



HAL
open science

Projet Levees (2010-2013). Ruptures diffuses et érosives des digues fluviales de protection contres les inondations.

Rapport final

Stéphane Bonelli

► To cite this version:

Stéphane Bonelli. Projet Levees (2010-2013). Ruptures diffuses et érosives des digues fluviales de protection contres les inondations. Rapport final. [Rapport de recherche] irstea. 2013, pp.126. <hal-02598765>

HAL Id: hal-02598765

<https://hal.inrae.fr/hal-02598765v1>

Submitted on 16 May 2020

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



HAL Authorization

RGCU Réseau Génie Civil et Urbain

C2D2 Concevoir et Construire pour le Développement Durable



Projet Levees (2010-2013)
***Ruptures diffuses et érosives des digues
fluviales de protection contres les inondations***

Rapport final
Septembre 2013

Liste des Contributeurs

Muriel AMIELH
Irphe
Marseille

Fabien ANSELMET
Irphe
Marseille

Nadia BENAHMED
Irstea
Aix en Provence

Stéphane BONELLI
Irstea
Aix en Provence

Gregory CHARRIER
Irphe
Marseille

Gwenaël CHEVALLET
ISL Ingénierie
Lyon

Jean-Robert COURIVAUD
EDF-CIH
Chambéry

Jean-Jacques FRY
EDF-CIH
Chambéry

Pierre-Yves HICHER
Laboratoire Gem
Nantes

Patrice MERIAUX
Irstea
Aix en Provence

Christophe LAROCHE
Cete Mediterranée
Aix en Provence

Patrick LEDOUX
Cete Mediterranée
Aix en Provence

Kien NGUYEN
Irstea
Aix en Provence

André PAQUIER
Irstea
Lyon

Pierre PHILIPPE
Irstea
Aix en Provence

Laurence PIETRI
Irphe
Marseille

Akim SALMI
ISL Ingénierie
Lyon

Rémy TOURMENT
Irstea
Aix en Provence

Eric TIRIAU
Artelia / Sogreah
Aix en Provence

Table des matières

1	Introduction	7
2	Analyse de modes de rupture peu communs pouvant affecter des digues	10
2.1	INTRODUCTION	10
2.2	INSTABILITE SUITE A UNE EROSION INTERNE.....	10
2.2.1	<i>Digue de stériles de Skawina</i>	<i>10</i>
2.2.2	<i>Digue du barrage Woc Awek</i>	<i>11</i>
2.2.3	<i>Le barrage de Cha Cza.....</i>	<i>12</i>
2.2.4	<i>L'aménagement hydro-électrique de Dychów</i>	<i>13</i>
2.2.5	<i>Conclusion sur le couplage érosion interne et instabilité.....</i>	<i>14</i>
2.3	EFFET DE LA FISSURATION	14
2.3.1	<i>Les causes de fissuration des digues</i>	<i>14</i>
2.3.2	<i>Fissuration par dessiccation observée sur site</i>	<i>14</i>
2.3.3	<i>Observation sur prototype.....</i>	<i>16</i>
2.3.4	<i>Modélisation numérique.....</i>	<i>16</i>
2.3.5	<i>Conclusion sur la fissuration</i>	<i>17</i>
2.4	EFFET DES GAZ DISSOUS	17
2.4.1	<i>L'exsolution.....</i>	<i>17</i>
2.4.2	<i>Conclusion sur l'exsolution.....</i>	<i>20</i>
2.5	SOLS DISPERSIFS	20
2.6	REFERENCES	20
3	Caractérisation du comportement mécanique des mélanges sable / fines constitutifs des digues	22
3.1	INTRODUCTION	22
3.2	PROCEDURE EXPERIMENTALE	22
3.2.1	<i>Dispositif utilisé</i>	<i>22</i>
3.2.2	<i>Matériaux étudiés.....</i>	<i>22</i>
3.2.3	<i>Reconstitution des échantillons.....</i>	<i>22</i>
3.3	COMPORTEMENT NON DRAINE DU SABLE PROPRE.....	24
3.3.1	<i>Influence de l'indice de densité (ou de l'indice des vides).....</i>	<i>24</i>
3.3.2	<i>Influence de la pression de confinement</i>	<i>25</i>
3.4	COMPORTEMENT DRAINE DU SABLE PROPRE.....	25
3.4.1	<i>Influence de l'indice de densité.....</i>	<i>26</i>
3.4.2	<i>Influence de la pression de confinement</i>	<i>27</i>
3.5	COMPORTEMENT NON DRAINE DU SABLE AVEC FINES	27
3.6	COMPORTEMENT DRAINE DU SABLE AVEC FINES	28
3.7	CONCLUSION	31
3.8	REFERENCES	31
4	Instabilité et rupture des sols érodés par suffusion	32
4.1	INTRODUCTION	32
4.2	LE MODELE MICRO-STRUCTURAL.....	32
4.3	MODELISER L'EXTRACTION D'UNE FRACTION DE LA PHASE SOLIDE.....	33
4.4	COMPORTEMENT MECANIQUE DU MATERIAU ERODE SOUS CHARGEMENT TRIAXIAL	34
4.5	INSTABILITES ET RUPTURES DIFFUSES DANS LES MATERIAUX ERODES	36
4.5.1	<i>Essais triaxiaux à q-constant</i>	<i>36</i>
4.6	CONCLUSION.....	39
4.7	REFERENCES	40
5	Étude expérimentale des ruptures de digues par surverse.....	41
5.1	INTRODUCTION	41
5.2	METHODES EXPERIMENTALES.....	41
5.2.1	<i>Le canal d'essai.....</i>	<i>41</i>
5.2.2	<i>Le matériau utilisé</i>	<i>42</i>
5.2.3	<i>Essai préliminaire.....</i>	<i>43</i>
5.3	ESSAI D'EROSION PAR SURVERSE DANS LE CANAL	43
5.4	SIMULATIONS NUMERIQUES	47
5.5	CONCLUSION	50
5.6	REFERENCES	51

6	Modélisation d'une brèche par surverse et de sa fosse d'érosion par implémentation d'une loi d'érosion dans TELEMAC 2D	52
6.1	INTRODUCTION	52
6.2	REMARQUES PRELIMINAIRES	52
6.3	REPRESENTATION DE LA CINETIQUE D'EROSION EXTERNE D'UNE DIGUE FLUVIALE	52
6.4	JUSTIFICATION DE LA DEMARCHE PROPOSEE	53
6.5	IMPLEMENTATION D'UNE LOI D'EROSION DANS TELEMAC 2D	53
6.5.1	<i>Quelques éléments sur TELEMAC 2D</i>	53
6.5.2	<i>Implémentation d'un élargissement de la brèche basé sur la loi de Parthéniades</i>	54
6.6	RESULTATS OBTENUS POUR L'INCISION SEULE	55
6.6.1	<i>Description du cas fictif étudié</i>	55
6.6.2	<i>Choix des caractéristiques des matériaux de la digue et du val protégé</i>	56
6.6.3	<i>Description de l'incision de la digue ainsi représentée</i>	56
6.7	RESULTATS OBTENUS POUR L'ELARGISSEMENT	60
6.8	CONCLUSION	61
6.9	REFERENCES	61
7	Test de sensibilité sur les paramètres de la progression de la brèche	63
7.1	DEMARCHE ADOPTEE	63
7.2	PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DE LA BRECHE OBSERVEE	63
7.2.1	<i>Géométrie de la digue avant la brèche</i>	63
7.2.2	<i>Principales caractéristiques de la brèche</i>	63
7.3	MODELISATION 1D	63
7.3.1	<i>Présentation du modèle</i>	63
7.3.2	<i>Calage du modèle</i>	64
7.4	MODELISATION 2D	65
7.4.1	<i>Logiciel utilisé</i>	65
7.4.2	<i>Modèle 2D mise en oeuvre</i>	68
7.5	NOTIONS DE DANGEROUSITE	68
7.5.1	<i>Synthèse bibliographique</i>	68
7.5.2	<i>Vulnérabilité des personnes</i>	69
7.5.3	<i>Vulnérabilité des véhicules</i>	71
7.5.4	<i>Vulnérabilité des personnes à l'intérieur d'un bâtiment</i>	72
7.5.5	<i>Vulnérabilité du bâti</i>	72
7.5.6	<i>Synthèse</i>	74
7.6	TEST DE SENSIBILITE REALISES	75
7.6.1	<i>Scénarii</i>	75
7.6.2	<i>Hydrogrammes issus des différentes simulations</i>	77
7.6.3	<i>Critères de dangerosité retenus</i>	81
7.6.4	<i>Synthèse de résultats</i>	81
8	Annexe 1 : carte des zones inondées résultats de l'étude de sensibilité sur les largeurs de brèche et durée d'ouverture	85
9	Annexe 2 : une description générale de la rupture dans les sols et son implication dans la stabilité des ouvrages hydrauliques	116

1 Introduction

Les digues de protection constituent une question politique mise en évidence par plusieurs événements récents en France (Agly 2013, Xynthia 2010, Rhône aval 2003, Gard 2002, Aude 1999, ...) et à l'étranger. Les crues dans le département du Gard (2002) et la crue du Rhône de 2003 ont notamment été le théâtre de ruptures de digues catastrophiques provoquant de lourdes pertes en vies humaines (Aramon en 2002) et des dégâts de l'ordre du milliard d'euros (Rhône aval en déc. 2003).

Le 2ème Colloque national sur les digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions (Digues2013¹) s'est tenu les 12, 13 et 14 juin 2013 à Aix-en-Provence. Cet événement a été l'occasion de faire le point après 5 ans de mise en œuvre de la réglementation sur les ouvrages hydrauliques (décret 2007-1735 du 11 décembre 2007). Il a rassemblé, et ce pour la première fois depuis plus de 7 ans, près de 350 participants, soit la majorité des acteurs concernés. Les exposés et les débats ont montré que les questions scientifiques et techniques (mais aussi juridiques) posées par les digues de protection sont d'une très grande complexité, et qu'elles sont actuellement traitées de manière intensive par tous : maîtres d'ouvrages, gestionnaires, concepteurs, chercheurs, et services de contrôle.

On peut considérer trois phases lors d'une rupture de digue fluviale :

- 1) La phase d'initiation : cette phase intègre la création et le développement d'hétérogénéités. Des dégradations vont évoluer, des petites échelles d'espace et sur des temps longs (difficilement décelables et très lentes), vers l'échelle de l'ouvrage avec des temps de plus en plus courts. Les phénomènes d'initiation de ces dégradations sont variés : érosion interne (suffusion, érosion de contact, érosion régressive, érosion de conduit) ou érosion de surface (surverse) notamment. Pendant cette phase, la digue conserve sa capacité de protection.
- 2) La phase de formation de la brèche : c'est une phase transitoire complexe, de la brèche partielle à la brèche totale. Toutes les situations d'initiation ayant initié une brèche partielle convergent vers une situation unique de brèche totale.
- 3) La phase de développement de la brèche : cette phase intègre l'élargissement de la brèche et l'approfondissement de la fosse d'érosion dans la fondation. La cause de l'initiation a été effacée. Pendant cette phase, la digue n'a plus sa capacité de protection.

Ce rapport rend compte des résultats les plus importants du projet *Levees* "Ruptures diffuses et érosives des digues fluviales de protection contre les inondations" (2010-2013), subventionnés par la Direction de la recherche et de l'innovation (DRI) du Commissariat général au développement durable (CGDD), dans le cadre du programme "Concevoir et construire pour le développement durable" du Réseau Génie Civil et Urbain (RGCU-C2D2²).

Le projet *Levees* a impliqué pendant 3 ans des doctorants, des scientifiques et des experts du Cete Méditerranée (Aix-en-Provence), de EDF-CIH (Chambéry), du Laboratoire Gem (Nantes et Saint-Nazaire), du Laboratoire Irphe (Marseille), de Irstea (Aix-en-Provence, Lyon et Grenoble), de ISL Ingénierie (Montpellier), de Artelia/Sogreah (Marseille). Il a notamment été initié sur la base de deux constats :

- il a été observé des ruptures de digues sans surverse, qui n'ont pu être expliquées de manière satisfaisante jusqu'alors ; le présent rapport montre qu'il existe encore des mécanismes d'initiation peu connus (partie 2) dont un en particulier - l'instabilité mécanique suite à la suffusion - est susceptible de survenir sur les digues fluviales de protection (parties 3, 4 et 5) ;
- il est nécessaire de mieux connaître les situations de surverse, afin de prévoir les surverses sans rupture ou de prévoir les conséquences d'une surverse sur l'évolution de la brèche, et sa dimension finale ; nous trouverons dans les parties 6, 7 et 8 des contributions ayant mis en œuvre des moyens expérimentaux et numériques de haut niveau sur cette question.

¹ <http://digues2013.irstea.fr>

² <http://www.developpement-durable.gouv.fr/Appel-a-projets-2009.html>

Ce rapport apporte des éléments nouveaux par rapport à l'état de l'art des digues³. Ces éléments ne prétendent pas être définitifs ni pleinement opérationnels sur un sujet aussi actuel, multi-disciplinaire, et débattu. Ils illustrent une partie significative du regard français actuel sur les digues fluviales, en privilégiant un angle d'approche géomécanique et mécanique des fluides. Les parties 2 à 5 relèvent de la géomécanique. Les parties 6 à 8 relèvent plutôt de la mécanique des fluides.

La partie 2, rédigée par Jean-Robert Courivaud et Jean-Jacques Fry, fait l'inventaire des accidents rares de digues et de petits barrages qui pourraient initier des modes de ruptures. Les conditions d'initiation et de développement de ces modes de rupture à prendre en considération dans les projets de réévaluation de la sécurité ou dans les études de dangers sont recherchées. Sont passés en revue : le couplage entre l'érosion interne et l'instabilité, les impacts des fissures sur la stabilité et l'érosion interne, l'effet de l'air emprisonné sur le coefficient de sécurité ou le gradient critique d'érosion interne et la particularité des sols dispersifs. A l'analyse des accidents, il apparaît que les mécanismes précédents s'additionnent et ne sont pas indépendants lorsqu'ils aboutissent à la rupture. Un bilan de ces observations est proposé pour chaque type de pathologie, afin de rendre les études de conception et de confortement plus robustes et plus exhaustives.

La partie 3 est rédigée par Kien Nguyen, Nadia Benahmed et Pierre-Yves Hicher. Elle présente les résultats d'une étude expérimentale en laboratoire sur le comportement mécanique des sables limoneux, le plus souvent constitutifs des digues, vis-à-vis des phénomènes d'instabilité à travers des essais triaxiaux conventionnels en conditions drainées et non drainées. Cette étude expérimentale a été réalisée pendant le projet *Levees*, avec un équipement moderne soutenu par le projet. Une première série d'essais triaxiaux a été réalisée sur du sable propre en mettant l'accent sur l'influence des paramètres fondamentaux tel que l'indice de densité et la pression de confinement. Une deuxième série d'essais triaxiaux a été réalisée sur des mélanges sable/limon avec des teneurs en fines variant de 0 à 15% afin de mettre en évidence leur rôle sur l'initiation de l'instabilité et sur l'état critique. L'ensemble des échantillons a été préparé au même indice des vides initial inter-grains pour chaque série. Les résultats issus de cette série montrent que la teneur en fines a une influence considérable aussi bien sur la résistance à l'instabilité que sur la position de la ligne d'état critique des sables limoneux.

L'objet de la partie 4, rédigée par Pierre-Yves Hicher, est d'améliorer notre compréhension du comportement mécanique des ouvrages hydrauliques soumis à une érosion interne. L'approche s'appuie sur une technique d'homogénéisation permettant d'obtenir la relation contrainte – déformation d'un assemblage granulaire à partir des forces et déplacements des grains au contact. Le comportement local est donné par une loi de Hertz-Mindlin pour la partie élastique et une loi de Mohr-Coulomb pour la partie plastique. La résistance au glissement sur chaque plan de contact dépend de l'indice des vides de l'assemblage. L'érosion est modélisée par une diminution progressive de la fraction solide, ce qui induit une perte de résistance à l'échelle des contacts inter-granulaires, entraînant une déformation de l'échantillon de sol. La conséquence est une diminution progressive de la densité du sol qui peut se retrouver dans un état dit instable. Une perturbation interne ou externe peut alors provoquer une rupture brutale de la masse de sol. Des simulations numériques ont été réalisées pour illustrer ce phénomène. Les résultats numériques obtenus montrent que dans certaines conditions, fonction du degré d'érosion et des états de contrainte dans le sol, des ruptures diffuses peuvent se développer entraînant la ruine de l'ouvrage. Cette partie est complétée par l'annexe 2, qui contient une description générale de la rupture dans les sols et son implication dans la stabilité des ouvrages hydrauliques.

Dans la partie 5, Grégory Charrier, Fabien Anselmet, Muriel Amielh, Laurent Pietri proposent un cadre permettant l'étude du développement de brèches par surverse dans des digues en terre, soumises à un écoulement longitudinal. La démarche expérimentale a conduit à la réalisation d'essais grâce au canal à courant HERODE, sur une maquette de 10 cm de haut sur un mètre de long. Cette étude expérimentale a été réalisée pendant le projet *Levees*, avec une modification du canal hydraulique soutenue par le projet. Ces essais ont mis en évidence trois phases de dégradation de la digue : initiation, élargissement rapide et augmentation du débit, puis stabilisation. Nous notons également une forme caractéristique de la fosse d'érosion, influencée par le débit de fuite et par le courant longitudinal côté rivière. Deux exemples de simulations numériques sont présentés à titre illustratif. Le code utilisé est RUBAR20TS (Irstea). Les grandeurs hydrauliques sont cohérentes, mais pas la cinétique de développement de la brèche. Ce travail a bénéficié des expertises de Gwenaël Chevallet, d'André Paquier, et d'Eric Tiriau

³ L'état de l'art est illustré par l'International Levee Handbook (<http://www.leveehandbook.net/>) qui est édité fin 2013.

Dans la partie 6, Christophe Laroche s'intéresse aux digues en terre homogènes. L'implémentation d'une loi d'érosion dans TELEMAC 2D permet d'apprécier, en fonction des caractéristiques du matériau composant la digue, si pour une sollicitation hydraulique donnée, une brèche par surverse se développe. Cette méthode permet de représenter en détail et sans paramétrage de sa géométrie, les premières étapes de la rupture de la digue, matérialisées par l'abaissement complet des crêtes de la digue jusqu'à la cote du fond du lit du cours d'eau. Elle permet, en outre, de représenter la fosse d'affouillement qui peut se créer à l'arrière de la brèche. Les calculs montrent que, lorsque la digue est effacée, le débit transitant par la brèche est plus important si l'on prend en compte cette fosse d'affouillement. Les premiers tests de sensibilité menés montrent que les résultats dépendent de la taille du maillage du domaine, en particulier lorsque l'on veut estimer la vitesse d'effacement de la digue. Ce point nécessite donc un complément d'étude. Enfin, la phase d'élargissement de la brèche, durant laquelle les parois de celle-ci sont érodées de manière progressive ou non, n'est pas correctement représentée dans notre implémentation. Des développements doivent être envisagés pour représenter correctement cet élargissement.

La partie 7, rédigée par Gwenaël Chevallet, s'intéresse tout particulièrement à la progression de la formation de la brèche vers l'amont et vers l'aval. L'objectif est double : être capable de prédire le mode de progression de la brèche et sa géométrie finale en fonction de différents paramètres (largeur du couloir endigué, géométrie et nature des digues, conditions hydrauliques...), et apprécier la dangerosité de la rupture pour les biens et les personnes. Pour ce faire, des modélisations 1D/2D ont été calées sur un cas réel observé sur un grand cours d'eau français et de nombreux tests de sensibilité ont été réalisés sur le temps d'ouverture des brèches et leur largeur finale. L'objectif étant in fine de connaître l'influence de ces paramètres sur la « dangerosité » induite par la brèche. Il est donc nécessaire de définir cette notion de dangerosité. L'annexe 1 regroupe les 30 cartes des zones inondées résultant de l'étude de sensibilité sur les largeurs de brèche et durée d'ouverture.

Pour conclure, je voudrais remercier chaleureusement les auteurs qui ont offert avec enthousiasme leur temps et les contributeurs qui ont partagé leur expertise. Notre objectif a été pour cette rédaction que des géomécanciens et des hydrauliciens puissent faire partager au lecteur concerné par les digues fluviales de protection les résultats le plus récents.

Stéphane Bonelli

Coordonnateur du projet RGCUC2D2 *Levees*

2 Analyse de modes de rupture peu communs pouvant affecter des digues

2.1 Introduction

L'un des objectifs du projet de recherches RGPU-C2D2 LEVEES est de recenser et de rappeler les mécanismes de rupture qui peuvent conduire à un processus de brèche des digues de protection contre les crues. Les phénomènes physiques principaux par lesquels les digues périssent sont l'érosion des grains par l'eau et le glissement d'une partie de l'ouvrage. Les trois modes de rupture qui en découlent sont bien identifiés par l'ingénierie : érosion externe, érosion interne et glissement. Alors, pourquoi étudier un tel axe ? Il s'agit de vérifier l'exhaustivité de notre connaissance des modes de rupture. Notamment, il s'agit de faire connaître des mécanismes rares, non pris en considération dans les études d'ingénierie, et pourtant influents, et de rappeler que les mécanismes de rupture ne sont pas indépendants, mais peuvent s'additionner pour générer un processus de brèche.

Dans une première partie, la convergence d'un faisceau d'évidences est montrée pour suggérer qu'un couplage de l'érosion interne et du glissement est possible et peut aller jusqu'à rompre la digue. Il s'agit d'un processus de suffusion ou d'érosion régressive qui, en réduisant la densité du sol, peut provoquer un état « métastable » et dégrader la résistance jusqu'à la « liquéfaction statique », dès qu'une sollicitation de cisaillement dépasse la résistance, engendrant alors un glissement soudain et dangereux.

Dans une seconde partie l'accent est mis sur la fissuration.

Dans une troisième partie, l'impact de l'air piégé et de la libération de gaz est abordé. Finalement, un rappel de la spécificité des sols dispersifs est évoqué.

Est appelé levée un remblai de protection contre les crues, et digue un long remblai retenant une charge hydraulique.

2.2 Instabilité suite à une érosion interne

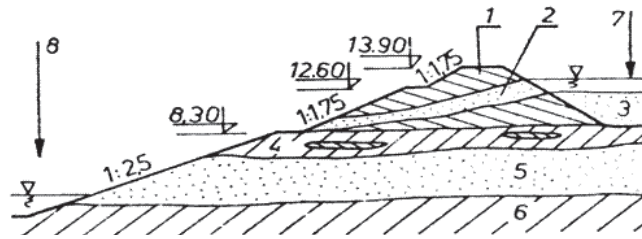
La littérature apporte de Pologne quatre exemples d'érosion interne ayant abouti à affaiblir la résistance au cisaillement de remblais. Aussi des contacts ont été noués avec les Universités de Varsovie et Cracovie, dès le lancement du projet de recherche RGPU-C2D2 LEVEES, pour détailler ces cas de rupture de liquéfaction statique et déterminer les conditions dans lesquelles une rupture est possible.

2.2.1 Digue de stériles de Skawina

La digue de stériles en cendres volantes de la centrale thermique de Skawina, surplombant le canal de navigation de Borek Szlachecki, a été construite sans système de drainage et de filtration sur une couche d'argile tourbeuse d'une épaisseur de 3,5 m, recouvrant une couche de sable et de gravier d'une épaisseur de 5 m, cette dernière reposant sur une argile surconsolidée étanche.

En décembre 1964, un glissement se produit sur une longueur de 30 m, suite à une pluie intense et à une montée rapide des eaux, provoquant une brèche et une coulée de boue jusqu'au canal. Dluzewski J. M. (1997) et Popielski P. (2000) attribuent cette rupture à la baisse des propriétés mécaniques, suite à l'augmentation de perméabilité et de porosité, consécutives à une érosion interne.

A partir de modélisations, ils mettent en évidence la coïncidence entre la zone de concentration des déformations plastiques par suite de l'érosion régressive (Figure 2) et celle qui est décomprimée, dans les premiers m sous la surface libre (Figure 1), incriminée dans la rupture par Bros (1984).



- 1 – remblai de cendres
- 2 – conduit de cendres lâches
- 3 – cendres stockées
- 4 – alluvions argileuses avec tourbe
- 5 – sables et graviers
- 6 – silts
- 7 – retenue
- 8 – voie navigable

Figure 1. Digue de stériles de Skawina (Popielski P. 2000)

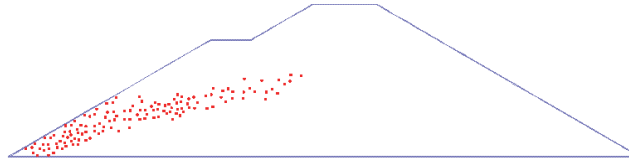


Figure 2. Modélisation des zones plastiques du barrage de Skawina (Popielski P. 2000)

2.2.2 Digue du barrage Woc Awek

L'aménagement hydro-électrique de Woc Awek sur la Vistule comprend un barrage en béton, une digue en terre de 20 mètres de hauteur, un déversoir de 200 mètres de largeur avec dix passes, une usine de 160 MW et une écluse de 115 mètres de longueur et de 12 mètres de largeur. Des dépôts quaternaires très perméables dans la fondation de la digue ne sont pas étanchés par une paroi (Figure 3). L'exploitation de l'usine provoque des cycles de hauteur d'eau à l'aval de deux mètres et un enfoncement du lit aval de la rivière de trois mètres de profondeur, abaissant de deux mètres plus bas que prévu le niveau piézométrique.

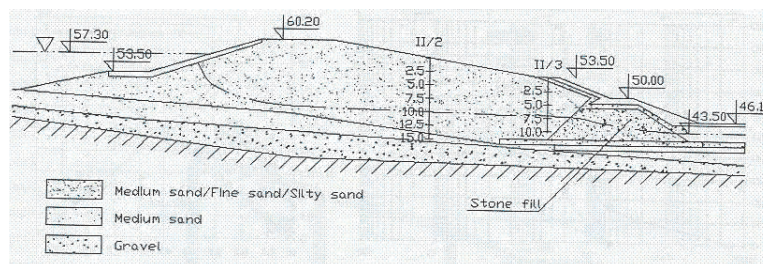


Figure 3. Digue de Woc Awek (Geoteko 2000)

Cela conduit à un développement des fuites et de l'érosion interne, mis en évidence par une diminution de la densité dans la partie inférieure du corps de digue et dans sa fondation, comme le montre la Figure 4, qui compare les profils de densité relative obtenus par sondages CPT entre les années 1986 et 1999 (Geoteko 2000).

Des valeurs de densité relative très basses, en dessous de 30%, apparaissent sur les deux profils, environ un mètre en dessous du niveau piézométrique dans le corps de digue, dans la zone de battement de la nappe. D'après les relations du VNIIG de 1965, les grains de sable et de silt ont été érodés à travers les pores du gravier. Le sol situé en-dessous des murs de soutènement devient alors davantage lâche, des cavités apparaissent sous les dalles de protection du talus aval (figure 5), la densité relative du sable moyen n'y excède pas 33%. La stabilité des murs de soutènement, menacée par le chargement cyclique des crues et la débâcle des glaces, est renforcée en urgence par injections de coulis.

2.2.3 Le barrage de Cha Cza

Le barrage de Cha Cza est un remblai de sable de 15 mètres de hauteur à masque amont en béton prolongé par un tapis de 100 mètres de longueur en fond du réservoir, qui repose sur des dépôts alluvionnaires épais de 4 à 15 mètres, couvrant eux-mêmes un substratum rocheux fissuré. A la mise en eau, la surface libre sous le masque est trop haute, alors même que la retenue n'a pas atteint la RN. Les écoulements dans des sols hautement perméables génèrent une érosion interne, mise en évidence par la décompression des matériaux constitutifs du remblai et de sa fondation identifiée au pénétromètre sous la surface libre.

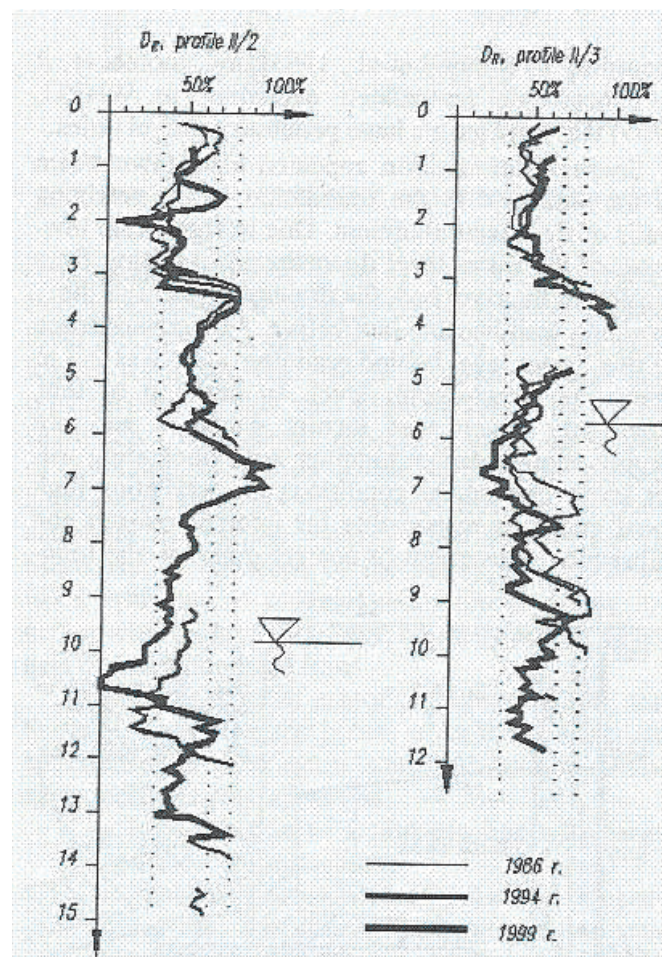


Figure 4. Profil vertical de densité relative (Geoteko 2000)

Plusieurs mètres cube de matériaux du remblai ont été érodés à travers le substratum rocheux fissuré. Après l'échec d'une campagne d'injections au coulis, une paroi moulée au coulis (Solidur) est réalisée à travers le barrage et les dépôts alluvionnaires, prolongée par des injections dans les couches profondes du substratum rocheux fissuré.

2.2.4 L'aménagement hydro-électrique de Dychów

La station de pompage et turbinage de Dychów, construite en 1936 par les allemands, est située au pied d'un versant naturel de la vallée de la Bôbr. Le canal d'amenée parcourt 20 km le long de la rive droite, pour créer une hauteur de chute de 25 m et un productible de 75 MW. L'usine a été bombardée durant la seconde guerre mondiale sans « dommage majeur ». Les caractéristiques géologiques de la zone de l'usine hydroélectrique sont très complexes, résultant non seulement de la morphogénèse mais aussi des travaux de réparation. La fondation est principalement sableuse avec quelques couches argileuses. Des fosses d'érosion remplies de matériaux grossiers, en sus de blocs morainiques, créent des cheminements d'infiltration préférentiels. Le remblai est en sable lâche.

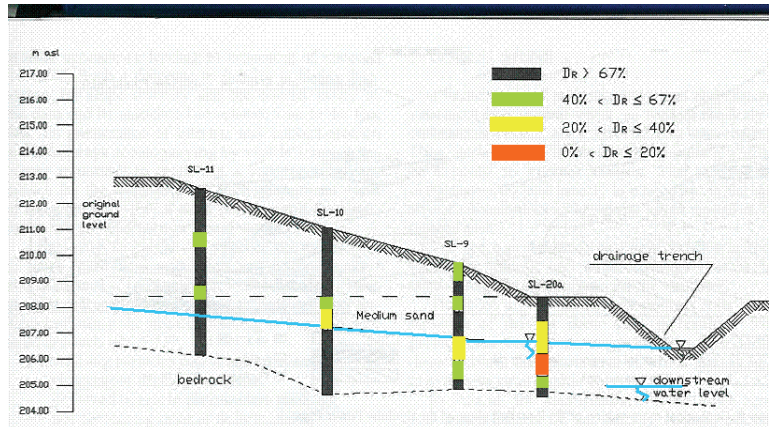


Figure 5. Zones décomprimées du barrage de Cha Cza

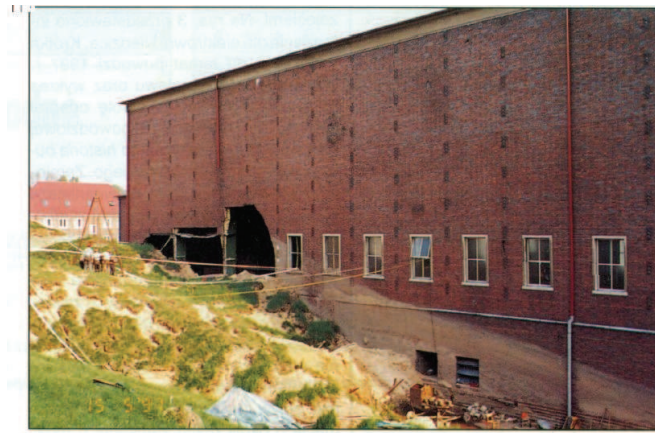


Figure 6. Instabilité frappant l'usine de Dychów

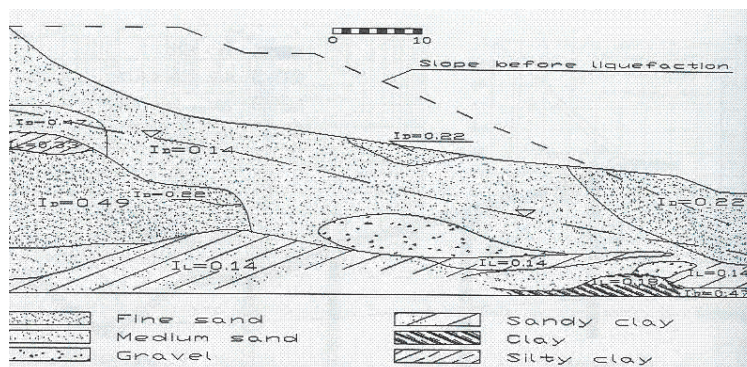


Figure 7. Densités relatives I_D du remblai de Dychów

En avril 1997, un brusque écoulement d'une dizaine de milliers de mètres cube de sable et de boues percute l'usine avant de se partager en deux directions en longeant le bâtiment. En surface, les sols non saturés ont été soulevés et projetés contre le coin gauche du mur de l'usine, tandis que les sols saturés en profondeur s'écoulent le long du bâtiment jusqu'à former une pente douce de 8° à 10° de déclivité (Figure 6).

Une investigation géotechnique après l'accident (Geoteko 1997) et les observations menées avant et après l'incident attribuent la cause du glissement à la liquéfaction des zones de sols pulvérulents et lâches en dessous de la nappe phréatique dans le barrage (Wolski et al., 1999), de densité relative I_D comprise entre 14 et 22% (Figure 7). La rupture a eu lieu après qu'une campagne d'injections a tenté de limiter les débits et le dépôt de sable dans le réseau de drainage à l'amont de l'usine et quelques secondes après le passage d'un convoi lourd en crête du remblai. La montée de la nappe, l'érosion interne et les vibrations du convoi ont été les éléments déclencheurs de l'instabilité de la pente, assimilable à une liquéfaction statique.

2.2.5 Conclusion sur le couplage érosion interne et instabilité

L'érosion interne des sables et silts peut provoquer, dans certaines circonstances, une baisse de leur densité relative et de leur résistance. Si cette baisse est entretenue dans le temps, elle peut, dans les cas extrêmes ($I_D < 25\%$) être responsable d'une instabilité de la digue ou de sa fondation, appelée aussi liquéfaction statique, déclenchée par une faible sollicitation hydraulique ou mécanique. Il convient sur tout projet de localiser les zones de sable de densité relative inférieure à 50% et celles inférieures à 25%, ces dernières étant à traiter impérativement.

2.3 Effet de la fissuration

2.3.1 Les causes de fissuration des digues

La fissuration est courante sur les petits remblais en terre, surtout dans les régions de faibles précipitations ou sur des fondations compressibles, tels les dépôts de loess. La fissuration y est responsable de renards et de brèches. Les causes principales sont soit les mouvements différentiels, soit la dessiccation. Les mouvements différentiels proviennent soit de la compressibilité de la fondation, soit de la teneur en eau du remblai compacté plusieurs points en dessous de l'optimum Proctor. La dessiccation engendre un retrait hydrique en saison sèche (Figure 8), qui accélère l'ouverture des fissures de tassement différentiel. La fissuration par dessiccation est croissante avec l'écart entre la teneur en eau de compactage et la limite de retrait, et avec l'écart entre la densité initiale et la densité après retrait. Les digues en matériaux très humides, peu compactées et plastiques y sont prédisposées (Figure 9).



Figure 8. Fissures de dessiccation (Zielinski & al 2008)

2.3.2 Fissuration par dessiccation observée sur site

Sherard cite l'observation de fissures transversales d'une ouverture de 1 cm ou plus, en crête de remblais, qui avaient tassé de 15 cm ou moins après la fin de la construction. Dans le cas extrême d'une fondation sèche

tassant par imbibition, la fissure traversait le remblai pour s'enfoncer de 3 à 5 m dans la fondation... Les canicules estivales laissent des traces dans les digues. Un découpage de la crête en dalles par les fissures de dessiccation (Figure 8) attire souvent l'attention et soulève la question de leur incidence sur la tenue de la digue soumise à une crue dont le niveau d'eau atteint ces fissures.

