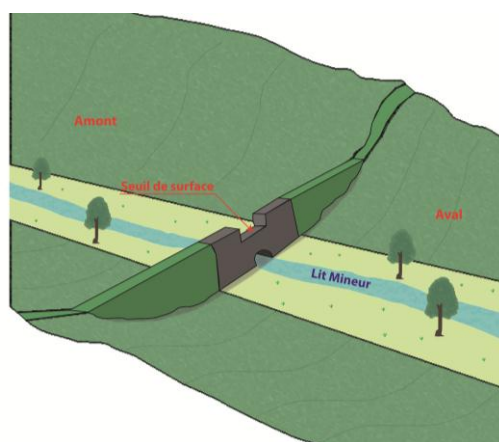
2.4. PRESENTATION DU TYPE D'OUVRAGE SELECTIONNE POUR LA RETENUE

La solution retenue est d'implanter des retenues sèches en travers des cours d'eau. Ces ouvrages sont munis d'un pertuis de fond et d'un déversoir frontal. Ils permettent de limiter les débits afin d'assurer en aval, un phénomène de ralentissement dynamique.

Selon les épisodes pluvieux, on distingue 4 types de fonctionnement de la retenue :

- **Cas 1** : Le bassin ne se remplit pas.

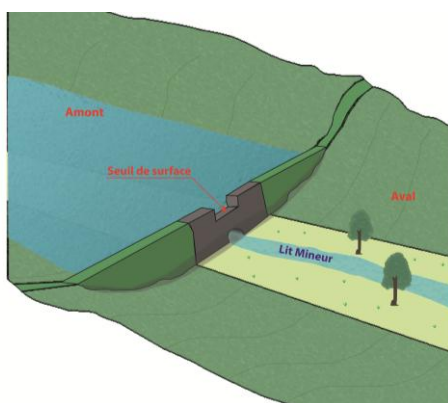
Pour les épisodes pluvieux courants, la totalité de l'eau passe au travers du pertuis de fond, qui traverse l'ouvrage au point le plus bas de la retenue, dans le prolongement du lit mineur. Celle-ci est donc « transparente » pour les pluies faibles ou moyennes.



(Hors période de crue)

- **Cas 2** : Le bassin se remplit.

Lors d'épisodes plus rares, avec des pluies abondantes ou intenses qui provoquent beaucoup de ruissellement sur le bassin versant, une partie des débits qui entre dans le bassin est retenue par l'ouvrage. Ce phénomène a lieu lorsque le débit entrant dépasse la capacité du pertuis.



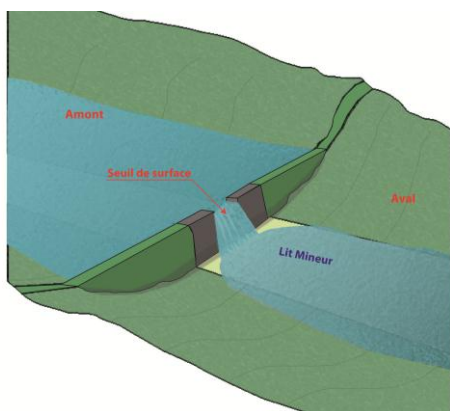
(En crue, le bassin se remplit.)

- **Cas 3** : Le bassin déborde.

Cela se passe pour des pluies intenses, généralement de longue durée. Dans ce cas, l'évacuateur de sûreté assure l'évacuation du débit entrant pour garder la cote de la retenue à un niveau acceptable pour la sécurité de l'ouvrage. L'effet de laminage est alors limité.

Deux cas de figure sont possibles :

- le débordement du bassin ne dure pas trop longtemps. Dans ce cas, les débits aval restent assez nettement inférieurs à ce qu'ils auraient été sans la retenue ;
- le débordement dure longtemps, ce qui devrait rester un cas exceptionnel. Dans ce cas, la réduction de débit est sans effet significatif.



(Pour les fortes crues, le déversoir surverse.)

- **Cas 4** : le bassin se vide.

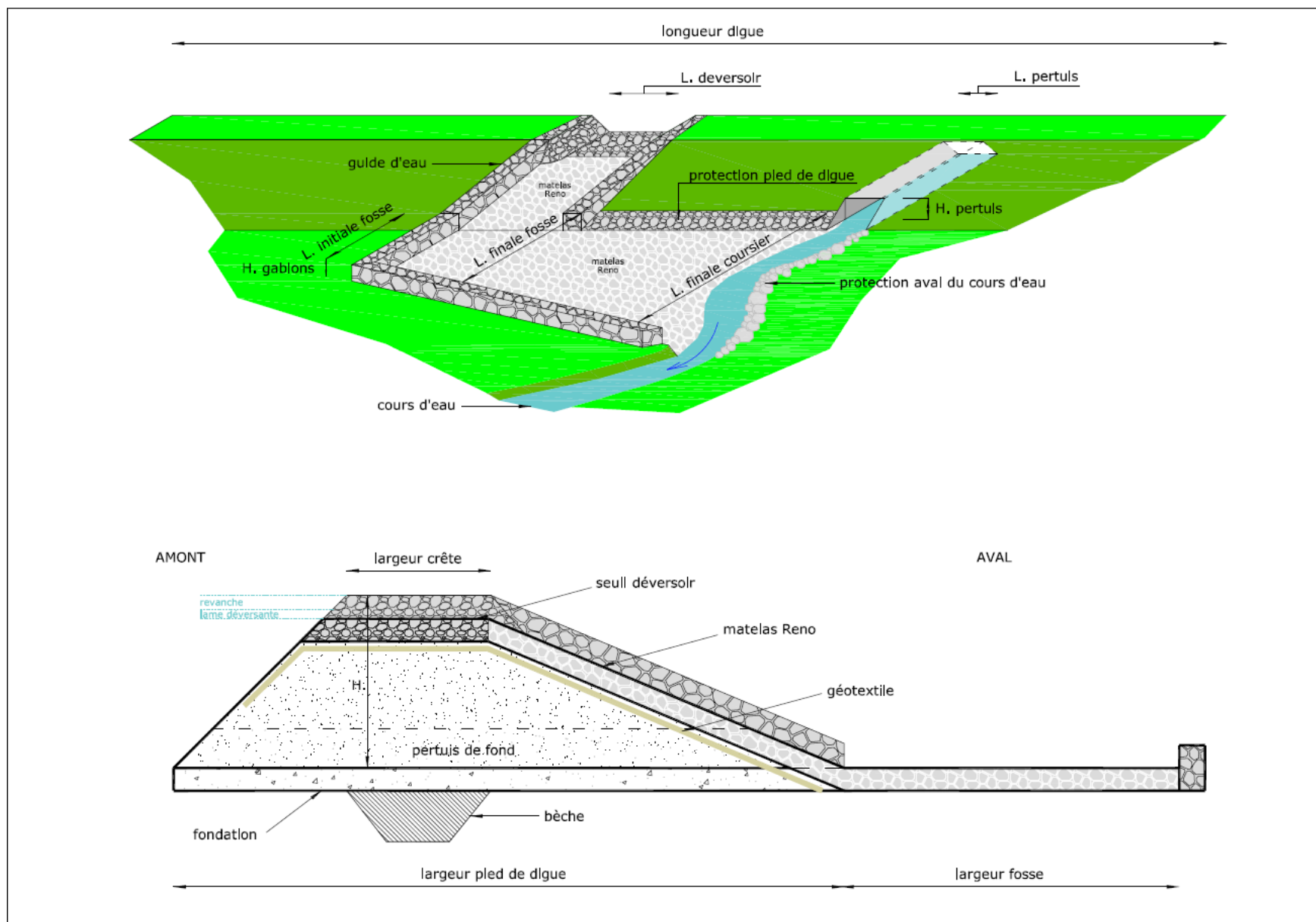
A la décrue, le volume d'eau stocké est relâché progressivement par le pertuis de fond jusqu'à retrouver un niveau normal d'écoulement, c'est-à-dire jusqu'à ce que la retenue soit de nouveau « transparente ». L'ouvrage est alors de nouveau fonctionnel pour écrêter une autre crue.

Les principaux éléments constituant une retenue sèche sont exposés dans les schémas ci-après :

SYNDICAT MIXTE ELLE-IOLE-LAITA

AMENAGEMENT DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE DE CRUES SUR LE BASSIN VERSANT DE L'ELLE-IOLE-LAITA

PHASE 3 – BASSIN VERSANT DE L'ELLE-IOLE-LAITA



2.5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES RETENUES

2.5.1. CRUE DE PROJET ET CRUE DE SURETE

Définition de la crue de projet :

Dans un projet d'ouvrage hydraulique, la **crue de projet** est la crue pour laquelle l'ouvrage a été dimensionné. Dans le cas d'une retenue sèche, la crue de projet est la crue limite pour laquelle on ne constate pas encore de débordement sur le seuil de sécurité. Les écoulements se font uniquement par le biais du pertuis qui laisse passer un débit équivalent au débit de premiers dommages.

Sur le bassin versant de L'Elle-Isole-Laïta, la crue de projet choisie est une crue de période de retour 10-20 ans.

Etant donné qu'aucune crue historique ne correspond à ce critère, les retenues ont été testées pour la crue historique la plus proche, c'est à dire entre celle de Décembre 2011 (période de retour de 5 ans) et celle de janvier 2001 (période de retour environ égale à 20 ans).

Définition de la crue de sûreté :

Au-delà de la crue de projet, le déversoir de sécurité rentre en service. La crue de sûreté permet de dimensionner l'ouvrage de surverse, tout en laissant encore une revanche pour se protéger de l'effet des vagues.

Pour la crue de sûreté, le remplissage de la retenue se fait jusqu'aux PHE (Plus Hautes Eaux). L'ouvrage doit répondre à tous les standards de sécurité, que ce soit sur le plan structural (résistance au cisaillement ou au glissement, résistance en fondation, résistance à l'érosion interne) ou sur le plan hydraulique (pas de débordement des coursiers, ouvrages de dissipation correctement dimensionnés). On dispose encore de marges avant d'atteindre des états limites de rupture.

Le choix de la période de retour de cette crue dépend du risque induit par la rupture de l'ouvrage. L'aléa intrinsèque à l'ouvrage peut être quantifié par le paramètre $H^2 \sqrt{V}$ (où H correspond à la hauteur totale de l'ouvrage et V à son volume de stockage). Vis-à-vis de ce critère, le tableau ci-dessous, proposé par le Comité Français des Grands Barrages, donne des recommandations pour le choix de la crue de sûreté.

Tabl. 14 - PERIODE DE RETOUR DE LA CRUE DE SURETE EN FONCTION DE $H^2 \sqrt{V}$

$H^2 \sqrt{V}$	<5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	>700
T (années)	100	500	1 000	5 000	10 000

Remarques : Le risque global de rupture est également lié à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être noyée en cas de rupture). Les recommandations du tableau ci-dessus seront à renforcer en cas de forte vulnérabilité à l'aval (passer par exemple de la crue cinq-centennale à la crue millénaire).

En considérant :

- une hauteur de stockage maximale dans les retenues de 8.0 m ;

- une lame déversante maximale de 0,90 m sur le seuil (pour les plus hautes eaux) et une revanche de 0.80 mètre (soit une hauteur totale maximale de l'ouvrage de 9.70 mètres) ;
- un volume de retenue en crue de projet maximal de 5 000 000 m³ et minimum de 100 000 m³ ;

On obtient une valeur de $H^2 \sqrt{V}$ oscillant autour de 100.

Nous proposons de retenir la crue de période de retour mille ans pour la crue de sûreté de l'ensemble des ouvrages.

Il est aussi préconisé une valeur de revanche minimale en remblai. Cette valeur prend en compte une sécurité vis-à-vis des plus hautes eaux, de tassements, et d'une éventuelle fissuration amont-aval de la crête.

Tabl. 15 - **REVANCHE MINIMALE EN FONCTION DE $H^2 \sqrt{V}$**

$H^2 \sqrt{V}$	5	30	100	300	700
R (m)	0,4	0,6	0,8	1,05	10 000

Une revanche de 0.8m est considérée pour le dimensionnement.

2.5.2. HYPOTHESES CONSIDEREES

Il y a plusieurs critères à prendre en compte dans le dimensionnement des retenues

- une hauteur de stockage maximale dans les retenues de 8,00 m ;
- une lame déversante de 0,90 m sur le seuil pour une crue de période de retour 1 000 ans et une revanche de 0.8 mètre (soit une hauteur totale maximale de l'ouvrage de 9.70 mètres) ;
- Aucun enjeu à l'amont ne doit être sur-inondé. En considérant la lame déversante, la revanche et une marge de sécurité de 30 cm, chaque enjeu devra se trouver au moins 2.0 m au-dessus de la cote de seuil du déversoir.

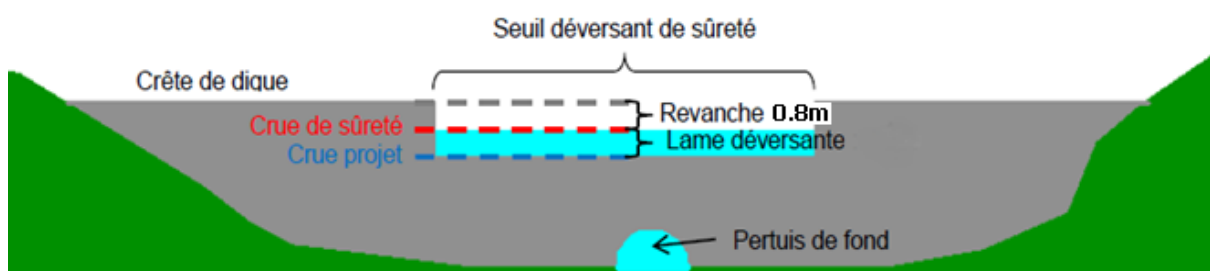


Fig. 25. **SCHEMA DE PRINCIPE DU DIMENSIONNEMENT DE SURVERSE D'UNE RETENUE SECHE**

2.5.3. EXEMPLE DE RETENUES

Quelques exemples d'ouvrages de ralentissement dynamiques sont donnés dans les images suivantes.



Fig. 26. *OUVRAGE SUR LE LANGE A MONTREAL-LA-CLUZE (DIGUE DE 4M DE HAUTEUR)*



Fig. 27. *PAREMENT AVAL DE LA RETENUE DE SOBIESZOW, POLOGNE (HAUTEUR DE DIGUE 11M)*



Fig. 28. PAREMENT AVAL DE LA RETENUE DE KRZESZOW, POLOGNE (HAUTEUR DE DIGUE 3,4M)



Fig. 29. OUVRAGE DE PROTECTION CONTRE LES CRUES DE NIMES (HAUTEUR 4,5M)



Fig. 30. DIGUE LORS DES TRAVAUX SUR LA VIEILLE MEUSE, MOUZON (HAUTEUR 4M)



Fig. 31. OUVRAGE DE DECHARGE SUR LA VIEILLE MEUSE, MOUZON

La technique de ralentissement dynamique est connue et bien maîtrisée. Cependant, même si de nombreuses études ont été lancées, peu d'ouvrages ont été construits en France.

2.5.4. REPRESENTATION DES AMENAGEMENTS SOUS LE LOGICIEL HEC-HMS

Pour chaque scénario, les aménagements envisagés sont traduits sous forme de paramètres adaptés aux particularités du modèle hydrologique, et leurs impacts sur la propagation et l'écrêtement des crues sont révélés par le biais de simulations.

De manière pratique, sous HEC-HMS, les ouvrages de retenue sont définis par une loi hauteur/volume, une loi d'orifice pour le pertuis et un déversoir pour le trop plein :

- La **loi hauteur/volume** conditionne le remplissage de la retenue selon le débit entrant.
- La **loi d'orifice** permet de définir les caractéristiques hydrauliques de remplissage et de vidange de la retenue au passage d'une crue. Pour cela, le pertuis de fond est assimilé à un orifice régi par une loi qui régule le débit de sortie selon la charge imposée à l'amont. La loi orifice utilisée par HEC-HMS est la suivante :

$$Q = m * S * \sqrt{2 * g * H}$$

où m est le coefficient de contraction dont la valeur est fixée à 0.6 (valeur caractéristique des orifices de section rectangulaire),

S, la section de l'orifice (m²),

H, la hauteur maximale d'eau dans la retenue par rapport au centre de l'orifice.

- La **loi de déversoir** permet de définir les caractéristiques hydrauliques de l'ouvrage de surverse pour les crues supérieures à la crue de projet. La loi de déversoir utilisée par HEC-HMS est la loi de déversoir à seuil épais suivante en régime dénoyé :

$$Q = C * L * H^{3/2}$$

où C est le coefficient de débit dont la valeur est fixée à 1,77,

L, la longueur du déversoir en m,

H, la hauteur de charge sur le déversoir dont la valeur maximale est à 0.9 m.

2.5.5. METHODOLOGIE POUR DIMENSIONNER L'OUVRAGE

Dès qu'un site de ralentissement dynamique a été identifié, la méthodologie utilisée pour dimensionner l'ouvrage est basée sur la séquence suivante :

- Calcul du débit millénial à l'emplacement du site
- Identification des enjeux à l'amont et ainsi définition de la cote du déversoir
- Calcul de la longueur du déversoir

- Simulation avec l'événement de 2001 en ajustant la taille de l'orifice (méthode itérative) afin d'obtenir un niveau d'eau à la cote du déversoir

2.6. METHODOLOGIE APPLIQUEE POUR LE CHOIX DES SITES

Une analyse multi-critère a été utilisée pour le choix des sites de stockage et a été défini en se basant sur les paramètres suivants :

- Volume des retenues ;
- Surface des bassins versant correspondant à chaque retenue ;
- distance par rapport aux enjeux ;

Ces 3 paramètres permettent d'identifier rapidement les sites les plus pertinents. Le paramètre sur le volume est évident car c'est ce paramètre qui permet le stockage du volume d'eau.

La taille du bassin versant est importante. En effet si la taille du bassin versant est petite, le débit généré par ce bassin sera également faible. Il ne sera donc probablement pas nécessaire d'écarter dans cette zone.

Enfin la distance par rapport aux enjeux est également importante. En effet, un pic de crue très en amont du site à enjeu va s'écarter naturellement. La mise en place d'un ouvrage en amont permettra de réduire le pic sur le site mais l'impact à l'aval restera limité. Sachant que les enjeux principaux se situent sur Quimperlé. La distance représente la longueur entre la retenue et Quimperlé.

Une pondération a ensuite été effectuée sur chaque paramètre en considérant que le paramètre sur la distance avait moins d'impact sur l'écarterement.

La pondération utilisée est ainsi la suivante :

- Volume de la retenue: 2
- Surface des bassins versant correspondant à chaque retenue : 2
- Distance par rapport aux enjeux : 1

Pour chaque paramètre une note est attribuée variant entre 1 et 5. 5 représente le site le plus efficace pour un paramètre donné et 1 le site le moins efficace.

Tabl. 16 - **TABLEAU MULTICRITERE POUR LA SELECTION DES SITES**

Site	Volume (Millions de m3)	Notation sur volume	Surface (km2)	Notation sur surface	Distance (km)	Notation sur distance	Note globale
1	0.84	3	191	2	7.6	5	15
2	2.21	5	164	2	11.4	5	19
3	0.74	2	133	2	18.1	4	12
4	0.70	2	131	2	20.5	4	12
5	0.40	2	112	2	23.0	4	12
6	0.71	2	8	1	27.7	3	9
7	0.06	1	108	2	26.0	3	9
9	1.17	3	10	1	32.0	3	11
10	0.28	2	67	1	32.4	3	9

SYNDICAT MIXTE ELLE-ISOLE-LAÏTA

AMENAGEMENT DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE DE CRUES SUR LE BASSIN VERSANT DE L'ELLE-ISOLE-LAÏTA

PHASE 3 – BASSIN VERSANT DE L'ELLE-ISOLE-LAÏTA

11	0.20	1	60	1	34.5	3	7
12	0.53	2	49	1	35.9	2	8
13	0.15	1	29	1	38.6	2	6
14	1.80	4	20	1	40.1	2	12
15	0.10	1	593	5	5.6	5	17
16	0.23	1	574	5	10.1	5	17
18	0.00	1	567	5	13.2	4	16
19	0.08	1	541	5	20.2	4	16
20	0.11	1	504	4	22.3	4	14
21	0.07	1	499	4	23.6	3	13
23	2.00	5	214	2	27.0	3	17
24	0.99	3	211	2	28.4	3	13
25	0.00	1	142	2	32.8	3	9
26	0.90	3	35	1	35.9	2	10
27	0.00	1	102	2	35.9	2	8
28	0.10	1	97	2	38.0	2	8
29	0.57	2	82	2	45.3	2	10
30	0.92	3	27	1	23.5	3	11
31	0.04	1	23	1	25.0	3	7
32	0.08	1	21	1	26.1	3	7
33	0.59	2	194	2	31.6	3	11
36	0.78	2	123	2	35.8	2	10
37	0.67	2	43	1	35.8	2	8
39	1.37	3	108	2	40.2	2	12
40	0.18	1	78	2	46.1	2	8
41	0.29	2	47	1	48.7	1	7
42	0.06	1	29	1	43.9	2	6
43	0.08	1	125	2	27.4	3	9
44	0.07	1	98	2	28.8	3	9
45	0.11	1	75	1	32.6	3	7
46	0.35	2	70	1	35.1	2	8
47	0.78	2	65	1	37.2	2	8
48	0.06	1	49	1	40.5	2	6
49	0.15	1	37	1	44.0	2	6
50	0.65	2	5	1	46.6	1	7
51	5.33	7	27	1	47.8	1	17
52	0.63	2	3	1	52.2	1	7
53	0.70	2	62	1	47.7	1	7

NB : Le site 51 est particulier car le volume disponible est bien supérieur aux autres sites. Ainsi dans le cas du paramètre sur le volume, le deuxième site le plus grand a une note de 5 sur le volume et le site 51 a une note de 7.

Le tableau permet ainsi de trier les sites en fonction des 3 paramètres donnés.

On obtient ainsi le classement suivant :

Tabl. 17 - **CLASSEMENT DES SITES**

site	2	15	16	23	51	18	19	1	20	21	24	3	4	5	14	39	9	30	33	26	29	36	6
Note	19	17	17	17	17	16	16	15	14	13	13	12	12	12	12	12	11	11	11	10	10	10	9

site	7	10	25	43	44	12	27	28	37	40	46	47	11	31	32	41	45	50	52	53	13	42	48	49
Note	9	9	9	9	9	8	8	8	8	8	8	8	7	7	7	7	7	7	7	7	6	6	6	6

La note théorique maximale est 25. Ainsi tous les sites ayant au moins la moyenne (12.5) seront étudiés, ce qui correspond aux sites : 1, 2, 15, 16, 18, 19, 20, 21, 23, 24 et 51

Cependant afin d'étudier également l'impact amont des bassins versant, les sites 10 ; 11 et 12 sur l'Isole amont seront étudiés ainsi que le site 53 sur les marais de Plouray.

2.7. ANALYSE HYDROLOGIQUE DES SITES

Le modèle hydrologique permet d'estimer l'impact de chaque site sur l'ensemble du bassin versant. L'objectif est de sélectionner un ensemble de sites qui permettrait de réduire de façon significative les dommages sur les secteurs à enjeux.

Le choix de sites est basé sur la séquence suivante :

- Impact individuel
- Impact avec ensemble des sites
- Combinaison de plusieurs sites
- Combinaison de plusieurs sites sans prise en compte des enjeux en amont
- Combinaison par famille, en intégrant des sites assemblés

Dans un premier temps, une description du calcul de la longueur du déversoir ainsi que de la surface de l'orifice de sortie est présentée.

2.7.1. DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR (EXEMPLE POUR LE SITE 2324)

La hauteur de lame déversante de 90 cm doit être obtenu dans le cas de la crue de sureté. Cette hauteur donnera la cote de plus hautes eaux. La crue de sureté est une crue de période de retour 1 000 ans.

Le déversoir a été dimensionné de telle sorte que pour un débit de période de retour 1 000 ans, la charge sur le seuil est de 90 cm.

Estimation du débit de la crue millénaire

La banque hydro donne des valeurs de débit caractéristique de période de retour différente pour chaque station. Les débits sont donnés en m³/s dans le tableau ci-dessous :

Tabl. 18 - **DEBIT CARACTERISTIQUES SUR L'INAM AU FAOUËT.**

Période (année)	Débit moyen (m ³ /s)	Débit minimum (m ³ /s)	Débit maximum (m ³ /s)
2	23	21	26
5	35	31	41
10	42	37	50
20	49	43	60
50	58	51	72

Le calcul du débit millénal s'effectue par extrapolation du débit maximum par méthode logarithmique. On aboutit ainsi à un débit millénal de 115 m³/s.

Il est cependant nécessaire d'ajuster la taille du bassin versant correspondant à la retenue. Celui-ci est de 215 km² alors que le bassin versant correspondant à la station du Faouët est de 118 km².

Un ajustement avec la formule de Myer est donc appliqué.

$$Q_{1000} = Q_{1000_station} * \left(\frac{S_{BV}}{S_{BV_station}} \right)^{0.8}$$

Ainsi le débit correspondant au niveau de la retenue est de 185 m³/s.

La largeur du déversoir est calculée par la formule suivante (déversoir en régime dénoyé), en considérant une charge maximale h de 0.90 m.

$$Q = 1.8 * L * h^{3/2}$$

Ainsi **la longueur du déversoir est de 120m.**

2.7.2. **DIMENSIONNEMENT DU PERTUIS (EXEMPLE POUR LE SITE 2324)**

La hauteur du seuil est définie par les enjeux. Cette cote est ainsi de 66.7 m IGN69 et ainsi le volume de ce site est de 2.9 Mm³. La longueur du déversoir est de 120 m. Pour l'événement de 2001, le niveau peut légèrement dépasser la cote du déversoir.

Après de nombreuses itérations, on aboutit à une ouverture du pertuis de 10.5 m².

2.7.3. **DIMENSIONNEMENT DU PERTUIS ET DU DEVERSOIR POUR L'ENSEMBLE DES SITES**

La même méthodologie est appliquée sur l'ensemble des sites.

Le Tabl. 19 - présente le débit millénal aux stations hydrométriques.

Tabl. 19 - **DEBIT MILLENNAL SUR LES STATIONS HYDROMETRIQUES**

	L'Éllé au Faouët [Grand Pont]	L'Inam au Faouët [Pont Priant]	L'Éllé à Arzano [Pont Ty Nadan]	L'Éllé à Lanvénegen [Loge- coucou]	L'Isole à Scaër [Stang Boudilin]	L'Isole à Quimperlé [Place des Anciennes Fonderies]
	J4712010	J4734010	J4742010	J4803010	J4813010	J4813020
Période (année)	145 km ²	118 km ²	578 km ²	97.3 km ²	224 km ²	224 km ²
2	25	27	94	37	42	43
5	34	40	136	52	64	65
10	42	50	168	63	81	82
20	50	60	200	75	97	98
50	59	73	242	90	119	120
1000	92	115	380	139	191	192

Le Tabl. 20 - présente la longueur du déversoir obtenu grâce aux lois de déversement sur les seuils ainsi qu'à l'ajustement du débit millénal au droit du site de ralentissement dynamique.

Tabl. 20 - **LONGUEUR DU DEVERSOIR SUR L'ENSEMBLE DES STATIONS**

Site	Surface du BV du site (km ²)	Rivière	Station référence	Surface du BV de la station (km ²)	Q ₁₀₀₀ station (m ³ /s)	Q ₁₀₀₀ site (m ³ /s)	Longueur déversoir (m)
1	191	Isole	J4813010	224	191	168	109
2	164	Isole	J4813010	224	191	149	97
10	67	Isole	J4803010	97.3	139	103	67
11	60	Isole	J4803010	97.3	139	94	61
12	49	Isole	J4803010	97.3	139	80	52
15	593	Ellé	J4742010	578	380	388	252
16	574	Ellé	J4742010	578	380	378	246
18	567	Ellé	J4742010	578	380	374	243
19	541	Ellé	J4742010	578	380	360	235
20	504	Ellé	J4742010	578	380	341	222
21	499	Ellé	J4742010	578	380	338	220
23	214	Inam	J4734010	118	115	185	120
24	211	Inam	J4734010	118	115	183	119
51	27	Aer	J4712010	145	92	24	16
53	62	Ellé	J4712010	145	92	47	30

Le Tabl. 21 - présente la superficie de l'orifice de sortie obtenu après multiples itérations.

Tabl. 21 - **SUPERFICIE DE L'ORIFICE DE SORTIE**

Site	1	2	10	11	12	15	16	18	19	20	21	23	24	51	53
Surface (m ²)	16.5	7.5	15	11	3.5	>200	>200	>200	>200	>200	>200	11.5	13.5	1	>200

2.7.4. IMPACT INDIVIDUEL (CRUE DE TYPE 2001, VINGTENNALE)

L'ensemble des sites sélectionnés a été testé. Il est rapidement apparu que certains sites ne sont pas efficaces car la hauteur du déversoir est trop basse et le volume est trop limité. Comme expliqué dans le paragraphe 2.5.5, la taille de l'orifice de sortie ne deviendrait plus pertinente. Le niveau d'eau naturel lors d'une crue de type 2001 serait au moins égal au niveau du seuil. Il n'est donc pas possible d'écarter avec ces retenues et le débit entrant est donc équivalent au débit sortant de ces retenues. Il n'y a donc pas d'impact à Quimperlé.

Les retenues suivantes ne peuvent donc pas être considérées comme des sites potentiels de stockage : 15, 16, 18, 19, 20, 21 et 53.

Il est important de noter que le débit en sortie de retenue est généralement inférieur au débit vingtennal, suite à l'écêtement de la retenue.

Tabl. 22 - **IMPACT INDIVIDUEL DE CHAQUE SITE (DEBIT)**

site	Débit en entrée du réservoir (m ³ /s)	Débit en sortie du réservoir (m ³ /s)	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Isole (m ³ /s)	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Ellé (m ³ /s)	Débit à la confluence (m ³ /s)
Sans site			108,2	201,9	296,0
1	96,8	81,8	92,6	201,9	293,0
2	75,2	47,5	76,5	201,9	276,2
10	36,7	33,8	103,6	201,9	295,7
11	15,9	15,9	108,1	201,9	296,0
12	15,9	13,8	107	201,9	294,9
23	100,8	74,3	108,2	190,4	280,4
24	100,8	79,9	108,2	194,5	282,8
51	17,0	5,4	108,2	197,2	293,1

Tabl. 23 - **IMPACT INDIVIDUEL DE CHAQUE SITE (POURCENTAGE)**

site	Ecrêtement en sortie du réservoir (%)	Ecrêtement en entrée de Quimperlé sur l'Isole (%)	Ecrêtement en entrée de Quimperlé sur l'Ellé (%)	Ecrêtement à la confluence (%)
1	15.5	14.4	0.0	1.0
2	36.8	29.3	0.0	6.7
10	7.9	4.3	0.0	0.1
11	0.0	0.1	0.0	0.0
12	13.2	1.1	0.0	0.4
23	26.3	0.0	5.7	5.3
24	20.7	0.0	3.7	4.5
51	68.2	0.0	2.3	1.0

On remarque que les sites qui ne sont pas sélectionnés pour la suite de l'étude (15, 16, 18, 19, 20 et 21) ont un volume de stockage très limité (inférieur à 0.23 millions de m³).

L'analyse du tableau indique que les sites 10, 11 et 12 ont un impact très faible sur les débits à Quimperlé. Les sites 11 et 12 réduisent le débit de moins de 1 % sur l'Isole à Quimperlé. Le site 10 a un effet légèrement plus conséquent avec une réduction de 5 m³/s sur l'Isole à Quimperlé. Cette diminution est d'ailleurs surprenante car l'écêtement n'est que de 3 m³/s au niveau du site 10. Ceci s'explique par un retardement du pic de crue sur l'Isole au niveau du site 10 qui permet aux apports des sous-bassins versant dans la partie aval de l'Isole d'arriver légèrement en avance à Quimperlé et donc de réduire le pic du débit en entrée de Quimperlé.

Cet effet de déphasage a alors un effet opposé à la confluence car le pic de crue sur l'Isole arrive alors en concomitance avec celui de l'Ellé et on n'observe ainsi pas d'écêtement du pic de crue à la confluence (0.3 m³/s en comparaison avec 296 m³/s).

Les sites 10, 11 et 12 ont un effet très limité et il n'est donc par pertinent de les intégrer dans la suite de l'étude. Cependant ces sites peuvent avoir un intérêt au niveau des conserveries Peny à Pont Hellec. Ainsi une estimation de l'impact sur la hauteur d'eau a été effectuée à l'aide du modèle hydraulique (Fig. 32). On obtient ainsi une réduction faible du niveau d'eau de l'ordre de 7 cm. Ainsi les sites 10, 11 et 12 ne présentent que peu d'intérêt sur l'écêtement en aval.

Le site 51 a également un faible pourcentage d'écêtement (2.3% sur l'Ellé à Quimperlé).

Ainsi seuls les sites 1, 2, 23 et 24 présentent un intérêt en termes de stockage.

Les sites 10, 11, 12 et 51 présentent un intérêt très limité en termes d'écêtement. Cependant, afin d'évaluer l'écêtement maximal, ils sont intégrés dans l'analyse portant sur l'impact total.



Fig. 32. LIGNE D'EAU A PONT-HELLEC (CONSERVERIE PENY)

2.7.5. IMPACT TOTAL (CRUE DE TYPE 2001, VINGTENNALE)

Les 8 sites restants ont donc été testés ensemble, à savoir les sites 1,2, 10,11, 12, 23, 24 et 51 (5 sur le bassin versant de l'Isole et 3 sur le bassin versant de l'Ellé). Ce test permet ainsi de voir l'écrêtement maximal qu'il serait probable d'obtenir. Le taux d'écrêtement correspond à l'abattement du pic de débit en situation aménagée par rapport à la situation actuelle.

Le volume total stockable est de 12 millions de m³.

On aboutit ainsi au résultat suivant :

Tabl. 24 - **IMPACT DE PLUSIEURS SITES (LIMITE EN HAUTEUR)**

site	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Isole (m ³ /s)	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Ellé (m ³ /s)	Débit à la confluence (m ³ /s)
Sans site	108,2	201,9	296
Ensemble des sites	71,7	178,6	247,9
Taux d'écrêtement	34%	12%	16%

On remarque ainsi que l'écrêtement maximal reste faible. Sur l'Isole, celui-ci peut atteindre 34% mais il reste faible sur l'Ellé et ne permettra donc pas de réduire l'ensemble des inondations sur Quimperlé jusqu'à un niveau acceptable.

Le taux d'écrêtement de 34% sur l'Isole est à comparer avec un taux d'écrêtement de 29% juste en considérant le site 2 (Tabl. 23 -). La création de 4 sites sur l'Isole, complémentaires au site 2, permet d'augmenter le taux d'écrêtement de seulement 5%.

De même, le taux d'écrêtement de 12% en entrée de Quimperlé sur l'Ellé est à comparer avec un taux d'environ 6% en considérant uniquement le site 23. Le gain obtenu de 6%, en intégrant 2 sites supplémentaires est très faible.

Il est cependant important de noter que cette combinaison est basée sur un ensemble des sites pris individuellement. Ainsi les tailles des orifices de sortie ne sont pas optimisées. Cependant cette simulation permet de se rendre compte de l'ordre de grandeur qu'il sera susceptible d'être obtenu.

