

Mer et côtes



ASSISTANCE TECHNIQUE - PPRL DE LA BAIE DE
BOURGNEUF
Rapport final

+

DDTM DE LA VENDEE

Rapport n° : 15F-101-RA-2
Révision n° : A
Date : 27/11/2015

Votre contact :
Arnaud de BONVILLER
debonviller @isl.fr

Rapport

ISL Ingénierie SAS - ANGERS
25 rue Lenepveu
49100 - Angers
FRANCE
Tel. : +33.2.41.36.01.77
Fax : +33.2.41.36.10.55

www.isl.fr

ISL
Ingénierie

Visa

Document verrouillé du 27/11/2015.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	27/11/2015	ADB	ADB	PBO	version finale

ADB : de BONVILLER Arnaud

PBO : BOLO Philippe

Rapport ISL
15F-101-RA-2
Revision A

<http://www.isl.fr/r.php?c=120162>



SOMMAIRE

0	OBJET DE LA PRESENTE NOTE	1
1	POINT N°1 : LE NIVEAU STATIQUE LE LONG DES OUVRAGES DE PROTECTION	2
1.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE	2
1.2	REPONSES	3
1.2.1	SUR LES RAISONS QUI VALIDENT LE NIVEAU 4,2 MNGF	3
1.2.1.1	Quels sont les processus qui pourraient expliquer une variabilité du niveau ?	3
1.2.1.2	Des surverses observées tout à fait cohérentes avec le niveau 4,2 mIGN69	4
1.2.1.3	Des volumes de franchissement cohérents avec ce niveau statique	6
1.2.1.4	Conclusions	12
2	NON PRISE EN COMPTE DES FRANCHISSEMENTS PAR PAQUETS DE MER DANS LES MODELISATIONS	13
2.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE	13
2.2	FRANCHISSEMENTS LORS DE XYNTHIA ESTIMES PAR MODELISATION	13
3	LA CINETIQUE DES RUPTURES	15
3.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE	15
3.2	CARACTERISTIQUES DES BRECHES	15
3.2.1	L'HISTORIQUE DES BRECHES : DES DESORDRES SERIEUX POUR DES COTES 30 CM PLUS BASSES QUE XYNTHIA	15
3.2.2	DES DEBITS DE FRANCHISSEMENT SIGNIFICATIFS DES LA COTE 3.80 MNGF QUI EXPLIQUENT LES DEGATS CONSTATES EN 1990 , 1996, 1999	17
3.3	CONCLUSIONS	18
4	INFLUENCE DES HYPOTHESES RELATIVES A LA GESTION DES OUVRAGES HYDRAULIQUES	18
4.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE	18
4.2	REPONSES	19
5	NON PRISE EN COMPTE DES TOPOGRAPHIES ACTUALISEES	20
5.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE	20

5.2	REPONSES _____	20
5.2.1	DIGUE DE L'ETIER DE SALLERTAINE _____	20
5.2.2	DIGUE DES GLAGEES _____	23
5.2.3	DIGUE AU SUD DU PORT DU BEC _____	26
5.2.4	CONCLUSIONS _____	27
6	REALITE DE LA BRECHE DU DAIN _____	28
6.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE _____	28
6.2	REPONSES _____	28
6.2.1	PROCESSUS DE RUPTURE RETENU ET RETOUR D'EXPERIENCE DE XYNTHIA _____	29
6.2.2	IMPORTANCE DU LINEAIRE ARASE _____	32
6.2.2.1	Les leçons de Xynthia – le cas de l'Île de Ré _____	32
6.2.2.2	Les leçons de Xynthia – cela aurait il pu être pire sur le secteur de Bouin ? _____	34
6.2.3	CONCLUSION _____	34
7	EMPRISE DU MODELE NUMERIQUE DE TERRAIN _____	35
7.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE _____	35
7.2	REPONSES _____	35
7.2.1	JUSTIFICATION DES LIMITES DE LA SIMULATION _____	35
7.2.2	INFLUENCE DE L'HYPOTHESE SUR LES NIVEAUX DANS LA SITUATION ACTUELLE ET _____	2100 38
7.2.3	CONCLUSIONS _____	38
8	PRISE EN COMPTE DES REMBLAIS DANS LE MNT ET ETAT INITIAL _____	39
8.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE _____	39
8.2	REPONSES _____	40
8.2.1	ETAT INITIAL DANS LE MARAIS _____	40
8.2.2	NON PRISE EN COMPTE DES REMBLAIS _____	43
8.2.3	UTILISATION DU LEVE LIDAR - _____	46
8.2.4	CONCLUSIONS _____	47
9	CALAGE DU MODELE DE SUBMERSION _____	48
9.1	INTERPRETATION DES REMARQUES _____	48
9.2	REPONSES _____	48

10	REALITE DES BRECHES AU PORT DU COLLET	50
10.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE	50
10.2	REPONSES	50
10.2.1	LE PROCESSUS D'EROSION INTERNE	50
10.2.2	RESULTATS DES EDD	51
10.2.2.1	Partie aval	51
10.2.2.2	Partie amont	53
10.2.3	CONCLUSIONS	53
11	PRISE EN COMPTE D'UNE BRECHE DANS LA DIGUE DE LA PARISIENNE	54
11.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE	54
11.2	REPONSES	54
12	LOCALISATION DE LA BRECHE SUR LA DIGUE DE COUPELASSE ET DE COUTANT	56
12.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE	56
12.2	REPONSES	56
12.2.1	RAPPEL DE LA JUSTIFICATION DE LA BRECHE	56
12.2.2	TESTS DE BRECHES GLISSANTES	59
13	REALITE DE LA BRECHE SUR LA DIGUE DES GLAGEES SOUS TRONÇON 1	62
13.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE	62
13.2	REPONSES	62
14	REALITE DE LA BRECHE AU FOND DE L'ETIER DE LA LOUIPPE	64
14.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE	64
14.2	REPONSES	64
14.2.1	JUSTIFICATION DU POSITIONNEMENT	64
14.2.2	TEST D'UNE BRECHE AU POINT BAS	65
15	QUATRIEME BRECHE DE LA DIGUE DU POLDER DES CHAMPS NON JUSTIFIEE	67
15.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE	67

15.2	REPONSES _____	67
16	CINETIQUE DE LA BRECHE DU QUAI NORD DU PORT DES CHAMPS _____	68
16.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE _____	68
16.2	REPONSES _____	68
16.2.1	REALITE DES BRECHES SUR DES TRONÇONS DE ROUTE _____	68
16.2.2	SENSIBILITE A L'INSTANT DE RUPTURE – BRECHE DU QUAI NORD DU PORT DES CHAMPS _____	69
16.2.3	CONCLUSIONS _____	70
17	CINETIQUE DE LA BRECHE AU NIVEAU DU REBRAS SUD DU PORT DES CHAMPS _____	70
17.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE _____	70
17.2	REPONSES _____	70
18	DEMONSTRATION DE L'EFFET EQUIVALENT D'UN SCENARIO ALTERNATIF DE BRECHE AU PORT DU BEC _____	71
18.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE _____	71
18.2	REPONSES _____	71
19	GOIS NORD _____	72
19.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE _____	72
19.2	REPONSES _____	72
19.2.1	RESULTATS DE L'EDD _____	72
19.2.2	TOPOGRAPHIE DE JANVIER 2015 _____	73
19.2.3	CONCLUSIONS _____	73
20	DIGUE DU GOIS NORD SOUS-TRONÇON 4 _____	73
20.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE _____	73
20.2	REPONSE _____	74
20.2.1	RAPPEL DES CONCLUSIONS DE L'EDD _____	74
20.2.2	HYPOTHESE RETENUE POUR L'EDD _____	74
21	ECLUSE DE FAUCILLON _____	75
21.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE _____	75

21.2	REPONSE	75
21.2.1	DYNAMIQUE DES ECOULEMENTS	75
21.2.2	POSITION DE LA BRECHE	76
21.2.3	CONCLUSION	76
22	ECLUSE DU GRAND PONT	77
22.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE	77
22.2	REPONSE	77
23	FROMENTINE	78
23.1	INTERPRETATION DE LA REMARQUE	78
23.2	REPONSES	78
24	SYNTHESE	82
25	SYNTHESE CONCERNANT LA JUSTIFICATION DES BRECHES	89

TABLE DES FIGURES

Figure 1 : cotes atteintes lors de Xynthia	3
Figure 2 : wind set up lors de Xynthia (Telemac, ISL)	4
Figure 3 : cotes atteintes lors de Xynthia et observation relatives aux surverses en zone abritée des houles	6
Figure 4 : position des profils pour le calcul des débits de franchissement – digue du Dain	7
Figure 5 : digue du Dain (photo ISL)	7
Figure 6 : carte des houles significatives (SWAN, ISL)	8
Figure 7 : hydrogrammes entrant par franchissement.	8
Figure 8 : inondation du casier du Dain – simulation de Xynthia	9
Figure 9: Vues aériennes du polder du Dain prises trois jours après la tempête Xynthia	10
Figure 10 : comparatif entre les zones inondées simulées et les observations	11
Figure 11 : simulation des surfaces inondées lors de Xynthia – digue de la Parisienne	14
Figure 12 :sensibilité du modèle à l'ouverture des ouvrages de fonds de ports et étiers – modèle Telemac ISL	19
Figure 13 : localisation des profils en RD de l'étier de Sallertaine	21
Figure 14 : profils en travers issus du Lidar – étier de Sallertaine RD	23
Figure 15 : digue des Glagées – surélévation à gauche ; dégradations à la transition béton-maçonneries côté mer. (source : EDD)	23

Figure 16 : désordres sur la digue des Glagées (source EDD)	25
Figure 17 : digue du Dain après Xynthia (photo ISL)	29
Figure 18 : Digue du polder des Champs après Xynthia (photo ISL)	30
Figure 19 : extrait de la présentation de l'Irstea	30
Figure 20 : Digue de l'île de Ré après Xynthia (photo ISL)	31
Figure 21 : Digue de l'île de Ré après Xynthia (photo ISL)	31
Figure 22 : Digue des marais vendéens (photo Verger)	32
Figure 23 : extrait du Rex Xynthia –île de Ré	33
Figure 24 : dégâts sur les digues de l'île de Ré (photos ISL excepté dernière)	33
Figure 25 : niveaux d'eau à l'aval du Falleron (source : SAH Sud Loire)	35
Figure 26 : niveaux d'eau au vannage de la Censerie (source : SAH Sud Loire)	36
Figure 27 : réseau hydrographique drainé vers les marais (source : Robin, Baudet, Gruet, Maillard)	36
Figure 28 : niveaux d'eau simulés – début de marée montante suivant l'évènement (ISL)	37
Figure 29 : stries d'interpolation de la topographie dans le marais (source Casagec sur fond ISL)	39
Figure 30 : système de gestion hydraulique du marais (source : SAH Sud Loire)	40
Figure 31 : bilans mensuels des cotes atteintes dans le marais – janvier 2015	41
Figure 32 : bilans mensuels des cotes atteintes dans le marais – vannage du Collet, janvier 2015	42
Figure 33 : situation et profil au niveau du Dain.	43
Figure 34 : Réseau hydraulique du marais et propagation des eaux	44
Figure 35 : illustration du réseau secondaire en dans les marais à proximité de la mer	46
Figure 36 : sensibilité au coefficient de strickler en zone urbaine	49
Figure 37 : localisation de la brèche du port du Collet.	50
Figure 38 : Ouvrages traversants présents sur la digue de la Parisienne (source : EDD)	51
Figure 39: important fontis au droit de la prise d'eau – fond du port du Collet (photo ISL)	53
Figure 40 : positionnement du moment de rupture de la digue de la Parisienne.	55
Figure 41 : run up en fonction de la nature et géométrie de la protection (source : Roch Manual)	55
Figure 42 : situation des profils pour le calcul des débits de franchissement – digues de Coupelasse et Coutant.	57
Figure 43 : localisation des ouvrages traversants – digue de la Coupelasse et du Coutant – source : EDD	59
Figure 44 : localisation des deux bèches alternatives	59
Figure 45 : différences de niveaux entre les scénarios de brèches – Dignes de Coupelasse et Coutant	60
Figure 46 : différences de niveau entre les scénarios de brèches- Dignes de Coupelasse et Coutant	61
Figure 47 : différences de niveau entre les scénarios de brèche – étier de la Louippe	63

Figure 48 : extrait de l'atlas cartographique du retour d'expérience de Xynthia et situation de labrèche simulée.	64
Figure 49 : profil en long de la crête de la digue des Glagées 4 (source : EDD)	65
Figure 50 : localisation de la brèche alternative	65
Figure 51 : différences de niveau entre les scénarios de brèche – étier de la Louippe	66
Figure 52 : érosion du talus aval de la digue de la Louippe – vue générale et détail.	67
Figure 53 : route-digue au port du Collet après Xynthia (Photo Syndicat).	68
Figure 54 : hypothèse de progressivité de la brèche	69
Figure 55 : $\Delta(\text{cm}) = Z_{\text{max PPR}} - Z_{\text{max ouverture brèche en 25 min}}$	69
Figure 56 : différences de niveau entre les scénarios de brèche, Gois Nord	71
Figure 57 : état et géométrie au droit de l'écluse du Faucillon (d'après EDD)	76
Figure 58 : localisation du profil '(fond de plan : PPRL)	8
Figure 59 : profil en travers en limite d'extension du modèle – le Falleron (source Lidar)	8
Figure 60 : Position des profils représentatifs de la limite d'extension du modèle (fond Lidar)	9
Figure 61 : limites topographiques à l'extrémité du modèle	9
Figure 62 : profils topographiques en limites d'extension du modèle	11
Figure 63 : position des profils et cotes atteintes pour le scénario PPRL	12

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1 : cotes de digues et observations lors de Xynthia	5
Tableau 3 : débits de franchissement au droit des digues (ISL)	17
Tableau 4 : valeurs maximales du débit de franchissement (d'après GODA)	18
Tableau 5 : valeurs maximales du débit de franchissement (d'après Allsop et al 2005))	18
Tableau 6 : répartition des écarts en termes de superficies inondées (ouvrages)	20
Tableau 7 : débits de franchissement lors de Xynthia – digue des Glagées (source : EDD)	25
Tableau 8 : synthèse des probabilités d'occurrence annuelle attachées à chaque scénario conduisant à un désordre – digue sud du port du Bec	26
Tableau 9 : ouvrages du secteur du port du Collet à la pointe de Parracaud (source : EDD)	52
Tableau 10 : débits de franchissement lors de Xynthia – digue de la Parisienne (source : EDD)	54
Tableau 11 : débits de franchissement lors de Xynthia – digues de Coupelasse et Coutant (source : EDD)	57
Tableau 12 : ouvrage traversant à la pointe des Poloux (source : EDD)	58
Tableau 13 : Synthèse des probabilités d'occurrence annuelle attachées à chaque scénario conduisant à un désordre – digue du Gois Nord – sous-tronçon 3	72

Tableau 14 : Synthèse des probabilités d'occurrence annuelle attachées à chaque scénario conduisant à un désordre – digue du Gois Nord – sous-tronçon 4..... 74

0 OBJET DE LA PRESENTE NOTE

Suite à l'enquête publique relative à l'établissement du Plan de Prévention des Risques sur la Baie de Bourgneuf, des questions ont été posées et une expertise technique réalisée par le cabinet Casagec.

L'expertise intitulée « expertise technique de la méthodologie d'élaboration du PPRL de la baie de Bourgneuf » formule en conclusion une liste de 25 remarques.

La présente note répond à chacune de ces remarques après les avoir reformulées à la lumière du rapport établi par Casagec. Parmi les 25 remarques, trois sont regroupées car traitant d'un même sujet. Ainsi sont passés en revue 23 points qui font autant de chapitres.

Le chapitre 24 présente la synthèse des réponses apportées tandis que le chapitre 25 reprend le tableau synthétique dressé par le bureau d'études Casagec relatif à la pertinence des brèches en y faisant figurer les réponses apportées qui justifient le parti retenu pour le PPRL.

1 POINT N°1 : LE NIVEAU STATIQUE LE LONG DES OUVRAGES DE PROTECTION

1.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La conclusion du rapport Casagec formule ainsi ce point : « *Un niveau d'eau constant égal à 4,2 m NGF a donc été attribué pour tout le littoral du territoire concerné. Les éléments qui ont permis de sélectionner un niveau d'eau à 4,2 m NGF sont peu nombreux et parfois contestables. En effet, de nombreuses laisses de crue surestiment le niveau d'eau statique car la présence de vagues peut laisser des marques largement supérieures au niveau statique lorsque celles-ci rencontrent un relief ou un mur. Néanmoins, d'autres informations (marégraphes, laisses de crue sur d'autres territoires, etc.) auraient pu permettre de calibrer un modèle maritime pour calculer un niveau représentatif de la réalité sur tout le littoral de la baie de Bourgneuf. De plus, ce modèle maritime aurait permis de calculer avec précision les sollicitations hydrauliques sur les digues et une validation du niveau d'eau à la côte aurait pu se faire avec l'ensemble des emprises de submersions REX Xynthia* ».

Ce point contient 3 critiques :

- La sélection du niveau d'eau à 4,2 m NGF ne reposerait pas sur des informations fiables,
- D'autres laisses de crues auraient pu être utilisées pour estimer le niveau statique sur l'ensemble des secteurs,
- Un modèle maritime aurait permis de valider le niveau d'eau.

Il est ainsi indiqué que «il est probable que sur certains secteurs, un niveau d'eau de 4,2 m NGF, en prenant en compte les franchissements de paquets de mer, aurait été trop élevé pour caler le modèle avec l'évènement Xynthia ».

1.2 REPONSES

1.2.1 SUR LES RAISONS QUI VALIDENT LE NIVEAU 4,2 MNGF

1.2.1.1 Quels sont les processus qui pourraient expliquer une variabilité du niveau ?

Le rapport Casagec reprend la carte établie par ISL :

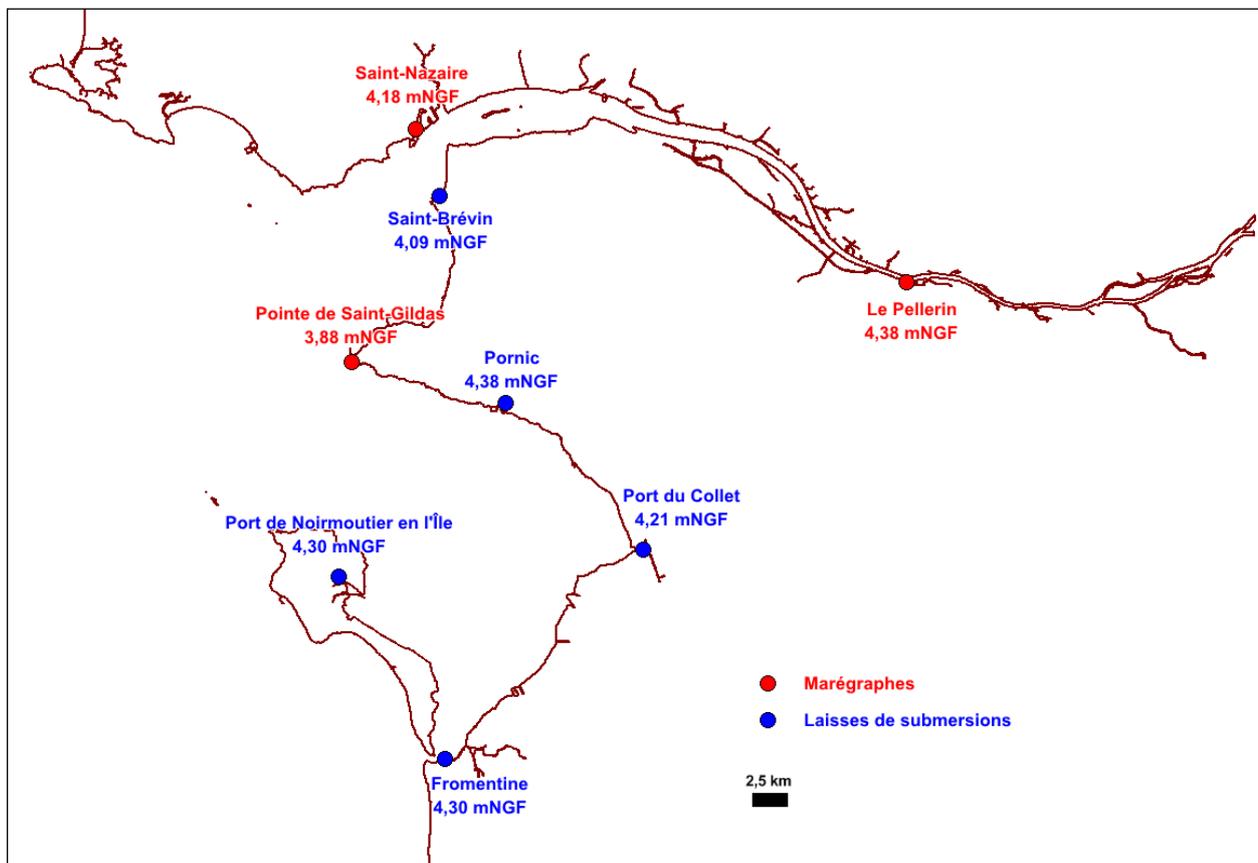


Figure 1 : cotes atteintes lors de Xynthia

Si des cotes plus basses que 4,2 mNGF concernent une partie de la côte, il s'agit donc de la partie centrale non concernée par des laisses de crue. Rappelons que sur la commune de la Barre de Mont la digue du casier du Tendeau a été submergée ce qui indique des niveaux d'eau supérieurs à 4 mNGF et que les niveaux à Noirmoutier sont cohérents avec ceux atteints à Fromentine.

Les raisons physiques pour lesquelles un niveau statique très différent peut concerner les secteurs compris entre Fromentine et le port du Collet sont les suivants :

- Une surcote anémométrique variable le long de la côte,
- Un setup lié aux vagues également variable.

On trouvera dans les rapports relatifs aux Etudes de dangers des digues, des détails sur l'hydrodynamisme de la zone littorale. Nous sommes sur des profondeurs d'eau en pied d'ouvrage fortes par rapport au creux de houle. Le set up lié aux vagues est assez faible pour des niveaux de l'ordre de 4 mNGF et identique du port du Collet à Fromentine.

Par ailleurs, suite à Xynthia, le SHOM a proposé une estimation par modélisation de la surcote anémométrique. Le résultat montre une constance (à 10 cm près) de la surcote liée au vent le long de la côte qui nous intéresse.¹

ISL a également réalisé un modèle de surcote dont les résultats confirment les informations du SHOM :

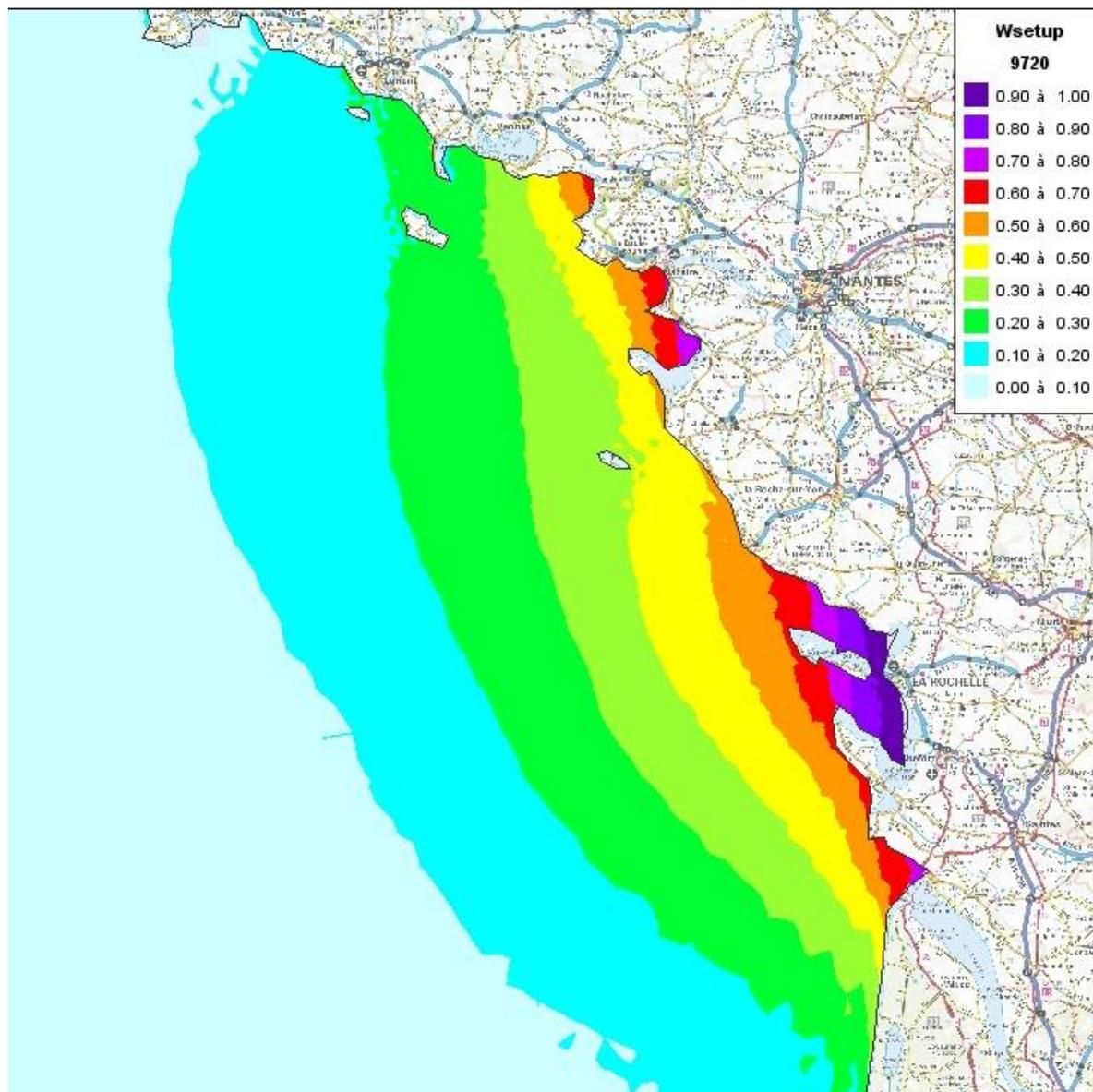


Figure 2 : wind set up lors de Xynthia (Telemac, ISL)

1.2.1.2 Des surverses observées tout à fait cohérentes avec le niveau 4,2 mIGN69

Le niveau de 4,2 mIGN69 est également tout à fait cohérent avec les surverses repérées lors de l'évènement Xynthia. Comme l'indique d'ailleurs le cabinet Casagec, le sous tronçon 4 de la digue des Glagées a surversé lors de Xynthia. Le niveau est donc au moins de 4 mIGN69 en cet endroit.

¹ Caractérisation des niveaux marins et modélisation des surcotes pendant la tempêtes Xynthia, L Pineau Guillou & al, SHOM, CETMEF

On peut établir la liste des surverses et les cotes correspondantes dans la partie centrale abritée des houles (ports du Bec et port des Champs) ; pour cela, on reprend les tableaux issus des EDD :

Ouvrage	Cote altimétrique	surverse
Digue de rebras sud du polder des Champs (560 mètres)	4.50 IGN69	non
Digue nord du port des Champs (290 mètres) ;	4 IGN69	Au port des Champs, les digues ont également été submergées sans formation de brèches. Les crêtes ont cependant été endommagées
Digue sud du port des Champs (430 mètres) ;	4.20 IGN69	
Digue de rebras nord du polder du Dain (360 mètres).	4.60 IGN69	non
Digue Nord du port du Bec (640 mètres) ;	4 IGN69	Au port du Bec, la digue Nord a été submergée et des barges ont été emportées dans le polder du Dain 
Digue sud du port du Bec (640 mètres) ;	4 IGN69	
Brise lame de la Matte à Nauleau (120 mètres) ;	4.70 IGN69	non

Tableau 1 : cotes de digues et observations lors de Xynthia

On doit donc ajouter à la carte synthétique ces informations :

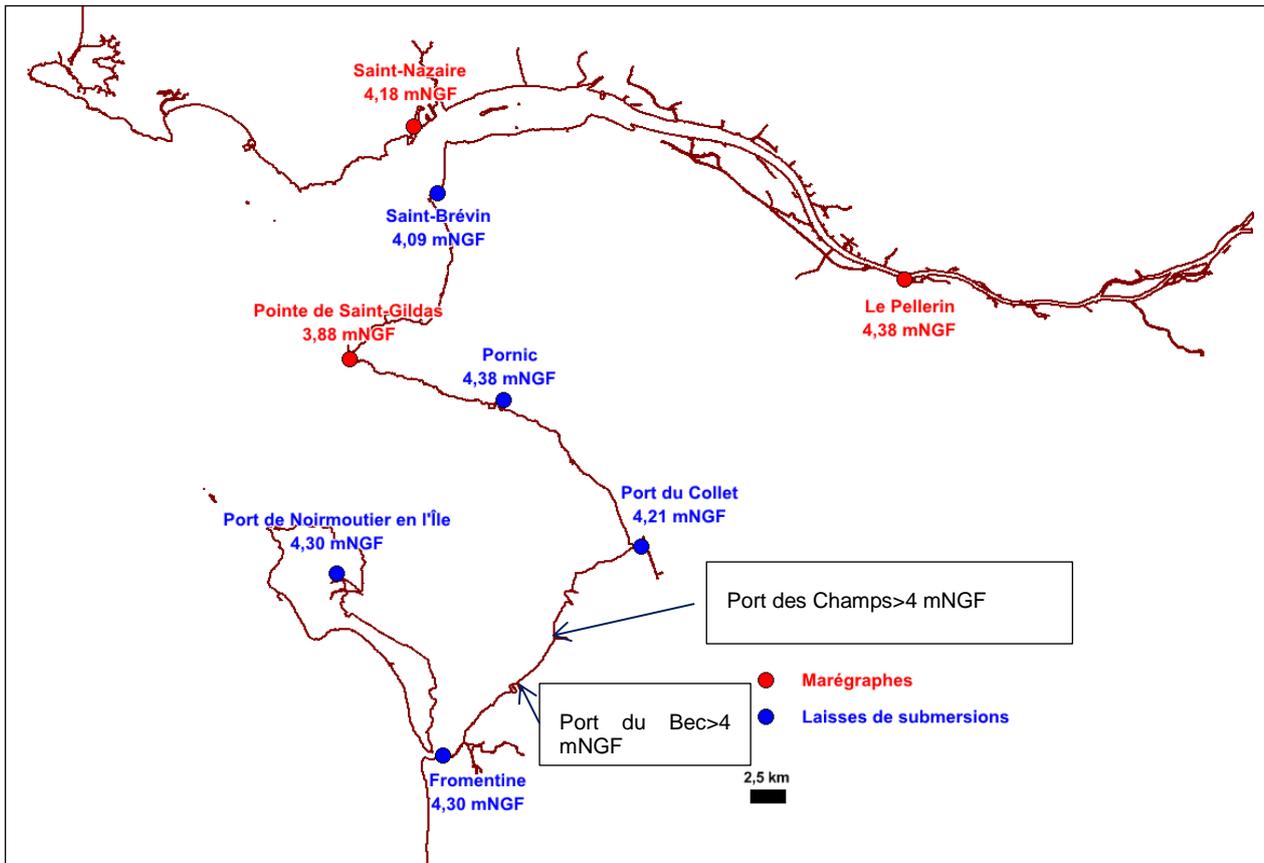


Figure 3 : cotes atteintes lors de Xynthia et observation relatives aux surverses en zone abritée des houles

Cette carte démontre la quasi constance du niveau statique au droit des ouvrages sur l'ensemble du domaine.

1.2.1.3 Des volumes de franchissement cohérents avec ce niveau statique

Une estimation des volumes franchissant la digue du Dain est réalisée et les surfaces inondées reproduites puis comparées aux observations.

Le limnigramme associé à Xynthia est appliqué ainsi que le régime des houles estimé lors de l'évènement. Cinq profils représentatifs sont utilisés pour estimer le volume entrant par la digue du Dain dans le casier protégé.

La figure ci-après présente la localisation des profils en travers qui ont servi à estimer les volumes franchis :

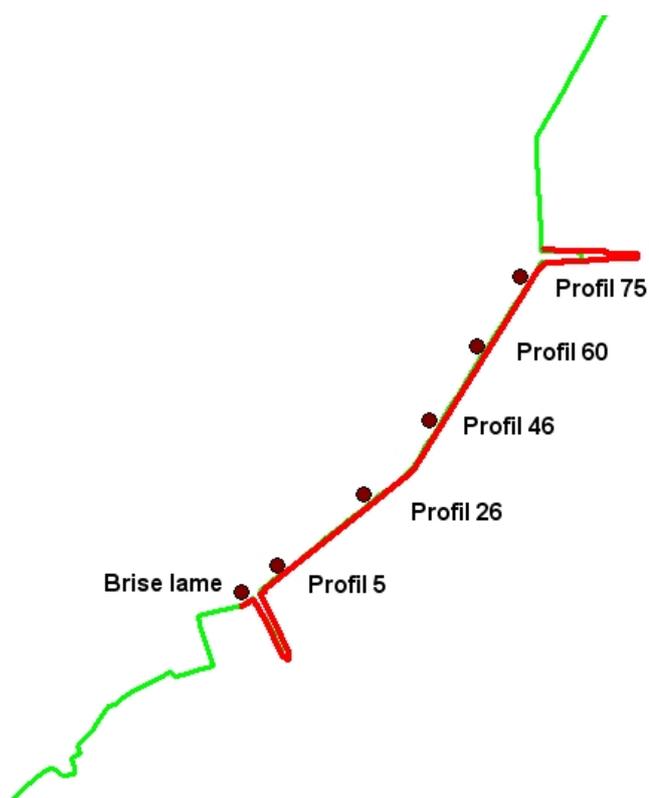


Figure 4 : position des profils pour le calcul des débits de franchissement – digue du Dain

Les profils sont issus de la topographie la plus récente qui prend en compte les réparations après Xynthia ; ces profils sont fournis en annexe.

Pour le calcul du débit de franchissement sont considérés les différents éléments de la digue jouant un rôle dans la dissipation de l'énergie :

- Les enrochements,
- La risberme,
- Les pentes des talus.



Figure 5 : digue du Dain (photo ISL)

Le vent, avec le niveau statique, a une influence dominante sur le processus car les houles du large de longueur d'onde élevée sont fortement amorties au droit de la digue du Dain.

Le graphe ci-après présente une simulation d'un événement de niveau statique égal à 4.2 mNGF avec une houle océanique modérée et un vent de 45 nœuds (conditions de Xynthia).

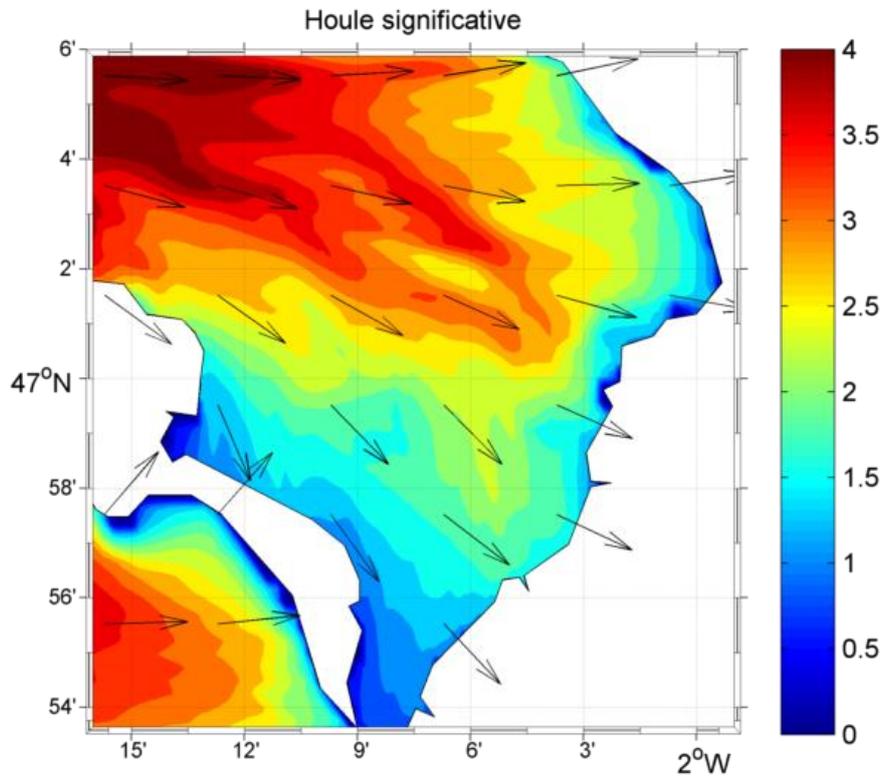


Figure 6 : carte des houles significatives (SWAN, ISL)

La houle passe de 4 mètres au nord de Noirmoutier à 1,50 mètre à la côte. Le set up, c'est à dire l'élévation du niveau de la mer liée à la houle, est inférieur à 10 centimètres.

Les calculs sont réitérés pour les niveaux d'eau correspondant au limnigramme de Xynthia. On obtient les hydrogrammes de débits de franchissement suivants.

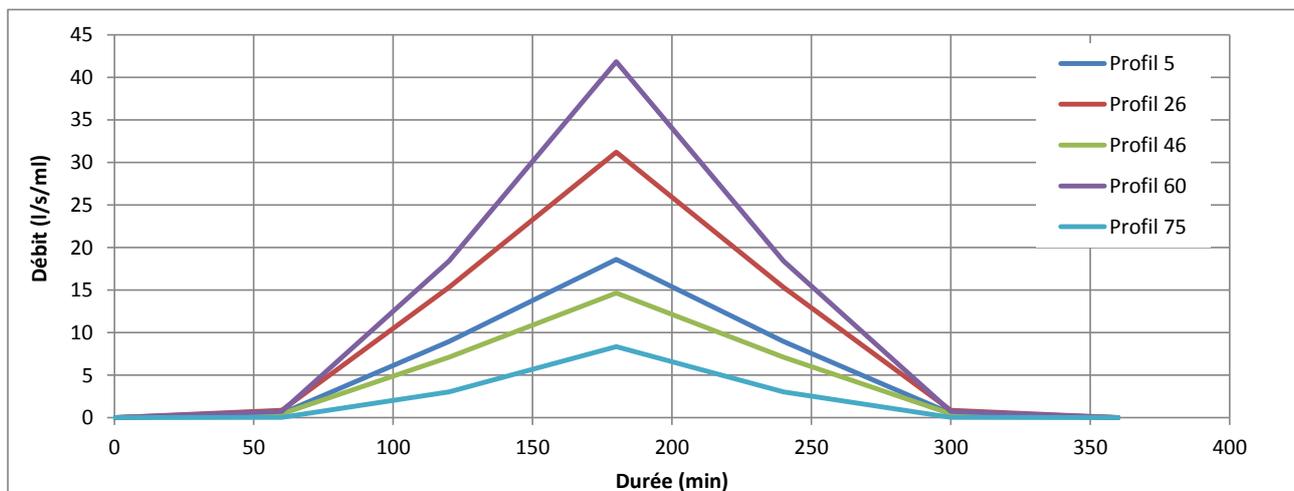


Figure 7 : hydrogrammes entrant par franchissement.

La figure ci-après, extraite de la simulation de l'évènement Xynthia, montre l'emprise maximale de la zone inondée par les débits de franchissement dans le polder du Dain. Le volume correspondant est d'environ 650 000 m³.

Les vues aériennes donnent un aperçu de la zone inondée 3 jours après le passage de la tempête (cf Figure 9). En pointillés bleus est figurée la limite de la zone inondable obtenue par simulation numérique sur la partie centrale du polder. Elle est cohérente avec ce qui s'observe trois jours après, le ressuyage du casier étant alors bien amorcé. Les niveaux d'eau atteints se trouvent plus de 50 cm au-dessous des terre-pleins des bâtiments ostréicoles. Le modèle confirme également ce que disent les acteurs et ce qui est repris dans le document Papi concernant le peu d'inondation au sud du port des Champs.