En France, la canicule de l'été 2003 et les prochaines inhérentes au réchauffement climatique contribuent à la fissuration des digues. Les fissures de la Figure 9 ont été photographiées par ISL au cours de l'été 2004. La fissuration à gauche provient de la digue du vieux Rhône, dont la brèche de 2003 a été confortée par un matériau très humide et celle de droite, invisible l'hiver, provient de la réparation d'une brèche de 2003 sur la digue du Vidourle.

Zielinski, Sentenac, Utili et Dyer M. (2008) abordent cette question en examinant plusieurs remblais, dont la fissuration avait été signalée aux bureaux de l'Agence de l'Environnement à York, Windsor, Bridport, Broth Bog, Newcastle et Thorngumbald.

Le site de Thorngumbald. présentait un intérêt indéniable, parce qu'une nouvelle digue, construite en 2003, a permis d'examiner et d'entailler profondément une section de digue abandonnée par des tranchées d'observation. Deux structures de fissuration sont observées sur le remblai de Thorngumbald. Dans les tranchées d'observation, la zone superficielle, appelée zone A sur la figure 10, a atteint son potentiel de fissuration maximal, avec une teneur en eau qui a baissé jusqu'à la limite de retrait, $w=14\%$ (Figure 11).



Figure 9. Fissures de dessiccation (Salmi ISL 2004)

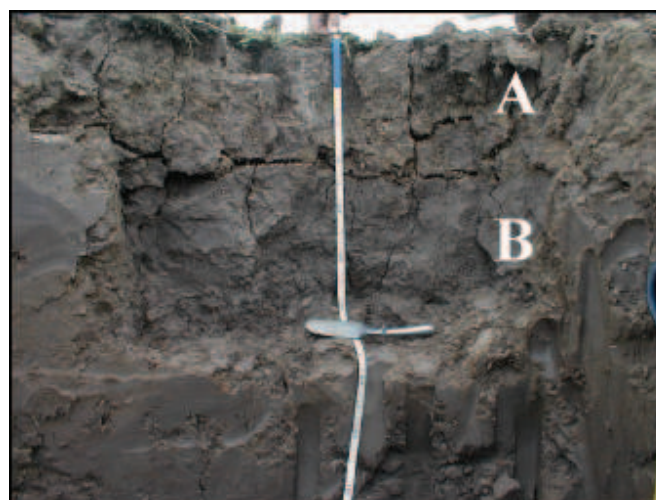


Figure 10. Premier type de fissures en fonction de la profondeur a Thorngumbald (Zielinski & al 2008)

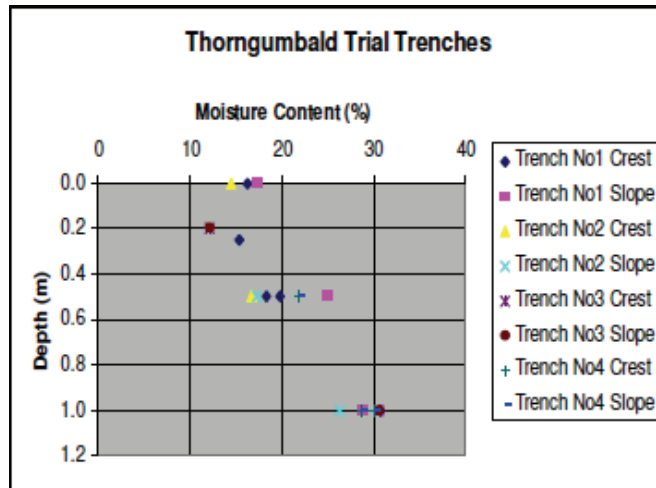


Figure 11. Teneur en eau en fonction de la profondeur a Thorngumbald (Zielinski & al 2008)

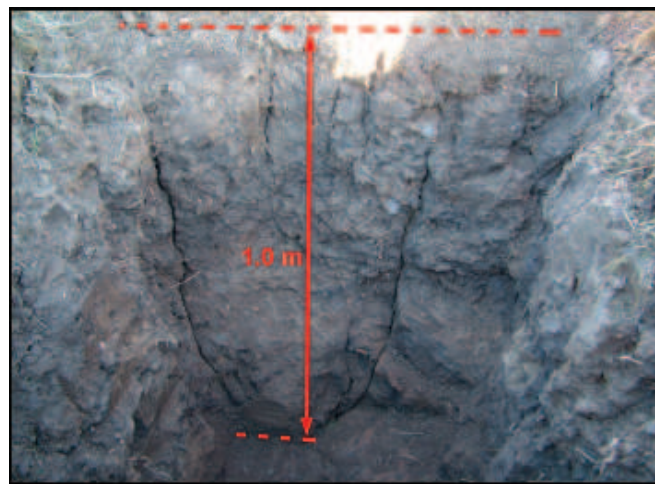


Figure 12. Deuxième type de fissures en fonction de la profondeur a Thorngumbald (Zielinski & al 2008)

Un double réseau de fissures, perpendiculaires et parallèles à la surface, découpe la zone A en blocs sur les 30 à 50 premiers cm. La zone B, en dessous de 50 cm, a une teneur qui croit régulièrement de la limite de retrait à la limite de plasticité. Elle est traversée par des fissures perpendiculaires à la surface. Les fissures horizontales ne sont plus visibles.

Dans une deuxième campagne d'observation en 2006, les tranchées révèlent une seconde structure de fissuration. Les fissures verticales sont plus nombreuses, espacées de 10 cm en surface et plus profondes et plus marquées, allant jusqu'à 1m (Figure 12).

2.3.3 Observation sur prototype

Marsland et Cooling (1954) mettent en eau jusqu'à la crête un remblai d'essai, craquelé en surface, pour simuler l'effet d'une crue extrême qui survient juste après la dessiccation. Ils constatent que 95% du débit d'infiltration passe dans la zone superficielle fissurée.

2.3.4 Modélisation numérique

Zielinski & al (2008) modélisent les infiltrations d'une crue qui surverse sur un remblai craquelé en surface. Ils mettent en évidence que la couche superficielle passe par une période où le gradient hydraulique dans le

réseau de fissures est maximal au point de faire descendre le facteur de sécurité au glissement de peau en dessous de 1 (figure 13).

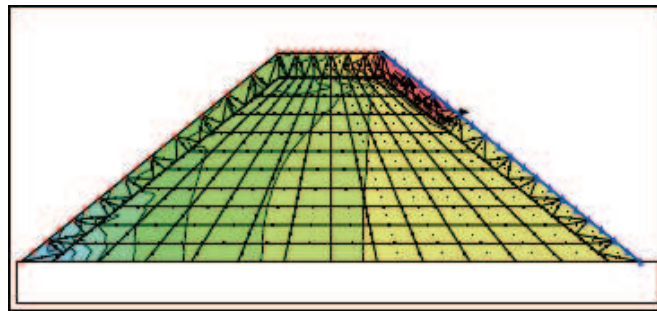


Figure 13. Modélisation de l'instabilité de la couche craquelée superficielle (Zielinski & al 2008)

2.3.5 Conclusion sur la fissuration

L'expérience montre que les fissures peuvent être très dommageables à la sûreté des digues. Les mouvements différentiels et la dessiccation en sont les deux grandes causes. Les conséquences de ces fissures peuvent aller jusqu'à la brèche. La parade à de pareilles situations comprend a minima la pose d'un filtre à l'aval de la zone susceptible d'être fissurée.

2.4 Effet des gaz dissous

2.4.1 L'exsolution

Sobkovicz et Morgenstern (1984) ont étudié l'effet d'un fluide contenant du gaz dissous lors d'un déchargement (décrue). La pression interstitielle ne devient pas négative, comme le ferait un sol saturé en eau uniquement, mais tend rapidement vers la valeur de la contrainte totale pour suivre un chemin à contrainte effective tendant vers 0 (Figure 14).

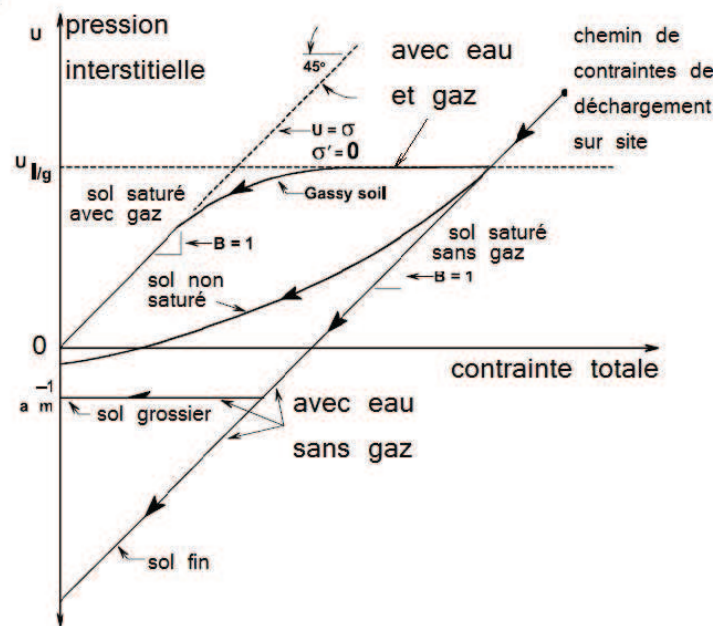


Figure 14. Chemins de déchargement avec et sans gaz d'après Sobkovicz et Morgenstern (1984)

Ce comportement se traduit par un gonflement du sol, une division du module par 20 ou plus, une réduction de la perméabilité à forte contrainte et surtout une augmentation de la perméabilité à faible contrainte jusqu'à 1000 fois. Sous de telles conditions, il n'est pas étonnant que les filtres en parement puissent être désorganisés sous la poussée du gaz et que le coefficient de sécurité puisse chuter.

Ces conditions sont rarement réunies dans les digues mais elles existent. Elles concernent les sols organiques, contenant de l'oxygène ou du méthane, et les digues en matériaux silteux ou sableux à fort indice de vides et faible degré de saturation en eau. Kodaka et Asakoa relatent le témoignage dans un journal local de la rupture d'une digue lors de la crue de la Tokay, dans la région de Nagoya (Japon), le 11 septembre 2000. Il y est écrit que la rupture est précédée par l'apparition d'une fissure, de laquelle des bulles blanches s'échappent et que ce phénomène a déjà été constaté maintes fois dans le passé, appelé « éclatement des bulles de crapeau ». Sakai et Maeda (2008) modélisent ce phénomène en utilisant un sable de Toyoura traversé par un écoulement d'eau à forte demande en oxygène et sursaturé d'air. Pour montrer l'influence de l'air dissous et de la création de bulles sur la stabilité et la résistance à l'érosion, ils étudient un écran mince (Figure 15).

Ils comparent la perte de charge h et le gradient hydraulique i critiques avec eau sursaturée en air qui déstabilisent l'écran aux valeurs critiques habituelle avec eau désaérée, h_{cr} , et i_{cr} (Figure 16). Ils constatent un fluage (Figure 15) et une baisse de la résistance à l'érosion, mesurée par la baisse de charge et de gradient critique à rupture, quelle que soit la compacité du sol, dans le cas où les bulles d'oxygène se développent (Figure 16).

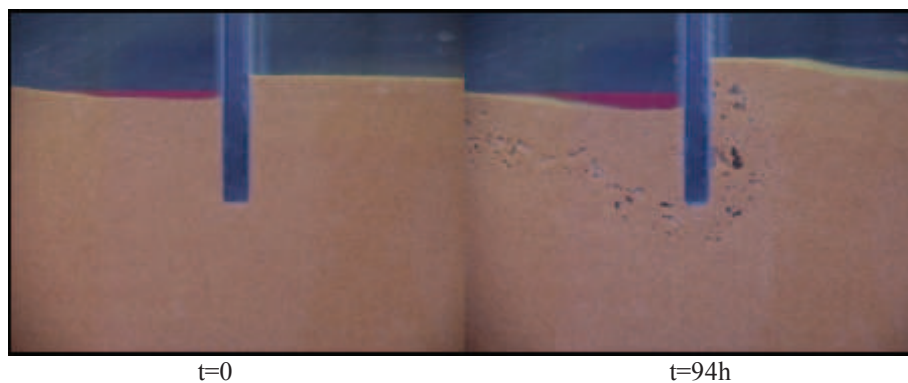


Figure 15. Modèle physique avec eau sursaturée en air et $h/h_c=0.8$ (Sakai et Maeda 2008)

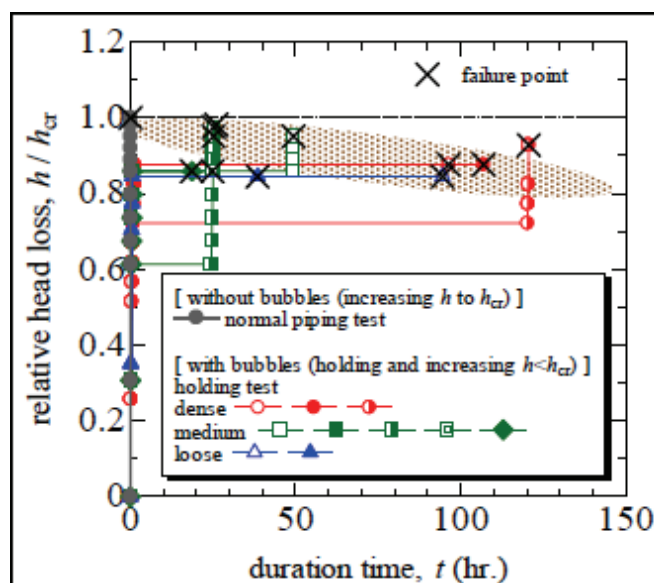


Figure 16. Evolution temporelle de la perte de charge (Sakai et Maeda 2008)

Le gradient critique diminue au fil du temps (Figure 17) pendant que le gradient i est augmenté, en conséquence de l'augmentation de l'indice des vides sous la formation des bulles d'air (Figure 18).

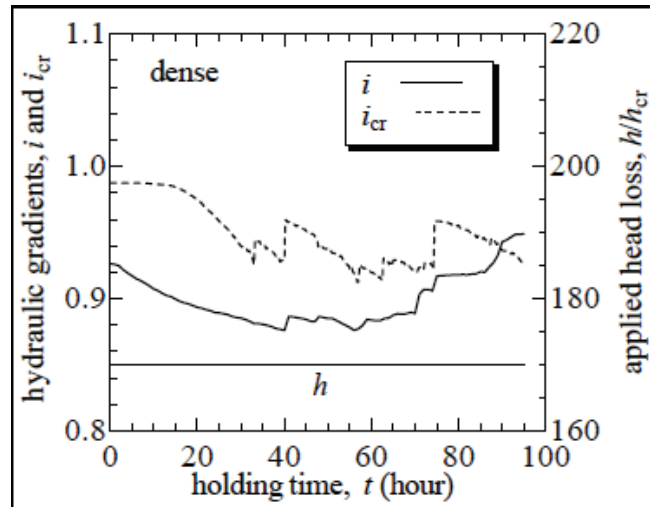


Figure 17. Evolution temporelle du gradient i et du gradient critique i_{cr} (Sakai et Maeda 2008)

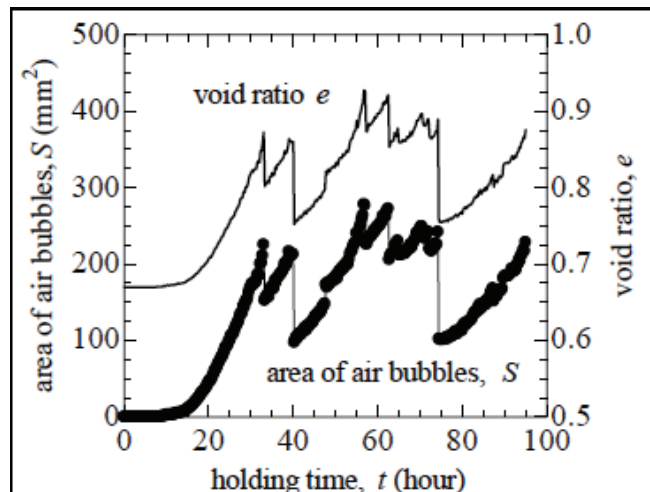


Figure 18. Effet de l'apparition des bulles d'air sur l'indice des vides (Sakai et Maeda 2008)

St-Arnaud (1995), sur la base des travaux de Sobkowicz et Morgenstern (1984) explique que l'air piégé dans le noyau lors de la mise en eau, est comprimé et partiellement dissous dans l'eau en partie amont et finalement transporté par l'eau via le corps du barrage et relâché dans les parties aval du noyau où la pression de l'eau interstitielle est plus faible. Il en résulte une diminution locale de la perméabilité et une augmentation puis une diminution des pressions interstitielles lors de la mise en eau. Lafleur (2000) et Le Bihan, Leroueil (2002) confirment cette hypothèse.

Garner et Sobkowicz (2002) montrent que ce phénomène peut provoquer la suffusion ou l'érosion régressive, derrière un filtre. Dans leur expérience, une première phase d'essai en régime saturé, le sol reste stable jusqu'à des gradients moyens de 37. Les fines ont semble-t-il colmaté ou formé un effet voûte en amont du filtre en matériau de base plus grossier. Le gradient hydraulique dans cette zone atteint 243 alors qu'il est resté très faible en aval ($<1,6$). Peu de mouvements de fines sont observés tant à l'aval de la zone colmatée qu'à l'amont. Dans une seconde phase d'essai, de l'eau « gazeuse » saturée à une pression de 400 kPa est injectée telle que l'exsolution ait lieu entre la zone « colmatée » et le filtre dans le but de simuler le dégazage dans cette zone. Compte tenu des perméabilités, l'exsolution était prévue 10 heures environ après injection de l'eau gazeuse. Des bulles sont observées à la sortie de la zone de colmatage, 50 jours plus tard. La suffusion est alors initiée et les particules du squelette sont entraînées dans le filtre dans l'heure qui suit. Le débit évacué croît de 1 à 3 l/h. Trois jours plus tard une augmentation brutale du débit évacué de 30 l/h met fin au test. Il y a rupture de l'échantillon. La nature diphasique de l'écoulement est un paramètre d'influence

dans l'érosion interne. Les contraintes capillaires des bulles en formation ou en mouvement peuvent non seulement désorganiser les voûtes qui colmatent l'interface avec le filtre mais aussi provoquer une érosion régressive.

2.4.2 Conclusion sur l'exsolution

Dans le cas de digues en matériaux très désaturés (silts et sables secs) ou sursaturés en gaz (matériaux organiques), la résistance à l'érosion peut être diminuée par la désorganisation (fissuration et gonflement) provoquée par la chasse des gaz. Il convient de prendre alors un coefficient de sécurité partiel supplémentaire de 1,2 vis-à-vis du gradient critique d'érosion interne. Enfin, une bonne conception consiste à éviter de mettre des matériaux organiques en corps de digue, à les enlever de la fondation, et à protéger les matériaux constitutifs du remblai de la dessiccation.

2.5 Sols dispersifs

Une dernière question concerne l'emploi des sols dispersifs dans les digues. Ces sols sont très sensibles à l'imbibition et ils perdent toute cohésion en présence d'eau de pluie ou d'eau faiblement chargée en sels. Les sols dispersifs ont deux propriétés qui les rendent très sensibles à l'érosion interne. Ils ont tendance à s'effondrer et perdre toute cohésion dès qu'ils sont immergés, et contrairement aux autres sols fins, leurs particules se repoussent et ne s'agglomèrent plus sous certaines conditions. En conséquence, leur rétention par un filtre est délicate à assurer. Ainsi, Ingles (1969) signale la rupture du petit barrage de Flagstaff à la mise en eau, malgré la présence de filtres amont et aval, parce que la taille des particules était très petite, inférieure à quelques microns. La présence de filtres à l'amont et à l'aval du noyau n'a pas empêché un renard de se former en partie basse du noyau.

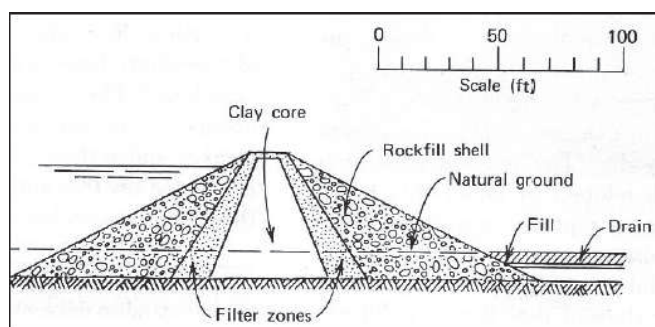


Figure 19. Profil du barrage de Flagstaff

Les sols dispersifs, heureusement rares en France, sont à traiter avec une extrême vigilance, quand il n'est pas possible de les remplacer dans la construction du remblai. L'exemple cité par Ingles démontre que les sols dispersifs ne mettent pas les digues équipées de filtres à l'abri de rupture, si ce filtre est dimensionné classiquement. Par prudence, le filtre doit être dimensionné avec le critère de Vaughan, car ce dernier est basé sur la taille unitaire des particules à filtrer et non sur celle des agrégats de particules qui se forment en conditions normales dans les argiles.

2.6 Références

- [1] ZIELINSKI M., SENTENAC P., UTILI S., DYER M. (2008). *Influence of the weather changes on the dessiccation fissuring propagation and stability of flood embankments*. 11th Baltic Sea Geotechnical Conference. Gdansk Poland 15-18 September 2008.
- [2] DLUZEWSKI J. M. & FIELDLER K. (1997) Hydraulic piping of flying ash tailing dam ICOLD Congress Florence Q73 R12 pages 201-206
- [3] DLUZEWSKI J. M. (1997) HYDRO-GEO Finite element code for geotechnics and environmental engineering (in polish) Warsaw University of Technology, Warsaw, Poland
- [4] DLUZEWSKI J. M. & HRABOWSKI W. (1998) Slope failure at Dychow dam. Analytical and numerical study of the accident Proceedings of the International Symposium on New Trends and Guidelines on dam safety Balkema Barcelona Spain
- [5] GARBULEWSKI K., Szymański A., Wapiński G. (1984) Badania przyczyn uszkodzeń małych ziemnych budowli piętrzących, Gospodarka Wodna nr 10/84,

- [6] LADE P.V. (1995) Instability of sand in the prefailure hardening regime. Pre-failure deformation of geomaterials. Shibuya, Mitachi & Miura editors,
- [7] LIPIŃSKI M. J. (1999). Undrained response of cohesionless soils to monotonic loading (maszynopis rozprawy doktorskiej)
- [8] POPIELSKI P. (2000) Model sufozji mechanicznej w ujęciu metody elementów skończonych Waeszawa
- [9] KODAKA, T. and ASAOKA, A. (1994) Formation of air bubbles in sandy soil during seepage process, Journal of JSCE, Vol. 487 (III-26), pp.129-138 (in Japanese).
- [10] SAKAI H. and MAEDA K. (2008) Seepage and erosion mechanisms of sandy ground due to air bubbles. Paper C14. International Conference on Scour and Erosion 6. Tokyo
- [11] (Geoteko 2000). Scientific report on stability conditions of Woc Awek Barrage structures (en polonaise) Warszawa
- [12] Wolski, W., Furstenberg, A., Lipinski, M. (1999) "Czy można było przewidzieć awarię skarpy przy elektrowni wodnej Dychów?" Hydro-technika, 8, 284-290.
- [13] Lafleur J. & al. (2000), Laboratory simulations of filtration through dam cores made of broadly graded moraines, Filter and drainage in geotechnical and environmental engineering, Balkema, Rotterdam.
- [14] Le Bihan J.-P., Leroueil S., (2002) A model for gas and water through the core of earth dams, Canadian Geotechnical Journal, vol. 39, pp. 90-102.
- [15] Garner S.J., Sobkowicz J.C. (2002), Internal Stability in Gap-Graded Cores and Filters, Proceeding of Canadian Dam Association Annual Conference, October 6-10, Victoria, BC, Canada.
- [16] St-Arnaud G. (1995) The high pore pressures within embankment dams: an unsaturated soil approach. Canadian Geotechnical Journal, vol. 32, n°6, pp. 892-898.
- [17] Sobkowicz J.C., Morgenstern N.R. (1984), The undrained equilibrium of gassy sediments, Canadian Geotechnical Journal, vol. 21, pp. 439-448.

3 Caractérisation du comportement mécanique des mélanges sable / fines constitutifs des digues

3.1 Introduction

Elles sont souvent le théâtre de ruptures catastrophiques de digues de protection contre les inondations mettant notamment en évidence leur insécurité et rappelant ainsi leur fragilité et leurs limites de résistances. L'existence dans les remblais de ces ouvrages et/ou dans leur fondation de couches ou de lentilles de sols potentiellement instables pousse à une profonde réflexion et une meilleure compréhension de leur comportement mécanique lorsqu'elles sont soumises à des sollicitations extrêmes.

Jusqu'à présent, plusieurs mécanismes possibles de rupture de digues ont été identifiés tels que la surverse, le glissement en masse, ou l'érosion interne. Or, des expertises récentes telles que par exemple celles réalisées par Seed et son équipe sur les digues de la Nouvelle Orléans lors du passage de l'ouragan Katarina ont révélé d'autres modes de rupture possibles pour les digues comme la liquéfaction ou rupture diffuse sous sollicitations statiques, hydrauliques ou sismiques.

Depuis les cinq dernières décennies, les nombreuses recherches portant sur la liquéfaction des sols ont été réalisées sur le sable propre. Or, le sable constitutif des digues est souvent mélangé avec des fines. L'influence de celles-ci sur le comportement mécanique du matériau n'a été abordée que récemment, avec des résultats assez contradictoires. En effet, certaines études ont montré que la résistance à la liquéfaction (monotone ou cyclique) soit augmente avec le pourcentage des fines [8], [1], soit diminue [2], [11], soit enfin baisse jusqu'à un certain seuil de teneur en fines, puis augmente au delà [4], [9], [12], [13], [7]. Quant à l'effet des fines sur l'état critique, celui-ci a été abordé soit sur l'analyse de l'indice des vides global [14], [7], [10], soit sur l'indice des vides inter-grains [7].

L'objectif de cette communication est de présenter les résultats d'une étude expérimentale réalisée sur un sable limoneux prélevé in situ, et visant à caractériser son comportement mécanique et à déterminer le rôle joué par le pourcentage des fines sur sa résistance au cisaillement, notamment sur l'initiation de la liquéfaction et sur l'état critique.

3.2 Procédure expérimentale

3.2.1 Dispositif utilisé

Le dispositif d'essai utilisé est un système triaxial automatisé développé par Wykeham Farrance (figure 0). Il s'agit d'un bâti triaxial dynamique à commandes électroniques, avec un ensemble de systèmes d'asservissement qui permet de réaliser des essais triaxiaux automatisés (phases de saturation, de consolidation, et de cisaillement), à déformation ou contrainte contrôlée, ainsi que suivant différents chemins de contraintes. Dans cette étude, l'ensemble des essais a été réalisé à déformation contrôlée, de l'ordre de 1% par minute.

3.2.2 Matériaux étudiés

Il s'agit de matériaux naturels qui proviennent de digues de protection contre les inondations. Le sable propre utilisé a été extrait par tamisage du sable limoneux. C'est un sable uniforme et fin avec un coefficient d'uniformité $C_U = 2,18$, et un diamètre effectif $D_{50} = 0,316\text{mm}$. La masse volumique des grains est $2,67\text{g/cm}^3$. L'indice des vides maximal et minimal est de 1,10 et 0,61 respectivement, déterminés selon la norme NF P94-059. La fine utilisée est un limon avec un indice de plasticité $I_p = 9$. Le pourcentage des fines du mélange (en masse) est de 5; 10; 15 et 20%. Les courbes granulométrique du sable propre et des mélanges sont présentées sur la Figure 1.

3.2.3 Reconstitution des échantillons

L'ensemble des essais triaxiaux a été réalisé sur de échantillons reconstitués au laboratoire. La méthode utilisée est le damage humide. Celle-ci a l'avantage de permettre, d'une part, de bien maîtriser les densités

qu'on vise à tester et d'autre part, d'obtenir des structures très lâches par foisonnement du sable provoqué par la cohésion capillaire.

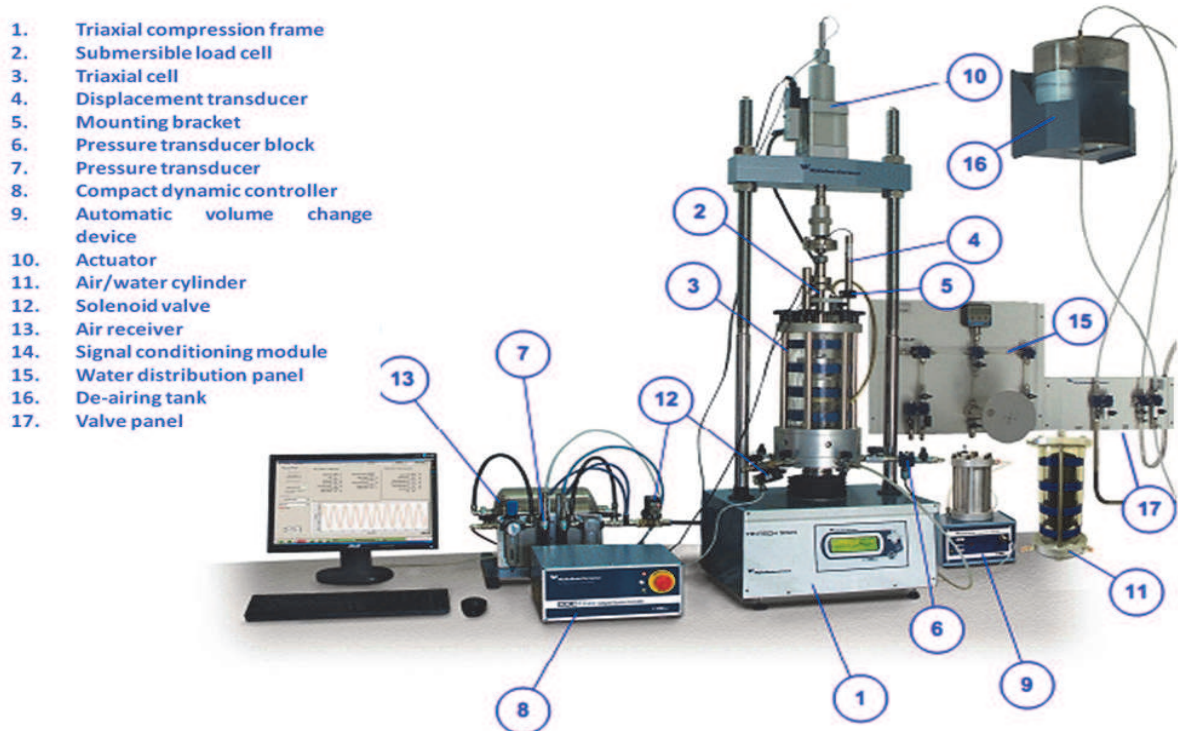


Figure 0. Dispositif triaxial automatisé

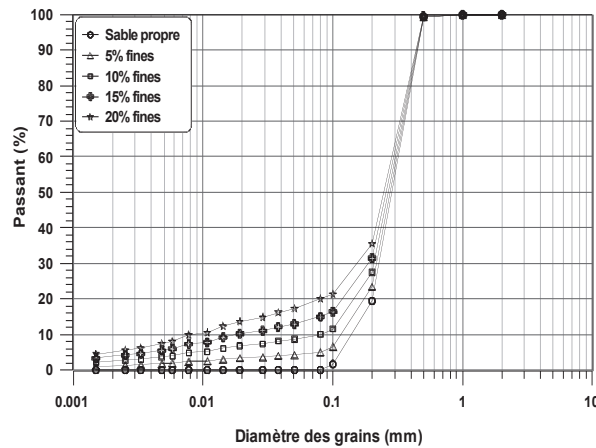


Figure 1. Courbe granulométrique des mélanges sable/limon

Le sable, après avoir été malaxé avec 2% d'eau désaérée, est déposé délicatement dans le moule en sept couches à l'aide d'une petite cuillère et à hauteur de chute nulle. Chaque couche, d'épaisseur 2 cm, est compactée légèrement à l'aide d'une dame qui est muni d'une tige verticale graduée et d'une petite languette horizontale amovible qui permet de contrôler la hauteur désirée en venant buter contre les bords du moule.

Pour les essais réalisés sur des mélanges sable-fines, la méthode de fabrication des éprouvettes a consisté à mixer le sable sec avec un pourcentage de fines également sec jusqu'à obtention d'un mélange homogène et sans ségrégation des particules fines, ensuite à humidifier le mélange délicatement par aspersion. Une attention particulière a été prêtée aux mesures des variations volumiques durant la phase de saturation qui est assez délicate et plus longue dans le cas des mélanges surtout lorsque la fraction de fines est importante. La procédure d'essai est détaillée dans [3].

3.3 Comportement non drainé du sable propre

Afin d'étudier le comportement non-drainé du sable propre, une série d'essais triaxiaux monotones non drainés a été réalisée en mettant l'accent sur l'influence de deux paramètres fondamentaux à savoir l'indice de densité I_D^4 (ou, ce qui revient au même, à l'indice des vides) et la pression de confinement. Trois indices de densité initiaux, $I_{Di}=0,10; 0,20; \text{ et } 0,30$ ainsi que trois pressions de confinement, $P_c=100; 200 \text{ et } 400\text{kPa}$, ont été choisis.

3.3.1 Influence de l'indice de densité (ou de l'indice des vides)

Afin de mettre en évidence l'influence de l'indice de densité, nous superposons sur la Figure 2a les courbes du déviateur des contraintes (q) obtenues sur des essais réalisés à la même pression de confinement mais avec des indices de densité initiaux différents. On observe clairement que plus l'indice de densité est grand, c'est-à-dire plus l'échantillon est dense, plus la résistance à l'initiation de la liquéfaction est importante. En d'autres termes, plus l'indice de densité est important, plus le pic de résistance au cisaillement augmente. Par ailleurs, l'indice de densité influence également le comportement après pic du matériau. En effet, on constate que l'échantillon s'effondre d'autant plus tôt que l'indice de densité est faible. Les échantillons d'indice de densité après consolidation I_{Dc} égal à 0 ; 0,16 et 0,23 aboutissent à un effondrement total à 5% ; 6% et 18% de déformation axiale respectivement.

En termes de surpression interstitielle (delta u), la Figure 2b montre que la génération de celle-ci est d'autant plus importante que l'indice de densité est faible. La surpression interstitielle atteint la valeur de la pression de confinement sensiblement au moment où l'échantillon s'effondre.

L'allure des chemins de contraintes moyennes effectives dans le plan q - p' avec des surfaces orientées vers l'origine des axes témoigne d'un caractère fortement contractant et propre aux sables lâches (Figure 3).

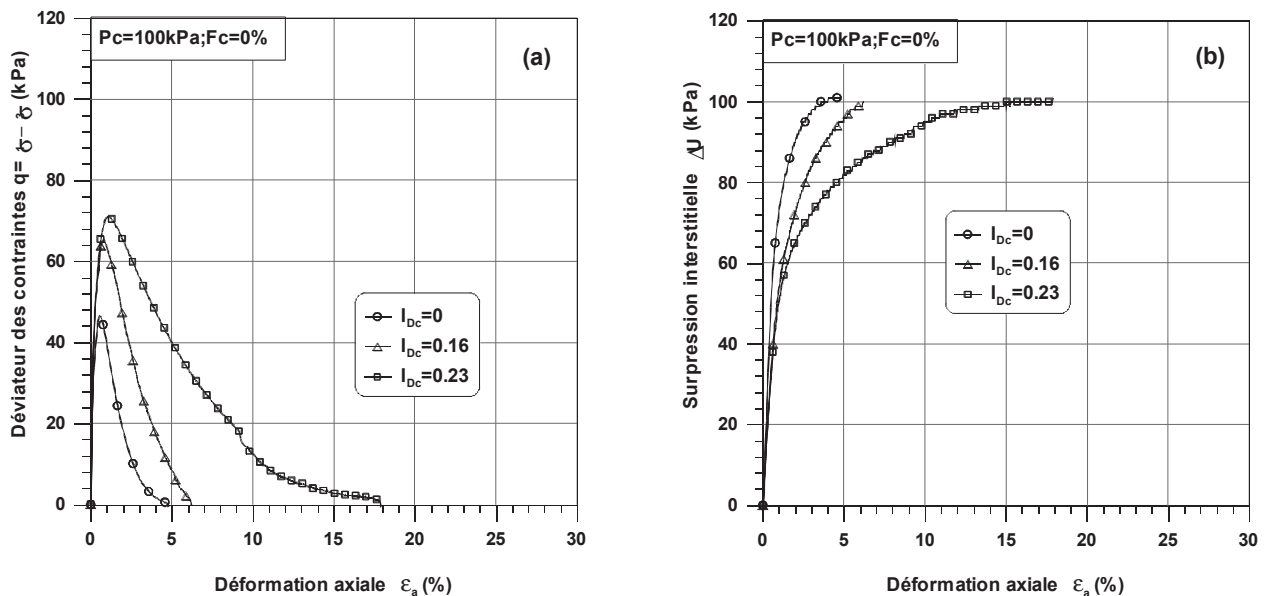


Figure 2. Influence de l'indice de densité sur le comportement non drainé du sable propre :
(a) q - ϵ_a ; (b) Δu - ϵ_a .

Nous avons représenté sur ces chemins les maxima de déviateurs ou pics de résistance, les droites passant par ces maxima et l'origine des axes, et qui représentent la ligne d'instabilité telle que définie par Lade [5], ainsi que les angles de frottement mobilisés correspondants et qui coïncident avec l'initiation de l'instabilité des trois essais réalisés. Nous constatons d'une part que la ligne d'instabilité évolue avec l'indice de densité, et d'autre part, plus l'indice de densité est grand, plus l'angle de frottement mobilisé à l'instabilité est important. Il faut souligner que cet angle est nettement plus faible que l'angle de frottement interne du sable qui est de l'ordre de 32° .