2.7.6. IMPACT TOTAL SANS LIMITE DE HAUTEUR (CRUE DE TYPE 2001, VINGTENNALE)

La cause principale du faible écrêtement des retenues provient de la limite imposée par les enjeux situés en amont. Cette limite est généralement causée par un seul bâtiment ou une route. Ainsi les mêmes sites que ceux initialement retenues sont testés avec un volume plus conséquent (sites: 1, 2, 15, 16, 18, 23, 24 et 51). Seuls les sites 19, 20 et 21 ne sont pas intégrés car ils peuvent impacter la conserverie de Guernelez. Ils ont donc été remplacés par les sites 3, 4 et 5 qui sont les sites, avec la meilleure notation après les sites mentionnés ci-dessus. On retrouve ainsi 5 sites sur le bassin versant de l'Isole et 6 sur le bassin versant de l'Ellé. En tout, le volume stockable est de 26.5 millions de m³ (7.7 sur le bassin versant de l'Isole et 18.8 sur l'Ellé). On remarque ainsi que le volume stockable est bien plus conséquent dès qu'il n'y a plus de limite en hauteur.

La taille des orifices a été également ajustée afin d'optimiser l'écrêtement.

Tabl. 25 - **IMPACT DE PLUSIEURS SITES (PAS DE LIMITE EN HAUTEUR)**

site	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Isole (m ³ /s)	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Ellé (m ³ /s)	Débit à la confluence (m ³ /s)
Sans site	108,2	201,9	296
Ensemble des sites	54,9	158,8	200,9
Taux d'écêtement	49%	21%	32%

On observe ainsi que l'ensemble de ces sites en se limitant à des hauteurs de 10m ne permet pas de réduire le débit de manière significative. Ainsi sur l'Ellé, l'écêtement maximal envisageable est de 21%. On peut également relever que la mise en place d'ouvrages (avec une cote à 10m) a un impact plus faible sur l'Isole que sur l'Ellé, en proportion.

Ces valeurs doivent également être comparées avec l'impact individuel du Site 2 sur l'Isole avec 29% d'écêtement à Quimperlé et du Site 23 sur l'Ellé avec 6% d'écêtement à Quimperlé.

La construction de 4 sites de plus sur l'Isole en ne se limitant pas en hauteur permet d'augmenter le taux d'écêtement de seulement 20% (moins que l'écêtement seul du Site 2).

De même, l'analyse similaire sur l'Ellé, avec la construction de 5 autres ouvrages, indique une augmentation de seulement 9%.

2.7.7. COMBINAISON DE PLUSIEURS SITES (CRUE DE TYPE 2001, VINGTENNALE)

Les sites 23 et 24 sont proches et à ce titre peuvent être combinés. Il existe 2 possibilités :

- Pas d'ouvrage entre le site 23 (aval) et 24 (amont) et ainsi le volume d'eau retenu par la digue du Site 23 peut s'étendre sur le Site 24.
- Deux ouvrages sont construits (un pour le Site 23 et un pour le Site 24)

Par expérience et dans le cas où les niveaux d'eau sont semblables la deuxième configuration n'est pas optimale car l'évacuation du site en amont vers le site en aval n'est pas efficace.

Tabl. 26 - **COMBINAISON DES SITES 23 ET 24**

site	Débit en entrée du réservoir (m ³ /s)	Débit en sortie du réservoir (m ³ /s)	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Isole (m ³ /s)	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Ellé (m ³ /s)	Débit à la confluence (m ³ /s)
Sans site			108,2	201,9	296
23 et 24 (séparation par ouvrage)	100.8	68.5	108.2	183.5	276.6
2324 (sans séparation)	100.8	60.7	108.2	180.4	277

On observe ce qui était envisagé. La construction d'un ouvrage entre les deux retenues n'est pas efficace.

2.7.8. COMBINAISON PAR FAMILLE

L'ensemble des simulations réalisées a permis d'identifier les sites les plus efficaces.

Le tableau résume les limites de chaque site

Tabl. 27 - **SELECTION DES SITES POUR LES MODELES HYDRAULIQUES**

site	Site sélectionné
1	OK
2	OK
10	Ecrêtement très faible donc site non retenu
11	Ecrêtement très faible donc site non retenu
12	Ecrêtement très faible donc site non retenu
15	Volume et hauteur trop faible, donc stockage impossible
16	Volume et hauteur trop faible, donc stockage impossible
18	Volume et hauteur trop faible, donc stockage impossible
23	Ce site est combiné au site 24 pour obtenir un écrêtement intéressant
24	Ce site est combiné au site 23 pour obtenir un écrêtement intéressant
51	Ecrêtement très faible donc site non retenu
53	Volume et hauteur trop faible, donc stockage impossible

Ainsi plusieurs combinaisons sont envisageables qui sont testées à l'aide du modèle hydraulique dans les chapitre suivants :

- Site 2324 (Combinaison A)
- Site 2 et Site 2324 (Combinaison B)
- Site 1, Site 2 et Site 2324 (Combinaison C)

Dans le case de la combinaison A, la surface de l'orifice a été ajustée afin d'optimiser l'écrêtement ainsi la surface de l'orifice est de 10.5 m². La combinaison A porte donc uniquement sur le bassin versant de l'Ellé.

L'optimisation réalisée pour la combinaison C a permis de réduire la taille de l'orifice en sortie du Site 1 et obtenir ainsi une surface de 12.0 m², à comparer avec 16.5 m² quand le Site 1 est pris individuellement.

Il y a les mêmes retenues dans le bassin versant de l'Ellé pour les combinaisons B et C. Ainsi l'impact à Quimperlé sur l'Ellé est le même pour les 2 combinaisons.

En se basant sur ces nouvelles caractéristiques de la retenue, on aboutit aux impacts suivants :

Tabl. 28 - IMPACT EN DEBIT A L'AVAL (DECEMBRE 2000)

site	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Isole (m ³ /s)	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Ellé (m ³ /s)	Débit à la confluence (m ³ /s)
Sans site	141.7	240.4	371.0
Combinaison A	141.7	214.4	340.4
Combinaison B	136.8	214.4	337.8
Combinaison C	135.3	214.4	337.9

Tabl. 29 - IMPACT EN POURCENTAGE A L'AVAL (DECEMBRE 2000)

site	Ecrêtement en entrée de Quimperlé sur l'Isole (%)	Ecrêtement en entrée de Quimperlé sur l'Ellé (%)	Ecrêtement à la confluence (%)
Combinaison A	0.0	10.8	8.2
Combinaison B	3.5	10.8	8.9
Combinaison C	4.5	10.8	8.9

Tabl. 30 - IMPACT EN DEBIT A L'AVAL (JANVIER 2001)

site	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Isole (m ³ /s)	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Ellé (m ³ /s)	Débit à la confluence (m ³ /s)
Sans site	108.2	201.9	296.0
Combinaison A	108.2	180.4	277.0
Combinaison B	76.5	180.4	253.2
Combinaison C	69.8	180.4	249.5

Tabl. 31 - IMPACT EN POURCENTAGE A L'AVAL (JANVIER 2001)

site	Ecrêtement en entrée de Quimperlé sur l'Isole (%)	Ecrêtement en entrée de Quimperlé sur l'Ellé (%)	Ecrêtement à la confluence (%)
Combinaison A	0.0	10.6	6.4
Combinaison B	29.3	10.6	14.5
Combinaison C	35.5	10.6	15.7

Tabl. 32 - **IMPACT EN DEBIT A L'AVAL (DECEMBRE 2011)**

site	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Isole (m ³ /s)	Débit en entrée de Quimperlé sur l'Ellé (m ³ /s)	Débit à la confluence (m ³ /s)
Sans site	93.2	124.8	199.3
Combinaison A	93.2	112.0	187.0
Combinaison B	61.5	112.0	167.0
Combinaison C	56.9	112.0	167.5

Tabl. 33 - **IMPACT EN POURCENTAGE A L'AVAL (DECEMBRE 2011)**

site	Ecrêtement en entrée de Quimperlé sur l'Isole (%)	Ecrêtement en entrée de Quimperlé sur l'Ellé (%)	Ecrêtement à la confluence (%)
Combinaison A	0.0	10.3	6.2
Combinaison B	34.0	10.3	16.2
Combinaison C	38.9	10.3	16.0

Ces 3 combinaisons présentent un intérêt variable.

La Combinaison A, portée uniquement sur un ralentissement dans le bassin de l'Ellé présente un écrêtement relativement constant, de l'ordre de 10% sur l'Ellé à Quimperlé (10.8, 10.6 et 10.3%), et ceci pour n'importe quel événement.

La combinaison B (site sur l'Ellé et l'Isole) permet d'obtenir un écrêtement significatif sur l'Isole mais pour des périodes de retour ne dépassant pas un événement de type 2001. En effet l'écrêtement dans ces conditions est de l'ordre de 30% à Quimperlé sur l'Isole alors que pour l'événement de 2000, l'écrêtement n'est plus que de 3%.

La combinaison C (2 sites sur l'Isole et 1 sur l'Ellé) présente un intérêt bien plus limité. En effet, pour les événements de 2001 et 2011, le troisième site permet d'écrêter un complément d'environ 5% du débit sur l'Isole.

2.7.9. **IMPACT SUR LES DUREES D'INONDATION DANS LES SITES DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE**

Le stockage de l'excès de volume dans les retenues créé une durée d'inondation plus longue dans les retenues.

Cette durée est estimée en comparant un hydrogramme sans retenue et un hydrogramme avec retenue Fig. 33.

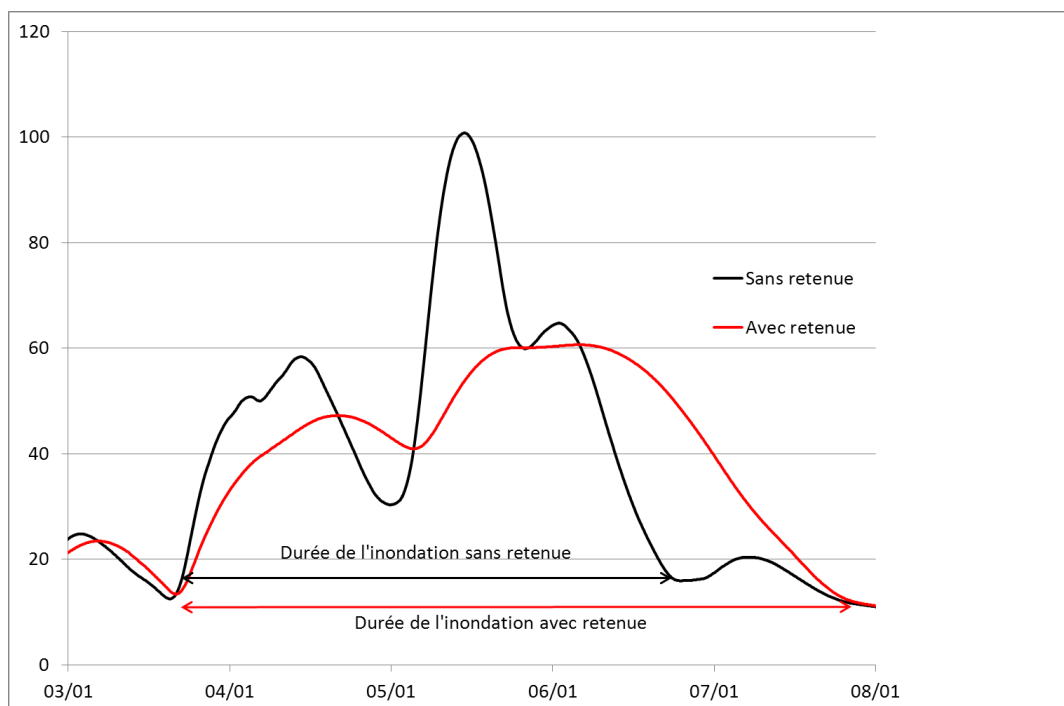


Fig. 33. IMPACT SUR LA DUREE D'INONDATION, SITE2324 (2001)

On observe que pour l'événement de 2001, sur le Site2324, la durée d'inondation sans retenue est de 73 heures et que celle-ci devient 99 heures en considérant une retenue, soit environ 4 jours au lieu de 3 jours.

Tabl. 34 - DUREE DES EVENEMENTS

Type d'événement	Site 2324		Site 2	
	Durée de l'évènement (Heures)	Durée supplémentaire (Heures)	Durée de l'évènement (Heures)	Durée supplémentaire (Heures)
2000	88		97	
	93	5	117	20
2001	73		93	
	99	26	98	5
2011	52		54	
	54	2	55	1

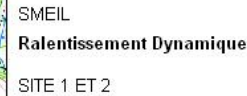
On remarque ainsi que la durée supplémentaire correspondant à la surinondation reste relativement faible par rapport à la durée de l'inondation à l'exception de l'événement de 2001.

La durée est cependant difficile à estimer précisément. Sur la Fig. 33, la fin de l'inondation pour le scénario sans retenue a été estimée au 06 janvier 2001 à 17:00. Il aurait cependant pu être envisageable de considérer l'inondation jusqu'au 07 Janvier 2001 à 10:00, ce qui aurait encore réduit la durée de la surinondation.

2.7.10. EMPRISE DES SITES DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUES

En considérant un remplissage total des retenues, les emprises au sol représentent une surface importante :

- Site 1 : 0.45 km²
- Site 2 : 0.35 km²
- Site 2324 : 1.0 km²



ZONE POTENTIELLEMENT INONDABLE SUR LES SITES 1 ET 2

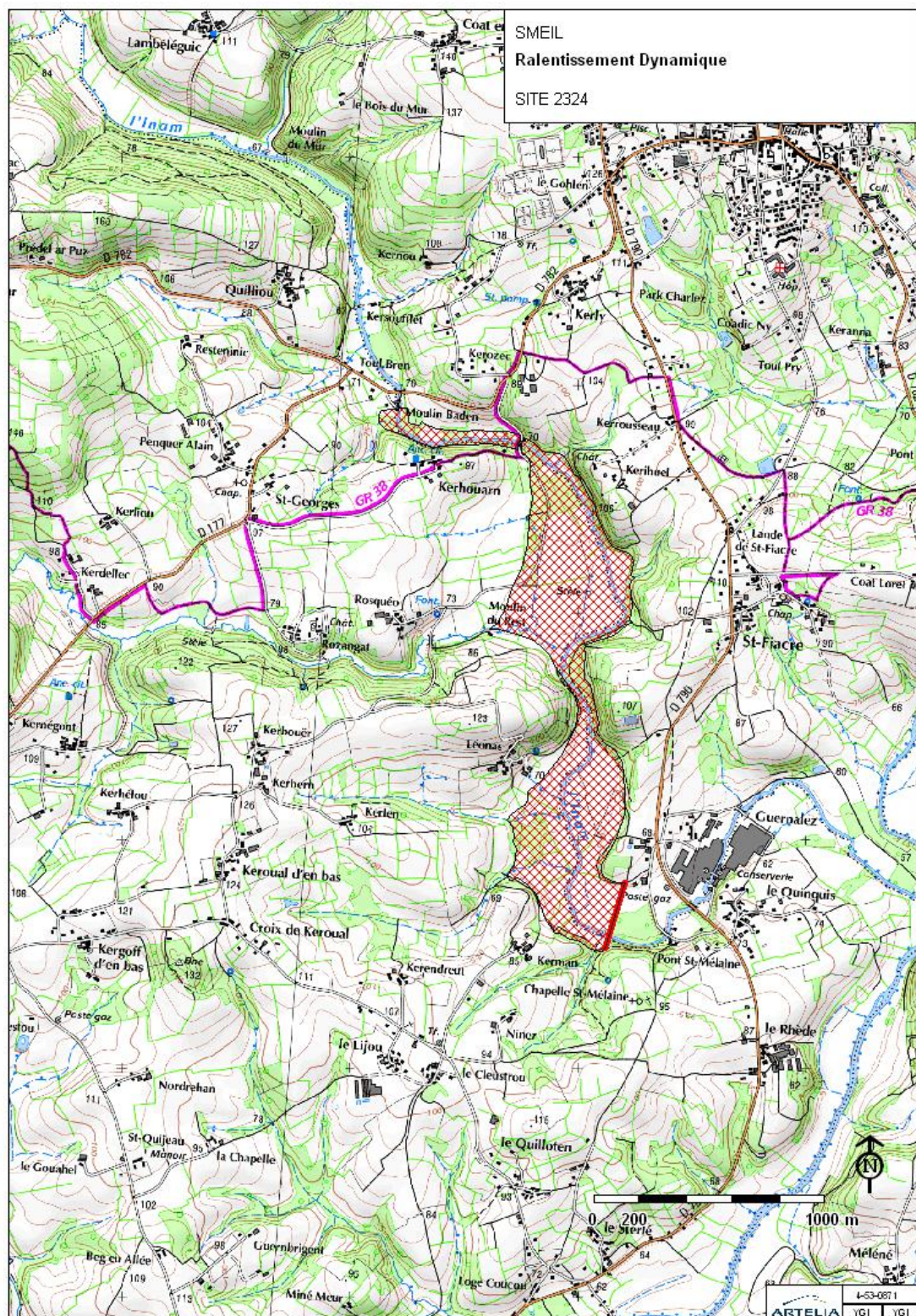


Fig. 35. ZONE POTENTIELLEMENT INONDABLE SUR LE SITE2324

2.7.11. COUT DES OUVRAGES DES SITES 1, 2 ET 2324

Le cout de l'ouvrage est défini suivant 4 paramètres principaux :

- longueur de la digue ;
- longueur du seuil déversant ;
- hauteur de pelle (cote du déversoir);
- hauteur d'eau sur le seuil ;

L'ensemble des autres composantes de l'ouvrage est fonction de ces paramètres. L'estimation du cout de l'ouvrage est donc spécifique à chaque site. La méthodologie appliquée pour le calcul de l'ouvrage est basée sur celle utilisée lors de l'étude de ralentissement dynamique sur le bassin versant de la Vilaine.

Tabl. 35 - **COUT DES OUVRAGES**

Site	longueur de la digue (m)	longueur du seuil déversant (m)	hauteur de pelle(m)	hauteur d'eau sur le seuil (m)	Cout (HT) Millions d'euros
1	115	109	5.7	0.9	1.2
2	102	97	8.0	0.9	1.3
2324	350	120	8.0	0.9	2.6

On observe que le cout de l'ouvrage 2324 est plus élevé que les autres car la longueur de digue est plus grande.

La description du cout de l'ouvrage 2324 est donnée en annexe.

Tabl. 36 - **COUT UNITAIRE DES OUVRAGES**

Site	Volume stockable (Mm ³)	Cout unitaire (€ HT/m ³)
1	0.84	1.4
2	2.21	0.6
2324	2.90	0.9

Le cout unitaire est de l'ordre de 1 € HT par m³.

3. IMPACT HYDRAULIQUE ET ECONOMIQUE

Toute mesure politique mise en œuvre sur un territoire donné génère des coûts et des bénéfices.

Une mesure n'est rentable que si l'ensemble des bénéfices est supérieur à la totalité des coûts.

C'est le principe même de l'ACB (Analyse Coûts Bénéfices) que de comparer l'ensemble des coûts et des bénéfices d'une mesure pour évaluer la rentabilité économique de celle-ci.

Dans le cas de la prévention des risques d'inondations, les mesures considérées sont multiples : digue, batardeau, système d'alerte, système de prévision, etc.

Les coûts sont ceux de l'investissement, de l'entretien, du fonctionnement.

Les bénéfices correspondent à l'ensemble des dommages que l'on évite à chaque crue grâce à ces mesures.

3.1. IMPACT HYDRAULIQUE

Avant de quantifier l'intérêt économique d'une retenue, il est important de visualiser l'impact hydraulique, en termes de hauteur d'eau et d'habitations, sur le secteur de Quimperlé.

Les trois événements historiques ont été modélisés (Décembre 2000, Janvier 2001 et Décembre 2011). Ils représentent des événements correspondant « approximativement » à des périodes de retour de 5, 20 et 50 ans. La période de retour de la crue, de chaque cours d'eau, sur l'ensemble du bassin versant n'est pas constante. En moyenne sur l'ensemble du bassin versant, on peut considérer une seule période de retour, ce qu'indique le terme « approximativement ».

Il est important de noter que l'enveloppe d'inondation est basée sur les données topographiques, qui ne prennent pas en compte la conception des habitations. Ainsi certaines zones (essentiellement le long des cours d'eau) peuvent être représentées comme inondables alors qu'avec une analyse plus fine en fonction des bâtiments, la zone inondable pourrait être plus réduite. Il est également important de préciser que le niveau d'eau dans la zone située entre l'Ellé et l'Isole est basé sur une interpolation de niveau d'eau entre le niveau dans l'Isole et dans l'Ellé. Cette hypothèse est valable dans la majeure partie de la zone inondable. Cependant en limite de zone inondable, une légère incertitude peut apparaître sur l'étendue exacte.

3.1.1. EVENEMENT DE DECEMBRE 2000

La crue de Décembre 2000 a généré de nombreux dommages sur Quimperlé. Depuis, des travaux ont été réalisés. La modélisation reproduit une crue de type 2000, mais avec la configuration actuelle, ainsi le nombre de bâtiments inondés est réduit.

L'objectif de la modélisation est de comparer le nombre de bâtiments qui seraient inondés en situation actuelle et en considérant les différentes combinaisons.

Le terme « inondé » indique les bâtiments qui se trouvent dans l'enveloppe de la crue. Ceci ne signifie pas obligatoirement qu'il y a de l'eau à l'intérieur du bâtiment.

3.1.2. EVENEMENT DE JANVIER 2001

Cet épisode qui a fait suite à la crue de Décembre 2000 a également causé de sérieux dégâts dans la ville de Quimperlé. Cet événement est considéré comme ayant une période de retour de 20 ans.

A l'instar de l'événement de 2000, les travaux ont eu lieu a posteriori. Ainsi le nombre de bâtiments touchés par l'inondation est réduit par rapport au nombre observé.

3.1.3. EVENEMENT DE DECEMBRE 2011

Une période de retour d'environ 5 ans est estimée pour cet événement. Cette crue a eu lieu après les travaux et ont cependant généré des dommages. On peut cependant remarquer dans les cartographies d'inondation que l'enveloppe reproduit correctement les zones inondées à l'exception des zones situées le long des cours d'eau. En effet, il n'y a eu que peu de dégâts lors de cet événement alors que l'enveloppe indique des dégâts plus importants.

3.1.4. CARTOGRAPHIE DES INONDATIONS

Les cartes suivantes présentent l'enveloppe de l'inondation avec les différentes combinaisons. La cartographie est basée sur un croisement entre les niveaux d'eau et le niveau du terrain naturel. Ainsi certaines zones protégées par exemple par des murets sont considérées comme inondables car le niveau du terrain derrière ces murets est inférieur au niveau de l'eau.

Ces cartes surestiment donc légèrement l'étendue qui pourrait être observée pour des événements similaires. Cependant les écoulements vers des zones « protégées » peuvent également se produire par l'intermédiaire des réseaux par exemple. Ceux-ci ne sont cependant pas reproduits par le modèle hydraulique.

Il est donc préférable de surestimer légèrement l'étendue de l'inondation plutôt que de la sous-estimer. L'analyse cout bénéfice présentée dans le chapitre 3.2 intègre l'étendue de la zone inondable pour estimer les dommages. Ainsi, si celle-ci est surestimée, les dommages conséquents le sont aussi.

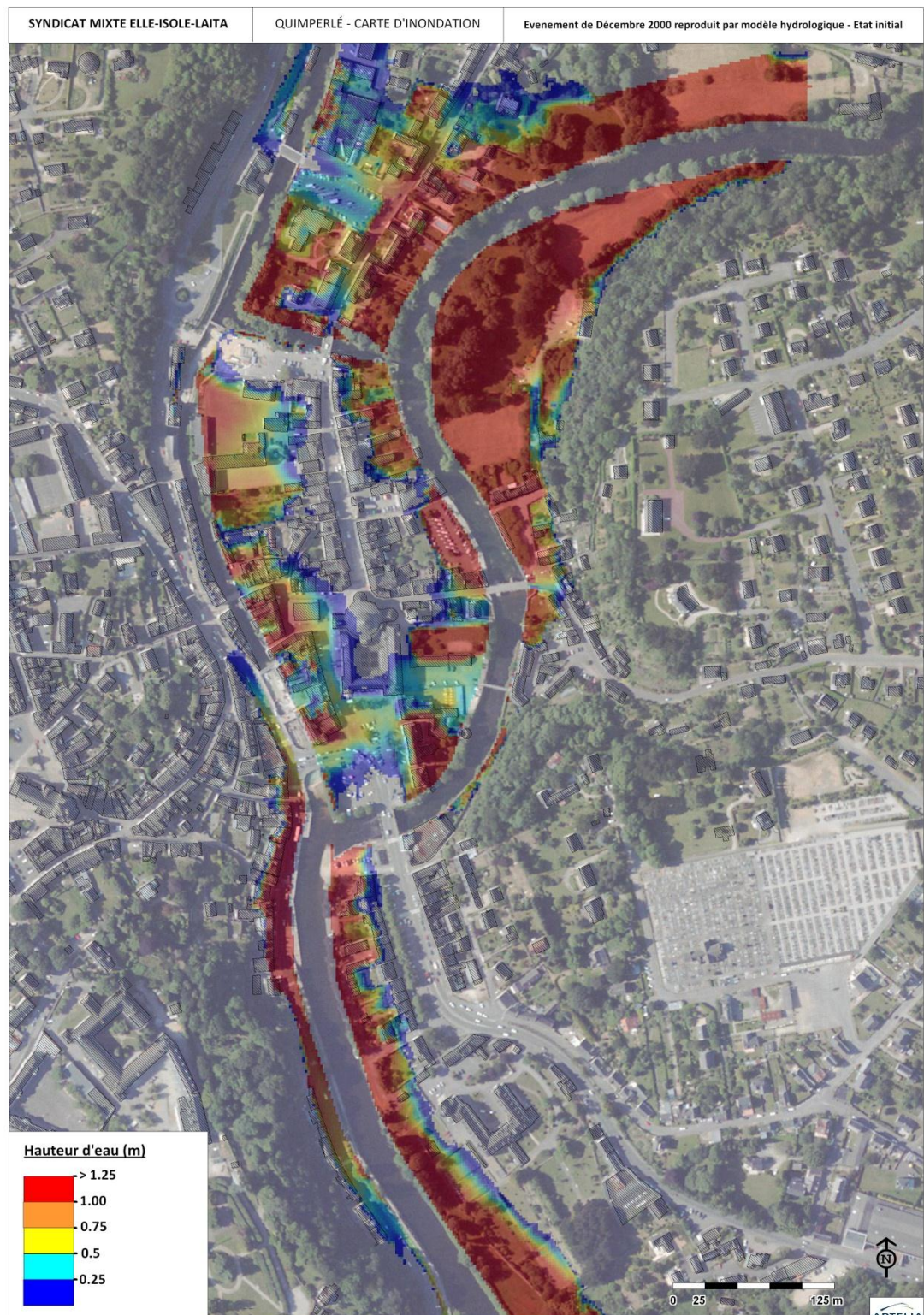


Fig. 36. ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2000 (ETAT INITIAL)

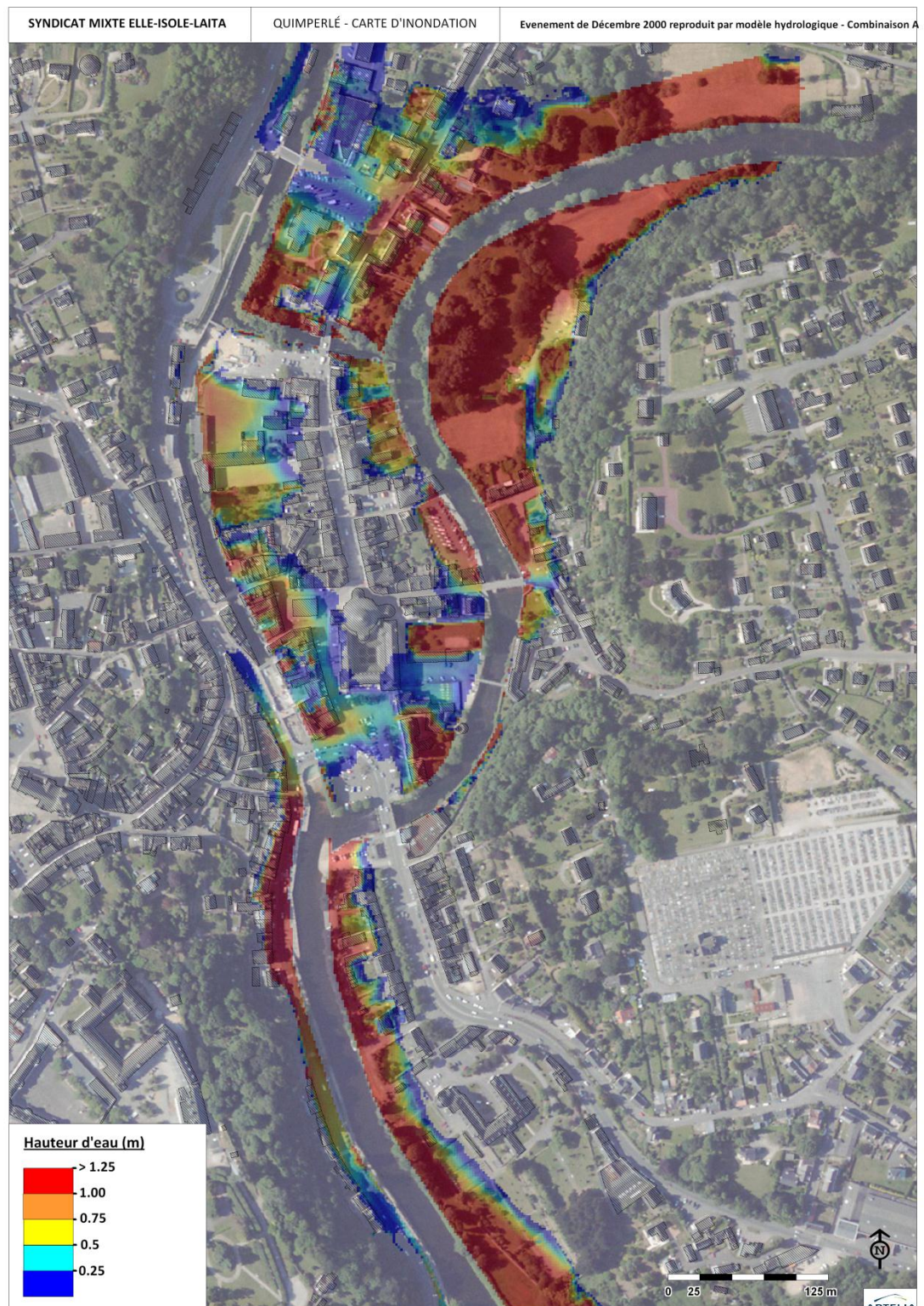


Fig. 37. ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2000 (COMBINAISON A)

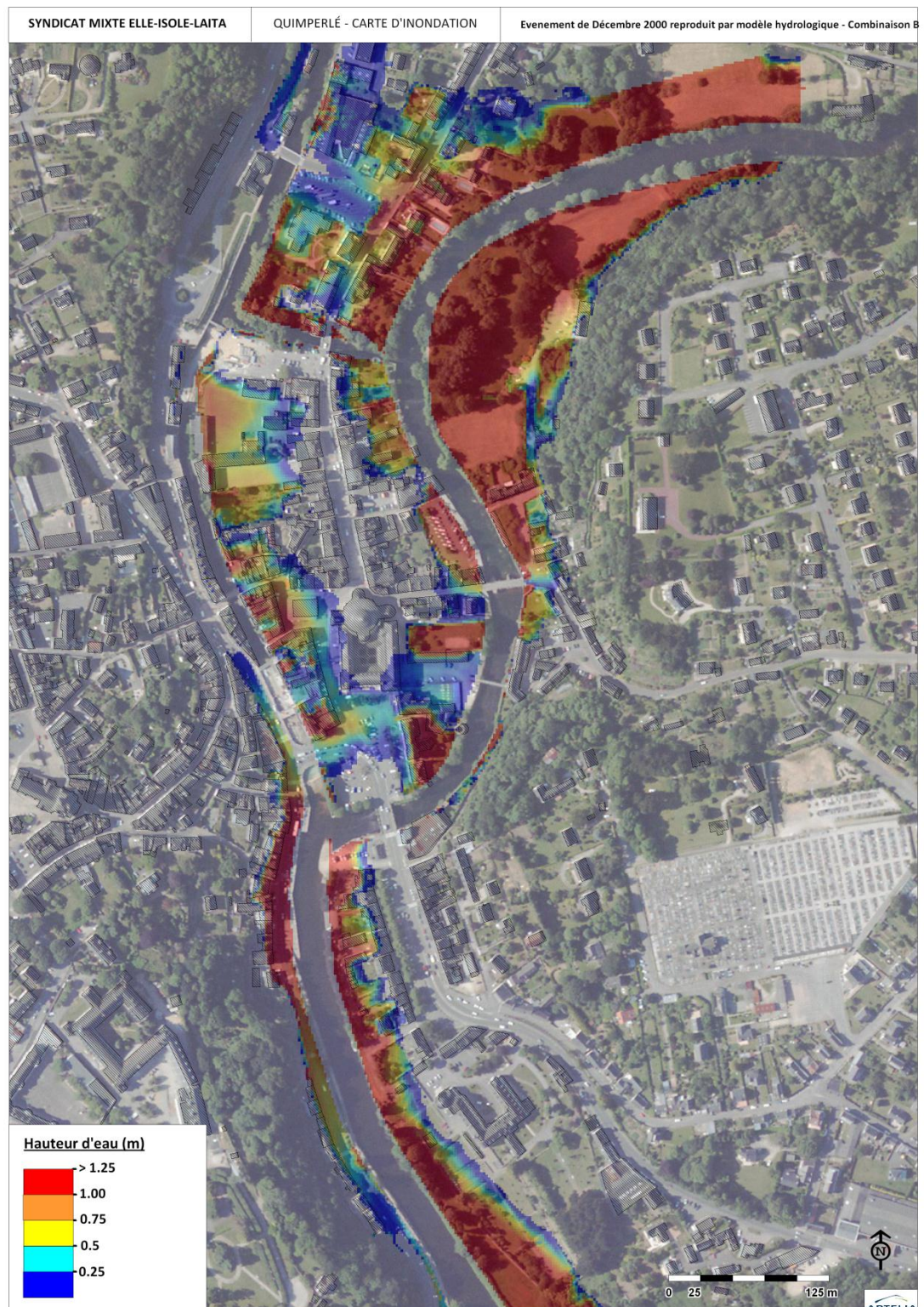


Fig. 38. ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2000 (COMBINAISON B)