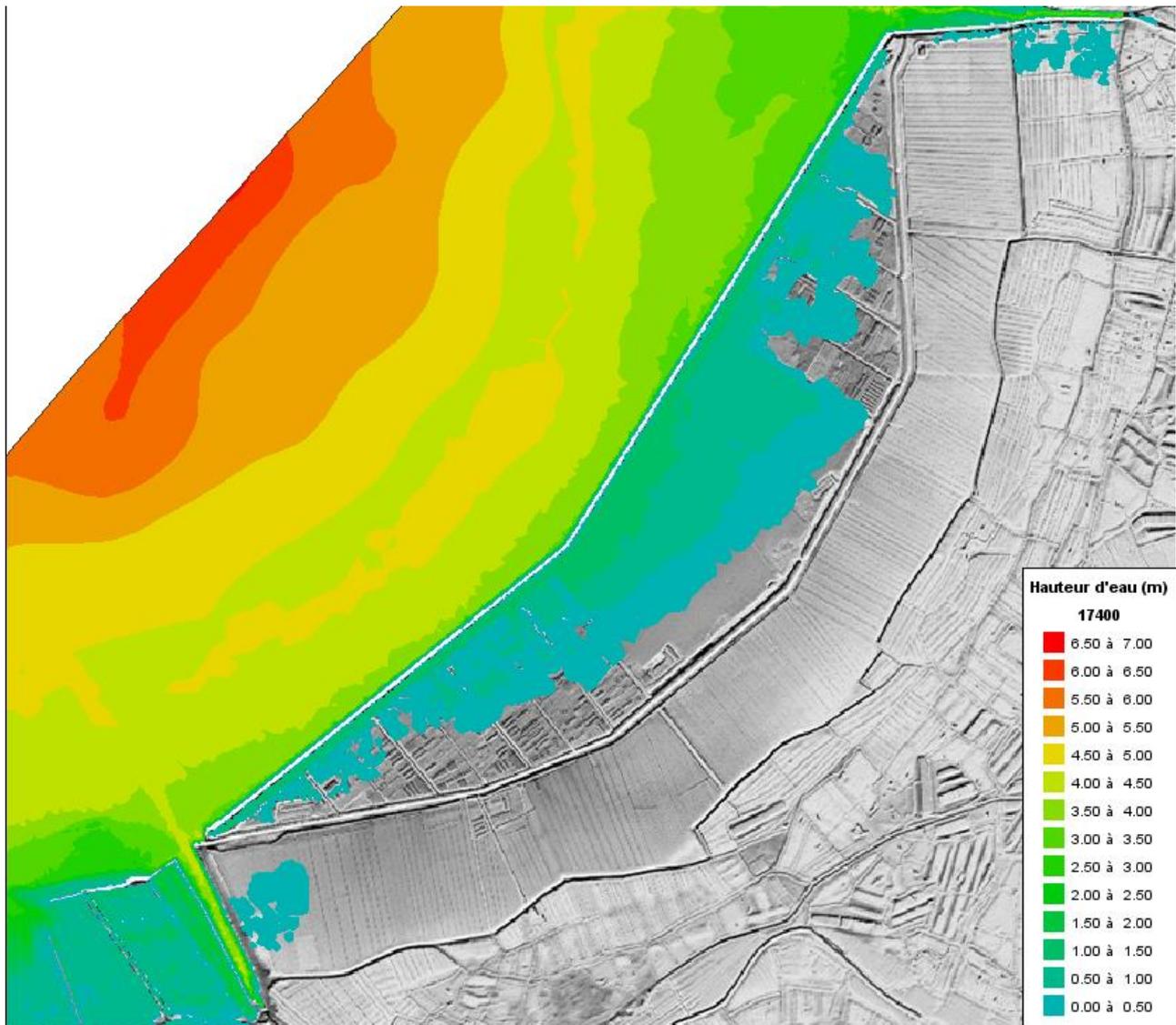


Figure 8 : inondation du casier du Dain – simulation de Xynthia



Figure 9: Vues aériennes du polder du Dain prises trois jours après la tempête Xynthia



Figure 10 : comparatif entre les zones inondées simulées et les observations

1.2.1.4 Conclusions

Tout converge pour attribuer au niveau statique de Xynthia une valeur de l'ordre de 4,2 mNGF :

- **Les lasses de mer,**
- **Les surverses observées,**
- **La constance des surcotes anémométriques,**
- **La calage du modèle de franchissement sur la digue du Dain.**

L'assertion du cabinet Casagec relative à la surestimation de la cote retenue est tout à fait infondée et ne repose sur aucune information.

2 NON PRISE EN COMPTE DES FRANCHISSEMENTS PAR PAQUETS DE MER DANS LES MODELISATIONS

2.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La calibration du modèle sur le casier du Tendeau se fait en zone abritée. Il n'y a donc pas de franchissements à considérer.

Il est tout à fait possible de prendre en compte les franchissements mais en cas de brèches, les volumes sont marginaux (ce que dit d'ailleurs Casagec).

On comprend alors que ce qui est demandé est de caler un cas de remplissage par seul franchissement par paquets de mer.

2.2 FRANCHISSEMENTS LORS DE XYNTHIA ESTIMES PAR MODELISATION

Le calage sur les observations dans le casier du Dain est tout à fait satisfaisant et valide la cote statique retenue et les modèles de propagation de houle jusqu'en pied d'ouvrage.

Nous fournissons ci-après les volumes de franchissement par rapport au volume entrant par les brèches de la digue de la Parisienne simulées sur l'évènement de Xynthia:

- Volume total entrant par les brèches de la Parisienne : $4,3 \text{ hm}^3$, soit 92,5 % du volume total entrant.
- Volume total lié aux débits de franchissement : $0,35 \text{ hm}^3$, soit 7,5% du volume total entrant.

Nous constatons que pour le calage du modèle pour des cas de brèches la prise en compte du franchissement représente 4 cm dans les zones les moins touchées (moins de 50 cm d'eau (bleu clair) et jusqu'à 10 cm dans les secteurs à forte inondation) et ne modifie pas l'extension du secteur inondé.

Le calage sur la brèche du Tendeau valide cette hypothèse. Rappelons que la calibration du modèle sur le casier du Tendeau se fait en zone abritée. Il n'y a donc pas de franchissements à considérer.

Le calage des volumes franchis sur la digue du Dain vient compléter la validation du modèle.

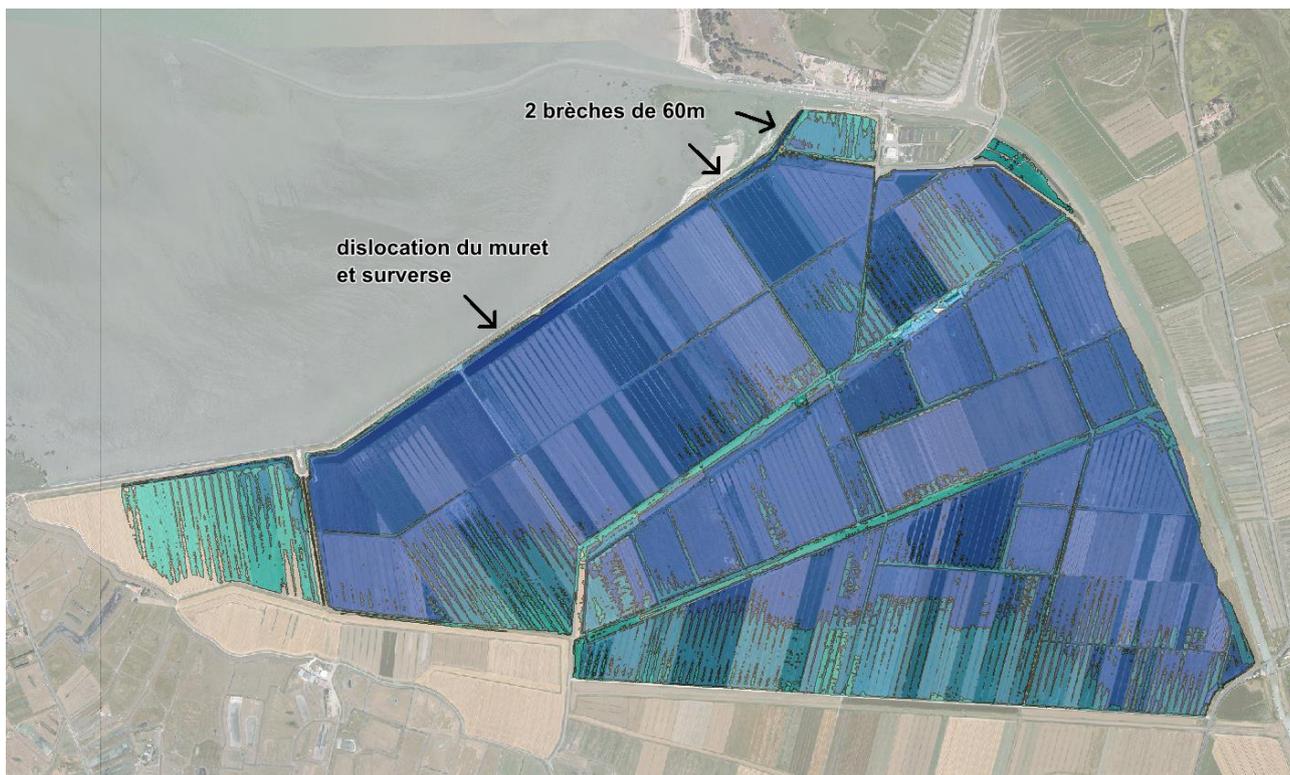


Figure 11 : simulation des surfaces inondées lors de Xynthia – digue de la Parisienne

3 LA CINÉTIQUE DES RUPTURES

3.1 INTERPRÉTATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : « *la formation des brèches se fait systématiquement de manière instantanée une heure avant la marée haute, sans prendre en compte la nature de la digue, les sollicitations hydrauliques impliquées et le mode de rupture retenu* ».

Le chapitre 2.2 détaille la remarque en faisant mention de l'analyse de sensibilité réalisée par ISL concernant l'instant de rupture : « *le bureau d'étude ISL affirme que ces hypothèses ont peu d'influence sur le résultat final. Cette affirmation est fautive. Dans le complément d'étude du 08/09/2015, le cabinet ISL fait une étude de sensibilité sur la cinétique de formation (différence entre une formation instantanée et une formation en 25 minutes : cf. p. 85 du complément d'étude) mais cette étude de sensibilité est également fautive car les tests sont réalisés avec des instants de formation différents (p. 22 du complément d'étude). Il faut alors noter que le test de sensibilité donne des résultats relativement similaires pour des défaillances progressives réalisées 20 minutes avant les défaillances instantanées. La différence sera alors importante si les deux types de défaillances (instantanée et progressive) commencent au même instant* ».

Deux points sont donc à détailler : la durée de la rupture et son instant de démarrage.

3.2 CARACTÉRISTIQUES DES BRÈCHES

Le complément d'étude du 08/09/2015 détaille les raisons qui conduisent à retenir un scénario de rupture sur 25 minutes et à partir de la cote 3.80 mIGN69.

Nous raisonnons en largeur de brèches équivalente, plusieurs brèches pouvant concerner un même casier hydraulique. Plusieurs exemples montrent que des brèches proches peuvent concerner un tronçon de digue. Nous en avons cité quelques unes dans la note du 8 septembre : l'île de Ré, les digues des marais intérieurs, brèches sur la digue du polder des Champs, de la Parisienne (avant reconstruction).

Rappelons les 3 principaux arguments qui concourent à retenir le scénario de rupture proposé :

- Les processus menant à la rupture ne sont pas nécessairement la surverse. Il peut s'agir de l'érosion interne, d'une érosion côté mer provoquant l'abaissement du talus puis la surverse, l'érosion du talus arrière par franchissement de vagues puis destruction. Ces processus peuvent s'établir dès la cote 3,6 à 3,8 mIGN69,
- Les digues ont connu des désordres notables pour des événements de moindre importance que Xynthia : février 1990, février 1996, décembre 1999,
- La succession des tempêtes peut mettre à mal les digues avant l'évènement provoquant une brèche ; un évènement sur deux cycles de marée est tout à fait possible. Le tassement des digues réalisées sur les terres de marais aux qualités mécaniques médiocres peut conduire dans le temps à l'existence de points bas.

3.2.1 L'HISTORIQUE DES BRÈCHES : DES DÉSORDRES SÉRIEUX POUR DES COTES 30 CM PLUS BASSES QUE XYNTHIA

Comment ne pas considérer une amorce de rupture à partir de 3,80 mNGF alors qu'à ce même niveau, des désordres sérieux ont concerné des linéaires de digues significatifs.

Par exemple pour la digue du Dain (extrait de l'EDD) :

Février 1996 : dommages suite à tempête du 07/02/1996 : affaissement des remblais derrière la digue sur 500 m et deux gros trous dans la risberme.

Décembre 1999 : dommages suite aux tempêtes : pas de description ni localisation précise des dommages observés.

Nous reproduisons ci après la liste des dégâts dressée après l'épisode de décembre 1999.

SÉANCE DU 7 JANVIER 2000

Annexe 4 - 1

DEGATS TEMPETES

25 - 26 décembre 1999

I – ILE DE NOIRMOUTIER

- Digue de La Tresson :

Submergée et effondrée côté intérieur.

Rechargement par terrassement avec matériaux du site réalisé les 26 et 27 décembre.

II – LITTORAL CONTINENTAL DE LA BAIE DE BOURGNEUF

- Digue de Bouin (entre les ports du Bec et des Champs) :

A l'extrémité de la partie renforcée, le parement béton est décollé et affaissé sur le chemin de pied de digue côté mer et formation d'une brèche.

Le colmatage de la brèche à l'aide de béton a été réalisé les 26 et 27 décembre.

- Digue de la Louippe :

Colmatage à l'aide de béton réalisé les 26 et 27 décembre.

- Digue au Nord du port des Brochets :

Effondrement sur 4 à 500 m ; renforcement par enrochements effectué les 26/27 décembre.

- Digue de la Parisienne :

La digue a été submergée et s'est effondrée côté intérieur.

Renforcement par enrochements effectué les 26/27 décembre.

- Digue au Nord du Gois :

Cette digue sur 2 km n'a pas encore fait l'objet de travaux de renforcement. Elle a été submergée. Le renforcement, côté mer, par des enrochements est en cours d'achèvement.

- Digue des Rouches (près de la Cahouette Sud du Gois)

La digue de front de mer, en terre, a été submergée ; formation d'une brèche sur 100 m. Le colmatage par enrochements est en cours, malgré un accès très difficile (absence de chemin).

- Digue de rebras le long de l'étier de Sallertaine

Les dégâts sont de même nature que ceux constatés à la tempête de fin octobre.

Les travaux de renforcement avec des matériaux du site (argiles) vont être entrepris.

III – PORT DU BEC

La plupart des appontements en bois réalisés par des particuliers sont démolis et les éléments ont été projetés sur la voie communale bordant le port.

La Matte à Naulleau a été inondée (2 m d'eau). Les dégâts sont importants aux installations ostréicoles.

L'intervention a consisté, pour l'instant, en un nettoyage des voies (y compris celle de desserte de la Matte à Naulleau) pour libérer le passage.

On peut citer également la tempête du 11 février 1990.

Le rapport de retour d'expérience de Xynthia (DREAL, DDTM, septembre 2012) relate les constats de M. JP Rivron concernant cette tempête de février 1990 : « la tempête met à mal les digues de Beauvoir. Aux Moutiers, les dégâts (inondations, coulées de boues, chocs mécaniques dus aux vagues) conduisent à la reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle (arrêtés des 14 mai et 24 juillet 1990). Des dégâts ont eu lieu aussi du 26 au 27 février lors de la grande marée de 109. ».

Le document relatif aux travaux d'urgence suite aux tempêtes du 3 au 27 février 1990 indique que des dégâts importants sont apparus sur tout le littoral du syndicat. Les travaux réalisés ont consisté en le colmatage de brèches en 0/400 et enrochements sur la digue du port des Brochets et de la Louippe ainsi qu'au Gois ainsi que des travaux de confortement au Collet et au port de la Louippe.

3.2.2 DES DEBITS DE FRANCHISSEMENT SIGNIFICATIFS DES LA COTE 3.80 MNGF QUI EXPLIQUENT LES DEGATS CONSTATES EN 1990 , 1996, 1999

Le tableau ci-après présente les niveaux statiques en pied d'ouvrage à partir desquels des seuils de débit de franchissement sont atteints :

Localisation	Cote moyenne crête (m IGN69)	Cote seuil à 5 l/s/ml (m IGN69)	Cote seuil à 20 l/s/ml (m IGN69)	Cote seuil à 50 l/s/ml (m IGN69)
Parisienne (sous tronçon 2)	5,8	3,6	4,16	4,55
Coupelasse/Coutant	5,5	3,64	4,15	4,48
Digue des Glagées sous tronçon 1	5,80	3,5	3,8	4,2
Polder des Champs (sous tronçon 2)	6	3,45	3,75	4,13
Digue du Dain (profil 60)	6,46	3,67	4,03	4,29
Digue du Dain (profil 5)	6,22	3,81	4,24	4,46
Gois Nord (sous tronçon 3)	4,3	3,42	3,74	3,95
Gois Nord (sous tronçon 4)	5,5	3,8	4,27	4,58

Tableau 2 : débits de franchissement au droit des digues (ISL)

Note concernant le risque lié aux franchissements

L'EDD rappelle les valeurs de références données dans la littérature concernant les débits de franchissements qui peuvent occasionner des dommages aux ouvrages de protection. En fonction de la structure, GODA recommande les maxima de débit moyen de franchissement suivants :

Type de structure de l'ouvrage	Débit moyen de franchissement maximal
Crête et talus en maçonnerie	50 l/s/ml
Crête en maçonnerie, talus enherbé	20 l/s/ml
Crête et talus enherbés	5 l/s/ml

Tableau 3 : valeurs maximales du débit de franchissement (d'après GODA).

Des travaux plus récents (Allsop et al. 2005) mentionnés dans le guide des enrochements indiquent les valeurs suivantes :

Digue à talus	Débit moyen de franchissement maximal
Aucun dégât	<2 l/s/ml
Dégâts si la crête n'est pas protégée	Entre 2 et 20 l/s/ml
Dégâts si le talus n'est pas protégé	Entre 20 et 50 l/s/ml
Dégâts même si la protection est complète	>50 l/s/ml

Tableau 4 : valeurs maximales du débit de franchissement (d'après Allsop et al 2005)).

3.3 CONCLUSIONS

Contrairement à ce qu'indique le bureau d'études Casagec, l'étude de sensibilité repose sur l'estimation des débits de franchissements pour statuer sur l'amorce des ruptures.

Si la rupture démarrait entre 4 et 4,2 mNGF, comment alors expliquer la formation des brèches en décembre 1999, février 1996, février 1990 ? L'analyse des débits de franchissement explique quant à elle les dégâts subis pour des niveaux de mer plus bas que Xynthia.

4 INFLUENCE DES HYPOTHESES RELATIVES A LA GESTION DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

4.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : « les ouvrages de fond des ports et d'étiers sont considérés comme ouverts tout au long de la simulation et le vannage de l'écluse du Grand-Pont est fermé. Ce scénario ne correspond pas à la réalité et a un impact sur le résultat ».

La simulation a en effet considéré les ouvrages ouverts excepté l'ouvrage du Grand Pont. Le cabinet Casagec considère que cette hypothèse a un impact sur les résultats. Signalons dès maintenant que cette hypothèse va plutôt dans le sens d'une sous estimation des cotes atteintes.

4.2 REPONSES

Nous reprenons ici les résultats de l'étude complémentaire.

Un test de sensibilité a été mené pour vérifier l'influence de l'hypothèse concernant la gestion des ouvrages hydrauliques. La figure suivante présente les écarts de niveaux avec l'aléa de référence du PPRL. Cet écart est calculé de la façon suivante :

$$\Delta H = \text{Niveau d'eau [test ouvrages fermés]} - \text{Niveau d'eau [aléa de référence PPRL]}$$

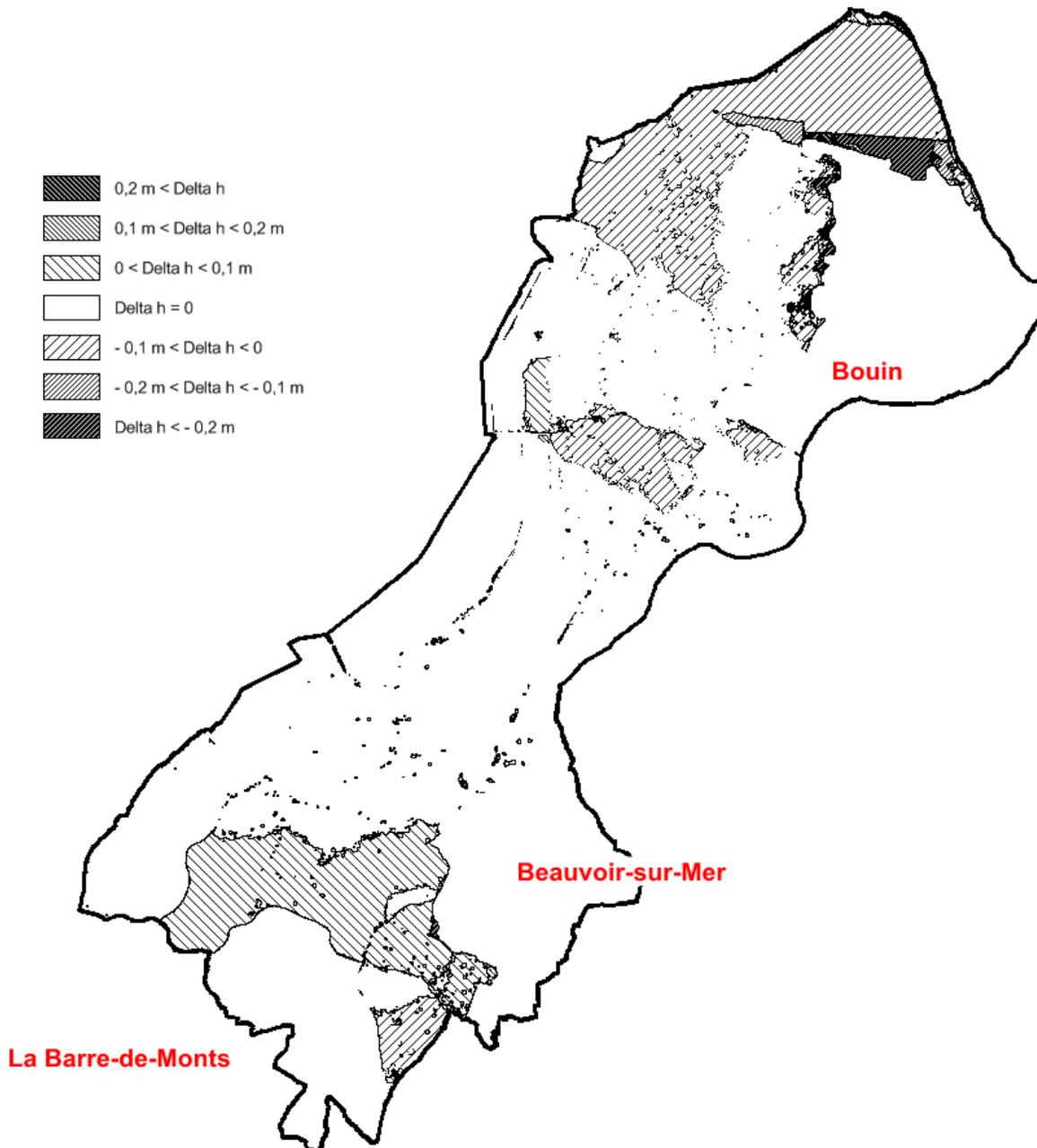


Figure 12 :sensibilité du modèle à l'ouverture des ouvrages de fonds de ports et étiers – modèle Telemac ISL

Le tableau suivant donne les pourcentages de surfaces inondées pour chaque classe de différences de niveaux d'eau :

$\Delta h < -0,2 \text{ m}$	$-0,2 \text{ m} < \Delta h < -0,1 \text{ m}$	$-0,1 \text{ m} < \Delta h < 0$	$\Delta h = 0$	$0 < \Delta h < 0,1 \text{ m}$	$0,1 \text{ m} < \Delta h < 0,2 \text{ m}$	$\Delta h > 0,2 \text{ m}$
< 1 %	1 %	27 %	71 %	< 1 %	< 1 %	< 1 %

Tableau 5: répartition des écarts en termes de superficies inondées (ouvrages).

L'hypothèse sur la gestion des ouvrages hydrauliques a un effet marginal sur les résultats (plutôt dans le sens d'une sous estimation des niveaux atteints).

En résumé : la comparaison entre une simulation vannes ouvertes et vannes fermées a montré que l'hypothèse sur la gestion des ouvrages hydrauliques avait un effet marginal sur les résultats (plutôt dans le sens d'une sous estimation des niveaux atteints).

5 NON PRISE EN COMPTE DES TOPOGRAPHIES ACTUALISEES

5.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : « *Les topographies de la digue de l'étier de Sallertaine (2013), de la digue des Glagées (2013) et de la digue au sud du port du Bec (2014) n'ont pas été prises en compte. Le levé Lidar a tendance à lisser et à sous estimer les altitudes sur les ouvrages de protection* ».

Deux points sont ici implicitement relevés :

- Le levé Lidar sous estimerait les cotes de crêtes des ouvrages,
- Les topographies actualisées viendraient modifier les résultats du PPRL.

5.2 REPONSES

Lorsque la topographie au sol n'existait pas, le levé Lidar a été utilisé. On trouvera en annexe 2 l'ensemble des éléments topographiques utilisés. Si le levé Lidar sous estime significativement les cotes de crête, force est de constater que le niveau d'eau de Xynthia devrait avoir dépassé également de manière significative les 4.2 mNGF pour rester cohérent avec les cas de surverse. Le niveau de Xynthia nous paraît pourtant bien apprécié. Le levé Lidar présente l'avantage de la densité des points et présente l'inconvénient de la précision par rapport à un levé au sol. Un levé au sol ne présente pas toujours l'exhaustivité des points bas. Ce dont nous discutons ici est de l'ordre de grandeur de 10 cm, à l'échelle d'un tassement différentiel ou d'un piétinement lorsqu'il s'agit de digues en terre comme sur Sallertaine.

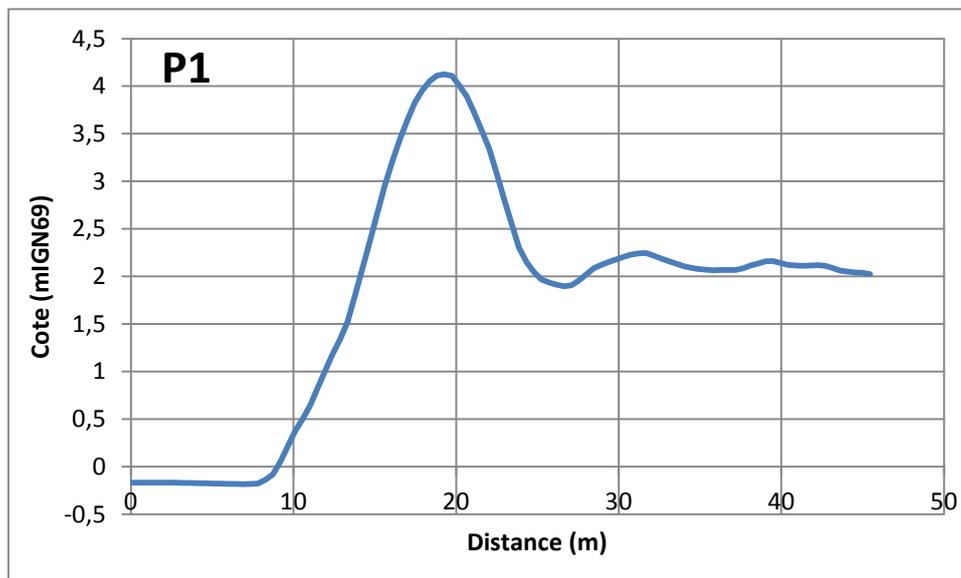
5.2.1 DIGUE DE L'ETIER DE SALLERTAIN

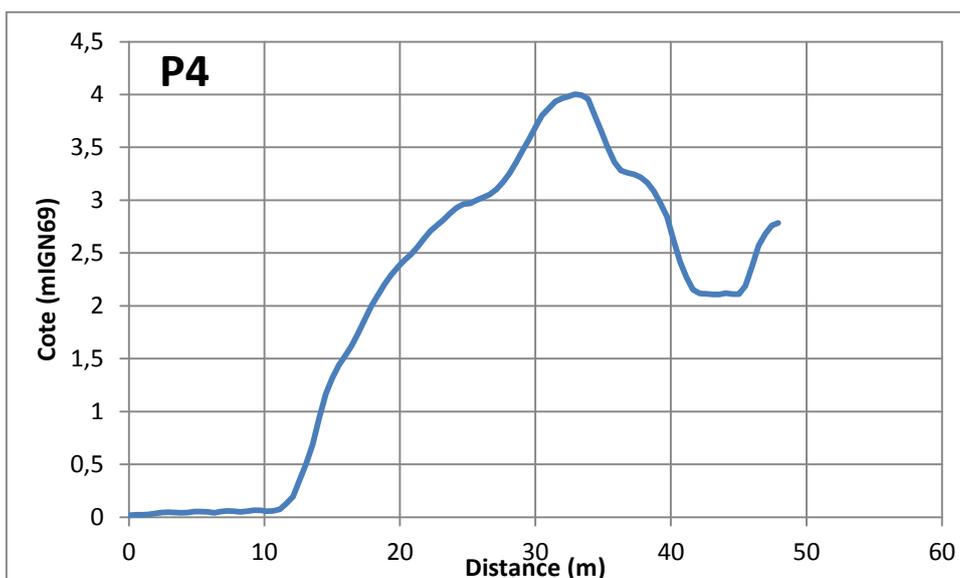
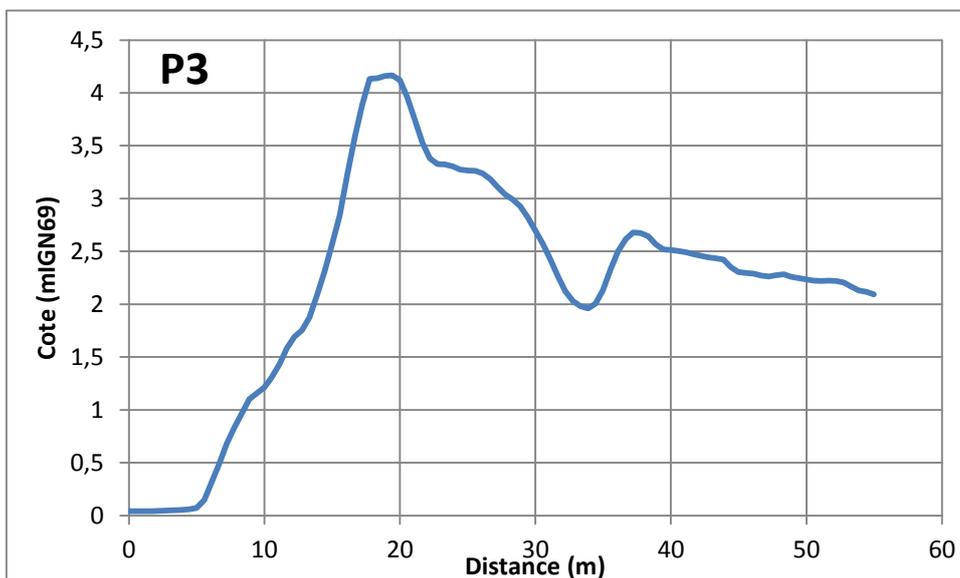
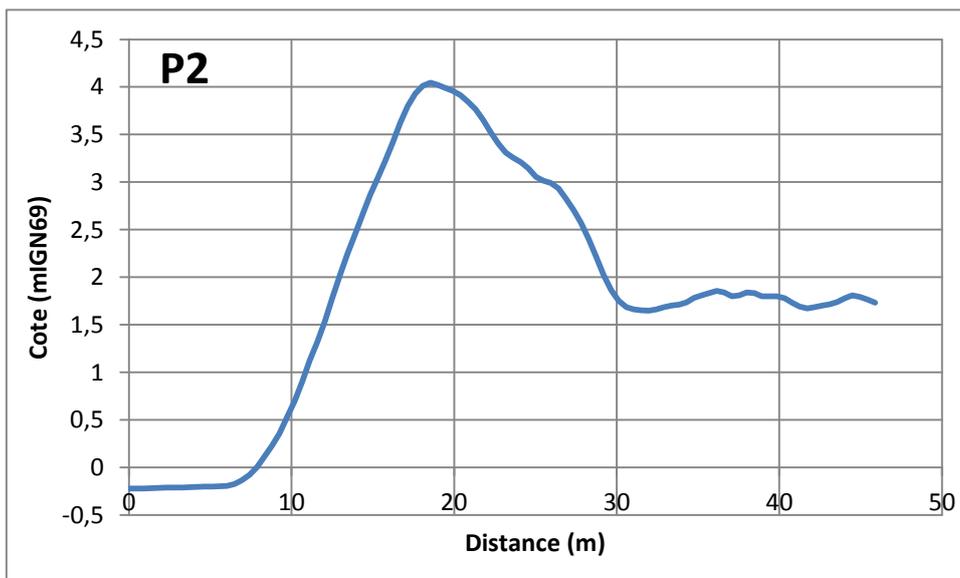
La topographie dont il s'agit a été utilisée dans le cadre de l'EDD entre l'écluse du Grand Pont et la Cahouette. C'est cette topographie qui a permis d'établir que « l'arase des digues est en moyenne de 4,1 à 4,2 m IGN69 avec quelques zones plus basses inférieures à 4 m, notamment en aval immédiat du grand Pont ».

Ce constat est tout à fait en accord avec les résultats du Lidar à 1 mètre dont certains profils sont fournis ci-après. Ces éléments n'ont donc aucun effet sur les résultats indiqués ; en particulier, les brèches sont modélisées sans prendre en compte les surverses avant la côte 4 mNGF qui viennent augmenter les niveaux d'eau dans les marais avant rupture.



Figure 13 : localisation des profils en RD de l'étier de Sallertaine





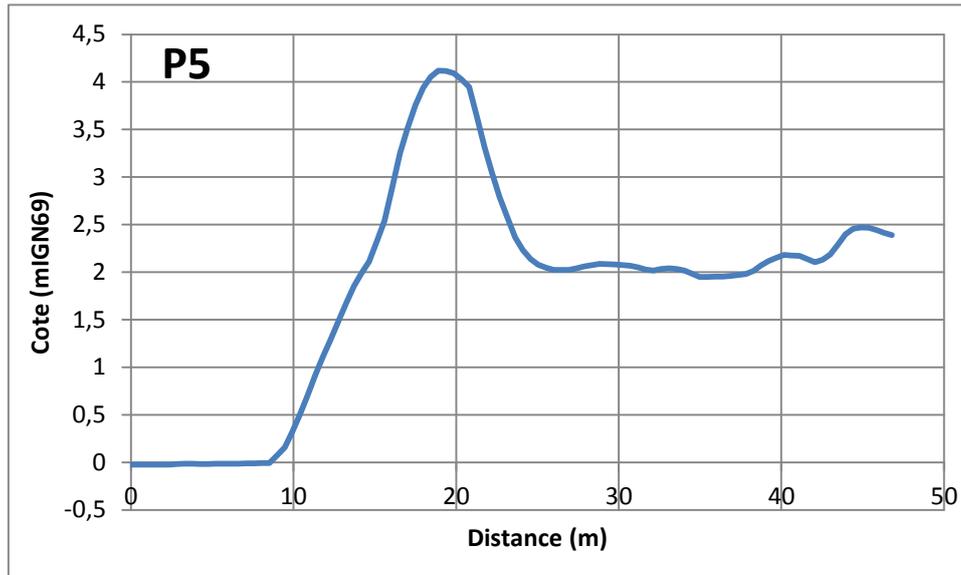


Figure 14 : profils en travers issus du Lidar – étier de Sallertaine RD

Les cotes retenues dans les modèles pour la rive droite de l'étier de Sallertaine concordent donc tout à fait avec la topographie réalisée en 2013 dans le cadre de l'établissement des EDD. Les conclusions concernant les risques de surverses sont prises en compte dans le PPRL.

5.2.2 DIGUE DES GLAGEES

Nous rappelons que les matériaux déposés sur la crête l'ont été de manière très sommaire en dehors de toute règle de l'art. On pourra se référer au compte rendu de visite de la Dreal à ce sujet (rapport d'inspection du service de contrôle de sécurité des ouvrages hydrauliques, 5 mars 2015).

Le béton côté mer montre, à la transition avec la maçonnerie, des dégradations.



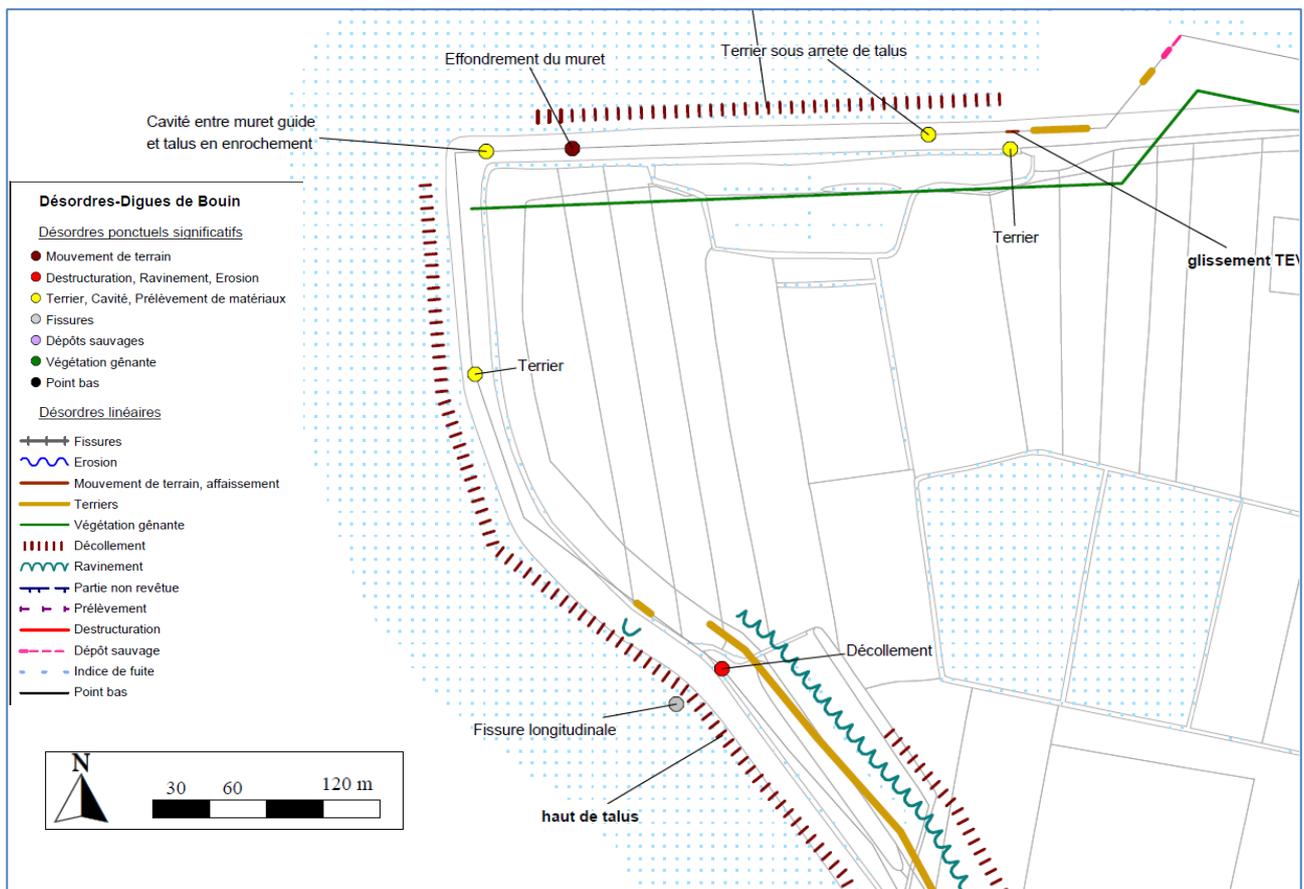
Figure 15 : digue des Glagées – surélévation à gauche ; dégradations à la transition béton-maçonneries côté mer. (source : EDD)

La remarque du bureau Casagec est la suivante : « Les altitudes présentées dans l'étude de dangers ne correspondent donc pas aux mesures de ce dernier relevé topographique et par conséquent, les calculs de franchissements par paquets de mer ne sont pas bons. Il est spécifié dans le complément d'étude ISL que la crête actuelle de l'ouvrage a été surélevée par des matériaux de remblai dont le compactage n'a pas pu être vérifié. Même si cette modification n'a pas pu être prise en compte dans l'étude de dangers, l'épaisseur du remblai devrait augmenter les temps de formation d'une éventuelle défaillance. De plus, la localisation de la brèche ne correspond pas au secteur le plus exposé aux vagues et où l'altitude de la crête est la plus basse. Il est donc peu probable qu'une brèche se forme à cet endroit, 1 heure avant la pleine mer et de manière instantanée ».