⁴ $I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$ avec e , e_{\max} et e_{\min} : indice des vides du sol actuel, dans l'état le plus dense, et dans l'état le plus lâche.

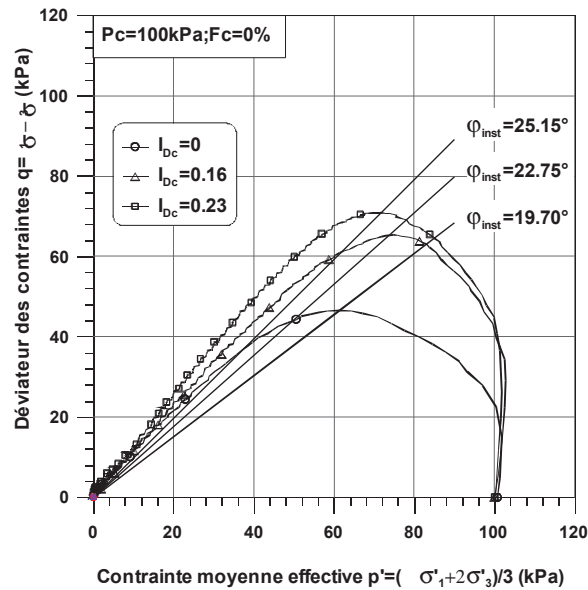


Figure 3. Influence de l'indice de densité sur le comportement non drainé du sable propre. Chemin des contraintes effectives et angle de frottement mobilisé à l'initiation de la liquéfaction.

3.3.2 Influence de la pression de confinement

L'influence de la pression de confinement a été étudiée en réalisant des essais sur des échantillons ayant le même indice de densité initial et consolidés à des contraintes de confinement différentes, de 100, 200 et 400 kPa. Celle-ci apparaît très clairement pour l'ensemble des essais comme le montre la Figure 4. Nous remarquons que, pour un indice de densité initial donné, le niveau de la pression de confinement influence significativement la valeur du pic de résistance qui croît avec l'augmentation de celui-ci. La même influence apparaît quant à la mobilisation ou non d'une résistance résiduelle après l'effondrement (Figure 4a).

L'échantillon confiné à 100kPa s'effondre à 6% de déformation axiale tandis que l'échantillon confiné à 200kPa résiste jusqu'à 13% de déformation axiale. Si l'on augmente la pression de confinement à 400kPa, l'échantillon présente une résistance résiduelle au cisaillement d'environ 18kPa à la fin de l'essai. Donc l'augmentation de la consolidation a pour effet d'améliorer la résistance du sol.

En terme d'évolution de la surpression interstitielle (Figure 4b), le taux de génération initial est d'autant plus élevé que la pression de confinement est importante, et la stabilisation de cette surpression est retardée au fur et à mesure que le confinement augmente.

Les chemins des contraintes moyennes effectives dans le plan $q-p'$ sont illustrés sur la Figure 5, et présentent une certaine homothétie par rapport à l'origine. Par ailleurs, le caractère contractant des échantillons semble s'accroître avec l'augmentation de la pression de confinement.

En outre, on constate que pour un indice de densité donné mais différentes pressions de confinement, les pics des chemins de contraintes effectives se trouvent tous alignés sur une même droite passant par l'origine du plan $q-p'$. Ces résultats sont en bon accord avec le concept de la ligne d'instabilité de Lade [5].

3.4 Comportement drainé du sable propre

Pour étudier le comportement drainé du sable propre, une deuxième série d'essais triaxiaux monotones drainés a été réalisée avec des conditions initiales en termes d'indices de densité et de pressions de confinement exactement identiques à celle de la série non drainée.

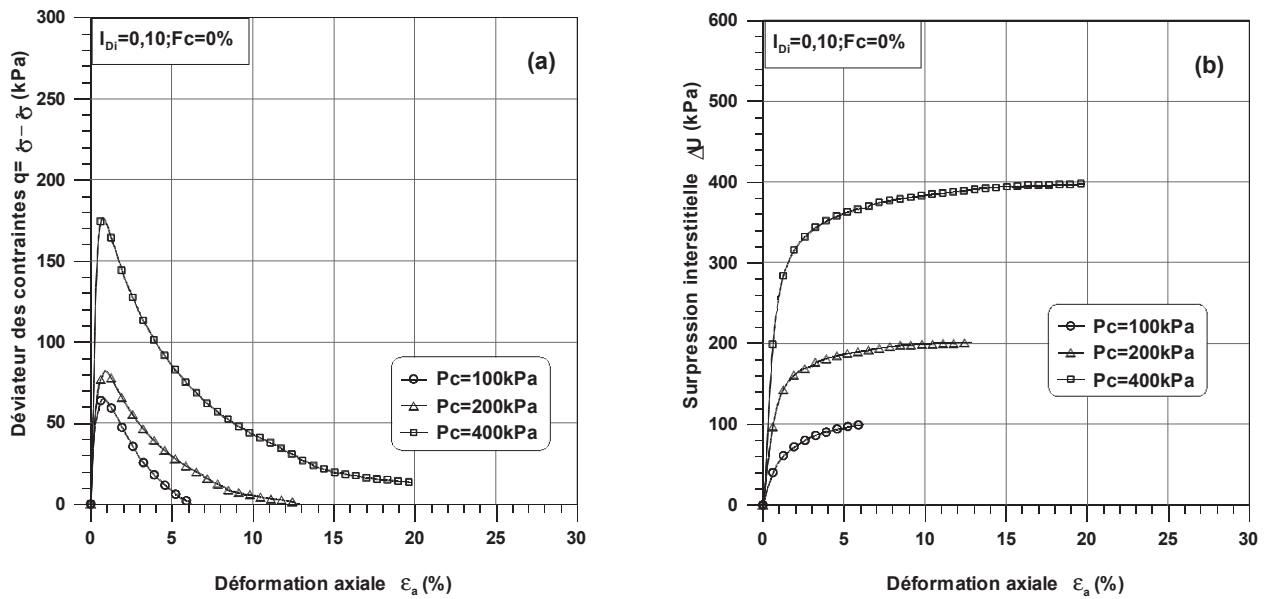


Figure 4. Influence de la pression de confinement sur le comportement non drainé du sable propre: (a) $q-\varepsilon_a$; (b) $\Delta u-\varepsilon_a$

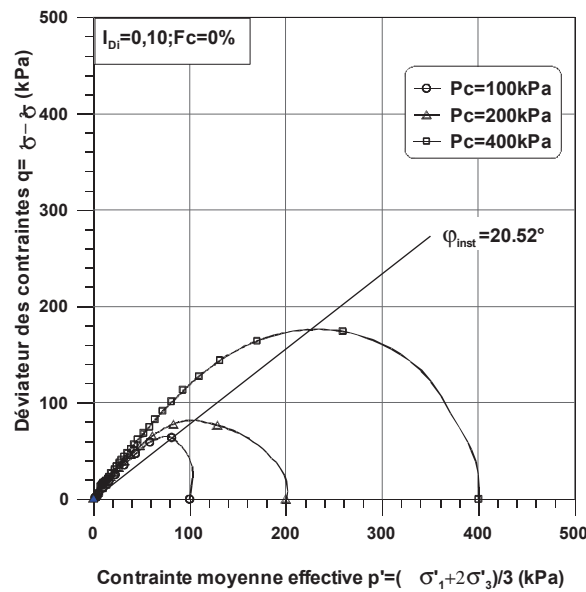


Figure 5. Influence de la pression de confinement sur le comportement non drainé du sable propre. Chemin des contraintes effectives.

3.4.1 Influence de l'indice de densité

Nous présentons sur la Figure 6 les résultats de la série d'essais réalisée à différents indices de densité et à une pression de confinement constante égale à 100kPa.

Conformément aux observations classiques, les courbes du déviateur des contraintes montrent que l'augmentation de l'indice de densité a pour effet d'améliorer les caractéristiques mécaniques du sable en termes de résistance au cisaillement et de rigidité initiale. On notera également que les trois courbes de cisaillement tendent pratiquement vers une même valeur ultime en grandes déformations et qui correspond à l'état critique.

L'influence de l'indice de densité sur l'évolution de la déformation volumique, qui est essentiellement contractante ici, est très marquée, notamment en moyennes et grandes déformations. Le taux de contractance des échantillons est d'autant plus élevé que l'indice de densité est faible. Cette évolution est en cohérence

avec l'évolution de la surpression interstitielle de l'essai non drainé correspondant. Plus l'échantillon est lâche, plus la surpression interstitielle générée est importante.

3.4.2 Influence de la pression de confinement

Pareillement que pour l'indice de densité, l'augmentation de la pression de confinement a pour effet d'augmenter la résistance au cisaillement et la rigidité du matériau. Les courbes de cisaillement sont pratiquement proportionnelles à la pression de confinement appliquée (Figure 7). Il est intéressant de noter que le déviateur des contraintes atteint l'état critique ou s'en approche plus rapidement pour une pression de confinement de 100kPa que pour une pression de 400kPa.

Concernant l'évolution de la déformation volumique, bien que les réponses des trois échantillons soient qualitativement identiques, nous constatons que la contractance du matériau est d'autant plus forte que la pression de confinement est élevée.

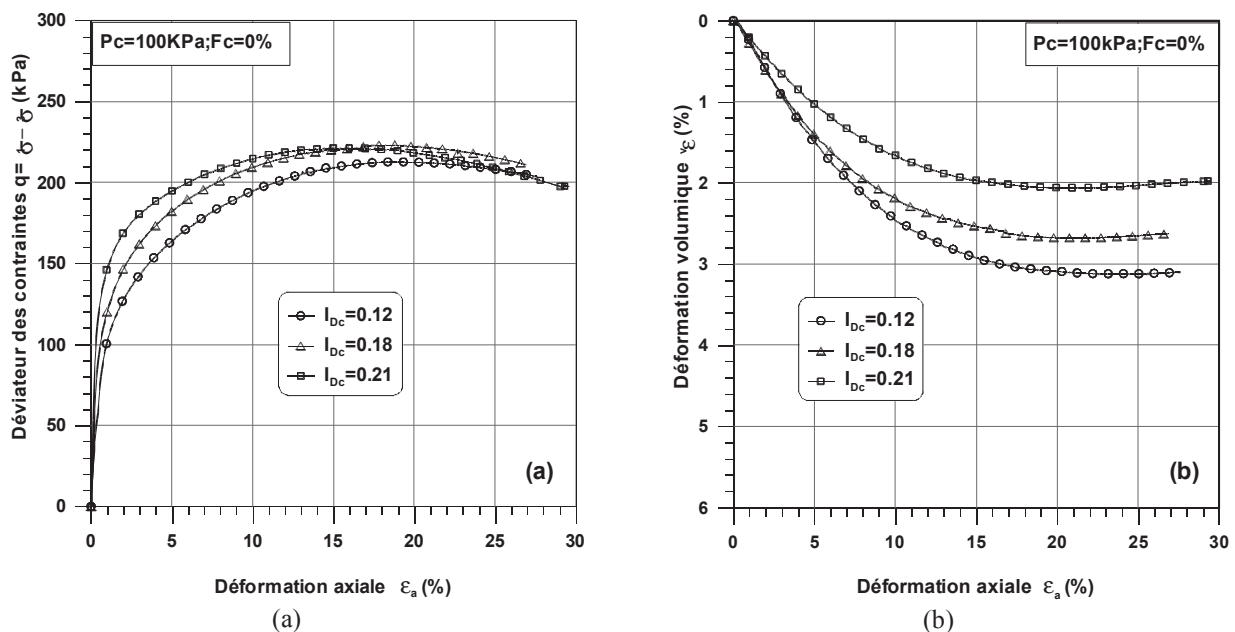


Figure 6. Influence de l'indice de densité sur le comportement drainé du sable propre : (a) $q - \epsilon_a$; (b) $\epsilon_v - \epsilon_a$.

3.5 Comportement non drainé du sable avec fines

Les matériaux constitutifs des digues sont souvent des sables qui contiennent des fines. Ces dernières sont *a priori* très sensibles aux phénomènes d'érosion comme la suffusion.

Généralement, l'étude du comportement du sable silteux se base soit sur l'indice des vides global où les fines sont prises en compte et considérées comme un solide, soit sur l'indice des vides inter-grains où les fines sont considérées comme du vide.

Dans la littérature, les investigations sur l'influence des fines ont souvent été menées sur des échantillons fabriqués au même indice des vides global constant, ce qui revient à diminuer la quantité de sable lorsqu'on augmente la quantité des fines. Or, quand un phénomène d'érosion tel que la suffusion a lieu, les particules fines sont lessivées alors que le squelette des grains n'est pas affecté. Dans ce cas la, l'indice des vides inter-grains est considéré constant.

Pour simuler cette évolution de la structure du matériau liée au départ des fines, nous avons réalisé une série d'essais triaxiaux sur des échantillons préparés à un indice des vides inter-grains constant ($e_g = 1,100$ correspondant à $I_{Dgi} = 0$), et à plusieurs pourcentages des fines $F_c = 0, 5, 10$ et 15% . On souligne qu'au-delà de 15% , il est difficile de reconstituer les échantillons avec le même indice des vides inter-grains

La représentation schématique de l'indice des vides global et de l'indice des vides inter-grains (e_g) constants est illustrée sur la Figure 8.

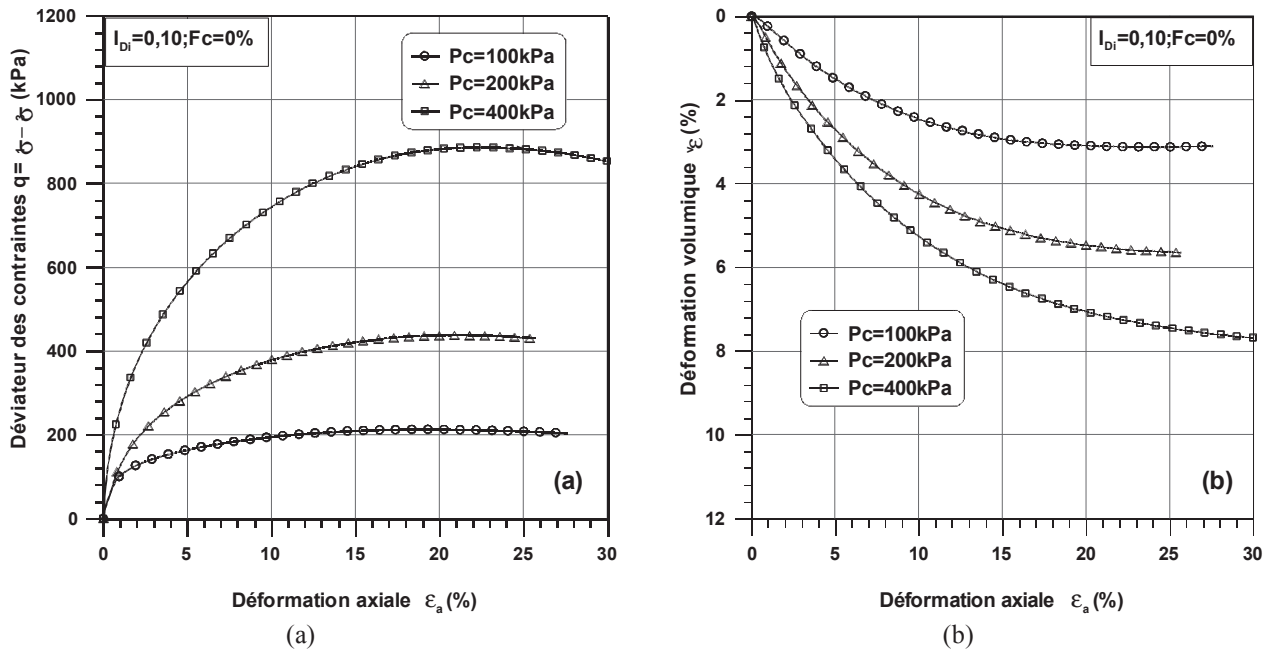


Figure 7. Influence de la pression de confinement sur le comportement drainé du sable propre : (a) $q-\epsilon_a$; (b) $\epsilon_v-\epsilon_a$.

Afin d'étudier l'influence du pourcentage des fines sur le comportement non drainé du sable limoneux, nous reportons sur la Figure 9 les courbes du déviateur des contraintes et des chemins des contraintes moyennes effectives des quatre essais réalisés. On remarque que la réponse du mélange à 5% de fines semble coïncider avec celle du sable propre. Les valeurs du pic de résistance sont pratiquement égales et les deux échantillons manifestent un effondrement total, avec un léger retard pour le mélange à 5%. Les mélanges préparés à 10 et 15% de fines présentent au contraire une réponse non drainée différente avec des résistances au pic plus importantes que celles du sable propre et du mélange à 5% mais similaires entre elles, et une résistance résiduelle non nulle à l'état ultime. Cette dernière augmente avec l'augmentation des fines.

Afin de voir plus clairement l'évolution de la résistance au cisaillement au pic, nous avons représenté celle-ci en fonction du pourcentage des fines sur la Figure 10. On constate que la résistance au pic est quasiment identique dans un premier temps jusqu'à un pourcentage des fines d'environ 5 % pour ensuite augmenter avec l'augmentation de ce pourcentage.

Ce résultat suggère que lorsque la teneur en fines est inférieure ou égale à 5%, les particules de limon sont totalement confinées dans les vides formés par les grains de sable et ne participent pas à la chaîne de force. Par conséquent, le comportement du mélange est gouverné par le squelette granulaire. A contrario, lorsque le pourcentage des fines dépasse au moins 5%, les particules commencent à toucher les grains de sable et à s'intercaler entre eux, donc à devenir actives et contribuer au comportement mécanique du mélange.

3.6 Comportement drainé du sable avec fines

Nous présentons sur la Figure 11 la comparaison de trois essais drainés réalisés sur des échantillons préparés au même indice des vides inter-grains mais avec un pourcentage des fines différent, de 5 ; 10 et 15%.

Même si on n'observe pas de tendance claire de l'influence des fines sur la résistance au cisaillement tel que nous l'avons vu dans le cas des essais non drainés, les déformations volumiques semblent elles être bien sensibles au pourcentage des fines. En effet, le mélange est d'autant moins contractant que la teneur en fines augmente. Cette tendance est assez évidente dans la mesure où les échantillons ont la même quantité de sable, et que plus la teneur en fines est importante, plus l'échantillon est dense et donc moins contractant.

Les essais de la série drainée ont été menés jusqu'à 30% de déformation axiale. La majorité de ces essais a abouti à un état très stable de déformation. Nous reportons sur la Figure 12a tous les points d'état critique obtenus pour les différents mélanges ainsi que pour le sable propre.

Nous constatons clairement que tous ces points se trouvent alignés sur la même droite dans l'espace $q-p'$, et cela indépendamment de la teneur en fines. L'angle de frottement interne correspondant est de l'ordre de $31,3^\circ$.

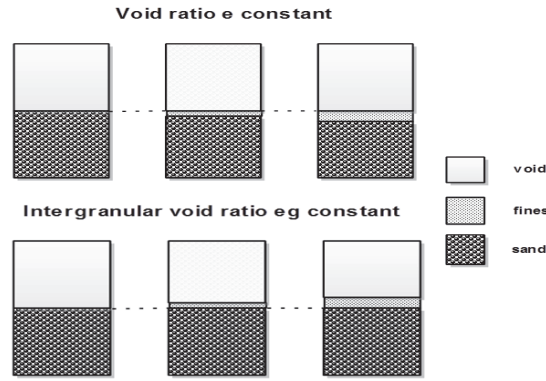


Figure 8. Représentation schématique de l'indice des vides constant et de l'indice des vides inter-grains constant.

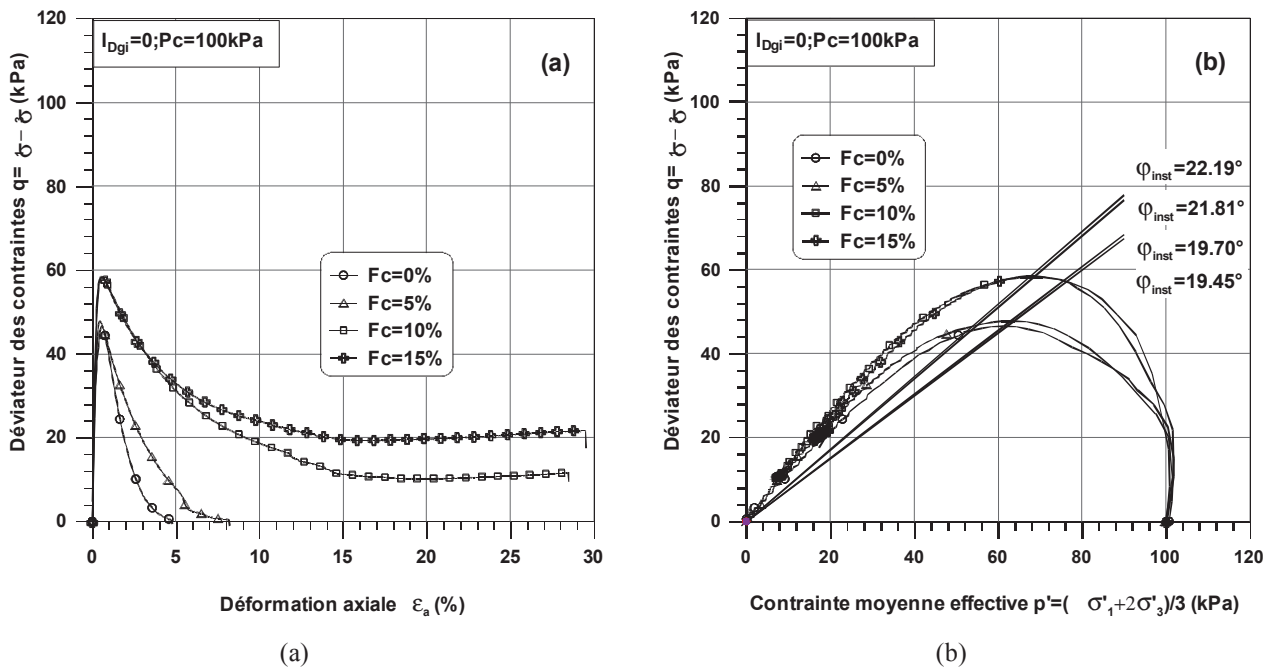


Figure 9. Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé du mélange sable/limon : (a) $q-\epsilon_a$; (b) $q-p'$.

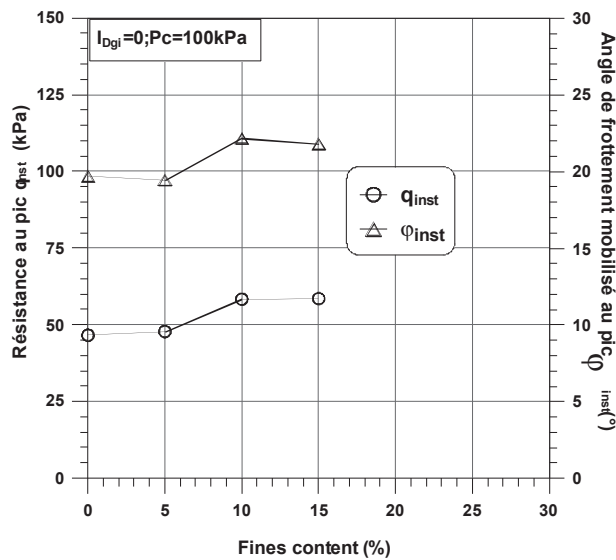


Figure 10. Influence de la teneur en fines sur le pic de résistance au cisaillement du mélange sable/limon

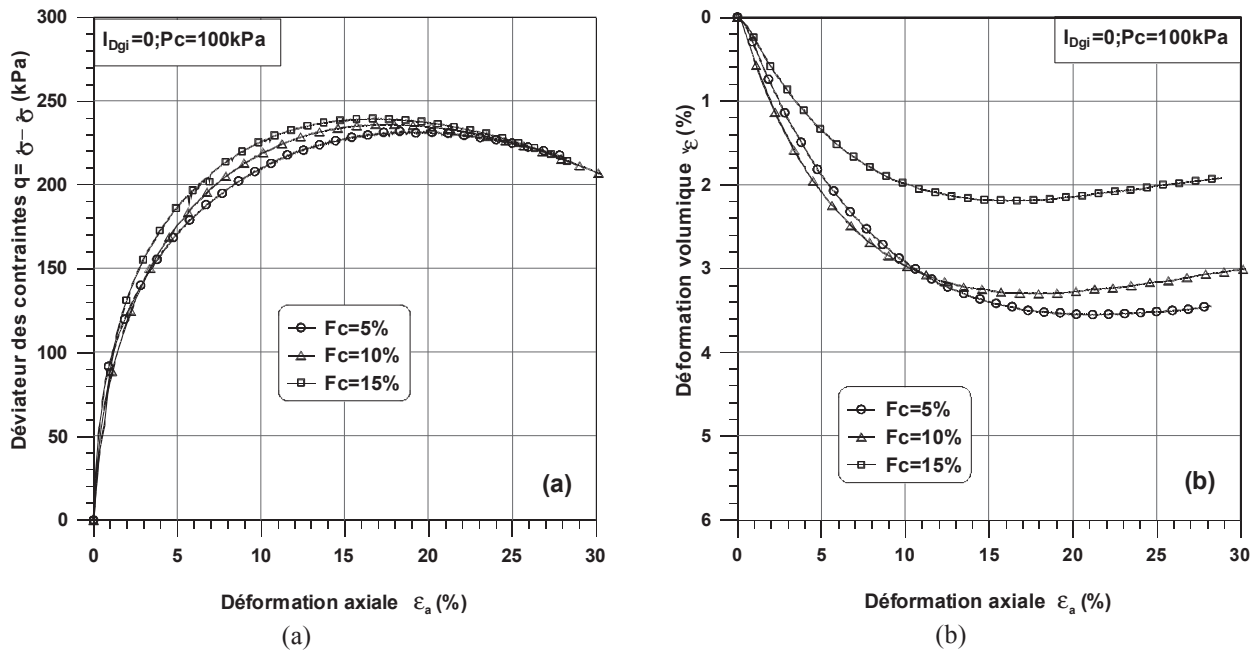


Figure 11. Influence de la teneur en fines sur le comportement drainé du sable/limon : (a) $q-\varepsilon_a$ et (b) $\varepsilon_v-\varepsilon_a$.

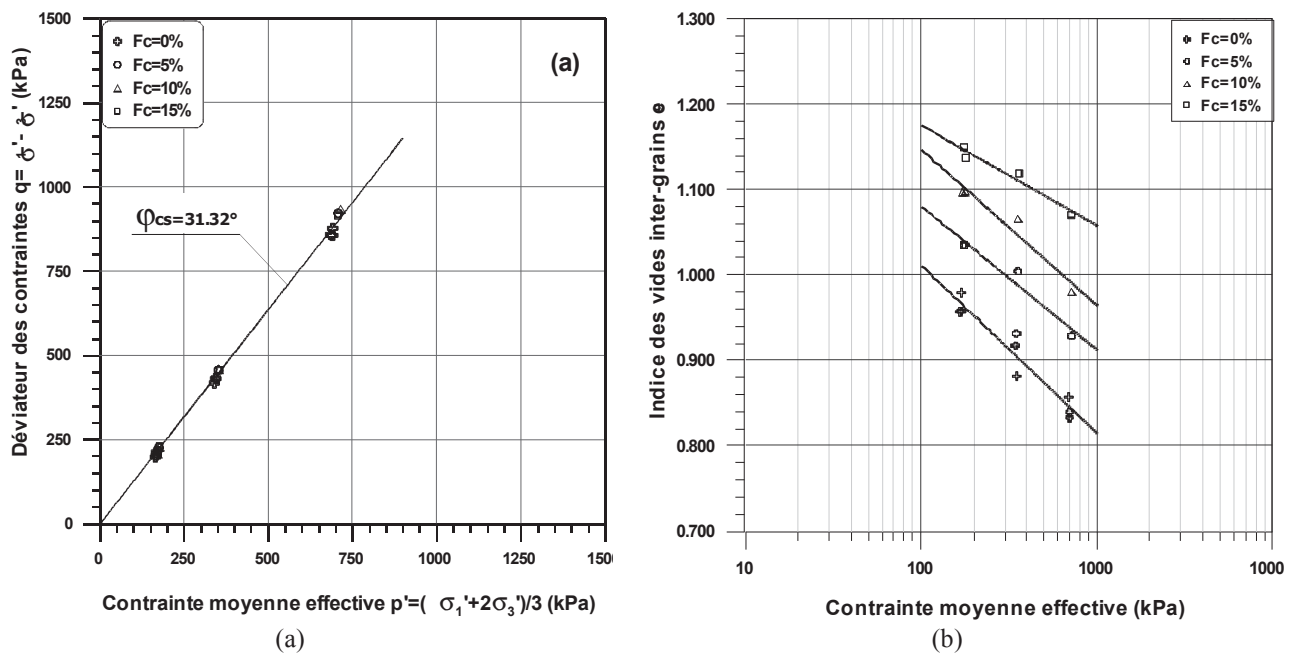


Figure 12. Lignes d'état critique : (a) dans le plan $q-p'$, (b) dans le plan $e_g-\log p'$

Notons que ce résultat confirme ceux présentés par Pitman et al. [8] et Ni et al. [6] mais est contradictoire avec ceux présentés par Yang et al. [14].

En revanche, dans l'espace $e_g-\log p'$, chaque mélange présente une ligne d'état critique différente comme le montre la Figure 12b.

Plus la teneur en fines est grande, plus la ligne d'état critique se déplace vers le haut.

Ce résultat paraît évident dans la mesure où l'augmentation des fines a pour conséquence d'augmenter la densité globale du matériau, donc sa résistance. Des résultats similaires ont été rapportés par Papadopoulou et Tika [7].

3.7 Conclusion

Une étude expérimentale du comportement mécanique des sables et plus principalement de l'influence des fines sur la réponse mécanique des sables limoneux a été réalisée à travers des essais triaxiaux drainés et non drainés.

Les résultats des essais non drainés ont montrés que lorsque la teneur en fines est inférieure à une valeur seuil de l'ordre de 5 % (donc non négligeable), les fines ne participent pas à la chaîne de force de la structure, et le comportement mécanique du matériau en termes d'initiation de la liquéfaction et de résistance résiduelle à l'état ultime est gouverné par le squelette solide formé par les grains de sable. Lorsque le pourcentage des fines dépasse la valeur seuil, les particules fines commencent à avoir un rôle mécanique et à contribuer à la résistance au cisaillement du matériau en améliorant celle-ci. Par conséquent et pour ce type de sable, une présence de 5% (et plus) de fines est favorable à l'amélioration de la résistance à la liquéfaction du sol.

L'analyse du comportement drainé du sable limoneux a montré que l'angle de frottement interne du matériau ne semble pas être affecté par la présence des fines. En revanche, dans le plan e_g - $\log p'$, chaque mélange a une ligne d'état critique propre et différenciée, cette dernière se déplaçant vers le haut avec l'augmentation de la teneur en fines. Ceci implique que plus le phénomène de suffusion est important, plus la résistance du sol à l'état résiduel est faible.

3.8 Références

- [1] F. Amini, G.Z. Qi, Liquefaction testing of stratified silty sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 126 (2000) 208–217.
- [2] M. Belkhatir, A. Arab, N. Della, H. Missoum, T. Schanz, Liquefaction resistance of Chlef river silty sand: Effect of low plastic fines and other parameters, *Acta Polytechnica*. 7 (2010) 119–137.
- [3] N. Benahmed, Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique-Application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique, Ecole National des Ponts et Chaussées, 2001.
- [4] J.P. Koester, Influence of fines type and content on cyclic strength, in: *Geotechnical Special Publication*, ASCE, New York, NY, United States, Atlanta, GA, USA, 1994: pp. 17–33.
- [5] P.V. Lade, Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes, *Journal of Geotechnical Engineering*. 118 (1992) 51–71.
- [6] Q. Ni, T.S. Tan, G.R. Dasari, D.W. Hight, Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils, *Geotechnique*. 54 (2004) 561–569.
- [7] A. Papadopoulou, T. Tika, The effect of fines on critical state and liquefaction resistance characteristics of non-plastic silty sands, *Soils and Foundations*. 48 (2008) 713–725.
- [8] T.D. Pitman, P.K. Robertson, D.C. Segoo, Influence of fines on the collapse of loose sands, *Canadian Geotechnical Journal*. 31 (1994) 728–739.
- [9] C.P. Polito, J.R. Martin II, Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 127 (2001) 408–415.
- [10] M.M. Rahman, S.-C.R. Lo, C.T. Gnanendran, On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines, *Canadian Geotechnical Journal*. 45 (2008) 1439–1456.
- [11] C. Stamatopoulos, An experimental study of the liquefaction strength of silty sands in terms of the state parameter, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 30 (2010) 662–678.
- [12] V.C. Xenaki, G.A. Athanasopoulos, Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: An experimental investigation of the effect of fines, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 23 (2003) 183–194.
- [13] S.L. Yang, R. Sandven, L. Grande, Instability of sand-silt mixtures, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 26 (2006) 183–190.
- [14] S.L. Yang, R. Sandven, L. Grande, Steady-state lines of sand-silt mixtures, *Canadian Geotechnical Journal*. 43 (2006) 1213–1219.

4 Instabilité et rupture des sols érodés par suffusion

4.1 Introduction

Cette étude porte sur l'analyse de l'impact de la suffusion sur le comportement mécanique des sols. Le phénomène de suffusion a été largement étudié, essentiellement de façon à définir des critères d'érodabilité (voir par exemple [1] - [6]). Plusieurs études se sont également penchées sur le processus d'érosion lui-même (voir par exemple [7] - [9]). Peu d'études ont porté sur les conséquences possibles de la suffusion sur les caractéristiques mécaniques des sols ([10], [11]). Notre objectif est donc d'essayer d'améliorer notre compréhension de cet impact à l'aide d'une approche de modélisation numérique dans laquelle le processus d'érosion est simplifié et consiste à retirer progressivement une partie des grains constituant le matériau granulaire. Il n'y a pas d'introduction de couplage eau - solide. Pour cela nous nous appuyons sur une modélisation multi-échelle du comportement des matériaux granulaires basée sur un processus d'homogénéisation permettant d'obtenir la loi de comportement macroscopique du matériau à partir d'une loi de contact inter-granulaire. Les matériaux considérés sont des matériaux pulvérulents sans cohésion entre les grains.

4.2 Le modèle micro-structural

L'idée de base développée dans le modèle de Chang et Hicher [12] est de considérer le milieu granulaire comme un ensemble de N plans tangents aux points de contact entre particules et en interaction les uns avec les autres. Il s'agit alors de décrire la loi de contact le long de ces plans et de développer des opérateurs d'homogénéisation permettant d'intégrer l'ensemble de ces contacts à l'échelle du milieu continu. La relation contrainte - déformation à l'échelle de l'assemblage peut être déterminée par intégration des relations locales à l'échelle du contact inter-granulaire. Cette intégration requiert la donnée d'une relation liant les variables micro et macro.

L'incrément de contrainte $\dot{\sigma}_{ij}$ peut être obtenu à partir des forces de contact s'exerçant dans toutes les directions

$$\dot{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{\alpha=1}^N \dot{f}_j^\alpha l_i^\alpha \quad (1)$$

Utilisant le principe d'équilibre, la force moyenne sur chaque plan de contact α s'écrit:

$$\dot{f}_j^\alpha = \dot{\sigma}_{ij} A_{ik}^{-1} l_k^\alpha V \quad (2)$$

Le tenseur de texture apparaissant dans l'équation 2 est défini par :

$$A_{ik} = \sum_{\alpha=1}^N l_i^\alpha l_k^\alpha \quad (3)$$

On utilise les hypothèses statiques qui nous permettent de relier la déformation à l'échelle de l'assemblage aux déplacements locaux :

$$\dot{u}_{j,i} = A_{ik}^{-1} \sum_{\alpha=1}^N \dot{\delta}_j^\alpha l_k^\alpha \quad (4)$$

où $\dot{\delta}_j$ est le déplacement relatif de deux grains voisins et l_k est le vecteur branche joignant le centre des deux grains.

La loi de comportement locale reliant force et déplacement sur chaque plan de contact est une loi élastoplastique. La partie élastique non linéaire est de type Herz-Mindlin et la partie plastique est un modèle de Mohr-Coulomb écrouissable. L'angle de frottement inter-granulaire ϕ_μ est une constante matérielle pour

un matériau granulaire donné. Cependant l'angle de frottement mobilisable à chaque contact, ϕ_p , dépend de la densité de particules voisines que l'on suppose égale à chaque point de contact à la densité globale de l'assemblage :

$$\tan \phi_p = \left(\frac{e_c}{e} \right)^m \tan \phi_\mu \quad (5)$$

où m est une constante matérielle [13].

Pour des assemblages denses ϕ_p est plus grand que ϕ_μ . Pour un matériau dilatant, la densité de l'assemblage décroît et donc produit une diminution du frottement local, ce qui se traduit par un comportement radoucissant du milieu continu équivalent.

Le comportement contractant-dilatant n'est pas associé à l'indice des vides absolu de l'assemblage e mais à son indice des vides relatif par rapport à l'indice des vides en plasticité parfaite e_c , fonction de la contrainte moyenne p' . La relation s'écrit classiquement :

$$e_c = e_{ref} - \lambda \log \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right) \quad (6)$$

λ est une constante matérielle et (e_{ref}, p_{ref}) est un point particulier de la ligne de plasticité parfaite.