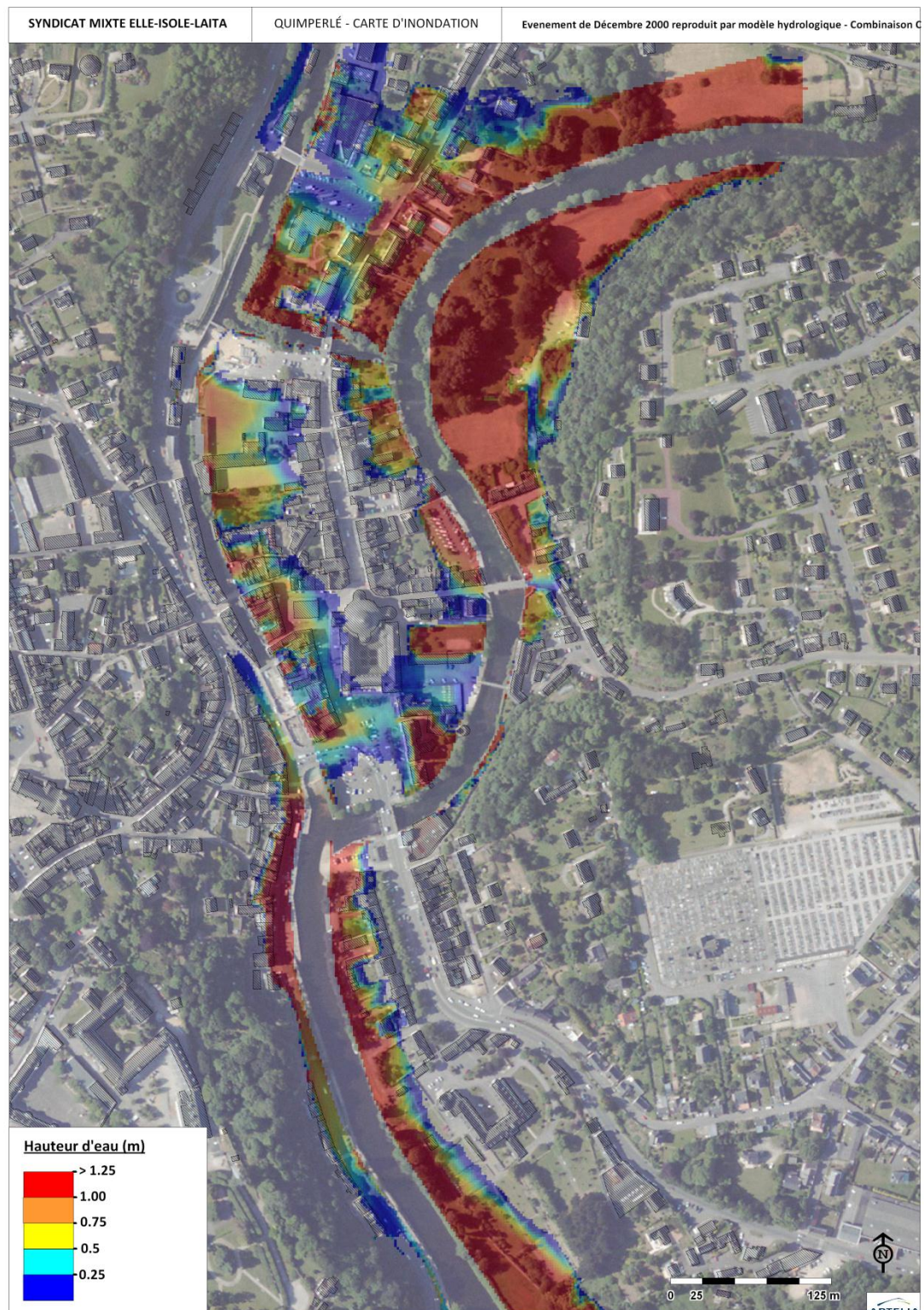


Fig. 39. ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2000 (COMBINAISON C)

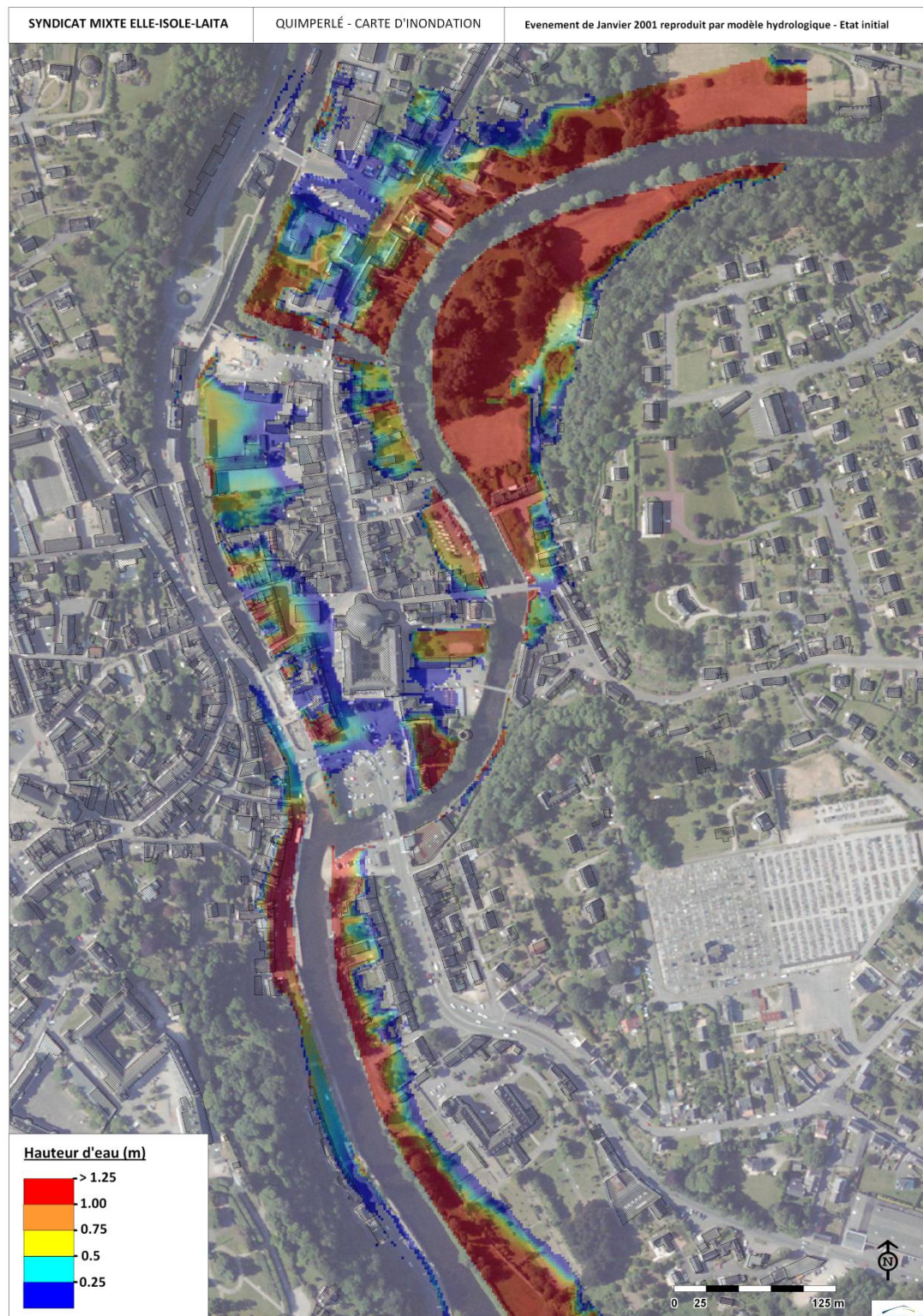


Fig. 40. ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001 (ETAT INITIAL)

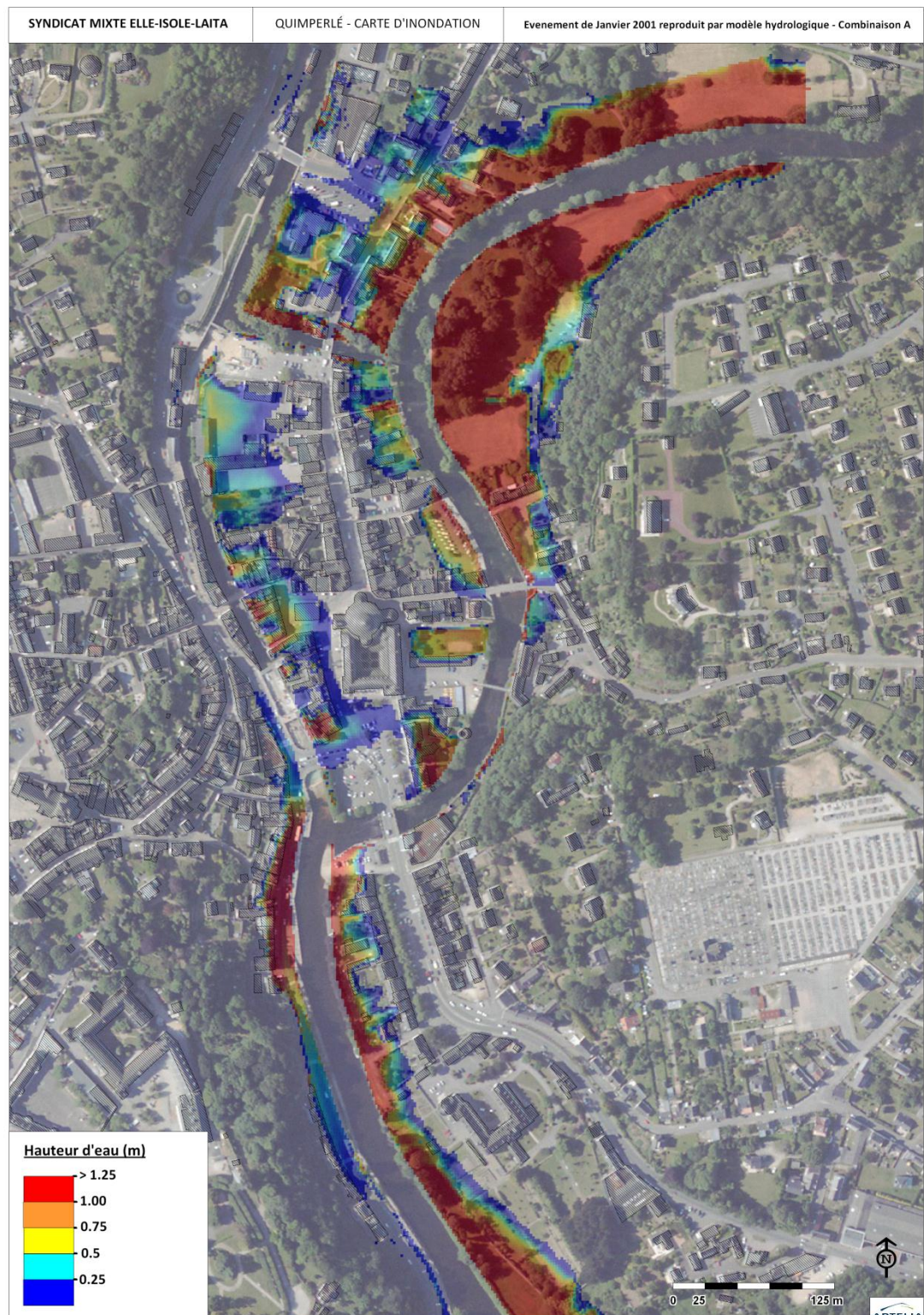


Fig. 41. ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001 (COMBINAISON A)

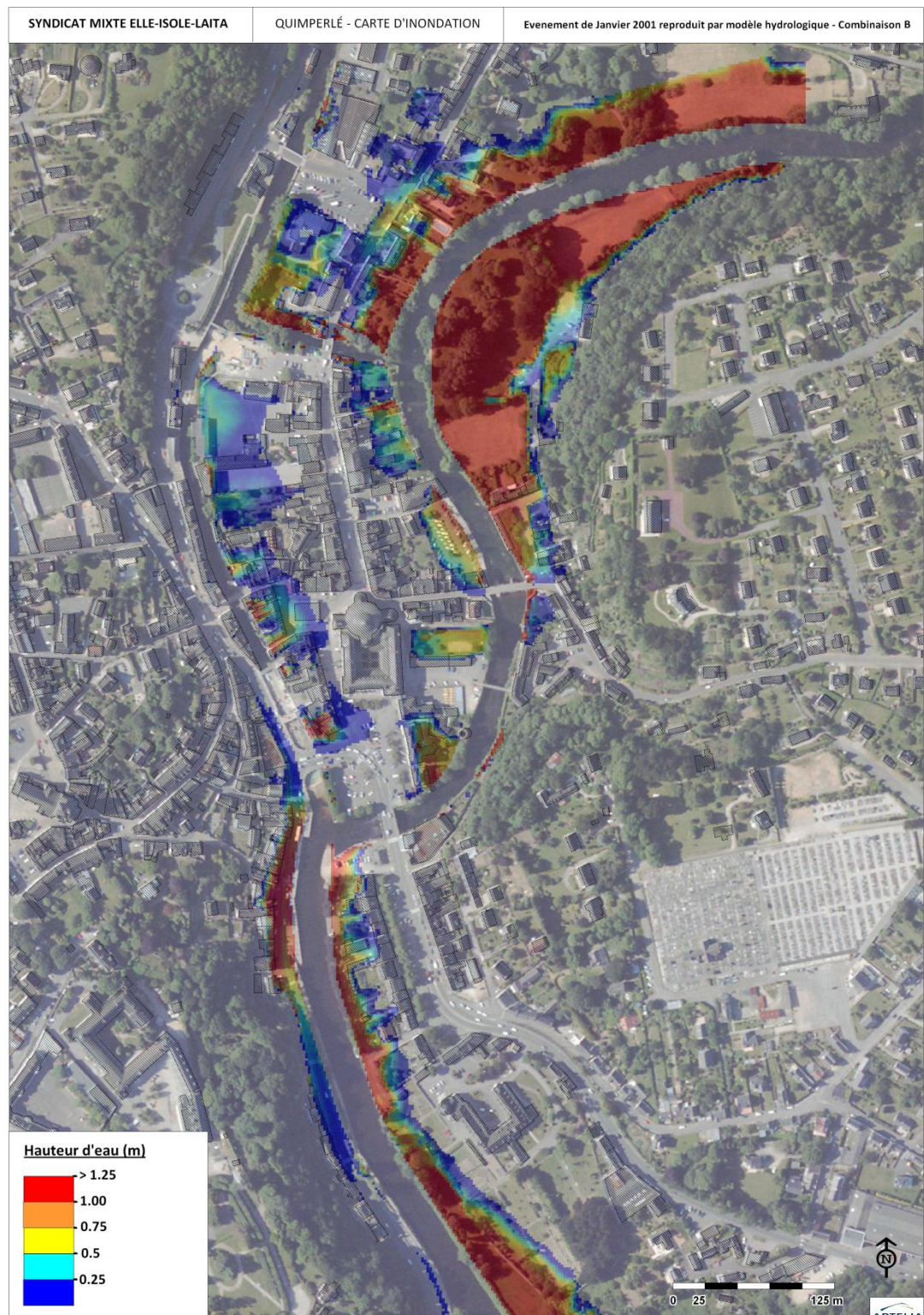


Fig. 42. ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001 (COMBINAISON B)

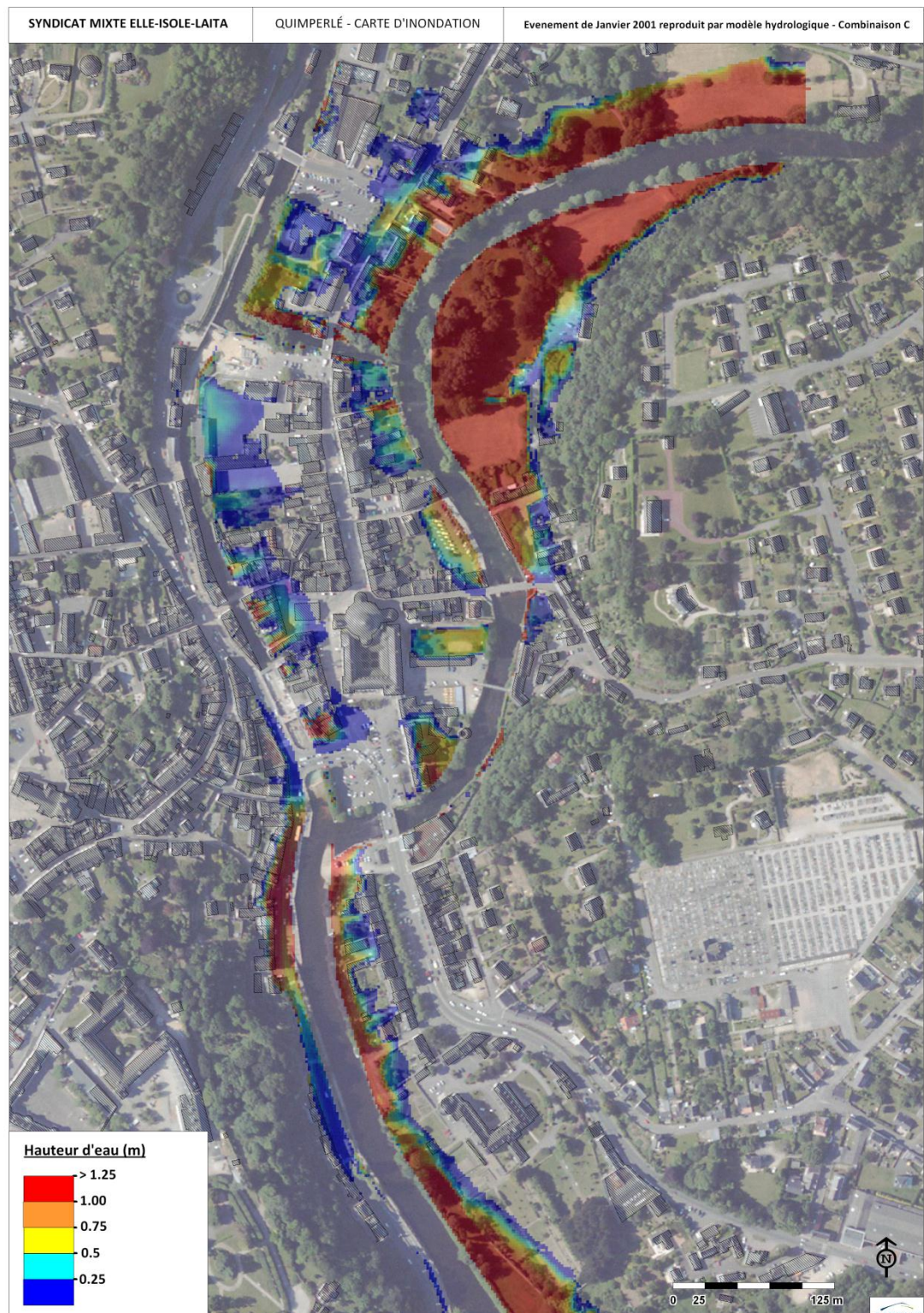


Fig. 43. ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001 (COMBINAISON C)

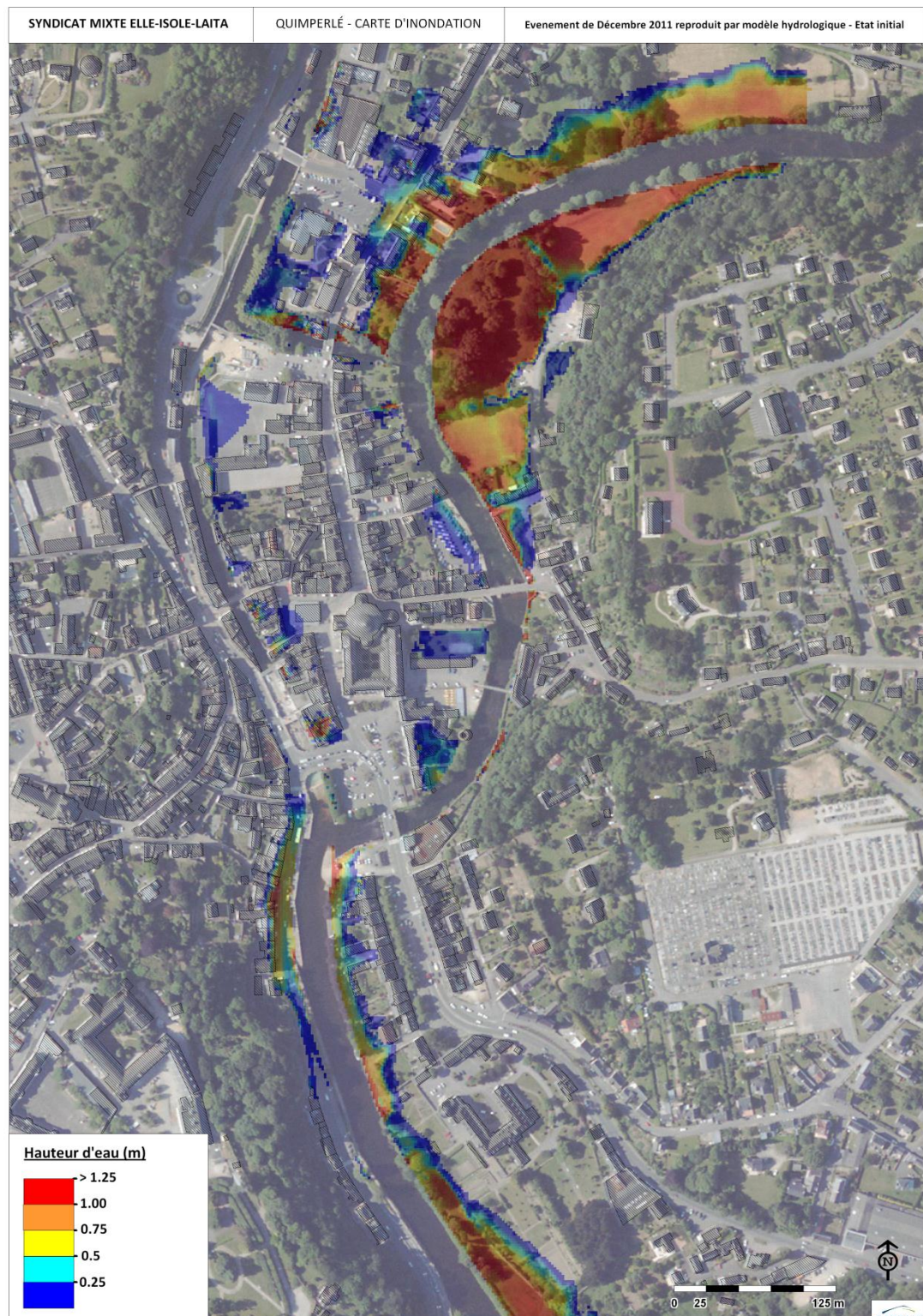


Fig. 44. ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2011 (ETAT INITIAL)

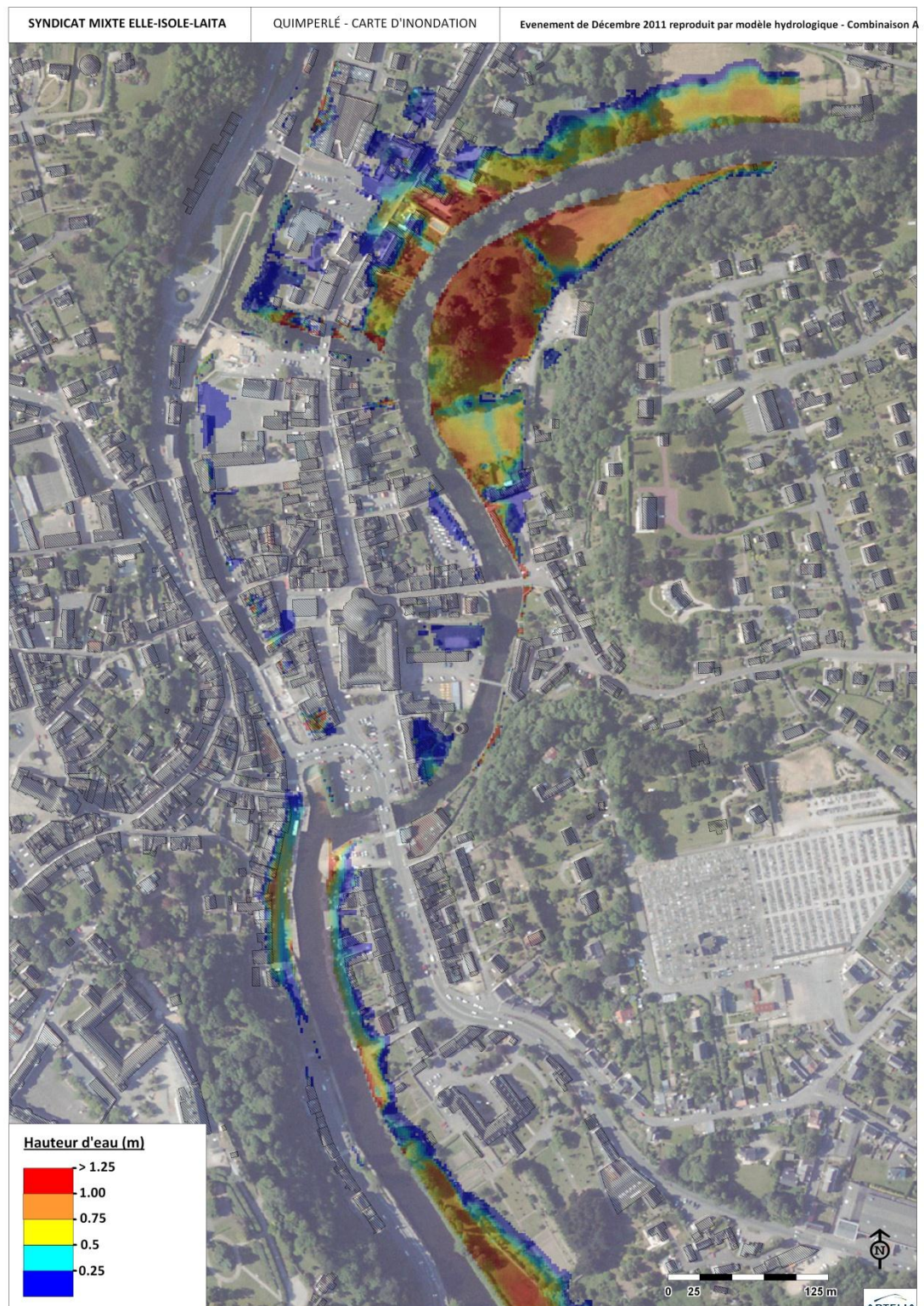


Fig. 45. ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2011 (COMBINAISON A)

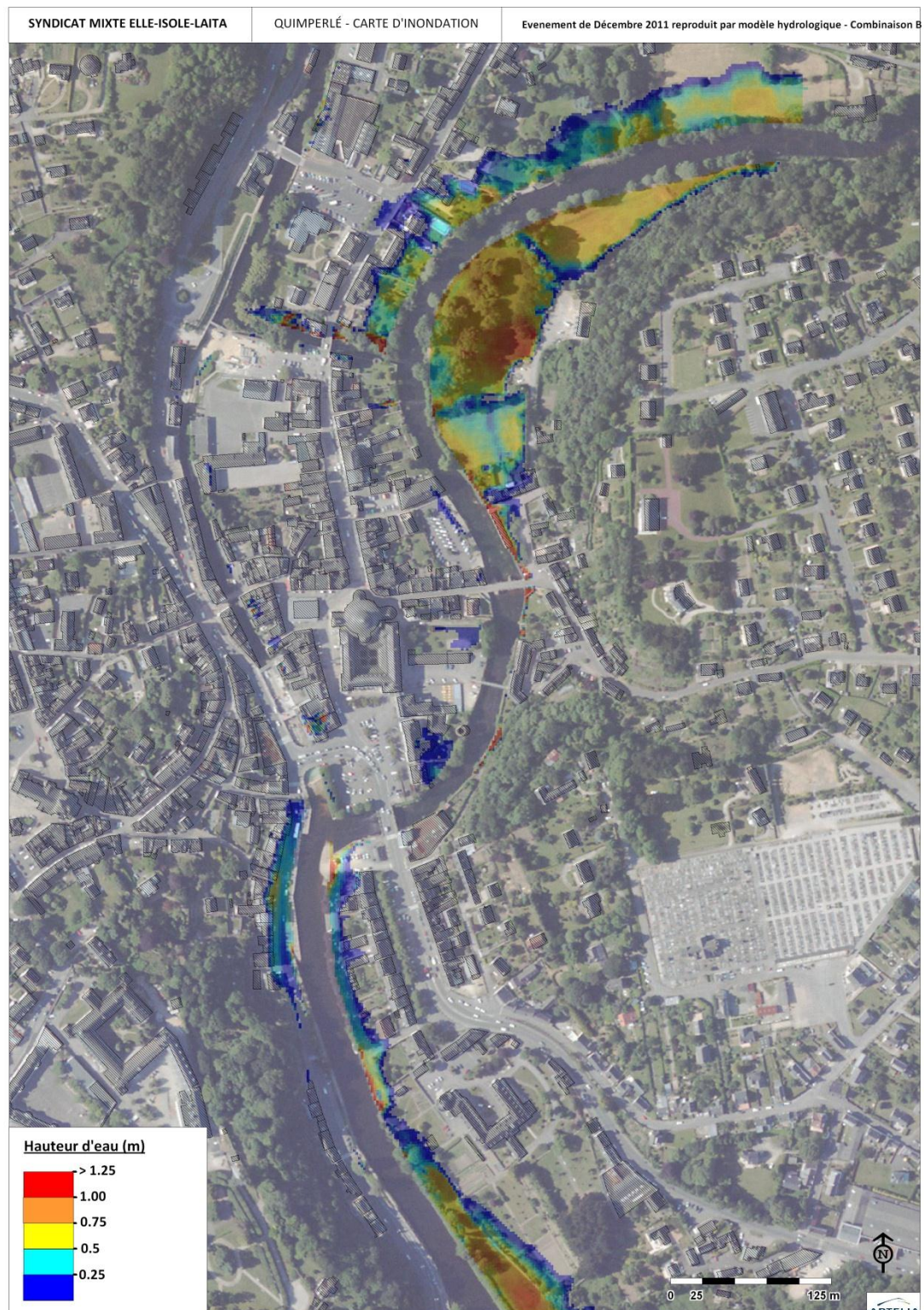


Fig. 46. ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2011 (COMBINAISON B)

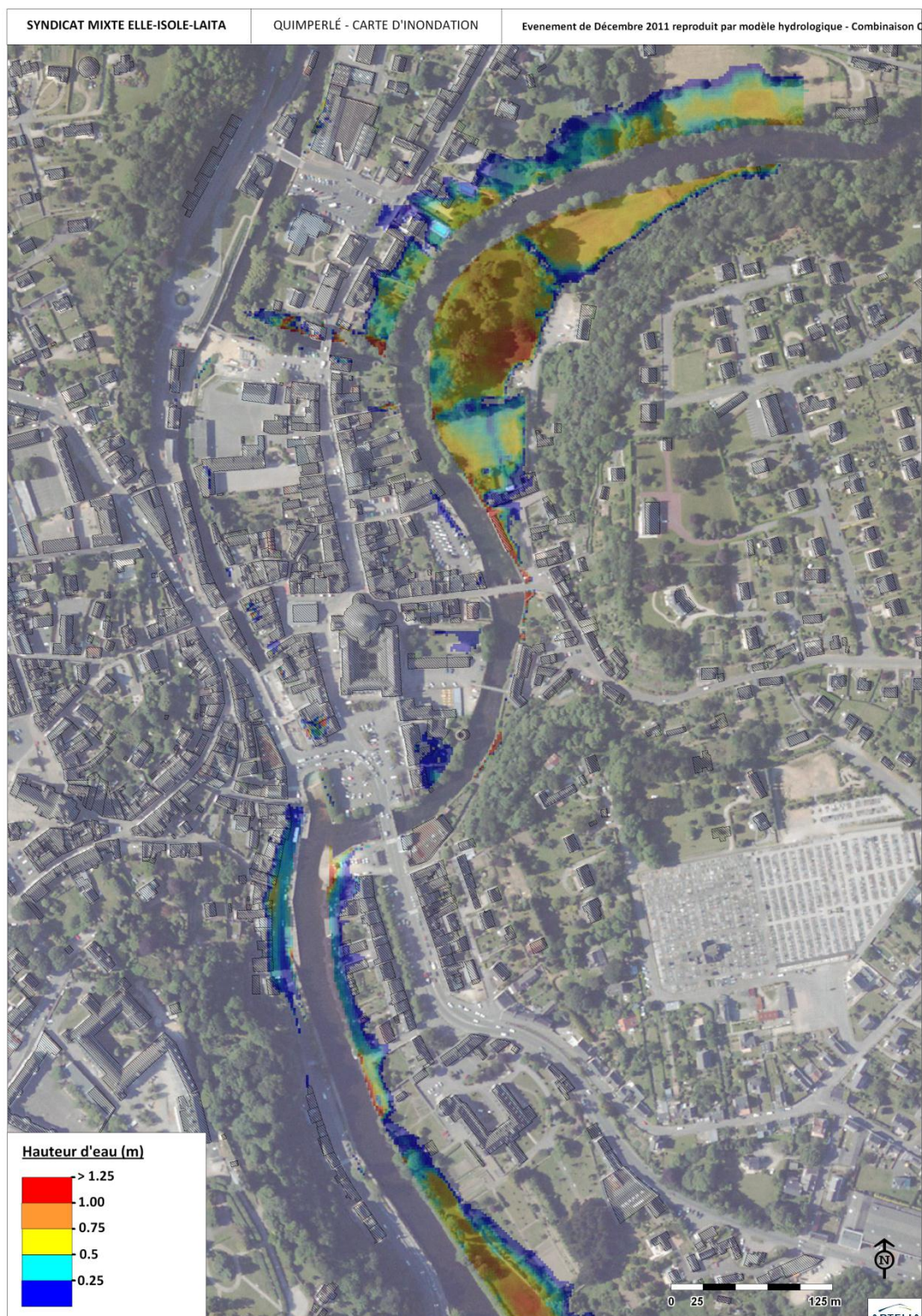


Fig. 47. ZONE INONDEE POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2011 (COMBINAISON C)

Les résultats des cartes précédentes indiquent une très faible différence entre les combinaisons B et C

3.1.5. IMPACT EN TERME DE NIVEAUX D'EAU SUR QUIMPERLE

Trois sites ont été étudiés sur Quimperlé :

- Pont Lovignon sur l'Ellé
- Pont Isole (Pont Salé) sur l'Isole
- Confluence Isole/Ellé

Ces trois sites sont indépendants et reproduisent donc l'impact obtenu par les ouvrages de ralentissement dynamique sur les trois cours d'eau (Ellé, Isole et Laïta).

Tabl. 37 - **NIVEAU D'EAU (M IGN69) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2000**

Site	Condition initiale	Combinaison A	Combinaison B	Combinaison C
Confluence	5.238	5.084	5.067	5.066
Pont Lovignon	6.089	5.822	5.814	5.815
Pont Isole	6.132	6.014	6.008	6.011

A la vue des résultats de ce tableau, il est nécessaire de repréciser que l'événement modélisé est de « type 2000 » et ne reproduit pas l'événement de 2000. En effet, la topographie et la bathymétrie représentent les conditions actuelles et non celles de 2000 (avant les travaux). De plus l'hydrologie est légèrement différente car, elle est basée sur les résultats du modèle hydrologique légèrement différents des débits observés lors de cet événement. Ainsi, on observe à la confluence une hauteur de 5.238 alors que la hauteur observé en 2000 était de l'ordre de 5.90m (IGN69). Ces résultats montrent d'ailleurs que les travaux avaient permis de réduire considérablement les hauteurs d'eau à Quimperlé.

Tabl. 38 - **GAIN (CM) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2000**

Site	Combinaison A	Combinaison B	Combinaison C
Confluence	15.4	17.1	17.2
Pont Lovignon	26.7	27.5	27.4
Pont Isole	11.8	12.4	12.1

Tabl. 39 - **NIVEAU D'EAU (M IGN69) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2001**

Site	Condition initiale	Combinaison A	Combinaison B	Combinaison C
Confluence	4.799	4.692	4.549	4.532
Pont Lovignon	5.479	5.331	5.161	5.141
Pont Isole	5.741	5.630	5.461	5.435

Tabl. 40 - **GAIN (CM) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2001**

Site	Combinaison A	Combinaison B	Combinaison C
Confluence	10.7	25.0	26.7
Pont Lovignon	14.8	31.8	33.8
Pont Isole	11.1	28.0	30.6

Tabl. 41 - **NIVEAU D'EAU (M IGN69) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2011**

Site	Condition initiale	Combinaison A	Combinaison B	Combinaison C
Confluence	4.166	4.060	3.905	3.895
Pont Lovignon	4.636	4.495	4.336	4.333
Pont Isole	5.066	4.911	4.477	4.469

Tabl. 42 - **GAIN (CM) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2011**

Site	Combinaison A	Combinaison B	Combinaison C
Confluence	10.6	26.1	27.1
Pont Lovignon	14.1	30	30.3
Pont Isole	15.5	58.9	59.7

On remarque ainsi le faible impact de la Combinaison C par rapport à la combinaison B (moins de 3 cm dans le meilleur des cas).