La remarque comprend deux points qu'il convient de discuter :

- La localisation de la brèche ne serait pas adaptée et il est jugé « peu probable » qu'une brèche n'intervienne à cet endroit,
- La surélévation n'est pas prise en compte

La première remarque revient à dire que seule la sollicitation hydraulique intervient dans l'aléa de rupture, ce qui est contraire à l'appréciation qu'en font tous les guides en la matière : l'aléa de rupture est le résultat d'un croisement entre la sollicitation hydraulique et l'état de la digue à l'échelle du tronçon. Les pages suivantes reprennent les cartes des désordres observés sur ce tronçon issues de l'EDD. On constate que la localisation de la brèche est tout à fait cohérente avec les résultats de l'inspection ; le site correspond à la conjonction de nombreux désordres (ravinement, terriers, décollement du parement côté mer) et des sollicitations hydrauliques encore significatives (hauteur de houle supérieure à 1 mètre). Les parties plus au nord sont en meilleure état.



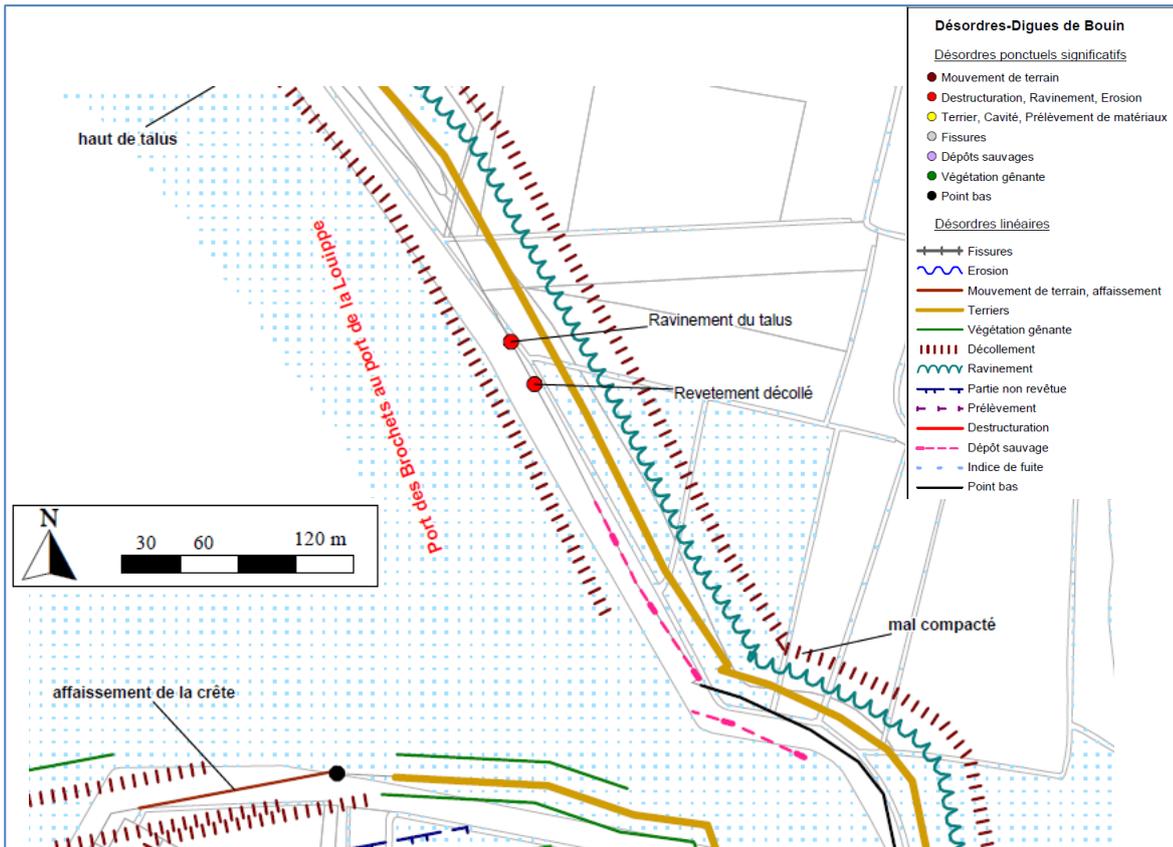


Figure 16 : désordres sur la digue des Glagées (source EDD)

La seconde remarque pose le problème de la prise en compte de matériaux posés sur une crête de digue et des effets sur l'alea de rupture. L'élévation de la crête raidit le talus, augmente les vitesses de l'eau sur le talus après franchissement. Les matériaux non compactés se trouvent très vite emportés et augmentent le risque de création de rigoles de concentration des érosions.

Le risque de franchissement a été approché par le calcul du run-up. Le calcul du débit de franchissement a été réalisé en 2 points en prenant la section type du tronçon pour différentes combinaisons houle/vent/niveau statique. La cote de crête a été fixée à 5,4 mNGF-IGN69.

Le tableau ci-après présente les résultats pour les conditions de Xynthia :

Profil	Houle significative (m)	Période (s)	Set-up (m)	Niveau marin avec set-up (mNGF-IGN69)	Débit franchissant (l/s/ml)
Profil 6	1,15	5	0,05	4,25	83,55

Tableau 6 : débits de franchissement lors de Xynthia – digue des Glagées (source : EDD).

Pour une combinaison de houle de 0,90 m et de niveau marin à 3,38 mNGF-IGN69, le débit de franchissement est estimé entre 3 et 23 l/s/ml. En passant à une cote de crête à 5,75 mNGF, le débit de franchissement varie selon les profils de 10 l/s/ml à plus de 20 l/s/ml, débit encore important qui peut intervenir bien avant atteinte du niveau de mer maximal et significatif au regard de la pente du talus côté terre et de la qualité des matériaux régalez sur la crête.

5.2.3 DIGUE AU SUD DU PORT DU BEC

Des travaux suite à la tempête Xynthia ont concerné la digue sud du port du Bec. Il ne s'agit cependant pas de rehausse. La topographie de 2014 a été réalisée à cette occasion.

Rappelons la synthèse de l'aléa proposée par l'EDD :

Scénario	Modalité de défaillance ou de rupture	Probabilité d'occurrence annuelle
A1	Surverse sur la crête : érosion de la crête et du talus arrière	Classe 1
A2	Franchissement par paquets de mer : érosion de la crête et du talus arrière	Classe 2
A3	Affouillement de pied et affaissement de la crête	Classe 2
A4	Rupture de la carapace ou perré, ou porte à flot – conduisant à l'affaissement de la digue et à son érosion	Classe 3
A5	Rupture de parapet	Classe 3
A6	Erosion interne préférentiellement au droit d'ouvrages traversants ou de bâtiments encastrés	-
A7	Glissement de talus côté port	Classe 2
A8	Glissement des talus côté polder	Classe 0
A9	Erosion du talus côté port	Classe 2
A10	Gestion inadaptée des ouvrages hydrauliques	-

Tableau 7 : synthèse des probabilités d'occurrence annuelle attachées à chaque scénario conduisant à un désordre – digue sud du port du Bec

Le processus de rupture retenu est la rupture de la carapace ou perré ou porte à flot conduisant à l'affaissement de la digue et son érosion. Le nivellement du talus n'agit pas sur ce processus.

5.2.4 CONCLUSIONS

Concernant le tronçon 1 de la digue des Glagées :

- **la brèche sur le tronçon 1 des Glagées est bien positionnée car à un endroit où l'alea de rupture est le plus grand,**
- **les matériaux régalés sur la crête n'empêchent pas les franchissements dès une cote statique de 3,8 mNGF et les conséquences de ces franchissements sont majorées par les hétérogénéités apportées par ces travaux sommaires.**

Les cotes retenues dans les modèles pour la rive droite de l'étier de Sallertaine concordent tout à fait avec la topographie réalisée en 2013 dans le cadre de l'établissement des EDD. Les conclusions concernant les risques de surverses sont prises en compte dans le PPRL.

La remise en forme du talus de la digue sur du port du Bec n'a aucune conséquence sur les résultats car il ne s'agit pas de rehausse ni de consolidation majeure. Le processus de rupture retenu par l'EDD est la rupture de la carapace ou perré, ou porte à flot – conduisant à l'affaissement de la digue et à son érosion

6 REALITE DE LA BRECHE DU DAIN

6.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : « *le volume d'eau transitant à travers la digue du Dain représente 60 % de l'eau entrant par toutes les brèches dont les hydrogrammes ont été fournis. Ce volume d'eau considérable est causé par un scénario de défaillance déconnecté de la réalité.* ».

L'arasement à la cote 3 mNGF est jugé non réaliste. Le bureau d'études Cassagec ajoute : "ce scénario ne représente en aucun cas la réalité. Le retour d'expérience Xynthia a montré que des ruptures du parement apparaissent en premier lieu. Ensuite, c'est la pente arrière de la digue qui est attaquée puis le corps de digue. La formation de ces brèches n'est en aucun cas instantanée et c'est l'enseignement que l'on peut tirer de Xynthia. Un évènement similaire à Xynthia voire plus fort (Xynthia +0,2 m) pourrait provoquer la destruction entière du haut de la digue. Cependant, il faut considérer le temps de formation des brèches pour que le scénario soit réaliste. Dans le cas d'un arasement total de la digue, il serait plus réaliste de considérer la formation de plusieurs brèches et leurs élargissements progressifs. Cette considération donnerait un scénario plus réaliste et des entrées d'eau nettement plus faibles."

Il y a ici plusieurs idées :

- Sur le mécanisme de rupture : le bureau d'études Casagec ne croit pas au scénario par érosion du talus arrière et affaissement de la partie sommitale de la digue sous le coup des vagues. Il en résulte que la cinétique est remise en cause,
- Sur l'importance du linéaire endommagé : le bureau Casagec juge irréaliste un arasement sur un linéaire de 4000 mètres.

6.2 REPONSES

Trois arguments principaux sont développés :

- un processus de rupture par affaissement du talus côté terre beaucoup plus probable qu'un élargissement progressif.
- des débits de franchissement importants,
- un retour d'expérience allant dans le sens d'une possibilité d'arasement général : état identique du talus arrière (polder des Champs et Dain après Xynthia), rex de l'île de Ré avec l'érosion systématique du talus aval lorsque le niveau de crête était en deçà d'un seuil donné et ce sur plus de 6 km entre la digue des Prés et la digue du Boutillon

6.2.1 PROCESSUS DE RUPTURE RETENU ET RETOUR D'EXPERIENCE DE XYNTHIA

Le bureau d'études Casagec indique que «le retour d'expérience Xynthia a montré que des ruptures du parement apparaissent en premier lieu ».

La photographie ci-après de la digue du Dain ferait penser qu'au contraire, le processus de rupture commence par l'érosion du talus arrière. Ce processus est d'ailleurs bien connu.



Figure 17 : digue du Dain après Xynthia (photo ISL)

Les étapes du processus sont les suivantes :

- 1 Erosion du talus arrière,
- 2 Affaissement de la crête par perte de support du parement
- 3 Augmentation des débits de franchissements augmentant les érosions de talus et écoulements se propageant dans l'ensemble de la structure
- 4 Brèche

La photographie ci-après présente l'étape 1 (polder des Champs). Il y a perte de support des dalles béton :



Figure 18 : Digue du polder des Champs après Xynthia (photo ISL)

On pourra également prendre connaissance de la présentation de D. Poulain (Cemagref) dans le cadre de la journée technique CFGI-CFMS-CFMR du 27 janvier 2011. La communication a pour objet les mécanismes de dégradation des digues de protection maritimes. On en donne ici un extrait qui prend comme exemple de rupture par érosion du talus côté Zone Protégée la digue du Dain :

► **Erosion du talus côté ZP : digue du Dain (85)**

- 1 érosion du talus côté ZP
- 2 déstabilisation du corps de digue
- 3 effondrement du revêtement de protection

● photo après réparation provisoire



Journée technique CFGI – CFMS – CFMR , 27 janvier 2011

 N° 25

Figure 19 : extrait de la présentation de l'Irstea

D'autres cas de ce type ont été rencontrés lors de Xynthia. La photographie ci-après présente le cas de l'île de Ré : érosion du talus arrière puis destruction du parement. Dans ce cas, toutes les parties dont la crête était inférieure à un certain seuil ont connu des dommages. Les communes concernées ont été Saint Clément les Baleines, Ars en Ré et la Couarde-sur-Mer :



Figure 20 : Digue de l'île de Ré après Xynthia (photo ISL)

La photographie ci-après présente une amorce d'érosion arrière pour une digue de l'île de Ré proche de celle qui a connu des dommages mais à une cote de crête supérieure. Le mécanisme de déstabilisation de la face arrière du parement est ici bien illustré.



Figure 21 : Digue de l'île de Ré après Xynthia (photo ISL)

Pour les digues en terre, le mécanisme d'érosion arrière est également très courant (digues de marais en vendée).



Figure 22 : Digue des marais vendéens (photo Verger)

6.2.2 IMPORTANCE DU LINEAIRE ARASE

Le cabinet Casagec juge le scénario d'arasement à 3 mNGF « déconnecté de la réalité ».

6.2.2.1 Les leçons de Xynthia – le cas de l'île de Ré

Xynthia est venu malheureusement montré que ce que l'on jugeait irréaliste hier est devenu plausible aujourd'hui. C'est ainsi que les 6 kilomètres de digues de l'île de Ré ont été arasés sur une grande partie du linéaire.

Les communes concernées ont été Saint-Clément-les-Baleines, Ars en Ré et la Couarde sur Mer. Le REX concernant l'île de Ré indique ainsi les retours d'enquêtes :

Saint Clément

8. Lors de l'évènement, quels ont été les facteurs aggravants ?

1. Rupture de digues (importance, situation...)	800 m de digues (sur 1,4 km) détruites 6 brèches de plus de 150 m
2. Vitesse des courants (par secteurs)	Pas de courant autre que le passage de l'eau
3. Voies d'accès impraticables	Deux routes inondées, le passage était cependant possible
4. Présence d'obstacles empêchant l'eau de se retirer	Non, sauf le système d'assainissement qui a été refait depuis. Des tranchées ont été faites.
5. Autres	

Ars en Ré

8. Lors de l'évènement, quels ont été les facteurs aggravants ?

1. Rupture de digues (importance, situation...)	Nombreuses ruptures de digues ou brèches (digue du Batardeau, Prise de la Criée, digue Martray, Boutillon, Foirouse, Pas de Beauregard...)
2. Vitesse des courants (par secteurs)	
3. Voies d'accès impraticables	La route principale a été inondée par les obstacles, notamment les parapets qui se sont retrouvés sur la route.
4. Présence d'obstacles empêchant l'eau de se retirer	/
5. Autres	/

La Couarde :

8. Lors de l'évènement, quels ont été les facteurs aggravants ?

1. Rupture de digues (importance, situation...)	Oui en 4 localisations : Boutillon, La Percotte, Plage de la Charge Neuve...)
2. Vitesse des courants (par secteurs)	Faible
3. Voies d'accès impraticables	Routes inondées mais praticables à l'exception du centre de la zone urbaine (impraticable pendant 48 h avec 30/40 cm d'eau)
4. Présence d'obstacles empêchant l'eau de se retirer	Terres agricoles : le village étant situé en contrebas des marais et des terres agricoles, il n'a pas pu évacuer les eaux
5. Autres	Réseau EP engorgé. Manque de connaissance du réseau.

Figure 23 : extrait du Rex Xynthia –île de Ré



Source D Poulain

Figure 24 : dégâts sur les digues de l'île de Ré (photos ISL excepté dernière)

6.2.2.2 Les leçons de Xynthia – cela aurait-il pu être pire sur le secteur de Bouin ?

Les traces d'érosion tout le long de la digue du polder des Champs et de celle du Dain laissent présager qu'avec un niveau un peu supérieur et un état initial des digues un peu moins bon, l'ensemble du linéaire aurait été affecté par un processus de dislocation suite au processus d'érosion arrière.

Aujourd'hui, les digues sont dans un état beaucoup plus dégradé qu'avant Xynthia. Non seulement le processus d'érosion arrière se développera mais aussi le processus d'infiltration dans le corps de digue via les fractures dans le béton réparé sommairement.

On ne peut que confirmer le diagnostic des élus (la lettre des marais atlantique, forum, septembre 2010 :

« Cependant, les travaux d'urgence des premières semaines ne constituent que des pansements sur des digues bien malades mais n'ont en aucun cas assuré une consolidation durable de ces ouvrages de protection littorale. La situation reste donc extrêmement préoccupante pour certaines habitations et pour les activités économiques situées dans les polders. Ces zones ostréicoles abritent près de 200 établissements et représentent une part vitale de l'économie locale. Quant aux polders agricoles, les exploitations céréalières vont être lourdement pénalisées pendant de nombreuses années du fait de l'entrée de la mer sur plus de 900 ha de terres cultivées et ne survivraient pas à une nouvelle catastrophe météorologique ».

6.2.3 CONCLUSION

Le processus de rupture de la digue du Dain est indubitablement l'érosion du talus arrière et l'affaissement des dalles béton que supporte ce talus. Le Cemagref dans sa présentation des mécanismes de dégradation en a même fait un cas d'école. Il n'y a aucune raison que ce processus n'intervienne pas sur cette digue très dégradée compte tenu des débits de franchissement en jeu. Le sinistre envisagé est important. Xynthia est venu malheureusement montrer que ce que l'on jugeait irréaliste hier est devenu tout à fait plausible aujourd'hui. C'est ainsi que les 6 kilomètres de digues de l'île de Ré ont été arasés sur une grande partie du linéaire. Les diagnostics formulés par les acteurs ne font que confirmer cette éventualité.

7 EMPRISE DU MODELE NUMERIQUE DE TERRAIN

7.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : « *l'emprise du modèle numérique ne semble pas correcte. En effet, il apparaît que l'emprise de l'aléa 2100 est plus étendue que l'emprise du modèle numérique et que sur certains secteurs comme à l'Est de la commune de Bouin, les limites de submersions s'arrêtent exactement sur les limites communales, ce qui laisse présager que la submersion s'est propagée plus loin. Cela veut dire que l'emprise du modèle n'est pas adaptée. En effet, la propagation de l'onde pourrait être mal interprétée numériquement lorsqu'elle atteint la limite Est du modèle. Par conséquent, les hauteurs d'eau pourraient être surestimées sur les territoires concernés.* ».

Les limites communales coïncident avec la limite des zones d'aléas. La question est plutôt relative à la limite Est de submersion, les hypothèses qui fondent cette limite. Il se trouve en plus que la limite des communes correspond avec le lit des cours d'eau qui drainent les bassins versants de l'Est. C'est aussi pour Bouin la limite entre marais salés et marais d'eau douce.

7.2 REPONSES

7.2.1 JUSTIFICATION DES LIMITES DE LA SIMULATION

Le modèle a été arrêté après le franchissement du Dain et du Falleron. L'hydraulique au-delà est plus difficile à interpréter. Une partie des débits s'écoule par les rivières selon une direction dépendant des gestions hydrauliques.

La difficulté est également de définir l'état initial étant entendu que les écoulements provenant du bassin versant ne peuvent s'écouler vers la mer. Les niveaux peuvent être importants au-delà de la frontière avec le Dain comme l'attestent par exemple les niveaux rencontrés en février 2014 : jusqu'à 2,60 mNGF aval Falleron/Dain :

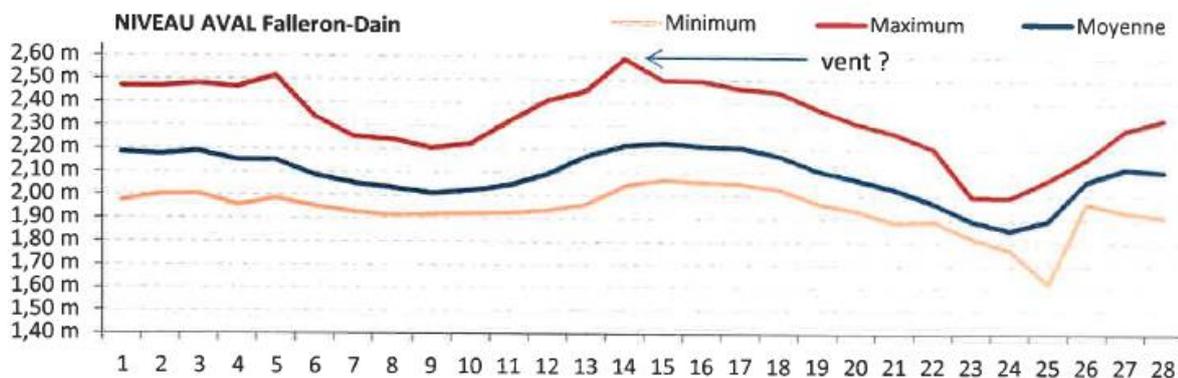


Figure 25 : niveaux d'eau à l'aval du Falleron (source : SAH Sud Loire)

Vannage de la CENSERIE - Bilan mensuel février 2014 - Cote IGN

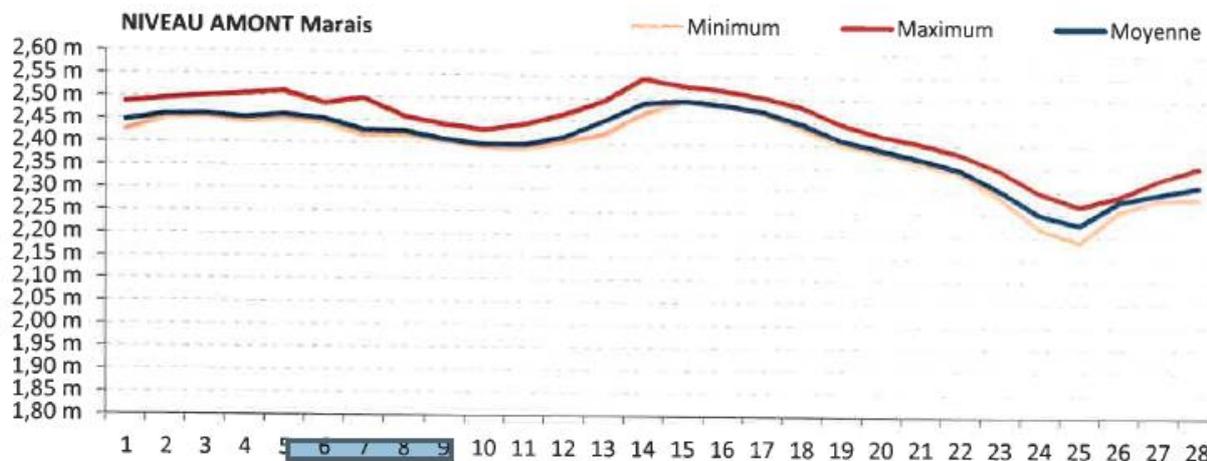


Figure 26 : niveaux d'eau au vannage de la Censerie (source : SAH Sud Loire)

Le bassin versant qui se déverse vers le Dain comprend deux réseaux principaux, l'un reprenant le Falleron au Nord, l'autre provenant de Bois de Céné (étier des Murs) au centre :

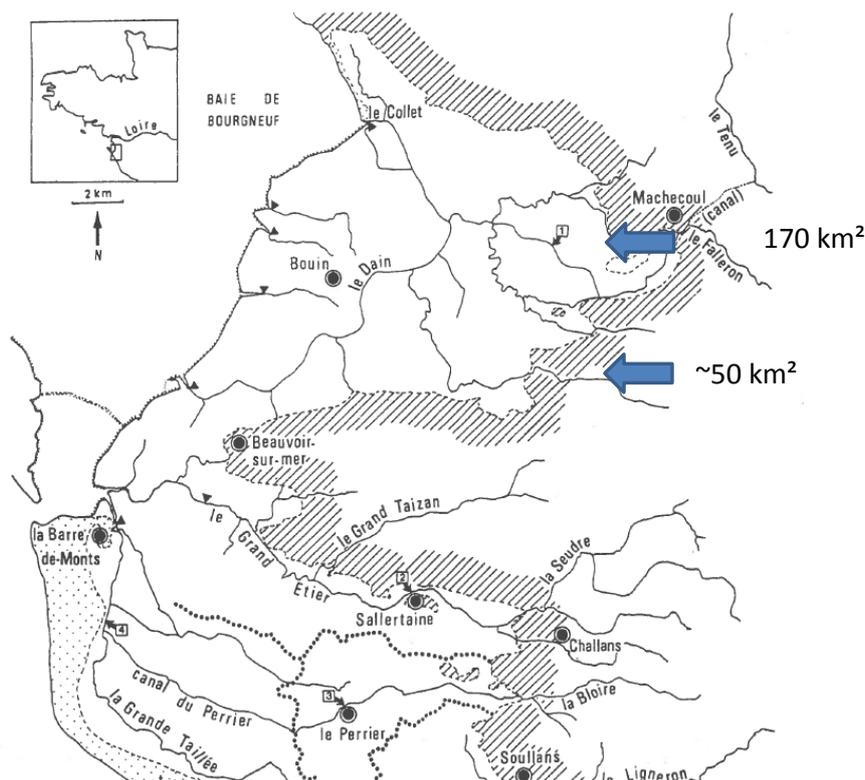


Figure 27 : réseau hydrographique drainé vers les marais (source : Robin, Baudet, Gruet, Maillard)²

Le Dain a pour objectif de drainer les eaux vers la mer lorsque la marée le permet.

² L'inondation de 1988 dans le marais littoral « breton vendéen », Robin, Baudet, Gruet, Maillard, Institut de Géographie et d'Aménagement Régional, Laboratoire de Biologie Marine, Nantes

Lors des ruptures, ce drainage des eaux n'est plus possible durant deux cycles de marée complets. Les eaux viennent se stocker à l'intérieur des marais à l'Est du Dain.

L'image suivante présente la situation d'inondation en début de seconde marée montante :

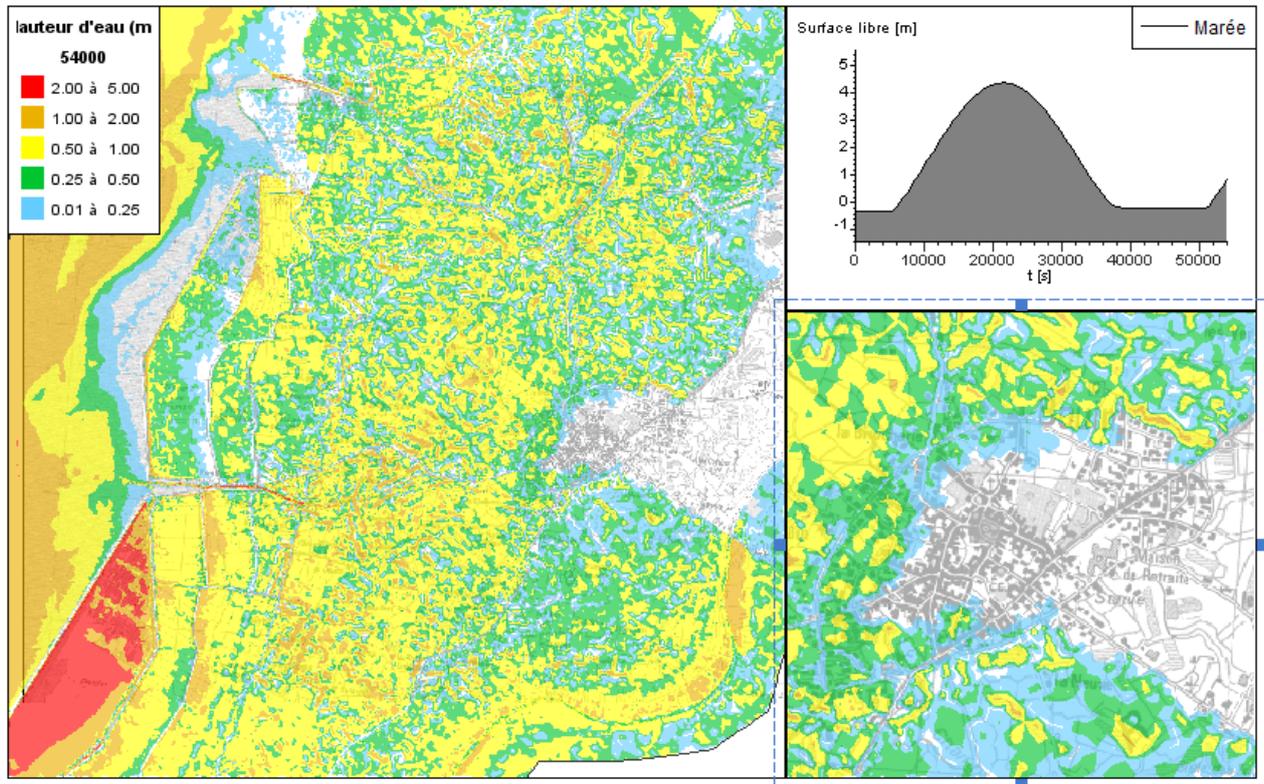


Figure 28 : niveaux d'eau simulés – début de marée montante suivant l'évènement (ISL)

Pendant 24 heures, les eaux provenant des bassins versants sont donc stockées. Les débits spécifiques sont compris entre 30 et 100 l/s/km² hors crue. Ce qui amène 600 000 à 2 millions de m³.

La limite d'extension a donc été choisie pour prendre en compte le fonctionnement hydraulique du marais qui veut que les eaux douces provenant du bassin versant rejoignent la mer lorsque la marée le permet. Lorsque cette condition n'est plus remplie, les eaux sont stockées en rive gauche du Dain.

7.2.2 INFLUENCE DE L'HYPOTHESE SUR LES NIVEAUX DANS LA SITUATION ACTUELLE ET 2100

Cette hypothèse justifiée n'a par ailleurs que peu d'impacts sur les résultats compte tenu de la topographie des lieux. On trouvera en annexe une analyse topographique qui montre que les volumes en jeu ne sont pas significatifs.

Dans la situation actuelle, on constate que les cotes maximales sont proches ou inférieures à la cote maximale contenue dans les frontières du modèle. L'hypothèse de frontière par les rivières n'a pas d'incidence car 600 mètres en rive gauche du Dain (à l'Est), la route fait obstacle à la propagation des eaux provenant de l'Ouest. Pour un évènement de 2100, le Falleron constitue une limite topographique réelle. Sur le Dain, les cotes d'eau 2100 augmentent d'environ 50 cm par rapport à la cote correspondant à la situation actuelle. Le secteur pour lesquels les cotes sont plus basses est compris entre le Dain et l'île Boisseau sur 1000 mètres. Les volumes stockables compte tenu de l'état initial de ce territoire au maximum de niveau atteint en rive droite du Dain sont faibles

7.2.3 CONCLUSIONS

En conclusion, la limite fixée correspond à la limite des marais salés pour Bouin. Au-delà les eaux douces provenant du bassin versant Est sont drainées par le Dain. Les niveaux d'eau sont en hiver hauts au-delà de cette limite (2,60 mNGF en février 2014 par exemple) et la rive gauche du Dain sert à stocker les eaux provenant d'un bassin versant d'environ 220 km² tandis que l'arrivée à la mer est impossible. La propagation des eaux au-delà est donc incertaine.

Cette hypothèse justifiée n'a par ailleurs que peu d'incidence car 600 mètres en rive gauche du Dain, la route fait obstacle à la propagation des eaux provenant de l'Ouest. Les volumes d'eau de mer qui pourraient être stockés si nous ne considérerions pas les volumes d'eau douce provenant du bassin versant sont faibles.

8 PRISE EN COMPTE DES REMBLAIS DANS LE MNT ET ETAT INITIAL

8.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : « les marais, et notamment les remblais qui les délimitent, ne sont pas pris en compte dans le modèle numérique de terrain. Ils ont pourtant un rôle important de ralentisseur dans la dynamique de submersion, ». Il est ajouté : « aucune étude réelle n'a été réalisée sur la profondeur et les niveaux d'eau dans les marais. Ils constituent pourtant une réserve d'eau importante pouvant également ralentir fortement la propagation de la submersion. Le niveau d'eau a été considéré selon les altitudes du levé LIDAR dans les marais. Aucune validation n'a été réalisée ».

Quatre points sont abordés :

- Une argumentation jugée absente concernant le niveau initial dans les marais,
- La non prise en compte de tous les remblais,
- Un niveau initial tiré d'une analyse jugée trop succincte du levé Lidar,
- Les résultats de l'interpolation qui d'après Casagec aurait une influence notable sur les volumes stockés. Nous comprenons par l'illustration intégrée par Casagec et reproduite ci-après que les cotes comprises entre 1,8 et 1,9 ou 2,1 et 2,2 figurant sur les profils au lieu d'une cote unique conduiraient à des erreurs notables sur les résultats. En moyenne, nous reproduisons pourtant bien le niveau d'eau initial dans les marais.

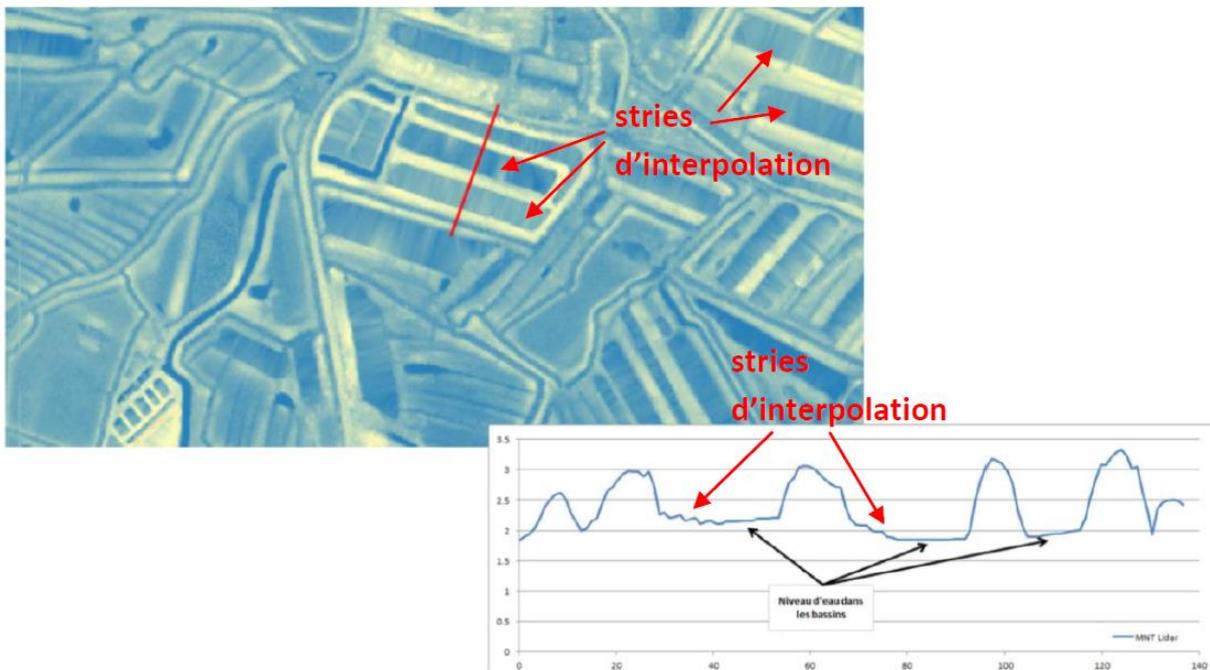


Figure 5. Sortie graphique du levé LIDAR et profil en travers (trait rouge) permettant de voir le niveau d'eau dans les marais (source : complément d'étude ISL du 08/09/2015).

Figure 29 : stries d'interpolation de la topographie dans le marais (source Casagec sur fond ISL)

On comprend que ce qui est mis en cause est plutôt le niveau initial choisi pour le marais.

8.2 REPONSES

8.2.1 ETAT INITIAL DANS LE MARAIS

Le levé Lidar fournit un niveau d'eau dans les marais. Le fait de le remettre en cause revient à penser que ce niveau était le jour du levé tout à fait exceptionnel.

Pourtant ce niveau est tout à fait compatible avec les usages des marais en période automnale.

Nous rappelons que la topographie utilisée conduit à une cote d'eau initiale dans les marais exploités comprise entre 1.9 et 2.3 mIGN69. Les marais salants se remplissent dès la première lune d'avril et ensuite au moment des grandes marées. De janvier à fin mars, la vidange des marais se déroule suivant les conditions climatiques. L'activité conchylicole nécessite une prise d'eau salée tous les 15 jours à des coefficients supérieurs à 80 pour alimenter les bassins des établissements (niveau marée haute autour de 2 m IGN69). Lors de ces prises d'eau, l'intrusion d'eau douce est évitée. Sur l'étier de Sallertaine, l'écluse du Grand Pont est alors fermée.

Cette cote comprise entre 1,9 et 2,3 mIGN69 dans les bassins exploités est représentative des conditions automnales et de début d'hiver coïncidant avec les tempêtes. En cas d'une succession de tempêtes, l'état initial d'inondation avant une nouvelle marée viendrait amplifier les effets.