Avec l'expression de la loi locale telle qu'exprimée plus haut, la relation de comportement incrémentale peut s'écrire à l'échelle locale comme la contribution des deux parties, élastique et plastique :

$$\dot{f}_i^\alpha = k_{ij}^{\alpha p} \dot{\delta}_j^\alpha \quad (7)$$

sur chaque plan de contact α .

4.3 Modéliser l'extraction d'une fraction de la phase solide

Quel peut être l'impact de l'extraction d'une fraction de la phase solide sur le comportement d'un matériau granulaire ? En s'appuyant sur l'expression du modèle d'homogénéisation présenté plus haut, deux influences majeures apparaissent. D'une part le nombre de contacts interparticulaires N sera réduit, ce qui entraîne une diminution du nombre de contacts normalisé par unité de volume Nl^3 / V . Cette diminution va concentrer les forces de contact sur les contacts restants et de ce fait va provoquer des réarrangements locaux. En intégrant ces micro-déplacements sur l'ensemble du volume élémentaire, on obtient des déformations additionnelles au sein du matériau. La seconde conséquence est liée à l'expression de l'influence de la densité de l'assemblage sur l'angle de frottement mobilisable (équation 5) que l'on peut relier à un effet d'enchevêtrement des grains. L'enlèvement d'une fraction solide va relâcher une partie de l'effet d'enchevêtrement et faciliter le glissement relatif des grains. Cela se traduira également par une déformation additionnelle de l'assemblage granulaire. Le modèle dans sa formulation actuelle ne peut pas prendre en compte la répartition granulométrique du matériau. Seule la taille moyenne des particules est introduite. Il n'est donc pas possible de reproduire exactement le processus de suffusion qui concerne la partie la plus fine de la granulométrie. Nous allons simplement prendre en compte l'enlèvement d'une partie de la fraction solide définie par la fraction érodée fe [14]

$$fe = Wf / Wf_0 \quad (8)$$

où Wf est le poids de la fraction érodée et Wf_0 est le poids total initial de la phase solide par unité de volume. Si on peut faire l'hypothèse que la densité des grains est la même quelle que soit leur taille, l'équation précédente peut être écrite en termes de volume spécifique

$$fe = Vf / Vs_0 \quad (9)$$

où V_f est le volume érodé et V_{s_0} est le volume initial de la fraction solide par unité de volume du sol. Combinant les deux équations précédentes on obtient

$$f_e = 1 - V_s / V_{s_0} \quad (10)$$

où V_s est le volume solide après extraction de la fraction érodée.

En l'absence de déformation pendant l'extraction de particules, le volume total reste constant et le volume occupé par les particules extraites est remplacé par un même volume de vides, ce qui permet d'écrire

$$\Delta e = e - e_0 = (1 / V_s - 1 / V_{s_0}) \quad (11)$$

En combinant les deux équations précédentes, on obtient

$$(\Delta e)_{er} = \frac{f_e(1 + e_0)}{1 - f_e} \quad (12)$$

où e_0 est l'indice des vides initial et $(\Delta e)_{er}$ est le changement d'indice des vides correspondant au processus d'extraction.

Quand la fraction érodée f_e augmente progressivement, elle provoque un accroissement de l'indice des vides. Ceci se traduit par une diminution de l'indice des vides mobilisable à chaque contact, ce qui peut entraîner des glissements locaux dans des plans de contact fortement sollicités par les efforts externes appliqués. Ces glissements locaux sont intégrés pour obtenir une déformation macroscopique à l'échelle du volume élémentaire. Cette déformation peut se traduire également par une variation de volume et donc une variation d'indice des vides qui est ajoutée à celle due à l'extraction d'une fraction solide.

$$(\Delta e)_{total} = (\Delta e)_{er} + \varepsilon_v(1 + e) \quad (13)$$

L'indice des vides est calculé à la fin de chaque incrément consistant tout d'abord à imposer un changement d'indice des vides correspondant à une augmentation incrémentale de la fraction érodée f_e , puis à calculer les déformations induites et l'ajout de la variation d'indice des vides qui leur est associée.

La variation d'indice des vides à la fin de chaque incrément peut être plus grande ou plus petite que celle due à la seule extraction solide en fonction du signe de la variation de volume due aux déformations induites (contractance ou dilatance du matériau). Une contractance durant le processus d'extraction contribuera à ralentir son impact sur le matériau, contrairement à une dilatance qui accélèrera l'impact du processus.

4.4 Comportement mécanique du matériau érodé sous chargement triaxial

Plusieurs essais numériques ont été réalisés sur des matériaux granulaires de différentes granulométries et différentes densités relatives initiales [14], [15]. Les échantillons intacts sont tout d'abord soumis à un chargement triaxial jusqu'à une valeur fixée du déviateur de contrainte. Ils sont ensuite soumis au processus d'extraction, l'état de contrainte étant maintenu constant. Les figures 1 et 2 présentent des exemples de résultats sur un matériau granulaire dense. On peut voir que l'amplitude des déformations générées par l'érosion est plus importante quand le niveau de contrainte déviatoire est plus élevé. A faible taux de contrainte, l'amplitude de déformation demeure inférieure à 1% pour des fractions érodées pouvant devenir supérieures à 10%. On peut alors en conclure à la stabilité de l'ouvrage pendant l'érosion.

Pour des taux de contrainte intermédiaires, les déformations augmentent régulièrement mais restent également limitées tant que la fraction érodée demeure inférieure à 5%. Pour des taux de contrainte élevés, les déformations se développent rapidement et conduisent à la rupture du matériau. Dans ces conditions l'ouvrage, ou une partie de l'ouvrage, présentera de forts dommages pouvant conduire à sa rupture globale. Le taux de contrainte $\eta = q/p'$ limite au-dessus duquel la rupture par érosion interne peut se produire correspond pour nos simulations au taux de contrainte η^{cs} à la plasticité parfaite.

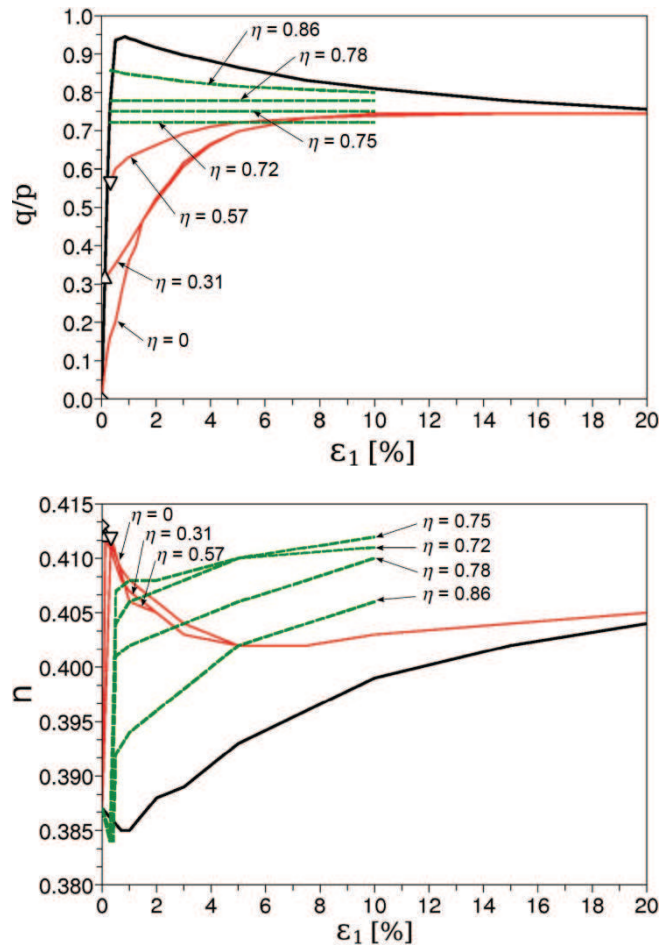


Figure 1. Simulations de l'érosion interne par le modèle microstructural. Les lignes pleines fines correspondent au cas où l'extraction solide conduit à des états stables pour des fractions érodées inférieures à 5%, alors que les lignes pointillées correspondent aux cas de rupture pendant l'extraction

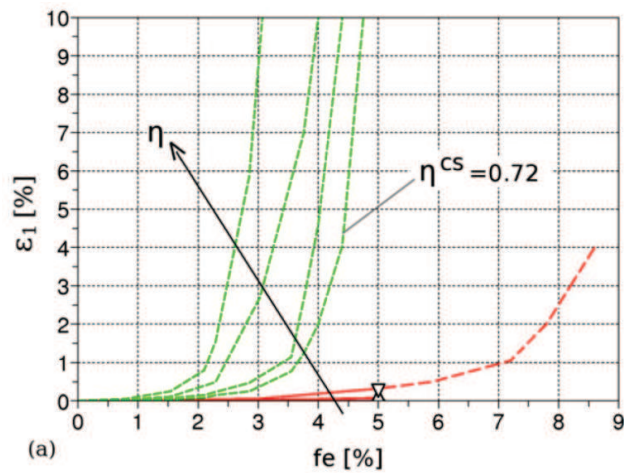


Figure 2. Evolution de la déformation avec la fraction érodée

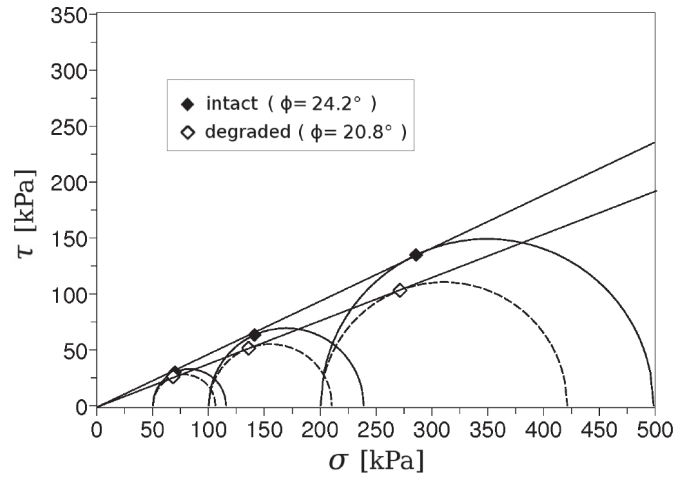


Figure 3. Enveloppes de Mohr-Coulomb pour le matériau intact et le matériau érodé

Comme on peut le voir sur la figure 1, l'extraction d'une partie solide se traduit par un accroissement net de l'indice des vides ou de la porosité. En conséquence le comportement mécanique du matériau érodé évolue d'un comportement de sable dense dilatant à un comportement de sable moins dense pouvant devenir contractant. La résistance mécanique décroît en conséquence, comme le montre la figure 3 où dans l'exemple étudié l'angle de frottement au pic diminue de 24° pour le matériau intact à 21° pour le matériau érodé.

Une autre conséquence de cette diminution de densité peut être la naissance d'états instables au sein du matériau pour certains chemins particuliers de sollicitation ainsi que l'on va l'illustrer dans le paragraphe suivant.

4.5 Instabilités et ruptures diffuses dans les matériaux érodés

Un aspect important du comportement des sols en relation avec la sécurité des ouvrages est la condition de stabilité. Cette dernière peut être divisée en deux catégories : la stabilité matérielle, également appelée stabilité intrinsèque, et la stabilité géométrique. La localisation des déformations en bandes de cisaillement est un exemple d'instabilité qui peut être étudiée en tant qu'instabilité matérielle, mais peut être aussi liée à un problème aux limites pour lequel l'hétérogénéité du sol et les champs de contrainte et de déformation non-homogènes liés aux conditions aux limites jouent un rôle majeur. Un autre mode d'instabilité a fait l'objet d'investigations plus récentes : la rupture diffuse associée à la condition d'annulation du travail du second ordre [16]. Un matériau sera matériellement stable si le travail du second ordre demeure positif

$$d^2W = d\sigma_{ij} d\varepsilon_{ij} > 0 \quad (14)$$

Les travaux de Darve et ses co-auteurs [17] – [19] et de Nova [20] ont apporté une contribution majeure à la compréhension de ce mode de rupture. Nous allons appliquer cette analyse au cas d'une masse de sol soumise à une érosion interne à partir de deux exemples de sollicitation : le cas d'un accroissement de pression interstitielle associée à la montée du niveau des eaux au sein d'un ouvrage et le cas d'un ouvrage soumis à une sollicitation externe rapide (choc, séisme) permettant de faire l'hypothèse d'un chargement non drainé.

4.5.1 Essais triaxiaux à q-constant

Ce type de chargement consiste à simuler une montée progressive de la pression interstitielle au sein d'une masse de sol. L'état de contrainte total étant maintenu constant (charges externes constantes), la sollicitation consiste alors à diminuer progressivement la contrainte moyenne effective p' en gardant constante la contrainte déviatoire q . Dans le cas d'un chargement axisymétrique ($\sigma'_2 = \sigma'_3$), le travail du second ordre s'écrit :

$$d^2W = dq d\varepsilon_d + dp' d\varepsilon_v \quad (15)$$

Dans le cas d'essais à déviateur q constant, le travail du second ordre se réduit à $d^2W = dp' d\epsilon_v$. La condition d'annulation du travail du second ordre correspond donc au changement de signe de la déformation volumique puisque la contrainte moyenne p' diminue de façon monotone.

La figure 4 présente des exemples de simulations numériques d'essais à q -constant réalisé sur un échantillon dense. On constate que l'échantillon dense demeure stable jusqu'à un taux de contrainte q/p' correspondant à la limite de plasticité pour ce matériau. Les variations de volume évoluent de façon monotone, le matériau présentant un caractère continument dilatant, le travail du second ordre est donc dans ce cas toujours positif. La rupture se produit de façon classique lorsque la résistance maximale de l'échantillon est atteinte

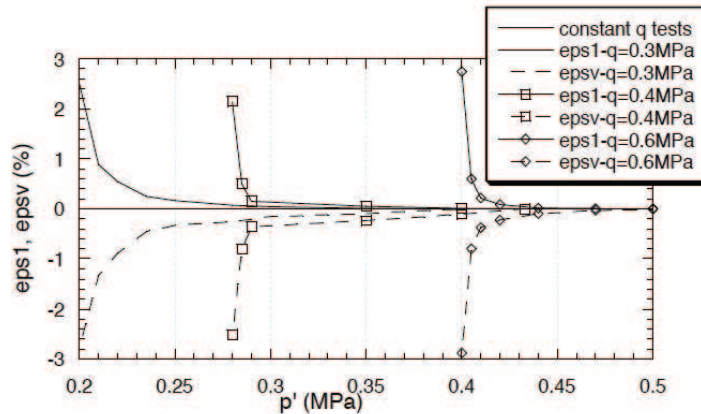


Figure 4. Evolution des déformations lors d'essais à q -constant sur échantillons denses

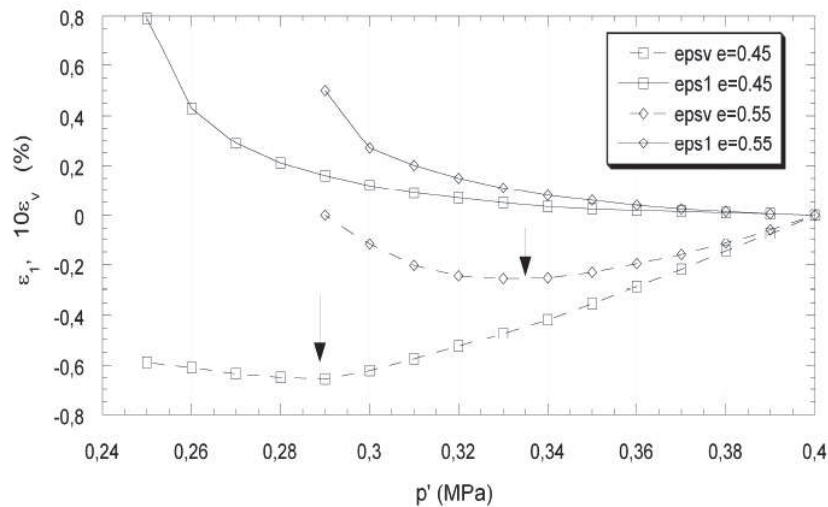


Figure 5. Evolution des déformations volumiques lors d'essais à q -constant sur échantillons érodés (essai à $q = 300$ kPa. Les flèches indiquent le point de changement de signe de la déformation volumique qui correspond à l'annulation du travail du second ordre)

La figure 5 présente des résultats du même type d'essai réalisé sur des échantillons érodés, se traduisant par une densité initiale plus faible. On constate que contrairement au cas précédent, la déformation volumique n'évolue pas de façon monotone : les échantillons sont d'abord dilatants puis deviennent contractants lorsque le rapport de contrainte q/p' atteint une valeur donnée. Celle-ci est d'autant plus faible que le matériau est initialement peu dense, donc a subi une érosion plus intense. Le travail du second ordre, initialement positif, s'annule au passage du changement de signe de la déformation volumique, puis devient négatif. Le matériau entre dans un domaine instable pour ce type de sollicitation, les déformations axiales se mettent à croître de façon importante, conduisant à la rupture du matériau pour un état de contrainte inférieur à la limite de plasticité du matériau.

Essais non drainés

Le deuxième exemple de sollicitation concerne un chargement triaxial non drainé, représentatif d'un chargement externe rapide sur l'ouvrage. Dans ces conditions le travail du second ordre se réduit à l'expression $d^2W = dq d\epsilon_d$ puisque la déformation volumique est nulle.

La figure 6 reproduit les résultats de simulations numériques sur un matériau moyennement dense ($I_D = 0.6$) soumis à un chargement triaxial non drainé à partir de différents états de contrainte. On constate que quel que soit l'état de chargement initial, le matériau apparaît inconditionnellement stable, le déviateur de contrainte q augmente continument tout au long de l'essai, ce qui se traduit par un travail du second ordre positif tout au long du chargement.

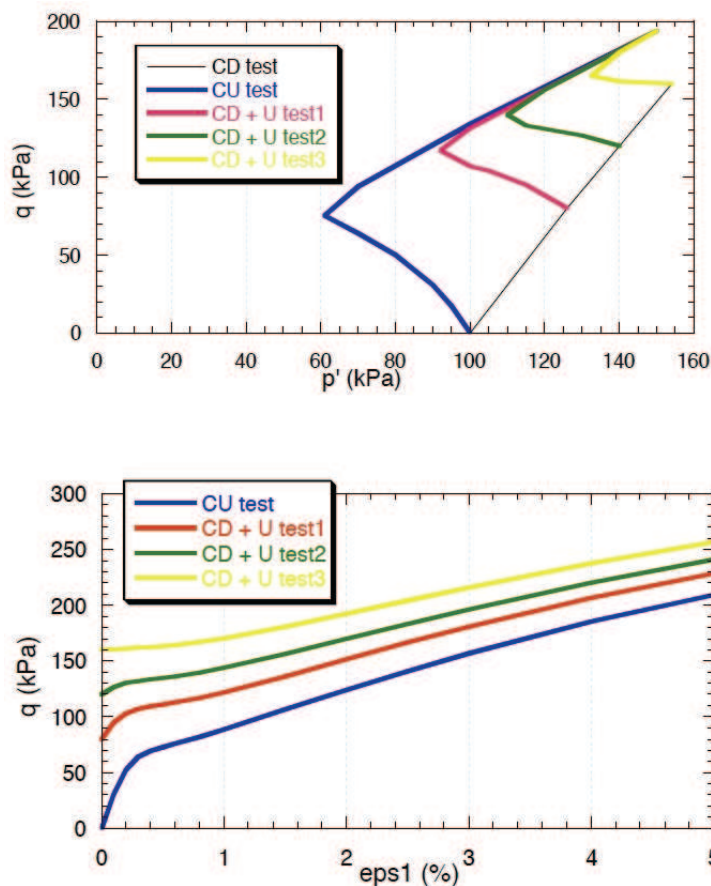


Figure 6. Essais non drainés sur échantillons denses

La figure 7 présente les résultats obtenus sur des échantillons érodés dont la densité initiale correspond à un indice de densité $I_D = 0.2$. On constate que dans ces conditions, le déviateur de contrainte passe par un maximum avant de décroître, et ce quel que soit l'état de contrainte initial. Le travail du second ordre s'annule au pic de contrainte puis devient négatif lors de la décroissance de q , avant éventuellement de retrouver un signe positif en fin d'essai. Il existe donc un domaine d'instabilité à l'intérieur duquel le matériau soumis à un chargement non drainé peut être conduit à une rupture brutale, de type liquéfaction.

Sur la figure 6 on peut constater que pour chaque essai le pic du déviateur de contrainte est obtenu pour le même rapport de contrainte q/p' . Ce résultat a également été mis en évidence expérimentalement en particulier par Lade [21] qui a défini ce qu'il a appelé la ligne d'instabilité (droite issue de l'origine passant par les pics de résistance dans le plan $p'-q$; cf. fig 7 haut). Il a été démontré que les essais non drainés et les essais à q -constant conduisaient pour un même matériau à une densité donnée à la même ligne d'instabilité [22]. Le domaine d'instabilité pour ces deux types d'essai est donc le même. La pente de la ligne d'instabilité dans le plan p',q augmente avec l'indice de densité du matériau comme le montre la figure 8. Un matériau donné sera donc d'autant plus instable que son degré d'érosion est élevé.

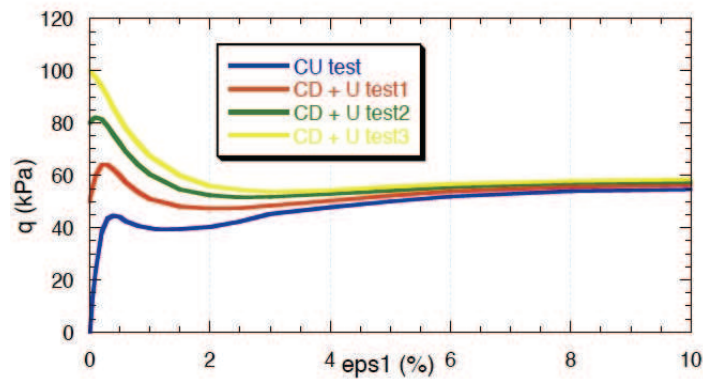
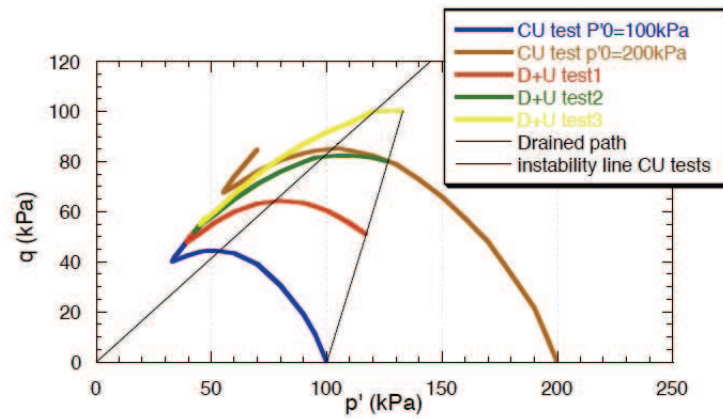


Figure 7. Essais non drainés sur échantillons érodés

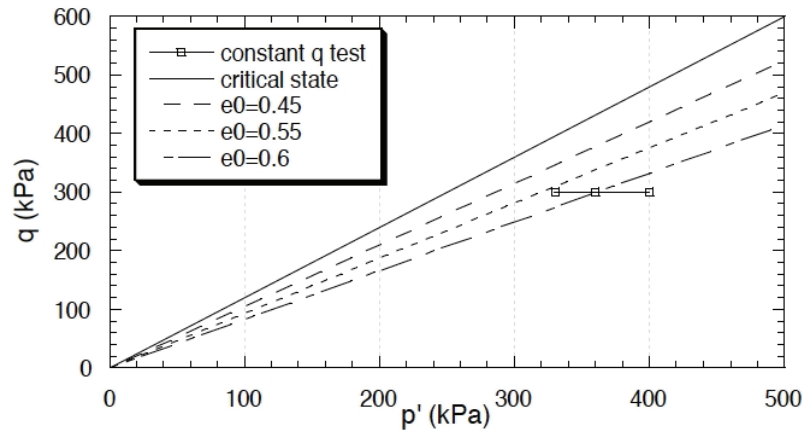


Figure 8. Lignes d'instabilité fonction de la densité du matériau

4.6 Conclusion

Une série de simulations numériques a montré l'impact d'une érosion de suffusion sur le comportement mécanique d'un matériau granulaire. Pendant l'érosion elle-même, le matériau peut développer des déformations qui peuvent devenir significatives si l'état de contrainte auquel il est soumis est important. Pour des taux de contrainte mobilisés plus faibles, la déformation reste limitée mais l'érosion se traduit par un accroissement de son indice des vides et donc une diminution de sa densité. Soumis à des changements de son état de contrainte effective soit par des modifications de pression interstitielle en son sein, soit des chargements externes (séismes, crues...), le matériau érodé peut se retrouver dans un état instable pouvant le conduire à une rupture brutale sous l'effet d'une perturbation interne ou externe de son état de contrainte.

4.7 Références

- [1] Kenney, T.C. and Lau, D. (1985) "Internal stability of granular filters", *Canadian Geotechnical Journal*; 22(2):215–225
- [2] Lafleur, J., Mlynarek, J. and Rollin, A.L. (1989) "Filtration of broadly graded cohesionless soils", *J. Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, n°12:1747-1768.
- [3] Chappuis, R.P., Constant, A., and Baass, K.A. (1996) "Migration of fines in 0-20mm crushed base during placement, compaction and seepage under laboratory condition", *Canadian Geotechnical Journal*; 33:569–577.
- [4] Foster, M.A. and Fell, R. (2001) "Assessing embankment dam filters that do not satisfy design criteria", *J. Geotechnical and Environmental Engineering*, ASCE, Vol. 127, n°5:398-407.
- [5] Wan, C.F. and Fell, R. (2004) "Experimental investigation of internal instability of soils in embankment dams and their foundations", *UNICIV Report n° R-429*, oct. 2004, School of Civil and Environmental Engineering, Univ. New South Wales, Sydney, Australia.
- [6] Bendahmane, F, Marot, D., Alexis, A. (2008) "Experimental parametric study of suffusion and backward erosion", *J. Geotechnical and Environmental Engineering*, ASCE, Vol. 134, n°1.
- [7] Vardoulakis, I, Stavropoulou, M. and Papanastasiou, P. (1996) "Hydromechanical aspects of the sand production system." *Transport in porous media*, vol. 22:225-244.
- [8] Vardoulakis, I. (2004) "Fluidisation in artesian flow conditions: hydromechanically unstable granular media." *Géotechnique*, vol. 54:165-177.
- [9] Cividini, A. and Gioda, G. (2004) "Finite element approach to the erosion and transport of fine particles in granular soils." *Int. J. Geomechanics*, vol. 4:191-198.
- [10] Muir Wood, D., Maeda, K., Nukudani, E. (2010) "Modelling mechanical consequences of erosion", *Géotechnique* 60, No 6, 447-457.
- [11] Chang, D.S., Zhang, L.M., (2011) A Stress-controlled Erosion Apparatus for Studying Internal Erosion in Soils. *Geotech. Test. J.* 34(6), 1945-7545.
- [12] Chang, C. S. and Hicher, P.-Y. (2005) "An elastoplastic model for granular materials with microstructural consideration", *Int. J. of Solids and Structures*, Vol. 42, No.14, pp. 4258-4277.
- [13] Biarez J. and Hicher, P.-Y. (1994) *Elementary Mechanics of Soil Behaviour*, Balkema, p. 208.
- [14] Hicher P.-Y. (2012) Modelling the impact of particles removal on granular material behaviour, *Geotechnique* [<http://dx.doi.org/10.1680/geot.11.P.020>]
- [15] Scholtes, L, Hicher, P.-Y., Sibille, L. (2010) "Multiscale approaches to describe mechanical responses induced by particle removal in granular materials", *CRAS Mécanique*, vol. 338, N° 10.
- [16] Hill, R. (1958) "A general theory of uniqueness and stability in elasto-plastic solids", *J. Mechanics and Physics of Solids*, , 6: 236-249.
- [17] Darve F, Roguiez X. (1998) "Homogeneous bifurcation in soils" *In Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*, Adachi et al. (eds). Balkema: Rotterdam; 43–50.
- [18] Darve F, Servant G, Laouafa F, Khoa HDV. (2004) "Failure in geomaterials: continuous and discrete analyses". *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*; 193(27–29):3057–3085.
- [19] Darve F., Sibille L., Daouadji A., and Nicot F. (2007) "Bifurcation in Granular media: macro- and micro-mechanics approaches", *Comptes Rendus Academie des Sciences*
- [20] Nova R, (1994) "Controllability of the incremental response of soil specimens subjected to arbitrary loading programs", *J. Mechanical Behaviour of Materials*, 5(2): 193-201.
- [21] Lade, P.V. (2002) "Instability, shear banding, and failure in granular materials". *International Journal of Solids and Structures*,; 39(13–14):3337–3357.
- [22] C. Chang , P.Y. Hicher, A. Daouadji "Investigating instability in granular materials by means of a microstructural model", *Eur. J. of Environmental and Civil Engr.*, Vol. 13, n°2, 2009, pp. 167-186.

5 Étude expérimentale des ruptures de digues par surverse

5.1 Introduction

L'érosion et les ruptures de digues de protection fluviale possèdent de nombreux aspects liés entre eux et dont certains sont encore mal pris en compte, que l'on souhaite concevoir de nouvelles digues, procéder à un entretien ou poser un diagnostic sur l'état d'une digue et sa capacité à résister à une crue.

On a décrit quatre mécanismes principaux conduisant à la détérioration des digues en remblai [1] (fig.1) :

- la surverse, lorsque le niveau d'eau s'élève au-dessus de celui de la digue; l'érosion débute au pied aval de la digue, puis se propage vers la crête ;
- l'érosion du parement amont par le courant dans le lit de la rivière, accéléré en période de crue, qui affaiblit la stabilité mécanique de la digue ;
- l'érosion interne (renard hydraulique), où l'eau s'écoule dans le corps de digue jusqu'à former un tunnel et souvent une brèche ;
- le glissement des parements.



Figure 1. Les différents types de dégradations des digues fluviale de protection.

La tâche qui nous a été confiée au sein du projet Levees concerne principalement le développement de brèches par surverse sur une digue soumise à un écoulement longitudinal. Ce type de rupture possède deux caractéristiques qui sont importantes dans l'estimation du risque lié à une crue : la vitesse de développement de la brèche et sa taille finale. Les experts constatent également l'apparition d'une fosse d'érosion à l'aval des brèches, avec une incidence sur l'inondation de la zone protégée. Cette communication présente notre démarche jusqu'à la réalisation d'un essai expérimental sur une maquette de digue en matériau cohésif. Les essais seront menés dans le canal à courant HERODE de l'IRPHE, modifié pour pouvoir accueillir la maquette de digue et une zone protégée à fond mobile (fig. 2).

Nous avons également commencé à utiliser le code de calcul hydraulique RUBAR (Irstea), dont nous présentons un exemple de résultats à la fin de cette partie.

5.2 Méthodes expérimentales

5.2.1 Le canal d'essai

Le canal HERODE a été construit en 2003 dans le but d'étudier l'érosion et le transport de sédiments cohésifs. C'est un canal à surface libre dont la veine d'essai est longue de 8 m, pour une largeur de 60 cm. On peut atteindre une hauteur d'eau de 60 cm pour un débit maximal théorique de $1200 \text{ m}^3/\text{h}$.

Une extension latérale a été adjointe afin de permettre l'étude de la rupture d'une digue par surverse et la modification de la zone protégée consécutive (fig. 2). Le canal ainsi modifié peut accueillir un modèle de digue de 3 m de long. Nous fixons la géométrie de la digue à 10 cm de hauteur et 40 cm en pied (pente 1:2). L'échelle approximative est au 1/50, soit une hauteur de 5 m de haut pour 20 m de largeur en pied.

5.2.2 Le matériau utilisé

L'analyse des sols dont sont constituées les digues révèle en général la présence d'une partie non-cohésive ('sable'), et d'une partie cohésive (particules fines, argile). Nous avons donc opté pour un matériau 'modèle' cohésif, mélange de sable d'Hostun HN38 ($d_{50} = 130 \mu\text{m}$) et d'argile à base de kaolinite, qui donne au mélange une bonne tenue mécanique, variable selon la teneur en argile, la teneur en eau au moment de la mise en place et le compactage appliqué.

L'équipe du laboratoire de mécanique des sols de l'Irstea d'Aix-en-Provence nous a accueillis pour caractériser nos matériaux. L'analyse de l'argile par densimétrie montre une majorité d'argile et de silt, mais révèle la présence de sable fin ($50 \mu\text{m} < d < 100 \mu\text{m}$) à hauteur de 20 %. Cette caractéristique favorise une bonne répartition granulométrique de nos mélanges sable-argile.

Pour un mélange à 50 % de sable et 50 % d'argile, un essai Proctor normalisé a donné un poids volumique sec d'environ 16 kN/m^3 , pour une teneur en eau de 20 % lors du compactage, ce qui se rapproche de sols naturels testés pour la même gamme granulométrique.

Un autre essai d'intérêt aura été le crumb test, qui permet de juger les caractéristiques dispersives d'un sol en présence d'eau. Les résultats peuvent varier grandement en fonction de la compaction, de la teneur en argile et de la granulométrie du sable [2].

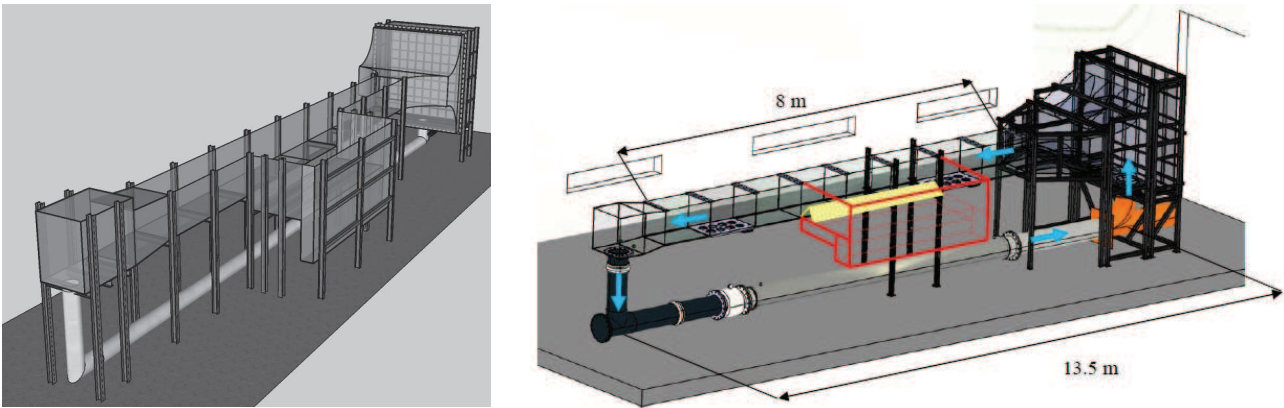


Figure 2. Schéma du canal Hérode muni de son extension latérale.

Sur la figure 3, nous avons utilisé un mélange à fractions égales de sable et d'argile. La teneur en eau initiale était de 20 %. Sur les digues réelles, on préconise une teneur en eau optimale à plus ou moins 2 % lors de la mise en place du matériau, mais il sera difficile de la maîtriser précisément au cours des différentes étapes de préparation de nos essais. Notons que le comportement d'un sol diffère selon que l'on est du côté sec ou humide de l'optimum au moment du compactage [3].

Nous avons enfin évalué l'indice de plasticité de notre argile. Il vaut 37 % avec une limite de liquidité de 70%, ce qui la classe parmi les argiles de forte plasticité.

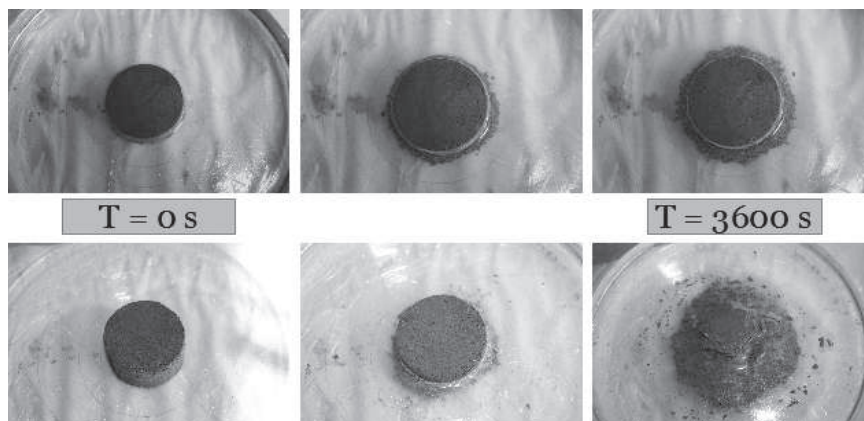


Figure 3. Crumb tests, effets du compactage sur la résistance d'un échantillon de sol à l'immersion

5.2.3 Essai préliminaire

Afin d'exploiter les résultats des essais normalisés et d'éprouver notre méthode de construction du modèle de digue, nous avons soumis une maquette ($H = 5 \text{ cm}$, $l = 20 \text{ cm}$, $L = 40 \text{ cm}$) à la vidange d'un réservoir par surverse localisée.

Concernant la construction, nous avons compacté deux couches dans des coffrages, puis arasé les parements pour obtenir une pente de 1:2. La digue est construite sur une planche bardée de clous pour assurer un bon contact avec le fond. Le tout est placé dans un réservoir, les bords et le pied amont de la digue sont protégés (fig. 4). La quantité de matériau utilisée est calculée pour obtenir une bonne compaction, compte-tenu du volume entre coffrages.