On remarque de plus qu'il y a un effet de remous plus important sur l'Ellé que sur l'Isole. En effet l'ouvrage en aval de l'Isole crée une rupture dans la ligne d'eau.

Ces trois sites sont également représentés en termes de profil en travers ce qui permet une meilleure visualisation. Les profils correspondant aux trois combinaisons ainsi que l'état actuel sont présentées sur chaque figure à l'aide des couleurs suivantes :

- Noir : Etat actuel
- Bleu : Combinaison A
- Rouge : Combinaison B
- Vert : Combinaison C

a) Evènement de Décembre 2000

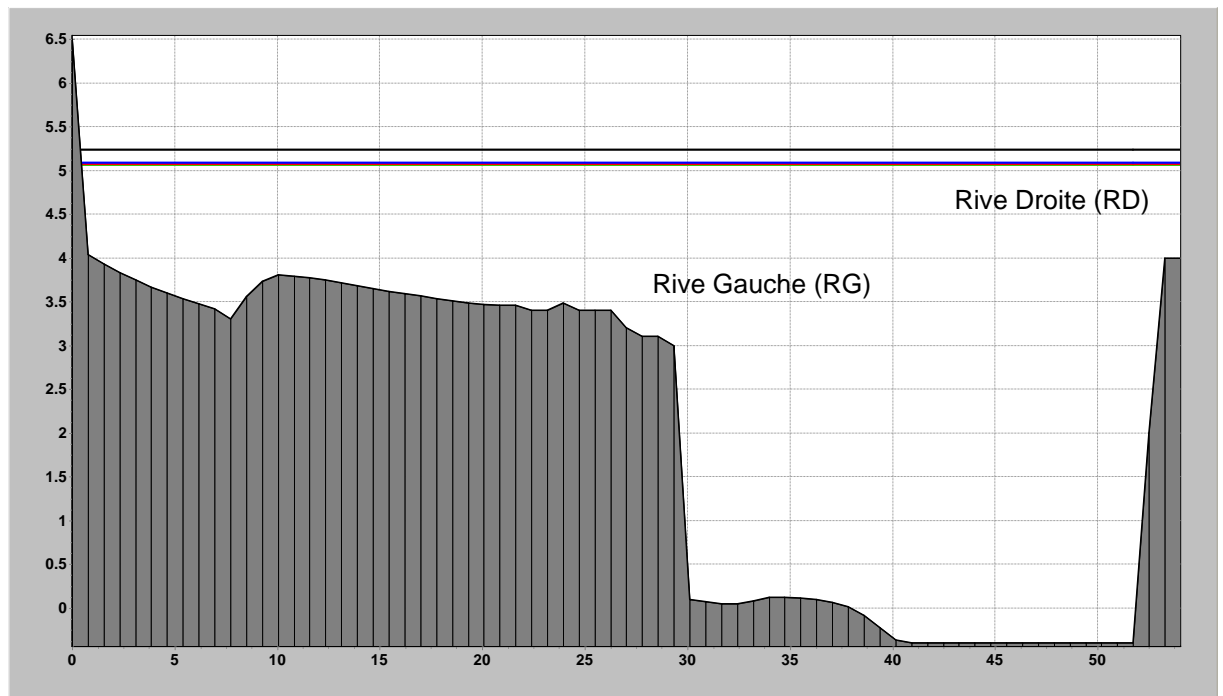


Fig. 48. PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DE LA CONFLUENCE (2000)

Les combinaisons A, B et C sont presque identiques. Il y a une réduction d'environ 15 cm sur environ 2m d'eau en rive gauche.

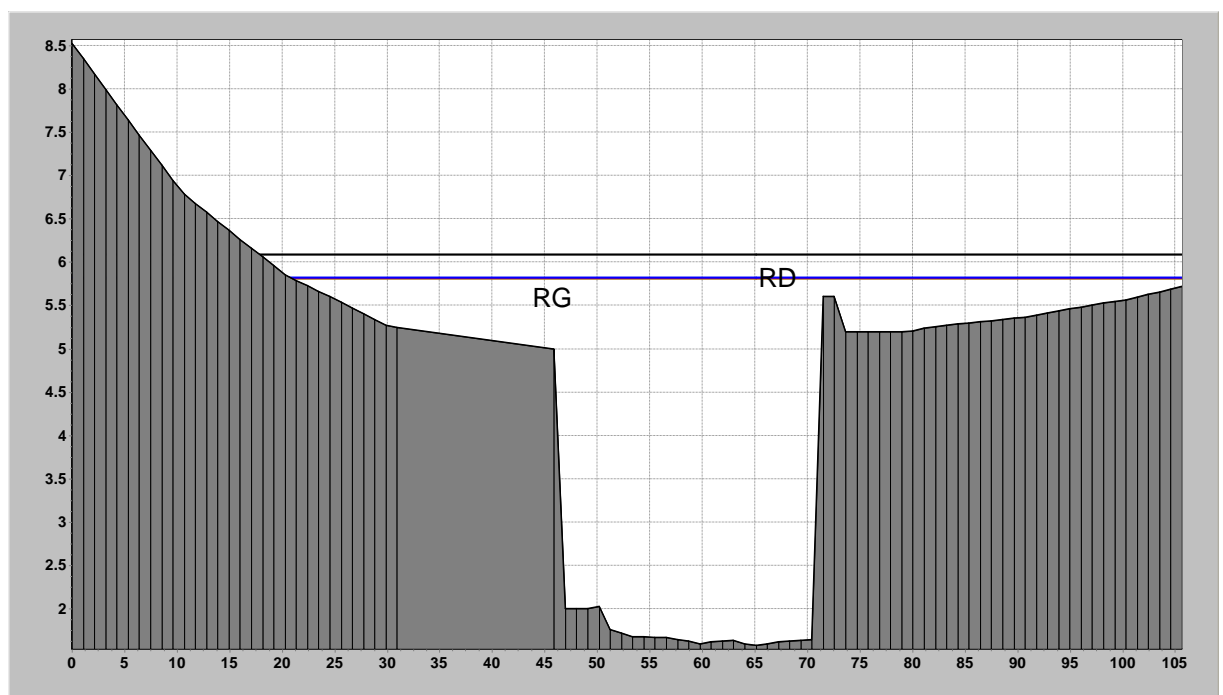


Fig. 49. PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DU PONT LOVIGNON (2000)

Les combinaisons A, B et C sont presque identiques. Il y a une réduction d'environ 30 cm sur presque 1.2m d'eau en rive gauche.

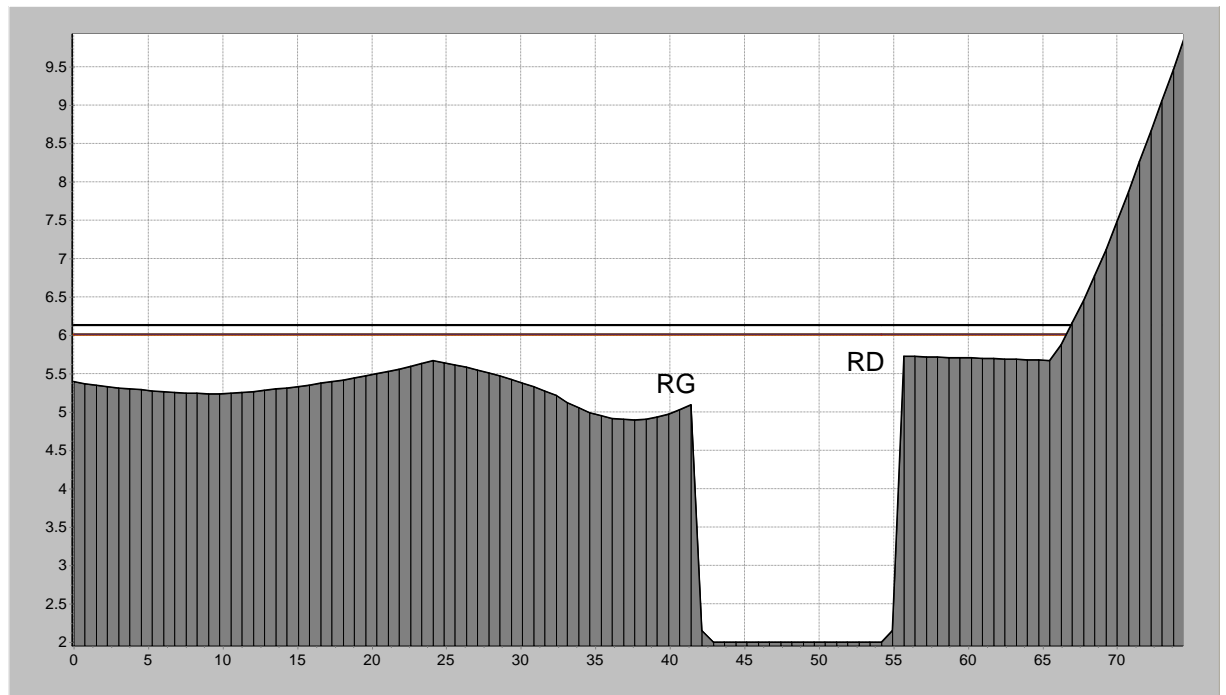


Fig. 50. PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DU PONT ISOLE (2000)

Les combinaisons A, B et C sont presque identiques. Il y a une réduction d'environ 12 cm sur presque 1m d'eau en rive gauche.

b) Evènement de Janvier 2001

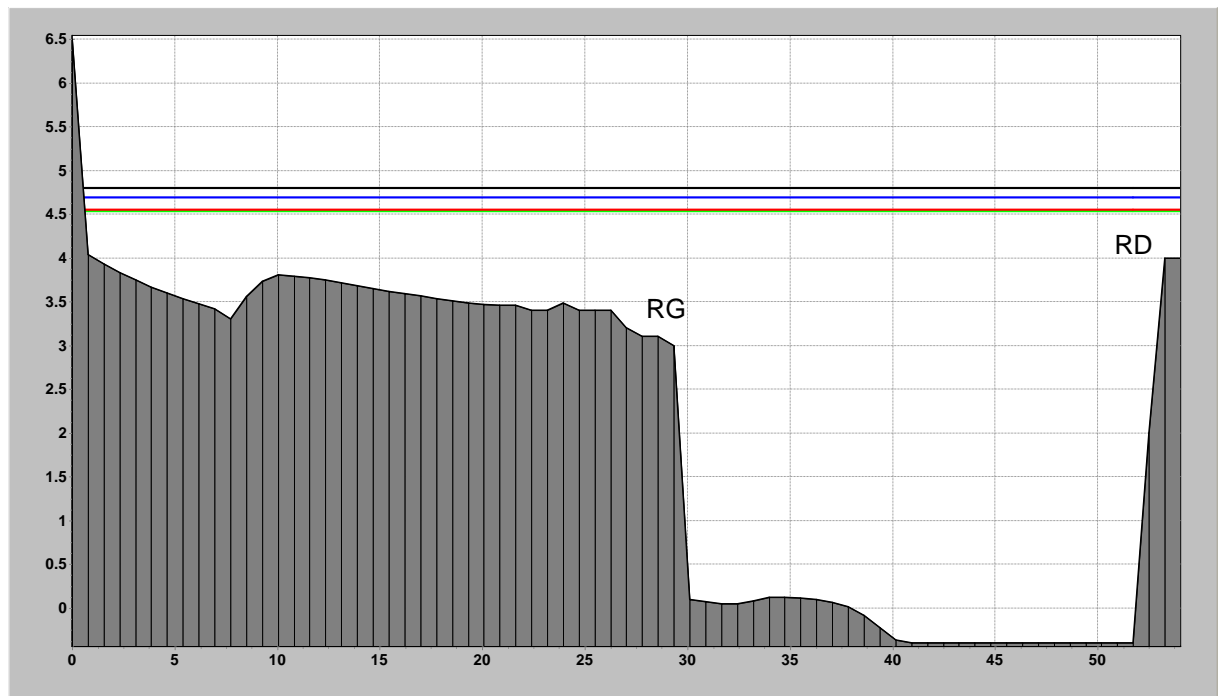


Fig. 51. PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DE LA CONFLUENCE (2001)

Les combinaisons B et C sont presque identiques. Il y a une réduction comprise entre 10 et 25 cm (en fonction de la combinaison) sur environ 1.5m d'eau en rive gauche.

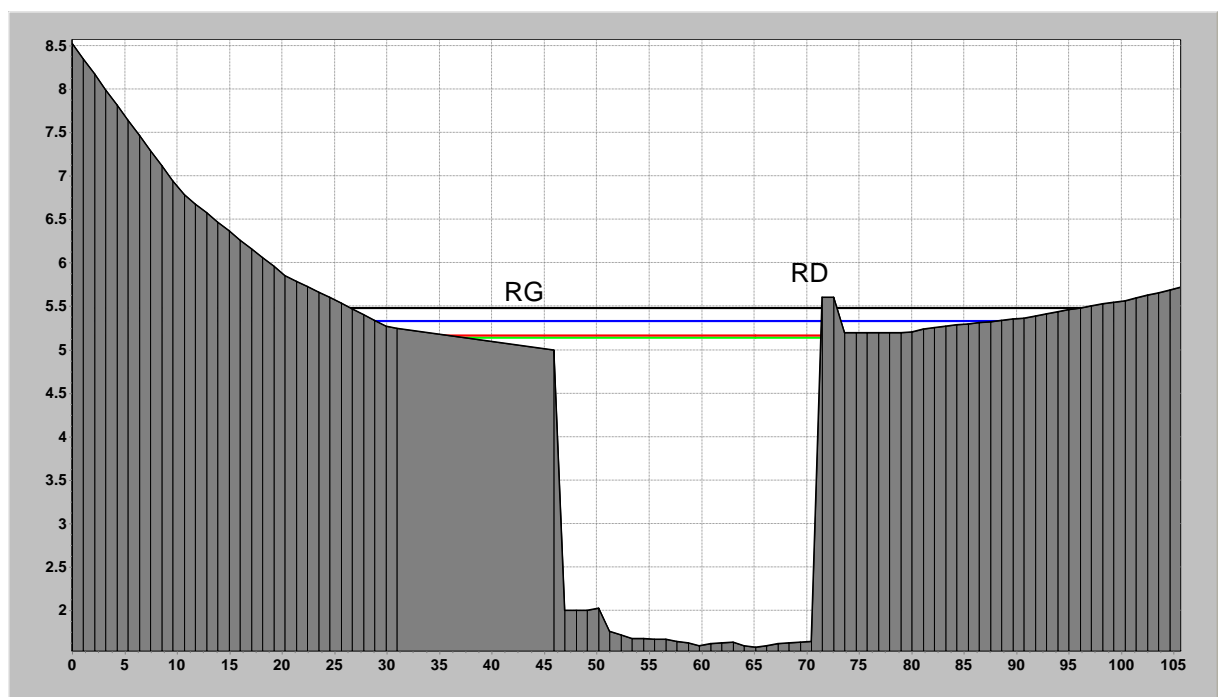


Fig. 52. PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DU PONT LOVIGNON (2001)

Les combinaisons B et C sont presque identiques. Il y a une réduction comprise entre 15 et 30cm (en fonction de la combinaison) sur environ 0.5m d'eau en rive gauche.

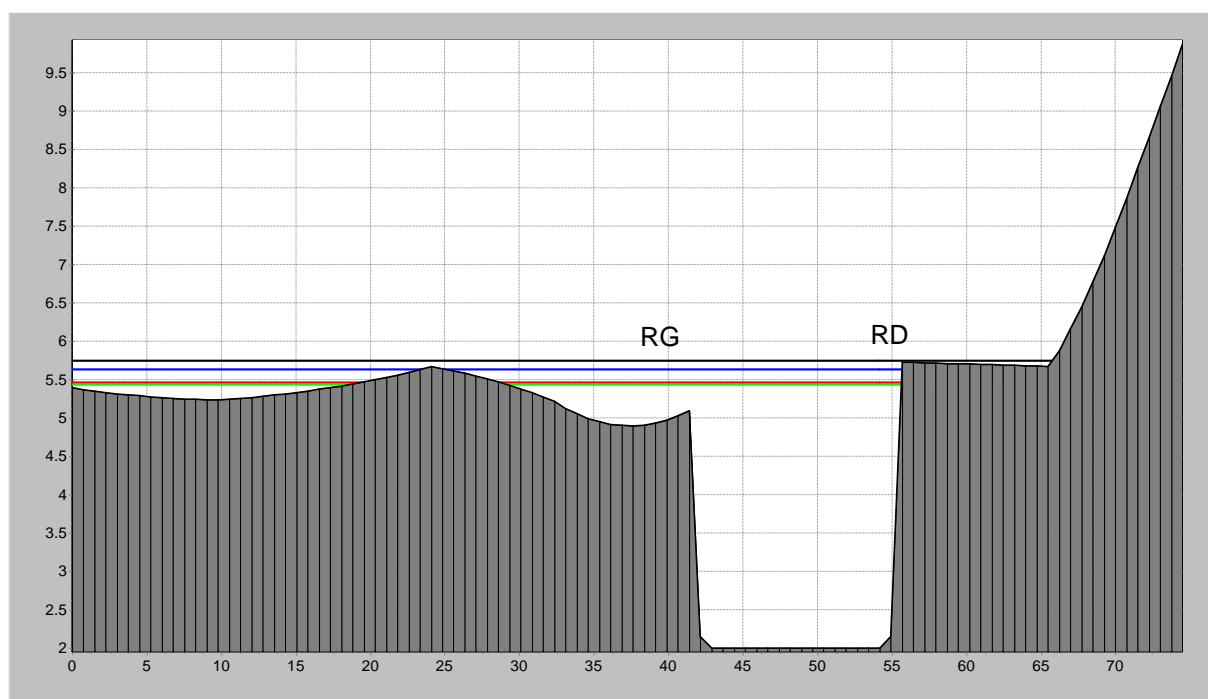


Fig. 53. PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DU PONT ISOLE (2001)

Les combinaisons B et C sont presque identiques. Il y a une réduction comprise entre 10 et 30cm (en fonction de la combinaison) sur environ 0.7m d'eau en rive gauche.

c) Evènement de Décembre 2011

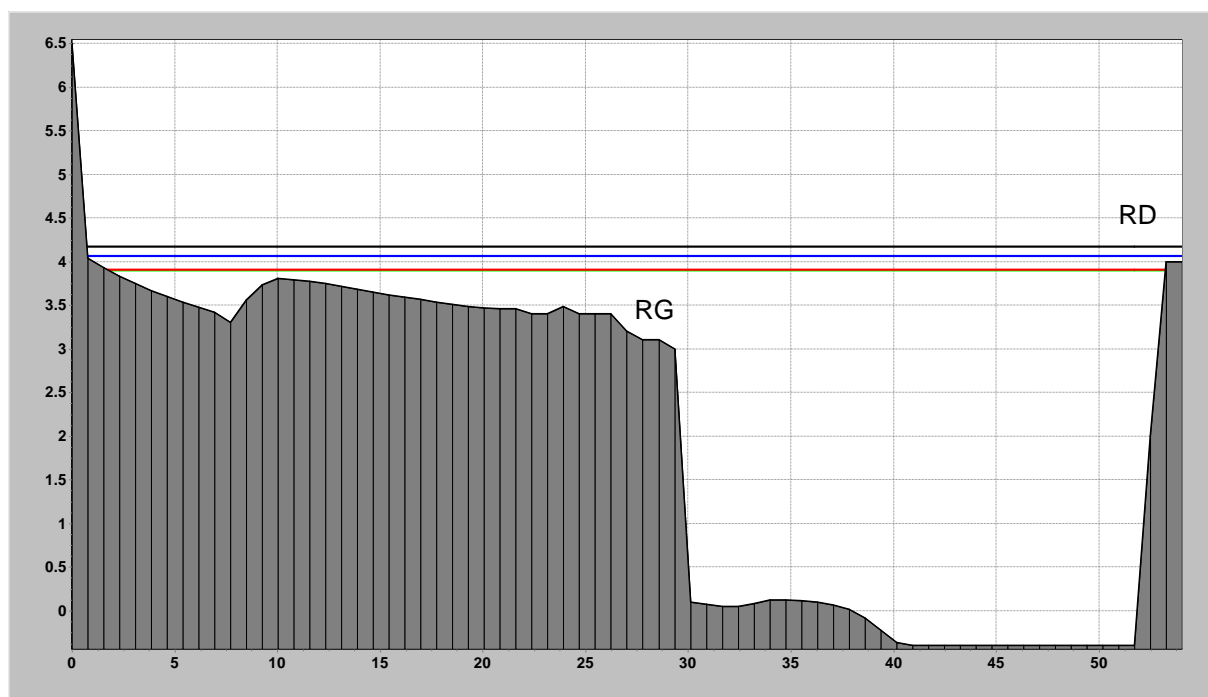


Fig. 54. PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DE LA CONFLUENCE (2011)

Les combinaisons B et C sont presque identiques. Il y a une réduction comprise entre 10 et 30cm (en fonction de la combinaison) sur environ 1.0m d'eau en rive gauche.

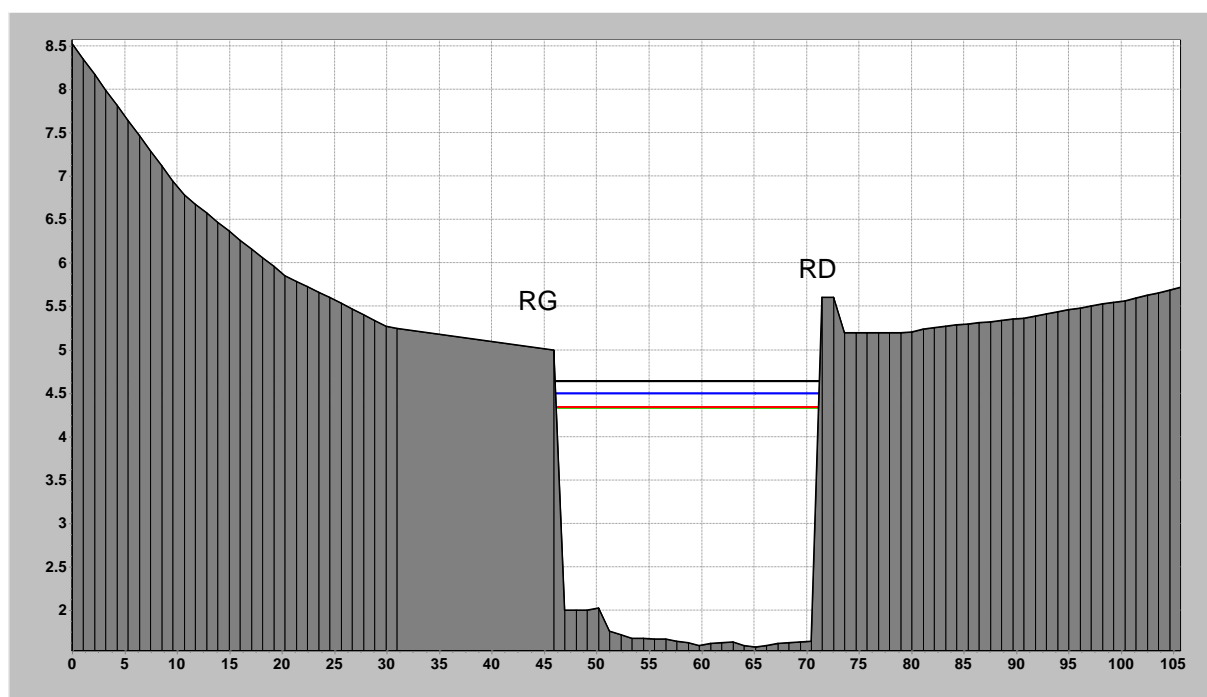


Fig. 55. PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DU PONT LOVIGNON (2011)

Les combinaisons B et C sont presque identiques. Il y a une réduction comprise entre 15 et 30cm (en fonction de la combinaison) mais sans qu'il y ait un débordement.

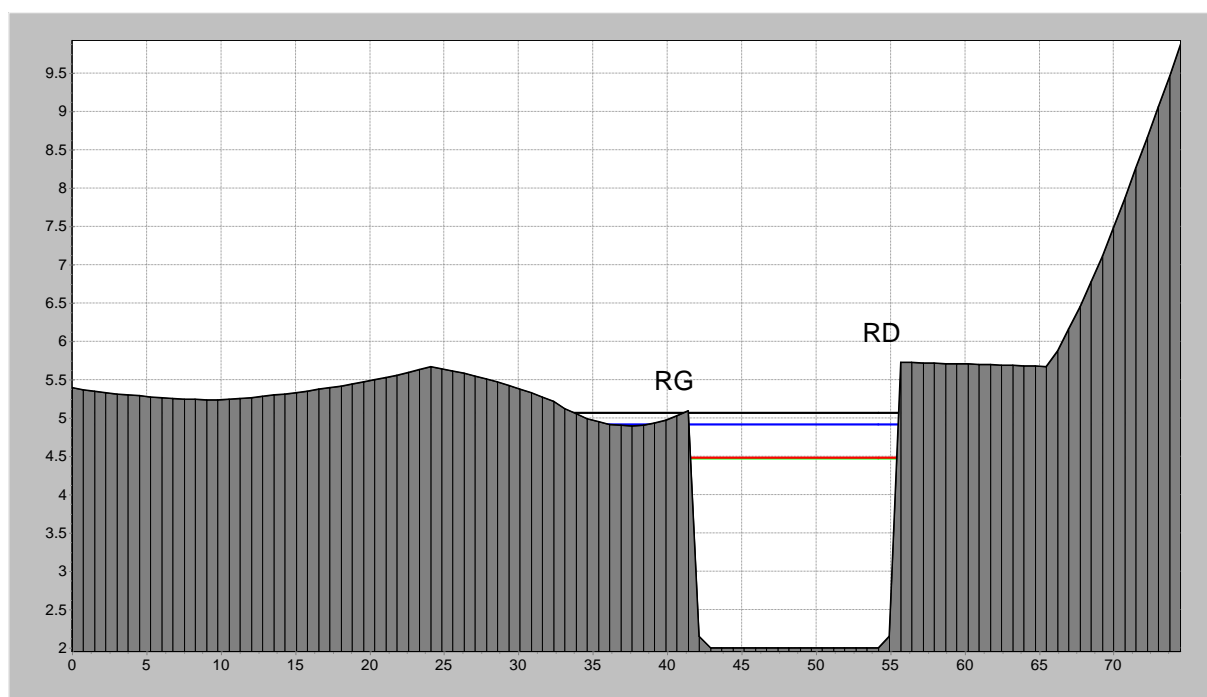


Fig. 56. PROFIL EN TRAVERS AU NIVEAU DU PONT ISOLE (2011)

Les combinaisons B et C sont presque identiques. Il y a une réduction comprise entre 15 et 60cm (en fonction de la combinaison) mais sans qu'il y ait un débordement.

3.1.6. IMPACT EN TERME DE NIVEAUX D'EAU SUR MAUDUIT ET GUERNALEZ

Des lignes d'eau ont été calculées pour les différentes combinaisons à Mauduit (papeteries) et Guernalez (Conserverie Morbihannaise) et ce pour les 3 événements.

Les tableaux suivants présentent le gain moyen sur la ligne d'eau à chaque site.

Tabl. 43 - **GAIN (CM) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2000**

Site	Combinaison A	Combinaison B	Combinaison C
Mauduit	0	13	17
Guernalez	25	25	25

Tabl. 44 - **GAIN (CM) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2001**

Site	Combinaison A	Combinaison B	Combinaison C
Mauduit	0	49	63
Guernalez	62	62	62

Tabl. 45 - **GAIN (CM) POUR L'EVENEMENT DE TYPE 2011**

Site	Combinaison A	Combinaison B	Combinaison C
Mauduit	0	56	64
Guernalez	40	40	40

Les lignes d'eau sont présentées dans les figures suivantes.

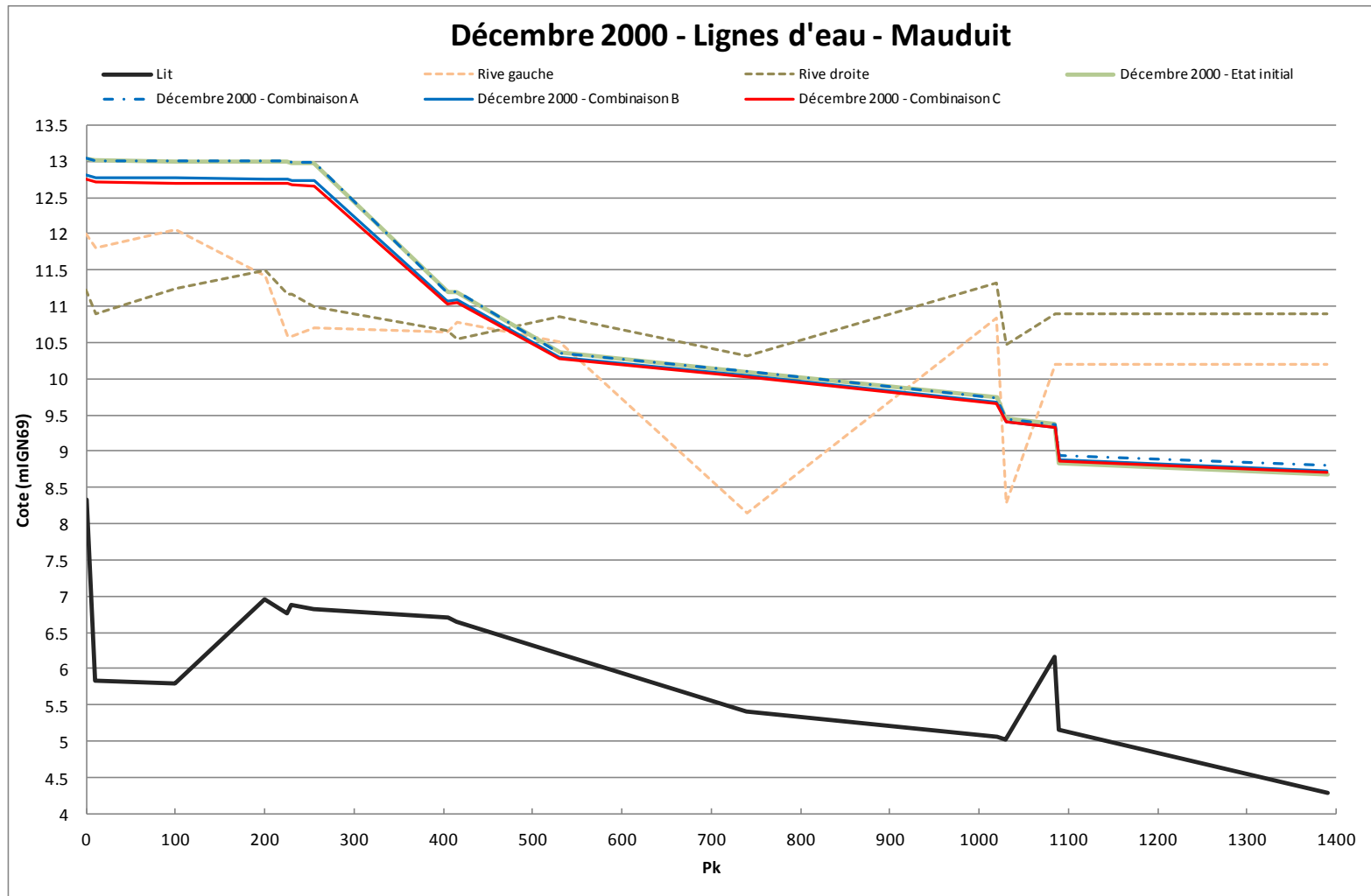


Fig. 57. LIGNE D'EAU A MAUDUIT POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2000

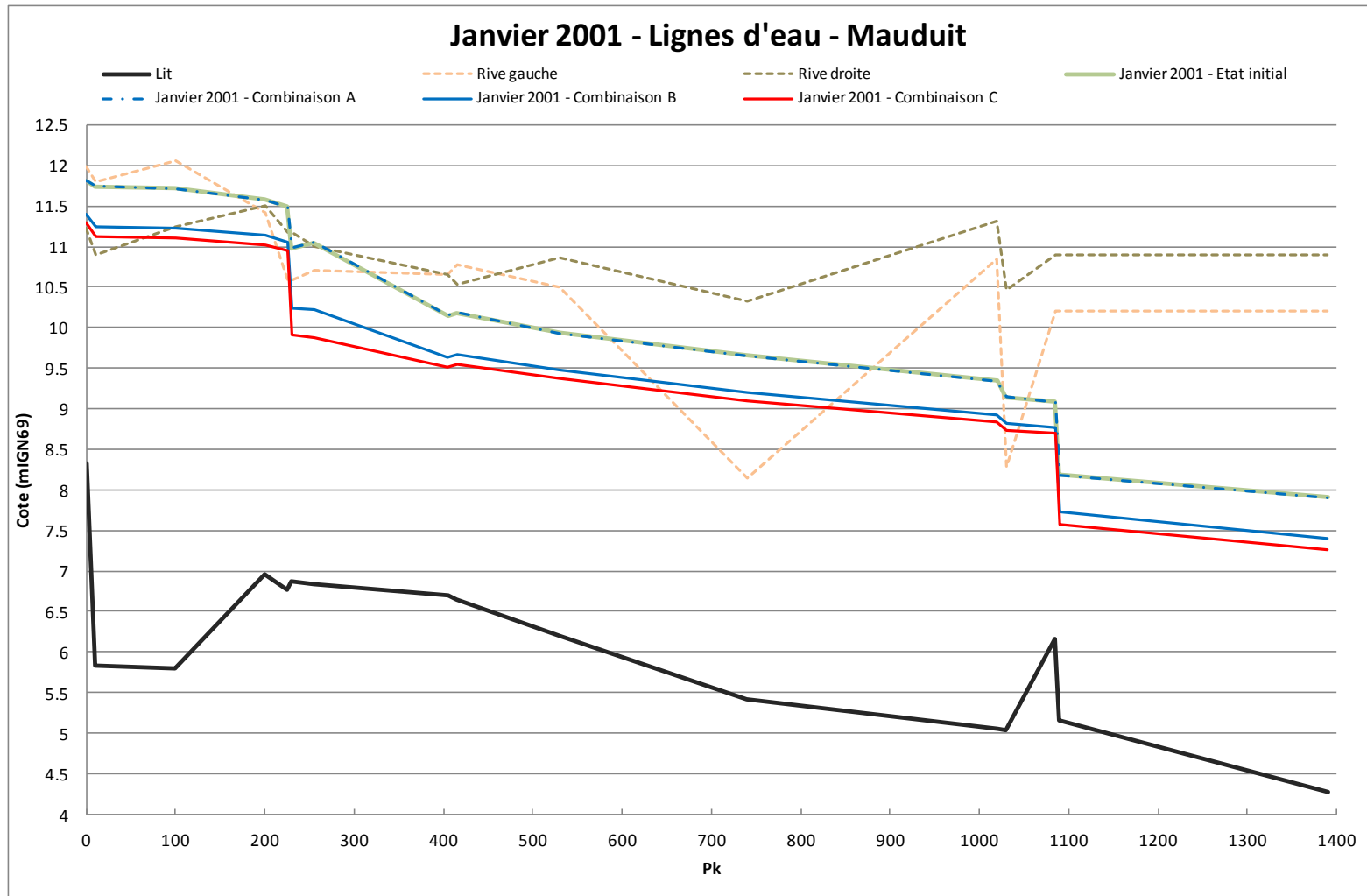


Fig. 58. LIGNE D'EAU A MAUDUIT POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001