On peut également se référer aux informations fournies par le Syndicat d'Aménagement Hydraulique du Sud Loire qui enregistre les niveaux sur les marais à l'Est de notre zone et fait des bilans mensuels au droit des ouvrages dont il a la gestion :



Figure 30 : système de gestion hydraulique du marais (source : SAH Sud Loire)

Les niveaux enregistrés sont compatibles avec les hypothèses d'état initial. Il est rappelé que n'est pas considéré la survenance d'une crue des étiers en concomitance avec l'évènement tempétueux. On peut simplement indiquer qu'en général, un évènement tempétueux s'accompagne de pluies. Les graphes ci-après sont tirés des bilans mensuels :

Vannage de la CENSERIE - Bilan mensuel janvier 2015 - Cote IGN

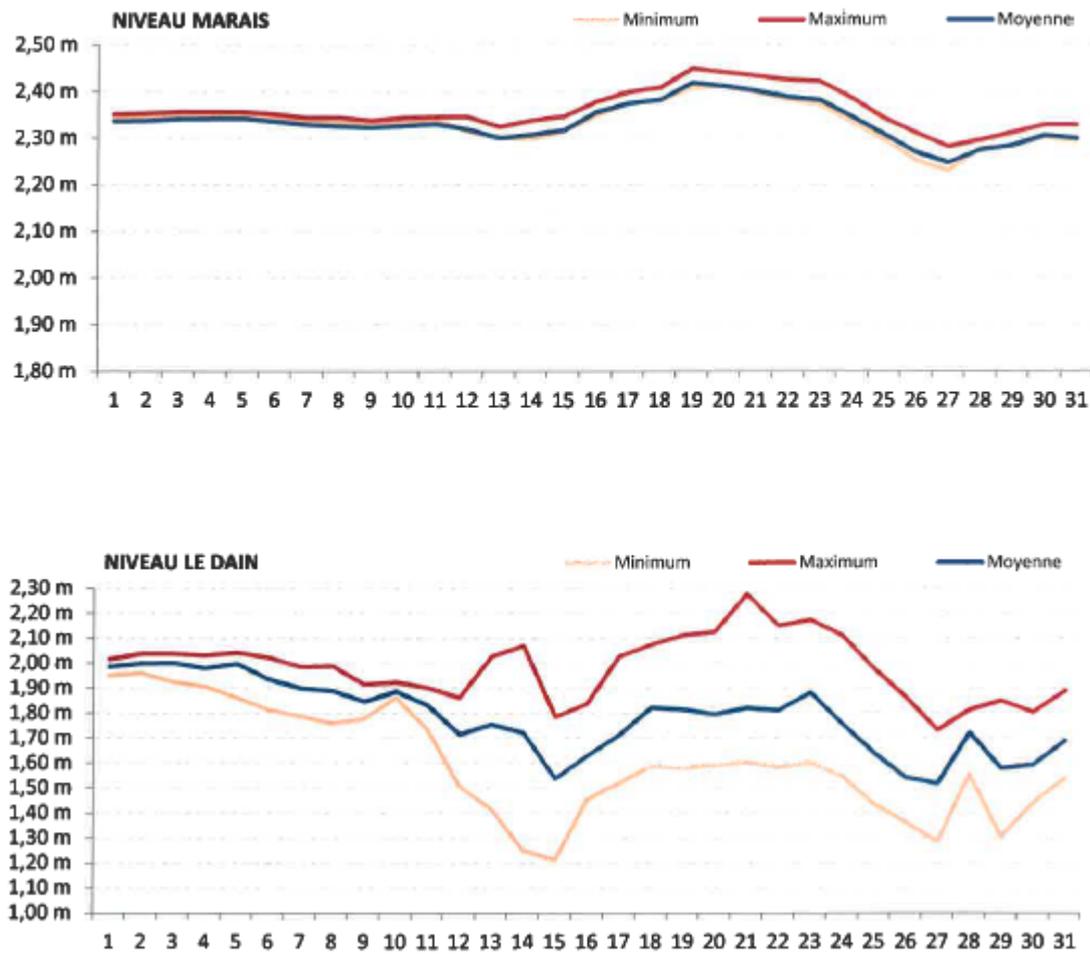


Figure 31 : bilans mensuels des cotes atteintes dans le marais – janvier 2015

Vannage du COLLET - Bilan mensuel janvier 2015 - Carte marine 1996

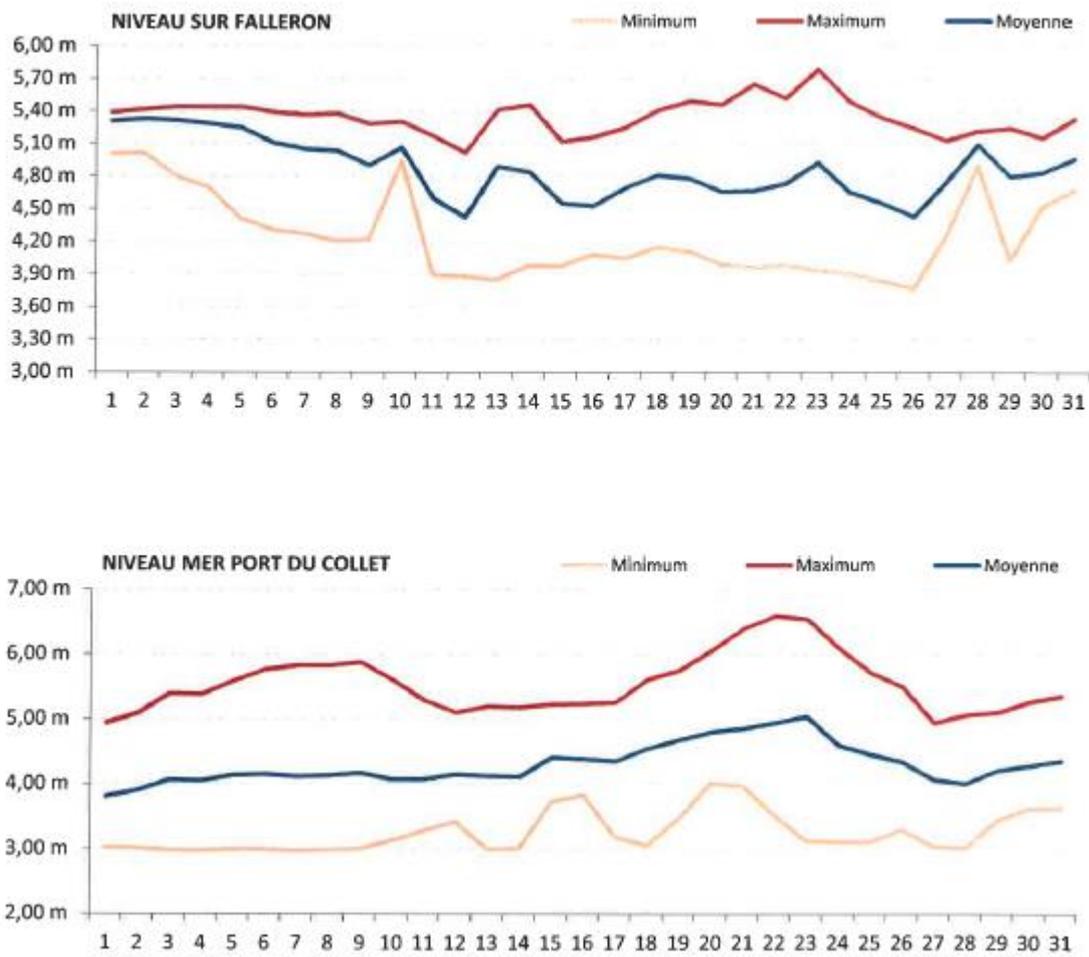


Figure 32 : bilans mensuels des cotes atteintes dans le marais – vannage du Collet, janvier 2015
 (CM96=IGN69+3,16 m)

8.2.2 NON PRISE EN COMPTE DES REMBLAIS

Il convient de préciser la nature des remblais dont il est question ici.

Nous reprenons l'exemple cité par Casagec et qui provient de la note d'ISL du 8 septembre 2015 :

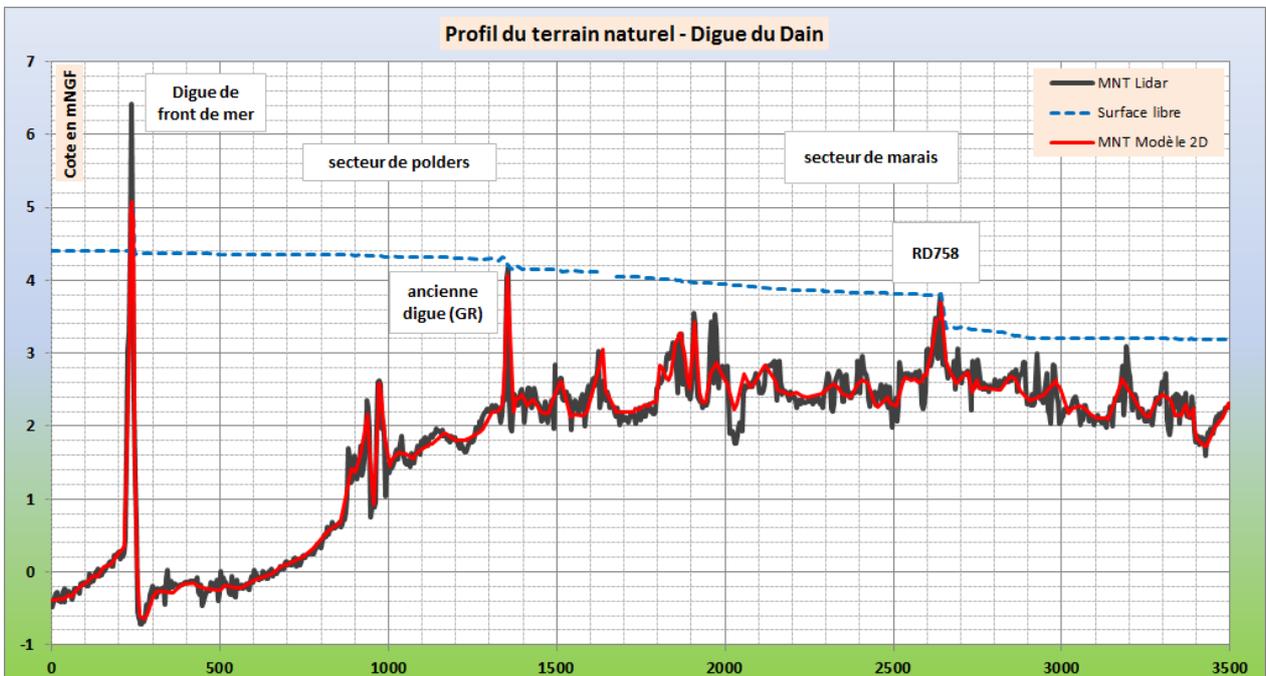
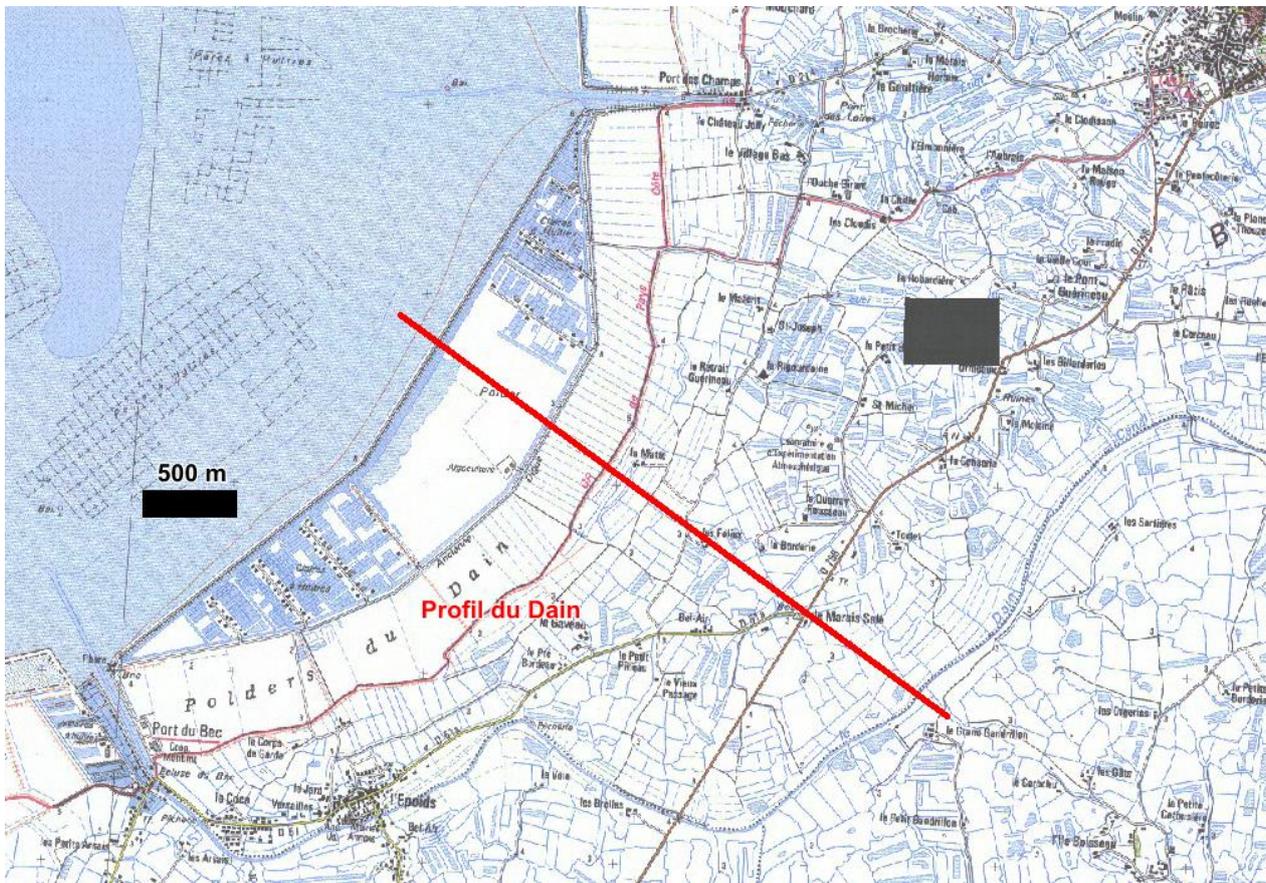


Figure 33 : situation et profil au niveau du Dain.

Nous fournissons une vue de ces secteurs et un zoom sur une zone pour laquelle il est jugé que les remblais ne sont pas considérés (excepté le volume qu'ils représentent). Il s'agit des parties nommées ci-après « infrastructures secondaires » étant entendu que toutes les infrastructures principales sont bien évidemment prises en compte par la modélisation :

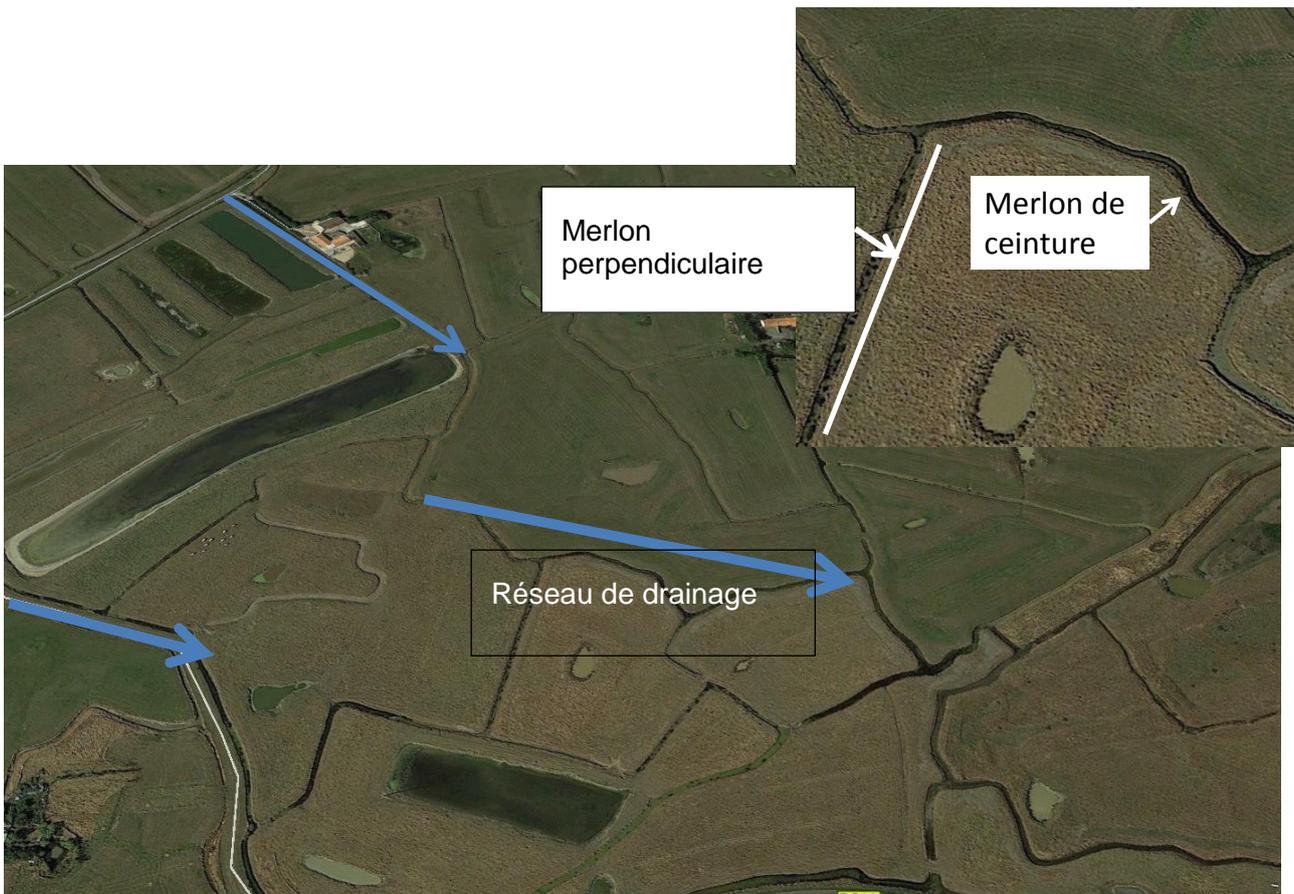
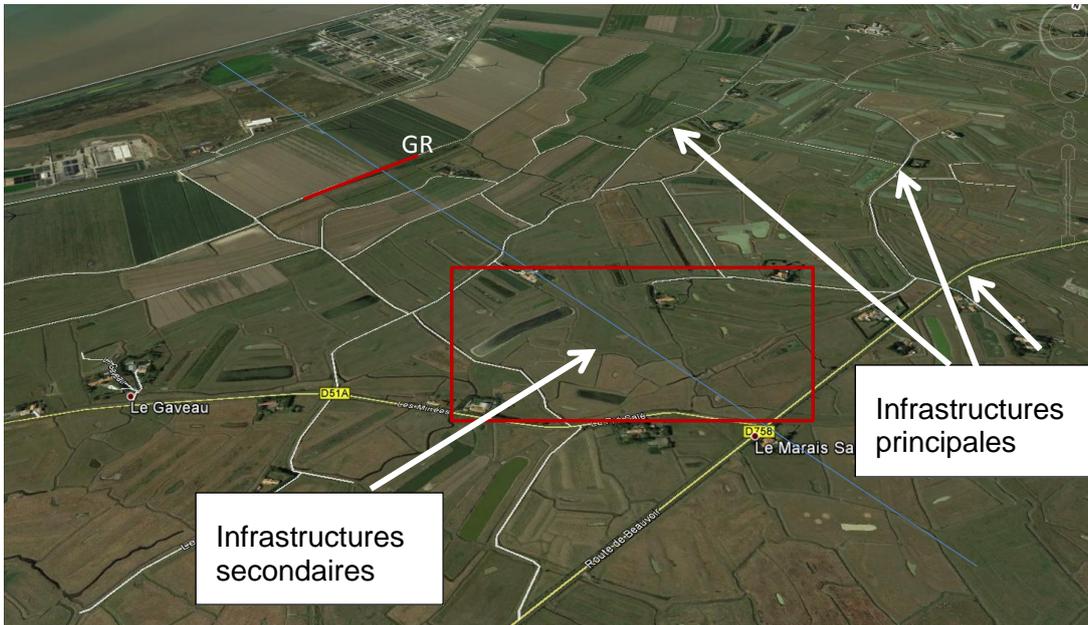
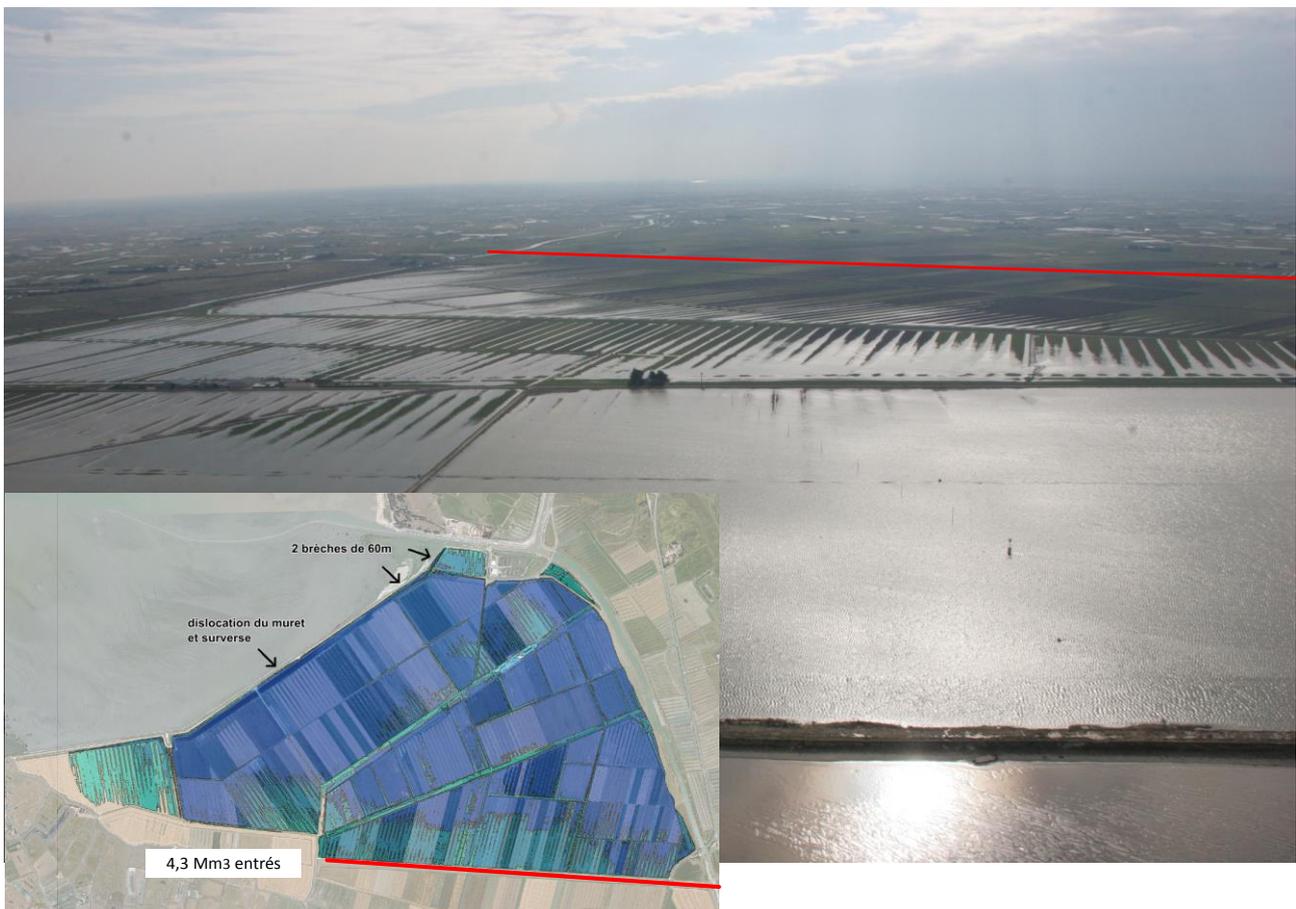


Figure 34 : Réseau hydraulique du marais et propagation des eaux

On constate que le terrain est quadrillé par un réseau dense de chenaux. Cette organisation permet une vidange des eaux dans de bonnes conditions et une gestion hydraulique facilitée. Les remblais cités par le bureau d'étude Casagec constituent les berges de ce réseau et les bordures des casiers ; ces merlons lorsqu'ils sont perpendiculaires au flux sont d'une largeur unitaire d'une centaine de mètres. Ils sont de faible hauteur. Le réseau de drainage aurait plutôt un effet accélérateur de la propagation mais cet effet s'estompe car les digues en travers qui quant à elles traversent totalement le territoire viennent faire obstacle aux eaux et les terrains sont rapidement submergés. Ce qui est à considérer ici, ce sont les volumes de stockage disponibles tandis que la propagation est gérée par le coefficient de frottement qui intègre implicitement la densité du réseau et les merlons qui sont contournés par les eaux.

En ce qui concerne la propagation dans les premiers casiers en front de mer, elle peut être accélérée par la série de réseaux perpendiculaire aux digues qui permettent pour des besoins d'exploitation la gestion rapide des écoulements.

La photographie suivante présente la situation le 2 mars 2010 :



Et le détail du réseau secondaire :

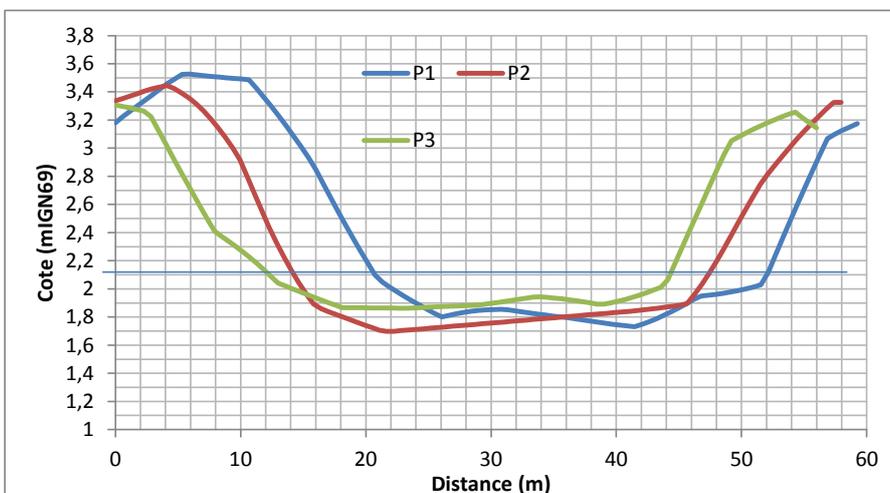


Figure 35 : illustration du réseau secondaire en dans les marais à proximité de la mer

8.2.3 UTILISATION DU LEVE LIDAR -

Le levé Lidar date de l'été 2011. Les surfaces en eau sont repérées par absence d'informations. Ce sont donc les points terrestres les plus proches de l'eau.

La figure ci-après présente les profils en travers types relatifs aux bassins en eau. On constate que l'erreur maximale est de 20 cm sur la cote et l'erreur médiane de 10 cm (en considérant le phénomène aléatoire de croisement entre les talus et le quadrillage 1m*1m des points levés au Lidar).



8.2.4 CONCLUSIONS

La cote dans les bassins exploités issue du Lidar est bien représentative des conditions automnales et de début d'hiver coïncidant avec les tempêtes. Les cotes suivies par le Syndicat d'Aménagement Hydraulique du Sud Loire sont tout à fait cohérentes avec les valeurs issues du Lidar. Rappelons que le PPRL ne prend pas en compte de possibles crues durant ces mêmes périodes ni même des cas de succession de tempêtes sur plusieurs marées. Le levé Lidar fournit un niveau de plan d'eau compatible avec les usages. Les erreurs liées aux interpolations sont non significatives ce qui est confirmé par la valeur en accord avec la gestion hydraulique courante qui prévaut dans les marais.

Le réseau hydraulique qui quadrille le marais a pour objectif de drainer les eaux et faciliter la gestion des éclusées. Son objectif va dans le sens d'une accélération de la propagation des eaux à l'intérieur du marais. Les remblais qui ne sont pas explicitement pris en compte sont des merlons de bordure du réseau ou des digues de bassins. Ces éléments de petite taille sont contournés lorsqu'ils sont perpendiculaires au flux ou peuvent concentrer les écoulements lorsqu'ils sont longitudinaux. Les éléments transversaux sont de taille modeste et non continus et de ce fait jouent un rôle marginal dans la propagation des eaux.

9 CALAGE DU MODELE DE SUBMERSION

9.1 INTERPRETATION DES REMARQUES

Les remarques sont ainsi formulées : « *la calibration du modèle a été réalisée uniquement sur le Polder de la Parisienne et sur le secteur du casier du Tendeau. Une validation sur l'ensemble du territoire, comprenant l'ensemble des submersions observées après Xynthia et prenant en compte les processus de franchissements par paquets de mer, aurait permis d'affiner le calage du modèle de submersion* » et « *le calage du coefficient de rugosité a été réalisé grâce à l'évènement Xynthia, sans la prise en compte des volumes d'eau entrant par les franchissements de paquets de mer. Ainsi, les volumes entrants par surverse sont surestimés pour réaliser un calage correct. L'étude de sensibilité présentée dans le complément d'étude ISL du 08/09/2015 montre que le coefficient de frottement a une importance non négligeable sur la dynamique de propagation* ».

Nous comprenons alors qu'un calage sur les parties pour lesquelles des débits de franchissement ou surverses ont occasionné des inondations aurait pu être entrepris pour valider les niveaux atteints et les houles lors de Xynthia. Ce travail qui n'est pas fondamental pour l'établissement du PPRL a néanmoins été entrepris dans le cadre des EDD.

Nous comprenons également que des erreurs de calage proviendraient de la non prise en compte des débits de franchissements.

Rappelons que les scénarios de brèche ne prennent pas en compte de débits de franchissements avant rupture, ni même les franchissements sur les linéaires de digues non concernés par des brèches mais franchies.

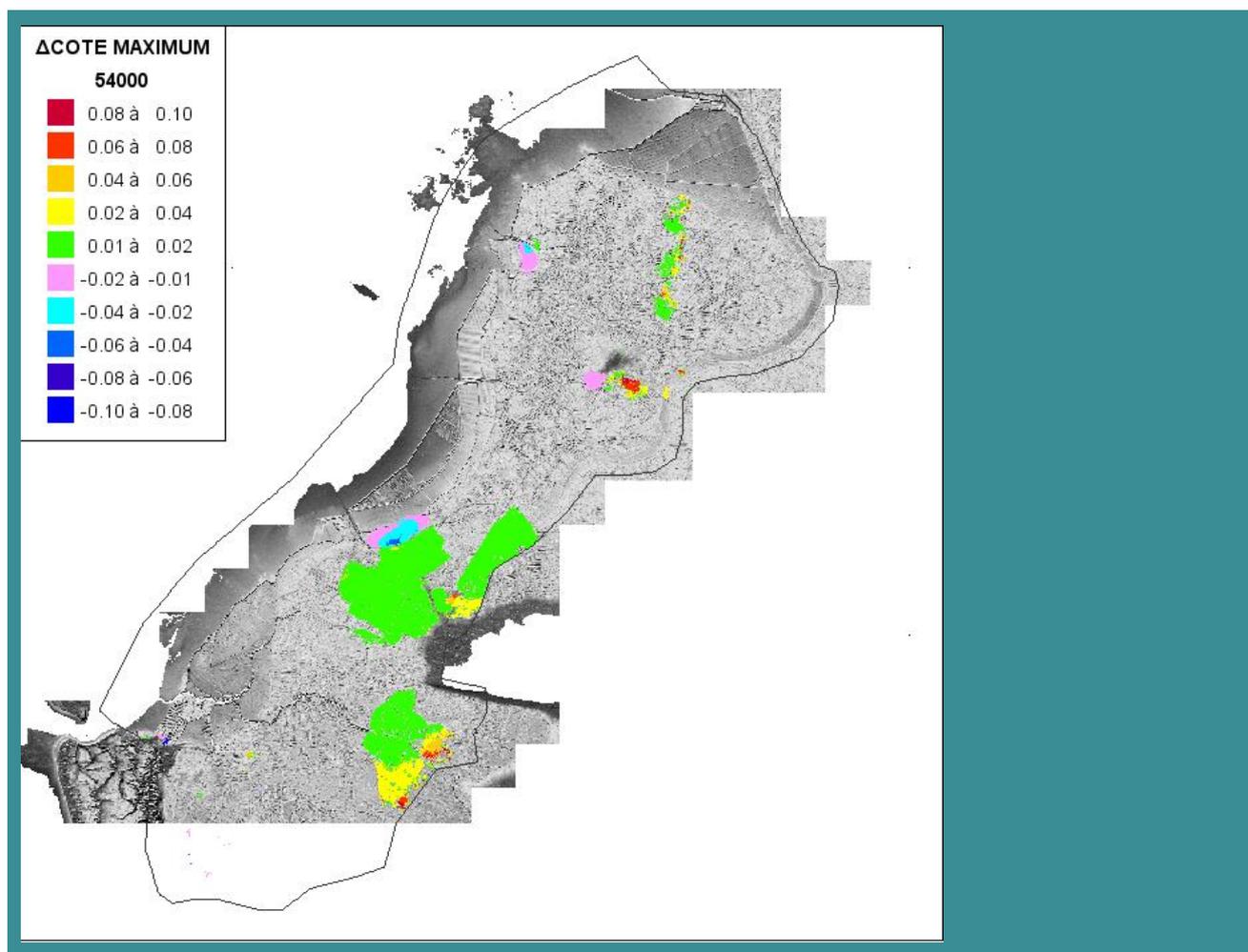
Une autre remarque est formulée concernant le calage : « *Après lecture du complément d'étude ISL du 08/09/2015 (sections 4.4 et 6.3), le coefficient de rugosité (Strickler) a été défini comme uniforme (égal à 15 sur les parties terrestres conformément à la publication de P. Chassé, 2012). Cependant, une valeur de 10 avait été attribuée pour les zones urbaines dans cette publication, ce qui n'a pas été fait par le cabinet ISL. De plus, lors du calage du coefficient de rugosité, le phénomène de franchissements par paquets de mer n'a pas été pris en compte. Ainsi, les volumes entrants sont surestimés pour réaliser un calage correct.* ».

Nous comprenons que le strickler affecté aux zones rurales trouve une justification pour le cabinet Casagec mais qu'il y a lieu de tester un strickler de 10 dans les zones urbaines.

9.2 REPONSES

Les réponses ont été fournies en partie au chapitre 1.

Un strickler de 10 a été appliqué aux zones urbaines. Les surfaces concernées sont très faibles et l'influence marginale.



Comparaison 1 : $\Delta H = Z_{\max}$ scénario PPR – Z_{\max} scénario K=10 sur zone urbanisées

Figure 36 : sensibilité au coefficient de strickler en zone urbaine

En conclusion, le calage du modèle et sa validation reposent sur la simulation de phénomènes différents (surverses, brèches, franchissements) et une bonne concordance avec la réalité est obtenue. La simulation de la rupture de la digue de la Parisienne et de la brèche de la digue du casier du Tendeau justifie l'utilisation du modèle pour la simulation des scénarios du PPRL.

La simulation des franchissements sur la digue du Dain ne sert pas directement le PPRL mais vient justifier la cinétique des ruptures en validant les débits de franchissement déjà significatifs dès la cote statique de 3,80 mIGN69.

Le passage à un strickler de 10 dans les zones urbaines n'a pas d'influence significative tandis que le strickler de 15 retenu pour les zones rurales est tout à fait en concordance avec les conclusions des études de modélisation menées avec le logiciel TELEMAC-2D sur d'autres secteurs de marais³.

³ on peut citer par exemple la publication suivante : « Modélisation hydraulique 2D pour l'évaluation des débits, volumes débordés, cotes atteintes lors de la tempête Xynthia du 28 février 2010 », P. Chassé et A-L Tibéri-Wadier, CETMEF, février 2012 – in Congrès SHF « Evènements extrêmes fluviaux et maritimes ».

10 REALITE DES BRECHES AU PORT DU COLLET

10.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : « *deux brèches non-concomitantes sont prévues au niveau du port du Collet. Le mode de rupture pour ces défaillances est une érosion interne au niveau des ouvrages traversants. Aucun élément de l'étude de dangers ne permet de justifier le mauvais état des ouvrages traversants, responsable de ces brèches, hormis quelques traces de corrosions qui ne remettent pas en question la stabilité de l'ouvrage* ».

La remarque mentionne le processus de rupture (érosion interne) et argumente sur son incohérence en faisant référence à l'état de l'ouvrage. Le processus d'érosion interne peut survenir sur un ouvrage neuf comme sur un ouvrage ancien. Le mécanisme dépend du gradient hydraulique et de la nature des terrains adjacents mais pas toujours de l'état de l'ouvrage.

Nous rappellerons donc ce qu'est le processus d'érosion interne, reviendrons sur les conclusions de l'EDD quant à l'état des ouvrages en question.

10.2 REPOSES

10.2.1 LE PROCESSUS D'EROSION INTERNE

La figure suivante présente la brèche simulée dans le port du Collet. La cote de rupture de cette brèche est de 4 mNGF.



Figure 37 : localisation de la brèche du port du Collet.

Le mode de rupture retenu est l'érosion interne qui peut affecter les deux ouvrages traversants. Le processus d'érosion interne est particulièrement pernicieux. On pourra se référer à l'article très récent sur le sujet « de l'EDD des digues en France aux travaux de l'ILH sur les mécanismes élémentaires et les scénarios de défaillance », IRSTEA, CETMEF, USACE, Université de Dresde. Cet article mentionne que les mécanismes et leurs conséquences sur l'état physique d'un composant de digue peuvent être progressifs (processus de détérioration pouvant progressivement conduire à la ruine). Il est pris entre autres l'exemple de l'érosion interne : cela commence par la disparition de particules, processus peu visibles puis cette disparition engendre une cavité qui conduit à une entrée d'eau massive et à l'érosion complète et à la brèche. En d'autres termes, l'histoire ne renseigne pas sur le risque : l'ouvrage peut avoir tenu pour certains événements très violents et lâcher pour des événements de plus faible intensité.

Le Rex Xynthia fait le constat qu'il est très difficile de mettre en évidence un processus d'érosion interne ; il conclut : « *cette absence de constat ne veut pas dire que ce type de pathologies n'existait pas avant Xynthia mais que les dégâts causés aux ouvrages par la tempête ont pu les masquer* ».

10.2.2 RESULTATS DES EDD

10.2.2.1 Partie aval

Dans le cas du port du Collet, il existe deux ouvrages traversants en entrée de port. Il s'agit des ouvrages d'alimentation et de vidange du polder.



Figure 38 : Ouvrages traversants présents sur la digue de la Parisienne (source : EDD)

Pour les deux ouvrages, le fil d'eau est à une cote voisine de 0 mNGF sur une longueur totale d'environ 20m. Le gradient hydraulique le long de ces ouvrages est de l'ordre de 0,63 pour un événement de type Xynthia. Le respect du critère de Lane impose un gradient hydraulique inférieur à 0,5 pour des argiles.

Le respect du critère conduit à une cote du niveau marin de 3,3 mNGF-IGN69. On note des signes d'affouillement côté terre pour les deux ouvrages.

Les fiches suivantes sont reprises de l'EDD :

N°	Fonction / état	Propriétaire	Terre	Mer
36	<p>Ouvrage traversant (vidange/alimentation)</p> <p>Etat conduit inconnu ouvrage d'entonnement côté mer non visible</p> <p>Vanne métallique épaisseur tôle 16 mm en état</p> <p>Cric 2t pour une charge de 1m d'eau en état</p> <p>Génie civil remanié et affouillé côté terre</p>	ASA		
37	<p>Ouvrage traversant (vidange/alimentation)</p> <p>Perré côté terre signe d'affouillement</p> <p>Fissure structure en béton</p> <p>Protection anti-corrosion abîmée</p> <p>Début corrosion structure</p> <p>Défecteur corrodé</p> <p>Clapet bois côté mer en état</p> <p>Radier affouillé en sortie</p> <p>Cabine non visitée</p>	SAH		

Tableau 8 : ouvrages du secteur du port du Collet à la pointe de Parracaud (source : EDD)

Ces ouvrages sont anciens, ont subi de multiples tempêtes. L'état intérieur est inconnu. Les structures béton sont fatiguées.

10.2.2.2 Partie amont

De manière générale, l'ouvrage est en état satisfaisant et entretenu.

Sur la digue aux abords de l'ouvrage traversant, il y a des signes très significatifs de l'effet de processus d'érosion interne :

- Trou à droite de la vanne de l'ouvrage traversant (figure de gauche ci-dessous).
- Fontis (figure de droite ci-dessous) sur le cheminement et présence d'eau. Sa profondeur est de 2,7 m.



Figure 39: important fontis au droit de la prise d'eau – fond du port du Collet (photo ISL)

Ces désordres sont des signes d'érosion interne du corps de digue. On notera que la digue a été réparée suite à l'apparition d'une brèche en novembre 2005, à l'aplomb de la prise d'eau.

10.2.3 CONCLUSIONS

Les processus d'érosion interne sont des phénomènes pernicioeux qui dépendent du gradient hydraulique. Une cavité significative est apparue au fond du port du Collet (profondeur de 2,70 mètres). Les conduits ainsi créés ont des vitesses d'agrandissement très rapides dès lors que les écoulements s'engouffrent à l'intérieur. Les deux sites retenus présentent des risques importants et justifient les brèches simulées.

11 PRISE EN COMPTE D'UNE BRECHE DANS LA DIGUE DE LA PARISIENNE

11.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est la suivante : « *la brèche de la digue de la Parisienne est provoquée par les franchissements de paquets de mer. D'après le PAPI et l'étude de dangers, la digue de la Parisienne est en bon état. Le mode de rupture privilégié a une classe d'occurrence comprise entre 1 000 et 10 000 ans. L'étude complémentaire du cabinet ISL du 08/09/2015 précise que cette hypothèse de brèche repose sur le principe énoncé par la circulaire du 27 juillet 2011 qui impose une brèche de 50 m au minimum par tronçon de digue homogène. L'instant de rupture 1 h avant la marée haute n'est pas compatible avec un événement de période de retour centennale. De plus, la vitesse de formation instantanée de la brèche n'est pas réaliste au regard des dimensions de la digue et des faibles franchissements par paquets de mer. Tous ces éléments font que les hypothèses de cette défaillance ne sont pas cohérentes et réalistes* ».