La partie amont est alimentée en eau et on maintient la hauteur d'eau juste au-dessous de la crête, en ayant initié une brèche au centre de la digue, par laquelle l'eau va s'écouler.

L'érosion débute sur le pied aval de la digue, la partie érodée prend une forme circulaire en plan, et les sédiments se dispersent en cercle autour de la zone où les vitesses sont les plus fortes, au droit de la brèche. La cinétique de développement de la brèche est lente mais le matériau réagit bien à la présence de l'eau. Cet essai a donc permis d'éprouver notre méthode de construction et le matériau choisi. Par ailleurs, le creusement du chenal d'érosion s'est fait en gradins (*headcut*, par opposition à une érosion progressive de surface), en régressant du pied vers la crête, ce qui est typique des premières phases de développement d'une brèche dans une digue en matériau cohésif.

5.3 Essai d'érosion par surverse dans le canal

Pour réaliser cet essai, nous avons construit une maquette sur une longueur de 100 cm, haute de 10 cm et large de 40 cm en pied, pour obtenir une pente des parements d'environ 1:2. Le matériau utilisé se compose à nouveau de 50 % de sable et de 50 % d'argile. Une telle proportion de particules fines sort de l'ordinaire mais la durée prévue de l'essai nécessite une bonne résistance à l'érosion du parement amont et une bonne étanchéité des parties de la digue non-soumises à la surverse pour éviter les écoulements internes.

Le mélange est homogénéisé puis humidifié, avant d'être mis en place et compacté. Le surplus de matériau est arasé pour obtenir un trapèze. Certaines parties sont réparées, puis les parements sont étanchés avec le même matériau, plus humide. Enfin, on initie une brèche en entaillant la crête pour obtenir un créneau d'environ $25 \times 25 \text{ mm}^2$ de section (fig. 6). On fait monter le niveau d'eau dans le canal et on met le courant en route. Durant l'expérience, le débit est réglé autour de $80 \text{ m}^3/\text{h}$, ce qui permet d'obtenir des vitesses moyennes de l'ordre de $0.3\text{-}0.4 \text{ m/s}$ dans l'écoulement principal, pour une hauteur d'eau d'environ 10 cm, soit un nombre de Froude d'environ 0.4, ce qui nous place dans le régime d'écoulement fluvial [4].

Le parement côté zone protégée (ZP) commence à s'éroder au droit de la brèche, de manière symétrique. Après environ 4 heures, on note un début d'érosion par *headcut* du pied de digue côté ZP, au droit de la brèche et des fissures superficielles apparaissent sur le parement (fig. 7). L'érosion de surface est toutefois très lente.

Afin de borner la durée de l'essai à une limite raisonnable, nous décidons de scarifier la partie du parement qui subit la surverse. L'érosion de surface dans la brèche et sur le parement est ainsi augmentée, et les premiers dépôts se forment au droit de la brèche.

Après environ 8 h, un chenal d'érosion est clairement défini, et une légère dissymétrie apparaît dans le sens du courant. Un palier se forme à la limite entre les deux couches de la digue, et les parois de la brèche en formation sont verticales (fig.8), ce qui s'observe aussi sur les digues réelles. L'érosion se poursuit sur ce mode durant 1 heure puis le fond non érodable est atteint sur tout le chenal d'érosion, bien que le parement côté rivière soit peu attaqué. Notons que durant cette phase, la largeur de la brèche n'a pas sensiblement évolué (fig. 9).

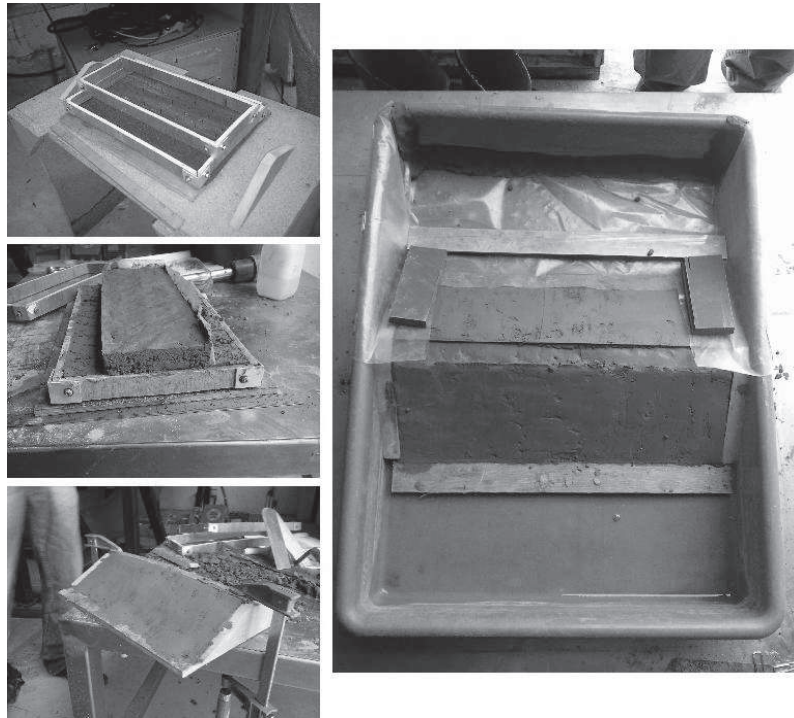


Figure 4. Etapes de construction de la maquette

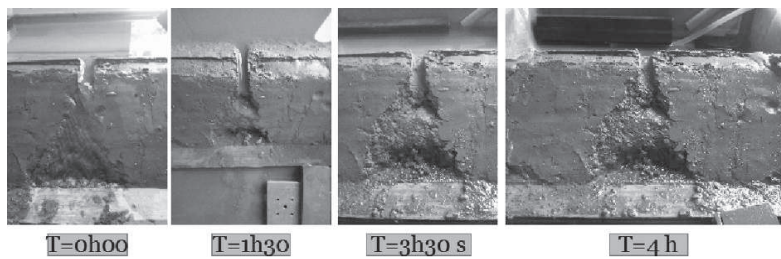


Figure 5. Initiation d'une brèche sur un modèle de 5 cm de haut

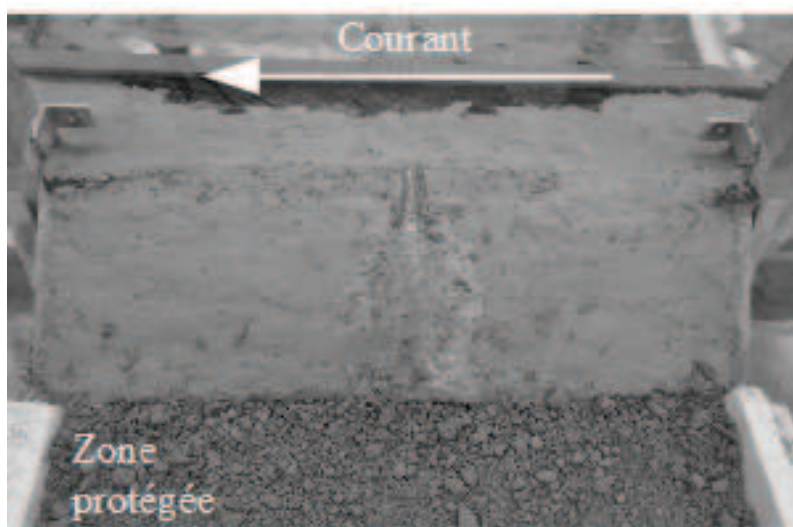


Figure 6. $T=0$ s, début de la surverse, (l'écoulement va de la droite vers la gauche)



Figure 7. T=4 h



Figure 8. T=8 h

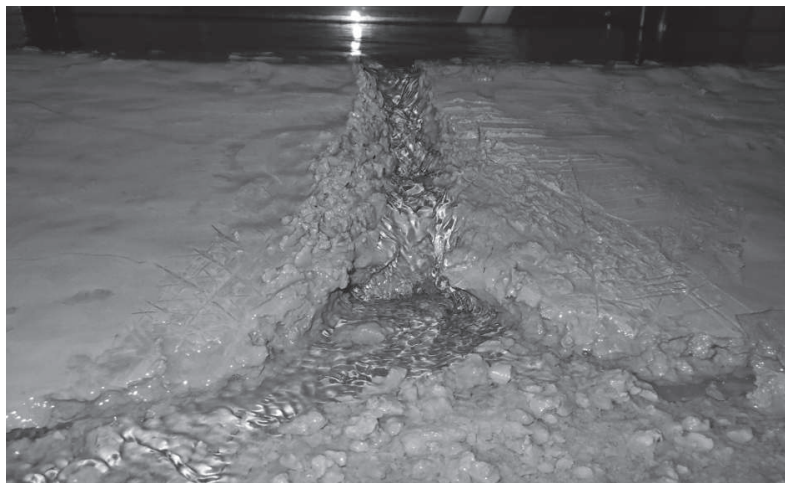


Figure 9. T=8 h, détail de la brèche

Le jet qui s'engouffre dorénavant dans la brèche est orienté dans le sens du courant (vers la gauche sur les photos) et sape la partie inférieure de la paroi aval de la brèche. On entre alors dans une phase d'élargissement rapide où des parties de la paroi aval de la brèche se retrouvent en surplomb après l'érosion de la partie inférieure, et finissent par s'effondrer par blocs (fig. 10). La paroi amont (à droite sur les photos)

n'est quant à elle pas directement impactée par le jet sortant, et évolue peu. Le débit dans la brèche augmente rapidement, ainsi que le transport de sédiments.



Figure 10. $T=9$ h, phase d'élargissement rapide de la brèche

Le sol arraché est aisément transporté par le débit de fuite et un fort dépôt débute dans la zone proche, au droit de la paroi amont de la brèche. En effet, le jet sortant frappe la paroi aval, puis est réorienté et sort de la digue en direction de l'amont (fig. 10). Nous imputons la forme particulière qu'a parfois adoptée la paroi aval de la brèche durant cette période à la cohésion, dont les effets sont très marqués à l'échelle de notre modèle. L'élargissement se poursuit pendant 1h30 et on constate que, la largeur augmentant, la direction du jet sortant tend de plus en plus vers la normale à la section de la brèche (fig. 11). La paroi aval est ainsi de moins en moins sollicitée et l'évolution est ralentie. Les bords de la maquette approchant, nous stoppons l'expérience à $T=1$ h30 (fig. 11).



Figure 11. Allure de la brèche et du jet sortant au moment de l'arrêt de l'essai

Le matériau de la fosse d'érosion n'avait pas été suffisamment compacté et il s'est tassé sous l'effet de la saturation, rapidement après le début de l'expérience, jusqu'à se trouver à environ 4 cm au-dessous de la 'fondation' non érodable de la digue. Un dépôt de 6 cm s'est formé au droit de la paroi amont de la brèche. La zone qui a subi le gros du débit après 7 ou 8 h a été creusée sur environ 5 centimètres (ce phénomène a été accru par le ressaut créé par l'arête vive du fond non érodable sous la digue). Finalement, il y a plus de 10 cm de différence d'altitude entre le point le plus haut de la zone protégée et le point le plus bas (fig. 12).

Grâce aux photographies prises durant l'expérience, nous mesurons l'évolution de la largeur de la brèche à partir du moment où elle est complètement formée. On note une accélération de l'élargissement à partir de 40 minutes, puis un ralentissement aux alentours de 120 minutes (fig. 13). Cela correspond aux temps d'essai de 8h40 et 10h et s'accorde avec nos observations.

Cet essai nous aura donc permis d'observer plusieurs phases lors de la rupture d'une maquette de digue par surverse. Le matériau constitutif de la digue caricature plus qu'il n'imité les sols naturels mais cette étude a bien reproduit certaines tendances identifiées lors de ruptures de digues réelles.

La phase d'initiation d'abord, où le faible débit sortant par la brèche érode le parement aval au droit de la brèche et endommage le pied aval (lentement dans notre cas). Nous notons l'apparition d'un chenal d'érosion

dans la digue, qui s'enfonce jusqu'à atteindre le fond dur, progressivement du pied vers la crête. Durant cette période, la largeur de la brèche évolue peu.

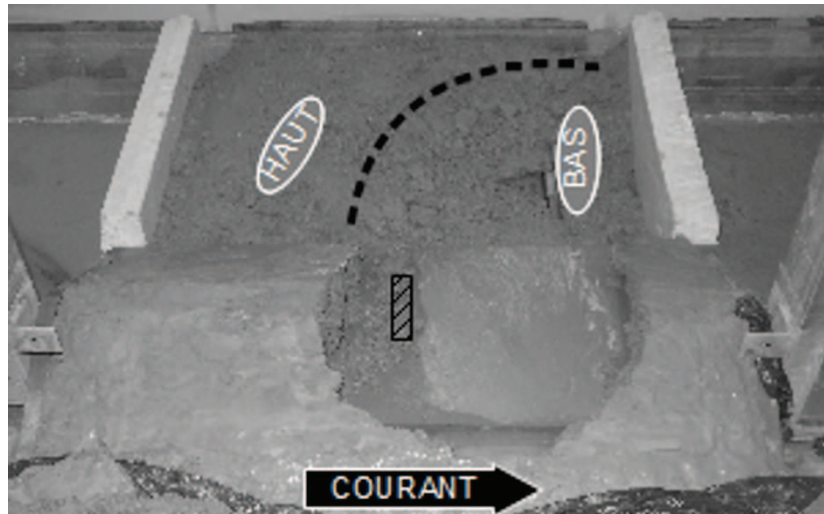


Figure 12. Etat du système digue-zone protégée après l'essai, à droite des pointillés la zone creusée (aval), et à gauche la zone de fort dépôt (amont), la zone hachurée montre la position initiale de la surverse

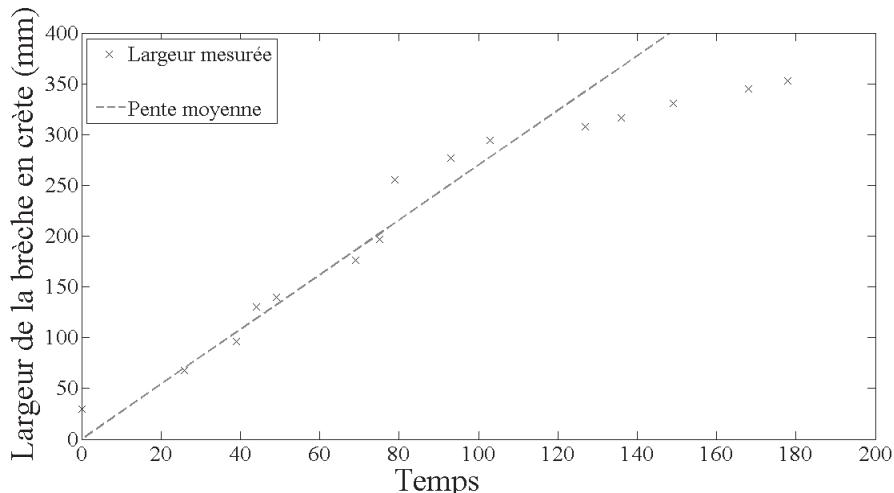


Figure 13. Largeur de la brèche en fonction du temps (mn)

La phase d'élargissement commence ensuite par l'endommagement rapide du bas de la paroi aval de la brèche. Ceci s'explique par la direction du débit sortant, orienté désormais dans le sens de l'écoulement. C'est durant cette période que la majorité des dépôts se fait, au droit de la paroi amont.

Enfin, la largeur de la brèche augmentant, le débit sortant est accru, et sa direction, de moins en moins influencée par le courant amont, tend vers la normale à la brèche. La paroi aval est donc moins sollicitée, et l'élargissement ralentit. C'est dans cette phase que la zone protégée a été la plus lessivée. La zone proche a été grandement modifiée et on note une asymétrie de la fosse d'érosion, dans le sens du courant amont.

L'enchaînement de ces différentes phases correspond aux observations couramment faites sur des cas réels (fig.14) et expérimentaux [5] [6] [7] [8]. L'érosion en gradins (headcutting) très marquée et les formes successives des parois de la brèche au cours de l'élargissement montrent la forte influence de la cohésion du sol à l'échelle de notre modèle.

5.4 Simulations numériques

L'Irstea a mis à notre disposition le code de calcul hydraulique RUBAR20TS, qui résout les équations de St-Venant bidimensionnelles et leur couple une équation de convection-diffusion de la concentration en sédiments, ce qui permet d'estimer le transport solide [9]. Les paramètres d'entrée principaux sont le d_{50} , la contrainte critique d'érosion des sédiments et le coefficient d'érosion. Ce modèle ne permet pas de prendre en

compte la cohésion ou la structure de la digue (plutôt du sol qui la compose). Sur les images suivantes, l'amont est à gauche.

Premièrement, nous nous sommes intéressés à la phase où la brèche est développée sur toute la hauteur de la digue, avant de s'être élargie (fig. 15-17). Dans un cas, la contrainte critique adimensionnelle (paramètre de Shields) vaut 0,047 et 0,2 dans l'autre. Le premier constat est que, sur un laps de temps de 10 minutes, la largeur de brèche n'évolue quasiment pas. Nous avons fixé le d_{50} à 100 μm . Le courant n'a aucun mal à charrier les grains et c'est le parement amont qui subit la plus forte dégradation lorsque τ_c vaut 0,047. L'endommagement de la digue est naturellement plus lent si τ_c vaut 0,2 mais cela ne modifie pas la forme de l'érosion. La modification de la zone protégée est très importante dans les deux cas (jusqu'à -15 cm en une heure pour $\tau_c = 0,047$). Le débit de fuite dans la brèche est du même ordre que ceux que nous avons observés lors de l'expérience, mais l'élargissement de la brèche est peu perceptible. Nous imputons ceci au fait que, dans un calcul St Venant 2d, les parois sont soumises au seul frottement de l'eau alors que, dans notre essai, le jet sortant vient impacter avec force la paroi aval de la brèche, ce qui augmente la contrainte mécanique. Nous avons vu de plus que la dégradation de la maquette s'est faite par paliers plutôt que continûment, ceci pouvant s'expliquer par la cohésion, qui n'est pas directement prise en compte dans les modèles de transport. Le creusement de la fosse d'érosion dépend de τ_c et du coefficient d'érosion et il nous faudra trouver le jeu de paramètres qui correspond à nos expériences.



Figure 14. *Projet Impact (2002) : phase de headcutting précédant la défaillance du parement côté rivière sur une digue de 5 m de haut*

Dans un autre essai (fig. 18 et 19), nous avons laissé intacte la moitié de la digue côté amont, et découpé une brèche de 15 cm sur la partie aval (dans notre essai expérimental, le côté amont de la digue a été peu endommagé). Sur une période de 20 minutes, on remarque un léger élargissement de la brèche, bien que ce soit le corps de digue hors brèche qui subisse la plus forte érosion. Néanmoins, la fosse d'érosion induite par le débit de fuite est légèrement asymétrique (le jet sortant est orienté vers l'amont), ce qui rejoint nos observations bien que le phénomène soit moins marqué. Nous ne retrouvons pas la zone de fort dépôt car nous avons fixé une condition limite libre pour la partie protégée et les sédiments n'ont pas le temps de se déposer avant de sortir du domaine de calcul.

Ces simulations numériques ne permettent pas de reproduire l'ouverture d'une brèche telle que celle de nos expériences (sol cohésif). Cependant, la forme de l'écoulement dans la brèche est respectée et la réflexion du débit de fuite sur la paroi aval de la bèche (à droite sur les images) provoque une érosion asymétrique de la zone protégée.

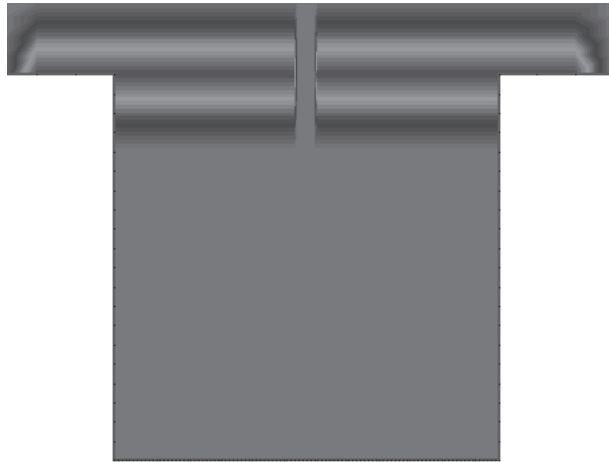


Figure 15. Vue de la bathymétrie initiale (l'amont est en haut de l'image, la zone protégée est en bas et le courant vient de la gauche)

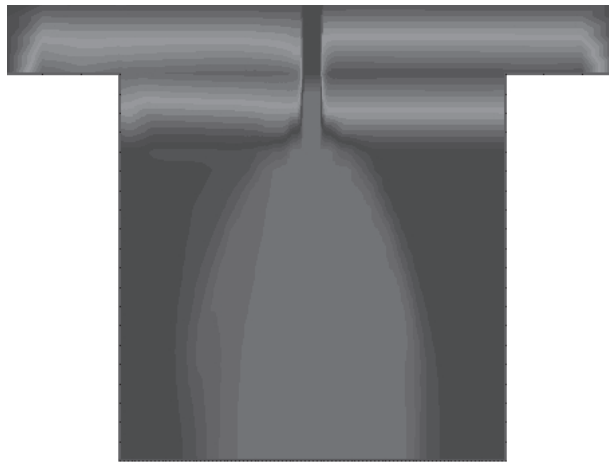


Figure 16. Vue de la bathymétrie $t=1000$ s, pour $\tau_c=0,047$



Figure 17. Vue de la bathymétrie $t=1000$ s, pour $\tau_c=0,2$



Figure 18. Vue de la bathymétrie initiale dans le cas d'une brèche large



Figure 19. Fosse d'érosion asymétrique créée à l'amont de la brèche

5.5 Conclusion

Nous avons présenté un cadre possible de l'étude expérimentale des ruptures de digues par surverse. Nous avons insisté sur la caractérisation des matériaux, qui est aussi importante pour une expérience de laboratoire que pour l'estimation de la résistance d'une digue réelle. Nous avons ensuite réalisé un essai de rupture par surverse (localisée) sur une digue de 10 cm de haut, dans le canal HERODE. Le matériau utilisé, faute d'être tout à fait réaliste, a permis d'obtenir une structure suffisamment stable et étanche pour résister plusieurs heures à l'écoulement longitudinal durant le développement de la brèche.

Nous avons ainsi pu assister à plusieurs phénomènes complexes au cours de la rupture. D'abord la phase d'initiation, où le parement au droit de la brèche est dégradé, et où commence l'érosion régressive du pied aval vers la crête. Cette phase est très lente et représente près de la moitié de l'essai en durée.

On considère que le chenal d'érosion est formé lorsqu'on est remonté jusqu'à la crête, et que le fond inérodable est atteint. La largeur de la brèche a alors peu évolué depuis son initiation, lorsque nous avons découpé un créneau (environ 25 mm). C'est ici que commence l'élargissement, le débit sortant venant frapper le bas de la paroi aval. La dynamique s'accélère et la digue s'érode par morceaux, principalement sur la paroi aval. C'est à cette période qu'est apparu un important dépôt au droit de la paroi amont de la brèche, qui correspond à la direction du débit sortant au droit de la brèche durant cette phase.

Enfin, la brèche s'élargissant, le jet sortant est de moins en moins orienté dans le sens du courant. La paroi aval est ainsi moins sollicitée et le débit va plutôt éroder la zone proche. L'érosion de cette dernière est asymétrique, dans le sens du courant, et il est intéressant de noter que la paroi amont de la brèche, peu soumise au jet sortant durant la seconde phase, a peu évolué, contrairement à la paroi aval.

En parallèle, l'utilisation de RUBAR nous permet de nous familiariser avec les simulations hydrauliques. L'élargissement de la brèche semble très lent en comparaison de notre essai et ce, sans cohésion. Par contre, l'orientation du débit sortant et la modification de la zone protégée semblent réalistes (asymétrie). Nous aimerions à terme proposer des paramètres d'érosion réalistes à utiliser dans les équations de calcul du transport solide.

Finalement, il nous semble important de mentionner que nos efforts expérimentaux, qui se poursuivent au-delà de la fin officielle du projet *Levees*, jusqu'à la finalisation de la thèse de Gregory Charrier qui est prévue pour fin 2013, suivent actuellement deux axes. Tout d'abord des essais de mécanique des sols visant à comparer sinon à mesurer les caractéristiques géophysiques de nos sols. Ceux-ci nous ont permis d'estimer la teneur en eau optimale à utiliser pour nos modèles physiques de digues, qui est d'environ 14 % pour les trois matériaux testés (contenant 10, 30 et 50 % de fines, de $D_{50} < 64 \mu\text{m}$). De plus, des crumb tests et des essais de résistance à l'érosion sont en cours. Nous avons également réalisé deux autres essais complets sur des modèles physiques dans le canal. Le premier, réalisé sur une digue à 30 % d'argile, a révélé un matériau très résistant à la surverse, puisque l'essai s'est déroulé sur une dizaine de jours, totalisant plus de cinquante-cinq heures d'essai effectif, la digue étant laissée en eaux le reste du temps. A l'opposé, une expérience sur une digue à 10 % d'argile n'aura duré qu'une heure et trente minutes, soulignant bien la différence entre les deux matériaux. Ces essais semblent montrer que la résistance d'une digue à la surverse, et donc la vitesse de développement d'une brèche, est sensible à l'énergie de compactage appliquée, à la teneur en eau du sol au moment du compactage, mais également à la teneur du sol en particules fines. La cohésion des sols augmente avec cette dernière, mais peut, par des effets d'aggrégation, favoriser le processus de headcut, que ce soit lors de l'initiation de la brèche ou, par analogie, lors de sa phase d'élargissement

5.6 Références

- [1] Fauchard C. et Mériaux P. (2004). *Geophysical and geotechnical methods for diagnosing flood protection dykes*, ed. QUAE.
- [2] Pham T. L. (PhD thesis, 2008). *Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- [3] Regazzoni P-L. (PhD Thesis, 2009). *Confrontation et analyse d'érodimètres et caractérisation de la sensibilité à l'érosion d'interface*, GeM – UMR CNRS 6183.
- [4] Degoutte G.. *Aide-mémoire d'hydraulique à surface libre*.
- [5] Lovoll A., Vaskinn A. (2004). *Physical modelling of Breach Formation*.
- [6] Zhu Y. (Phd Thesis, 2006). *Breach growth in clay dykes*, Delft University.
- [7] Morris M. (2009). *Breaching processes, a state of the art review*, Floodsite project.
- [8] Morris M. (2011). *Modelling breach initiation and growth*, Floodsite project.
- [9] Paquier A. (2011). *Notice d'emploi du logiciel RUBAR20*.

6 Modélisation d'une brèche par surverse et de sa fosse d'érosion par implémentation d'une loi d'érosion dans TELEMAC 2D

6.1 Introduction

La prévention des risques d'inondation relative aux territoires endigués nécessite que l'on s'intéresse aux conséquences d'éventuelles ruptures de digues. Pourtant, aujourd'hui encore, la prédiction des caractéristiques d'une brèche par surverse doit s'effectuer « à dire d'expert » en valorisant quand elles existent, les données sur des ruptures anciennes. Il en est de même pour la prédiction de l'éventuelle résistance d'une digue à la surverse, qui peut reposer, comme rappelé dans [1] citant [2], sur une analyse qualitative intégrant la qualité de construction du remblai, son état général ainsi que qu'une valeur maximale de la lame d'eau surversante.

Le projet LEVEES cherche notamment à démontrer que l'on peut évaluer la cinétique d'érosion externe d'une digue fluviale soumise à une surverse et que l'on peut évaluer a priori la largeur et la profondeur finales de la brèche, si brèche il y a.

Dans ce cadre, nous avons choisi d'utiliser une modélisation bi-dimensionnelle afin d'approcher la cinétique d'érosion externe, voire la largeur finale de la brèche, d'une digue fluviale soumise à une surverse. Ce mécanisme est reconnu comme l'une des principales causes des ruptures de digues en remblai [4]. Pour cela, nous avons associé aux calculs hydrauliques une loi d'érosion.

Dans un premier temps, nous décrivons la manière dont nous avons implémenté la loi d'érosion dans le code de calcul hydraulique. Ensuite, nous présentons les résultats obtenus pour la première phase de création de la brèche. Enfin, nous discutons les premiers essais menés pour représenter la phase d'élargissement de la brèche.

6.2 Remarques préliminaires

Nous nous intéressons ici aux ouvrages en terre, et plus particulièrement aux digues fluviales. Dans un souci de simplification, nous les supposons homogènes et nous ne distinguons pas les propriétés des matériaux constituant la digue, le lit mineur et le val protégé.

En outre, nous ne prenons pas en compte les éventuels effets d'un écoulement interne sur les propriétés du matériau les constituant. Par conséquent, les mécanismes de l'érosion interne d'une digue ne sont pas pris en compte ici. Ainsi, lorsque l'application de notre méthodologie aboutit à considérer qu'une digue n'est pas ou que très peu érodée par la surverse envisagée, il convient de rester prudent quant à la résiste ou non de cette digue. En effet, les effets de l'érosion interne comme de la saturation des matériaux de la digue sont de nature à altérer sa résistance mécanique.

6.3 Représentation de la cinétique d'érosion externe d'une digue fluviale

La création d'une brèche par surverse est décrite selon deux grandes phases ([1] qui reprend [8] et [4]) :

l'**initiation**, qui démarre avec l'érosion du parement aval et qui s'achève dès lors que l'érosion régressive en découlant atteint l'arête amont de la crête de digue ;

la **formation** de la brèche, correspondant à la phase d'approfondissement de la brèche initiée suivie par son **élargissement** par érosion latérale des parois de la brèche.

Pour les matériaux fortement érodables, la crête peut être érodée durant la phase d'initiation conjointement au parement aval.

Dans le cas des matériaux peu érodables, l'érosion du parement aval peut s'opérer sous la forme de marches d'escalier (headcut) [5].

6.4 Justification de la démarche proposée

Le projet FLOODsite présente dans [5] une revue des principaux outils de modélisation des brèches. Ceux-ci utilisent pour la plupart des évolutions paramétrées de la forme de la brèche et une description uni-dimensionnelle des écoulements. En outre, les lois d'érosion utilisées par ces modèles sont généralement des lois de transport solide, représentant le charriage en rivière. Leur limites d'utilisation ne correspondent pas aux écoulements de surverse pour lesquels les vitesses peuvent dépasser facilement plusieurs mètres par secondes et le processus représenté y est de plus très différent de l'arrachement de matériau [1].

Remarquons toutefois que certains modèles présentés dans [5] proposent des descriptions notablement plus fines de l'évolution de la forme de la brèche, et/ou des écoulements s'y opérant avec, dans certains cas, une loi d'érosion spécifique. Ainsi :

- DamBreach est un modèle qui ne fixe pas la forme de la brèche, son évolution étant fournie par une loi de transport solide et une loi d'érosion. L'écoulement de surverse y est décrit par une modélisation bi-dimensionnelle [5] ;
- HR breach Next génération 2009 propose une évolution de la brèche à partir de lois de transport solide et/ou d'érosion associant des phénomènes tels que le sapement et le glissement ([6] cité dans [5]). L'écoulement de surverse est issu d'une combinaison d'une équation de seuil et d'un calcul mono-dimensionnel ;
- DAVE_F ne fixe pas la forme de la brèche, son évolution étant fournie par une loi d'érosion [3]. L'écoulement de surverse y est décrit par une modélisation bi-dimensionnelle.

Nous avons choisi de tester la combinaison d'une modélisation bi-dimensionnelle des écoulements avec une loi non pas issue du domaine du transport solide, mais plutôt de la mécanique des sols. Cette loi d'érosion doit en premier lieu représenter le processus d'arrachement des matériaux (fins) sans préjuger de la forme de la brèche ni de son évolution dans le temps. L'érosion ainsi représentée peut être qualifiée de continue par opposition à une érosion discrète représentant des phénomènes tels que les glissements, les arrachements ou effondrements en blocs du matériau de la digue.

Pour cela nous avons choisi d'utiliser le code TELEMAC 2D, logiciel libre et largement utilisé en ingénierie, dans lequel nous pouvons, après chaque pas de temps de calcul, modifier l'altitude des fonds en fonction des résultats obtenus par l'application de la loi d'érosion utilisant les caractéristiques détaillées de l'écoulement.

6.5 Implémentation d'une loi d'érosion dans TELEMAC 2D

6.5.1 Quelques éléments sur TELEMAC 2D

Pour réaliser les calculs hydrauliques, le code TELEMAC 2D résout les équations de Barré de Saint-Venant dans le plan, par la méthode des éléments finis. Le domaine de calcul est discrétisé en mailles triangulaires et la résolution des équations de l'hydraulique s'effectue en chacun des sommets de ces triangles. On dispose ainsi des valeurs de hauteur d'eau (h) et des vitesses moyennées sur la verticale selon x (u) et selon y (v) en chacun des sommets des triangles.

www.opentelemac.org fournit plus d'informations sur TELEMAC 2D.

Choix et première implémentation de la loi d'érosion : l'incision

Nous avons retenu la loi d'érosion décrite par Parthéniades [7] donnant la vitesse d'érosion du matériau en fonction de la contrainte effective ($\tau - \tau_c$) et d'un taux d'érosion (k_d). Cette loi fournit une information sur l'éventuelle érosion d'un matériau cohésif mais aucune information sur la manière dont s'effectuent les dépôts plus en aval.

$$\varepsilon = k_d * (\tau - \tau_c) \quad (\text{m/s}) \quad (1)$$

k_d correspond au coefficient d'érodabilité du matériau ($\text{m}^3/\text{N.s}$)

τ_c correspond à la contrainte critique du matériau (Pa)

Notons que pour un matériau donné, k_d varie en fonction notamment de l'humidité et de la compaction du matériau [5].

La contrainte de cisaillement τ est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\tau = \rho * g * h * I \quad (\text{Pa}) \quad (2)$$

La pente I de la ligne d'eau est appréciée à l'aide de la formulation de Manning-Strickler :

$$V = K_s * R_h^{2/3} * I^{1/2} \quad (\text{m/s}) \quad (3)$$

Le rayon hydraulique R_h est ici pris égal à la hauteur d'eau h et la norme de la vitesse de l'écoulement V s'écrit simplement à l'aide de u et de v . Au final, la loi d'érosion choisie utilise, outre les caractéristiques de l'écoulement produites par le code TELEMAC, le coefficient de Strickler (K_s) et les caractéristiques du matériau τ_c et k_d .

Au pas de temps t , TELEMAC 2D fournit les grandeurs h , u , v en chacun des nœuds du domaine, à partir d'une bathymétrie/topographie donnée. Pour chacun des nœuds du domaine, ces grandeurs permettent de calculer s'il y a une érosion ou non et le cas échéant, la valeur du déplacement à considérer ($\varepsilon \times dt$); Celui-ci permet alors de fournir une nouvelle bathymétrie pour le calcul avec TELEMAC 2D au pas de temps $t+dt$ sur l'ensemble du domaine.

Dans un souci de limitation des temps de calcul, le domaine érodable sur lequel on applique la loi d'érosion est plus petit que le domaine de calcul avec TELEMAC 2D.

Remarquons qu'il peut y avoir une érosion sur l'ensemble des secteurs où il y a un écoulement ($h > 0$). Ainsi, cette méthode permet de représenter le développement conjoint d'une brèche par surverse et de sa fosse d'affouillement. D'autre part, la phase d'élargissement de la brèche ne peut être représentée par cette méthode puisqu'elle nécessite de modifier l'altitude de la digue aux abords de la brèche, ce qui n'est pas possible avec cette méthode ($h < 0$).

6.5.2 Implémentation d'un élargissement de la brèche basé sur la loi de Parthéniades

Lors de la phase d'élargissement, plusieurs mécanismes peuvent interagir pour éroder la digue tels que le sapement, le glissement ou encore l'arrachement continu ou en bloc du matériau des parois de la brèche. Pour représenter la phase d'élargissement nous avons choisi dans un premier temps d'utiliser simplement la loi de Parthéniades. Ceci revient à ne chercher à représenter qu'un élargissement produit par une érosion continue des matériaux des parois de la brèche. Pour cela, nous avons calculé un déplacement moyen ($\overline{\varepsilon_{Ti}}$) par triangle élémentaire Ti du domaine, possédant un nœud non mouillé ($h < 0$) et deux nœuds mouillés. Celui-ci est apprécié en appliquant (1) après avoir estimé la contrainte moyenne de cisaillement $\overline{\tau_{Ti}}$ sur l'ensemble du triangle élémentaire Ti .

La contrainte moyenne de cisaillement est fournie par la formule suivante :

$$\overline{\tau_{Ti}} = \frac{1}{S_{totale}} * \iint_{S_{totale}} \tau . ds \quad (\text{Pa}) \quad (4)$$

S_{totale} représente la superficie totale du triangle

L'hypothèse d'une hauteur d'eau moyenne (\overline{h}) sur le triangle Ti associée à une base mouillée horizontale, nous permet de considérer la portion mouillée du triangle comme un trapèze.

La contrainte de cisaillement sur la portion mouillée du triangle s'écrit alors simplement en fonction de la hauteur d'eau h :

$$\tau(h) = \overline{\tau} * \left(1 - \frac{h}{\overline{h}} \right) \quad (\text{Pa}) \quad (5)$$

$\overline{\tau}$ étant la moyenne des contraintes de cisaillement calculées aux deux nœuds mouillés.