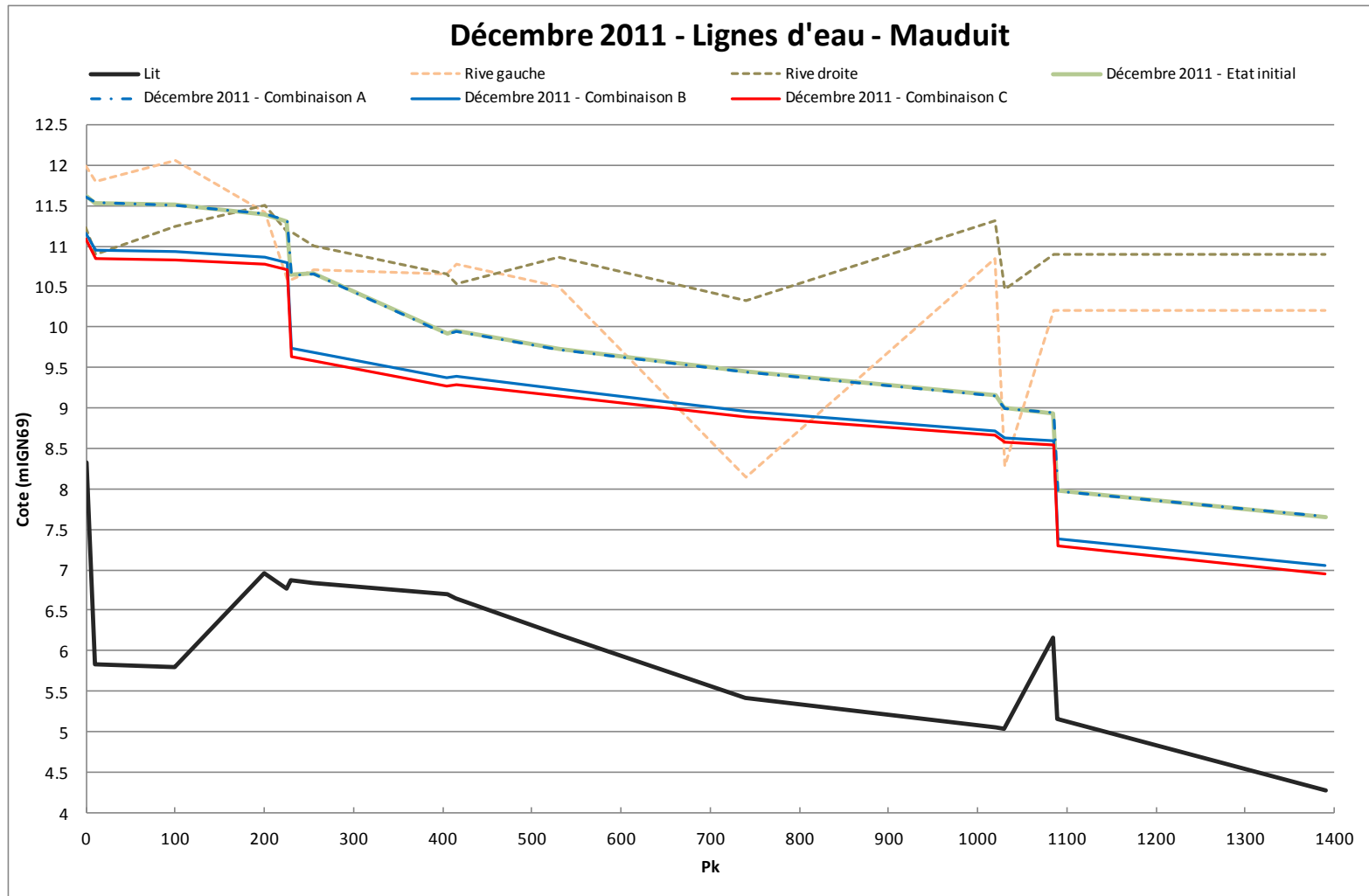


Fig. 59. LIGNE D'EAU A MAUDUIT POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2011

SYNDICAT MIXTE ELLE-ISOLE-LAITA

AMENAGEMENT DE RALENTISSEMENT DYNAMIQUE DE CRUES SUR LE BASSIN VERSANT DE L'ELLE-ISOLE-LAITA

PHASE 3 – BASSIN VERSANT DE L'ELLE-ISOLE-LAITA

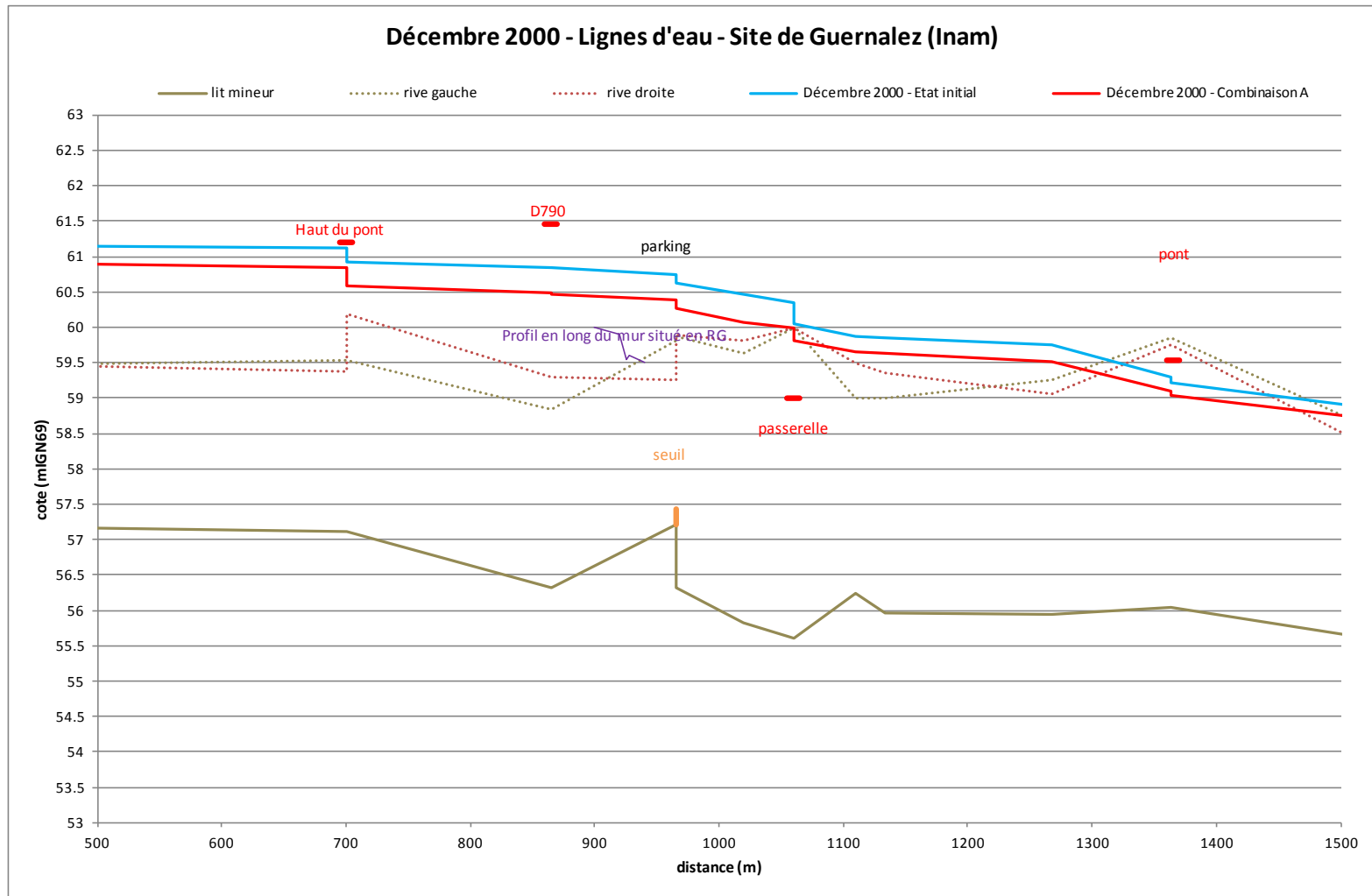


Fig. 60. LIGNE D'EAU A GUERNALEZ POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2000

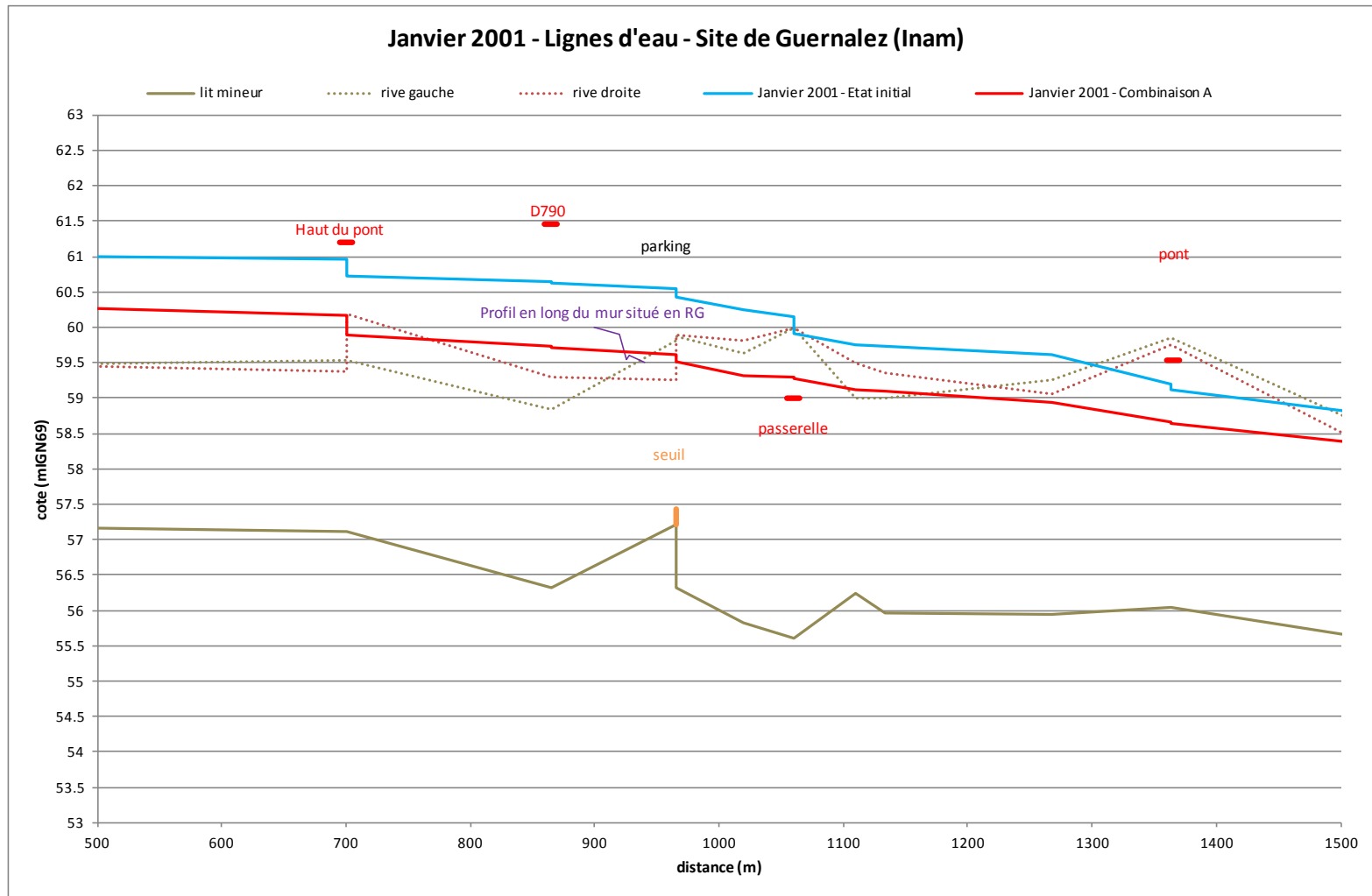


Fig. 61. LIGNE D'EAU A GUERNALEZ POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001

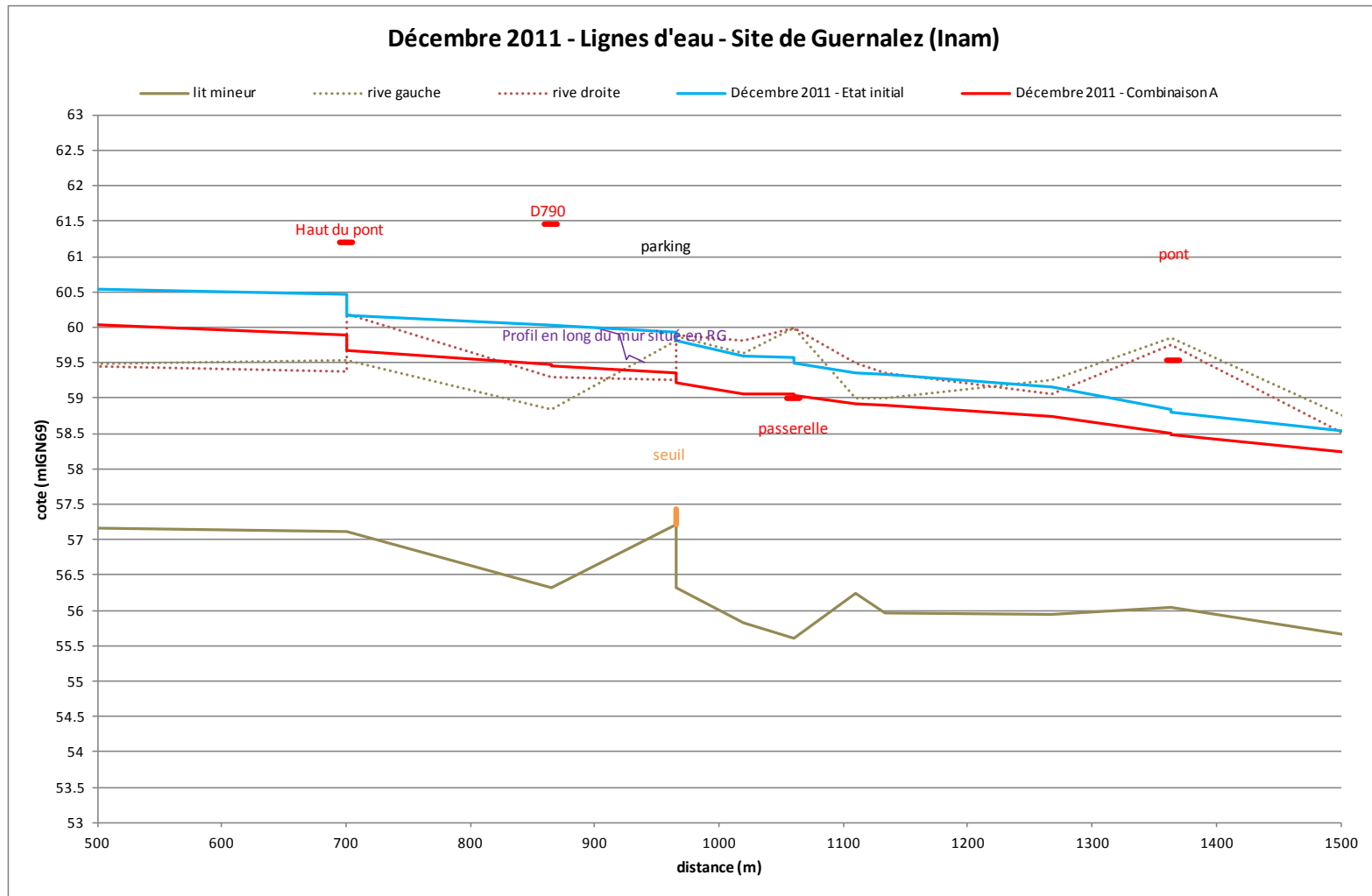


Fig. 62. LIGNE D'EAU A GUERNALEZ POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2011

Il est intéressant de noter que l'impact sur les papeteries de Mauduit a lieu pour les événements de 2001 et 2011. Cependant ces 2 événements n'ont pas causé de dégâts importants. En revanche, l'impact des retenues sur l'événement de 2000 qui a été sévère en termes de dégâts, est faible (de l'ordre de 10cm).

Ainsi, la construction des retenues est peu intéressante d'un point de vue hydraulique sur le fonctionnement et la sûreté des papeteries de Mauduit.

En revanche l'impact sur les conserveries de Guernalez est bien plus conséquent. On observe ainsi une réduction du niveau d'eau variant entre 30 et 70 cm pour 2000 et 2001 respectivement.

3.1.7. CONCLUSION SUR L'IMPACT HYDRAULIQUE

L'ensemble de ces tests a démontré que la mise en place d'ouvrages de ralentissement dynamique ne permettait pas d'éviter les inondations sur les secteurs à enjeux et Quimperlé en particulier.

La Combinaison C (ajout du site de ralentissement 1 par rapport à la combinaison B) a un impact très limité. Ainsi, il n'est pas utile de la conserver dans l'analyse.

Cependant, même si une protection par rapport aux inondations ne peut être assurée jusqu'à un événement de type 2000, il peut toujours être économiquement intéressant de les construire. L'Analyse Cout Bénéfice permet ainsi d'évaluer l'intérêt économique.

3.2. ANALYSE COUT BENEFICE

Ce type d'analyse permet de confronter les coûts de construction et d'entretien d'un ouvrage avec les économies générées par la diminution des dommages.

3.2.1. PREAMBULE

Toute mesure politique mise en œuvre sur un territoire donné génère des coûts et des bénéfices.

Une mesure n'est rentable que si l'ensemble des bénéfices est supérieur à la totalité des coûts.

C'est le principe même de l'ACB (Analyse Coûts Bénéfices) que de comparer l'ensemble des coûts et des bénéfices d'une mesure pour évaluer la rentabilité économique de celle-ci.

Dans le cas de la prévention des risques d'inondations, les mesures considérées sont multiples: digue, batardeau, système d'alerte, système de prévision, etc. La présente étude concerne exclusivement la mise en place d'ouvrages.

Les coûts sont ceux de l'investissement, de l'entretien, du fonctionnement.

Les bénéfices correspondent à l'ensemble des dommages que l'on évite à chaque crue grâce à ces mesures.

3.2.2. OBJECTIFS DE L'ACB

Source : d'après le guide technique du CEPRI (Centre Européen de Prévention des Risques Inondation) sur les ACB datant de Décembre 2010.

L'analyse financière doit permettre de mettre en balance le coût estimé des ouvrages et le dénombrement des enjeux épargnés pour un scénario d'aménagement sur l'ensemble des secteurs à enjeux identifiés sur les bassins versant de la Vilaine et de l'Oust.

En effet, l'analyse financière consiste à rapprocher :

- les critères coûts (coût moyen annuel ou coût actualisé, par exemple)
- des enjeux épargnés caractérisés par des populations, ou nombres de constructions, entreprises, équipements divers, ou superficies de zone inondables qui verront leur niveau d'exposition à l'aléa inondation réduit par la mise en œuvre du scénario en question.

3.2.3. METHODOLOGIE

La méthode adoptée est la suivante : il s'agit de l'analyse coûts bénéfiques (ACB) selon la méthode des dommages évités.

Cette analyse coût-bénéfice (ACB) a été réalisée à l'aide de différentes méthodes issues de différents travaux. Toutefois, elle se base fortement sur la méthode développée par le CEPRI (Centre Européen de Prévention du Risque d'Inondation).

Les diverses études utilisées mettent bien en avant la complexité d'obtenir une analyse coût-bénéfice exhaustive, notamment au regard de la difficulté de chiffrage de certains dommages, même directs.

L'ACB repose, quelle que soit la méthode, sur sept étapes :

- la définition du périmètre d'étude ;
- la caractérisation de l'aléa ;
- le recensement des enjeux ;
- l'évaluation des dommages évités par le projet considéré ;
- l'évaluation des coûts de mise en œuvre de la mesure ;
- l'analyse des résultats ;
- l'évaluation de l'incertitude et de la sensibilité de l'analyse produite.

3.2.4. LE DOMMAGE MOYEN ANNUEL(DMA)

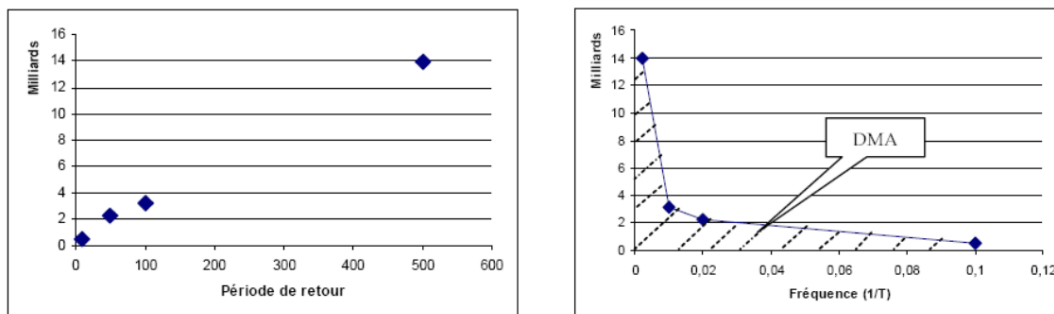
Le DMA prend en compte les dommages engendrés par toutes les périodes de retour de crues. Il permet d'intégrer les poids relatifs de chaque dommage de crues en fonction de la période de retour.

Le DMA exprime ce que coûte en moyenne par an l'ensemble des crues possibles, et correspond donc à ce qui devrait être provisionné (il faudrait également intégrer l'actualisation) chaque année pour faire face aux dommages éventuels.

3.2.5. LE CALCUL DU DMA ET DU DEMA

a) LE DMA

Concrètement, il correspond à la surface située en dessous de la courbe de dommage exprimée en fonction des périodes de retour de crue (voir graphique ci-dessous).



Il est donc évalué à l'aide de la formule suivante :

$$DMA = \int_{f=0}^1 D(f) df$$

où : $D(f)$ représente les dommages pour la fréquence f , et où la fréquence est l'inverse de la période de retour.

Les conditions aux limites sont établies ainsi :

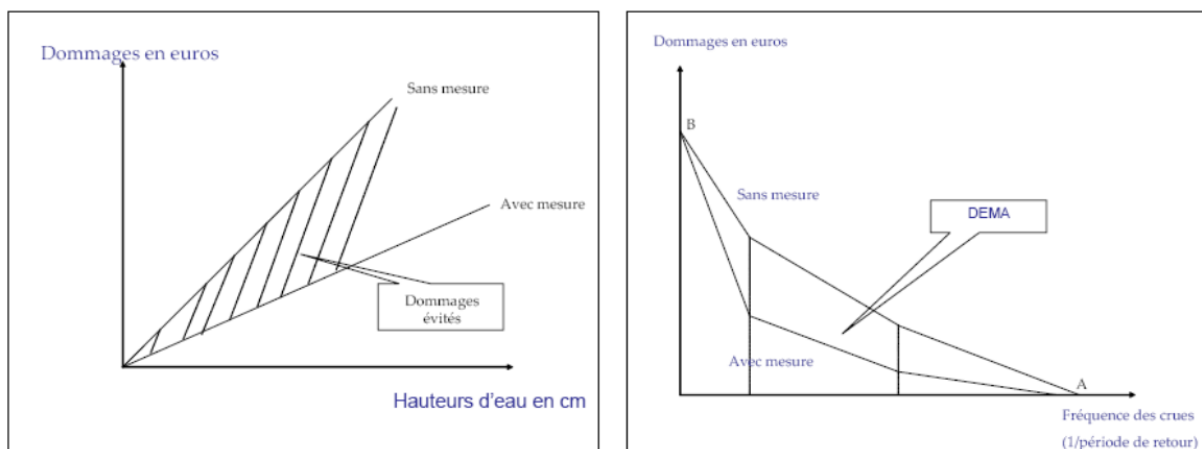
- pour $f=0$, soit pour une période de retour « infinie », le dommage maximal est supposé égal à 1,5 fois les dommages générés par la plus forte crue modélisée (ici, la cinquantennale) ;
- la limite supérieure de l'intégrale ($f = 1$ dans la formule) correspond en réalité à la fréquence pour laquelle les premiers dégâts sont observés (crue annuelle à quinquennale suivant les cas).

b) Le DEMA

Les dommages évités moyens annuels (DEMA) sont donnés par la différence entre le dommage moyen annuel sans mesure et le dommage moyen annuel avec mesure :

$$DEMA = DMA \text{ (sans mesure)} - DMA \text{ (avec mesure)}.$$

3.2.6. LES DOMMAGES EVITES ET LE DEMA



Pour calculer ce DEMA, trois principales hypothèses peuvent être formulées :

- entre deux niveaux de dommage, la courbe de dommage est supposée linéaire ;
- pour obtenir le point A, il est nécessaire de définir la crue provoquant les premiers dommages ;
- pour obtenir le point B, dans la situation « sans mesure », le dommage maximal est supposé égal à 1,5 fois les dommages générés par la plus forte crue modélisée.

(Source : annexe technique du Guide du CEPRI sur les ACB – Décembre 2010).

3.2.7. DEFINITION DE L'HORIZON TEMPOREL :

« L'horizon temporel correspond à la durée sur laquelle sont considérés les flux de coûts et de bénéfices associés au projet. Il est parfois désigné par le terme "durée de vie du projet", mais ce terme est trompeur parce qu'il sous-entend que c'est la durée de la vie de l'aménagement qui doit être considéré, alors que l'horizon temporel dépend également de la fiabilité d'autres paramètres, comme l'occupation du sol ».

Le choix de l'horizon temporel est laissé au maître d'ouvrage en fonction de la mesure mise en œuvre (pour la plupart des mesures, la valeur plafond est fixée à 50 ans). On retiendra ici une hypothèse de 20 ans. Un test de sensibilité sur 50 ans sera également réalisé.

3.2.8. DEFINITION DU TAUX D'ACTUALISATION :

Le Commissariat Général du Plan définit l'actualisation comme une « opération mathématique qui permet de comparer des valeurs économiques qui s'échelonnent dans le temps : il s'agit de ramener la valeur future d'un bien, d'une dépense à une valeur actuelle. ».

Selon les recommandations du Commissariat Général du Plan, le taux d'actualisation de base s'élève à 4%. Il est ensuite décroissant avec le temps à partir de 30 ans pour approximer 2% à très long terme. La formule de ce taux d'actualisation est :

$$r_i = \begin{cases} 4\% & \text{si } i \leq 30 \\ \sqrt[30]{1,04^{30} 1,02^{i-30}} - 1 & \text{si } i > 30 \end{cases}$$

3.2.9. VALEUR ACTUALISEE NETTE

On utilise le critère suivant : la **Valeur Actualisée Nette** (VAN) :

$$\begin{aligned} VAN &= -C_0 + \sum_{i=1}^n \frac{1}{(1+r_i)^i} (DEMA - C_i) \\ &= -C_0 + \left[\frac{1}{(1+r_1)} (DEMA - C_1) + \frac{1}{(1+r_2)^2} (DEMA - C_2) + \dots + \frac{1}{(1+r_n)^n} (DEMA - C_n) \right] \end{aligned}$$

avec :

- C_0 le coût initial de la mesure (ici au temps $i=0$) ;
- DEMA les dommages évités moyens annuels ;
- C_i les coûts de fonctionnement du projet (à l'année i), ces coûts peuvent varier dans le temps ou peuvent être constants ;
- n l'horizon temporel de la mesure ;
- r_i le taux d'actualisation.

La mesure est pertinente économiquement si la VAN est positive. Le montant de la VAN peut s'interpréter comme la quantité de dommages évités et alors économisés par la société, déduction faite des coûts, grâce aux investissements faits.

3.2.10. RAPPORT DEMA/C

Il peut également être utilisé l'autre critère suivant : **le rapport DEMA/C**.

$$\begin{aligned} DEMA / C &= \frac{\sum_{i=1}^n \frac{DEMA}{(1+r_i)^i}}{C_0 + \sum_{i=1}^n \frac{C_i}{(1+r_i)^i}} \\ &= \frac{\frac{DEMA}{1+r_1} + \frac{DEMA}{(1+r_2)^2} + \dots + \frac{DEMA}{(1+r_n)^n}}{C_0 + \frac{C_1}{1+r_1} + \frac{C_2}{(1+r_2)^2} + \dots + \frac{C_n}{(1+r_n)^n}} \end{aligned}$$

La mesure est pertinente économiquement si le rapport DEMA/C est supérieur à 1. Ce rapport peut s'interpréter comme un indicateur de la rentabilité du projet puisqu'il indique « la quantité de dommages évités pour un euro investi dans le projet ».

3.2.11. RESULTAT DE L'ACB

a) Paramètres intégrés dans l'ACB

Les dommages estimés dans une ACB sont basés sur une méthode normée (CEPRI, 2011). Il est ainsi possible de comparer la situation à Quimperlé avec d'autres situations. L'ACB est iniquement basée sur les couts directs.

La liste suivante présente les paramètres intégrés ou non dans l'ACB.

Paramètre	Pris en compte	Non pris en compte
Cout de construction spécifique à chaque site de ralentissement	X	
Investissement	X	
Entretien de l'ouvrage	X	
Hauteur d'eau	X	
Type d'ouvrage (habitation/voirie)	X	
Activité économique	X	
Vitesse d'écoulement	X	
Impact environnemental des ouvrages		X
Traumatisme de la population		X
Foncier au niveau des sites de ralentissement		X
Décote des biens inondés		X
Etudes complémentaires à réaliser		X
Réseaux AEP , électricité,...		X
patrimonial (dégradation de biens culturels)		X
Pertes d'exploitation (entreprise ou commerce)		X
Dommages aux papeteries de Mauduit, Glatfelter, Les Conserveries Morbihannaises et à Peny		X

b) Présentation des résultats

Le calcul des dommages est effectué à l'aide d'un tableur Excel en se basant sur des courbes dommages, décomposé en habitat, commerces et voiries. L'ACB est basé sur 20 ans. Les petites surfaces de type garage ont également été intégrées dans l'ACB au même niveau que l'habitat. L'intégration de ce type de bâtiment surestime donc les dommages. De plus, comme il a été précisé dans le chapitre 3.1.4, l'enveloppe de l'inondation est également surestimée.

L'incertitude sur les dommages est généralement très élevée dans les ACB, ainsi il est préférable de surestimer ceux-ci et évaluer la conséquence économique.

Donc si l'ACB indique que le projet n'est pas intéressant d'un point de vue économique en se basant sur un coût surestimé des dommages, la conclusion de l'ACB ne pourra être remise en cause par une sous-estimation des dommages. L'ACB aboutit ainsi aux tableaux suivants:

Combinaison A

Coût total des dommages par crue

Evènement de crue	Période de retour T de l'évènement	Domage total (en millions € H.T.)	
		Avant aménagement	Après aménagement
	3	0.0	0.0
	5	1.3	1.2
	20	6.9	6.5
	50	9.9	8.3
	1000	14.8	14.8

Calcul des DMA avant et après projet et déduction du DEMA

Avant aménagement (situation actuelle)	T (ans)	Fréquence	Domage (million €)
	3	0.33	0.0
	5	0.20	1.3
	20	0.05	6.9
	50	0.02	9.9
	1000	0.00	14.8
	Infinie	0	22.2
DMA avant aménagement (million €/an) =			1.2
Après aménagement (situation aménagée)	T (ans)	Fréquence	Domage (€)
	3	0.33	0.0
	5	0.20	1.2
	20	0.05	6.5
	50	0.02	8.3
	1000	0.00	14.8
	Infinie	0	22.2
DMA après aménagement (million €/an) =			1.1

DEMA=	80000 €/an
-------	------------

Le détail des coûts est donné en annexe.

Les dommages moyens annuels sans aménagement sont estimés à 1,20 million d'euros.

Les dommages moyens annuels après aménagement sont estimés à 1,12 million d'euros.

Donc, les dommages évités moyens annuels sont donc estimés à 80 000 euros.

A titre d'information provisoire, les dommages relatifs aux bien communaux, causés par les crues de Quimperlé en 2013 sont estimés à 200 000 euros. A ce cout, s'ajoutera les dommages privés et industriels.

En se basant sur des frais de fonctionnement **de 5000 €/an**, on obtient.

	Valeur obtenue
VAN (million €)	-1.6
DEMA/C	0.4

Il faut préciser que cette valeur de 5000€/an est relativement faible.

Le Tabl. 46 - résume l'écrêtement obtenu pour cette combinaison.

Tabl. 46 - POURCENTAGE D'ECRETEMENT POUR LA COMBINAISON A

Année	Ecrêtement en entrée de Quimperlé sur l'Ellé (%)	Ecrêtement à la confluence (%)	Ecrêtement à Guernalez (Inam)
2000	10.8	8.2	14.5
2001	10.6	6.4	39.8
2011	10.3	6.2	31.4

L'ACB indique que le projet n'est pas intéressant d'un point de vue uniquement économique. En effet la VAN est négative et ne présente pas un intérêt économique. Pour rappel, la VAN peut s'interpréter comme la quantité de dommages évités et alors économisés par la société, déduction faite des coûts, grâce aux investissements faits. De même, le rapport DEMA/C est inférieur à 1. Ainsi en investissant 1€, on récupère 0.4€.

La même méthodologie est appliquée sur la Combinaison B.

Coût total des dommages par crue

Evènement de crue	Période de retour T de l'évènement	Domage total (en millions € H.T.)	
		Avant aménagement	Après aménagement
	3	0.0	0.0
	5	1.3	1.2
	20	6.9	5.9
	50	9.9	8.3
	1000	14.8	14.8

Calcul des DMA avant et après projet et déduction du DEMA

Avant aménagement (situation actuelle)	T (ans)	Fréquence	Domage (million €)
	3	0.33	0.00
	5	0.20	1.28
	20	0.05	6.90
	50	0.02	9.87
	1000	0.00	14.80
	Infinie	0	22.21
DMA avant aménagement (million €/an) =			1.20
Après aménagement (situation aménagée)	T (ans)	Fréquence	Domage (€)
	3	0.33	0.00
	5	0.20	1.23
	20	0.05	5.87
	50	0.02	8.30
	1000	0.00	14.80
	Infinie	0	22.21
DMA après aménagement (million €/an) =			1.06

DEMA=	140 000	€/an
-------	---------	------

On aboutit au tableau suivant :

	Valeur obtenue
VAN (million €)	-2.3
DEMA/C	0.5

Le Tabl. 47 - présente le résumé en terme de DMA et DEMA pour les différentes combinaisons.

Tabl. 47 - **RESUME DMA ET DEMA**

	DMA (€ HT)	DEMA (€ HT)
	Dommages Moyens Annuels	Dommages Evités Moyens Annuels
Initial	1 200 000	
Combinaison A	1 120 000	80 000
Combinaison B	1 060 000	140 000

Pour rappel, l'écrêtement obtenu avec la Combinaison B est donnée dans le tableau suivant.

Tabl. 48 - **POURCENTAGE D'ECRETEMENT POUR LA COMBINAISON B**

Année	Ecrêtement en entrée de Quimperlé sur l'Isole (%)	Ecrêtement en entrée de Quimperlé sur l'Ellé (%)	Ecrêtement à la confluence (%)	Ecrêtement à Guernalez (Inam)
2000	3.5	10.8	8.9	14.5
2001	29.3	10.6	14.5	39.8
2011	34.0	10.3	16.2	31.4

De même, la Combinaison B présente un résultat qui n'est pas intéressant d'un point de vue économique.