La remarque comprend deux parties :

- L'une est relative à la circulaire qui prévoit en effet de simuler des brèches de 50 mètres minimum,
- L'autre est relative à la cinétique de la rupture.

11.2 REPONSES

Le risque de franchissement a été approché lors de l'étude de dangers par le calcul du run-up. Le calcul du débit de franchissement a été réalisé en 2 sections type (une sur chaque sous tronçon) pour différentes combinaisons houle/vent/niveau statique. Le tableau ci-après présente les résultats pour les conditions de Xynthia :

Profil	Houle significative (m)	Période (s)	Set-up (m)	Niveau marin avec set-up (mNGF-IGN69)	Débit franchissant (l/s/ml)
Profil 1	0,85	4	0,09	4,29	1,37
Profil 2	1,36	4	0,07	4,27	25,16

Tableau 9 : débits de franchissement lors de Xynthia – digue de la Parisienne (source : EDD).

On constate que les débits de franchissements peuvent être significatifs. Néanmoins, la largeur en crête importante au regard des débits de franchissement conduit à une probabilité d'occurrence annuelle de classe 2 (entre 1/1 000 et 1/10 000).

Rappelons les termes du guide relatif à l'élaboration des plans de prévention des risques⁴ :

« Le choix des hypothèses de brèche repose sur les critères suivants :

La largeur est par défaut de 100 m sauf si l'analyse historique fait état de brèches plus larges par le passé, dans le cas d'un ouvrage dit résistant à l'aléa de référence (cf chapitre 6.2.2 de la circulaire du 27 juillet 2011) et à condition que le gestionnaire fournisse les études techniques nécessaires, la largeur de brèche peut être inférieure à 100 m sans toutefois être inférieure à 50 m. »

⁴ Guide méthodologique : Plan de prévention des risques littoraux, Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie, mai 2014.

Cette mesure est d'autant plus justifiée que dans le cas de la digue de la Parisienne, les débits de franchissement sont sur certains profils importants car la cote de crête est relativement basse (La cote d'arase de la crête de l'ouvrage varie entre 5,71 et 5,91 mNGF pour un niveau moyen de 5,80 mNGF).

L'instant de formation de la brèche est compatible avec les débits de franchissement. Pour un niveau statique de 3,75 mNGF-IGN69 et un creux de 1 mètre, les débits de franchissement peuvent excéder 5 l/s/ml.

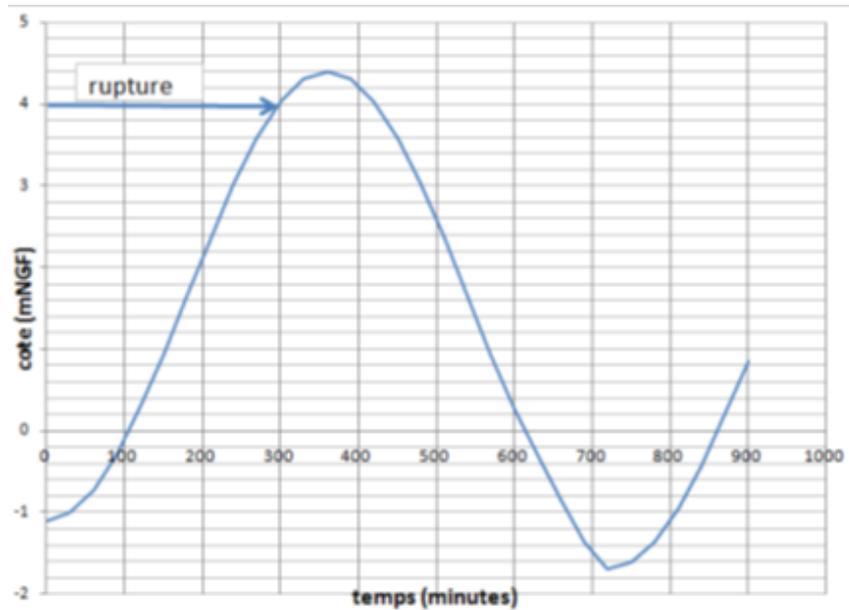


Figure 40 : positionnement du moment de rupture de la digue de la Parisienne.

Une autre façon d'aborder cette question de franchissement est de se référer au guide enrochement. Le guide propose un abaque relatif au Run Up :

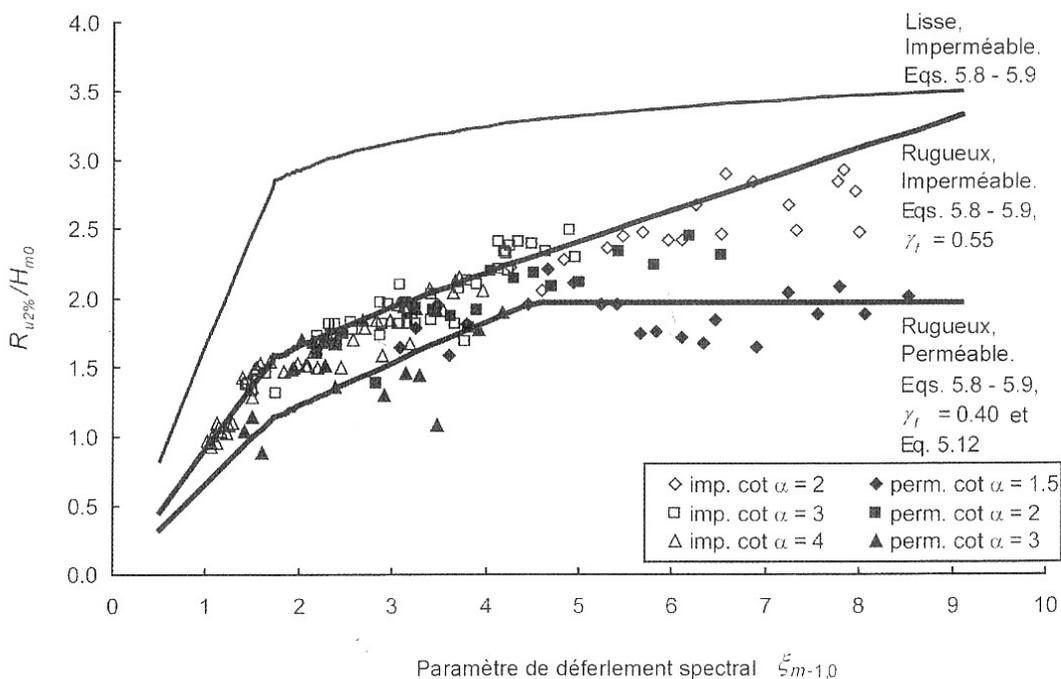


Figure 41 : run up en fonction de la nature et géométrie de la protection (source : Roch Manual)

Le Run Up avoisine 2,50 mètres et dépasse la crête pour des niveaux statiques supérieurs à 3,7 mIGN69.

Enfin, ne négligeons pas la perte d'efficacité de l'endiguement dans le temps (tassement, désorganisation des matériaux).

12 LOCALISATION DE LA BRECHE SUR LA DIGUE DE COUPELASSE ET DE COUTANT

12.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est la suivante : « *au niveau de la digue de Coupelasse et de Coutant, une brèche de 100 m est prévue sur le secteur de la pointe des Poloux. Plusieurs modes de rupture sont envisagés : érosion interne au droit d'ouvrage traversant, rupture de la carapace ou franchissements par paquets de mer. Cependant, la brèche n'est pas localisée sur des points faibles qui pourraient permettre de tels modes de rupture. La localisation de la brèche est donc contestable. Dans le cas où une brèche pourrait survenir sur ce tronçon, il convient de tester des brèches glissantes (déplacement de la localisation des brèches) afin d'évaluer l'impact de la localisation de la défaillance sur les cartes d'aléa* »

Bien que nous ne comprenions pas l'argumentation relative à la localisation de la brèche, il est tout à fait possible de tester des brèches glissantes.

Rappelons ce qui a été indiqué par ISL dans la note du 8 septembre : « en réalité, une brèche sur un tronçon à peu près homogène de digues peut se produire en n'importe quel endroit. Il est évident qu'une brèche pourra se produire plus facilement en des points bas et des secteurs concernés par des ouvrages traversants (à composantes égales par ailleurs). Cependant, l'histoire de la digue, ses hétérogénéités géotechniques locales doivent également être prises en compte ».

12.2 REPONSES

12.2.1 RAPPEL DE LA JUSTIFICATION DE LA BRECHE

Trois processus pouvant être responsables d'une rupture ont été répertoriés dans le cadre de l'EDD : franchissement de paquets de mer, rupture de la carapace et érosion interne. Différents enchaînements peuvent être envisagés :

- Erosion interne au droit d'ouvrages traversants → affaissement → franchissement
- Rupture de carapace → érosion interne → franchissement
- Franchissement seul

Le calcul du débit de franchissement a été réalisé en 2 points en prenant la section type du tronçon pour différentes combinaisons houle/vent/niveau statique.



Figure 42 : situation des profils pour le calcul des débits de franchissement – digues de Coupelasse et Coutant.

Le tableau ci-après présente les résultats pour les conditions de Xynthia :

Profil	Houle significative (m)	Période (s)	Set-up (m)	Niveau marin avec set-up (mNGF-IGN69)	Débit franchissant (l/s/ml)
Profil 3	1,30	6	0,06	4,26	45,21
Profil 4	1,16	6	0,06	4,26	26,62

Tableau 10 : débits de franchissement lors de Xynthia – digues de Coupelasse et Coutant (source : EDD).

Pour des niveaux statique de 3,64 mNGF-IGN69 et une houle significative de 1,50 m (occurrence 100 ans), les débits de franchissement estimés sont supérieurs à 5 l/s/ml pour certains profils. L'instant d'ouverture de la brèche pour une cote de 4 mNGF est réaliste.

Le processus de franchissement peut s'accompagner d'une désorganisation de la carapace côté mer. Il semble que des départs de matériaux de la digue au travers de l'ancien perré aient été responsables d'un affaissement au cours des tempêtes successives. La digue a été confortée mais les plans ne permettent pas de juger de la qualité du filtre entre remblais de digue et enrochements. Le risque d'affaissement par migration des matériaux au travers des enrochements n'est pas à exclure. Sans certitude sur les conditions de filtre, la probabilité annuelle est estimée de classe 3 (entre 1/100 et 1/1 000). Localement, cette probabilité peut être de 1/10 à 1/100. Le processus de rupture de la carapace ne peut à lui seul conduire à la brèche.

La brèche peut se produire consécutivement à la faveur d'une augmentation du niveau statique par franchissement de vague et érosion interne (plutôt migration des matériaux suite à la détérioration de l'un ou de plusieurs des ouvrages traversants (8 ouvrages traversants identifiés)).

C'est le cas au droit de l'ouvrage traversant de la pointe des Poloux.

N°	Fonction / état	Terre	Mer
28	<p>Ouvrage traversant (vidange/alimentation)</p> <p>Grille amont en place sur ouvrage en béton d'entonnement</p> <p>Buse béton non armé état interne inconnu, partie visible fracturée</p> <p>Protection en enrochement chahutée</p> <p>Puits en béton en état</p> <p>Organe de manœuvre hors service</p>		

Tableau 11 : ouvrage traversant à la pointe des Poloux (source : EDD)

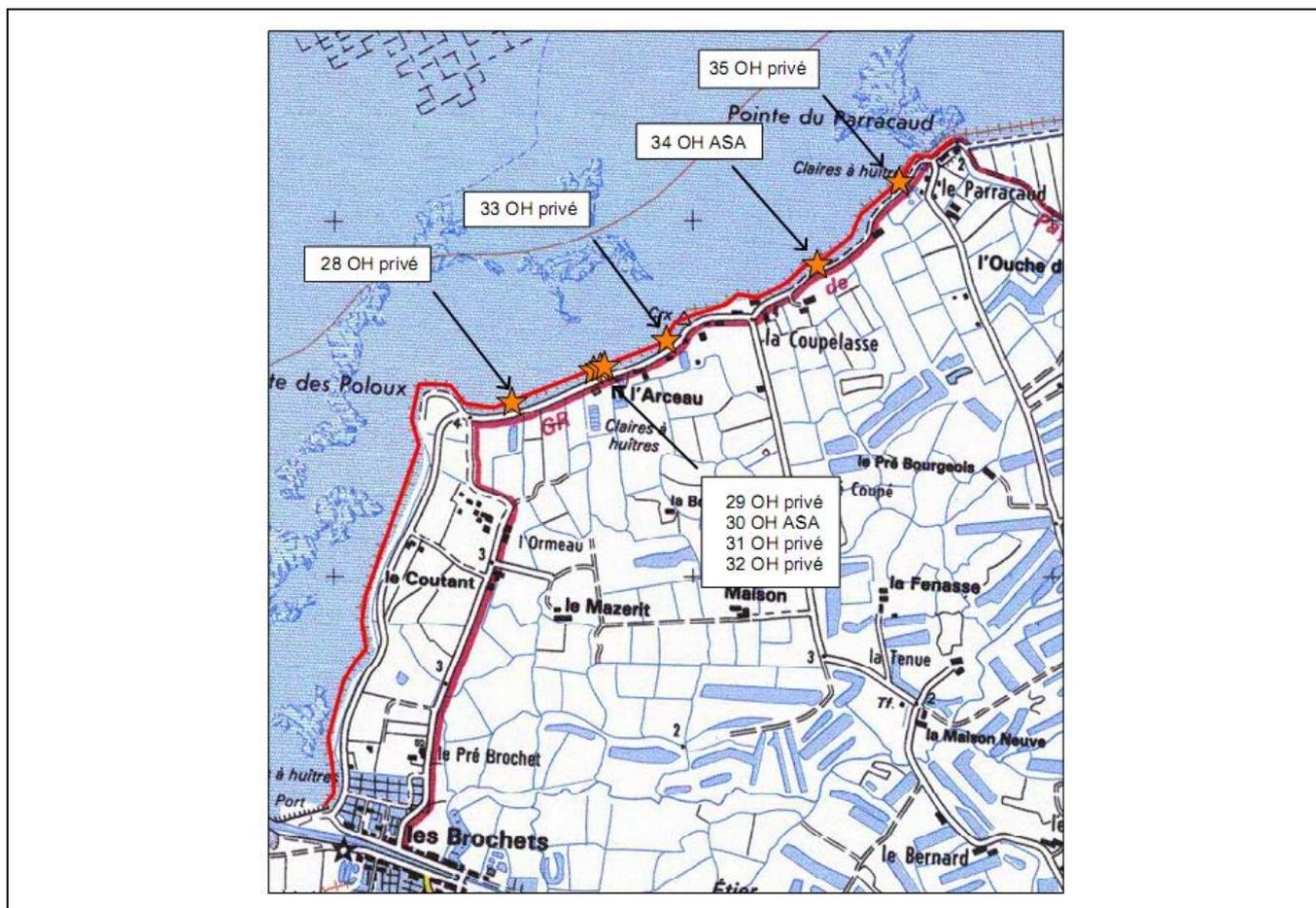


Figure 43 : localisation des ouvrages traversants – digue de la Coupelasse et du Coutant – source : EDD

12.2.2 TESTS DE BRECHES GLISSANTES

Nous avons testé deux autres brèches et avons comparé les cotes atteintes

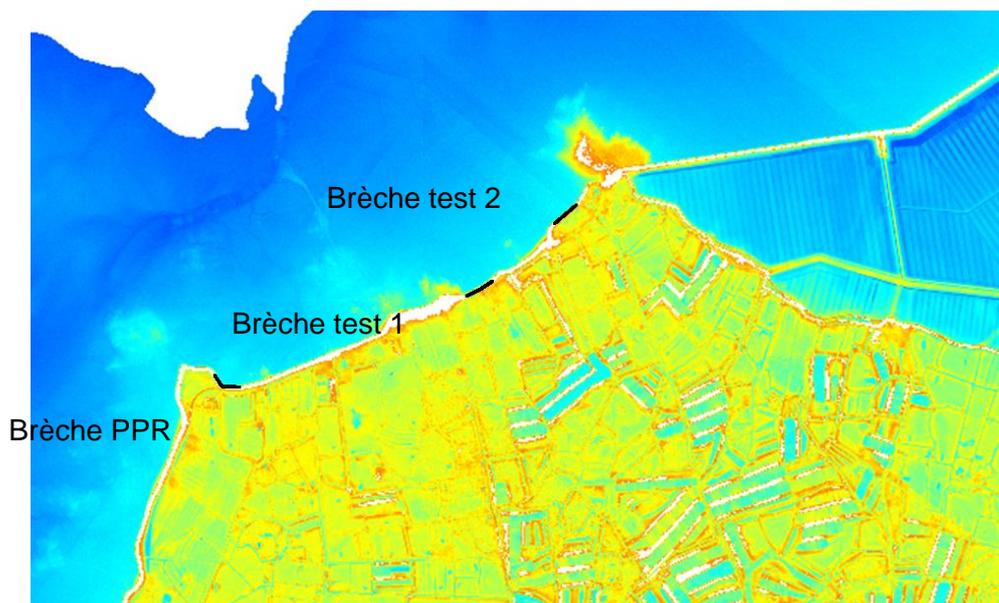
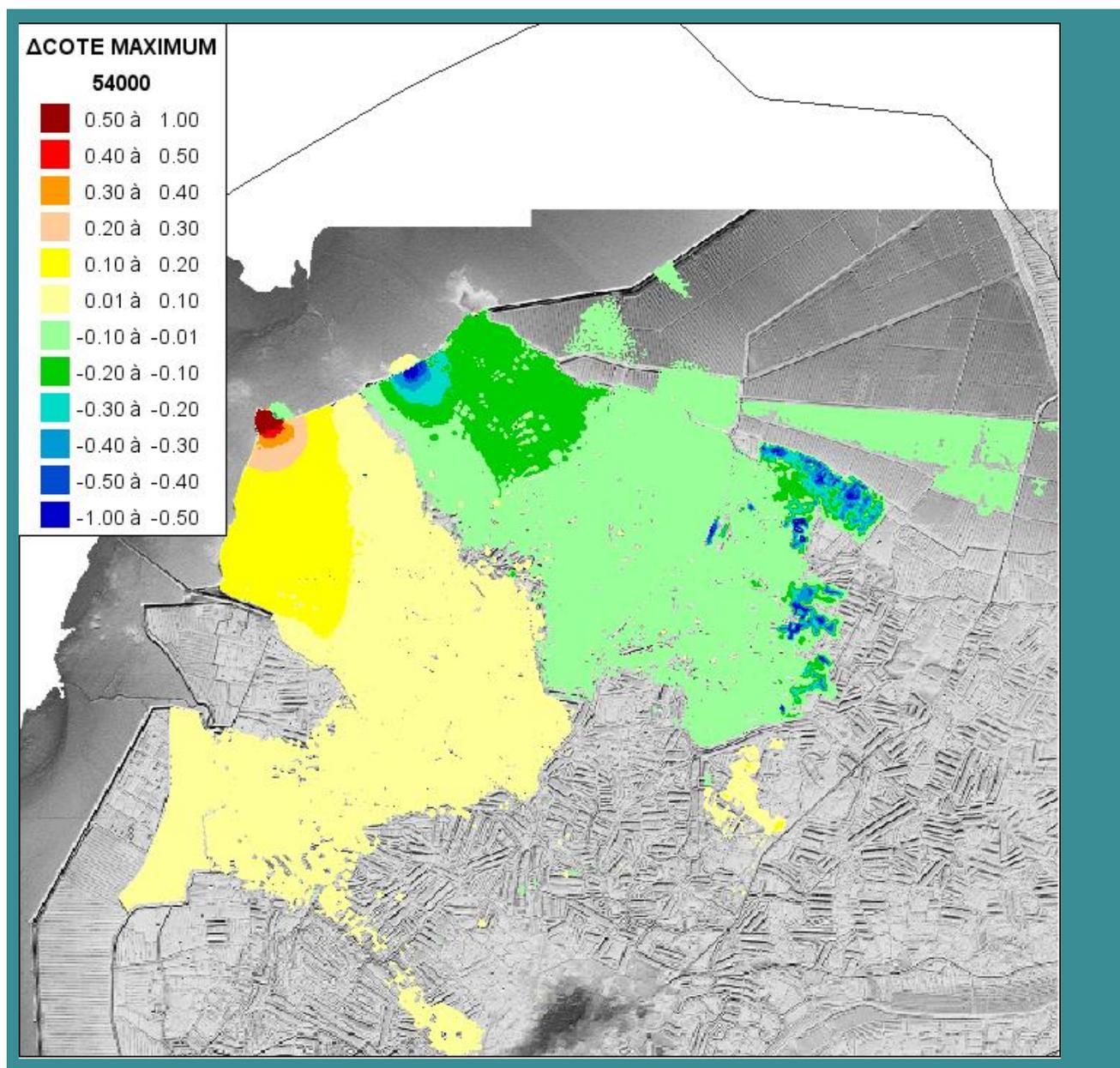


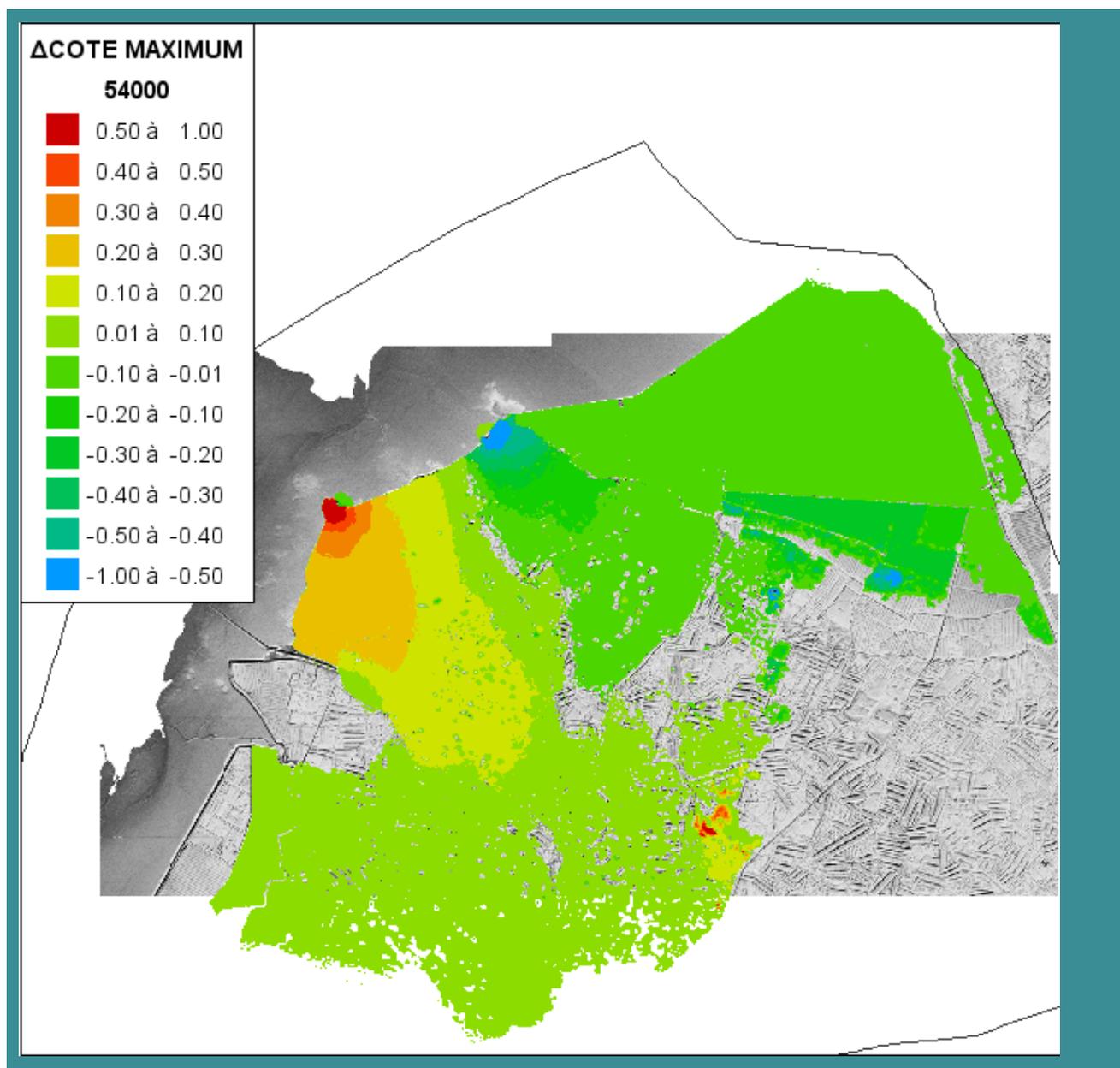
Figure 44 : localisation des deux bèches alternatives



Comparaison 1 : $\Delta H = Z_{\text{max}} \text{ scénario brèche PPR} - Z_{\text{max}} \text{ scénario brèche test1}$

Figure 45 : différences de niveaux entre les scénarios de brèches – Digues de Coupelasse et Coutant

Excepté au droit de la digue (ce qui milite pour des bandes de précaution), les cotes se positionnent dans un fuseau de largeur inférieure à 20 cm (de -10 à +10 cm) et l'alea n'est pas modifié.



Comparaison 2 : $\Delta H = Z_{\max}$ scénario brèche PPR – Z_{\max} scénario brèche test2

Figure 46 : différences de niveau entre les scénarios de brèches- Diques de Coupelasse et Coutant

En résumé, la localisation correspond au croisement état de dégradation/alea le plus défavorable (cf EDD). Le test de deux nouvelles implantations plus au nord ne modifie pas les résultats en terme de classe d'aléa et cotes de référence.

13 REALITE DE LA BRECHE SUR LA DIGUE DES GLAGEES SOUS TRONÇON 1

13.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est la suivante : « *la brèche sur la digue des Glagées, au niveau du sous-tronçon 1, est provoquée par les franchissements de paquets de mer. Cependant, la brèche se situe sur un secteur où l'altitude de la crête est comprise entre 5,95 m et 6,17 m NGF. La revanche de crête minimale pour un niveau d'eau Xynthia 0,2 m est de 1,55 m. Les altitudes présentées dans l'étude de dangers ne correspondent donc pas aux mesures de ce dernier relevé topographique et par conséquent, les calculs de franchissements par paquets de mer ne sont pas bons. Il est spécifié dans le complément d'étude ISL que la crête actuelle de l'ouvrage a été surélevée par des matériaux de remblai dont le compactage n'a pas pu être vérifié. Même si cette modification n'a pas pu être prise en compte dans l'étude de dangers, l'épaisseur du remblai devrait augmenter les temps de formation d'une éventuelle défaillance. De plus, la localisation de la brèche ne correspond pas au secteur le plus exposé aux vagues et où l'altitude de la crête est la plus basse. Il est donc peu probable qu'une brèche se forme à cet endroit, 1 heure avant la pleine mer et de manière instantanée* ».

Nous comprenons que le caractère « peu probable » veut dire d'une probabilité inférieure 1/100. Ce vocable est ambigu car tout le travail repose sur un degré de probabilité.

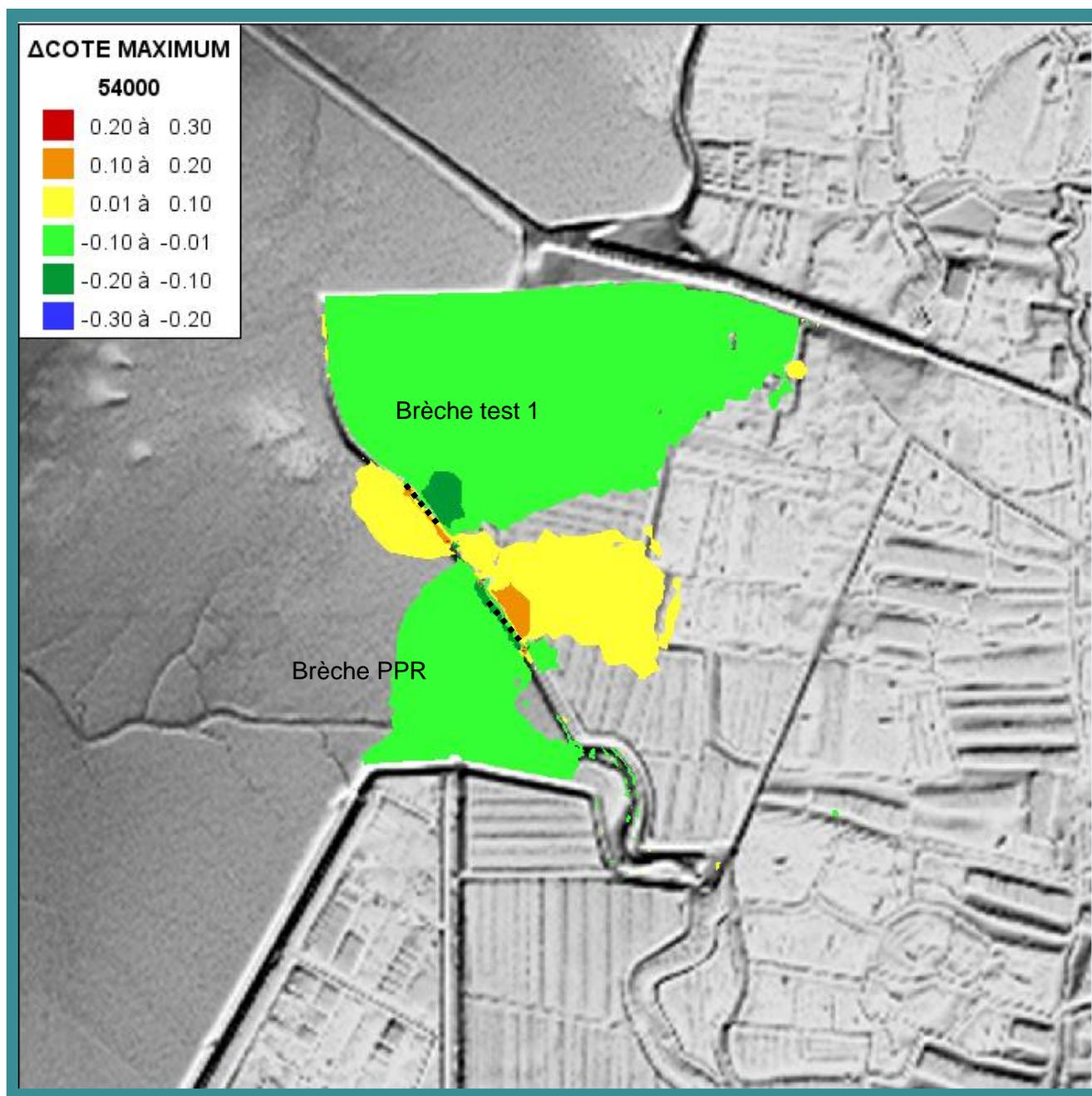
Nous avons d'ores et déjà justifié l'emplacement de la brèche et la cinétique retenue :

- la brèche sur le tronçon 1 des Glagées est bien positionnée car à un endroit où l'alea de rupture est le plus grand,
- les matériaux régalez sur la crête n'empêchent pas les franchissements dès une cote statique de 3,8 mNGF et les conséquences de ces franchissements sont majorées par les hétérogénéités apportées par ces travaux sommaires.

Nous pouvons cependant tester d'autres emplacements.

13.2 REPONSES

Il est tout à fait possible de glisser la brèche plus au nord sans qu'une justification technique n'y soit associée. Le test montre que cette nouvelle hypothèse ne modifie pas la classe d'alea et les cotes de référence.



Comparaison 1 : $\Delta H = Z_{\max}$ scénario brèche PPR – Z_{\max} scénario brèche test1

Figure 47 : différences de niveau entre les scénarios de brèche – étier de la Louippe

Hormis au droit de la brèche, les différences ne dépassent pas 10 cm.

14 REALITE DE LA BRECHE AU FOND DE L'ETIER DE LA LOUIPPE

14.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : « au fond de l'étier de la Louippe, une brèche de 50 m est prévue en rive gauche, juste en aval de l'écluse. L'instant de rupture ne correspond pas au mode de rupture sélectionné. En effet, 1 h avant la pleine mer, il ne peut pas y avoir de surverse car le point le plus bas se situe à 4,2 m NGF. La défaillance doit survenir lorsque l'eau déborde par-dessus la crête pour commencer à éroder la pente interne de l'ouvrage. Le complément d'étude ISL du 08/09/2015 justifie le départ de brèche à 4 m NGF par la présence de talus raides et d'une largeur de crête étroite (2 m). Cependant, aucune trace de glissement n'est apparue durant Xynthia alors que l'ouvrage a été surversé, ».

Il s'agit encore ici de justifier l'emplacement et de tester d'autres scénarios.

14.2 REPONSES

14.2.1 JUSTIFICATION DU POSITIONNEMENT

La position de la brèche coïncide avec les dégradations subies lors de l'évènement Xynthia :



Figure 48 : extrait de l'atlas cartographique du retour d'expérience de Xynthia et situation de la brèche simulée.

Le talus côté mer n'est pas revêtu en partie basse et constitue l'étier du port de la Louippe. Le haut de talus est végétalisé de pente raide de fruit variant de 1H/1V à une pente quasi verticale. La crête est végétalisée de largeur environ 2,0 m. Le talus côté terre est végétalisé et de pente raide de fruit environ 1H/1V. Une route côté terre longe le pied de la digue.

Le niveau moyen de la crête varie entre 4,75 et 5,20 mNGF avec des points bas dont un à 4,2 mNGF au niveau de l'écluse du port de la Louippe.

L'EDD envisage un scénario de classe 4 (entre 10 et 100 ans) qui correspond à une brèche qui s'ouvre à 4,2 mNGF au fond du port. Une brèche est possible mais moins probable dès 4,0 mNGF compte tenu des points bas et des possibles glissements pouvant générer un affaissement progressif de la crête.

14.2.2 TEST D'UNE BRECHE AU POINT BAS

La figure ci-après présente le profil en long de la digue avec le niveau statique de la tempête Xynthia. La brèche testée correspond au point bas à 3,8 m NGF.

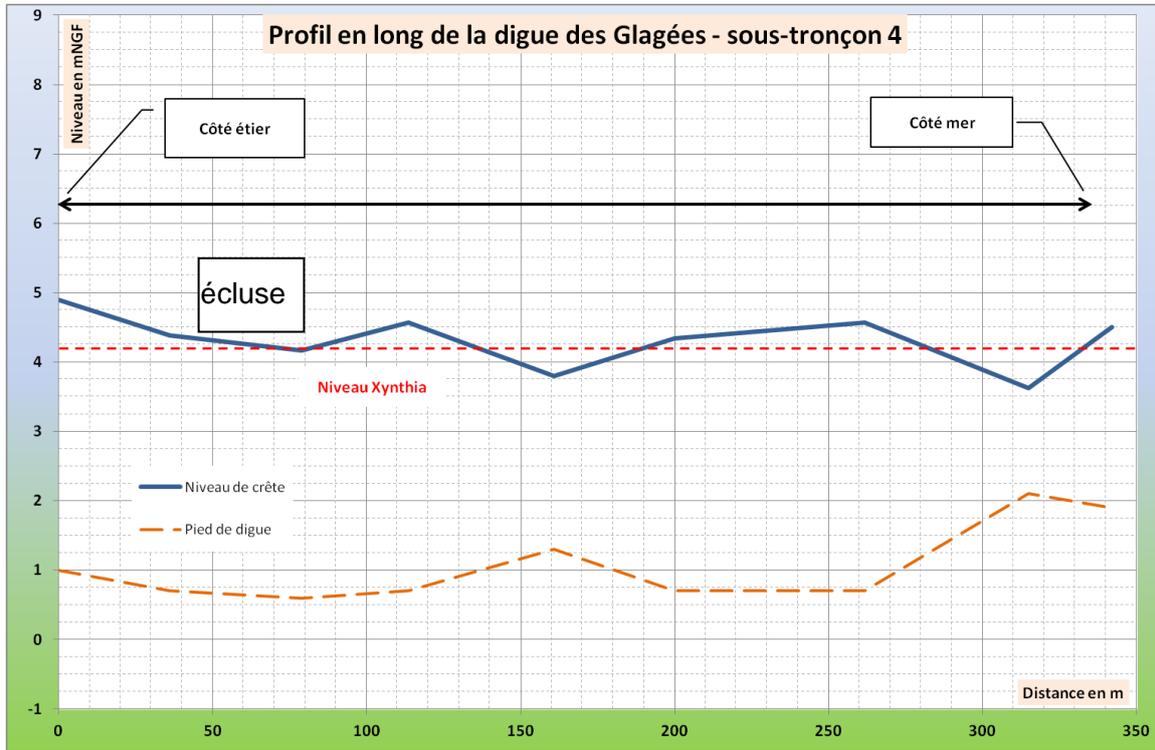
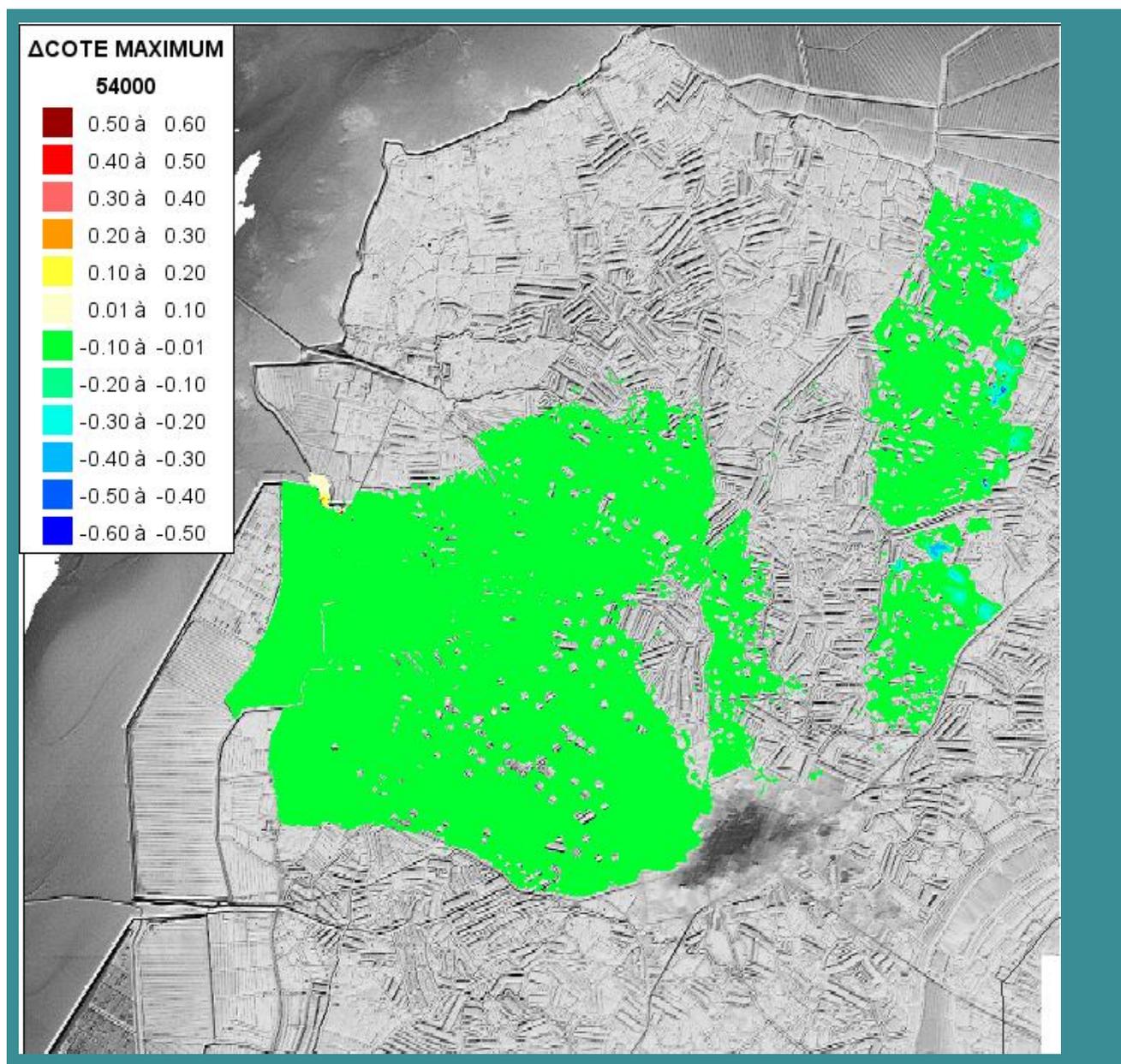


Figure 49 : profil en long de la crête de la digue des Glagées 4 (source : EDD)



Figure 50 : localisation de la brèche alternative



Comparaison 1 : $\Delta H = Z_{\max}$ scénario brèche PPR – Z_{\max} scénario brèche test1

Figure 51 : différences de niveau entre les scénarios de brèche – étier de la Louippe

Les différences ne dépassent pas 10 cm.