D'autre part, en considérant que la vitesse moyenne de déplacement ($\overline{\varepsilon_{Ti}}$) correspond à la moyenne des vitesses de déplacement de chacun des 3 nœuds du triangle T_i , nous pouvons en déduire la valeur ε_{sec}^{Ti} correspondant à l'éventuelle vitesse de déplacement du nœud sec de T_i .

$$\overline{\varepsilon_{Ti}} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_{sec}^{Ti}}{3} \quad (\text{m/s}) \quad (6)$$

$\varepsilon_1 + \varepsilon_2$ est la somme des vitesses de déplacement calculées avec (1) pour les deux nœuds mouillés du triangle T_i .

Si la valeur ε_{sec}^{Ti} est positive, elle peut être vue comme la vitesse de déplacement du nœud sec du triangle T_i .

Un nœud sec appartenant à plusieurs triangles à la fois, la vitesse de déplacement du nœud sec ε_{sec} peut être considérée comme le maximum ou la somme des valeurs ε_{sec}^{Ti} ainsi calculées :

$$\varepsilon_{sec} = \max(\varepsilon_{sec}^{Ti}) \quad (\text{m/s}) \quad (7a)$$

$$\varepsilon_{sec} = \sum_{Ti} \varepsilon_{sec}^{Ti} \quad (\text{m/s}) \quad (7b)$$

En résumé, l'érosion du matériau de la digue s'opère de façon continue à l'aide de l'équation (1) et selon deux voies : - dès lors que le nœud considéré est mouillé, l'équation (1) s'applique.

- pour les triangles non totalement mouillés (deux des trois nœuds étant mouillés), l'érosion du nœud sec ε_{sec}^{Ti} est estimée et cherche à représenter au moins en partie, l'élargissement de la brèche. Cette méthode nous semble permettre de prendre en compte l'érosion continue verticale qui s'opère sur les parois de la brèche, en respectant l'hypothèse de maillage à nœuds fixes dans le plan, intrinsèque à l'outil de modélisation utilisé.

Il paraît évident de considérer dès à présent que la méthode de représentation de l'élargissement proposée ici ne suffit pas à prédire correctement la largeur de la brèche finale, notamment dans le cas où s'opèrent des glissements, sapements ou des arrachements en blocs de matériaux sur les parois de la brèche. Elle a toutefois l'avantage de ne pas multiplier les paramètres à estimer.

6.6 Résultats obtenus pour l'incision seule

6.6.1 Description du cas fictif étudié

Nous avons considéré l'écoulement dans un canal rectiligne de pente 0,1 %, de section trapézoïdale de largeur en fond de 20 mètres, de 3 mètres de profondeur et de largeur au miroir de 26 mètres. La digue représentée possède une hauteur de 2 mètres, une largeur de 6 mètres en crête et de 14 mètres en pied. Ce dernier est placé en rive gauche du canal, 4 mètres en retrait de la berge du canal.

Le val protégé par la digue possède une pente longitudinale identique à celle du canal, 2 kilomètres de long et 1 kilomètre de largeur.

La brèche est située au milieu du val protégé, pour fixer sa position, nous avons réalisé une entaille dans la crête de la digue de 20 cm de profondeur sur une largeur de 18 mètres en pied et de 24 mètres en crête, matérialisant un poids pas de la crête, situation fréquemment rencontrée sur le terrain

Le maillage utilisé est de type non structuré et il est raffiné au droit de la brèche, dans le canal ainsi que dans le val protégé afin de représenter la fosse d'érosion. Il est toutefois progressif pour ne pas allonger inutilement les calculs ainsi, nous avons des mailles de 3 mètres au plus fin et des mailles de 50 mètres sur les secteurs du val protégé les plus éloignés de la brèche.

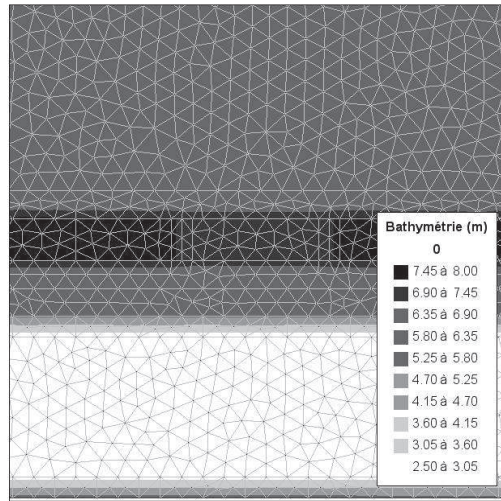


Figure 2. Détail du maillage au droit de l'entaille

Dans un souci de simplification, le coefficient de diffusion des vitesses de l'écoulement sera supposé constant dans le domaine et égal à $0,005 \text{ m}^2/\text{s}$. Ceci aura pour conséquence que la dissipation d'énergie ne sera pas correctement représentée dans les secteurs fortement turbulents.

Le coefficient de Strickler est fixé à $20 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$.

La sollicitation est constituée d'un hydrogramme trapézoïdal, le débit maximum de $210 \text{ m}^3/\text{s}$ permet de créer une surverse localement par l'entaille. La durée de la crue représentée est d'environ 78 heures. Avec cet hydrogramme, la surverse débute au temps $t = 5400$ secondes, pour un débit d'environ $205 \text{ m}^3/\text{s}$.

6.6.2 Choix des caractéristiques des matériaux de la digue et du val protégé

Nous avons testé deux matériaux, le premier correspond à un matériau réputé facilement érodable (jeu 1) alors que le second correspond à un matériau qualifié de modérément résistant (jeu 2) :

- jeu 1 : $K_d = 10^{-5} \text{ m}^3 / (N.s)$ et $\tau_c = 0,1 \text{ Pa}$
- jeu 2 : $K_d = 10^{-7} \text{ m}^3 / (N.s)$ et $\tau_c = 10 \text{ Pa}$

Pour représenter la fosse d'érosion en aval de la brèche, nous avons considéré un domaine érodable comprenant outre la digue, l'ensemble du val protégé distant de moins de 750 mètres de la digue. La partie du val située entre le canal et la digue est aussi considérée comme érodable sur une distance de 40 mètres centrée sur l'axe de la brèche.

Nous avons considéré que le matériau constituant le lit majeur du val protégé possède les mêmes caractéristiques que celles de la digue. L'incision seule ainsi représentée induit une concentration de l'écoulement sur une portion de la largeur de surverse. Ceci concentre aussi la zone d'érosion et se traduit par une érosion quasi-exclusivement selon la verticale. Pour limiter ce phénomène, nous avons fixé la cote minimale des nœuds du maillage à la valeur de 2,5 mètres, ce qui correspond à l'altitude du fond du lit au droit de la brèche.

6.6.3 Description de l'incision de la digue ainsi représentée

Constat 1 :

La digue composée d'un matériau érodable (Figure 5) est complètement incisée un peu plus d'une heure après le début de la surverse alors que la digue composée d'un matériau beaucoup moins érodable (Figure 6) résiste durant plusieurs dizaine d'heures. Ainsi la résistance à l'incision du matériau de la digue telle que proposée dans notre représentation est cohérente avec celle proposée dans [9].

Un calcul réalisé avec un jeu de paramètres correspondant à un matériau résistant ($K_d = 10^{-8} m^3 / (N.s)$, $\tau_c = 50 Pa$) a permis de vérifier qu'aucune brèche ne se développait durant l'ensemble de la crue testée.

Le cas du matériau moins érodable (jeu 2) permet de vérifier que l'érosion de la digue s'opère dans un premier temps en pied du parement aval et sur la crête aval puis en crête amont de la digue. La vitesse moyenne d'érosion verticale de la crête amont est de 0,5 cm/h alors qu'elle est de 1,5 cm/h pour la crête aval.

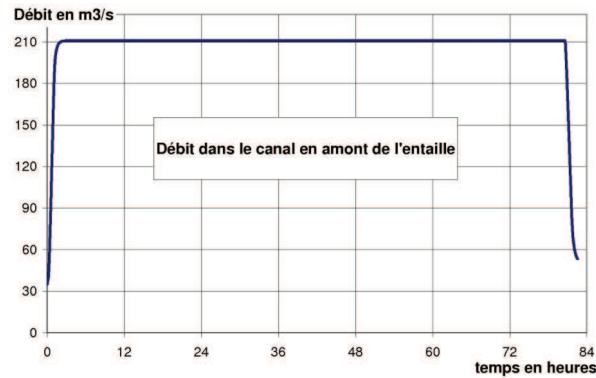


Figure 3. Hydrogramme en amont de l'entaille

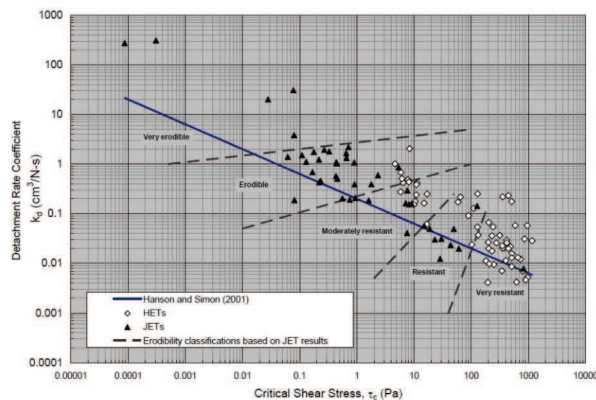


Figure 4. Erodabilité supposée des couples (k_d, τ_c) selon [9]

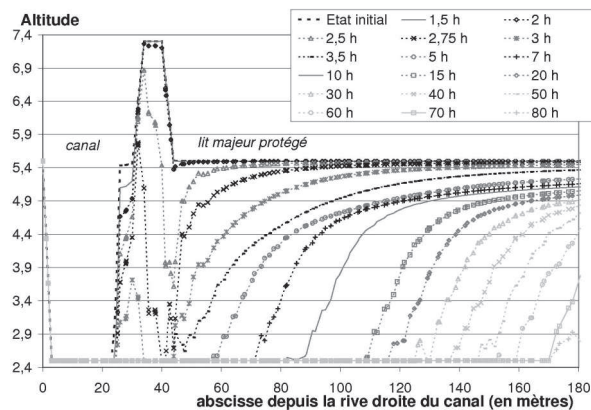


Figure 5. Evolution de la brèche, jeu 1

Pour le jeu 1, la dynamique d'érosion est beaucoup plus rapide puisque les crêtes amont et aval s'érodent à des vitesses moyennes de l'ordre de 1,9 m/heure.

Constat 2 :

Notre représentation permet de combiner l'incision, produite par érosion régressive du parement aval de la digue, avec la création d'une fosse d'affouillement à l'aval de la brèche. Celle-ci est particulièrement visible pour le matériau le plus érodable (figure 9). Alors que la digue est complètement effacée moins de deux heures après le début de la surverse, la fosse continue de s'agrandir tout au long de l'activation de la brèche.

L'évolution de la brèche ainsi représentée peut être décomposée en 3 phases :

- l'initiation, représentant une phase d'érosion très lente de la digue et du lit majeur (fosse), qui s'opère tant que les vitesses d'écoulement à travers la brèche restent faibles.
- l'incision, représentant la phase d'érosion rapide de la digue. Au début de cette phase, l'augmentation du débit de surverse permet d'avoir des vitesses d'écoulement suffisantes pour produire une érosion significative de la digue. Celle-ci tend à concentrer le flot ce qui accentue encore l'érosion. La crête aval de la digue s'efface alors, puis la crête amont. La fosse d'affouillement se développe largement du fait de ces fortes vitesses.
- une phase de stabilisation, la digue est maintenant totalement effacée, les vitesses d'écoulement ont diminué et un régime d'écoulement quasi-permanent s'installe, permettant à la fosse d'affouillement de continuer son développement. Celui-ci dépend en premier lieu des caractéristiques choisies pour la résistance du matériau du lit majeur (ici identique à celle de la digue). En outre, le développement de la fosse d'affouillement proposé dans ce calcul, est probablement impacté par la non prise en compte ici d'un possible élargissement de la brèche : la concentration des écoulements sur une largeur réduite de brèche se traduisant par des vitesses à l'aval de celle-ci, beaucoup plus fortes que dans le cas d'une brèche s'élargissant.

Alors que le jeu 1 décrit les trois phases présentées, le jeu 2 ne voit que la première phase dite d'initiation.

Les vitesses maximales d'écoulement calculées au droit des crêtes amont et aval de la digue sont de l'ordre de 5.5 m/s pour le jeu 1 et de 4 m/s pour le jeu 2.

Au début de la surverse, le nombre de Froude est supérieur à 1 sur le parement aval de la digue. Sa position évolue pour rejoindre la crête amont de la même façon que l'érosion.

La formation de la brèche proposée ici, appelée incision, combine la phase d'initiation décrite dans [1] avec une partie de la phase dite de formation de la brèche, à savoir l'approfondissement.

Constat 3 :

Pour évaluer l'effet de la prise en compte de la fosse d'affouillement à l'arrière de la brèche, nous avons reproduit le calcul réalisé avec le matériau érodable (jeu 1) en ne permettant pas l'érosion du val protégé. La comparaison des débits traversant les brèches obtenues dans ces deux cas montre clairement sur la figure 8, que la prise en compte de la fosse d'affouillement se traduit par un débit dans la brèche largement supérieur (rapport de 1,5 dans notre cas).

La cinétique d'érosion de la digue n'est toutefois pas affectée par la non prise en compte de la fosse d'affouillement. Le pic de débit visible en début de surverse dans le cas n'intégrant pas la fosse d'affouillement, s'explique par le choix opéré d'un pas de temps constant. En effet, dans un calcul identique mais réalisé à pas de temps variable, et par-là respectant les conditions de convergence des calculs telle que la condition de Courant, ce pic n'apparaît pas. Notons, que dans le cas intégrant la fosse, ce pic est aussi présent, mais non visible figure 8.

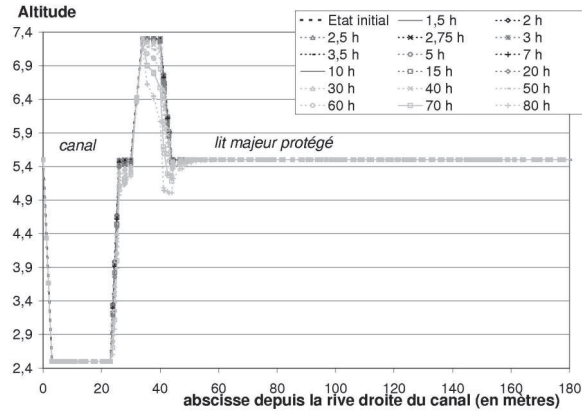


Figure 6. Evolution de la brèche, jeu 2

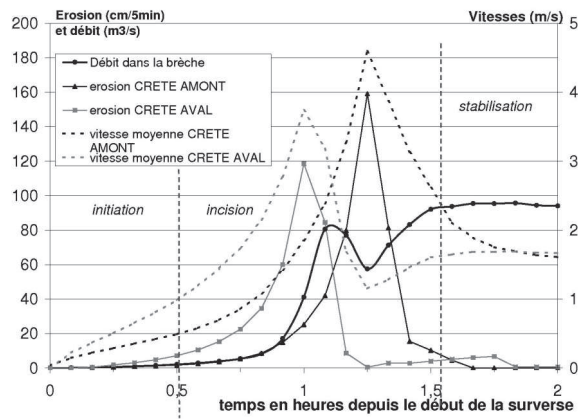


Figure 7. Erosion et vitesse en crête, jeu 1

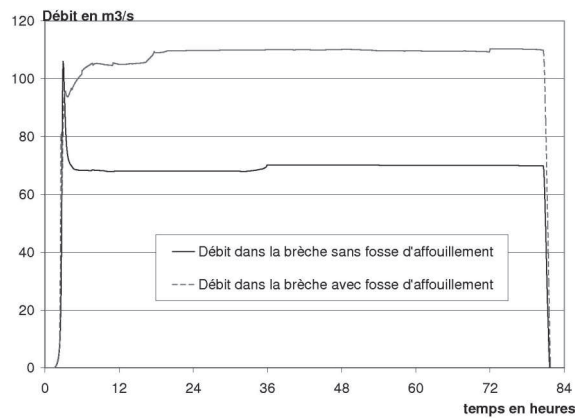


Figure 8. Débit à travers la brèche avec et sans fosse d'affouillement, jeu 1

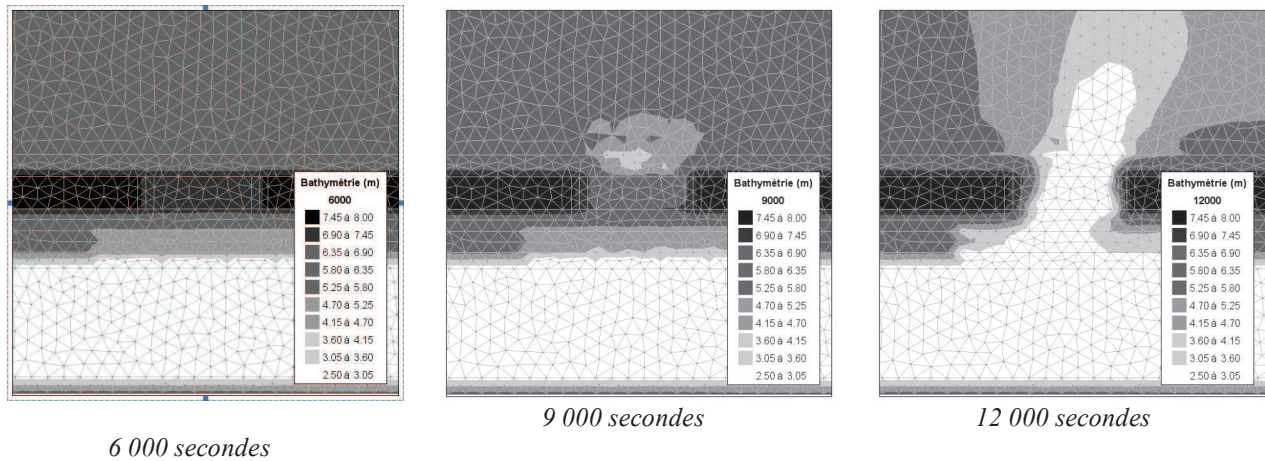


Figure 9. Erosion de la digue, jeu 1

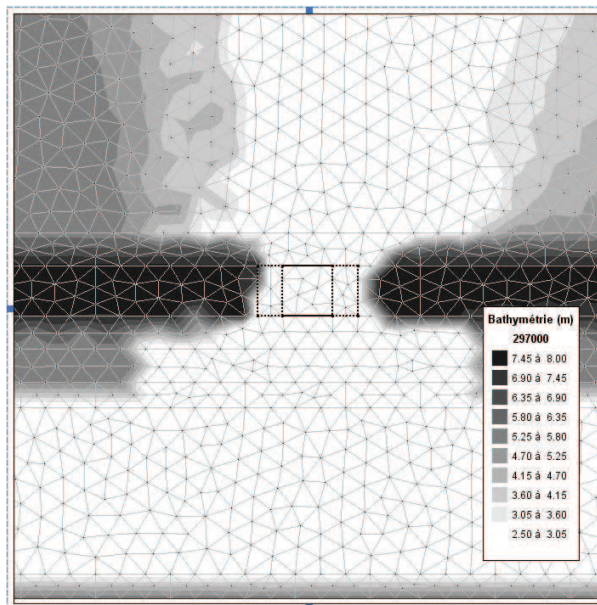


Figure 10. Elargissement de la brèche obtenu pour l'entaille de 6 m, jeu 1

On rappelle que les paramètres d'érodabilité pris ici pour le val protégé sont identiques à ceux de la digue.

Constat 4 :

Nous avons réalisé un nouveau maillage du domaine avec une taille de maille de 1 mètre aux abords de la brèche et de la fosse d'affouillement. La comparaison des résultats ainsi obtenus avec les résultats précédents montre que les érosions représentées sont similaires, bien que dans le cas d'un maillage plus fin, celles-ci soient plus rapides, environ 3,3 m/h pour le jeu 1, comparés au 1,9 m/h initialement. En effet, la vitesse d'écoulement calculée en un noeud du domaine fournit la valeur représentative de la vitesse aux abords du nœud, ainsi plus la taille de la maille sera grande et plus cette vitesse correspondra à une valeur moyenne, systématiquement plus faible qu'une valeur locale. Pour le jeu 2, la vitesse d'érosion est le double de celle obtenue avec le maillage initial, ce qui produit une érosion de la digue sur la moitié de sa hauteur environ, correspondant à la phase d'incision de la digue présentée ci-dessus. Notons que le débit transitant dans la brèche ainsi obtenu est très proche de celui obtenu avec le maillage de 3 mètres.

6.7 Résultats obtenus pour l'élargissement

Le matériau réputé facilement érodable (jeu 1) a été utilisé ici pour tester la méthode proposée pour représenter l'élargissement de la brèche.

Les premiers résultats obtenus (utilisant l'équation 7b) montrent que l'érosion continue des parois de la brèche ainsi représentée, est trop faible pour modifier significativement la forme de la brèche créée par l'incision, le débit dans la brèche correspondant est alors légèrement plus fort (2%) que celui obtenu avec l'incision seule.

Nous avons procédé à de nouveaux calculs à partir d'une entaille dans la digue de 6 mètres de largeur au lieu des 18 mètres initialement utilisés. Ceci afin d'augmenter le pouvoir érosif de l'écoulement sur les parois de la brèche et voir ainsi si l'élargissement s'opérait alors de façon plus significative.

Avec cette configuration, la brèche s'élargit effectivement mais très peu, comme le montre la figure 10 et le débit transitant dans la brèche est alors d'environ 7% supérieur à celui obtenu avec l'incision seule.

6.8 Conclusion

Nous avons implémenté une loi d'érosion, celle proposée par Parthéniades, dans un logiciel de calculs hydrauliques bi-dimensionnels afin de chercher à estimer la cinétique d'érosion d'une digue par surverse, voire la largeur finale de la brèche.

Ce travail permet, dès lors que les caractéristiques du matériau constituant la digue sont approchées (cas d'une digue homogène), d'apprécier si une brèche se développe ou non dans la digue face aux sollicitations hydrauliques proposées.

Dans le cas où une brèche se crée, notre représentation fournit une description de la phase dite d'incision de la brèche, notamment sa cinétique. La fosse d'affouillement qui se crée à l'arrière de la brèche peut aussi être appréciée grâce à notre représentation, ainsi que son effet sur le débit transitant dans la brèche.

Toutefois, les résultats obtenus pour la phase dite, d'élargissement, n'étant pas probants, ces premiers résultats sur la cinétique d'érosion de la digue doivent être relativisés.

En outre, ils n'incluent pas les effets des écoulements internes à la digue et leur sensibilité à la taille du maillage du domaine de calcul est démontrée. Ce dernier point demande à être complété afin d'éclairer le choix de la taille de la maille.

Dans le cas où aucune brèche ne se développe, nous ne pouvons pas conclure à ce stade que la digue résiste puisque d'autres phénomènes tels que l'érosion interne ou encore la modification des caractéristiques du matériau, notamment le k_d , sont susceptibles d'évoluer fortement avec l'humidité du matériau [5].

Les processus d'incision et d'élargissement de la brèche étant fortement dépendants, pour aller vers la représentation réaliste de la formation d'une brèche, il conviendra d'étudier différentes méthodes de représentation de la phase dite d'élargissement. Ces méthodes pourraient intégrer une ou plusieurs manières d'éroder les flancs de la brèche : une érosion continue, comme celle proposée avec la loi de Parthéniades, une érosion par sapement ou encore une érosion discrète des parois de la brèche (glissement, arrachement en bloc, effondrement...)

Ensuite, les résultats produits devront être confrontés aux résultats issus de l'expérimentation et si possible à des cas historiques de rupture de digues bien documentés.

6.9 Références

- [1] Courivaud J. R. (2004) *État de l'art de la modélisation des ruptures par surverse de digues et barrages en remblai*, In : Sécurité des digues fluviales et de navigation (Cemagref Editions), Actes de colloque 25-26 novembre 2004 CFBG-MEDD, Orléans, France: 2004. pp. 111-128.
- [2] Froehlich David C. (1995), *Embankment Dam Breach Parameters Revisited*. In: Water Resources Engineering, Proceedings of the ASCE Conference on Water Resource Engineering, San Antonio, Texas, 1995, pp887-891.
- [3] Froehlich D.C. (2002). *IMPACT Project field tests 1 & 2: 'Blind' simulation by Dave F.* In: Morris, M. Proc. of 2nd IMPACT Project workshop Mo-I-rana, Mo-I-Rana, Norway, 12-13th September 2002, 2002, 18 p.
- [4] Meriaux P, Royet P, Folton C. (2004). Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations - Guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires. Cemagref Editions, pp55-67.
- [5] Morris M.W.(2009). Breaching Processes: A state of the art review, In : FLOODSite project, rep No T06-06-03, HR Wallingford UK.
- [6] Morris M.W., Hassan M., Buchholzer Y., Davies T. (2009). HR BREACH: developing a practical breach model to meet industry needs. In floodsite.net, 14 p.

- [7] Parthéniades E. (1965). Erosion and deposition of cohesive soils. Journal of the Hydraulic Division, n°91, pp 105-139.
- [8] Wahl T.L. (1998). *Prediction of embankment dam breach parameters—a literature review and needs assessment*. Dam Safety Rep No. DSO-98-004, US Dept. of the Interior, Bur of Reclamation, Denver, CO.
- [9] Wahl T. L., Hanson G. J., Reggazzoni P.L. (2009). Quantifying erodibility of embankment materials for the modelling of Dam breach processes. Proc. of the ASDSO Dam Safety, Hollywood, Florida, 2009, 24p.

7 Test de sensibilité sur les paramètres de la progression de la brèche

7.1 Démarche adoptée

Lors d'une crue récente d'un grand cours d'eau français, différentes brèches ont été observées sur les digues de protection latérale. Une brèche en particulier a attiré notre attention car particulièrement documentée et ayant fait l'objet de différentes modélisations hydrauliques (modélisations 2D du lit endiguée et également de la plaine protégée).

ISL a ainsi souhaité mener des tests de sensibilité sur la largeur finale de la brèche et sur son temps d'ouverture. Deux modèles hydrauliques ont été construits dans cet objectif :

- Un modèle 1D du lit endigué et de la plaine protégée : l'objectif étant de disposer d'un outil simple et flexible permettant de faire varier simplement les paramètres de la dynamique de la brèche. Ce modèle intègre la brèche donc mais également la fosse dans sa géométrie finale ;
- Un modèle 2D de la plaine protégée : afin de propager l'hydrogramme de rupture calculé à l'aide du modèle 1D.

7.2 Principales caractéristiques de la brèche observée

7.2.1 Géométrie de la digue avant la brèche

La géométrie de la digue, avant la brèche, était caractérisée par :

- une crête non carrossable d'environ 1,5 m de large ;
- une hauteur de 3 m par rapport au ségonal et environ 5 m par rapport à la plaine ;
- un talus amont de pente 2,5H/1V et un talus aval de pente 1,7H/1V au droit du point le plus raide ; la raideur locale du talus aval sur environ 50 m est caractéristique de la partie aval de la zone de brèche, la pente étant plus douce en amont ; cette raideur est liée à la présence d'un chemin bordant un canal en pied dont le fond est calé environ 5,2 m sous la crête ;
- la pente du talus de la berge au cœur de la brèche est raide de l'ordre de 1H/1V ;
- la largeur du ségonal est comprise entre 50 m en amont et 10 m en aval.

7.2.2 Principales caractéristiques de la brèche

La brèche observée est caractérisée par une longueur de 130 m et la création d'une fosse d'environ 6 m de profondeur par rapport au terrain naturel aval ou 8 m par rapport au niveau moyen du ségonal. La longueur de la fosse d'érosion, perpendiculairement au cours d'eau, est de 140 m. Le temps d'ouverture de la brèche a été estimé à 10 h. La figure 1 illustre la configuration classique de ce type de désordre.

7.3 Modélisation 1D

7.3.1 Présentation du modèle

Pour construire le modèle 1D, le logiciel américain HEC-RAS Transitoire de l'US Army Corps of Engineers a été exploité. Il autorise la modélisation maillée en régime fluvial, torrentiel ou mixte (les deux), en régime transitoire ou permanent, filaire et/ou à casiers. Les singularités hydrauliques sont également prises en compte. La condition limite aval du modèle 1D est issue du modèle 2D dont la limite aval est bien plus éloignée. Une vue en 3 dimensions du modèle est présentée figure 2. Il couvre un linéaire de 2,5 km environ.

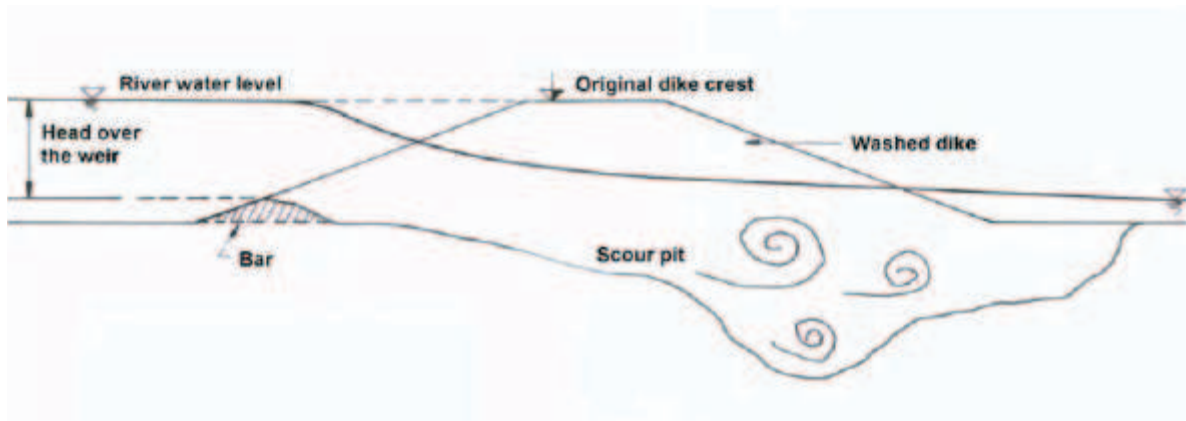


Figure 1. Configuration type d'une brèche latérale d'un lit endigué

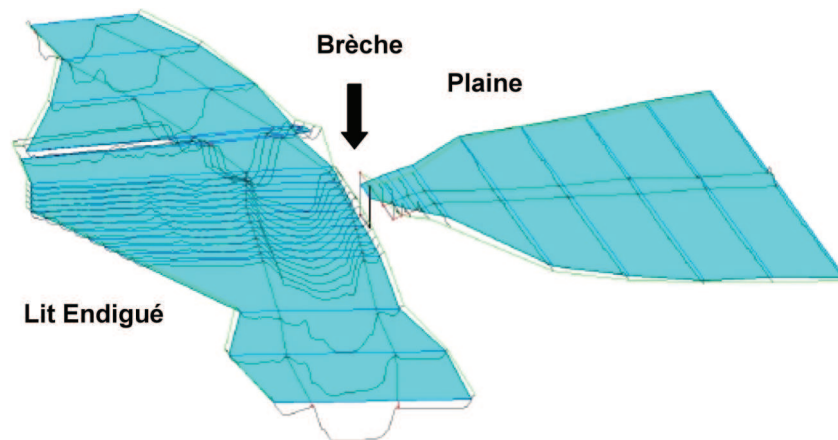


Figure 2. Vue du modèle 1D

7.3.2 Calage du modèle

Le modèle a été calé sur :

- les observations réalisées lors de la crue et de la brèche ;
- les modélisations 2D du lit endigué elles-mêmes calées sur les observations. Les résultats de ce calage sur les résultats du modèle 2D du lit endigué en termes de débits sont présentés sur le graphe de la figure 3.

Les hydrogrammes en amont et aval de la brèche sont très proches en termes de débits de pointe pour les modèles 1D(ISL) et 2D (lit endigué).

Amont brèche : $Q_{2D} = 2021 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{1D(\text{ISL})} = 2020 \text{ m}^3/\text{s}$

Aval brèche : $Q_{2D} = 1190 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{1D(\text{ISL})} = 1167 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit de pointe généré par la brèche est sensiblement différent (de l'ordre de 15 % inférieur).

Brèche : $Q_{2D} = 1432 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{1D(\text{ISL})} = 1206 \text{ m}^3/\text{s}$

Les phénomènes de la formation de la brèche sont complexes et peuvent être modélisés de façon différente avec un modèle 1D ou 2D. On observe notamment sur l'hydrogramme du modèle 2D un pic de 1300 à 1432 m^3/s difficilement explicable. D'autre part, notre objectif est ici de mener des tests de sensibilité sur différents cas de figure. Nous cherchons donc à nous assurer de la pertinence de notre modélisation. A l'issue de ce calage le modèle a été considéré convenablement calé pour conduire les tests de sensibilité. Enfin, il à noter que le modèle a été préalablement calé en cotes également pour un cas sans brèche.

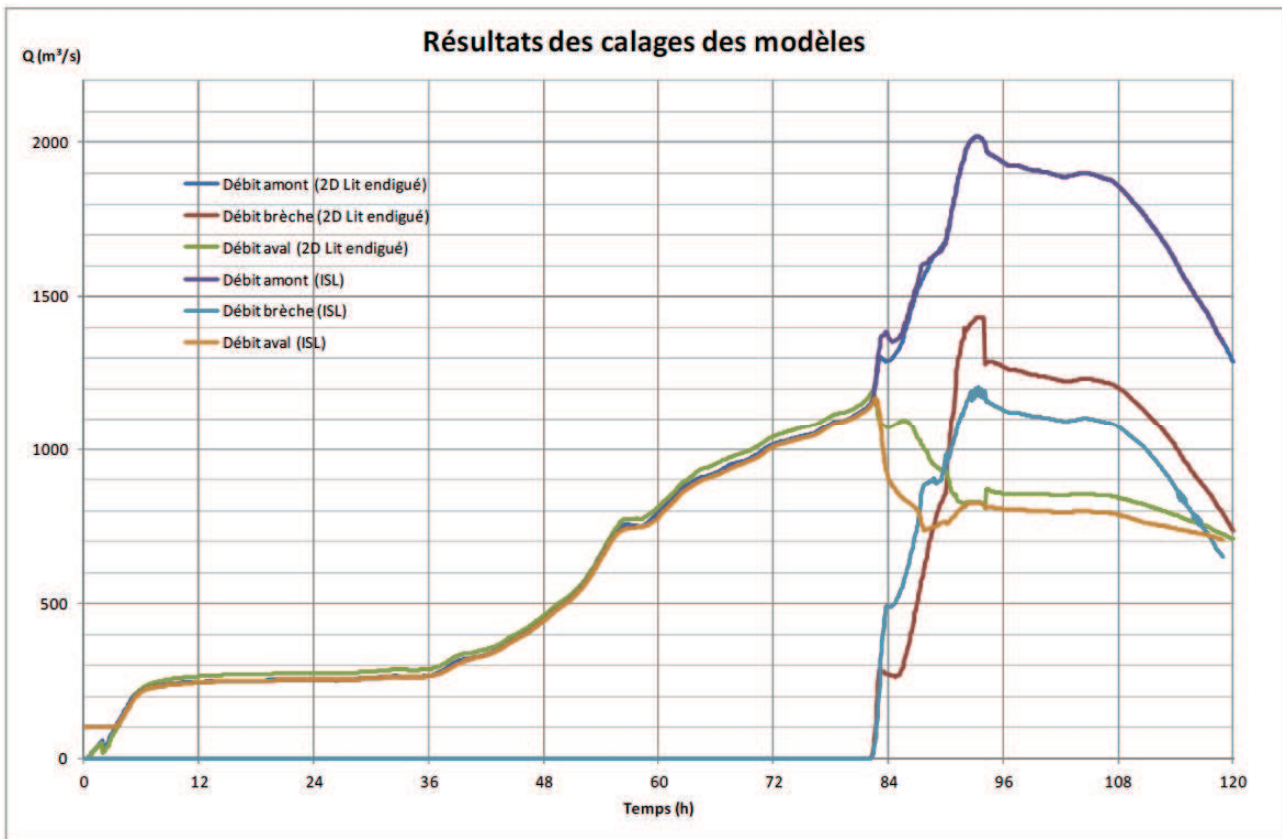


Figure 3. Calage du modèle 1D

7.4 Modélisation 2D

7.4.1 Logiciel utilisé

Le modèle 2D de la plaine protégée a été réalisée à l'aide du logiciel RUBAR 20 de l'IRSTEA. Le logiciel RUBAR 20 a été spécifiquement conçu pour le calcul de propagation d'onde de rupture en bidimensionnel. A ce titre, il permet de simuler la propagation d'une onde issue soit d'une rupture instantanée de barrage (on partira d'un mur d'eau), soit d'une rupture progressive (pour laquelle on connaît l'hydrogramme au droit du barrage ou pour laquelle on la modélise par un ouvrage particulier). Il traite donc, en particulier, la propagation d'un front sur une zone initialement sèche. De manière plus générale, ce logiciel permet tout calcul hydraulique ressortissant des équations de SAINT-VENANT bidimensionnelles, en particulier, lorsque les variations temporelles des caractéristiques hydrauliques sont importantes (crues). Les équations que le logiciel résout sont écrites sous la forme :

(1)

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = P$$

(2)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q_x}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q_x^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(\frac{Q_x Q_y}{h} \right)}{\partial y} \\ &= -gh \frac{\partial Z}{\partial x} - g \frac{Q_x \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{C^2 h^2} + K \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial \left(\frac{Q_x}{h} \right)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \frac{\partial \left(\frac{Q_x}{h} \right)}{\partial y} \right) \right) + F_x(W) + P_x \end{aligned}$$

(3)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q_y}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q_x Q_y}{h} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(\frac{Q_y^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right)}{\partial y} \\ &= -gh \frac{\partial Z}{\partial y} - g \frac{Q_y \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{C^2 h^2} + K \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial \left(\frac{Q_y}{h} \right)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \frac{\partial \left(\frac{Q_y}{h} \right)}{\partial y} \right) \right) + F_y(W) + P_y \end{aligned}$$

où h est la hauteur d'eau, Z la cote du fond, Q_x le débit (unitaire) selon l'axe Ox égal au produit de la vitesse par la hauteur, Q_y le débit (unitaire) selon Oy , g l'accélération de la pesanteur, K une constante de viscosité (ou diffusion), C la constante de Chézy pour le frottement au fond (ou coefficient de Strickler multiplié par $h^{1/6}$), W la vitesse du vent, F_x et F_y les contraintes dues au vent exprimées sous la forme $0,6 \times 10^{-6} W_x W^{3/2}$ et $0,6 \times 10^{-6} W_y W^{3/2}$, P_x et P_y les composantes du frottement à la paroi (verticale) exprimée comme le frottement au fond mais la contrainte étant parallèle à la paroi, on utilise un facteur multiplicatif valant 0 pour les mailles sans paroi et h/L pour les autres mailles avec L dimension de la maille dans la direction perpendiculaire à la paroi, P l'apport local correspondant à la pluie (dont on néglige la quantité de mouvement). En outre, il est possible d'introduire des ouvrages (déversoirs, etc) ; la loi d'ouvrage donne alors un débit qui vient s'ajouter ou se substituer au débit fourni par les équations de SAINT-VENANT.