L'écrêtement au niveau de Mauduit est identique à celui de l'entrée de Quimperlé sur l'Isole.

En termes de bâtiments inondés, le Tabl. 49 - présente l'impact de la Combinaison A et de la Combinaison B

Tabl. 49 - **IMPACT SUR L'INONDABILITE DES BATIMENTS**

Evènement	Initial (bâtiments inondés)	Combinaison A (bâtiments inondés)	Combinaison A (bâtiments protégés)	Combinaison B (bâtiments inondés)	Combinaison B (bâtiments protégés)
2011	51	47	4	47	4
2001	177	162	15	152	25
2000	225	211	14	210	15

On remarque que de nombreux bâtiments sont inondés en 2011, ce qui n'a pas été observé. Ceux-ci se trouvent en bordure de cours d'eau et sont considérés inondés d'un point de vue cartographique.

A titre d'information provisoire, les pompiers à Quimperlé ont observés 154 maisons inondées lors de la crue de Décembre 2013/Janvier 2014. Cette valeur est en conformité avec celle donnée par l'évènement de 2001 (177 bâtiments).

La Fig. 63 présente l'ensemble des bâtiments épargnés suite à la mise en place de la Combinaison A.

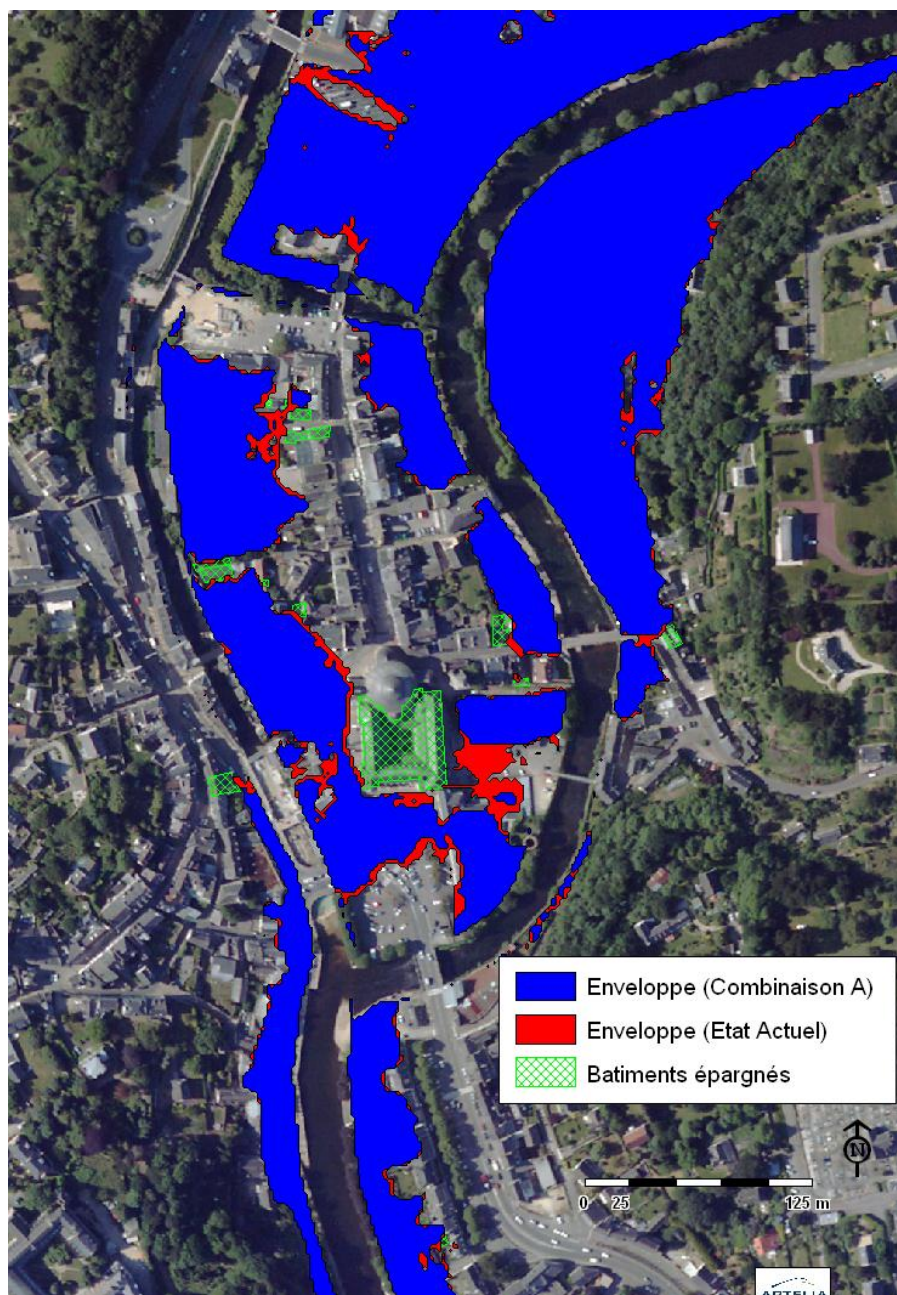


Fig. 63. *BATIMENTS EPARGNES POUR UN EVENEMENT DE TYPE 2001 (COMBINAISON A)*

c) Tests de sensibilité

Test sur la durée

L'ACB calcule précédemment a pris en compte une durée de 20 ans. La même analyse sur 50 ans donne les résultats suivants.

Combinaison A	Valeur obtenue
VAN (million €)	-1.0
DEMA/C	0.7

Combinaison B	Valeur obtenue
VAN (million €)	-1.2
DEMA/C	0.7

Il y a un intérêt plus fort de prendre en compte une durée sur 50 ans, mais même dans ce cas, ce n'est pas intéressant d'un point de vue économique.

Test sur l'incertitude sur les couts

Il y a une incertitude sur l'estimation des dommages. Il faudrait cependant pour que le projet soit viable que l'on considère une multiplication des dommages par 3. Cette valeur est hors du domaine d'incertitude et ne peut être considérée.

d) Conclusion sur l'ACB

D'après les résultats présentés ci-dessus, on constate que, le projet de ralentissement dynamique sur le bassin versant de la Laïta, n'est pas pertinent économiquement, et ce, malgré des tests de sensibilité notamment réalisés sur l'horizon temporel et sur les couts.

Toute mesure politique mise en œuvre sur un territoire donné génère des coûts et des bénéfices. Une mesure n'est rentable que si l'ensemble des bénéfices est supérieur à la totalité des coûts.

C'est le principe même de l'ACB (Analyse Coûts Bénéfices) que de comparer l'ensemble des coûts et des bénéfices d'une mesure pour évaluer la rentabilité économique de celle-ci.

C'est ce travail qui a été réalisé dans le cas des deux scénarios de ralentissement dynamique jugés les plus pertinents. Cette analyse financière a permis de mettre en balance le coût estimé des ouvrages et le dénombrement des enjeux épargnés pour chaque scénario d'aménagement sur l'ensemble des secteurs à enjeux identifiés.

Celle-ci indique cependant que la Combinaison A est plus intéressante que la Combinaison B en se basant sur la VAN (quantité de dommages évités et alors économisés par la société, déduction faite des coûts, grâce aux investissements faits).

Les dommages sur les papeteries de Mauduit et sur les conserveries de Guernalez ne sont pas intégrés dans cette analyse car l'estimation sur les dommages est trop approximative. Cependant ces sites ont été peu inondés en 2001 et 2011 et lors de l'événement de 2000, la réduction du niveau d'eau au niveau de ces sites est faible. Ainsi l'intérêt économique des ouvrages de ralentissement dynamique sur les sites de Mauduit et Guernalez est faible.

Cependant, cette analyse ne tient pas compte des dommages intangibles évités, qui sont difficilement monétarisables, et non négligeables. Ainsi les dommages psychologiques, environnementaux par exemple ne sont pas intégrés dans l'analyse.

Néanmoins, même en tenant compte de l'ensemble de ces paramètres, le projet demeure peu pertinent économiquement au vue de l'investissement très lourd (à la fois d'un point de vue

économique, réglementaire, environnemental, paysager, etc.) que représente la construction de plusieurs ouvrages.

e) Comparaison avec d'autres territoires

Plusieurs études de ralentissement dynamiques ont été menées et sont encore menées en Bretagne :

- Bassin versant de l'Aulne
- Bassin versant de l'Odét
- Bassin versant de la Vilaine

Les études menées sur les bassins de l'Aulne (résultat provisoire) et de l'Odét ont mis en valeur l'intérêt économique des sites de ralentissement (ACB positive), alors que l'étude menée sur le bassin de la Vilaine a révélé qu'il n'y avait pas d'intérêt économique.

L'ACB menée sur le bassin de l'Odét avec une solution intégrant la création de 8 ouvrages de ralentissement dynamique donne un rapport DEMA/C de 2.2. Ainsi avec 1€ investi, il y aura 2.2€ récupéré. On constate ainsi l'intérêt fort de cette solution.

Sur l'Aulne, il n'y a pas encore eu de valeur précise de l'ACB, mais celle-ci serait positive.

Sur le bassin versant de la Vilaine, plusieurs sous-bassins ont été étudiés. Le rapport DEMA/C de l'ACB indiquait globalement une valeur de 0.1.

L'intérêt économique de la construction d'ouvrages de ralentissement dynamique est fortement lié aux dommages engendrés. Les dommages à Quimper sont bien plus élevés que ceux à Quimperlé pour le même type d'événement. Les dommages moyens annuels sur Quimper sont estimés entre 3.5 et 5 millions d'euros.

A Quimperlé, les inondations (non exceptionnelles) concernent essentiellement les habitations se trouvant sur le quai Brizieux (en face des barrières de protection). La voirie est également coupée à ce niveau.

L'estimation des dommages pour différentes périodes de retour est la suivante :

Période de retour (année)	Cout (€ million HT)
3	0
5	1.3
20	6.9
50	9.9

Or les inondations sur ce secteur sont essentiellement causées par des coefficients élevés du niveau de la mer et accompagnées de surcote marine. Ainsi l'impact des retenues est plus faible sur ce secteur de Quimperlé, ce qui a donc un impact sur l'ACB.

Les couts donnés dans le tableau sont situés dans la fourchette haute. Comme, il a été déjà expliqué, les bâtiments le long des cours d'eau sont considérés comme inondés d'un point de vue cartographique même si ils n'ont pas été soumis aux inondations.

Il est de nouveau précisé que ces couts intègrent les dommages aux habitations, aux voiries et sur les activités économiques de Quimperlé.

4. CONTRAINTE TECHNIQUE ET REGLEMENTAIRE

4.1. CONTRAINTES TECHNIQUES

La réalisation d'ouvrages de ralentissement dynamique implique une bonne connaissance technique notamment dans la construction mais aussi dans leur exploitation et leur surveillance.

En effet, hormis les contraintes techniques engendrées par la construction d'ouvrage au travers le lit mineur d'un cours (contraintes techniques du chantier, volume et hauteur du remblai...), l'entretien et la surveillance de ces ouvrages est également à prévoir. Au vu de la réglementation relative à la sécurité des ouvrages hydrauliques classés, des consignes de surveillance et d'entretien des ouvrages doivent être formalisées et approuvées. Une gestion appropriée de ces derniers est alors à mettre en place nécessitant la présence d'un personnel qualifié.

4.2. CONTRAINTES REGLEMENTAIRES

La création de retenues sèches implique forcément la réalisation de dossiers réglementaires. Tout barrage construit en travers du lit mineur d'un cours d'eau engendre un classement au titre du décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007, relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques, en fonction de sa hauteur et de sa capacité de stockage. Ce classement impose au propriétaire de l'ouvrage la réalisation d'obligations réglementaires, à savoir :

Tabl. 50 - **OBLIGATIONS REGLEMENTAIRES IMPOSEES AUX PROPRIETAIRES D'OUVRAGES CLASSES DE TYPE BARRAGE**

	Classe de l'ouvrage			
	A	B	C	D
H en m V en millions de m ³	H > 20m	H > 10m et $H^2 \cdot V^{0.5} > 200$ Pas en A	H > 5m et $H^2 \cdot V^{0.5} > 20$ Pas en A et B	H > 2m Pas en A, B et C
Examen CTPB du projet	Oui	Non	Non	Non
Dossier de l'ouvrage	Oui	Oui	Oui	Oui
Registre de l'ouvrage	Oui	Oui	Oui	Oui
Visite Technique Approfondie (VTA)	1 an	2 ans	5 ans	10 ans
Rapport exploitant	1 an	< 5ans	< 5ans	Non
Rapport d'auscultation	2 ans	< 5ans	< 5ans	Non
Revue de sureté donc examen complet	10 ans	Non	Non	Non
Consignes de surveillance et consignes de crue	Oui	Oui	Oui	Oui (pas d'approbation)
Etude de dangers	Oui	Oui	Non	Non

Sur le bassin versant de la Laïta, les ouvrages proposés seront principalement en catégorie B ou C, aussi les documents suivants seront à produire pour les ouvrages réalisés :

- Dossier de l'ouvrage : Ce dernier contient :
 - les études préalables à la construction de l'ouvrage, c'est à dire, tous les documents relatifs à l'ouvrage, permettant d'avoir une connaissance la plus complète possible de sa configuration exacte, de sa fondation, de ses ouvrages annexes, de son environnement hydrologique, géomorphologique et géologique, ses fondations, ainsi que de son exploitation depuis sa mise en service ;
 - les comptes rendus de réception des fouilles et de chantier, les décomptes de travaux et les bordereaux de livraison ;
 - les plans conformes à exécution, tant pour la construction que pour les travaux de réparation ou de confortement ;
 - les notices de fonctionnement et d'entretien des divers organes et ouvrages singuliers incorporés à l'ouvrage ;
 - le rapport de fin d'exécution du chantier ;
 - les rapports périodiques de surveillance et d'entretien comprenant, les visites techniques approfondies, le rapport de surveillance, le rapport d'auscultation par organisme agréé.
 - Le préfet peut, le cas échéant et par décision motivée, demander des pièces complémentaires nécessaires à la bonne connaissance de l'ouvrage, de son environnement et de son exploitation.
- Registre de l'ouvrage : Ce document contient les informations relatives :
 - à l'exploitation de la retenue, à son remplissage, à sa vidange et aux périodes de fonctionnement du déversoir ;
 - aux incidents, accidents, anomalies constatés ou faits marquants concernant l'ouvrage, ses abords et sa retenue ;
 - aux travaux d'entretien réalisés ;
 - aux manœuvres opérées sur les organes mobiles ;
 - aux constatations importantes faites lors des visites de surveillance programmées ou exceptionnelles et aux conditions climatiques qui ont régné pendant ces visites
 - aux visites techniques approfondies réalisées telles que définies au 3 de l'article 5 de l'arrêté du 29 février 2008 ;
 - aux inspections du service en charge du contrôle de la sécurité de l'ouvrage ;
 - aux constatations importantes faites lors des visites de surveillance programmées ou exceptionnelles et aux conditions climatiques qui ont régné pendant ces visites ;
 - aux constatations importantes faites lors des relevés d'auscultation ;
 - aux visites techniques approfondies réalisées (rapports de visite).

Le registre est ouvert dès l'achèvement de l'ouvrage et tenu à jour régulièrement. Un exemplaire est obligatoirement conservé sur support papier. Les informations doivent être datées.

Le dossier et le registre sont conservés dans un endroit permettant leur accès et leur utilisation en toutes circonstances et tenus à la disposition du service chargé du contrôle.

- **Visites Techniques Approfondies** : Les visites détaillées de l'ouvrage sont menées par un personnel compétent notamment en hydraulique, en géotechnique et en génie civil et ayant une connaissance suffisante du dossier et des résultats d'auscultation de l'ouvrage. Le compte rendu précise, pour chaque partie de l'ouvrage, de ses abords et de la retenue dans le cas d'un barrage, les constatations, les éventuels désordres observés, leurs origines possibles et les suites à donner en matière de surveillance, d'exploitation, d'entretien, d'auscultation, de diagnostic ou de confortement.
- **Consignes de surveillance et d'exploitation en période normale et de crue** : Des consignes écrites doivent être fixées afin de formaliser les instructions de surveillance de l'ouvrage en toutes circonstances ainsi que celles concernant son exploitation en période de crue. Ces consignes précisent le contenu des visites techniques approfondies mentionnées à l'article R. 214-123 du code de l'environnement. Ces modalités seront transmises au Service de la Police de l'Eau. La description de l'organisation mise en place par le propriétaire ou l'exploitant de l'ouvrage pour assurer l'exploitation et la surveillance de son ouvrage mentionnée au I de l'article R. 214-122 du code de l'environnement porte notamment sur :
 - les modalités d'entretien et de vérifications périodiques du corps de l'ouvrage et des divers organes attachés ;
 - le contrôle de la végétation.

4.3. REGLEMENTATION AU TITRE DE LA LOI SUR L'EAU

Afin de répondre aux objectifs fixés par la gestion équilibrée de la ressource en eau visée à l'article L.211-1 du code de l'environnement, sont soumis à autorisation ou à déclaration suivant les dangers qu'ils présentent et la gravité de leurs effets sur la ressource en eau et les écosystèmes aquatiques les installations, ouvrages, travaux et aménagements entraînant par exemple, des prélèvements d'eau ou des modifications de niveau ou du mode d'écoulement des eaux.

L'article L.214-3 de ce même code soumet au régime de l'autorisation, délivrée après enquêtes publique, les installations, ouvrages, travaux et activités susceptibles de présenter des dangers pour la santé et la sécurité publiques, de nuire au libre écoulement des eaux, de réduire la ressource en eau, d'accroître notablement les risques d'inondation, de porter gravement atteinte à la qualité ou à la diversité du milieu aquatique.

La réalisation d'ouvrages de ralentissement dynamique doit donc passer par une procédure d'autorisation.

CONCLUSION

Les inondations dans le bassin versant de la Laïta ont causé des dégâts importants sur plusieurs sites et notamment sur Quimperlé.

Des sites de ralentissement dynamique ont été proposés comme potentielles solutions pour la réduction des inondations.

La difficulté du concept de ralentissement dynamique à l'échelle de grands bassins versant repose sur la quantification de tous les paramètres et de leur influence respective sur l'écrêtement des crues.

Différents paramètres rentrent en compte pour l'estimation de l'efficacité d'écrêtement d'une retenue au droit de l'exutoire du bassin versant étudié :

- sa position sur le bassin versant (affluent/cours d'eau principal ; amont/aval),
- son volume maximal potentiel de stockage (faible/moyen/important),

Ces deux premiers paramètres dépendent des caractéristiques intrinsèques de la retenue.

- le poids hydrologique du cours d'eau sur lequel elle est située (faible/moyen/important),
- l'horloge de crue du cours d'eau sur lequel elle est située (avance/concomitance/ retard).

Ces deux derniers paramètres dépendent des caractéristiques de l'affluent sur lequel se situe la retenue, mais également des caractéristiques de l'évènement pluvieux considéré (intensité, répartition spatiale de la pluviométrie, etc.).

Des aménagements mal coordonnés peuvent conduire à simplement déplacer les inondations d'un endroit à un autre, ou pire, à les aggraver (mise en concomitance de deux cours d'eau). On a pu déjà remarquer qu'un écrêtement sur la partie amont du bassin versant de l'Isle pouvait avoir un effet négatif sur l'aval. Les événements utilisés dans cette étude (2000, 2001 et 2011) ont une caractéristique commune (les pluies arrivent par la façade ouest). Un épisode pluviométrique avec une typologie différente pourrait ainsi inverser cette tendance et donc accroître le risque d'inondation.

Il est notamment très important de bien réfléchir aux influences de chaque ouvrage sur l'horloge des crues. En effet si un ralentissement global est une philosophie louable, il existe des risques à la modification des écoulements lors d'inondations.

L'un des risques est la manière dont les crues se combinent aux confluences. En effet retarder une crue sur un affluent en avance par rapport à un autre peut aggraver la situation actuelle, les pics de crues se sommant au même moment. Ces ouvrages doivent donc être validés par un modèle hydraulique global et pour un panel d'évènements pluvieux suffisamment important et varié pour représenter la climatologie locale. Ainsi, une crue peut paradoxalement être aggravée par des aménagements de rétention dimensionnés initialement pour un autre type de crue (période de retour, forme de l'hydrogramme, dynamique, nombre de pics, etc.). Or, plus le bassin versant considéré est grand et plus les évènements pluvieux sont variés et de types différents. De même, plus le bassin versant étudié est grand, plus le nombre d'affluents est important et plus l'étude sur la combinaison des crues aux confluences est complexe.

Deuxièmement, ces petits ouvrages ne sont efficaces que pour des crues de période de retour donnée. Pour des crues plus graves, ils seront transparents et soumis au risque de rupture par surverse dans le cas d'évènements extrêmes. L'oubli de l'aléa par les résidents, qui se pensent protégés grâce à l'ouvrage, peut avoir un effet pervers.

Il est important de bien calibrer les ouvrages pour ne pas ralentir trop tôt, et ainsi saturer les retenues avant leur réelle utilité, ou trop tard quand les niveaux d'eau sont déjà dangereux pour l'aval.

L'ensemble des aménagements doit naturellement être coordonné et conçu de manière intégrée pour éviter de remplacer un problème par un autre (dégradation écologique des milieux, sur-inondation d'enjeux, etc.).

Enfin, l'ensemble des aménagements doit être coordonné et conçu à la bonne échelle de temps : il faut estimer les conséquences sur le long terme, en tenant compte de la durée de vie des ouvrages. Cela nécessite de connaître le plan de développement futur, les coûts d'entretien et le vieillissement des ouvrages (visites régulières, mise à jour des documents réglementaires : dossier de l'ouvrage, visites techniques approfondies, etc.), ainsi que les conséquences pour toutes les crues y compris les crues extrêmes (risque de rupture des ouvrages, etc.).

Plusieurs sites de stockage ont ainsi été envisagés. Le volume disponible sur chacun des sites a été estimé suite à une campagne LIDAR qui a permis d'obtenir des lois hauteur/Volume précises.

Un modèle hydrologique a été également construit pour étudier la répartition des écoulements dans le bassin versant. Une vérification de la qualité du modèle a pu être réalisée grâce aux stations hydrométriques présentes sur le bassin versant.

Plusieurs sites de ralentissement dynamique ont été étudiés. Après une analyse multicritère, quelques sites ont montré un intérêt et ont été étudiés à l'aide d'un modèle hydrologique.

Ce modèle a ensuite permis de choisir plusieurs combinaisons de site. Il est apparu que 3 combinaisons présentaient un intérêt en utilisant 3 sites.

- Un site sur l'Inam en amont de la confluence avec l'Elle (Site 2324)
- Deux sites sur l'Isole (Site 1 et Site 2)

Les combinaisons sont les suivantes :

- Combinaison A : Site 2324
- Combinaison B : Site 2324 et Site 2
- Combinaison C : Site 2324, Site 2 et Site 1

Un modèle hydraulique a alors été utilisé pour estimer l'impact en termes de hauteur d'eau et d'enveloppe de crue.

Les impacts hydrauliques de la Combinaison C étaient semblables à celle de la Combinaison B et donc celle-ci ne présentait pas d'intérêt hydraulique.

Une Analyse Cout Bénéfice (ACB) est alors réalisée pour estimer l'intérêt d'un tel projet.

Cette ACB a indiqué que les projets n'étaient pas viables d'un point de vue économique. Plusieurs tests de sensibilité ont été réalisés, mais dans aucun test, le projet n'est apparu viable.

Il est cependant apparu que la Combinaison A est plus intéressante que la Combinaison B, d'un point de vue économique, en se basant sur la VAN (quantité de dommages évités et alors économisés par la société, déduction faite des coûts, grâce aux investissements faits)

La combinaison la plus efficace d'un point de vue économique est la Combinaison A qui est basée sur le Site 2324, situé légèrement en amont des Conserveries Morbihannaises de Guernalez sur l'Inam.

Cet ouvrage d'environ 10 m de haut avec un déversoir situé à 8 m, a été estimé à environ 2.6 millions d'euros (HT). La surface maximale en amont est d'environ 1 km², pour un volume d'environ 3 millions de m³.

Ainsi, et avec les hypothèses prises lors de cette étude, il n'est pas intéressant d'un point de vue uniquement économique de construire la retenue proposée. Cette analyse économique est cependant basée sur une valeur moyenne des dommages.

Cependant le choix d'un ouvrage n'est pas uniquement basé sur l'intérêt économique quantifiable. Si d'autres paramètres sont intégrés, il est possible que des sites de ralentissement dynamiques présentent alors un intérêt.

En prenant l'exemple de Quimperlé, le centre est situé entre les 2 cours d'eau (Isole et Ellé). Les capacités d'évacuation sont alors limitées car le franchissement des cours d'eau peut s'avérer difficile. Un risque humain doit alors être intégré dans le choix de construction des sites.

De plus, si certains sites stratégiques se trouvent dans ces zones inondables, la protection de ces sites peut s'avérer nécessaire, si le déplacement de ceux-ci n'est pas envisageable.

Il est également important de préciser que l'Analyse Cout Bénéfice menée à ce jour peut donner des résultats très différents dans le futur. **Si une augmentation de la fréquence des crues est significative, cela aura un impact sur les débits caractéristiques.** Les enveloppes d'inondation seront alors différentes et les dommages également. L'ACB pourrait alors aboutir à des conclusions différentes.

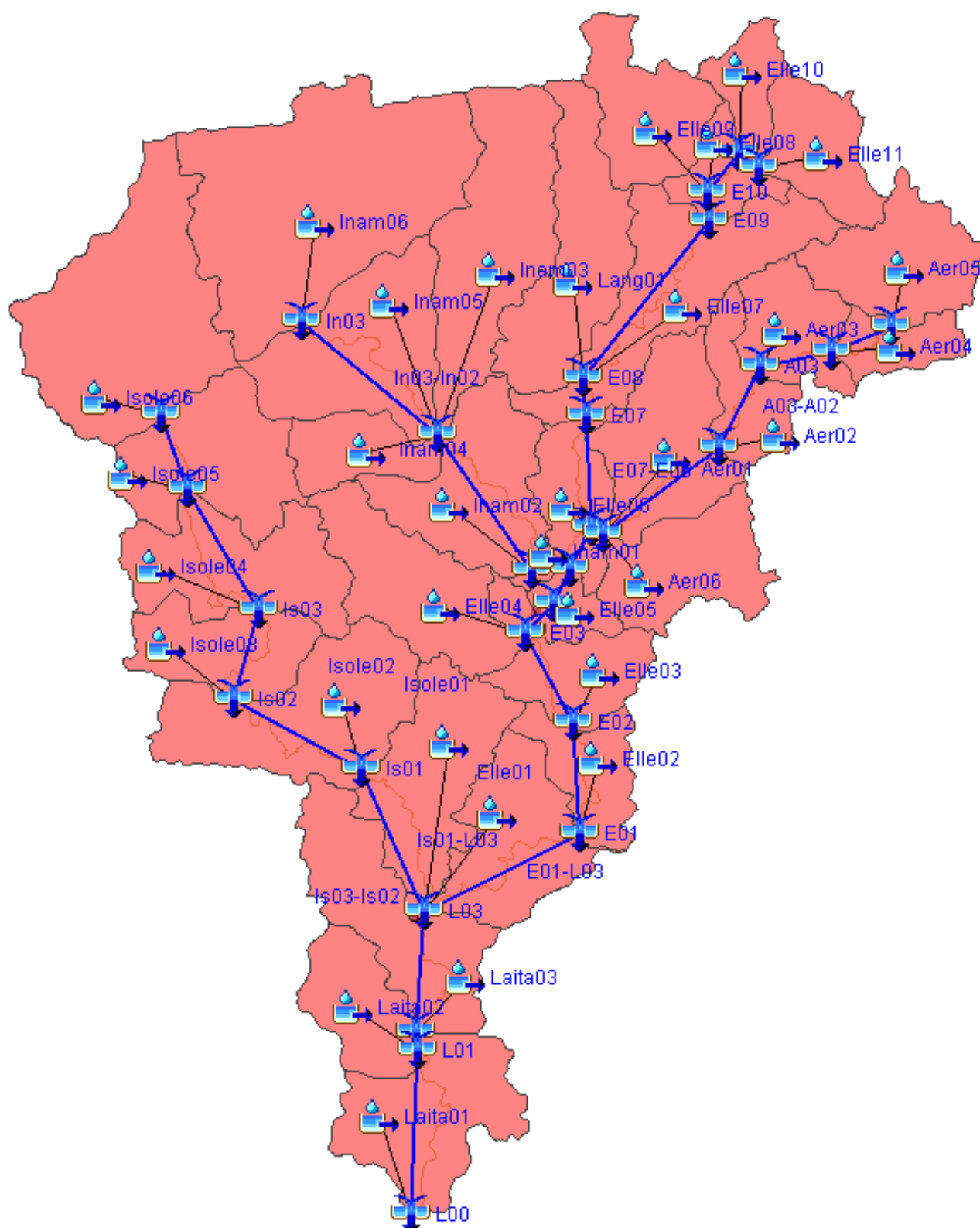
De plus, l'évaluation des dommages pourrait être affinée avec des valeurs plus précises, ou modifiée par des fluctuations dans le domaine de l'immobilier, ce qui pourrait modifier les conclusions de l'ACB.

Fait à SAINT HERBLAIN, le 01 Avril 2014

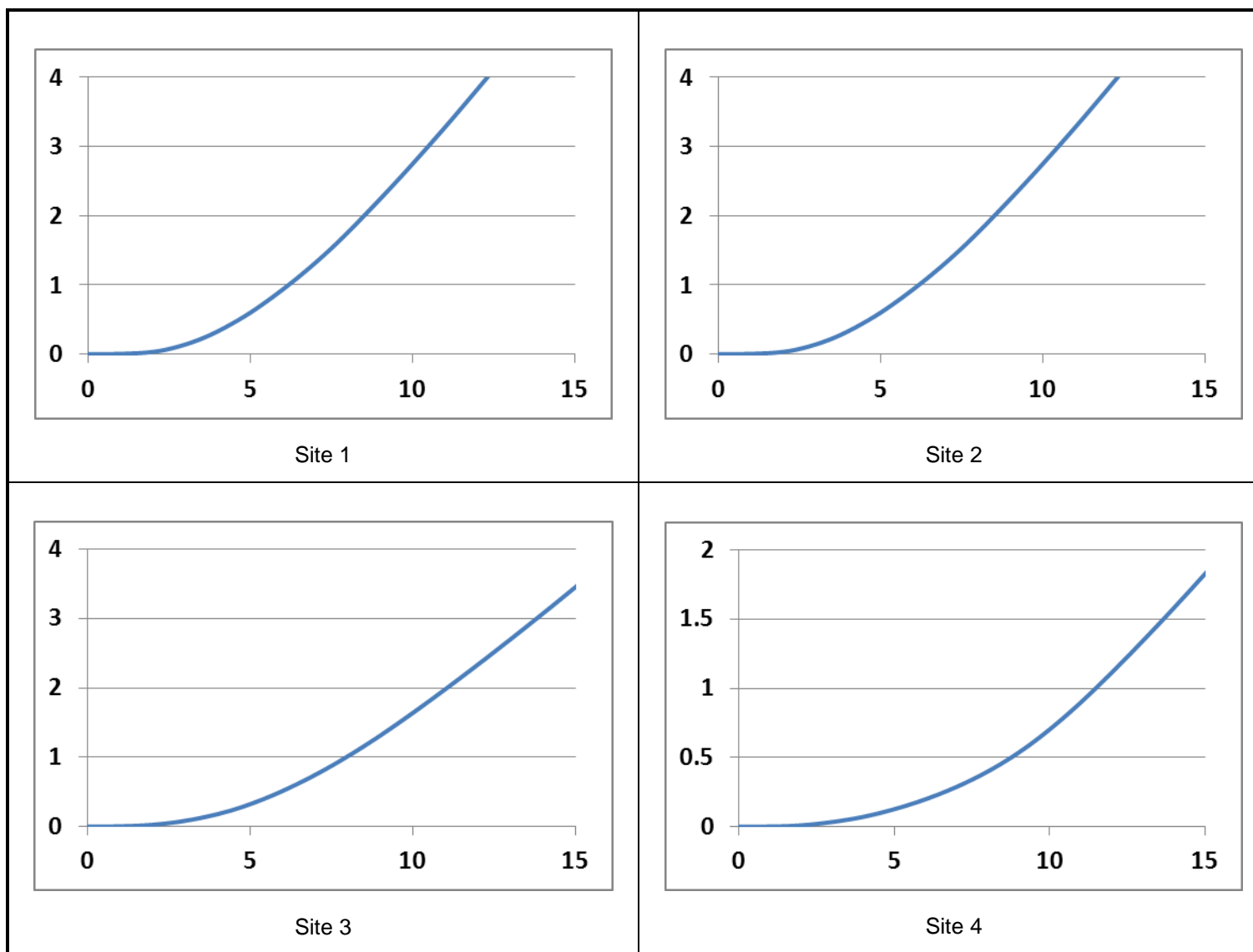

DIRECTION REGIONALE OUEST
8 Avenue des Thébaudières
B.P. 20232
44815 SAINT HERBLAIN CEDEX
Tél. : 02 28 09 18 00
Fax : 02 40 94 80 99