L'EDD prend en compte le phénomène le plus probable. Il n'en demeure pas moins que la digue en relation avec le casier qu'elle concerne a des points bas. Un niveau de 4,40 IGN69 provoquerait des surverses de 40 cm.

Un test de brèche au droit du point bas ne modifie pas le résultat concernant l'alea.

15 QUATRIEME BRECHE DE LA DIGUE DU POLDER DES CHAMPS NON JUSTIFIEE

15.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : *«l'hypothèse d'apparition de quatre brèches concomitantes sur un même tronçon semble être justifiée par les valeurs importantes des franchissements de paquets de mer (> 50 L/s/m) lors de Xynthia. Cette vulnérabilité est importante et confirmée par le dossier d'ouvrage : réparations d'urgence après les tempêtes des 3 et 27 février 1990 et celles de décembre 1999. Dans l'EDD, trois brèches avaient été prises en compte. Le complément d'étude ISL affirme que l'ajout d'une brèche dans le scénario du PPRL rajoute uniquement une hauteur d'eau de 10 à 15 cm dans le casier hydraulique. Cependant, l'ajout de cette 4ème brèche n'est pas justifié. De plus, la cinétique de la formation des brèches n'est pas en accord avec le mode de rupture sélectionné».*

15.2 REPONSES

Les photographies suivantes présentent pour les parties qui n'ont pas été concernées par des brèches l'état du talus de la digue après Xynthia :



Figure 52 : érosion du talus aval de la digue de la Louippe – vue générale et détail.

La vulnérabilité est importante et confirmée par le dossier d'ouvrage : réparations d'urgence après les tempêtes des 3 et 27 février 1990 et celles de décembre 1999.

La position des brèches est liée à la situation des casiers hydrauliques. Le scénario ne prévoit pas la rupture complète de la digue mais un arasement à 4,0 mNGF. Il est en effet fait l'hypothèse réaliste qu'en cas de départ probable de la partie arrière de l'ouvrage, la risberme fasse office de protection ultime.

Pour la justification du processus de rupture on se reportera au chapitre 6 dont on reprend les conclusions :

Le processus de rupture de la digue est indubitablement par érosion du talus arrière et affaissement des dalles béton que supporte ce talus. Le Cemagref dans sa présentation des mécanismes de dégradation en a même fait un cas d'école. Il n'y aucune raison que ce processus n'intervienne pas sur cette digue très dégradée compte tenu des débits de franchissement en jeu pour une cote de 4,40 mIGN69. Le sinistre envisagé est important. Xynthia est venu malheureusement montré que ce que l'on jugeait irréaliste hier est devenu tout à fait plausible aujourd'hui. C'est ainsi que les 6 kilomètres de digues de l'île de Ré ont été arasés sur une grande partie du linéaire. Les diagnostics formulés par les acteurs ne font que confirmer cette éventualité.

Nous confirmons que l'ajout d'une brèche de 100 mètres (4 au lieu de 3) sur le tronçon de la digue du polder des champs a un effet de l'ordre de 10 à 15 cm sur le casier et cet effet ne s'étend pas au-delà. Ajoutons que l'arasement à 4 mNGF et la non prise en compte des franchissements dans l'inondation mais seulement la surverse fait démarrer la submersion lorsque le niveau statique dépasse 4 m NGF.

16 CINETIQUE DE LA BRECHE DU QUAÏ NORD DU PORT DES CHAMPS

16.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : *«la brèche prévue sur le quai Nord du port des Champs n'est pas réaliste. En effet, la digue est une route en asphalte de 15 m de large, avec une pente interne faible (1V/10H). Lors de Xynthia, des surverses et des ravinements avaient été observés sur ce secteur. Cependant, ces ravinements de petites tailles doivent avoir des vitesses bien plus importantes pour que les érosions provoquent une brèche sur le talus de plus de 15 m de large. Là encore, la cinétique de formation « instantanée » est déconnectée de la réalité, ».*

16.2 REPONSES

16.2.1 REALITE DES BRECHES SUR DES TRONÇONS DE ROUTE

Xynthia a provoqué des surverses. Des ravinements en ont résulté sans apparition de brèche. Il faut donc des niveaux statiques supérieurs pour provoquer une érosion régressive significative. En théorie, des vitesses de 1,5 m/s peuvent générer des désordres sur un talus en argile. Pour des digues de fruit égal à 2H/1V, une hauteur d'eau sur la crête de 25 cm génère des vitesses supérieures à 1,5 m/s alors qu'une hauteur de 10 cm correspond à des vitesses inférieures à cette valeur. L'épisode Xynthia constitue la limite admissible. La largeur de la digue (15 mètres) joue en sa faveur. Cependant on peut envisager une amorce locale d'érosion régressive, un abaissement de la crête puis une augmentation de la charge sur cette dernière et enfin une brèche. La probabilité estimée dans l'EDD est comprise entre 1/100 et 1/1 000 (classe 3). La largeur fixée correspond au cumul minimal préconisé dans la circulaire et le guide.

Pour ce qui concerne la digue elle-même, sa largeur est un avantage par rapport à des processus d'érosion régressive. On ne peut cependant pas juger que le risque est nul par le seul fait qu'une route emprunte une digue. De nombreux cas infirment cette assertion. Sur le territoire lui-même, l'exemple de la route du port du Collet est évocateur :



Figure 53 : route-digue au port du Collet après Xynthia (Photo Syndicat).

On peut citer également l'exemple de la route sur l'Aiguillon-sur-Mer qui a cédé très rapidement. On pourra par exemple se référer à la chronologie des faits relatée lors des audiences relatives à Xynthia : « Aux environs de 3h00, les premiers débordements apparaissent sur la digue au sud du marais de l'Aiguillon. A partir de 3h30, d'autres points de débordements localisés apparaissent au nord de la Digue du Génie, au Nord de l'Aiguillon et au niveau de la rupture du remblai routier, au lieu-dit « Les Caves ». ». On pourra également se référer au rapport produit par le CNRS et l'EHESS : « gestion des risques naturels, leçons de la tempête Xynthia, V. Pizigluski, S. Hallegatte » qui fait le point sur l'endommagement des infrastructures. Il est question de L'Aiguillon-sur-Mer, la Gachère, Saint-Gilles-Croix de Vie, la Belle Henriette. On peut y lire concernant la route de l'Aiguillon-sur-Mer : « la digue de l'Aiguillon-sur-Mer a été fortement endommagée et ce selon plusieurs processus : altération de la couche superficielle de la digue elle-même, attaque au pied, destruction de l'enrobé de la route et création de « renards » hydrauliques ».

16.2.2 SENSIBILITE A L'INSTANT DE RUPTURE – BRECHE DU QAI NORD DU PORT DES CHAMPS

Une simulation a consisté à réaliser une brèche progressive à partir de la cote 4 m NGF jusqu'à la cote 4,25 m NGF. La différence sur les hauteurs d'eau est centimétrique.

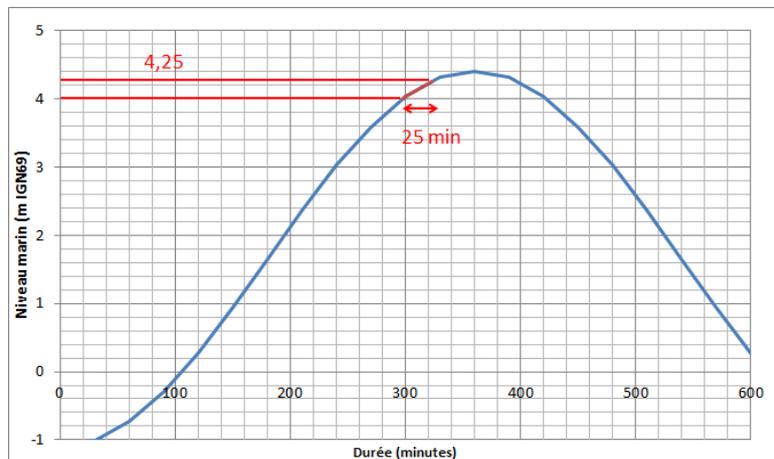


Figure 54 : hypothèse de progressivité de la brèche

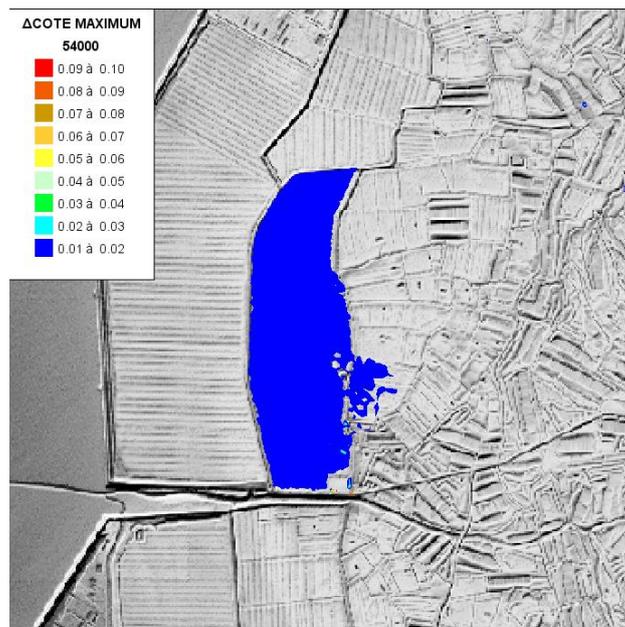


Figure 55 : Delta(cm) = Zmax PPR – Zmax ouverture brèche en 25 min

16.2.3 CONCLUSIONS

Les dégâts subis au port du Collet montrent qu'un processus d'érosion régressive peut conduire à la survenance d'une brèche sur un remblai routier. Lors de l'évènement Xynthia, des remblais routiers ont cédé à la surverse. Pour le port des Champs, une rupture progressive entre 4 et 4,25 mNGF diminue de 2 centimètres les niveaux et ne modifie évidemment pas la classe d'aléa.

17 CINÉTIQUE DE LA BRECHE AU NIVEAU DU REBRAS SUD DU PORT DES CHAMPS

17.1 INTERPRÉTATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : *«au niveau du rebras Sud du port des Champs, la digue présente un état moyen et l'arasement de la digue à la cote 3 m NGF est justifié. Cependant, la cinétique de formation « instantanée » n'est pas adaptée».*

La question est relative à la cinétique de rupture qui a été abordée de manière générale au chapitre 4.

17.2 REPONSES

Deux processus concourent à l'arasement de la digue : des débits de franchissement qui viendront éroder le talus arrière et une carapace côté mer qui se dégradera provoquant des désordres jusqu'à la crête.

La risberme calée entre 2,5 et 3,5 mNGF réduit les débits de franchissement des paquets de mer. Pour des niveaux statiques supérieurs à 4,0 mNGF et des vents violents, le franchissement est possible. Le talus côté terre n'est pas en mesure de supporter des franchissements importants. L'EDD estime la probabilité globale à 1/100 à 1/1 000 (niveau statique supérieur à 4,0 mNGF, classe 3).

Concernant la carapace, les joints des dalles en béton sont dégradés. Des sous-cavages sont identifiés. Le talus est étroit et la pente côté polder forte. Pour toutes ces raisons, des dégradations de la carapace pourraient survenir dès les niveaux 3,5 mNGF. Dans l'état actuel des connaissances il n'est pas possible de vérifier que les règles de l'art ont prévalu lors des opérations successives de confortement de cet ouvrage.

Pour ces raisons, il a été fait l'hypothèse que l'état final de la digue correspondait à un arasement à 3,0 mNGF.

18 DEMONSTRATION DE L'EFFET EQUIVALENT D'UN SCENARIO ALTERNATIF DE BRECHE AU PORT DU BEC

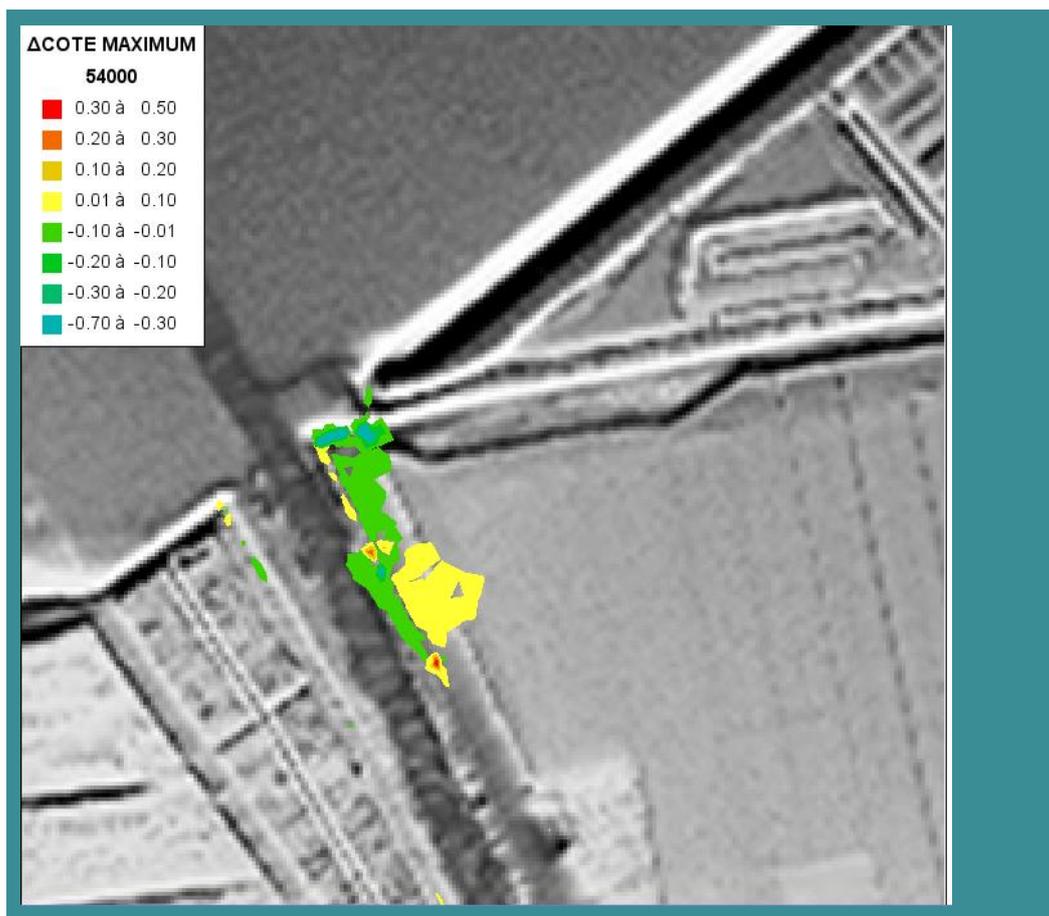
18.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : «*au Nord du port du Bec, une brèche de 100 m est prévue. La crête de l'ouvrage est large et une route en asphalté limite l'éventuelle érosion de la berge. L'altitude de la chaussée est à 4 m NGF. La cote d'arase de la brèche ne peut donc pas être plus basse que la cote de la chaussée. De plus, étant donné les dimensions de la digue, la brèche ne peut s'effectuer de manière instantanée. Dans le complément d'étude ISL du 08/09/2015, il est précisé que la brèche pourrait survenir également au niveau de l'ouvrage d'extrémité et que le résultat de ce scénario aurait les mêmes conséquences. Cependant, il conviendrait de le démontrer*».

La demande est explicite : test d'un scénario alternatif

18.2 REPONSES

Le scénario alternatif consiste à implanter la brèche vers le nord. L'influence est mineure.



Comparaison 1 : $\Delta H = Z_{\max} \text{ scénario brèche PPR} - Z_{\max} \text{ scénario brèche test1}$

Figure 56 : différences de niveau entre les scénarios de brèche, Gois Nord

19 GOIS NORD

19.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : «une brèche de 150 m est prévue sur la digue du Gois Nord, sur le sous-tronçon 3. La longueur de 150 m pour la brèche n'est pas justifiée dans l'EDD. Le mode de rupture privilégié pour le sous-tronçon 3 est la surverse ou le franchissement par paquets de mer pour un niveau d'eau de 4,3 m NGF (EDD). L'instant d'initialisation de la défaillance 1 h avant la pleine mer (4 m NGF) n'est pas en accord avec ces remarques de l'étude de dangers. De plus, un relevé topographique du 18 janvier 2015 montre qu'il n'y a pas de cotes sur ce secteur de digue qui soient inférieures à 4,4 m NGF. Il ne peut donc pas y avoir de surverse sur ce secteur. Cette brèche, se formant instantanément 1h avant la pleine mer, n'est pas cohérente.».

Deux points constituent cette remarque :

- Les modes de ruptures privilégiés par l'EDD qui rendraient incompatible l'hypothèse proposée dans le cadre du PPRL,
- Une topographie de janvier 2015 qui montrerait que les niveaux sont supérieurs à 4,4 mNGF.

19.2 REPONSES

19.2.1 RESULTATS DE L'EDD

Contrairement à ce qu'indique le cabinet Casagec, le mode de rupture privilégié pour le sous-tronçon 3 retenu par l'EDD n'est la surverse ou le franchissement par paquets de mer pour un niveau d'eau de 4,3 m NGF. Le tableau récapitulatif indique bien « pour un niveau de crête à 4,3 mNGF » mais cela doit être compris comme étant la cote de crête non surversée. En d'autres termes, la classe 4 concerne une partie de la digue pour le processus « surverse ». Pour les parties qui ne surversent pas, le franchissement conduit à un alea de classe 3.

Nous reproduisons le tableau de synthèse proposé par l'EDD :

Scénario	Modalité de défaillance ou de rupture	Probabilité d'occurrence annuelle
A1	Surverse sur la crête : érosion de la crête et du talus arrière	Classe 4
A2	Risque de franchissement par paquets de mer	Classe 3 pour un niveau de crête à 4.3
A3	Affouillement de pied et affaissement de la crête	Classe 1
A4	Rupture de la carapace conduisant à l'affaissement de la digue et à son érosion	Classe 1

Tableau 12 : Synthèse des probabilités d'occurrence annuelle attachées à chaque scénario conduisant à un désordre – digue du Gois Nord – sous-tronçon 3.

Le processus peut donc avoir lieu bien avant la cote statique 4,3 mNGF et l'estimation des débits de franchissement le prouve.

19.2.2 TOPOGRAPHIE DE JANVIER 2015

Le cabinet Casagec indique qu'une topographie de 2015 montrerait qu'il n'y a aucun niveau inférieur à 4,4 mNGF ; il est supposé qu'il s'agit d'un levé qui relie tous les points bas de la digue. En tout état de cause, cette nouvelle hypothèse qui conduit à une élévation de 10 cm de la crête par rapport aux hypothèses prises dans le cadre du PPRL ne modifie pas les résultats relatifs au risque de rupture. On se reportera aux débits de franchissements estimés au chapitre 3 qui montrent que dès une cote statique de 3,75 mNGF, les débits sont supérieurs à 20 l/s/ml.

19.2.3 CONCLUSIONS

L'EDD indique deux modes de rupture : la surverse et le franchissement. Le franchissement peut intervenir de manière significative dès une cote statique à 3,75 mNGF.

Le mode de rupture par franchissement a été analysé pour des cotes de crête à 4.3 mNGF. Le cabinet Casagec indique qu'une topographie de 2015 montre que la crête ne montre pas de cote inférieure à 4,4 mNGF. Ces 10 centimètres au-dessus de l'hypothèse prise pour le calcul des débits de franchissements ne sont pas significatifs et ne modifient pas le risque de rupture.

20 DIGUE DU GOIS NORD SOUS-TRONÇON 4

20.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est la suivante : *« le mode de rupture privilégié pour la brèche de la digue du Gois Nord, sous-tronçon 4 est le franchissement par paquets de mer pour un niveau d'eau de 4 m NGF, ce qui correspond aux observations de l'étude de dangers. En novembre 2010, le CETE Ouest a effectué une visite de terrain. Des dégradations sur ce secteur ont été constatées. Cependant, la formation instantanée de la brèche n'est pas réaliste. Si la formation de la brèche commence 1 h avant la pleine mer, les franchissements par paquets de mer à ce moment-là sont relativement faibles ».*

Le bureau d'étude Casagec fait bien la relation entre débit de franchissement et moment de rupture. Par contre, **il n'est pas indiqué dans l'EDD que le processus de rupture privilégié était le franchissement par paquets de mer pour un niveau d'eau de 4mNGF.** La réponse comprendra donc deux parties : le rappel des conclusions de l'EDD et l'hypothèse retenue pour le PPRL.

20.2 REPONSE

20.2.1 RAPPEL DES CONCLUSIONS DE L'EDD

Le tableau ci-après présente par processus les probabilités d'occurrence :

Scénario	Modalité de défaillance ou de rupture	Probabilité d'occurrence annuelle
A1	Surverse sur la crête : érosion de la crête et du talus arrière	Classe 2
A2	Risque de franchissement par paquets de mer	Classe 3
A3	Affouillement de pied et affaissement de la crête	Classe 1
A4	Rupture de la carapace conduisant à l'affaissement de la digue et à son érosion	Classe 3
A6	Erosion interne préférentiellement au droit d'ouvrages traversants	Classe 3

Tableau 13 : Synthèse des probabilités d'occurrence annuelle attachées à chaque scénario conduisant à un désordre – digue du Gois Nord – sous-tronçon 4.

Il y a donc plusieurs processus qui peuvent engendrer une rupture. Le processus de franchissement en est un et l'EDD présente les combinaisons houle/niveau statique qui conduisent à des débits de franchissement supérieur à 5l/s/ml pour deux profils types. Dès le niveau 3,8 mNGF, les débits de franchissement sont significatif au regard de la qualité de la digue. Dès le niveau de 3,30 mNGF, il y a risque d'érosion interne au droit de l'ouvrage traversant.

Par ailleurs, si l'EDD indique que pour une cote à 4,20 mNGF il n'y a pas de surverse, il n'en est plus de même pour un niveau à 4,40 mNGF.

Le parement côté terre est enherbé et de pente raide. Les matériaux disposés en crête l'ont été sans compactage et ne peuvent supporter aucun ruissellement.

20.2.2 HYPOTHESE RETENUE POUR L'EDD

Le processus est matérialisé par une brèche instantanée à 4 mNGF qui prend en compte les débits de franchissements importants au regard de l'état de la digue à partir de la cote 3,80mNGF. Les processus d'érosion interne et de surverse sont aggravants.

21 ECLUSE DE FAUCILLON

21.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : « *la taille de la brèche au niveau de l'écluse de Faucillon (50 m) n'est pas compatible avec la largeur de l'ouvrage (12 m). Les éléments donnés par le complément d'étude ISL du 08/09/2015 sont les suivants : « Le scénario retenu est la rupture de l'ouvrage, le déversement des eaux et l'érosion latérale de la digue jusqu'à une largeur cumulée de 50 mètres qui est la largeur préconisée par la circulaire ». Cependant, une érosion latérale de la digue sur 50 m n'est pas réaliste car après la rupture de l'ouvrage, le niveau d'eau en arrière de l'écluse va rapidement augmenter dans le canal, et par conséquent, les vitesses d'écoulement vont diminuer fortement, entraînant une limitation de l'érosion. De plus, les coordonnées de la défaillance fournies dans le complément d'étude ne correspondent pas à la localisation de l'ouvrage ».*

Le cabinet Casagec juge que la dynamique des écoulements sera telle que la brèche ne pourra se développer latéralement. Les coordonnées de la défaillance fournies dans la note du 8 septembre seraient erronées.

21.2 REPONSE

21.2.1 DYNAMIQUE DES ECOULEMENTS

La figure ci-après est tirée des relevés réalisés dans le cadre de l'EDD relatif à ce territoire. Elle montre les éléments suivants :

- L'écluse de Faucillon et ses abords sont dégradés,
- La cote de crête au droit de l'écluse est de 3,93 mNGF,
- L'étier de Sallertaine d'une largeur plein bord de 40 mètres environ donne via l'écluse sur un étier de 10 mètres de large,
- Les terrains naturels des marais sont à une cote d'environ 2,40mNGF.

L'hypothèse retenue est en effet la rupture de l'ouvrage qui de proche en proche progresse latéralement. Les eaux se déversent dans les marais et on ne peut s'attendre à une courbe de remous susceptible de réduire la charge de manière significative. L'étier du Pont des Orgeries déverse latéralement et le niveau maximal dans les marais est de 2,6 mNGF. Compte tenu du temps de remplissage des marais, la charge est toujours importante (de 1,50 à 2 mètres) ce qui occasionne des vitesses dans la brèche importantes et qui conduit à son élargissement.

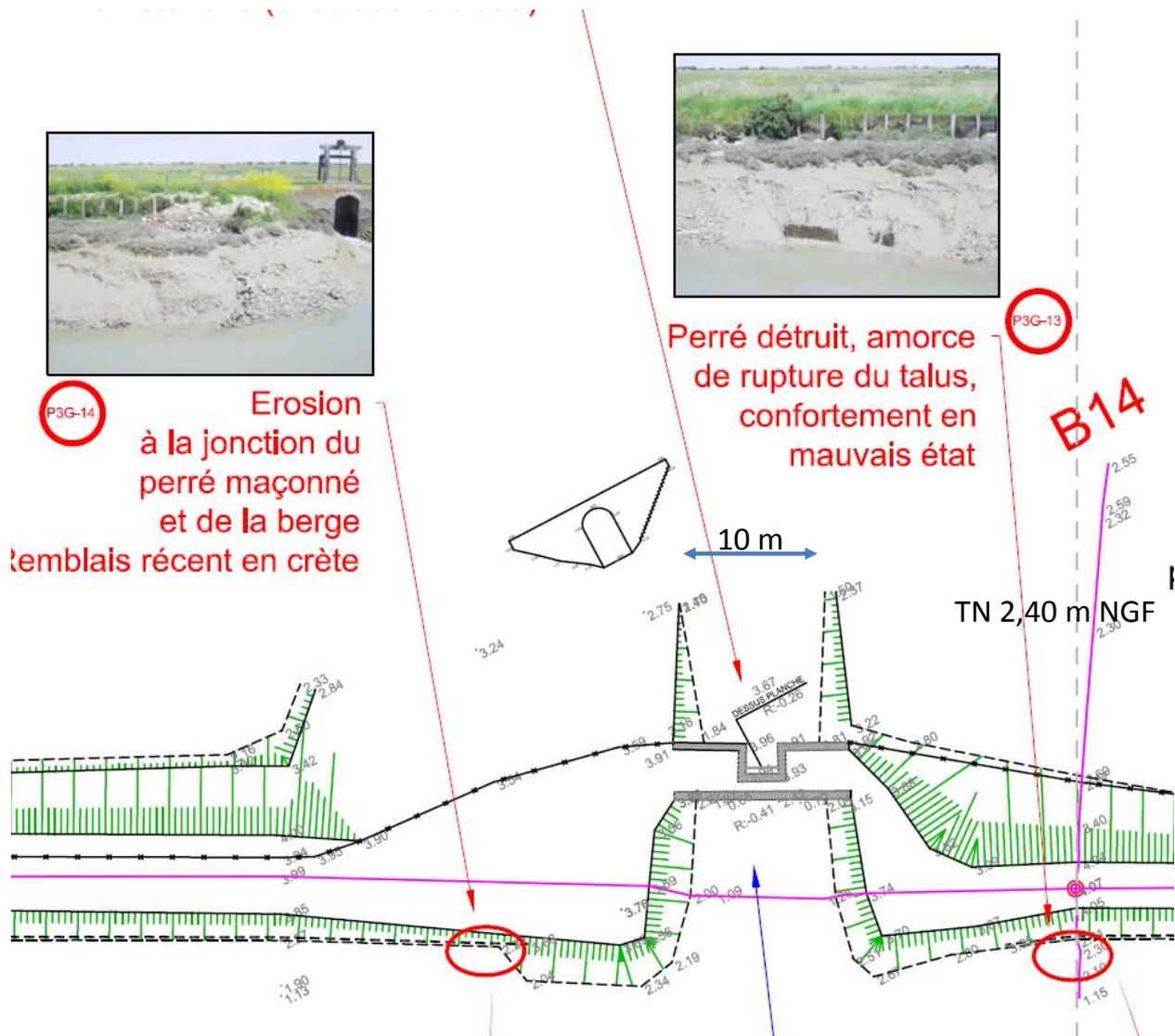


Figure 57 : état et géométrie au droit de l'écluse du Faucillon (d'après EDD)

21.2.2 POSITION DE LA BRECHE

La brèche est située sur la bordure gauche de l'ouvrage. La position peut évoluer de ce bord gauche au bord droit sans conséquences sur les résultats.

21.2.3 CONCLUSION

L'état de dégradation de l'écluse du Faucillon et de la digue en ses abords droit et gauche justifie pleinement l'hypothèse d'une brèche de 50 mètres. Une charge de 1,50 à 2 mètres occasionne des vitesses qui sont tout à fait compatibles avec un élargissement progressif de la brèche. Le processus de rupture peut être au départ une érosion interne, puis une surverse au dessus de l'ouvrage et sur la digue de part et d'autres après affaissement (cotes initiales de 3,76 mNGF à gauche et de 3,82 m NGF à droite).

22 ECLUSE DU GRAND PONT

22.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : « *au niveau de l'écluse du Grand-Pont, un dysfonctionnement de l'ouvrage est prévu. Cependant, un dysfonctionnement de l'ouvrage surviendrait au moment de la marée basse, avant l'arrivée de la tempête et non lorsque l'ouvrage est en charge. Cela provoque des survitesses importantes qui ne sont pas réalistes si l'ouvrage résiste à l'évènement. La défaillance est cohérente mais il faudrait laisser ouverte l'écluse dès le départ de la simulation* ».

Nous comprenons que le cabinet Casagec juge impossible un dysfonctionnement avec charge amont.

22.2 REPONSE

On peut lire sur le site officiel du Syndicat Mixte des Marais de Saint Jean de Monts et Beauvoir sur Mer les éléments suivants concernant l'écluse du Grand Pont :

L'écluse du Grand Pont a pour fonctions :

- de dissocier les niveaux du marais et de l'océan et d'empêcher les marées de vives eaux d'inonder le marais,
- de stocker l'eau pour effectuer les chasses,
- de maintenir le niveau du marais en période d'étiage pour la conservation des activités agricoles,
- de permettre les prises d'eau salées de bonne qualité pour les activités conchylicoles et salicoles.

Au cours de l'hiver 2000-2001, les marais de Beauvoir-sur-Mer ont été inondés pendant 5 mois consécutifs pour les zones les plus basses. La pluviométrie importante était supérieure au volume qui pouvait être évacué à la mer pendant les marées basses.

Ces inondations ont engendré des problématiques importantes pour les agriculteurs ainsi que pour les productions ostréicoles menacées par une trop grande quantité d'eau douce.

De ce fait et à la demande de M. le Sous-préfet, le Syndicat Mixte des Marais de Saint Jean de Monts et Beauvoir sur Mer (S.M.M.J.B.) a mené une vaste étude hydraulique achevée en juillet 2004⁵. L'objet de cette étude était de définir les mesures à mettre en œuvre afin d'obtenir un seuil tolérable d'inondation permettant de préserver d'une part les caractéristiques de la zone humide et d'autre part les activités du territoire.

L'automatisation des manœuvres de l'écluse du Grand Pont a été l'une des solutions envisagées afin d'optimiser les temps d'ouverture et de fermeture de l'écluse (de 22 minutes avant les travaux à 9 minutes aujourd'hui).

La fonction même de l'ouvrage le fait travailler en charge amont ou aval. De ce fait un dysfonctionnement de l'automatisme peut tout aussi bien intervenir à marée haute qu'à marée basse. En cas de coefficient de marée important la fonction est d'empêcher les marées d'inonder le marais.

⁵ SMMJB - Etude hydraulique globale de l'entité hydrologique de l'étier de Sallertaine, ISL, 2004

23 FROMENTINE

23.1 INTERPRETATION DE LA REMARQUE

La remarque est ainsi formulée : « deux brèches sont prévues au niveau du cordon dunaire de Fromentine. Le positionnement des brèches est fixé au point le plus fragile (épaisseur du cordon dunaire la plus faible) suivant le même principe que pour les digues : une défaillance par tronçon homogène et/ou casier hydraulique. Aucune étude n'a pu être consultée concernant les sollicitations hydrauliques sur le cordon dunaire afin de vérifier si l'hypothèse d'ouvrir des brèches de 100 m de manière instantanée 1 h avant la marée haute était réaliste. De plus, le diagnostic PAPI sur ce secteur dit que la crête de la dune étant à une altitude comprise entre 5 et 8 m NGF et que le secteur ne comportait pas de risque face à la submersion ».

La justification est demandée sur la base d'une analyse de risque. Dans le cadre de la mise en œuvre d'abaques de vigilances pour la Communauté de Communes Marais de Monts, une estimation des débits de franchissement a été réalisée sur la partie Est. Il faut signaler que les volumes stockables dans les casiers sont très faibles. La hauteur d'eau dépend peu de la largeur de brèche.

Une estimation du risque est proposée ci-après.

23.2 REPONSES

Trois processus liés aux sollicitations maritimes sont en théorie à considérer :

- L'érosion de pied de dune,
- La submersion par jet de rive,
- La submersion totale et l'ouverture de brèche.

L'érosion en pied de dune dépend du bilan sédimentaire global lié à la dérive littorale et aux mouvements dans le profil.

Les mouvements dans le profil dépendent des caractéristiques des vagues en pied de dune et en premier lieu des niveaux marins extrêmes ; ces caractéristiques dépendent en première approximation de la pente de la plage et des conditions de houles au large. On peut en déduire le niveau d'eau atteint par estimation d'un Run-up. Le bilan sédimentaire dépend du régime local des houles qui engendre les courants littoraux et les caractéristiques des sédiments.

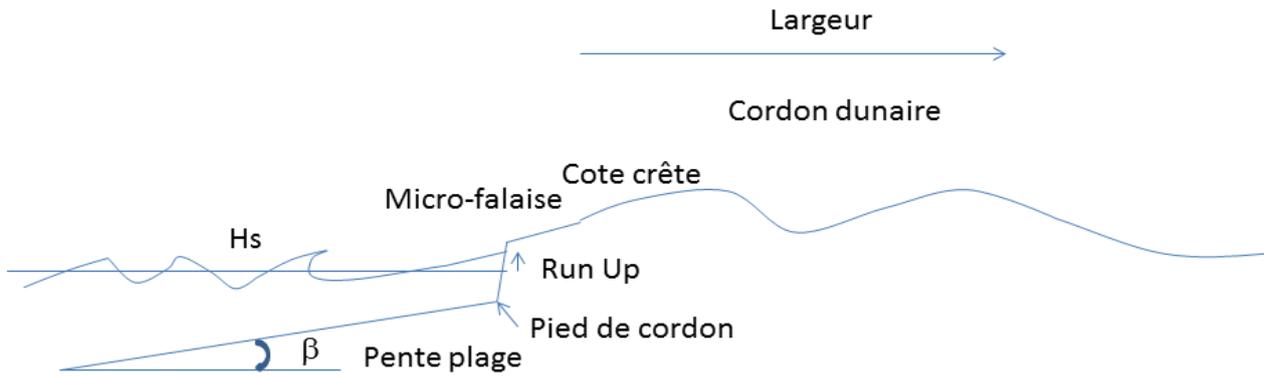
Dans le cas de Fromentine, le processus de submersion par jet de rive qui occasionne une érosion et une rupture est à considérer.

Pour certaines conditions de pente de plage et de cordons, des submersions peuvent avoir lieu alors que le niveau statique est inférieur à la cote du cordon littoral. Le franchissement des paquets de mer vient éroder la crête de dune ou l'arrière de l'avant dune.

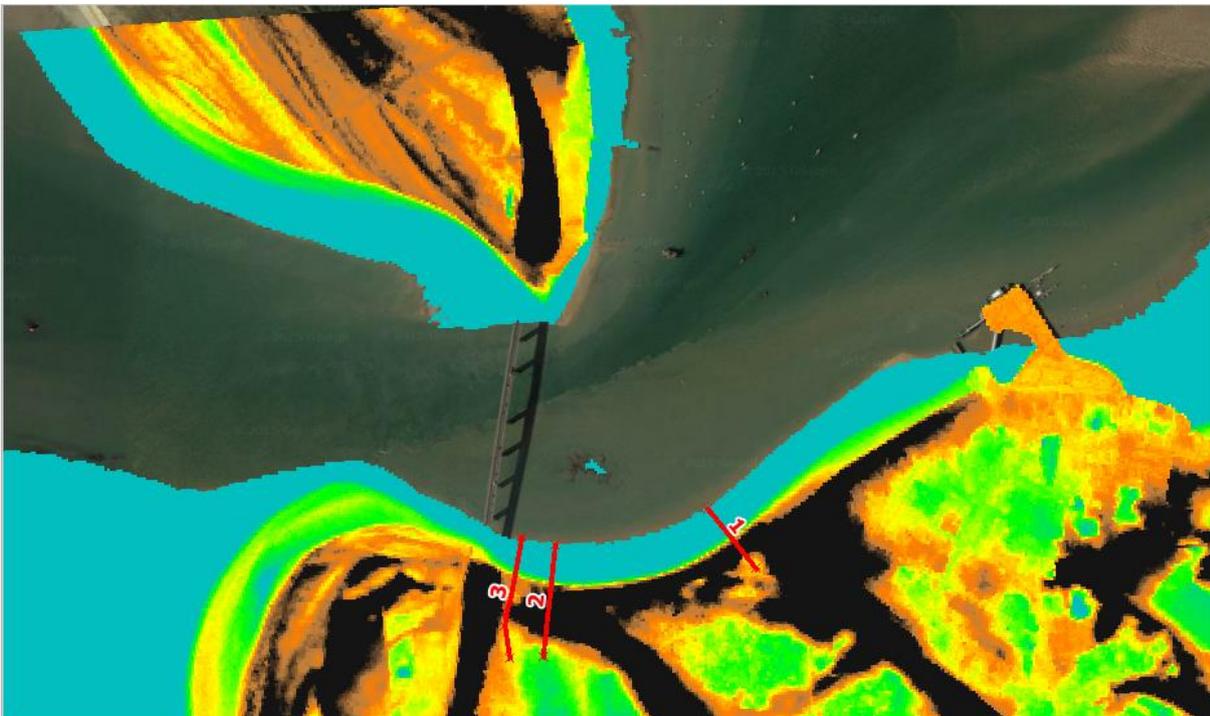
L'érosion est plus ou moins intense en fonction du degré de végétalisation du cordon et de sa largeur.