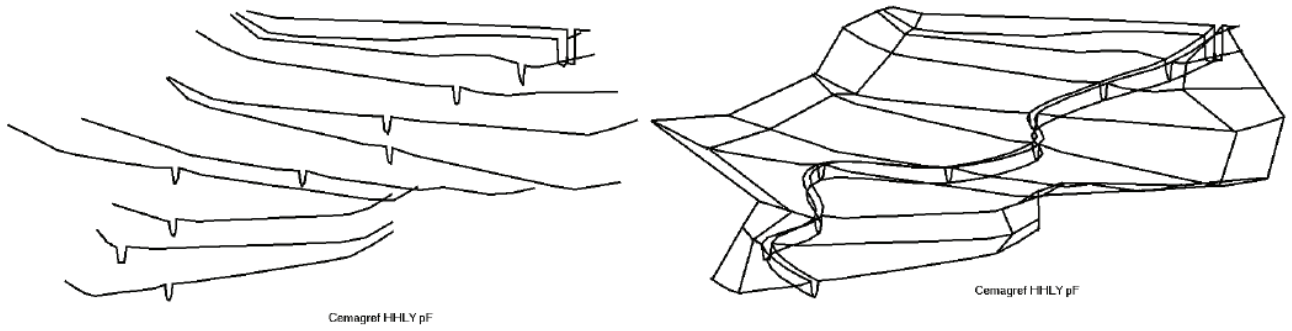
Le code de calcul utilise la méthode des volumes finis appliquée à un maillage constitué de quadrilatères et de triangles qui ont entre eux 0 ou 1 (entier) côté commun. A chaque pas de temps, pour calculer les flux entrants et sortants de chaque maille, est résolu un problème de Riemann dans la direction normale à l'arête. 2 schémas numériques sont disponibles pour résoudre ce problème :

- un schéma de VAN LEER avec deuxième ordre en espace et premier ordre en temps ;
- un schéma de VAN LEER avec deuxième ordre en temps et en espace.

On résout d'abord le problème homogène pour les 3 équations unidimensionnelles mises sous forme conservative puis on ajoute les termes du second membre où on retrouvera le terme de gravité, les frottements, etc (Paquier 1995)⁵. Cette méthode de résolution s'appuie sur les travaux de Jean-Paul VILA portant sur les schémas numériques appliqués aux systèmes hyperboliques non linéaires (Vila 1986)⁶.

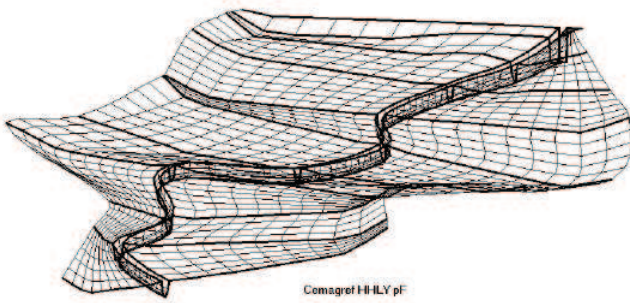
⁵ Modélisation et simulation de la propagation de l'onde de rupture de barrage, thèse de l'Université Jean Monnet de Saint Etienne

⁶ Sur la théorie et l'approximation numérique de problèmes hyperboliques non linéaires. Applications aux équations de SAINT-VENANT et à la modélisation des avalanches de neige dense, thèse de l'Université Paris VI

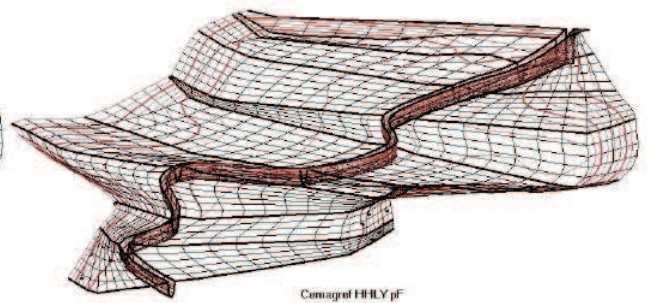


Saisie des profils

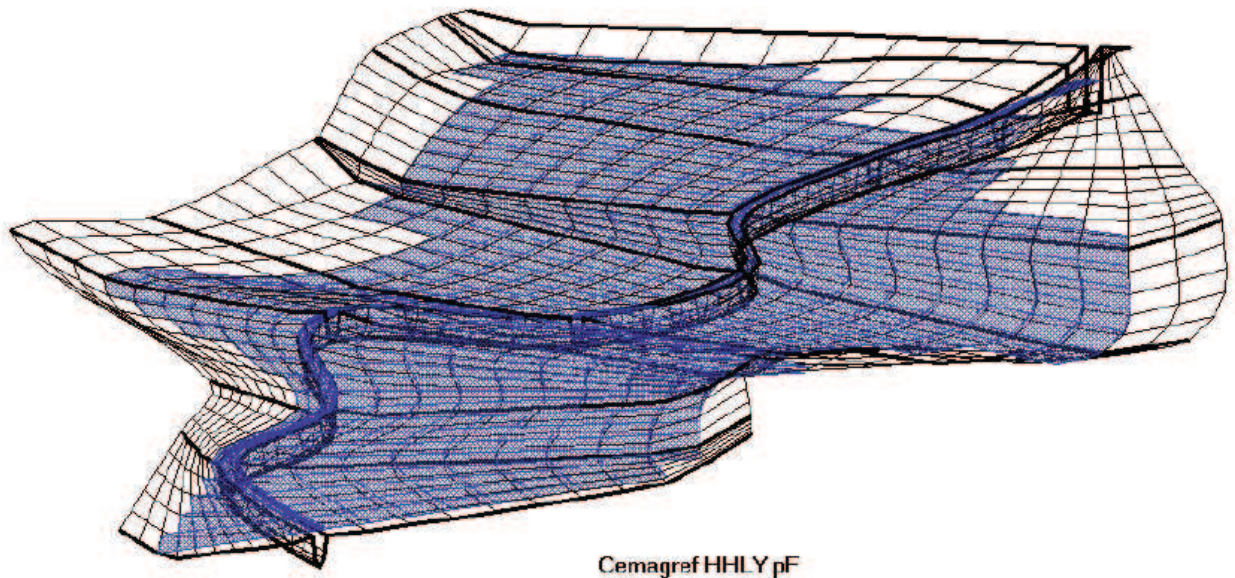
Création de la structure 3D



Création du maillage



Création des courbes de niveau



Modélisation de l'onde de rupture

Figure 4. Principe de construction du modèle RUBAR 20

Toutes les données du calcul y compris la cote du fond sont décrites indépendamment du maillage. Si nécessaire, une interpolation est ensuite effectuée soit aux sommets (cote du fond par exemple) soit au centre de la maille (coefficient de frottement par exemple).

Les conditions aux limites peuvent être de 4 types :

- réflexion : flux nul sur l'arête ;
- flux sortant déterminé par le fluide ;
- flux entrant déterminé par 2 des 3 variables (ou 3 en régime torrentiel) ;
- flux sortant avec une condition qui peut être soit hauteur imposée soit une loi de tarage soit un régime critique.

Les conditions initiales sont fixées par l'utilisateur en tirant d'eau (ou cote) et débits (ou vitesses) en chaque centre de maille à l'instant de début du calcul.

Le pas de temps peut être soit fixe, soit variable (déterminé en fonction du nombre de Courant) ; des variations trop brutales engendrent cependant des perturbations numériques. Il en est de même des dimensions de maille qui ne doivent pas être dans un trop grand rapport entre les 2 directions et d'une maille à sa voisine.

Les schémas de la figure 4 illustrent sommairement les différentes étapes de la modélisation.

7.4.2 *Modèle 2D mise en oeuvre*

Le modèle 2D mis en œuvre couvre une surface de l'ordre de 700 ha. Il est composé de près de 11 000 mailles. Le maillage, densifié au droit de la brèche, est présenté figure 5. Les coefficients de Strickler utilisés pour cette modélisation sont issus du calage du modèle 2D (réalisé par ISL dans le cadre d'un autre projet) couvrant la totalité de la plaine protégée. Les hydrogrammes calculés à l'aide du modèle 1D sont ensuite injectés dans le modèle 2D au droit de la brèche.

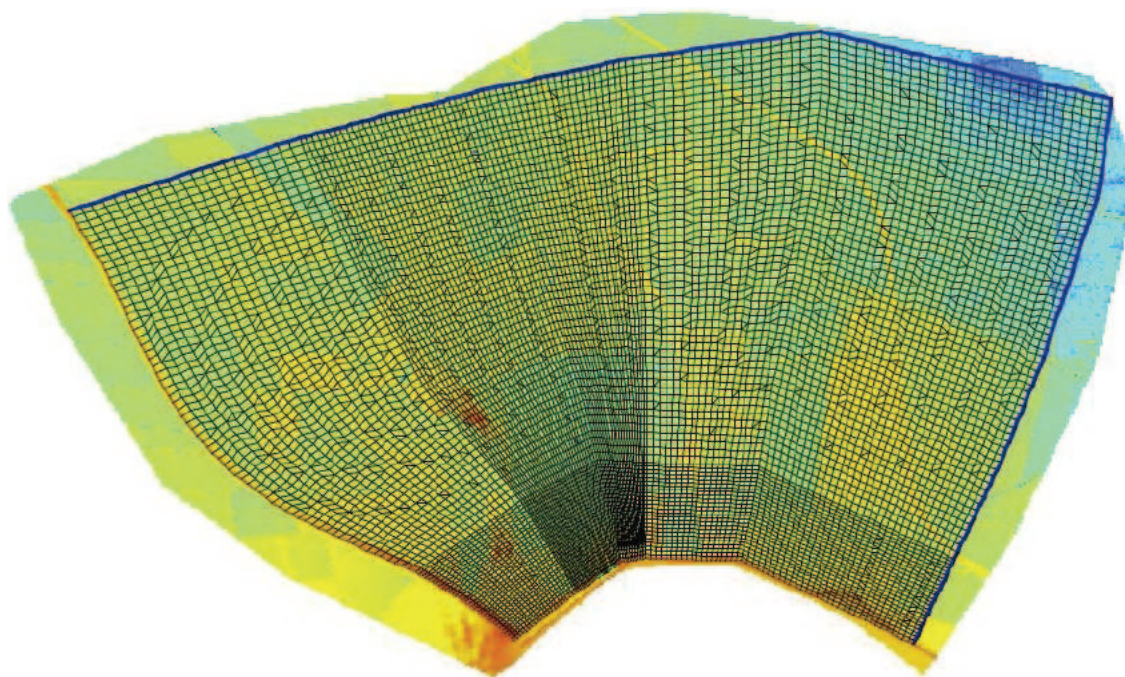


Figure 5. Le modèle 2D RUBAR 20

7.5 **Notions de dangerosité**

7.5.1 *Synthèse bibliographique*

Une synthèse bibliographique a été effectuée afin d'être en mesure de retenir des critères objectifs pour l'estimation de la vulnérabilité des biens et des personnes face aux inondations.

Différentes documents ont été exploités :

- Plaquette de présentation du plan de prévention du risque inondation du Val de Marne
http://www.val-de-marne.pref.gouv.fr/workspaces/pdf9533/environnement/ppri/plaquette_de_present/downloadFile/file/Plaquette.pdf?nocache=1197537090.45
- Rapport du GNS Science
http://disasters.massey.ac.nz/pubs/GNS/SR_2010-051_Flood_behaviour_report.pdf
- Classification de la dangerosité des inondations (Downstream hazard classification guidelines)
<http://www.ose.state.nm.us/doing-business/DamSafety/ACER-11-DownstreamHazClass.pdf>
- Rapport de Australian rainfall & runoff
http://www.ncwe.org.au/arr/Website_links/ARR_Project_10_Stage2_Report_Final.pdf
- Numerical assessment of people and vehicles safety in flash floods
http://web.sbe.hw.ac.uk/staffprofiles/bdgsa/IAHR_2010_European_Congress/Papers%20by_session_final/Probabilistic_Methods/PMd.pdf
- “Physical Flood Vulnerability of Residential Properties in Coastal, Eastern England”
http://www.floodprotectionassoc.co.uk/cms/documents_library/Dr_Ian_Kelman_report.Pdf

7.5.2 Vulnérabilité des personnes

La vulnérabilité des personnes aux inondations peut être estimée en connaissant la hauteur et la vitesse de l'écoulement. La figure 6 est issue d'un document officiel du gouvernement américain intitulé « Downstream Hazard Classification Guidelines » datant de 1988.

La figure 7 récapitule la vulnérabilité des personnes aux inondations en fonction de la valeur du produit hauteur-vitesse (DV) d'un écoulement et de la personne considérée. Il est extrait d'un rapport émis par GNS Science en novembre 2010 intitulé « Pedestrian and motorist flood safety study : a review of behaviours in and around floodwater and strategies to enhance appropriate behaviour ».

Les figures 8 et 9 permettent de statuer de la possibilité de déplacement d'un adulte et d'un enfant en fonction de la hauteur de l'eau et de la vitesse de l'écoulement.

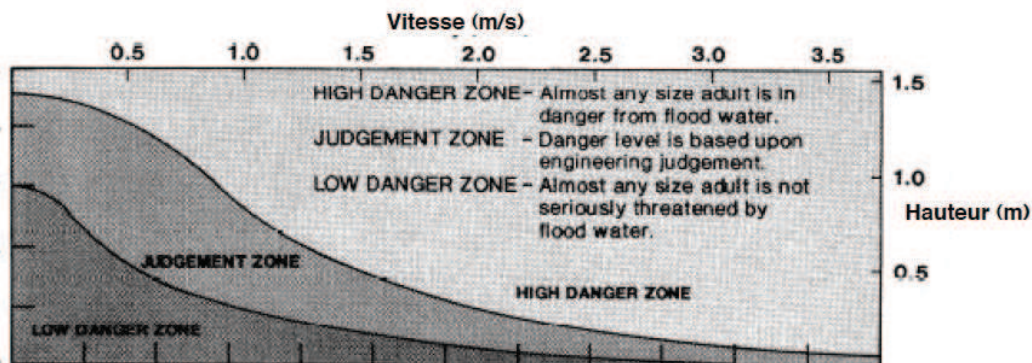


Figure 6. Vulnérabilité des personnes
(source 1 : Downstream Hazard Classification Guidelines)

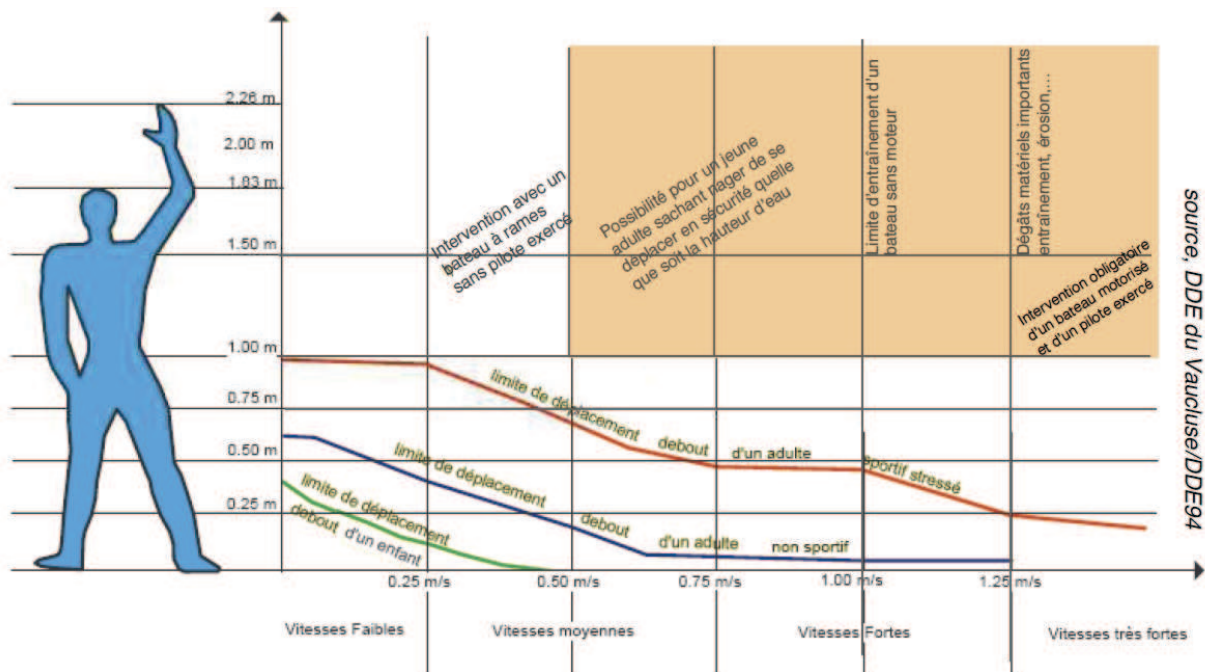
DV (m^2s^{-1})	Infants, small children (H.M \leq 25) and frail/older persons	Children (H.M = 25 to 50)	Adults (H.M > 50)
0	Safe	Safe	Safe
0 – 0.4	Extreme Hazard; Dangerous to all	Low Hazard ¹	Low Hazard ¹
0.4 – 0.6		Significant Hazard; Dangerous to most	
0.6 – 0.8		Extreme Hazard; Dangerous to all	Moderate Hazard; Dangerous to some ²
0.8 – 1.2			Significant Hazard; Dangerous to most ³
> 1.2			Extreme Hazard; Dangerous to all

¹ Stability uncompromised for persons within laboratory testing program at these flows (to maximum flow depth of 0.5 m for children and 1.2 m for adults and a maximum velocity of 3.0 ms^{-1} at shallow depths).
² Working limit for trained safety workers or experienced and well equipped persons ($D.V < 0.8 m^2s^{-1}$)
³ Upper limit of stability observed during most investigations ($D.V > 1.2 m^2s^{-1}$)

Figure 3 Summary of pedestrian stability in floodwater research from Australian and International sources (Cox et al, 2010).

Figure 7. Vulnérabilité des personnes

(source 2 : Pedestrian and motorist flood safety study : a review of behaviours in and around floodwater and strategies to enhance appropriate behaviour)



source, DDE du Vaucluse/DDE94

Figure 8. Possibilité de déplacement des personnes en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse d'écoulement

(source 3 : PPR du Val de Marne)

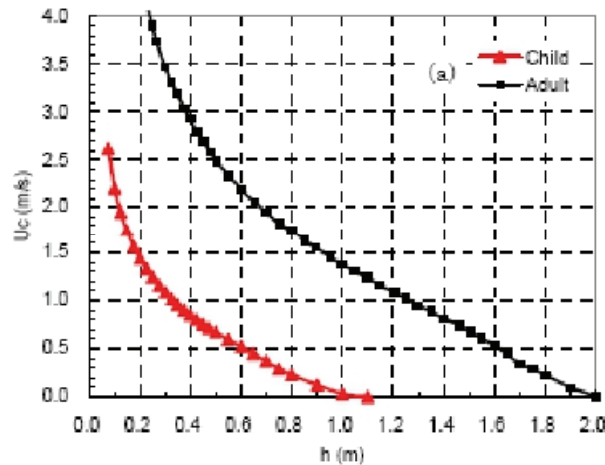


Figure 9. Vulnérabilité des personnes
(source 4 : article “Numerical assessment of people and vehicles safety in flash floods”)

7.5.3 Vulnérabilité des véhicules

La stabilité des véhicules lors d’une inondation ne dépend pas seulement des caractéristiques de l’écoulement. Il est également nécessaire de prendre en compte le poids et les dimensions du véhicule considéré. Dès lors, on observe des valeurs numériques assez différentes d’un document à l’autre. La figure 9 permet de mettre en évidence les hauteurs et les vitesses susceptibles de déstabiliser un véhicule lors d’une inondation en fonction du type de véhicule.

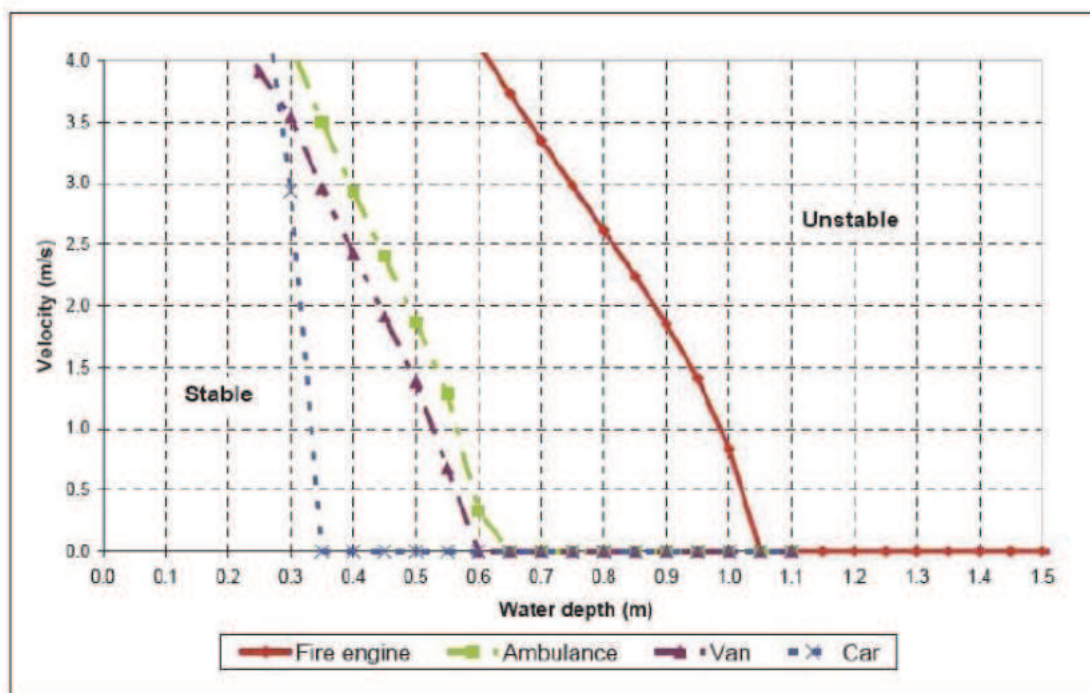


Figure 10. Vehicle stability curves for a car, van, ambulance and fire engine as a function of water depth and velocity. Source: Mens et al. (2008)

Figure 10. Vulnérabilité des véhicules
(source 5 : « Pedestrian and motorist flood safety study : a review of behaviours in and around floodwater and strategies to enhance appropriate behaviour »)

Il est extrait du rapport émis par GNS Science en novembre 2010 intitulé « Pedestrian and motorist flood safety study : a review of behaviours in and around floodwater and strategies to enhance appropriate

behaviour ». La figure 9 est extraite d'un rapport de Australian Rainfall and Runoff paru en février 2011 et intitulé « Appropriate safety criteria for vehicles »

Proposed DRAFT INTERIM criteria for stationary vehicle stability

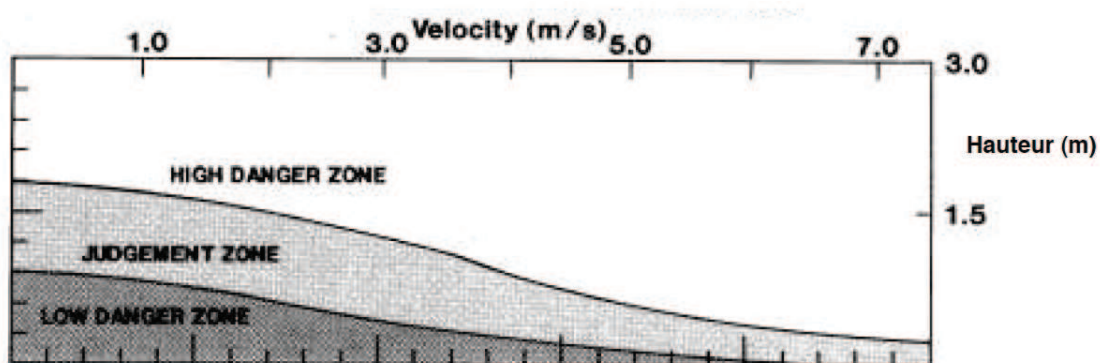
Class of vehicle	Length (m)	Kerb Weight (kg)	Ground clearance (m)	Limiting still water depth ¹	Limiting high velocity flow depth ²	Limiting velocity ³	Equation of stability
Small passenger	< 4.3	< 1250	< 0.12	0.3	0.1	3.0	$DV \leq 0.3$
Large passenger	> 4.3	> 1250	> 0.12	0.4	0.15	3.0	$DV \leq 0.45$
Large 4WD	> 4.5	> 2000	> 0.22	0.5	0.2	3.0	$DV \leq 0.6$

¹ At velocity = 0 ms⁻¹; ² at velocity = 3ms⁻¹; ³ at low depth

Figure 11. Vulnérabilité des véhicules
(source 6 : « Appropriate safety criteria for vehicles »)

7.5.4 Vulnérabilité des personnes à l'intérieur d'un bâtiment

La figure 12 est issue du document officiel du gouvernement américain intitulé « Downstream Hazard Classification Guidelines » datant de 1988.



- HIGH DANGER ZONE - Occupants of most houses are in danger from floodwater.
- JUDGEMENT ZONE - Danger level is based upon engineering judgement.
- LOW DANGER ZONE - Occupants of most houses are not seriously in danger from flood water.

Figure 12. Vulnérabilité des personnes à l'intérieur d'un bâtiment
(source 7 : « Downstream Hazard Classification Guidelines »)

7.5.5 Vulnérabilité du bâti

Ces figures sont issues du rapport de Ilan Kelman rédigé en 2002 intitulé "Physical Flood Vulnerability of Residential Properties in Coastal, Eastern England". Les habitations étudiées sont typiques des habitations côtières anglaises. Même si la pertinence de cette analyse peut être remise en question pour le cas étudié, elle apporte toutefois des informations intéressantes.

Table 12.2.2: Damage Scale for Floods with Dependent Variables

DS	Damage Description	Most Important Residence Characteristics
0	No water contact with structure.	--
1	Water contacts outside of structure but does not enter.	--
2	Water infiltrates or external features are damaged or removed by water or debris.	flood rise rate ⇒ A and Π
3	Water or debris penetrates through a closed or covered opening (probably by breaking the opening); for example, a window or a door.	glass failure ⇒ Π as a proxy for the number of doors
4	Water or debris penetrates through a route not including an opening (structural integrity is attacked); for example, a wall or roof.	wall failure ⇒ j mainly but also A
5	Structure is damaged beyond repair; for example, walls collapse, the structure moves, or the foundation is undermined.	wall failure ⇒ j mainly but also A

Figure 13. *Vulnérabilité des bâtiments, définition des termes employés*
(source 8 : « Physical Flood Vulnerability of Residential Properties in Coastal, Eastern England »)

Table 12.3.1: Vulnerability Profile for Residences with A = 38 m² and j = 1

Maximum Flood Velocity	Maximum Flood Depth Differential			
	0.0 m	0.5 m	1.0 m	1.5 m +
0.0 m/s	DS0	DS2 Even if glass doors, DS3 unlikely	DS4	DS5
0.5 m/s	DS0	DS2 Even if glass doors, DS3 unlikely	DS5	DS5
1.0 m/s	DS0	DS2 Even if glass doors, DS3 unlikely DS4 if weak wall panels	DS5	DS5
1.5 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
2.0 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
2.5 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
3.0 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
3.5 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
4.0 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
4.5 m/s +	DS0	DS5	DS5	DS5



Figure 14. *Vulnérabilité des bâtiments, cas 1, surface de 38 m² sans étage*
(source 8 : « Physical Flood Vulnerability of Residential Properties in Coastal, Eastern England »)

Table 12.3.2: Vulnerability Profile for Residences with A = 55 m² and j = 1

Maximum Flood Velocity	Maximum Flood Depth Differential			
	0.0 m	0.5 m	1.0 m	1.5 m +
0.0 m/s	DS0	DS2 Even if glass doors, DS3 unlikely	DS4	DS5
0.5 m/s	DS0	DS2 Even if glass doors, DS3 unlikely	DS4	DS5
1.0 m/s	DS0	DS2 Even if glass doors, DS3 unlikely DS4 if weak wall panels	DS4	DS5
1.5 m/s	DS0	DS4	DS4	DS5
2.0 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
2.5 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
3.0 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
3.5 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
4.0 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
4.5 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
5.0 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
5.5 m/s +	DS0	DS5	DS5	DS5

Figure 12.3.2: Example from Hull for Table 12.3.2



Figure 15. *Vulnérabilité des bâtiments, cas 1, surface de 55 m² sans étage*
(source 8 : « Physical Flood Vulnerability of Residential Properties in Coastal, Eastern England »)

Table 12.3.3: Vulnerability Profile for Residences with A = 84 m² and j = 1

Maximum Flood Velocity	Maximum Flood Depth Differential			
	0.0 m	0.5 m	1.0 m	1.5 m +
0.0 m/s	DS0	DS2 Even if glass doors, DS3 unlikely	DS4	DS5
0.5 m/s	DS0	DS2 Even if glass doors, DS3 unlikely	DS4	DS5
1.0 m/s	DS0	DS2 Even if glass doors, DS3 unlikely DS4 if weak wall panels	DS4	DS5
1.5 m/s	DS0	DS4	DS4	DS5
2.0 m/s	DS0	DS4	DS4	DS5
2.5 m/s	DS0	DS4	DS4	DS5
3.0 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
3.5 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
4.0 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
4.5 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
5.0 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
5.5 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
6.0 m/s	DS0	DS4	DS5	DS5
6.5 m/s +	DS0	DS5	DS5	DS5

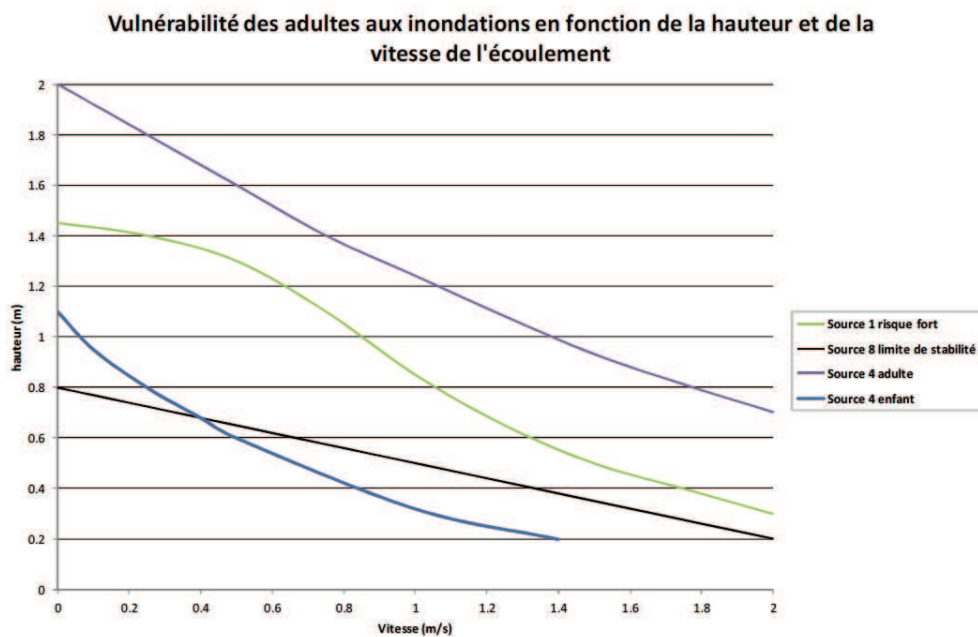
Figure 12.3.3: Example from Canvey Island for Table 12.3.3



Figure 16. Vulnérabilité des bâtiments, cas 1, surface de 84 m² sans étage
(source 8 : « Physical Flood Vulnerability of Residential Properties in Coastal, Eastern England »)

7.5.6 Synthèse

Les différentes informations des documents présentés dans les paragraphes précédents sont synthétisées dans les figure 17 à 20. Enfin, nous disposons de la figure 21 qui considère à la fois la vulnérabilité des biens et des personnes (source « NSW Government »). A ce stade, il est difficile de conclure. Certaines analyses sont cohérentes d'autres aboutissent à des résultats assez différents. Cependant dans tous les cas de figure, la vulnérabilité est appréciée au moyen du couple hauteur/vitesse.



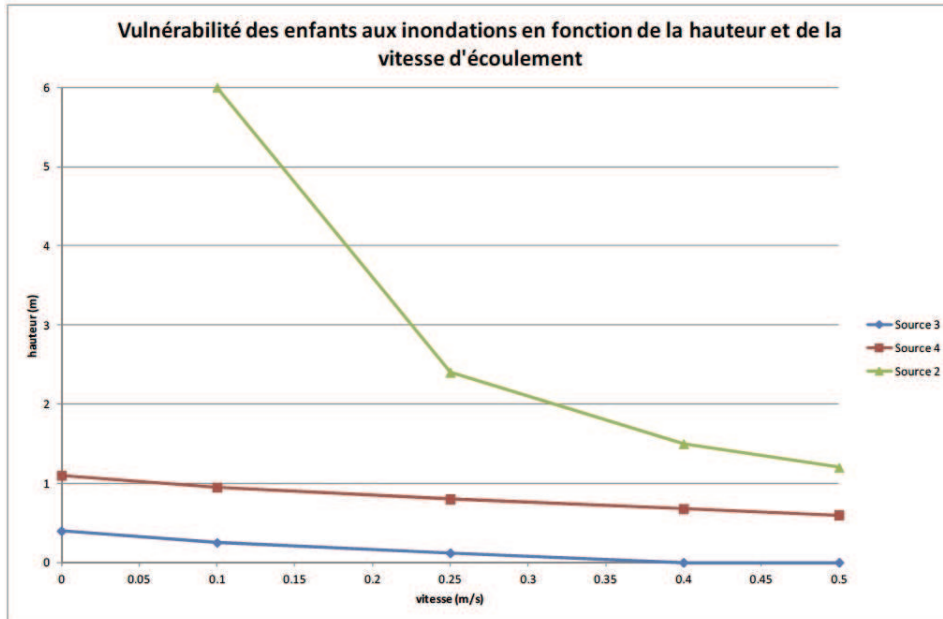


Figure 18. Synthèse de la vulnérabilité des enfants.

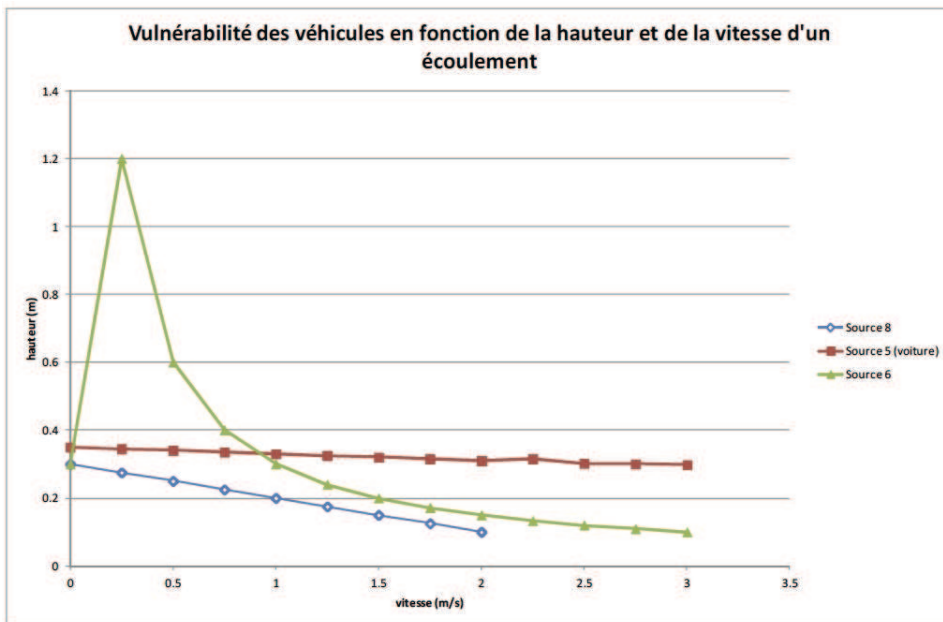


Figure 19. Synthèse de la vulnérabilité des véhicules.