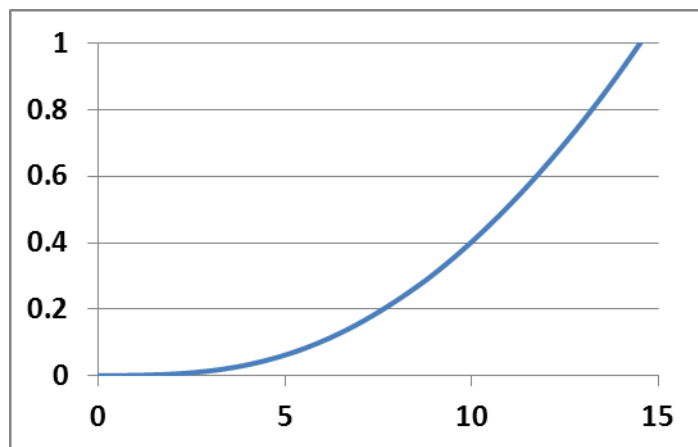
oOo

**ANNEXE 1 – RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN
VERSANT DE LA LAÏTA SOUS HEC-HMS**

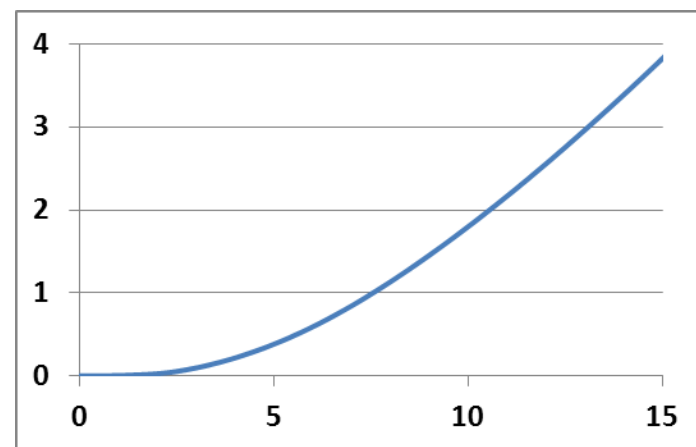


ANNEXE 2 : COURBES HAUTEUR/VOLUME

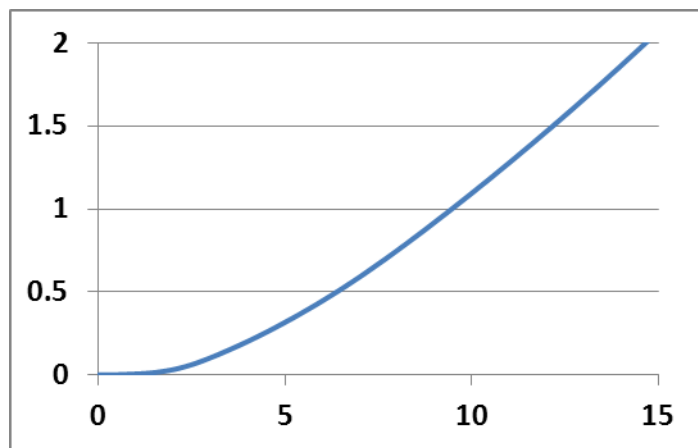




Site 5



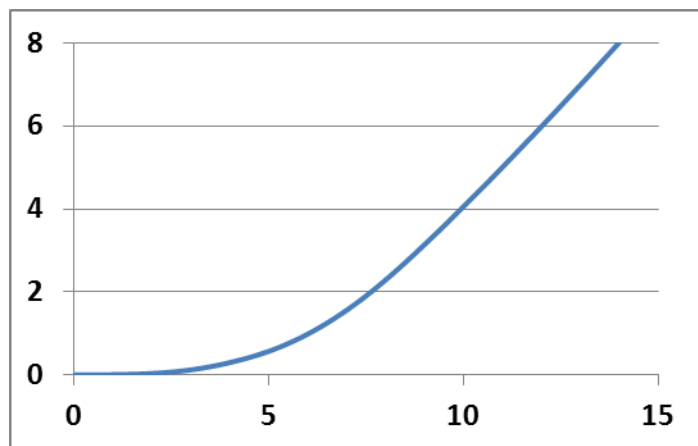
Site 6



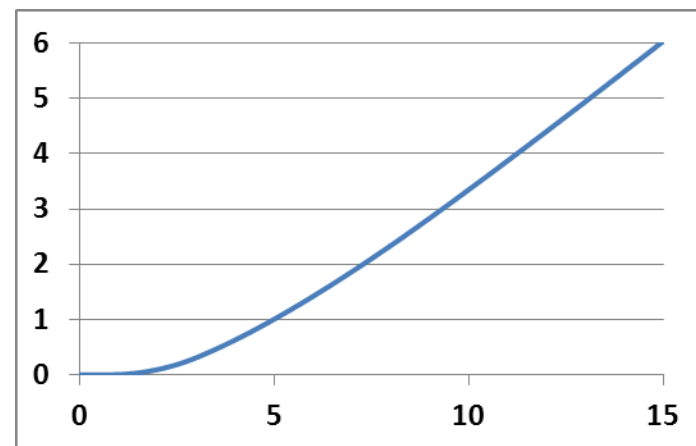
Site 7

Non sélectionné en Phase1

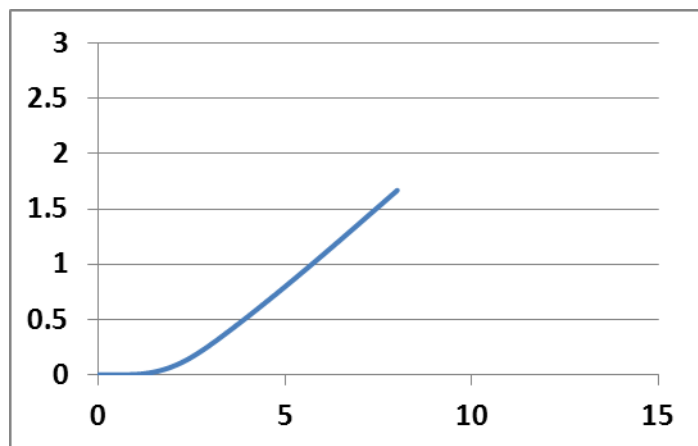
Site 8



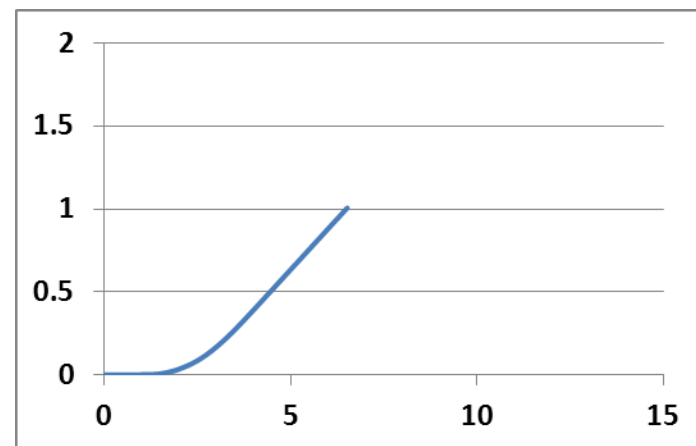
Site 9



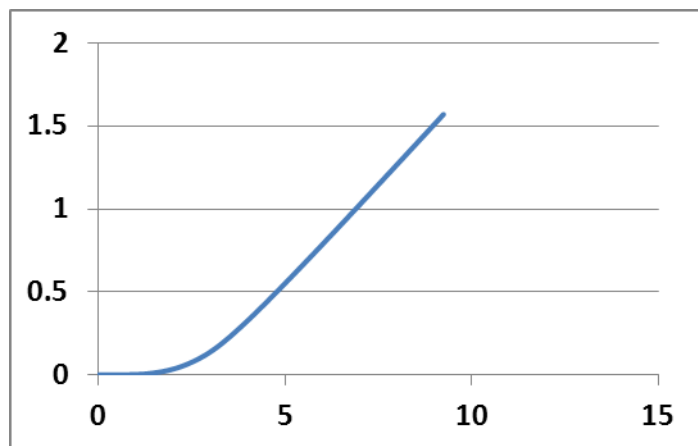
Site 10



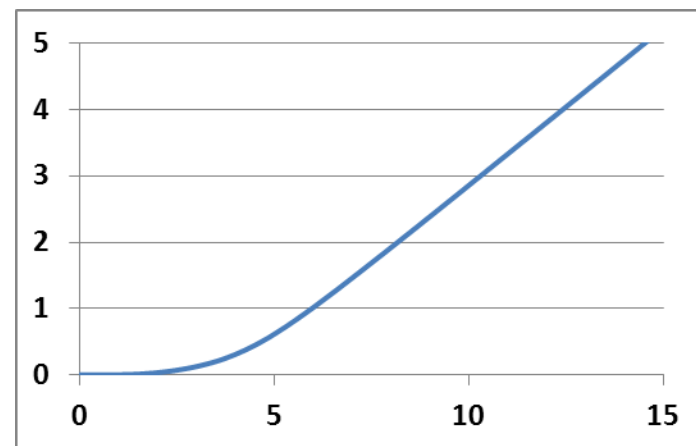
Site 11



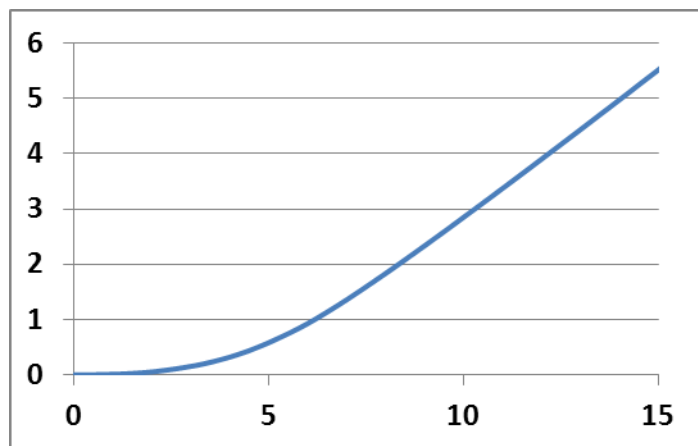
Site 12



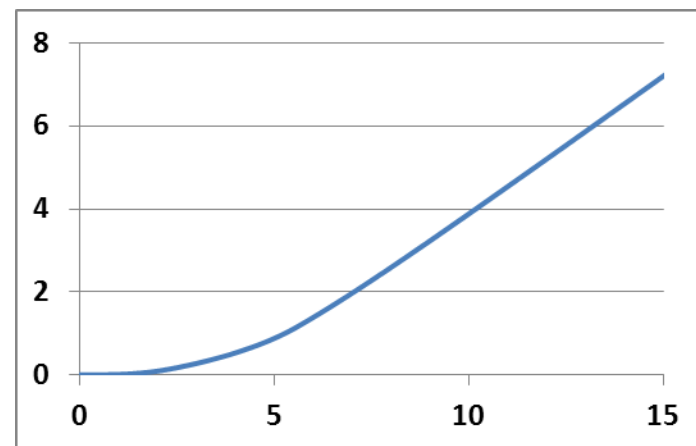
Site 13



Site 14



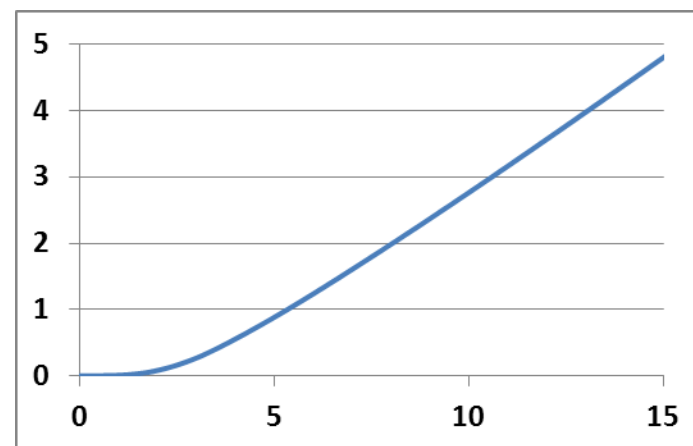
Site 15



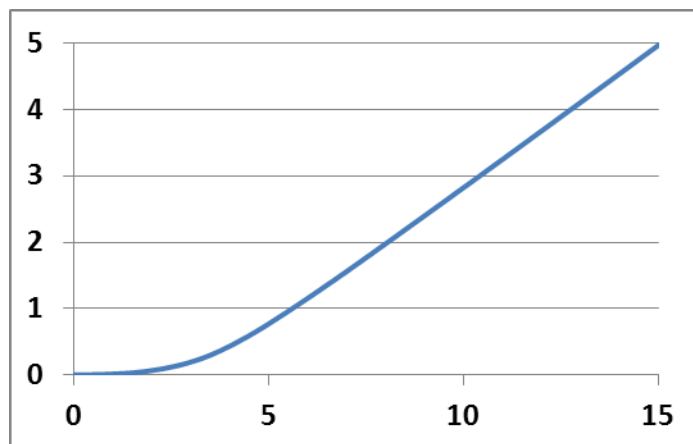
Site 16

Non sélectionné en Phase1

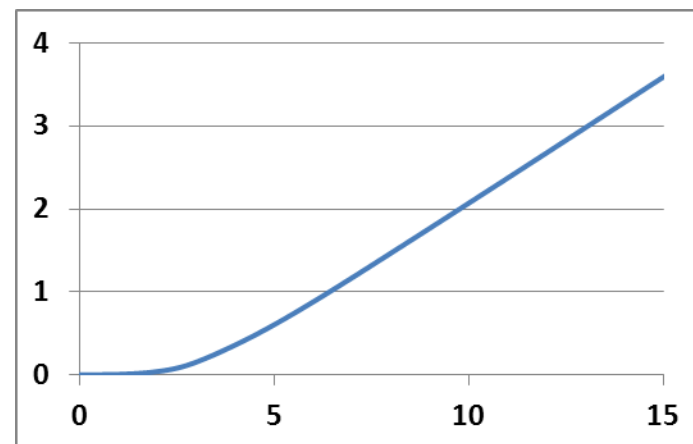
Site 17



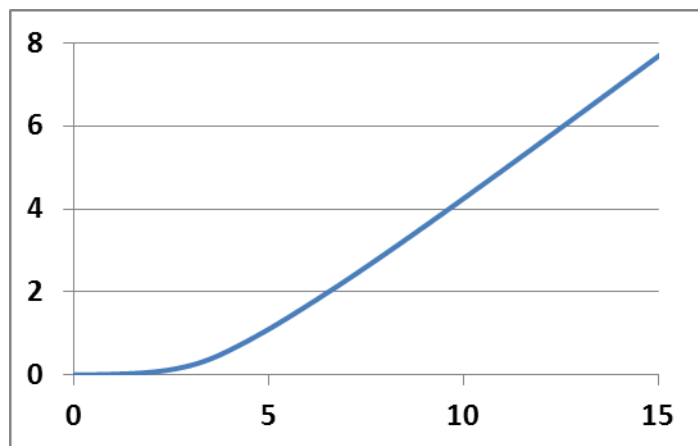
Site 18



Site 19



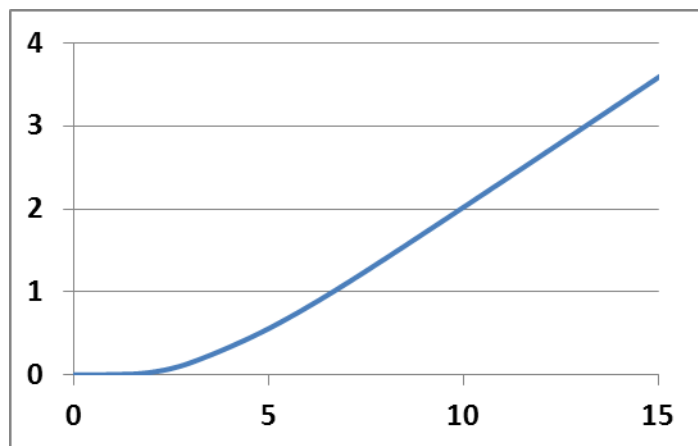
Site 20



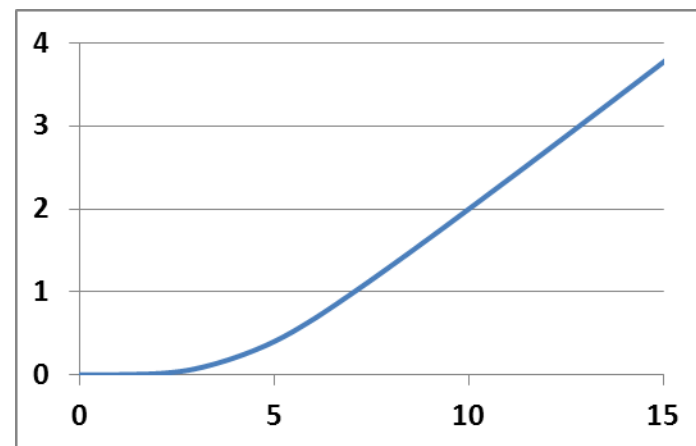
Site 21

Non sélectionné en Phase1

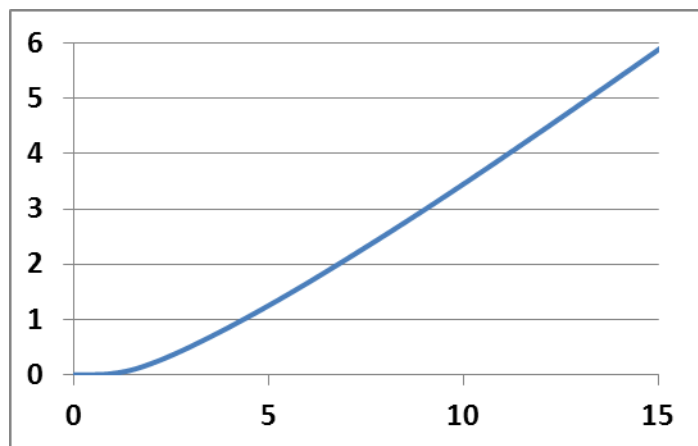
Site 22



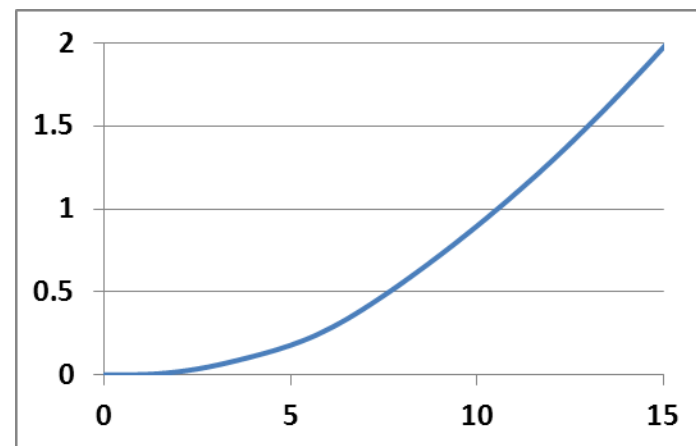
Site 23



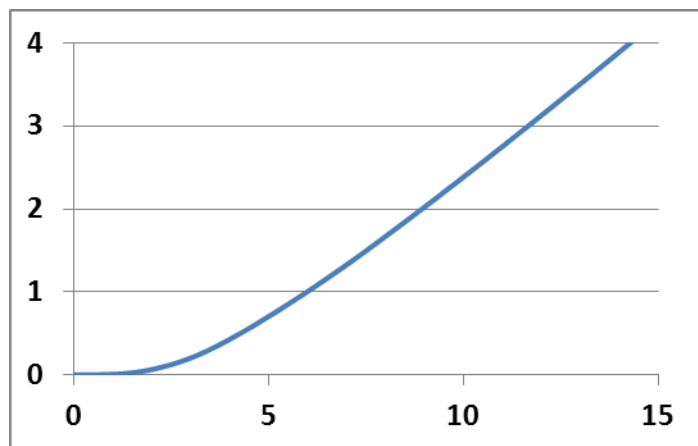
Site 24



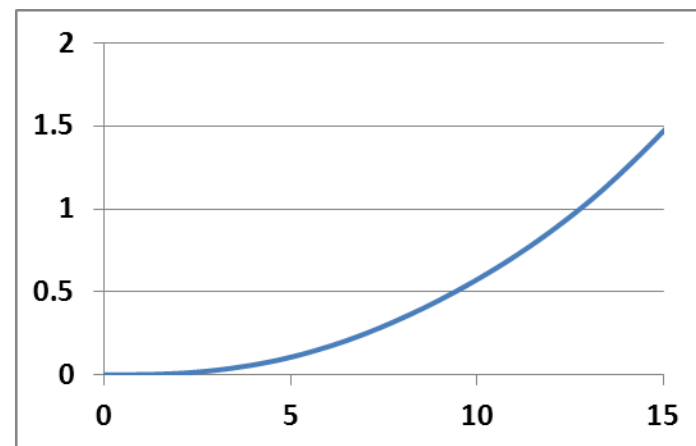
Site 25



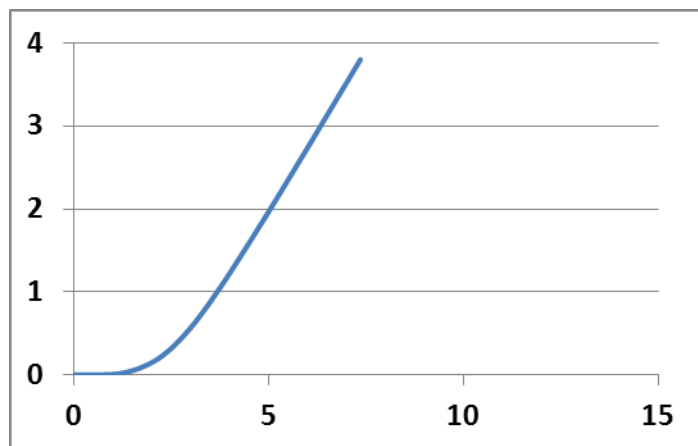
Site 26



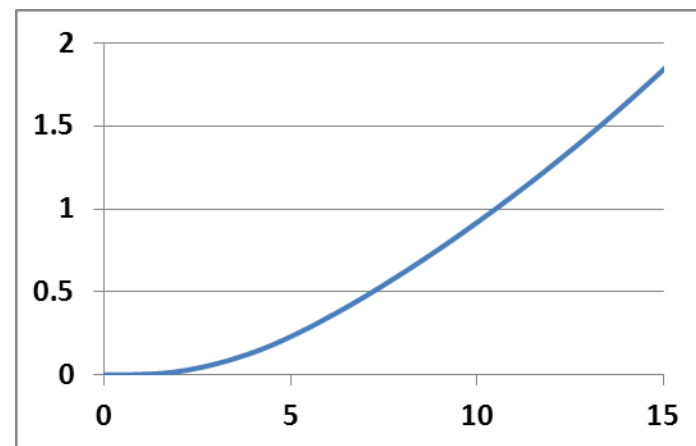
Site 27



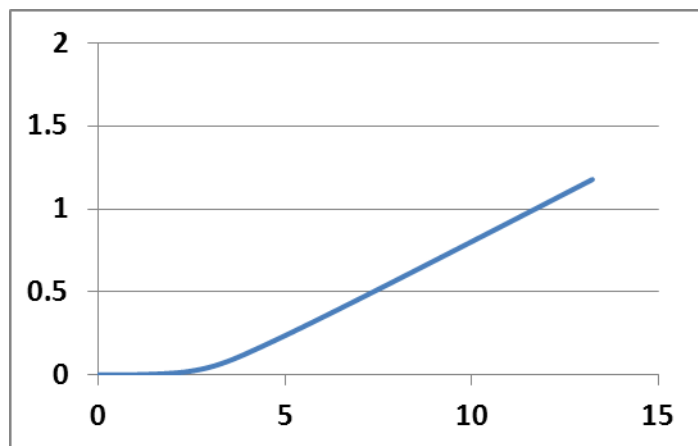
Site 28



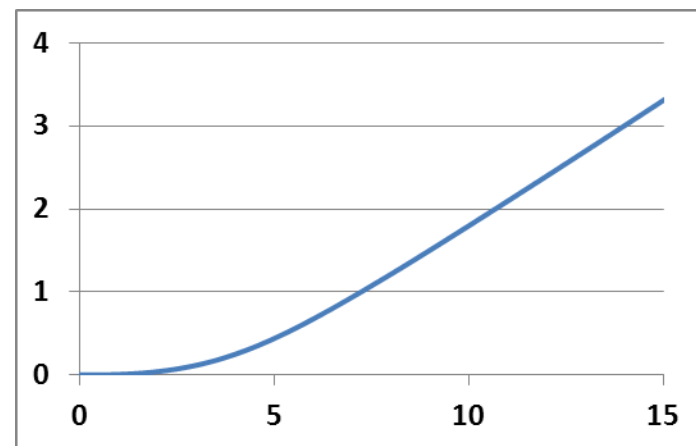
Site 29



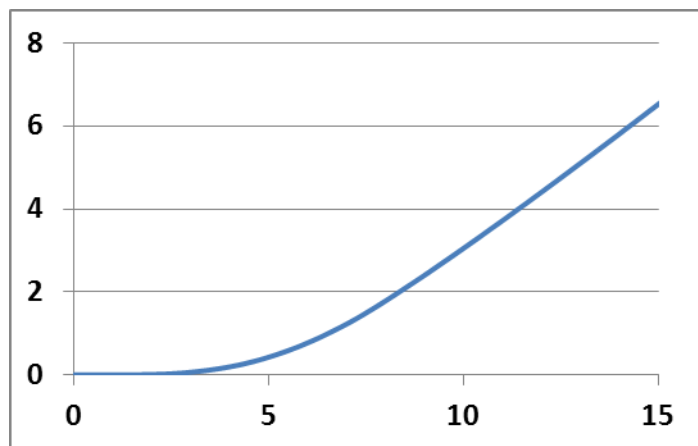
Site 30



Site 31



Site 32



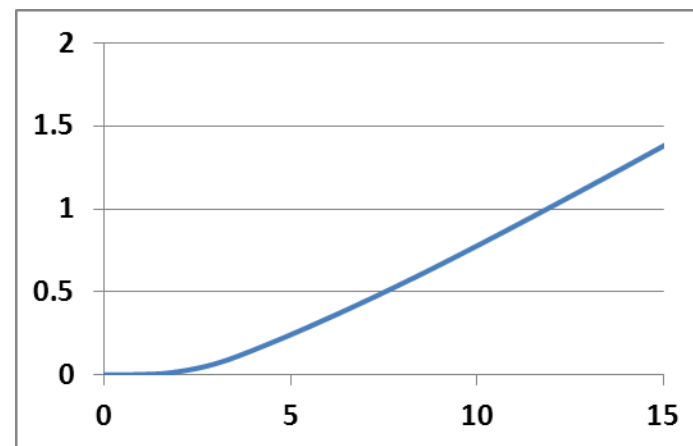
Site 33

Non sélectionné en Phase1

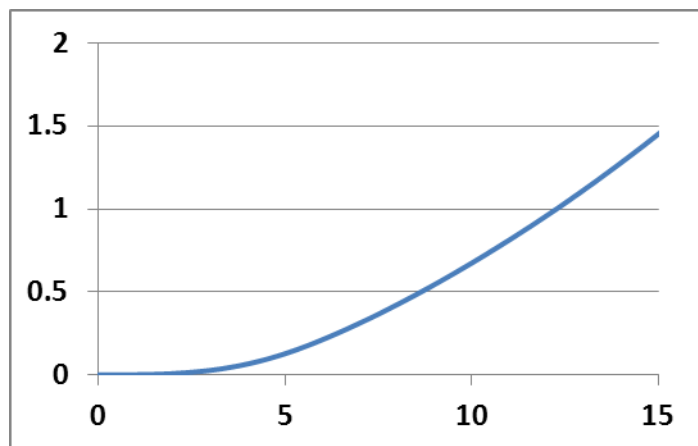
Site 34

Non sélectionné en Phase1

Site 35



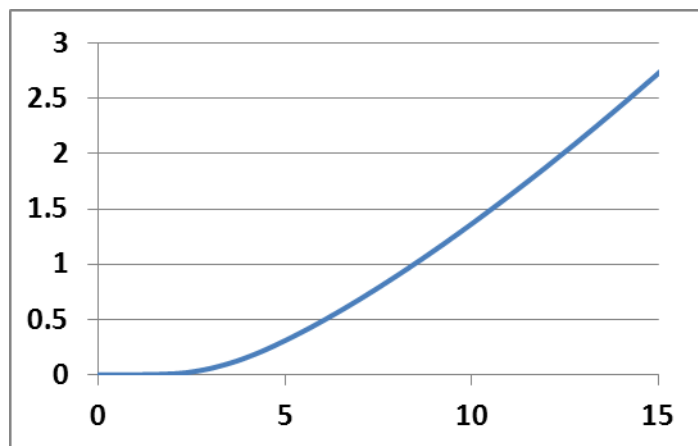
Site 36



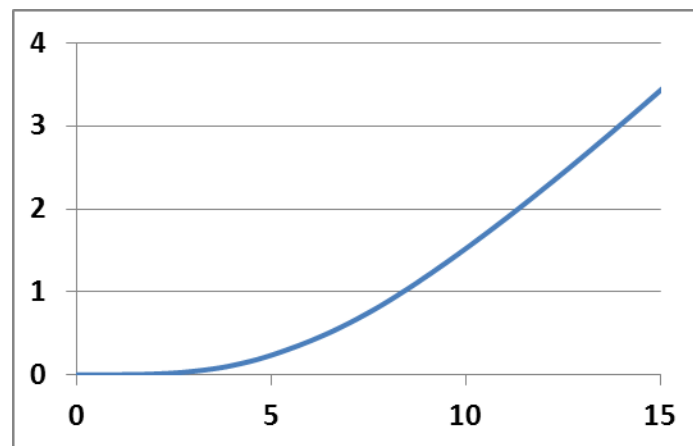
Site 37

Non sélectionné en Phase1

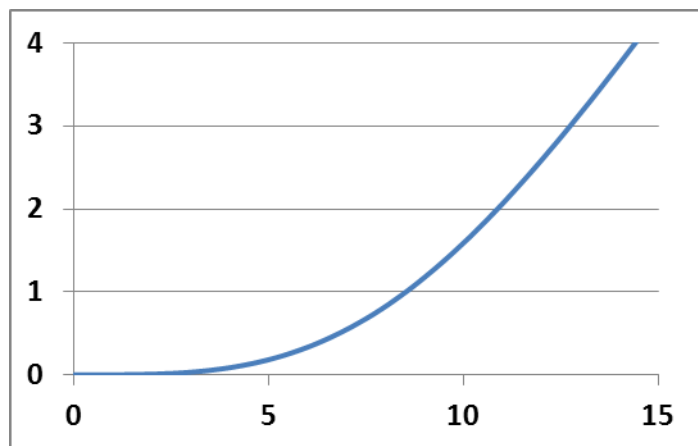
Site 38



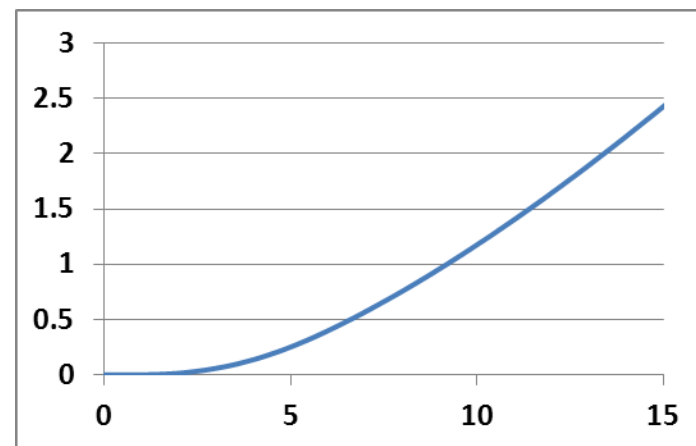
Site 39



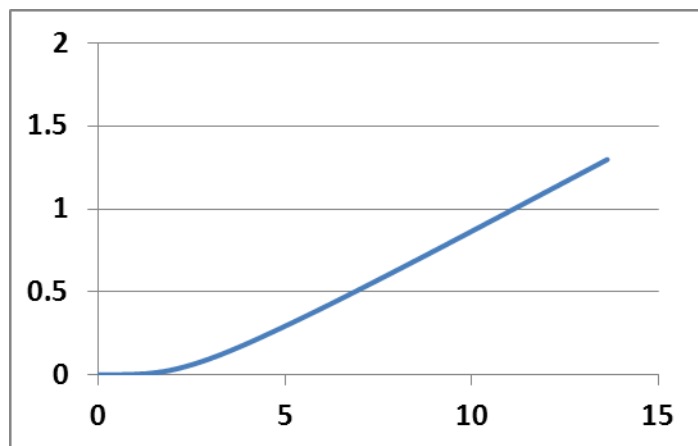
Site 40



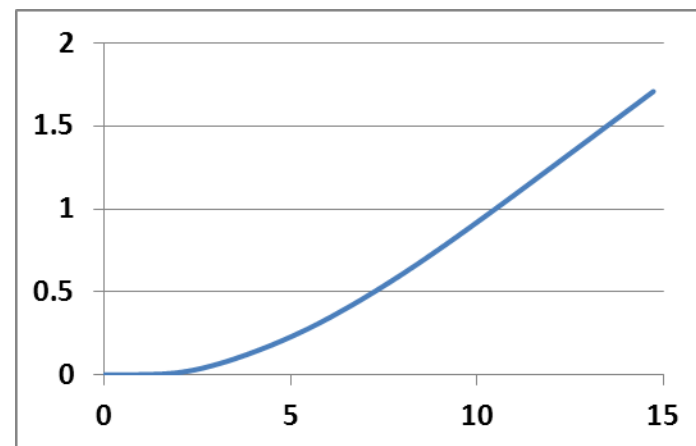
Site 41



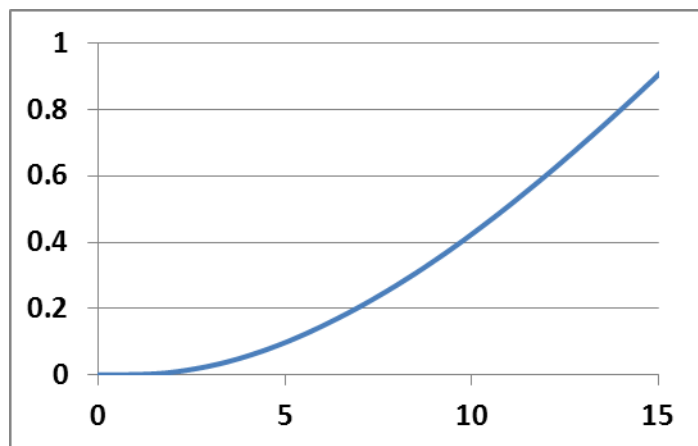
Site 42



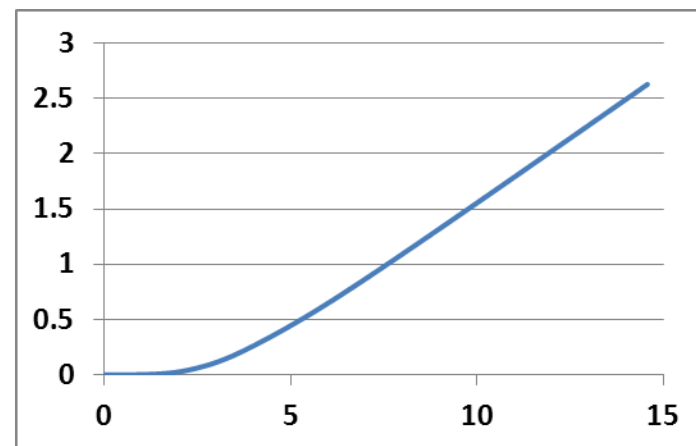
Site 43



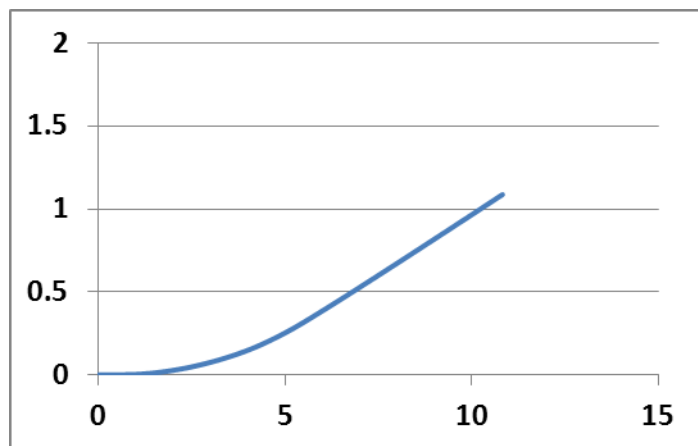
Site 44



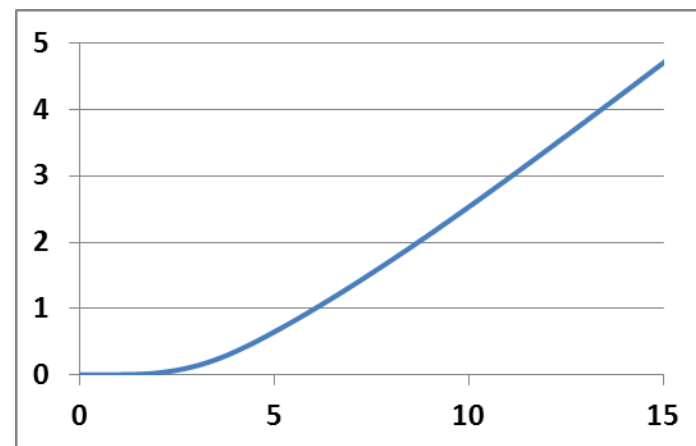
Site 45



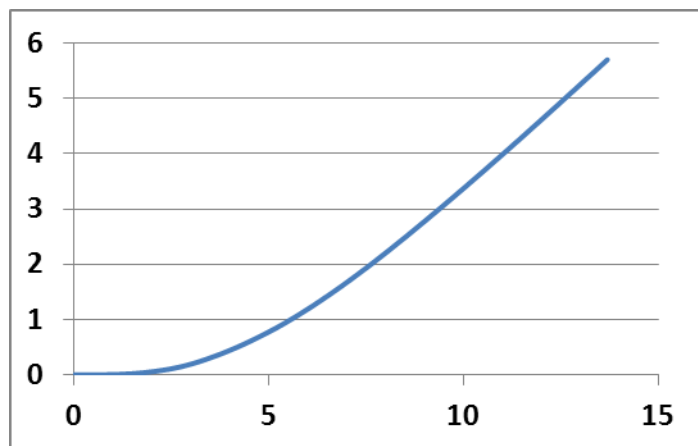
Site 46



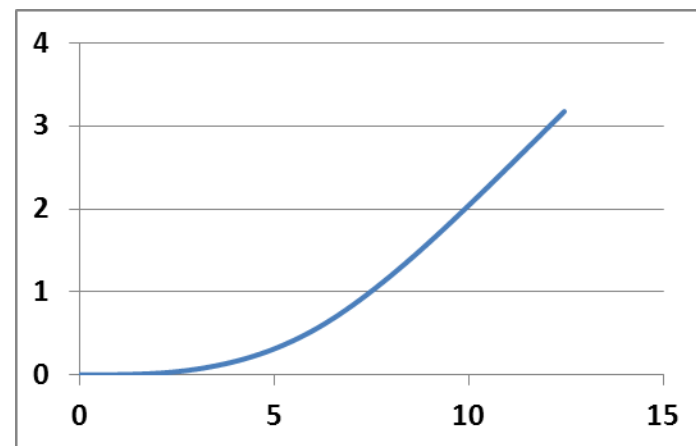
Site 47



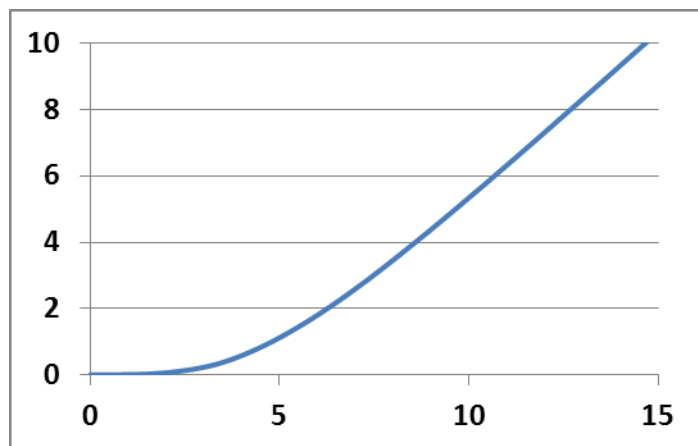
Site 48



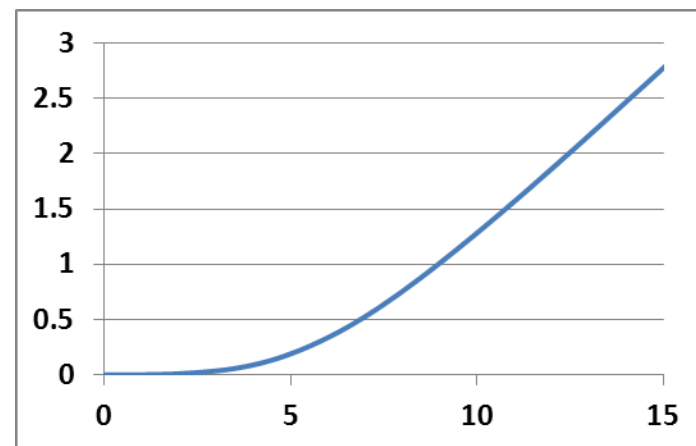
Site 49



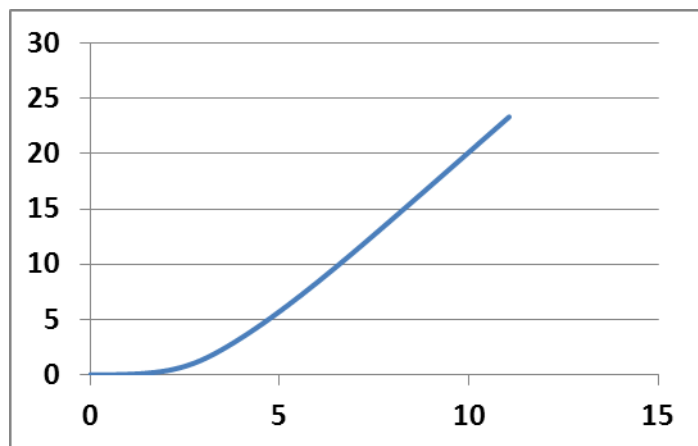
Site 50



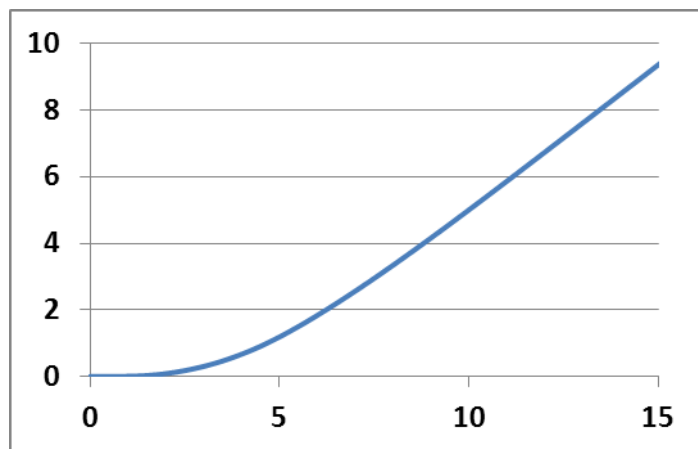
Site 51



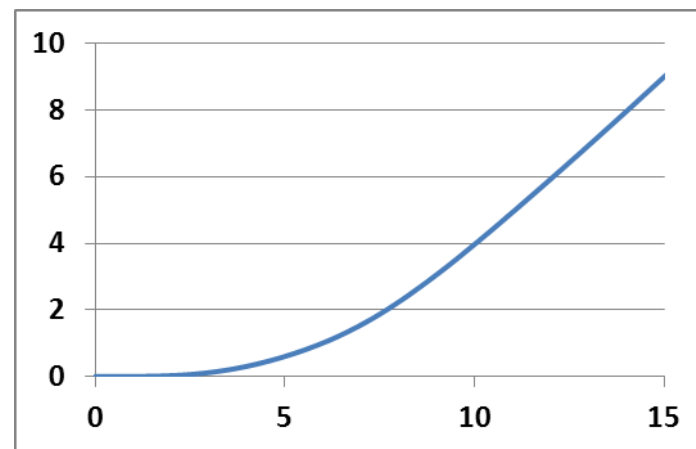
Site 52



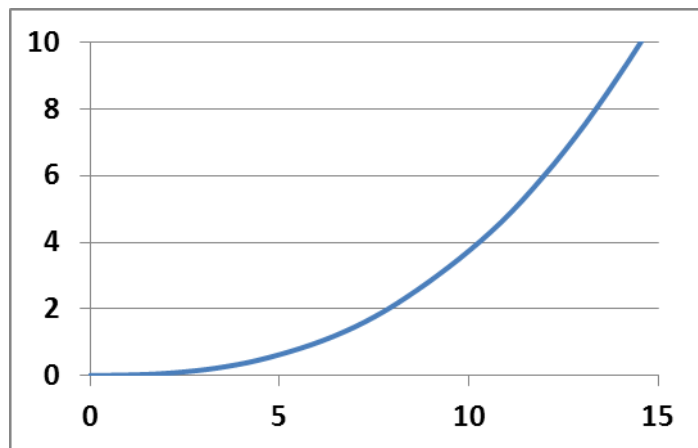
Site 53



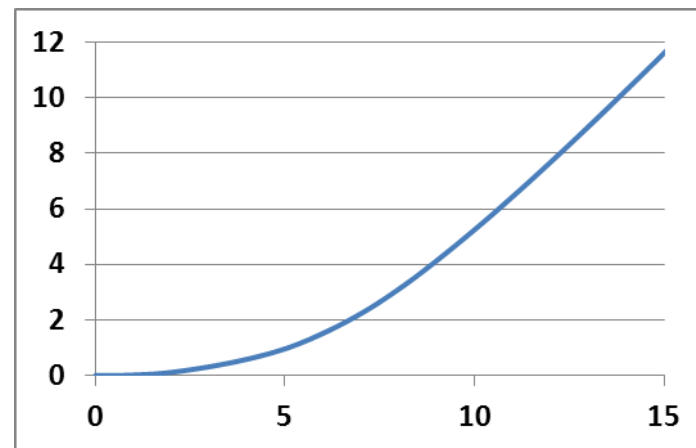
Site 11-12



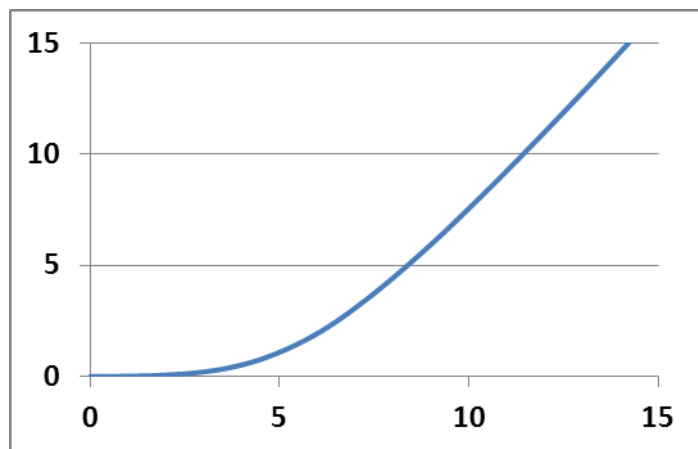
Site 13-14



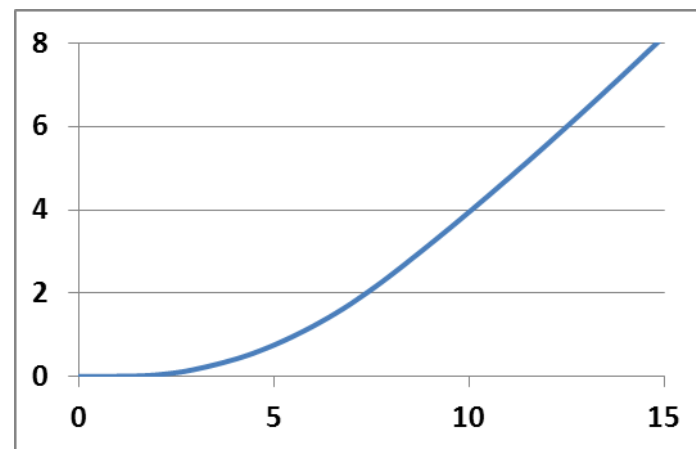
Site 15-16-18



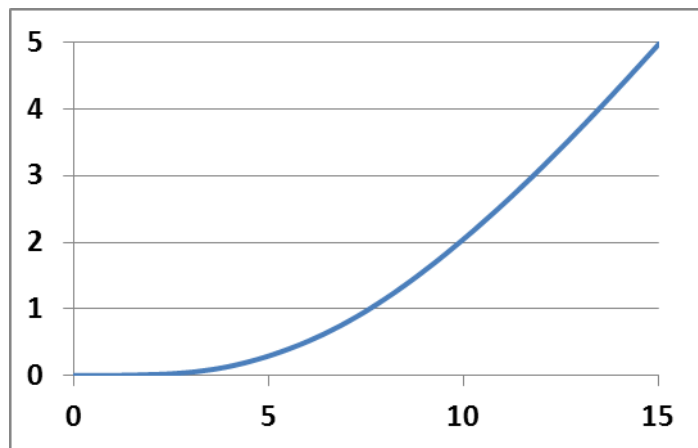
Site 16-18



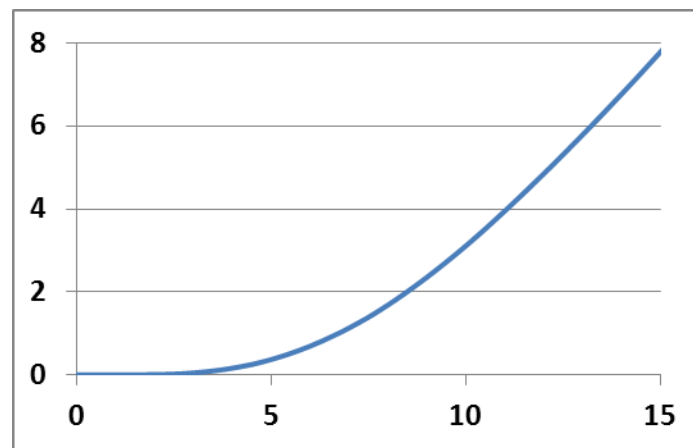
Site 19-20-21



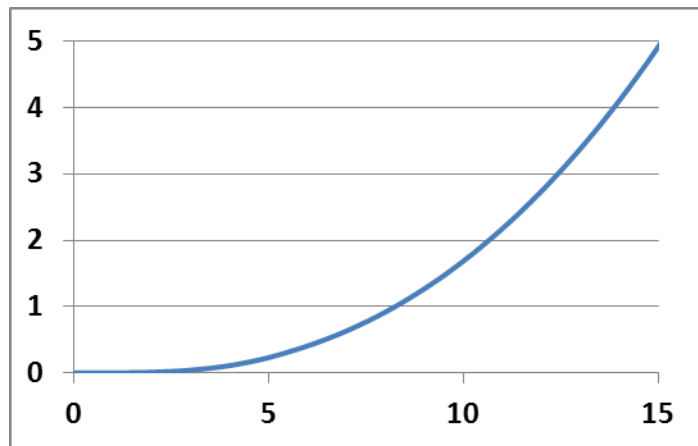
Site 23-24



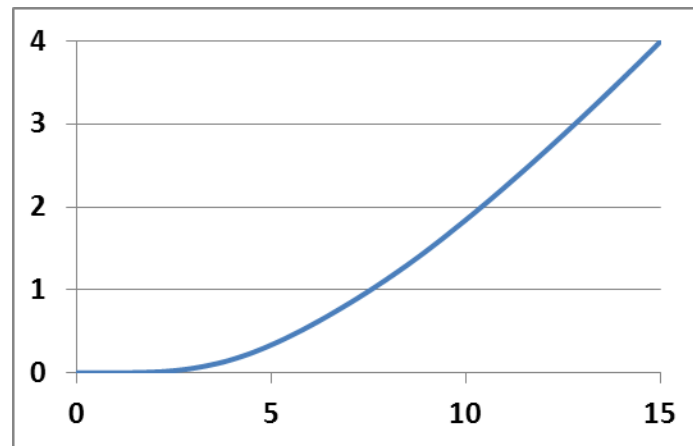
Site 31-32



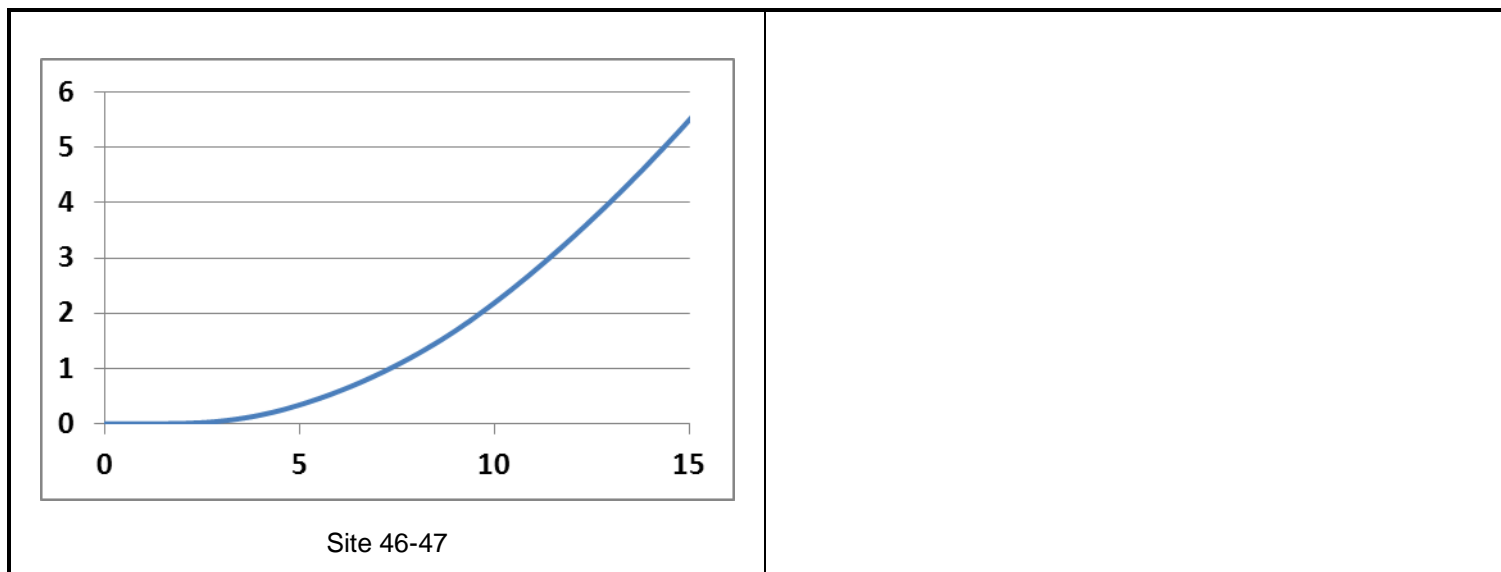
Site 33-36



Site 40-41



Site 43-44



ANNEXE 3 : DETAIL DES COUTS DE L'OUVRAGE 2324

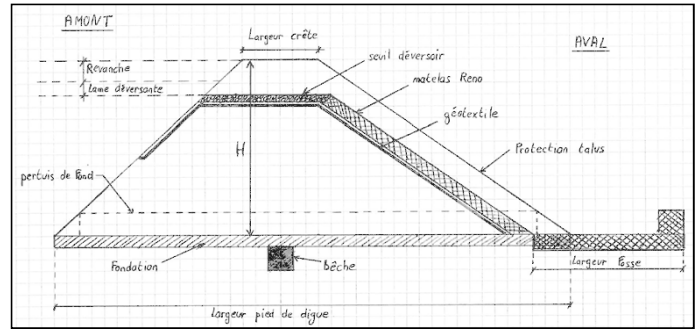
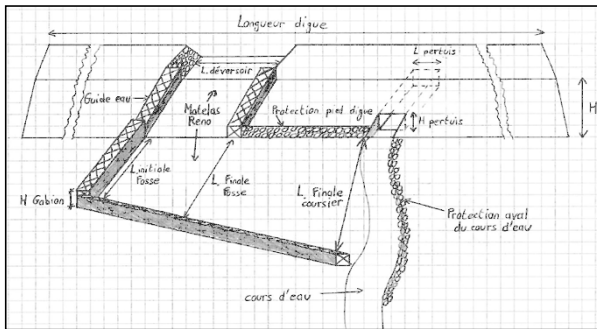
AVANT METRES ET ESTIMATION BARRAGE

Opération : RDC sur les BV Isole et Elle

Ouvrage :

N23-2 Coût ht = 2 612 000 €

Géométrie générale



Légende : Valeurs à renseigner
 Valeurs provenant des autres feuilles de calcul

1. La digue

Longueur de la digue :	350.00	m
Hauteur totale de la digue :	9.70	m
Largeur en crête :	3.50	m
Pente talus amont :	0.50	m/m soit 0.464 rad (ou 26,6°)
Pente talus aval :	0.40	m/m soit 0.381 rad (ou 21,8°)
Largeur en pied de digue :	47.15	m
Hauteur de bêche :	1.00	m
Largeur pied de bêche :	1.00	m
Pente des talus de la bêche :	1.00	m/m
Hauteur de fondation :	0.50	m
Revanche :	1.00	m
Lame déversante :	0.70	m
Epaisseur TV à mettre sur tte la digue :	0.30	m
Emprise minimale de l'ouvrage :	16503	m²
Protection (géogridle+TV+ensemencement)	11698	m²
Volume de remblai :	75293	m³
Epaisseur tapis drainant :	0.50	m
Volume du tapis drainant :	2063	m³

2. Le pertuis de fond

Type :	Dalots
Nombre :	1.00 Prévoir 2 dalots si $L(\text{dalot}) > 2 \cdot H(\text{dalot})$
Hauteur des piédroits :	1.00 m
Largeur totale du/des dalots :	1.45 m
Longueur de l'ouvrage :	m
Epaisseur Cadre Béton :	0.30 m
Epaisseur Paroi Béton supplémentaire :	0.20 m
(!!!! Seulement si $L > 2 \cdot H$)	
Hauteur fondation sous dalot :	0.5 m

Autres

Décapage terre végétale:	0.5 m
Protection aval cours d'eau :	25 m

3 Déversoir

Largeur du déversoir :	120.00 m
Longueur développée (crête + pente):	25.04 m
Surface déversoir:	3005 m²
Surface seuil :	420 m²
Lame déversante + Revanche :	1.70 m
Longueur des guides eau :	21.54 m
Retour protection en amont:	4.00 m
Hauteur de gabions guide eau :	1.00 m
Largeur des gabions guide eau :	1.00 m
Volume de gabions guides eau :	43 m³
Epaisseur du matelas:	1.30 m
Surface du matelas :	2585 m²
Volume matelas:	3360 m³
Surface de géotextile:	3485 m²
Enrochements liaisonnés:	551 m³

4. Fosse de dissipation

Largeur initiale de la fosse :	10.00 m
Largeur finale de la fosse :	19.53 m
Longueur de la fosse :	122.49 m
Emprise de la fosse :	1786 m²
Hauteur gabions cage protection pourtour :	1.40 m
Volume gabions cage protection :	185 m³
Epaisseur du matelas:	1.10 m
Volume matelas:	1965 m³
Surface de géotextile:	1786 m²
Matériau de fondation :	0.15 m

5. Le coursier

Pente moyenne :	0.015 m/m
Longueur coursier :	6.00 m
Largeur initiale coursier :	19.53 m
Largeur finale coursier :	20.00 m
Emprise coursier :	119 m²
Epaisseur matelas :	1.10 m
Profondeur finale matelas :	3.10 m
Volume matelas :	130 m³
Hauteur gabions guide eau :	1.00 m
Volume gabions guide eau :	6 m³
Protection en enrochement pied de digue :	1.00 m
Surface de géotextile :	119 m²
Matériau de fondation :	0.15 m

Avant métrés et estimations

Ouvrage : N°23-24

N°	Libellé	Unités	Quantités	Prix unitaires	Produits	Sous-Totaux
100	Etudes, procédures et travaux préparatoires					
101	Acquisitions foncières	m²	18408	10.00	184 075	
102	Etudes et maîtrise d'œuvre 12% des travaux	Ft	1	250 000		