La règle de décision repose sur le rapport entre la cote maximale atteinte par la vague (niveau statique + run-up) et la cote maximale du cordon. Ce rapport est noté « Ru / Zc ». Les seuils d'aléa adoptés sont les suivants :

Ru/Zc < 0.8	0.8 < Ru/Zc < 1.2	Ru/Zc > 1.2
Aléa FAIBLE	Aléa MOYEN	Aléa FORT

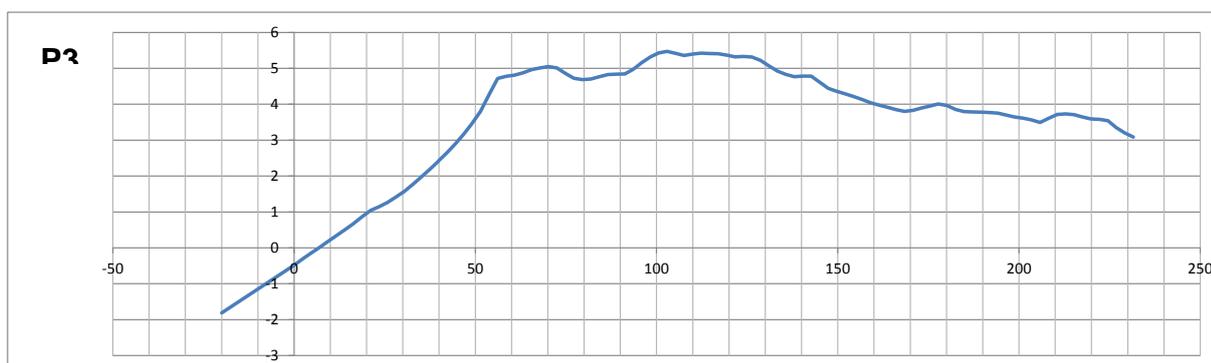
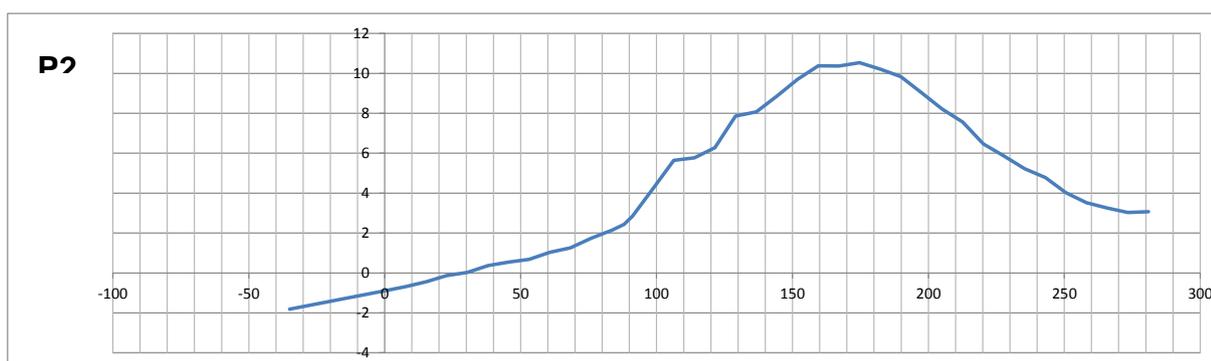
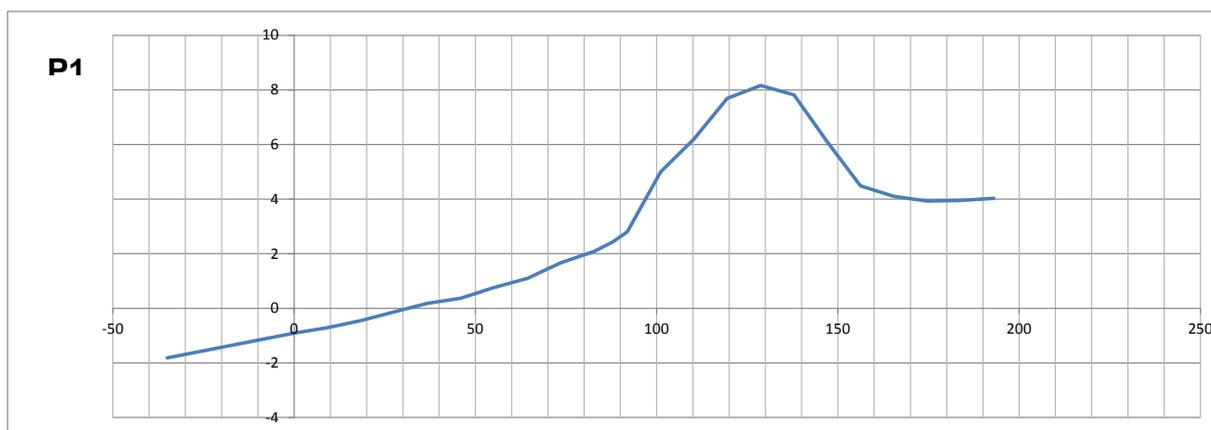


Le calcul de Run Up est réalisé en 3 profils. L'estimation est faite à partir des formulations utilisées dans le cadre des travaux de Cariotlet (Quantification du *runup* sur une plage macrotidale à partir des conditions morphologiques et hydrodynamiques, 2011).

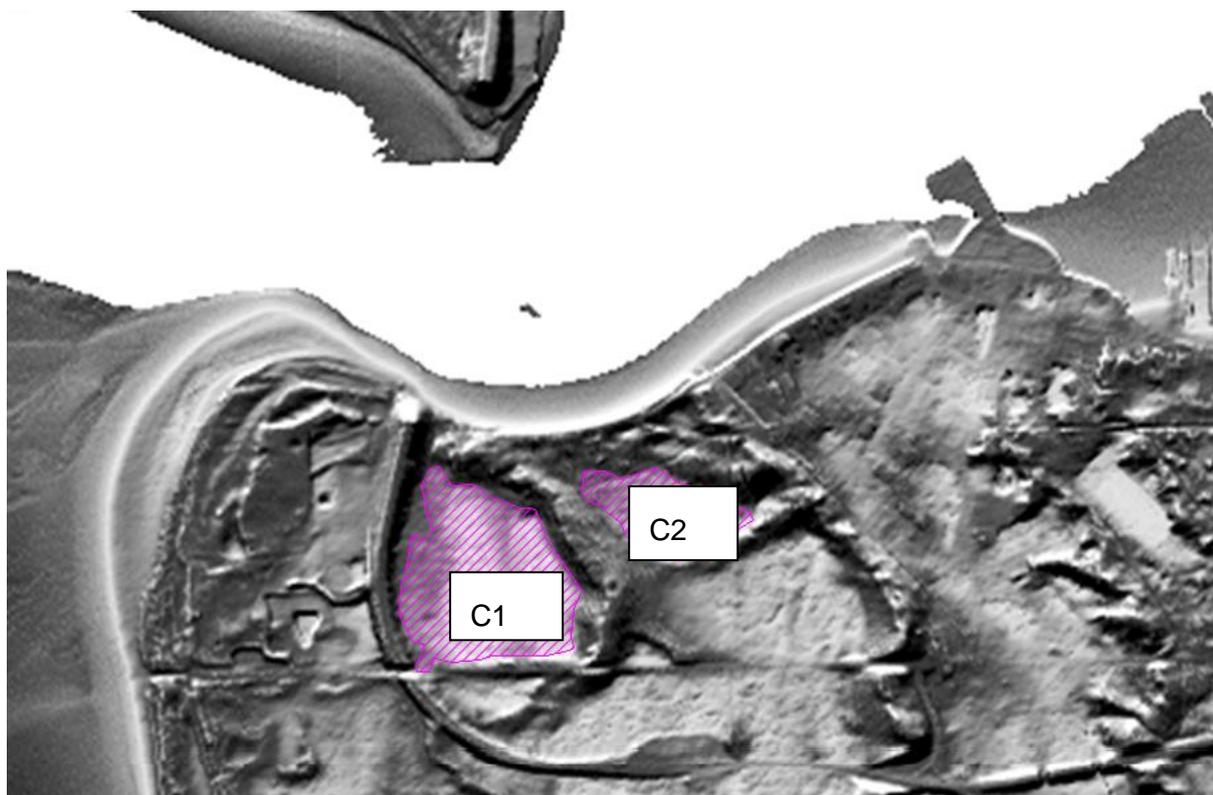


Les résultats sont les suivants :

Profil	Ru2% (mIGN69)	Zcrête (mIGN69)	Ru/Zc
P1	7,46	8,16	0,91
P2	6,77	10,5	0,7
P3	7,48	5,47	1,37



A partir du moment où la rupture est possible, le casier se remplit intégralement compte tenu des volumes en jeu, et ce avec des largeurs de brèche inférieures à 100 mètres. Des brèches de largeur 20 mètres avec une cote d'arase à 3,80 mNGF suffisent à remplir les casiers.



Casier	Cote d'eau max (mIGN69)	TN moyen (mIGN69)	Surface (km ²)	Volume (m ³)
C1	4,4	2,97	0,072	103 330
C2	4,4	3,21	0,026	31 050

24 SYNTHÈSE

Le tableau ci-après présente pour chacune des remarques la synthèse des réponses :

	remarque Casagec	commentaire, argumentaire
1	<p>Les éléments qui ont permis de sélectionner un niveau d'eau à 4,2 m NGF sont peu nombreux et parfois contestables. En effet, de nombreuses laisses de crue surestiment le niveau d'eau statique car la présence de vagues peut laisser des marques largement supérieures au niveau statique lorsque celles-ci rencontrent un relief ou un mur. Néanmoins, d'autres informations (marégraphes, laisses de crue sur d'autres territoires, etc.) auraient pu permettre de calibrer un modèle maritime pour calculer un niveau représentatif de la réalité sur le tout le littoral de la baie de Bourgneuf. De plus, ce modèle maritime aurait permis de calculer avec précision les sollicitations hydrauliques sur les digues et une validation du niveau d'eau à la côte aurait pu se faire avec l'ensemble des emprises de submersions REX Xynthia</p>	<p>Tout converge pour attribuer au niveau statique de Xynthia une valeur de l'ordre de 4,2 mNGF :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Les laisses de mer, • Les surverses observées, • La constance des surcotes anémométriques, • La calage du modèle de franchissement sur la digue du Dain. <p>L'assertion du cabinet Casagec relative à la surestimation de la cote retenue est tout à fait infondée et ne repose sur aucune information.</p>
2	<p>les franchissements par paquets de mer ne sont pas pris en compte dans les modélisations ce qui fausse la calibration du modèle numérique</p>	<p>Le calage sur les observations dans le casier du Dain est tout à fait satisfaisant et valide la cote statique retenue et les modèles de propagation de houle jusqu'en pied d'ouvrage. La part des franchissements représente 7,5% des volumes entrant dans le casier protégé par la digue de la Parisienne.</p>
3	<p>la formation des brèches se fait systématiquement de manière instantanée une heure avant la marée haute, sans prendre en compte la nature de la digue, les sollicitations hydrauliques impliquées et le mode de rupture retenu,</p>	<p>Contrairement à ce qu'indique le bureau d'études Casagec, l'étude de sensibilité repose sur l'estimation des débits de franchissements pour statuer sur l'amorce des ruptures.</p> <p>Si la rupture démarrait entre 4 et 4,2 mNGF, comment alors expliquer la formation des brèches en décembre 1999, février 1996, février 1990 ? L'analyse des débits de franchissement explique quant à elle les dégâts subis pour des niveaux de mer plus bas que Xynthia.</p>
4	<p>les ouvrages de fond des ports et d'étiers sont considérés comme ouverts tout au long de la simulation et le vannage de l'écluse du Grand-Pont est fermé. Ce scénario ne correspond pas à la réalité et à un impact sur le résultat,</p>	<p>La comparaison entre une simulation vannes ouvertes et vannes fermées a montré que l'hypothèse sur la gestion des ouvrages hydrauliques avait un effet marginal sur les résultats (plutôt dans le sens d'une sous estimation des niveaux atteints).</p>

	remarque Casagec	commentaire, argumentaire
5	les topographies de la digue de l'étier de Sallertaine rive droite (2013), de la digue des Glagées (2013) et de la digue au Sud du Bec (2014) n'ont pas été prises en compte,	<p>Concernant le tronçon 1 de la digue des Glagées :</p> <ul style="list-style-type: none"> la brèche sur le tronçon 1 des Glagées est bien positionnée car à un endroit où l'alea de rupture est le plus grand, les matériaux régalez sur la crête n'empêchent pas les franchissements dès une cote statique de 3,8 mNGF et les conséquences de ces franchissements sont majorées par les hétérogénéités apportées par ces travaux sommaires. <p>Les cotes retenues dans les modèles pour la rive droite de l'étier de Sallertaine concordent tout à fait avec la topographie réalisée en 2013 dans le cadre de l'établissement des EDD. Les conclusions concernant les risques de surverses sont prises en compte dans le PPRL.</p> <p>La remise en forme du talus de la digue sud du port du Bec n'a aucune conséquence sur les résultats car il ne s'agit pas de rehausse ni de consolidation majeure. Le processus de rupture retenu par l'EDD est la rupture de la carapace ou perré, ou porte à flot – conduisant à l'affaissement de la digue et à son érosion</p>
6	le volume d'eau transitant à travers la digue du Dain représente 60 % de l'eau entrant par toutes les brèches dont les hydrogrammes ont été fournis. Ce volume d'eau considérable est causé par un scénario de défaillance déconnecté de la réalité.	<p>Le processus de rupture à retenir pour la digue du Dain est indubitablement l'érosion du talus arrière qui conduit à l'affaissement des dalles béton que supporte ce talus. Le Cemagref dans sa présentation des mécanismes de dégradation en a même fait un cas d'école. Il n'y a aucune raison que ce processus n'intervienne pas sur l'ensemble du linéaire de cette digue très dégradée compte tenu des débits de franchissement en jeu pour une cote de 4,40 mNGF. Le sinistre envisagé est important. Xynthia est venu malheureusement montrer que ce que l'on jugeait irréaliste hier est devenu tout à fait plausible aujourd'hui. C'est ainsi que les 6 kilomètres de digues de l'île de Ré ont été arasés sur une grande partie du linéaire. Les diagnostics formulés par les acteurs ne font que confirmer cette éventualité.</p>
7	l'emprise du modèle numérique ne semble pas correcte. En effet, il apparait que l'emprise de l'alea 2100 est plus étendue que l'emprise du modèle numérique et que sur certains secteurs comme à l'Est de la commune de Bouin, les limites de submersions s'arrêtent exactement sur les limites communales, ce qui laisse présager que la submersion s'est propagée plus loin. Cela veut dire que l'emprise du modèle n'est pas adaptée. En effet, la propagation de l'onde pourrait être mal interprétée numériquement lorsqu'elle atteint la limite Est du modèle. Par conséquent, les hauteurs d'eau pourraient être surestimées sur les territoires concernés	<p>La limite d'extension a été choisie pour prendre en compte le fonctionnement hydraulique du marais qui veut que les eaux douces provenant du bassin versant rejoignent la mer lorsque la marée le permet. Lorsque cette condition n'est plus remplie, les eaux sont stockées à l'Est en rive gauche du Dain.</p>

	remarque Casagec	commentaire, argumentaire
8	<p>les marais, et notamment les remblais qui les délimitent, ne sont pas pris en compte dans le modèle numérique de terrain. Ils ont pourtant un rôle important de ralentisseur dans la dynamique de submersion.</p> <p>aucune étude réelle n'a été réalisée sur la profondeur et les niveaux d'eau dans les marais. Ils constituent pourtant une réserve d'eau importante pouvant également ralentir fortement la propagation de la submersion. Le niveau d'eau a été considéré selon les altitudes du levé LIDAR dans les marais. Aucune validation n'a été réalisée,</p>	<p>La cote dans les bassins exploités issue du Lidar est bien représentative des conditions automnales et de début d'hiver coïncidant avec les tempêtes. Les cotes suivies par le Syndicat d'Aménagement Hydraulique du Sud Loire sont tout à fait cohérentes avec les valeurs issues du Lidar. Rappelons que le PPRL de prend pas en compte de possibles crues durant ces mêmes périodes ni même des cas de succession de tempêtes sur plusieurs marées. Le levé Lidar fournit un niveau de plan d'eau compatible avec les usages. Les erreurs liées aux interpolations sont non significatives ce qui est confirmé par la valeur en accord avec la gestion hydraulique courante qui prévaut dans les marais.</p> <p>Le réseau hydraulique qui quadrille le marais a pour objectif de drainer les eaux et faciliter la gestion des éclusées. Son objectif va dans le sens d'une accélération de la propagation des eaux à l'intérieur du marais. Les remblais qui ne sont pas explicitement pris en compte sont des merlons de bordure du réseau ou des digues de bassins. Ces éléments de petite taille sont contournés lorsqu'ils sont perpendiculaires au flux ou peuvent concentrer les écoulements lorsqu'ils sont longitudinaux. Les éléments transversaux sont de taille modeste et non continus et de ce fait jouent un rôle marginal dans la propagation des eaux.</p>
9	<p>la calibration du modèle a été réalisée uniquement sur le Polder de la Parisienne et sur le secteur du casier du Tendeau. Une validation sur l'ensemble du territoire, comprenant l'ensemble des submersions observées après Xynthia et prenant en compte les processus de franchissements par paquets de mer, aurait permis d'affiner le calage du modèle de submersion.</p> <p>le calage du coefficient de rugosité a été réalisé grâce à l'évènement Xynthia, sans la prise en compte des volumes d'eau entrant par les franchissements de paquets de mer. Ainsi, les volumes entrants par surverse sont surestimés pour réaliser un calage correct.</p>	<p>Le calage du modèle et sa validation reposent sur la simulation de phénomènes différents (surverses, brèches, franchissements) et une bonne concordance avec la réalité est obtenue. La simulation de la rupture de la digue de la Parisienne et de la brèche de la digue du casier du Tendeau justifie l'utilisation du modèle pour la simulation des scénarios du PPRL.</p> <p>La simulation des franchissements sur la digue du Dain ne sert pas directement le PPRL mais vient justifier la cinétique des ruptures en validant les débits de franchissement déjà significatifs dès la cote statique de 3,80 mNGF.</p> <p>Le passage à un strickler de 10 dans les zones urbaines n'a pas d'influence significative tandis que le strickler de 15 retenu pour les zones rurales est tout à fait en concordance avec les conclusions des études de modélisation menées avec le logiciel TELEMAR-2D sur d'autres secteurs de marais</p>
10	<p>deux brèches non-concomitantes sont prévues au niveau du port du Collet. Le mode de rupture pour ces défaillances est une érosion interne au niveau des ouvrages traversants. Aucun élément de l'étude de dangers ne permet de justifier le mauvais état des ouvrages traversants, responsable de ces brèches, hormis quelques traces de corrosions qui ne remettent pas en question la stabilité de l'ouvrage,</p>	<p>Les processus d'érosion interne sont des phénomènes pernicieux qui dépendent du gradient hydraulique. Une cavité significative est apparue au fond du port du Collet (profondeur de 2,70 mètres). Les conduits ainsi créés ont des vitesses d'agrandissement très rapides dès lors que les écoulements s'engouffrent à l'intérieur. Les deux sites retenus présentent des risques importants et justifient les brèches simulées.</p>

	remarque Casagec	commentaire, argumentaire
11	<p>la brèche de la digue de la Parisienne est provoquée par les franchissements de paquets de mer. D'après le PAPI et l'étude de dangers, la digue de la Parisienne est en bon état. Le mode de rupture privilégié a une classe d'occurrence comprise entre 1 000 et 10 000 ans. L'étude complémentaire du cabinet ISL du 08/09/2015 précise que cette hypothèse de brèche repose sur le principe énoncé par la circulaire du 27 juillet 2011 qui impose une brèche de 50 m au minimum par tronçon de digue homogène. L'instant de rupture 1 h avant la marée haute n'est pas compatible avec un événement de période de retour centennale. De plus, la vitesse de formation instantanée de la brèche n'est pas réaliste au regard des dimensions de la digue et des faibles franchissements par paquets de mer. Tous ces éléments font que les hypothèses de cette défaillance ne sont pas cohérentes et réalistes</p>	<p>La cote de crête de cette digue est relativement basse (5,80 mNGF) c'est pourquoi les débits de franchissements peuvent être encore significatifs.</p> <p>Le Run Up avoisine 2,50 mètres et dépasse la crête pour des niveaux statiques supérieurs à 3,7 mIGN69. Le processus de rupture à partir de 3,80 mNGF jusqu'à la cote 4,05 mNGF en 25 minutes est justifié.</p> <p>La circulaire demande en effet de simuler une brèche d'au moins 50 mètres. Ne négligeons pas la perte d'efficacité de l'endiguement dans le temps (tassement, désorganisation des matériaux).</p>
12	<p>au niveau de la digue de Coupelasse et de Coutant, une brèche de 100 m est prévue sur le secteur de la pointe des Poloux. Plusieurs modes de rupture sont envisagés : érosion interne au droit d'ouvrage traversant, rupture de la carapace ou franchissements par paquets de mer. Cependant, la brèche n'est pas localisée sur des points faibles qui pourraient permettre de tels modes de rupture. La localisation de la brèche est donc contestable. Dans le cas où une brèche pourrait survenir sur ce tronçon, il convient de tester des brèches glissantes (déplacement de la localisation des brèches) afin d'évaluer l'impact de la localisation de la défaillance sur les cartes d'aléa.</p>	<p>Le test de deux brèches en deux emplacements différents ne modifie pas l'aléa</p>
13	<p>la brèche sur la digue des Glagées, au niveau du sous-tronçon 1, est provoquée par les franchissements de paquets de mer. Cependant, la brèche se situe sur un secteur où l'altitude de la crête est comprise entre 5,95 m et 6,17 m NGF. La revanche de crête minimale pour un niveau d'eau Xynthia 0,2 m est de 1,55 m. Les altitudes présentées dans l'étude de dangers ne correspondent donc pas aux mesures de ce dernier relevé topographique et par conséquent, les calculs de franchissements par paquets de mer ne sont pas bons. Il est spécifié dans le complément d'étude ISL que la crête actuelle de l'ouvrage a été surélevée par des matériaux de remblai dont le compactage n'a pas pu être vérifié. Même si cette modification n'a pas pu être prise en compte dans l'étude de dangers, l'épaisseur du remblai devrait augmenter les temps de formation d'une éventuelle défaillance. De plus, la localisation de la brèche ne correspond pas au secteur le plus exposé aux vagues et où l'altitude de la crête est la plus basse. Il est donc peu probable qu'une brèche se forme à cet endroit, 1 heure avant la pleine mer et de manière instantanée</p>	<p>Concernant le tronçon 1 de la digue des Glagées :</p> <ul style="list-style-type: none"> • la brèche sur le tronçon 1 des Glagées est bien positionnée car à un endroit où l'aléa de rupture est le plus grand, • les matériaux régalez sur la crête n'empêchent pas les franchissements dès une cote inférieure à 3,8 mNGF et les conséquences de ces franchissements sont majorées par les hétérogénéités apportées par ces travaux sommaires. <p>Le test d'une brèche en un emplacement différent ne modifie pas l'aléa.</p>

	remarque Casagec	commentaire, argumentaire
14	<p>au fond de l'étier de la Louippe, une brèche de 50 m est prévue en rive gauche, juste en aval de l'écluse. L'instant de rupture ne correspond pas au mode de rupture sélectionné. En effet, 1 h avant la pleine mer, il ne peut pas y avoir de surverse car le point le plus bas se situe à 4,2 m NGF. La défaillance doit survenir lorsque l'eau déborde par-dessus la crête pour commencer à éroder la pente interne de l'ouvrage. Le complément d'étude ISL du 08/09/2015 justifie le départ de brèche à 4 m NGF par la présence de talus raides et d'une largeur de crête étroite (2 m). Cependant, aucune trace de glissement n'est apparue durant Xynthia alors que l'ouvrage a été surversé,</p>	<p>ce point contredirait l'assertion de Casagec comme quoi le niveau 4,2 mNGF ne serait pas à retenir sur l'ensemble du littoral puisqu'il est question d'une surverse sur un point bas à 4,0 mNGF dans une zone portuaire abritée. L'EDD prend en compte le phénomène le plus probable. Il n'en demeure pas moins que la digue en relation avec le casier qu'elle concerne a des points bas. Un niveau de 4,40 IGN69 provoquerait des surverses de 40 cm. Un test de brèche au droit du point bas ne modifie pas le résultat concernant l'alea.</p>
15	<p>l'hypothèse d'apparition de quatre brèches concomitantes sur un même tronçon semble être justifiée par les valeurs importantes des franchissements de paquets de mer (> 50 L/s/m) lors de Xynthia. Cette vulnérabilité est importante et confirmée par le dossier d'ouvrage : réparations d'urgence après les tempêtes des 3 et 27 février 1990 et celles de décembre 1999. Dans l'EDD, trois brèches avaient été prises en compte. Le complément d'étude ISL affirme que l'ajout d'une brèche dans le scénario du PPRL rajoute uniquement une hauteur d'eau de 10 à 15 cm dans le casier hydraulique. Cependant, l'ajout de cette 4ème brèche n'est pas justifié. De plus, la cinétique de la formation des brèches n'est pas en accord avec le mode de rupture sélectionné,</p>	<p>Le processus de rupture de la digue est indubitablement l'érosion du talus arrière qui conduit à l'affaissement des dalles béton que supporte ce talus. Nous confirmons que l'ajout d'une brèche de 100 mètres (4 au lieu de 3) sur le tronçon de la digue du polder des champs a un effet de l'ordre de 10 à 15 cm sur le casier et cet effet ne s'étend pas au-delà.</p>
16	<p>la brèche prévue sur le quai Nord du port des Champs n'est pas réaliste. En effet, la digue est une route en asphalté de 15 m de large, avec une pente interne faible (1V/10H). Lors de Xynthia, des surverses et des ravinements avaient été observés sur ce secteur. Cependant, ces ravinements de petites tailles doivent avoir des vitesses bien plus importantes pour que les érosions provoquent une brèche sur le talus de plus de 15 m de large. Là encore, la cinétique de formation « instantanée » est déconnectée de la réalité,</p>	<p>Les dégâts subis au port du Collet montrent qu'un processus d'érosion régressive peut conduire à la survenance d'une brèche sur un remblai routier. Lors de l'évènement Xynthia, des remblais routiers ont cédé à la surverse. Pour le port des Champs, une rupture progressive entre 4 et 4,25 mNGF diminue de 2 centimètres les niveaux et ne modifie évidemment pas la classe d'alea.</p>
17	<p>au niveau du rebras Sud du port des Champs, la digue présente un état moyen et l'arasement de la digue à la cote 3 m NGF est justifié. Cependant, la cinétique de formation « instantanée » n'est pas adaptée,</p>	<p>Deux processus concourent à l'arasement de la digue : des débits de franchissement qui viendront éroder le talus arrière et une carapace côté mer qui se dégradera provoquant des désordres jusqu'à la crête. Ce second processus peut intervenir dès la cote statique de 3.5 mNGF</p>

	remarque Casagec	commentaire, argumentaire
18	<p>au Nord du port du Bec, une brèche de 100 m est prévue. La crête de l'ouvrage est large et une route en asphalte limite l'éventuelle érosion de la berge. L'altitude de la chaussée est à 4 m NGF. La cote d'arase de la brèche ne peut donc pas être plus basse que la cote de la chaussée. De plus, étant donné les dimensions de la digue, la brèche ne peut s'effectuer de manière instantanée. Dans le complément d'étude ISL du 08/09/2015, il est précisé que la brèche pourrait survenir également au niveau de l'ouvrage d'extrémité et que le résultat de ce scénario aurait les mêmes conséquences. Cependant, il conviendrait de le démontrer,</p>	<p>Il est démontré par le calcul qu'une implantation de la brèche à proximité de l'ouvrage de prise ne modifie pas l'alea.</p>
19	<p>une brèche de 150 m est prévue sur la digue du Gois Nord, sur le sous-tronçon 3. La longueur de 150 m pour la brèche n'est pas justifiée dans l'EDD. Le mode de rupture privilégié pour le sous-tronçon 3 est la surverse ou le franchissement par paquets de mer pour un niveau d'eau de 4,3 m NGF (EDD). L'instant d'initialisation de la défaillance 1 h avant la pleine mer (4 m NGF) n'est pas en accord avec ces remarques de l'étude de dangers. De plus, un relevé topographique du 18 janvier 2015 montre qu'il n'y a pas de cotes sur ce secteur de digue qui soient inférieures à 4,4 m NGF. Il ne peut donc pas y avoir de surverse sur ce secteur. Cette brèche, se formant instantanément 1h avant la pleine mer, n'est pas cohérente,</p>	<p>La brèche de 150 mètres est affectée aux tronçons 1, 2 et 3 du Gois Nord. Les débits de franchissements et l'état de dégradation des digues justifient la cinétique de rupture.</p>
20	<p>le mode de rupture privilégié pour la brèche de la digue du Gois Nord, sous-tronçon 4 est le franchissement par paquets de mer pour un niveau d'eau de 4 m NGF, ce qui correspond aux observations de l'étude de dangers. En novembre 2010, le CETE Ouest a effectué une visite de terrain. Des dégradations sur ce secteur ont été constatées. Cependant, la formation instantanée de la brèche n'est pas réaliste. Si la formation de la brèche commence 1 h avant la pleine mer, les franchissements par paquets de mer à ce moment-là sont relativement faibles,</p>	<p>Casagec fait le lien entre franchissements par paquets de mer et instant de rupture ce qui est tout à fait justifié et à rappeler.</p> <p>il n'est pas indiqué dans l'EDD que le processus de rupture privilégié était le franchissement par paquets de mer pour un niveau d'eau de 4mNGF. Le processus est matérialisé par une brèche instantanée à 4 mNGF qui prend en compte les débits de franchissements importants au regard de l'état de la digue à partir de la cote 3,80mNGF. Les processus d'érosion interne et de surverse sont aggravants.</p>

	remarque Casagec	commentaire, argumentaire
21	la taille de la brèche au niveau de l'écluse de Faucillon (50 m) n'est pas compatible avec la largeur de l'ouvrage (12 m). Les éléments donnés par le complément d'étude ISL du 08/09/2015 sont les suivants : « Le scénario retenu est la rupture de l'ouvrage, le déversement des eaux et l'érosion latérale de la digue jusqu'à une largeur cumulée de 50 mètres qui est la largeur préconisée par la circulaire ». Cependant, une érosion latérale de la digue sur 50 m n'est pas réaliste car après la rupture de l'ouvrage, le niveau d'eau en arrière de l'écluse va rapidement augmenter dans le canal, et par conséquent, les vitesses d'écoulement vont diminuer fortement, entraînant une limitation de l'érosion. De plus, les coordonnées de la défaillance fournies dans le complément d'étude ne correspondent pas à la localisation de l'ouvrage,	L'état de dégradation de l'écluse du Faucillon et de la digue en ses abords droit et gauche justifie pleinement l'hypothèse d'une brèche de 50 mètres. Une charge de 1,50 à 2 mètres occasionne des vitesses qui sont tout à fait compatibles avec un élargissement progressif de la brèche. Le processus de rupture peut être au départ une érosion interne, puis une surverse au dessus de l'ouvrage et sur la digue de part et d'autres après affaissement (cotes initiales de 3,76 mNGF à gauche et de 3,82 m NGF à droite).
22	au niveau de l'écluse du Grand-Pont, un dysfonctionnement de l'ouvrage est prévu. Cependant, un dysfonctionnement de l'ouvrage surviendrait au moment de la marée basse, avant l'arrivée de la tempête et non lorsque l'ouvrage est en charge. Cela provoque des survitesses importantes qui ne sont pas réalistes si l'ouvrage résiste à l'évènement. La défaillance est cohérente mais il faudrait laisser ouverte l'écluse dès le départ de la simulation,	La fonction même de l'ouvrage le fait travailler en charge amont ou aval. De ce fait un dysfonctionnement de l'automatisme peut tout aussi bien intervenir à marée haute qu'à marée basse.
23	deux brèches sont prévues au niveau du cordon dunaire de Fromentine. Le positionnement des brèches est fixé au point le plus fragile (épaisseur du cordon dunaire la plus faible) suivant le même principe que pour les digues : une défaillance par tronçon homogène et/ou casier hydraulique. Aucune étude n'a pu être consultée concernant les sollicitations hydrauliques sur le cordon dunaire afin de vérifier si l'hypothèse d'ouvrir des brèches de 100 m de manière instantanée 1 h avant la marée haute était réaliste. De plus, le diagnostic PAPI sur ce secteur dit que la crête de la dune étant à une altitude comprise entre 5 et 8 m NGF et que le secteur ne comportait pas de risque face à la submersion.	L'alea de rupture est moyen à fort. Le volume des casiers protégés est tel qu'une largeur même faible de brèche occasionne leur remplissage.

25 SYNTHÈSE CONCERNANT LA JUSTIFICATION DES BRÈCHES

Le tableau ci-après reprend les conclusions du cabinet Casagec quant à la pertinence des brèches et ajoute les réponses d'ISL.

Le cabinet Casagec met souvent en cause la cinétique de la rupture. Cette question a été largement discutée dans le chapitre 3. De manière générale, les débits de franchissements sont tels que le processus menant à la rupture peut démarrer dès un niveau marin à 3,80 mNGF. Ceci est tout à fait en accord avec l'histoire qui a montré que pour des cotes 30 cm inférieures à celles atteintes lors de Xynthia, des brèches et désordres significatifs ont eu lieu sur les digues. Un seul cas peut être relevé pour lequel le processus de rupture pourrait être retardé : la brèche du port des Champs Nord. Un test a montré que le démarrage du processus à 4 mNGF, et non à 3,80 mNGF, conduisait à une différence dans les niveaux atteints inférieurs à 2 centimètres.

Les résultats de l'EDD sont également remis en cause. Il est indiqué que des brèches sont mal positionnées. On a montré que ce positionnement résultait du croisement entre l'état de dégradation et les sollicitations suivant en cela l'état de l'art ; Il a par ailleurs été montré par la simulation qu'une modification de la localisation de la brèche ne modifiait qu'à la marge les résultats dès lors qu'un même casier est concerné. Ces tests démontrent le bien fondé des bandes de précaution prévues par le PPRL.

Le cabinet Casagec lie la brèche à un seul processus de rupture ; c'est en réalité une simplification. Il faut analyser attentivement les résultats de l'EDD. L'EDD envisage tous les modes de rupture ce qui est en accord avec la réalité, les brèches étant bien souvent le résultat de plusieurs mécanismes concomitants. Le mode de rupture associé à la brèche et figurant au PPRL est le processus final mais l'amorce peut évidemment provenir de processus différents : par exemple glissement dans le cas des zones portuaires, destruction de la carapace et tassement dans le cas des digues de front de mer. Cette lecture rapide de l'EDD par Casagec conduit à des inexactitudes (assertions relatives aux brèches de Glagées 1 et 4, Coupelasse/Coutant).

Les brèches du Collet et de l'Ecluse de Faucillon sont remises en cause avec pour raison « aucune justification ». Celle du port des Champs Sud est quant à elle jugée pertinente bien que justifiée par le même critère que les 3 premières. Nous notons là une incohérence difficile à expliquer. Les signes manifestes d'érosion interne sont pourtant bien visibles sur le terrain.

Les résultats de l'EDD sont également remis en cause concernant la digue du Dain. Le bureau d'études Casagec ne croit pas au scénario par érosion du talus arrière et affaissement de la partie sommitale de la digue sous le coup des vagues. Il en résulte que la cinétique est remise en cause. Le processus de rupture par érosion arrière du talus côté terre est donc jugé irréaliste. Pourtant, ce cas d'école est partagé par l'Irstea et les observations lors de Xynthia ne permettent pas de douter du processus déclencheur.

Nom de la brèche	Pertinence expertise Casagec	Raisons invoquées	Réponses ISL
Port du Collet Amont	Modérée	Aucune justification	La justification est tout à fait claire dans l'EDD à moins de remettre en cause le principe même du processus d'érosion interne. Ajoutons qu'une cavité significative est apparue au fond du port du Collet (profondeur de 2,70 mètres). Les conduits ainsi créés ont des vitesses d'agrandissement très rapides dès lors que les écoulements s'engouffrent à l'intérieur. Les deux sites retenus présentent des risques importants et justifient les brèches simulées.
Port du Collet Aval	Modérée	Aucune justification	
Parisienne	Faible	Aucune justification	La cote de crête est relativement basse (5,8 m NGF), les débits de franchissements encore significatifs. Le Run Up avoisine 2,50 mètres et dépasse significativement la crête pour des niveaux statiques supérieurs à 3,7 m NGF. Le processus de rupture à partir de 3,80 mNGF jusqu'à la cote 4,05 mNGF en 25 minutes est justifié. La circulaire demande de simuler une brèche d'au moins 50 mètres. Ne négligeons pas la perte d'efficacité de l'endiguement dans le temps (tassement, désorganisation des matériaux).
Coupelasse Coutant	Modérée	Mauvaise localisation	La localisation correspond au croisement état de dégradation/alea le plus défavorable (cf EDD). Le test de deux nouvelles implantations plus au nord ne modifie pas les résultats en terme de classe d'alea et cotes de référence.
Glagées 1	Modérée	Localisation+ cinétique	la brèche sur le tronçon 1 des Glagées est bien positionnée car à un endroit où l'alea de rupture est le plus grand (cf EDD). les matériaux régalez sur la crête n'empêchent pas les franchissements dès une cote inférieure à 3,8 mNGF et les conséquences de ces franchissements sont majorées par les hétérogénéités apportées par ces travaux sommaires. Le test d'une brèche en un emplacement différent ne modifie pas l'alea
Glagées 4	Modérée	Instant de formation+ cinétique	L'EDD envisage un scénario de classe 4 (entre 10 et 100 ans) qui correspond à une brèche qui s'ouvre à 4,2 mNGF au fond du port. Une brèche est possible mais moins probable dès 4,0 mNGF compte tenu des points bas et des possibles glissements pouvant générer un affaissement progressif de la crête. Le test d'une telle brèche ne modifie pas les résultats sur les classes d'alea et cotes de référence
Port des Champs Nord	Faible	Remblai large et pente interne faible	Les dégâts subis au port du Collet montrent qu'un processus d'érosion régressive peut conduire à la survenance d'une brèche sur un remblai routier. Lors de l'évènement Xynthia, des remblais routiers ont cédé à la surverse. Pour le port des Champs, une rupture progressive entre 4 et 4,25 mNGF diminue de 2 centimètres les niveaux et ne modifie évidemment pas la classe d'alea.