103	Installation de chantier et préparation	Ft	1	20 000	20 000	
104	Aménagement des accès + Travaux préparatoires	Ft	1	10 000	10 000	
105	Batardeau de chantier (pour pertuis de fond)	Ft	1	5 000	5 000	
						219 075
200	Terrassements, Fondations					
201	Décapage terre végétale et mise en dépôt	m3	9204	4	36 815	
202	Déblais emprise de la digue et bêche/mise en dépôt	m3	8601	12	103 215	
203	Déblais recalibrage aval cours d'eau	m3	362.5	12	4 350	
204	Déblais fosse de dissipation et coursier	m3	3334	12	40 005	
205	Matériau de fondation sous digue	m3	8251	16	132 020	
206	Matériau de fondation sous coursier et fosse de dissipation	m3	286	16	4 572	
207	Matériau de fondation sous pertuis de fond	m3		16		
208	Remblai pour corps de digue	m3	75293	9	677 641	
209	Remblai pour bêche	m3	700	9	6 300	
210	Géogrille sur talus digue	m²	11698	25	292 455	
211	Terre végétale sur talus digue	m3	3509	4	14 038	
212	Gabions cage guide eau + fosse de dissipation + coursier	m3	43	100	4 308	
213	Gabions cage guide eau fosse de dissipation	m3	185	100	18 549	
214	Gabions cage guide eau coursier	m3	6	100	600	
215	Géotextile déversoir + fosse de dissipation + coursier	m²	5390	4	21 560	
216	Matelas Reno déversoir + fosse de dissipation + coursier	m3	5456	100	545 584	
217	Enrochements de protection cours d'eau	t	202	22	4 449	
218	Enrochements de protection pied de digue aval coursier	t	16	22	343	
219	Matériaux pour tapis drainant	t	5157	10	51 570	
						1 958 374
300	Béton armé - Maçonnerie					
301	Béton armé dalots (y compris aciers et coffrage)	m3		620		
302	Béton armé ouvrages divers	m3		620		
303	Béton ordinaire - non armé, coffré	m3		305		
304	Enrochements bétonnés seuil	m3	551	90	49 594	
305	Tête d'ouvrage pour dalots	u	1	8 000	8 000	
306	Grille de protection amont pertuis	Ft	1	1 000	1 000	
						58 594
400	Finitions					
401	Ensemencement des talus de la digue	m²	11698	3	35 095	
402	Aménagements divers (clôtures, accès, etc.)	Ft	1	5 000	5 000	
403	Equipement de surveillance et de mesure	Ft	1	3 000	3 000	
404	Mesures compensatoires environnement	Ft	1	20 000	20 000	
						63 095
	Total de la feuille en Fht :					2 299 138
	Total y compris divers et imprévus en Fht :	15%				2 611 147
	Total général en FTTC :	19.6%				3 122 932

ANNEXE 4 : DETAILS DES DOMMAGES (COMBINAISON A)

4. Chiffrage des enjeux touchés en situation actuelle et en situation aménagée

4.1 Maisons et immeubles

Source : Courbes de JP Torterotot (Thèse ENGEEES)
Ratio de surface par bâtiment = 90 m²

				SITUATION ACTUELLE			SITUATION AMENAGEE		
Evènement de crue (date)	T (années)	Classe de hauteur d'eau	Hauteur d'eau moyenne (cm)	Nbre de maisons	S inondée (m²)	Dommmage (€)	Nbre de maisons	S inondée (m²)	Dommmage (€)
	3	0 - 50 cm	25	0	0	0	0	0	0
		50 cm - 1.00 m	75	0	0	0	0	0	0
		1.00 m - 2.00 m	150	0	0	0	0	0	0
		2.00 m - 3.00 m	250	0	0	0	0	0	0
Total (€) =						0	Total (€) =		
2011	5	0 - 50 cm	25	37	3 330	384 116	37	3 330	384 116
		50 cm - 1.00 m	75	11	990	140 432	7	630	89 366
		1.00 m - 2.00 m	150	2	180	32 688	2	180	32 688
		2.00 m - 3.00 m	250	1	90	21 114	1	90	21 114
Total (€) =						578 349	Total (€) =		
2001	20	0 - 50 cm	25	92	8 280	955 098	84	7 560	872 046
		50 cm - 1.00 m	75	61	5 490	778 757	59	5 310	753 224
		1.00 m - 2.00 m	150	23	2 070	375 912	18	1 620	294 192
		2.00 m - 3.00 m	250	1	90	21 114	1	90	21 114
2000						2 130 881	Total (€) =		
2000	50	0 - 50 cm	25	83	7 470	861 665	94	8 460	975 861
		50 cm - 1.00 m	75	74	6 660	944 721	59	5 310	753 224
		1.00 m - 2.00 m	150	66	5 940	1 078 704	57	5 130	931 608
		2.00 m - 3.00 m	250	2	180	42 228	1	90	21 114
Total (€) =						2 927 318	Total (€) =		
	1000	0 - 50 cm	25		0	0		0	0
		50 cm - 1.00 m	75		0	0		0	0
		1.00 m - 2.00 m	150		0	0		0	0
		2.00 m - 3.00 m	250		0	0		0	0
Total (€) =						4 390 976	Total (€) =		

4.2 Voirie

Source : données Agence de l’Eau Artois-Picardie, 2001
Hypothèse : durée de submersion comprise entre 12 et 24 h

				SITUATION ACTUELLE			SITUATION AMENAGEE		
Evènement de crue (date)	T (années)	Classe de vitesse	Coût (en €/m²)	Linéaire de route inondée (m)	S inondée (m²)	Dommmage (€)	Linéaire de route inondée (m)	S inondée (m²)	Dommmage (€)
	3	0 - 0.5 m/s	20		0	0		0	0
		0.5 - 1.0 m/s	50		0	0		0	0
		1.0 m/s et plus	80		0	0		0	0
Total (€) =						0	Total (€) =		
	5	0 - 0.5 m/s	20		0	0		0	0
		0.5 - 1.0 m/s	50	884	5 304	265 200	884	5 304	265 200
		1.0 m/s et plus	80		0	0		0	0
Total (€) =						265 200	Total (€) =		
	20	0 - 0.5 m/s	20		0	0		0	0
		0.5 - 1.0 m/s	50	1526	9 156	457 800	1526	9 156	457 800
		1.0 m/s et plus	80		0	0		0	0
Total (€) =						457 800	Total (€) =		
	50	0 - 0.5 m/s	20		0	0		0	0
		0.5 - 1.0 m/s	50	2104	12 624	631 200	2104	12 624	631 200
		1.0 m/s et plus	80		0	0		0	0
Total (€) =						631 200	Total (€) =		
	1000	0 - 0.5 m/s	20		0	0		0	0
		0.5 - 1.0 m/s	50		0	0		0	0
		1.0 m/s et plus	80		0	0		0	0
Total (€) =						946 800	Total (€) =		

4.3 Activités économiques

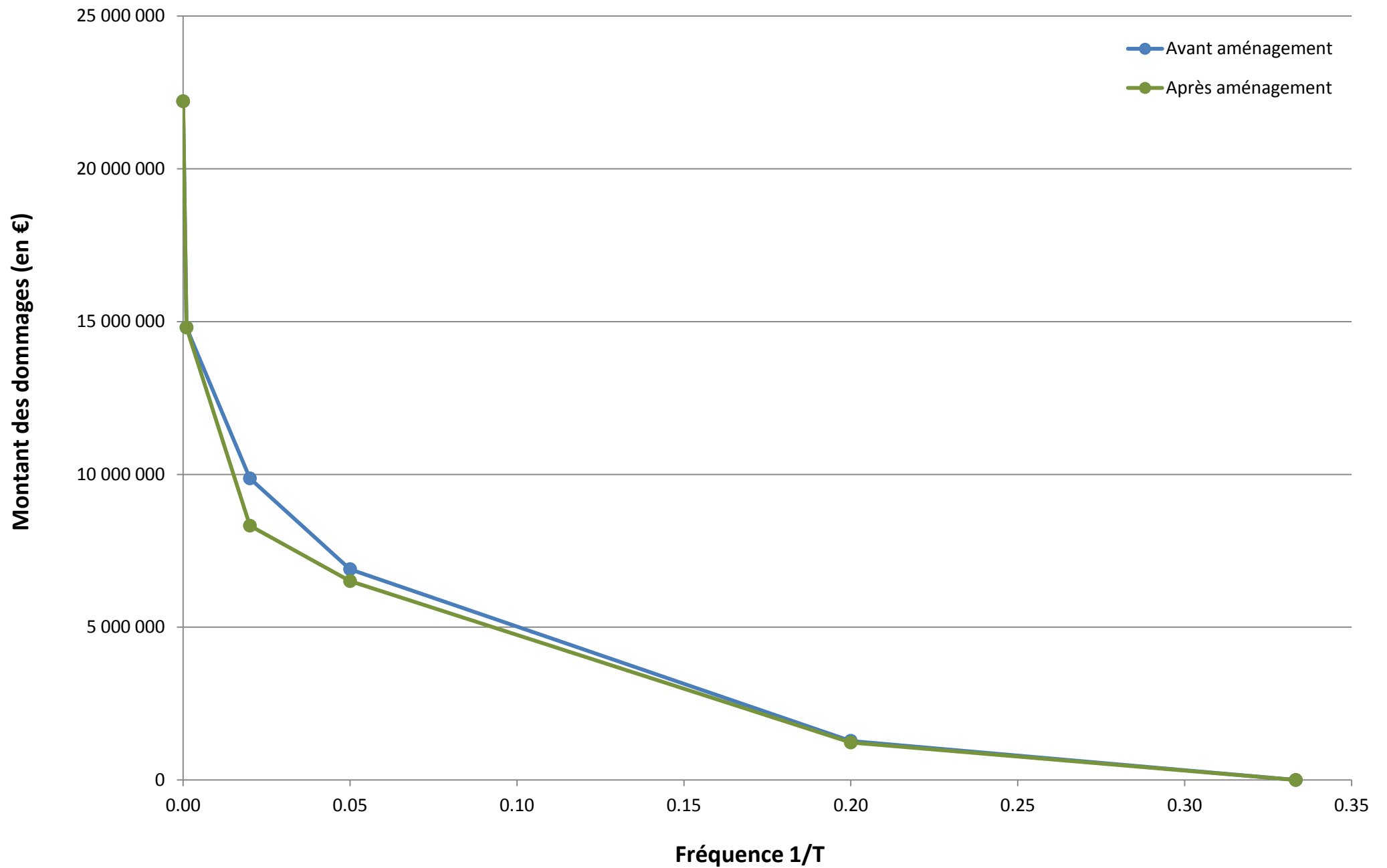
Source : Courbes de la Loire Moyenne
Type de crue :
Durée > 48h

			SITUATION ACTUELLE				SITUATION AMENAGEE			
Evènement de crue (date)	T (années)	Hauteur d'eau	Nombre d'activités	Dommmage par salarié (en KF)	Nbre moyen de salarié/activité	Dommmage total (en €)	Nombre d'activités	Dommmage par salarié (en KF)	Nbre moyen de salarié/activité	Dommmage total (en €)
	3	H<0.5m		130	10	0		130	10	0
		0.5m<H<1m		155	10	0		155	10	0
		1m<H<2m		180	10	0		180	10	0
		H>2m		190	10	0		190	10	0
TOTAL =						0	TOTAL =			
	5	H<0.5m	1	130	10	198184	1	130	10	198184
		0.5m<H<1m	1	155	10	236296	1	155	10	236296
		1m<H<2m	0	180	10	0	0	180	10	0
		H>2m		190	10	0		190	10	0
TOTAL =						434 480	TOTAL =			
	20	H<0.5m	13	130	10	2576388	13	130	10	2576388
		0.5m<H<1m	5	155	10	1181480	3	155	10	708888
		1m<H<2m	2	180	10	548816	3	180	10	823225
		H>2m		190	10	0		190	10	0
TOTAL =						4 306 685	TOTAL =			
	50	H<0.5m	9	130	10	1783654	8	130	10	1585470
		0.5m<H<1m	12	155	10	2835552	11	155	10	2599256
		1m<H<2m	3	180	10	823225	3	180	10	823225
		H>2m	3	190	10	868959		190	10	0
TOTAL =						6 311 389	TOTAL =			
	1000	H<0.5m		130	10	0		130	10	0
		0.5m<H<1m		155	10	0		155	10	0
		1m<H<2m		180	10	0		180	10	0
		H>2m		190	10	0		190	10	0
TOTAL =						9 467 084	TOTAL =			

ANNEXE 5 : DEMA

Combinaison A

Dommages avant et après projet



Combinaison B

Dommages avant et après projet