Nom de la brèche	Pertinence expertise Casagec	Raisons invoquées	Réponses ISL
Rebras sud	Modérée	cinétique	Deux processus concourent à l'arasement de la digue : des débits de franchissement qui viendront éroder le talus arrière et une carapace côté mer qui se dégradera provoquant des désordres jusqu'à la crête. Ce second processus peut intervenir dès la cote statique de 3,5 mNGF. La cinétique est équivalente à une formation de brèche en 25 minutes à partir de la cote 3,80 mNGF
Dain	Faible	Arasement instantané à PM-1h	Le processus de rupture à retenir pour la digue du Dain est indubitablement l'érosion du talus arrière qui conduit à l'affaissement des dalles béton que supporte ce talus. Le Cemagref dans sa présentation des mécanismes de dégradation en a même fait un cas d'école. Il n'y a aucune raison que ce processus n'intervienne pas sur l'ensemble du linéaire de cette digue très dégradée compte tenu des débits de franchissement en jeu pour une cote de 4,40 m NGF
Port du Bec RD	modérée	Localisation+cinétique +arase	La présence d'une route n'est pas du tout une condition suffisante pour juger de la nullité du risque (cf port du Collet). Il est démontré par le calcul qu'une implantation de la brèche à proximité de l'ouvrage de prise ne modifie pas l'alea.
Gois Nord 3	Faible	Longueur+pas de surverse+cinétique	Il s'agit ici d'une remise en question des résultats de l'EDD dont les conclusions ont été par ailleurs mal comprises. Il n'est pas indiqué dans l'EDD que le processus de rupture privilégié était le franchissement par paquets de mer pour un niveau d'eau de 4mNGF. Le processus est matérialisé par une brèche instantanée à 4 mNGF qui prend en compte les débits de franchissements importants au regard de l'état de la digue à partir de la cote 3,80mNGF. Les processus d'érosions interne et de surverse sont aggravants. Cette brèche correspond aux tronçons 1, 2 et 3 du Gois qui peuvent intéresser un même casier (ce qui explique la longueur).
Ecluse de Faucillon	Modérée	Localisation+longueur	L'état de dégradation de l'écluse du Faucillon et de la digue en ses abords droit et gauche justifie pleinement l'hypothèse d'une brèche de 50 mètres. Une charge de 1,50 à 2 mètres occasionne des vitesses qui sont tout à fait compatibles avec un élargissement progressif de la brèche. Le processus de rupture peut être au départ une érosion interne, puis une surverse au dessus de l'ouvrage et sur la digue de part et d'autre après affaissement (cotes initiales de 3,76 mNGF à gauche et de 3,82 m NGF à droite).
Fromentine Est	Modérée	Aucune justification	L'alea de rupture est moyen à fort. Le volume des casiers protégés est tel qu'une largeur même faible de brèche occasionne leur remplissage.
Fromentine Ouest	Modérée	Aucune justification	

Annexe 1 : profils de la digue du Dain

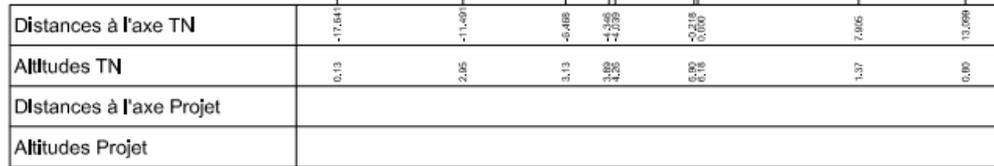


Profil dessiné par Covadis

Hugues CESBRON
 GEOMETRE EXPERT D.P.L.G
 31, Rue des Sables
 B.P. 33
 85230 BEAUVOIR-SUR-MER
 Tel : 02-51-93-81-22
 Fax : 02-51-93-81-23
 email : hugues-cesbron@wanadoo.fr

32, Rue des Sables
 85300 CHALLANS
 Tel : 02-51-93-41-79
 Fax : 02-51-55-04-33
 email : eurcesbron-challans@orange.fr

Profil n°: 26
 Echelle horizontale : 1/200
 Echelle verticale : 1/100
 PC : -3.00 m



Date : 11/10/2012

Dossier : 12340

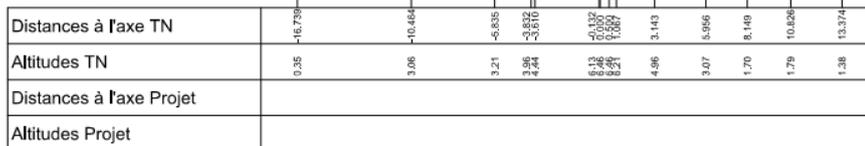


Profil dessiné par Covadis

Hugues CESBRON
 GEOMETRE EXPERT D.P.L.G
 31, Rue des Sables
 B.P. 33
 85230 BEAUVOIR-SUR-MER
 Tel : 02-51-93-81-22
 Fax : 02-51-93-81-23
 email : hugues-cesbron@wanadoo.fr

32, Rue des Sables
 85300 CHALLANS
 Tel : 02-51-93-41-79
 Fax : 02-51-55-04-33
 email : eurcesbron-challans@orange.fr

Profil n°: 46
 Echelle horizontale : 1/200
 Echelle verticale : 1/100
 PC : -3.00 m



Date : 14/02/2013

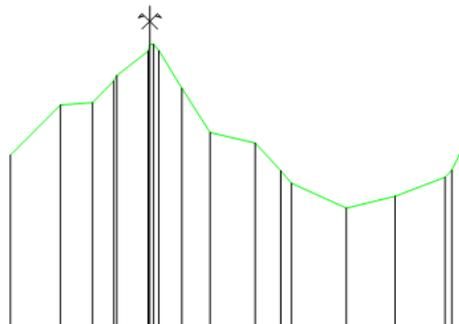
Dossier : 12340 compléte



Profil dessiné par Covadis

Hugues CESBRON
 GEOMETRE EXPERT D.P.L.G
 31, Rue des Sables
 B.P. 33
 85230 BEAUVOIR-SUR-MER
 Tel : 02-51-93-81-22
 Fax : 02-51-93-81-23
 email : hugues-cesbron@wanadoo.fr

32, Rue des Sables
 85300 CHALLANS
 Tel : 02-51-93-41-79
 Fax : 02-51-55-04-33
 email : eurtcesbron-challans@orange.fr



Profil n°: 5
 Echelle horizontale : 1/500
 Echelle verticale : 1/200
 PC : -9.00 m

Distances à l'axe TN	-18.150	-11.822	-7.441	-4.889	-3.272	0.000	3.81	4.199	7.904	13.795	17.383	18.888	26.040	31.915	38.402	40.897
Altitudes TN	0.41	3.04	3.15	4.30	4.39	5.87	6.22	5.89	1.59	1.04	-0.42	-1.07	-2.38	-1.75	-0.76	0.99
Distances à l'axe Projet																
Altitudes Projet																

Date : 01/03/2013

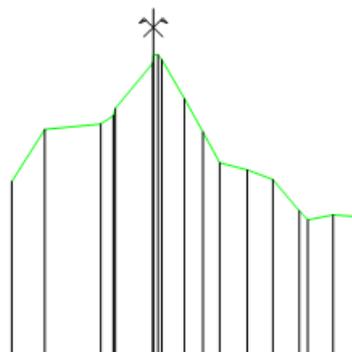
Dossier : 12340 completé provisoire



Profil dessiné par Covadis

Hugues CESBRON
 GEOMETRE EXPERT D.P.L.G
 31, Rue des Sables
 B.P. 33
 85230 BEAUVOIR-SUR-MER
 Tel : 02-51-93-81-22
 Fax : 02-51-93-81-23
 email : hugues-cesbron@wanadoo.fr

32, Rue des Sables
 85300 CHALLANS
 Tel : 02-51-93-41-79
 Fax : 02-51-55-04-33
 email : eurtcesbron-challans@orange.fr



Profil n°: 60
 Echelle horizontale : 1/500
 Echelle verticale : 1/200
 PC : -7.00 m

Distances à l'axe TN	-15.182	-11.621	-7.078	-4.621	-2.078	0.000	3.442	5.332	7.164	10.109	12.848	15.587	18.567	19.346	22.028
Altitudes TN	0.73	2.88	3.35	3.89	4.42	5.95	6.49	5.99	4.31	2.87	1.54	1.23	0.81	-0.33	-0.79
Distances à l'axe Projet															
Altitudes Projet															

Date : 28/02/2013

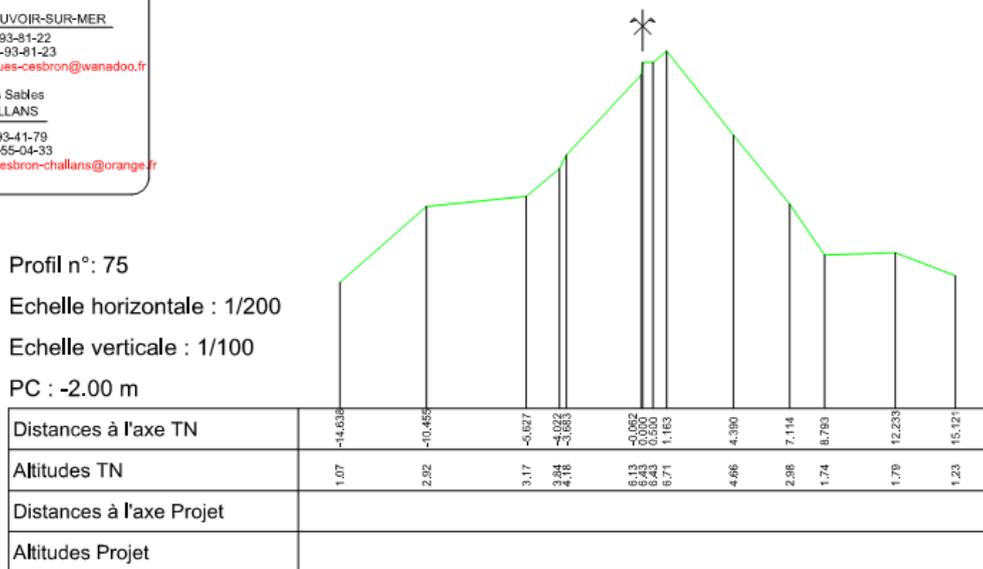
Dossier : 12340 completé provisoire



Profil dessiné par Covadis

Hugues CESBRON
 GEOMETRE EXPERT D.P.L.G
 31, Rue des Sables
 B.P. 33
 85230 BEAUVOIR-SUR-MER
 Tel : 02-51-93-81-22
 Fax : 02-51-93-81-23
 email : hugues-cesbron@wanadoo.fr

32, Rue des Sables
 85300 CHALLANS
 Tel : 02-51-93-41-79
 Fax : 02-51-55-04-33
 email : eurcesbron-challans@orange.fr



Date : 14/02/2013

Dossier : 12340 complète

Annexe 2 : données utiliséesLa Barre de Monts :

2013	ANTEA	Réalisation de travaux de renforcement et de rehausse des digues de la Barre de Monts, Dossier Plan de Submersions Rapides
2010	SOCOTEC	Diagnostic des digues prioritaires de La Barre de Monts.
2010	CETE	Fiches de visite et diagnostic des digues suite à la tempête Xynthia.
2009	SUSSET	Levé topographique des digues des polders des Rouches, des Gâts
2008	EGIS EAU	Etude diagnostic intéressant la sécurité civile pour les digues de Fromentine et du Pont Neuf à La Barre de Monts.
2008	TOPDESS	Topographie des digues du port du Pont Neuf
2006		Travaux de confortement de la digue du polder des Gâts sur le tronçon propriété de l'Etat.
2001	ANTEA-BCEOM	Etude de définition – réalisation d'un diagnostic des ouvrages de défense contre la mer sur le littoral de Vendée

Entre le Port du Collet et la pointe de Parracaud

Date	Nom de la pochette	Type de document	Auteur	Document
2011	diagnostic de l'ouvrage	fiche texte	x	fiche de diagnostic de la digue
2010		fiche	x	diagnostic d'ouvrage de protection/fiche de visite
2001		plan	ANTEA/ BCEOM	altimétrie, pathologie, typologie, schéma complémentaires
2011	2011_renforcement de la digue entre la pointe du parracaud et le port du collet	rapport	CREOCEAN	DOE et plan de récolement

Entre la pointe de Parracaud et le port des Brochets : digue de la Coupelasse et de la Coutant

Date	Nom de la pochette	Type de document	Auteur	Document
2011	diagnostic de l'ouvrage	fiche	x	fiche de diagnostic de la digue
2010		fiche	x	diagnostic d'ouvrage de protection/fiche de visite
2001		plan	ANTEA/BCEOM	altimétrie, pathologie, typologie
2000	2002_renforcement de la digue de la Coutant	plan	DDE	profil en travers
2000		plan	DDE	plan de masse
2000		plan	DDE	plan de situation
2000	2000_ suite aux tempêtes: renforcement de la digue par enrochements sur le digue de la Coupelasse au Parracaud	rapport	DDE	CCTP
2000		plan	x	profil en travers
2000		plan	x	plan des travaux
2000		plan	DDE	plan de situation

Digue du port des Brochets à la Louippe dont l'écluse

Date	Nom de la pochette	Type de document	Auteur	Document
2011	diagnostic de l'ouvrage	fiche	x	fiche de diagnostic de la digue
2010		fiche	x	diagnostic d'ouvrage de protection/fiche de visite
2001		plan	ANTEA/BCEOM	altimétrie, pathologie, typologie
2003	2003_renforcement de la digue de la pointe des Poloux	rapport	x	CCTP
2003		plan	x	coupe de principe
2003		plan	x	plan de situation

Digue de la Louippe au port des Champs : digue du polder des Champs

Date	Nom de la pochette	Type de document	Auteur	Document
2010	renforcement de la digue	rapport	SCE	1_DOE PAQ/procédure d'exécution/agrément
2010		rapport	SCE	2_rapport journalier de chantier
2010		plan	SCE	5_plan récolement plan d'ensemble
2010		CD	SCE	format informatique du DOE
2011	diagnostic de l'ouvrage	fiche	x	fiche de diagnostic de la digue
2010		fiche	x	diagnostic d'ouvrage de protection/fiche de visite
2001		plan	ANTEA/BCEON	altimétrie, pathologie, typologie
2001		plan	ANTEA/BCEON	profil en travers type
1990		plan	DDE	plan de situation
1990		photos	DDE	photos des dégâts

Digue du Dain, Port du Bec

Profils en travers, Cabinet CESBRON, 2013

Dossier	Numéro	Désignation	Contenu	Origine	Date
A	archives relatives à la construction des ouvrages et plans de recollement				
	A1	archives anciennes	travaux de construction des digues de Bouin - entreprises Desplats et Lefevre (GTFOM)	SMM baie de Bourgneuf	1959
	A2	mur et brise lames port du Bec	plans de recollement		2006
	C3	mur en brise lames mission de maîtrise d'œuvre	plan topographique Port du Bec Cesbron juin 2003	SMM baie de Bourgneuf	2003
			DAO géotechnique et analyse des offres		
Avant-projet					
		DCE 2004			
C4	mur et brise lames port du Bec - suivi des travaux	OS, réunions de chantier, états d'acompte, avenant et marché signé	SMM baie de Bourgneuf	2004	

Dossier	Numéro	Désignation	Contenu	Origine	Date
		DET			
	C5	Synthèse	CCTP et plans de recollement	SMM baie de Bourgneuf	2004
Renforcement de la Digue Nord du Port du Bec					
D	D 1	marché de mission de MO SCE - AVP, PRO des travaux	études AVP, PRO des travaux relatifs au renforcement de la digue Nord du Port du Bec	SMM baie de Bourgneuf	2006
	D 2	DCE et mission DET SCE	DCE, DAO, CR de réunions de chantier, notes de calculs enrochements bétonnés, plans de recollement Merceron et Semen TP	SMM baie de Bourgneuf	2006
	D3	Etude loi sur l'eau	dossiers réglementaires rédigés par Ecostrategie	SMM baie de Bourgneuf	2005
	D4	arrêtés, publicités		SMM baie de Bourgneuf	2007

Annexe 3 : topographie à la limite du modèle

Les berges du Falleron dépassent les cotes atteintes par les eaux. Pour illustration, nous traçons un profil en travers à la limite du modèle :

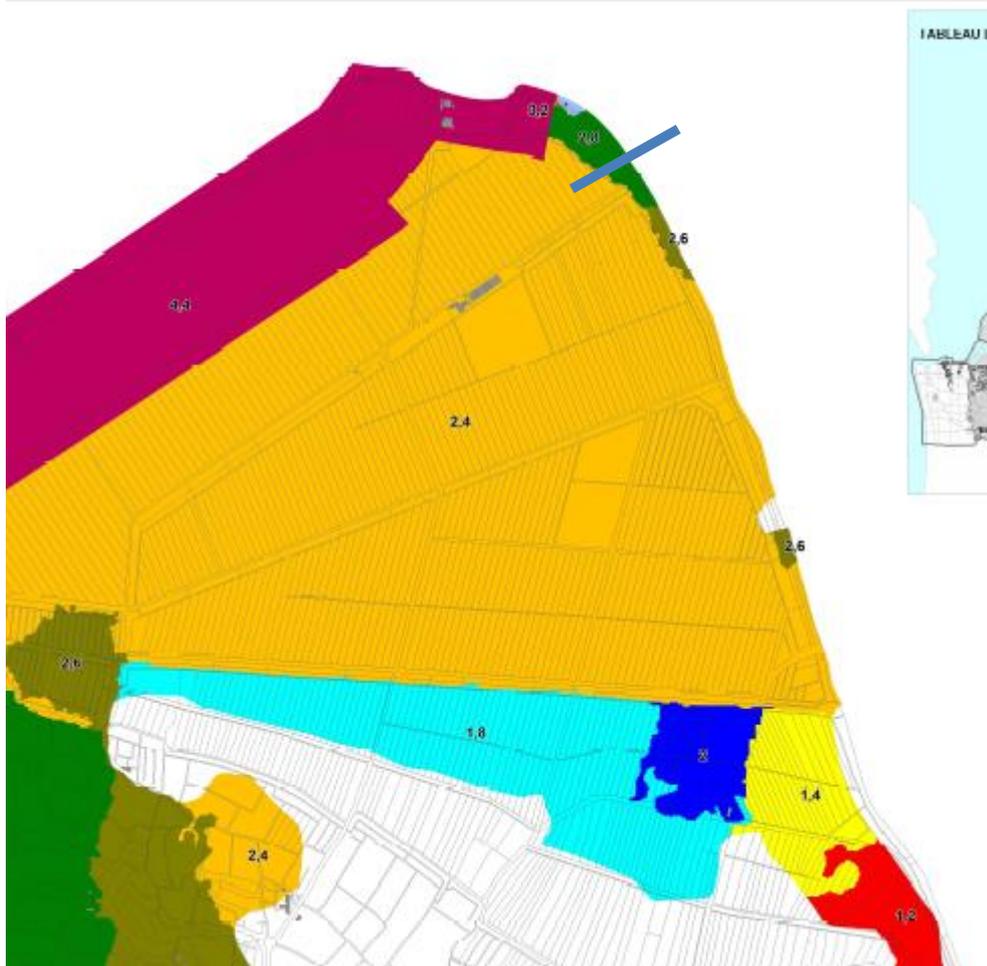


Figure 58 : localisation du profil n°7 (fond de plan : PPRL)

La figure ci-après présente un profil type :

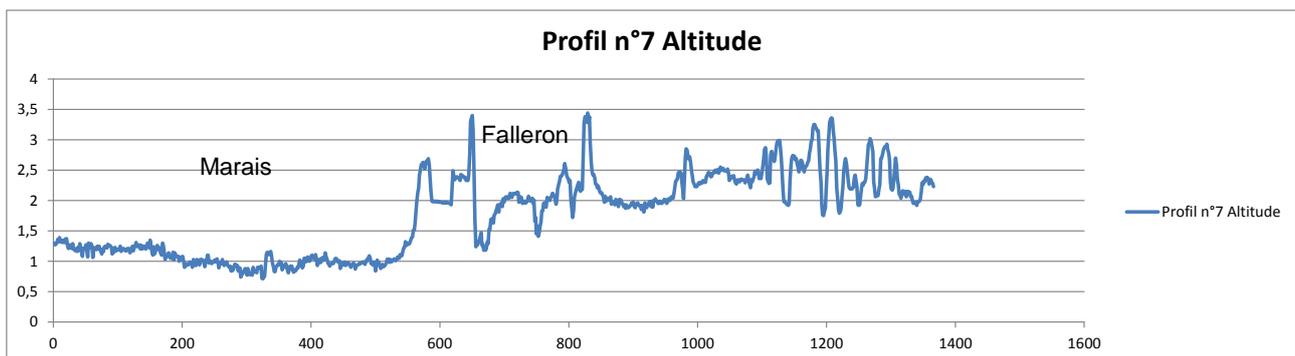


Figure 59 : profil en travers en limite d'extension du modèle – le Falleron (source Lidar)

Les eaux peuvent déborder du Dain mais de manière marginale car la route vient rapidement faire obstacle. C'est le cas en particulier à l'Est de Bouin (cf profils 1 et 2).

Les figures ci après présentent les profils en long du terrain situé entre la rivière du Dain et un point 1000 à 1500 mètres au sud, de 700 à 1000 mètres au-delà de limite du modèle :

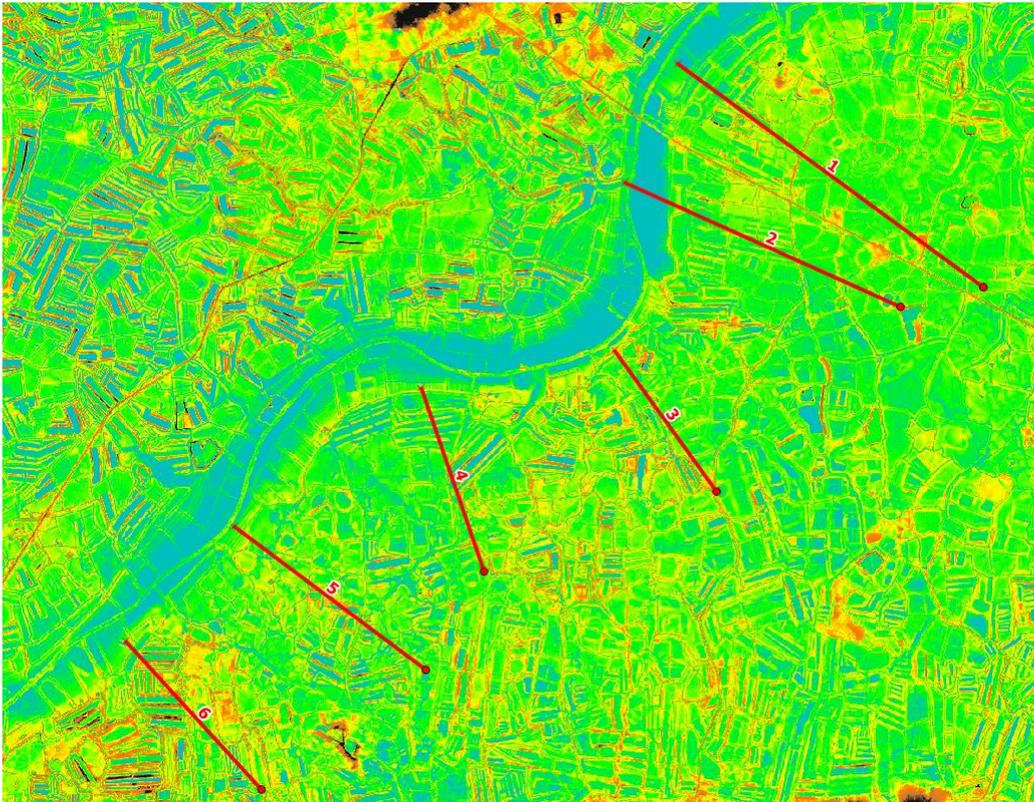


Figure 60 : Position des profils représentatifs de la limite d'extension du modèle (fond Lidar)

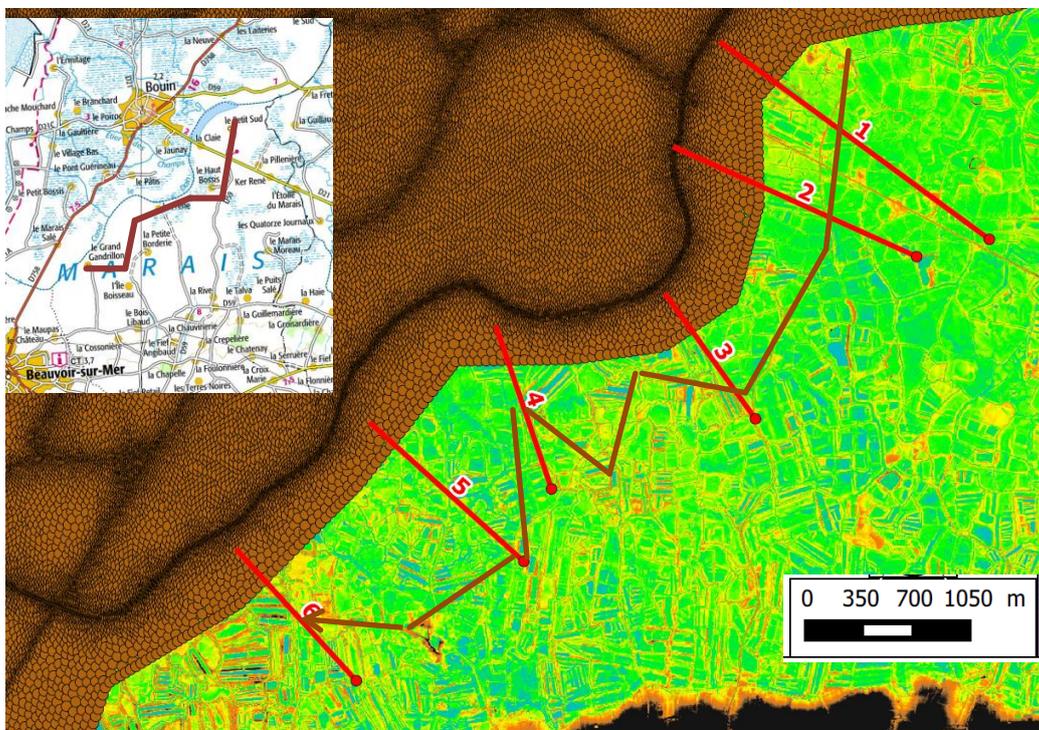
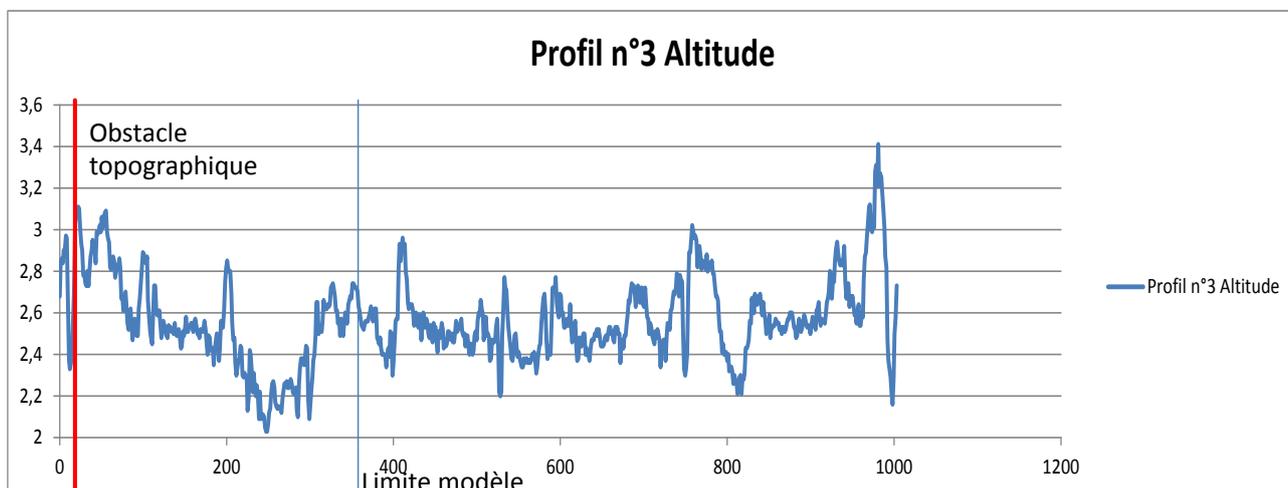
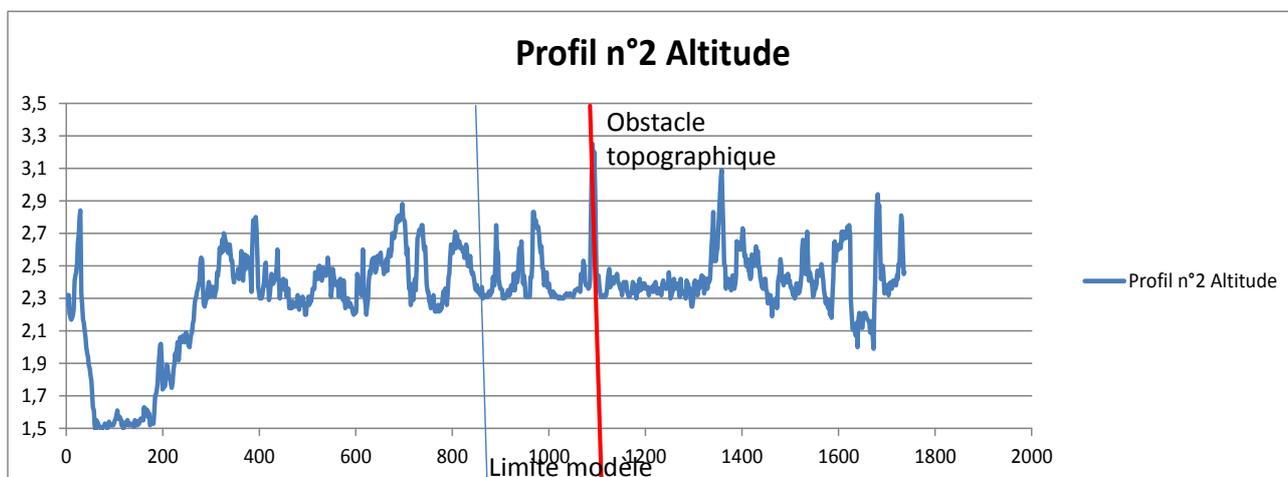
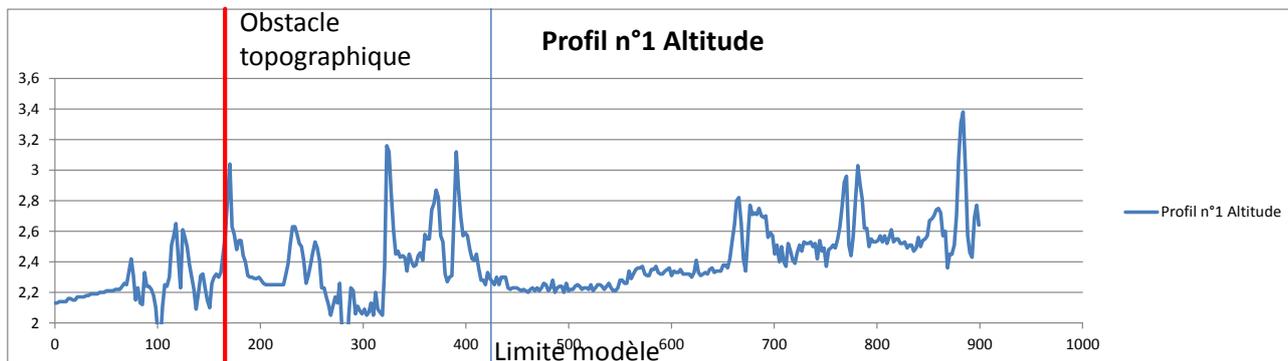


Figure 61 : limites topographiques à l'extrémité du modèle

Les limites topographiques sont matérialisées par un trait plein rouge. La limite d'extension du modèle est matérialisée par un trait bleu. Les profils se lisent avec l'Ouest à gauche et l'Est à droite.



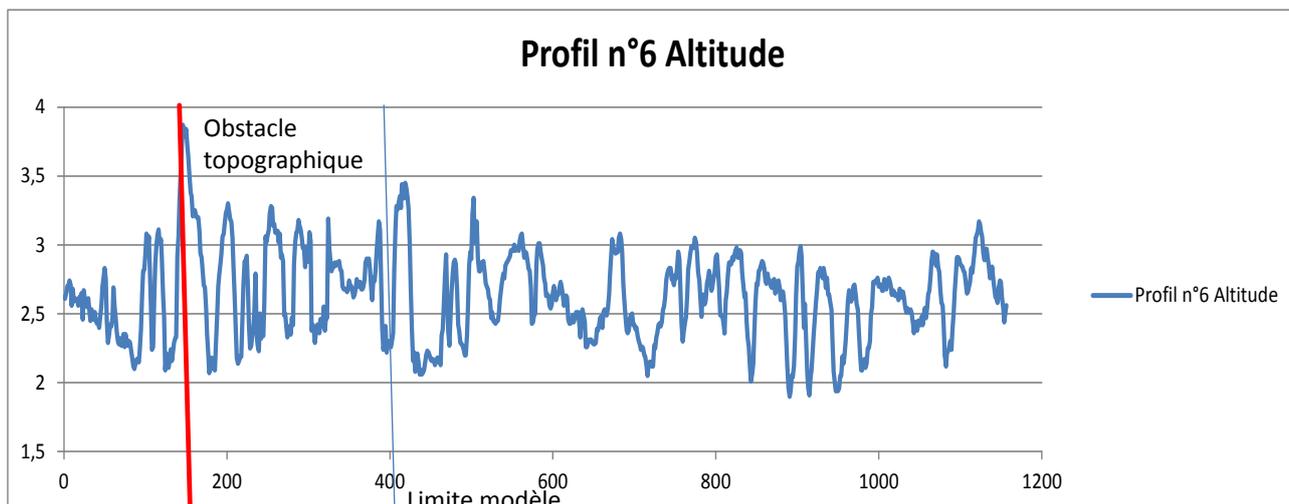
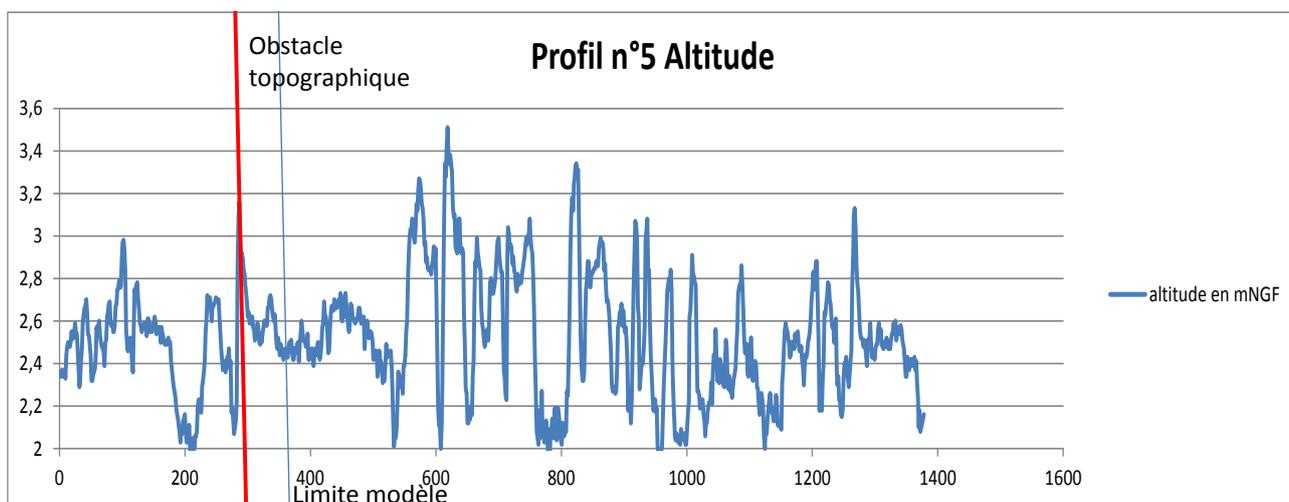
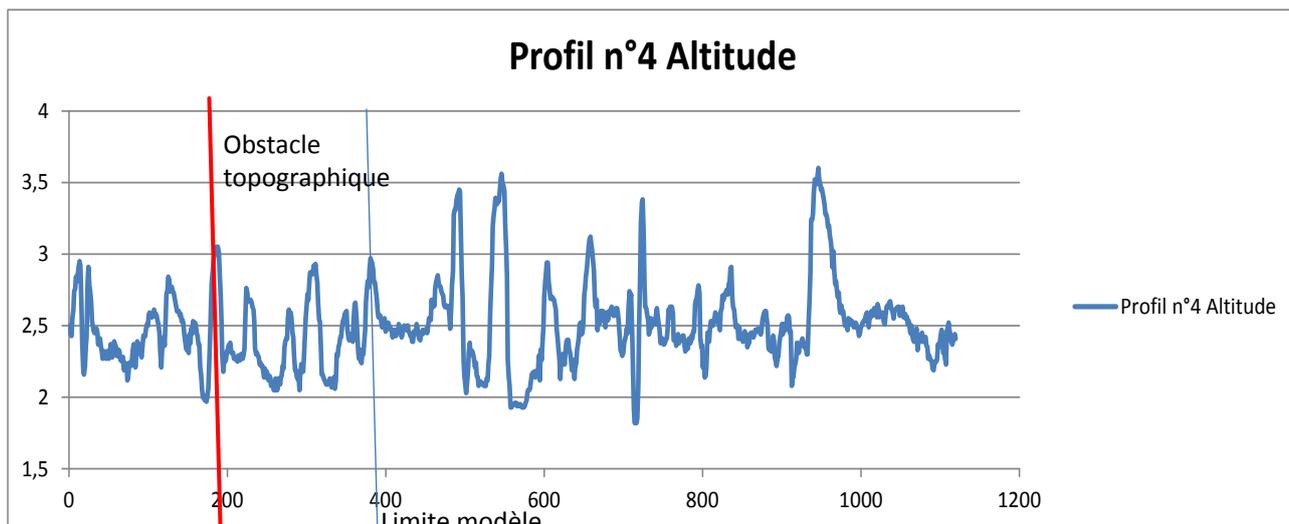


Figure 62 : profils topographiques en limites d'extension du modèle

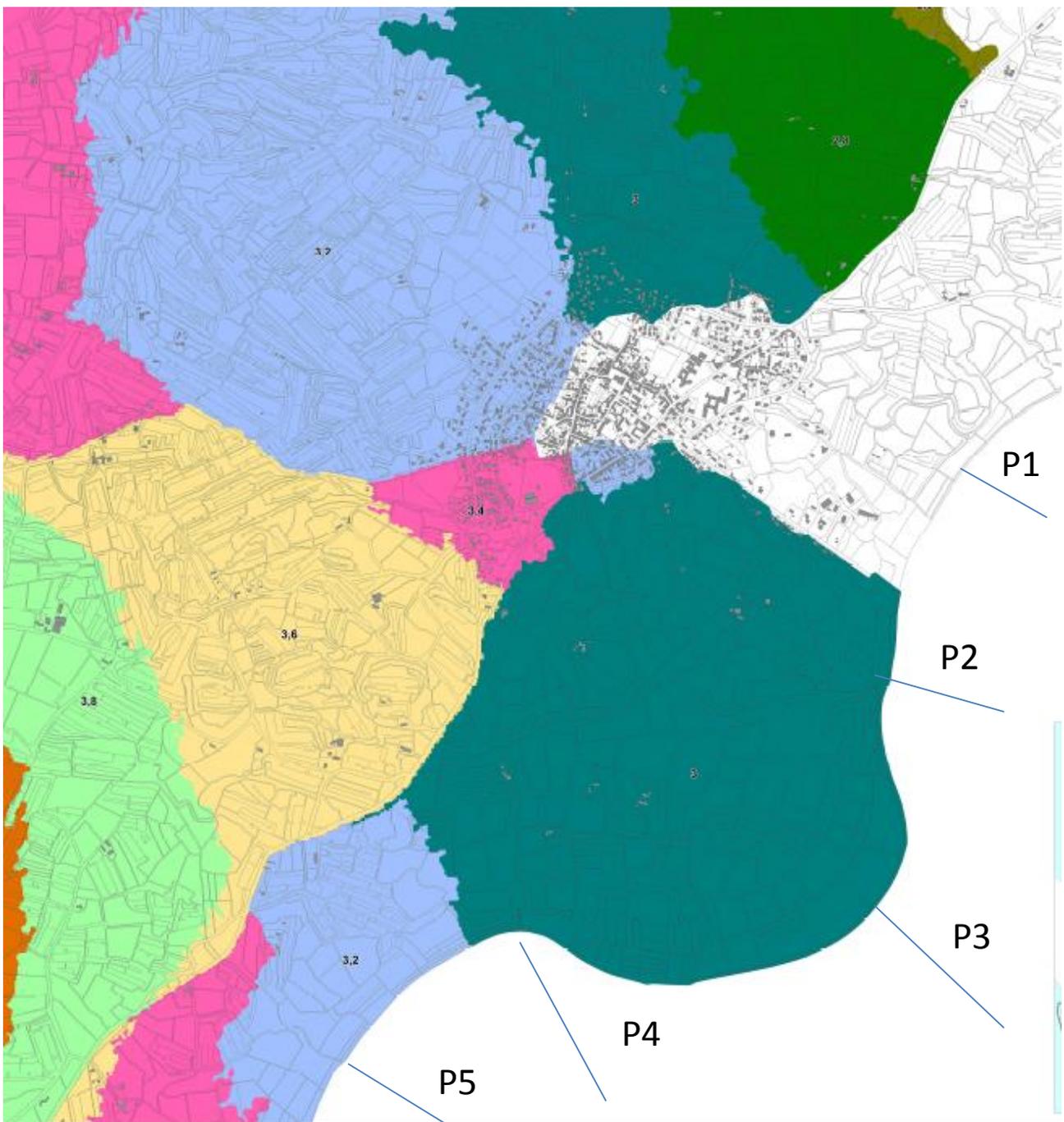


Figure 63 : position des profils et cotes atteintes pour le scénario PPRL