7.6 Test de sensibilité réalisés

7.6.1 Scénarii

Les tests de sensibilité ont concerné la largeur finale de la brèche ainsi que le temps d'ouverture totale de la brèche. Les différents scénarii sont consignés dans la figure 22. Différentes cartes ont été réalisées à l'issue de ces analyses. Elles sont insérées dans la suite du rapport. Elles concernent :

- Les zones inondées ;
- Les vitesses maximales atteintes ;
- Le critère de dangerosité calculé sur la base du produit H_{eau} [hauteur d'eau maximale en m] par V_{max} [vitesse d'écoulement maximale].

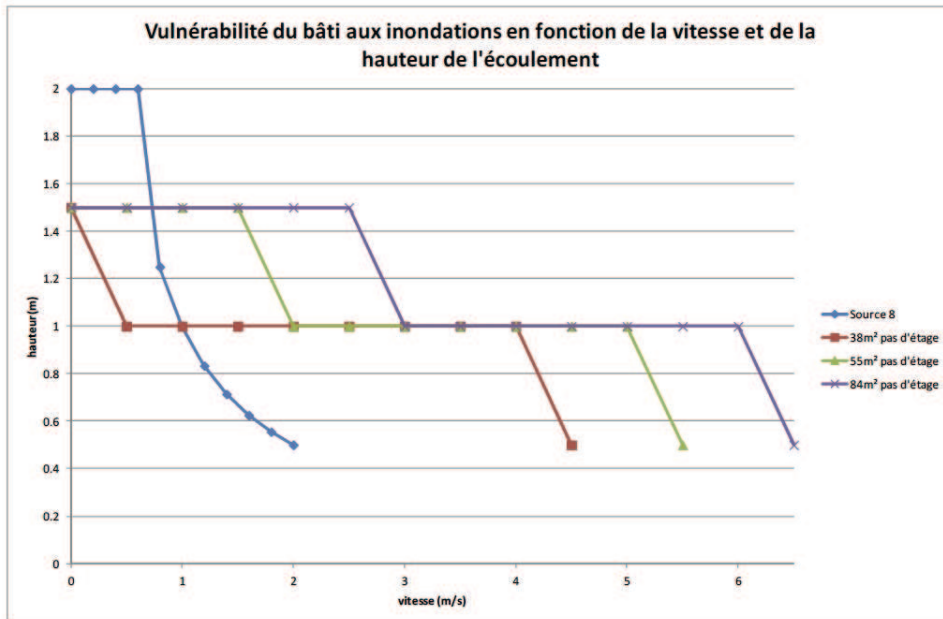


Figure 20. Synthèse de la vulnérabilité des bâtiments.

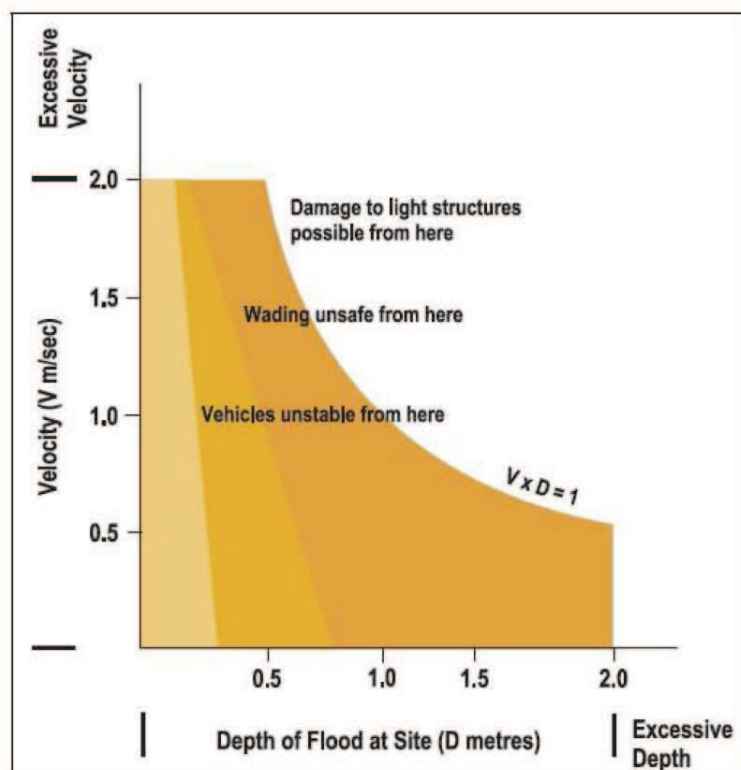


Figure 2 The influence of the relationship between the depth (metres) and velocity (metres/speed) of floodwater on the stability of vehicles and pedestrians, and the possibility of damage caused to light structures. The data presented in the figure is derived from laboratory testing and flood conditions which caused damage. Source: NSW Government (2005).

Figure 21. Synthèse de la vulnérabilité des biens et des personnes.
(source 9 : « NSW Government »)

Le critère de dangerosité est explicité dans le chapitre précédent. Il est à signaler que, dans la modélisation 1D, la brèche se propage du haut vers le bas et de l'amont vers l'aval également. Toutes les brèches sont initiées au même moment que pour le cas observé lorsque le niveau d'eau atteint une cote légèrement inférieure à la crête (sans surverse donc).

Numéro du scénario	Largeur finale de la brèche (m)	Temps d'ouverture de la brèche (h)	Zones inondées	Vitesses maximales	Critère de dangerosité H x V
1- Cas observé	130	10	Carte 1	Carte 11	Carte 21
2	50	2.5	Carte 2	Carte 12	Carte 22
3		5	Carte 3	Carte 13	Carte 23
4		10	Carte 4	Carte 14	Carte 24
5	100	2.5	Carte 5	Carte 15	Carte 25
6		5	Carte 6	Carte 16	Carte 26
7		10	Carte 7	Carte 17	Carte 27
8	150	2.5	Carte 8	Carte 18	Carte 28
9		5	Carte 9	Carte 19	Carte 29
10		10	Carte 10	Carte 20	Carte 30

Figure 22. Scénarri étudiés

7.6.2 Hydrogrammes issus des différentes simulations

La figure 23 illustre les hydrogrammes générés par la brèche pour les différents cas de figure. La figure 24 rassemble les débits de pointe des hydrogrammes ainsi que le débit maximal au bout de 3h.

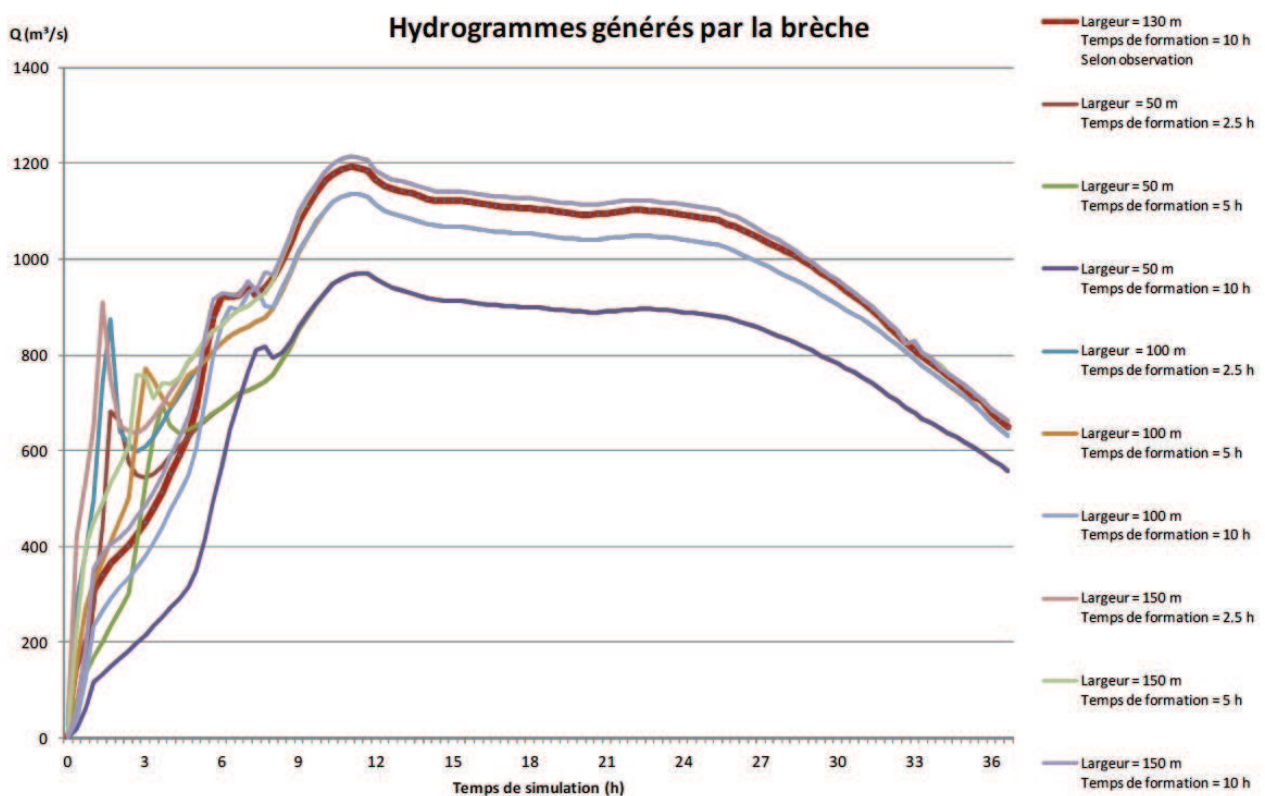


Figure 23. Hydrogrammes générés par la brèche

Numéro du scénario	Largeur finale de la brèche (m)	Temps d'ouverture de la brèche (h)	Q max (total) (m ³ /s)	Q max (3h) (m ³ /s)
1- Cas observé	130	10	1206	450
2	50	2.5	971	682
3		5	971	531
4		10	971	215
5	100	2.5	1136	874
6		5	1136	772
7		10	1136	380
8	150	2.5	1214	910
9		5	1214	758
10		10	1214	486

Figure 24. Comparaison des hydrogrammes générés par la brèche

On observe, pour notre cas de figure pour lequel le temps de formation de la brèche est largement inférieur au phénomène de crue, que :

- Le débit maximal ne varie qu'en fonction de la largeur finale de la brèche ; plus la brèche est large, plus le débit croît ;
- La dynamique de la brèche est logiquement dépendante du temps d'ouverture ; le débit maximal à 3h est très dépendant du temps total d'ouverture de la brèche, ce qui semble logique.

Les graphes ci-dessous présentent les hydrogrammes générés par la brèche pour les différentes largeurs et temps d'ouverture étudiés.

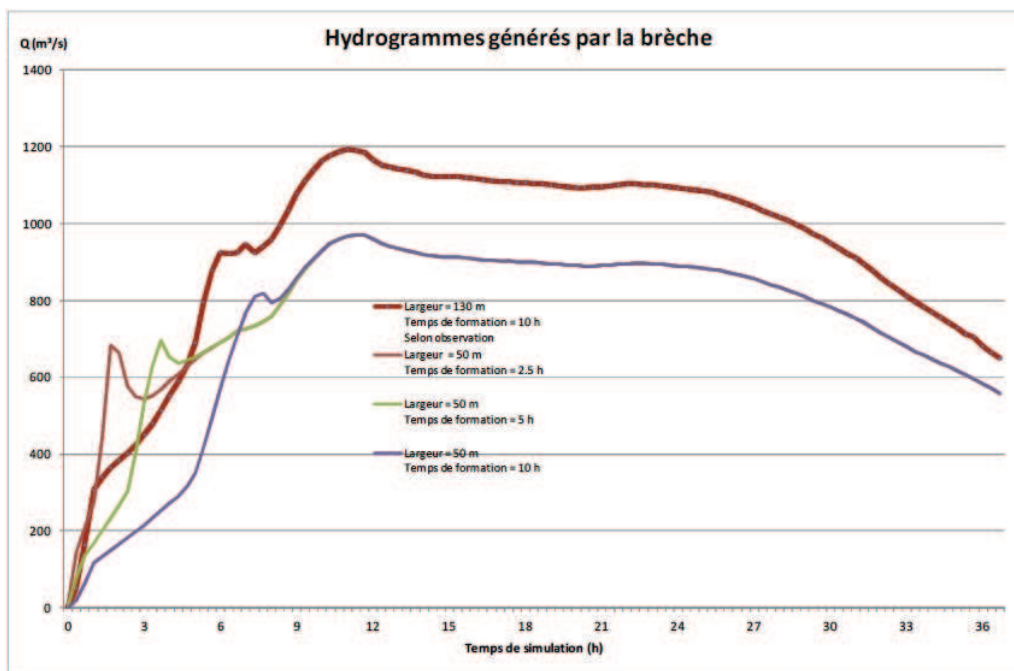


Figure 25. Hydrogrammes générés par une brèche de 50 m

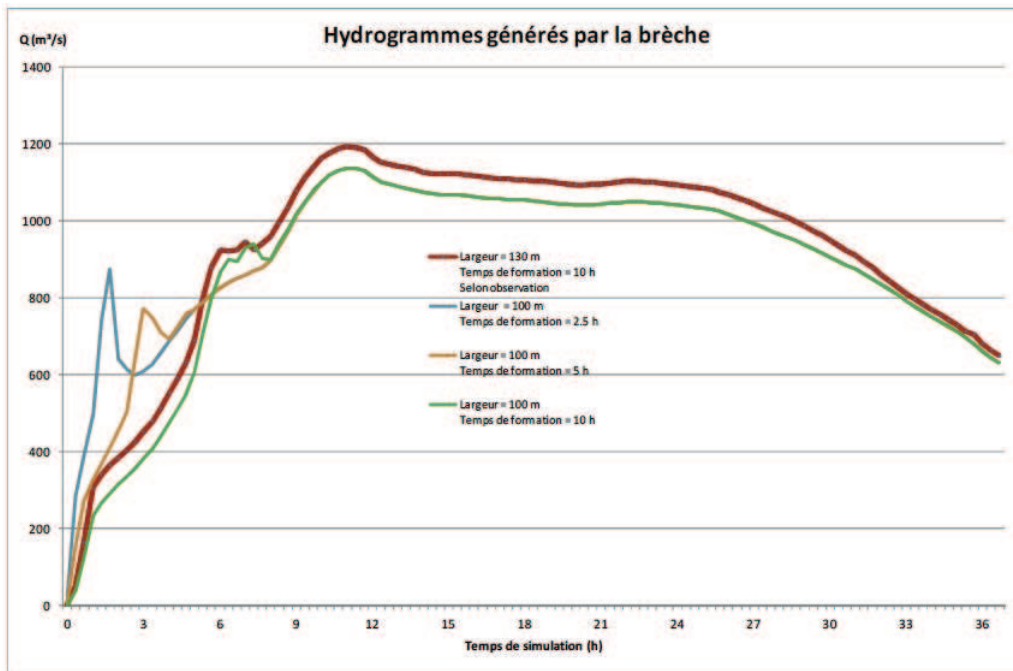


Figure 26. Hydrogrammes générés par une brèche de 100 m

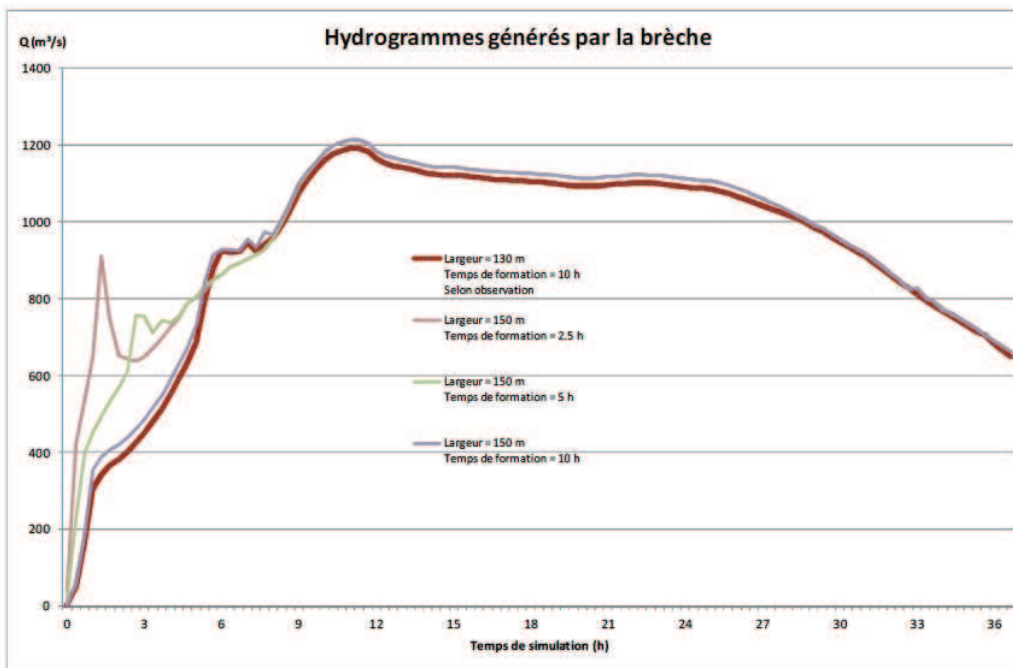


Figure 27. Hydrogrammes générés par une brèche de 150 m

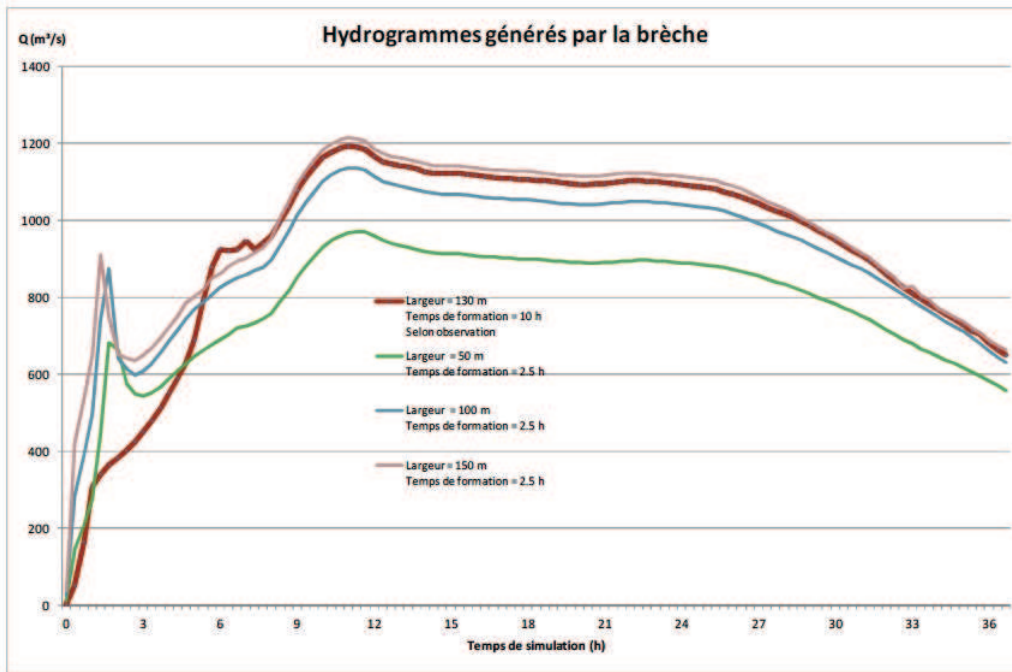


Figure 28. Hydrogrammes générés par la brèche à 2,5 h

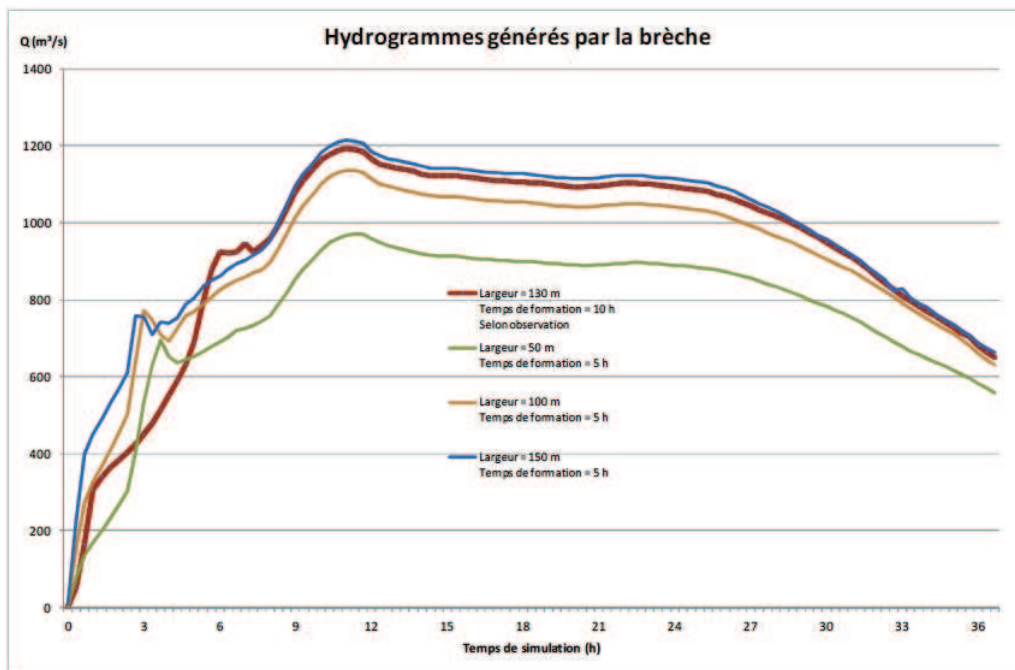


Figure 29. Hydrogrammes générés par la brèche à 5h

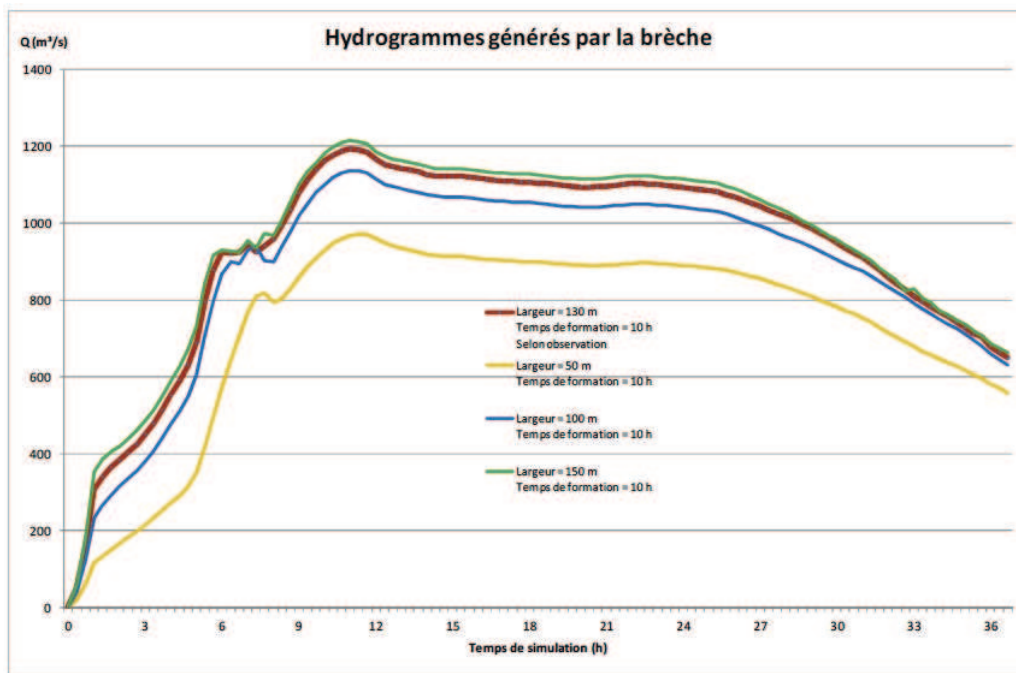


Figure 30. Hydrogrammes générés par la brèche à 10 h

7.6.3 Critères de dangerosité retenus

La dangerosité est appréciée au moyen du produit Heau[hauteur d'eau maximale en m] par V_{\max} [vitesse d'écoulement maximale]. Les résultats ont été construits sur la base des informations de la synthèse concernant la vulnérabilité (cf. chapitre 2.5). Nous avons opté à titre de comparaison pour différents seuils de vulnérabilité :

$$\text{Adultes } H \times V = 0,6 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{Enfants } H \times V = 0,4 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{Véhicules } H \times V = 0,3 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{Bâti } H \times V = 1,0 \text{ m}^2/\text{s}$$

Même si ces seuils sont en partie arbitraires (en effet, il n'existe pas de seuil fixe pour le produit $H \times V$), ils permettent une comparaison simple des différents scénarii de largeurs de brèches et de temps d'ouverture.

7.6.4 Synthèse de résultats

La figure 31 à 36 synthétisent les surfaces pour lesquelles le produit $H \times V$ (qui est le produit $H_{\max} \times V_{\max}$ et non $H \times V_{\max}$) est supérieur aux seuils prédéfinis précédemment.

Ce tableau appelle les commentaires suivants :

- Le temps d'ouverture de la brèche a peu d'influence sur le produit $H \times V_{\max}$ et donc également sur les surfaces correspondantes ;
- Les surfaces des zones « dangereuses » sont augmentées avec la largeur de la brèche de 20 à 70 % selon les cas de figure.

Ces résultats sont bien entendu valables uniquement pour le cas étudié et sont notamment liés au fait (concernant le temps d'ouverture de la brèche) que la crue est bien plus longue que le phénomène d'ouverture de la brèche. Le pic de débit dans le cours d'eau passant une fois que la brèche a fini de se propager dans le remblai.

Scénario	Largeur de brèche (m)	Temps d'ouverture (h)	Surface correspondante (km ²)			
			Adulte	Enfant	Voiture	Bâtiment
			H*V>0,6 m ² /s	H*V>0,4 m ² /s	H*V>0,3 m ² /s	H*V>1,0 m ² /s
Sc1	130	10	0.89	2.29	4.60	0.40
Sc2	50	2.5	0.66	1.66	3.97	0.26
Sc3	50	5	0.63	1.56	3.91	0.26
Sc4	50	10	0.62	1.54	3.89	0.26
Sc5	100	2.5	0.87	2.22	4.45	0.37
Sc6	100	5	0.82	2.11	4.42	0.36
Sc7	100	10	0.80	2.08	4.40	0.36
Sc8	150	2.5	1.00	2.46	4.65	0.43
Sc9	150	5	0.95	2.38	4.63	0.42
Sc10	150	10	0.92	2.32	4.62	0.42

Figure 31. Surfaces correspondant aux seuils vulnérabilité prédéfinis

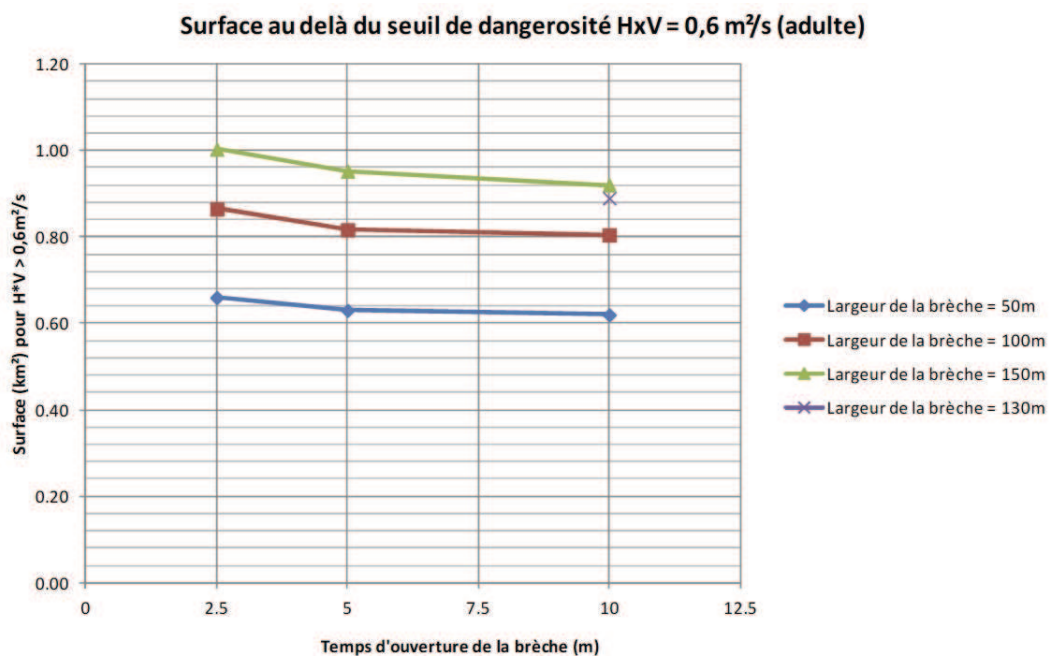


Figure 32. Surfaces au delà du seuil de dangerosité (adultes)

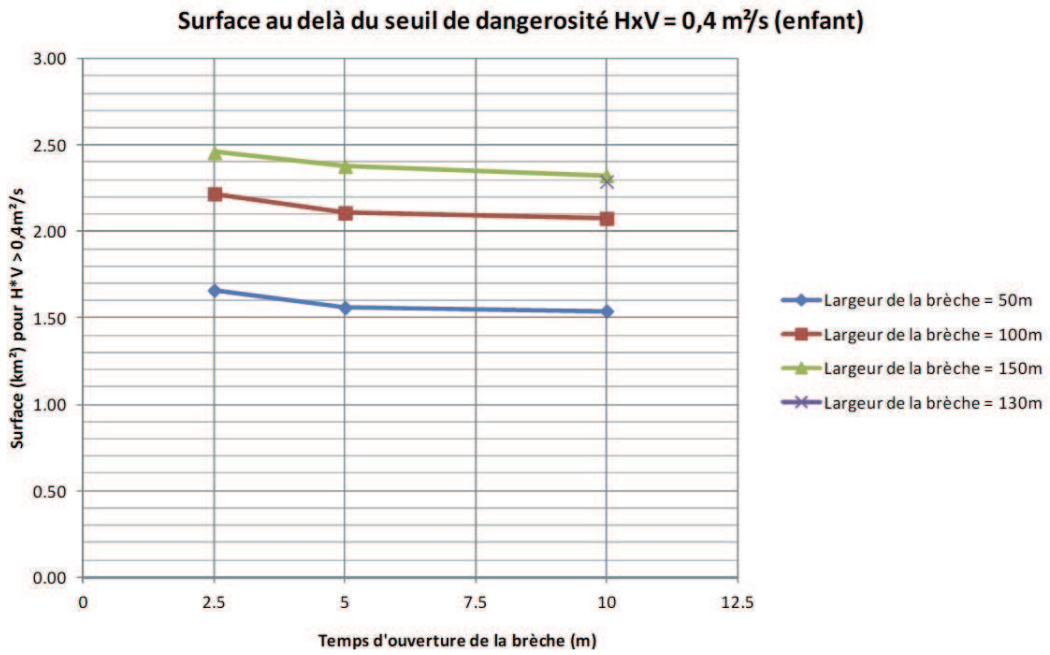


Figure 33. Surfaces au delà du seuil de dangerosité (enfants)

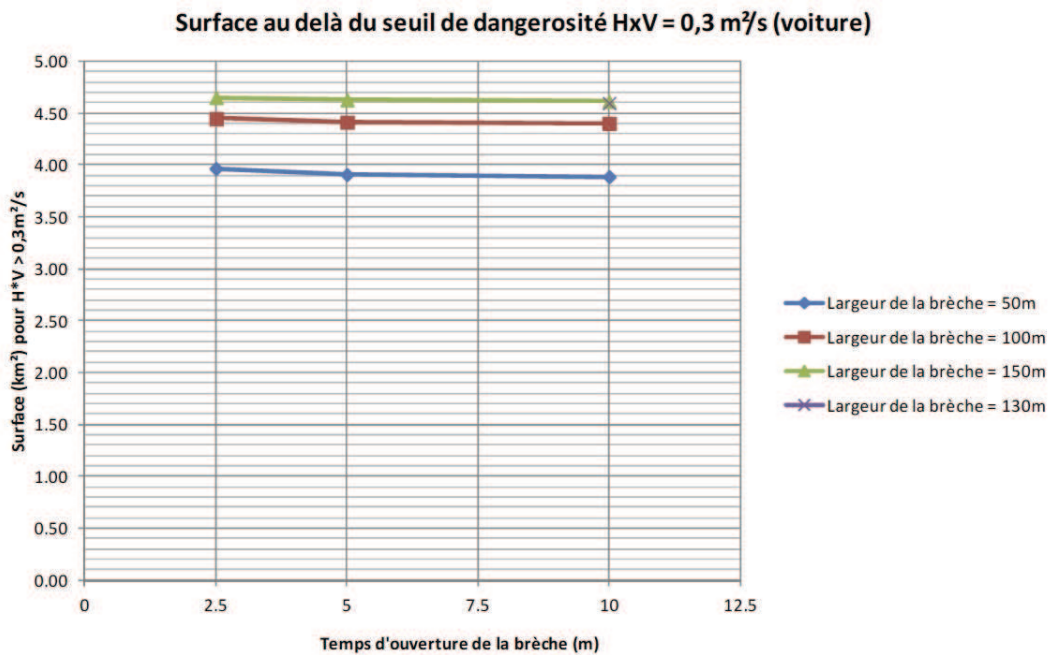


Figure 34. Surfaces au delà du seuil de dangerosité (voitures)

Surface au delà du seuil de dangerosité $H \times V = 1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ (bâtiment)

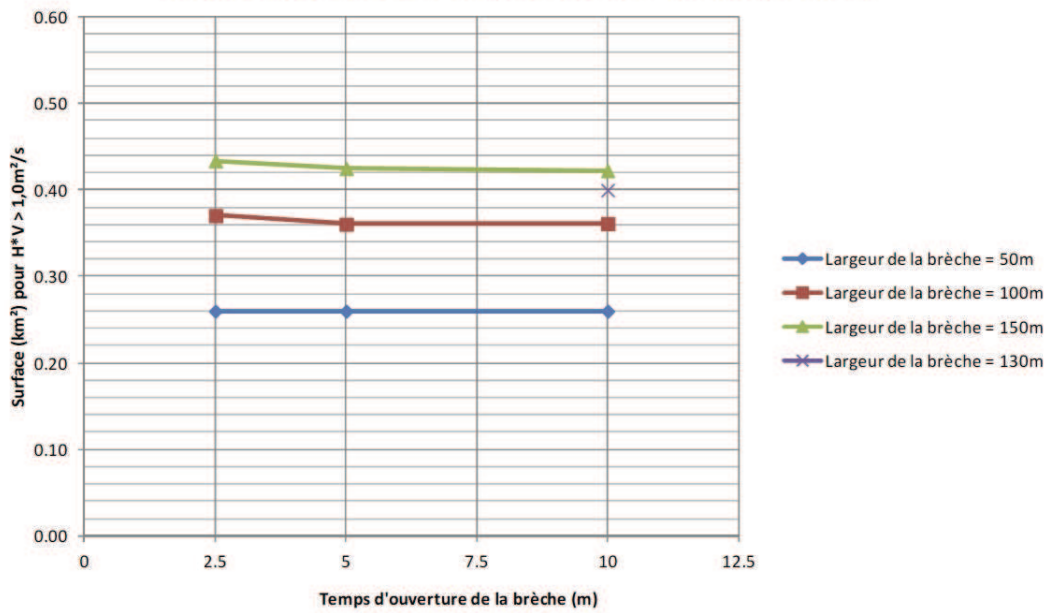


Figure 35. Surfaces au delà du seuil de dangerosité (bâti)

Surface au-delà du seuil de dangerosité pour un temps d'ouverture de brèche de 10h

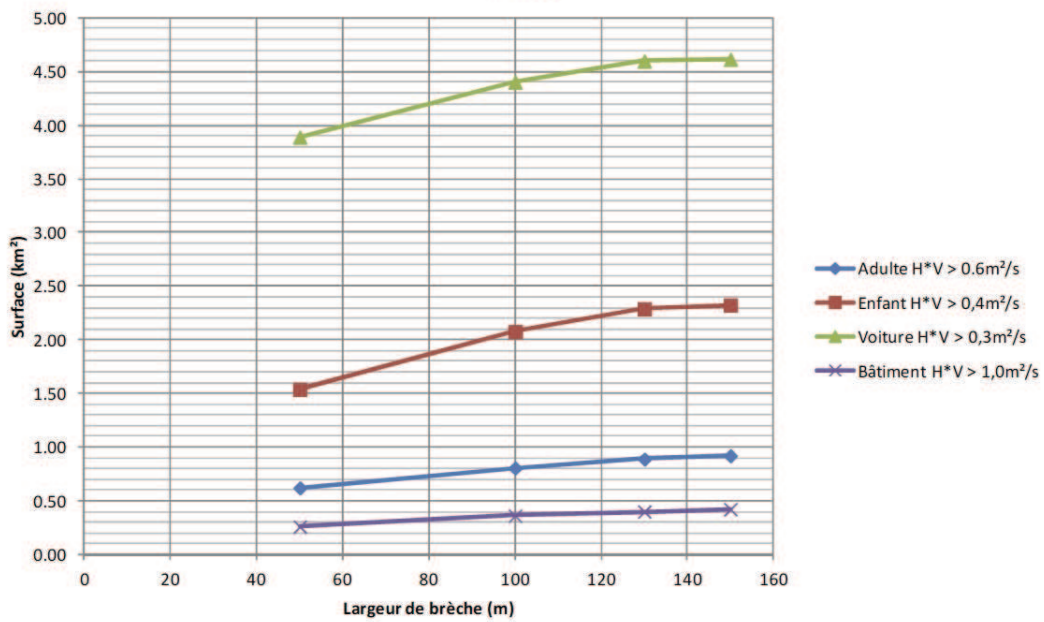
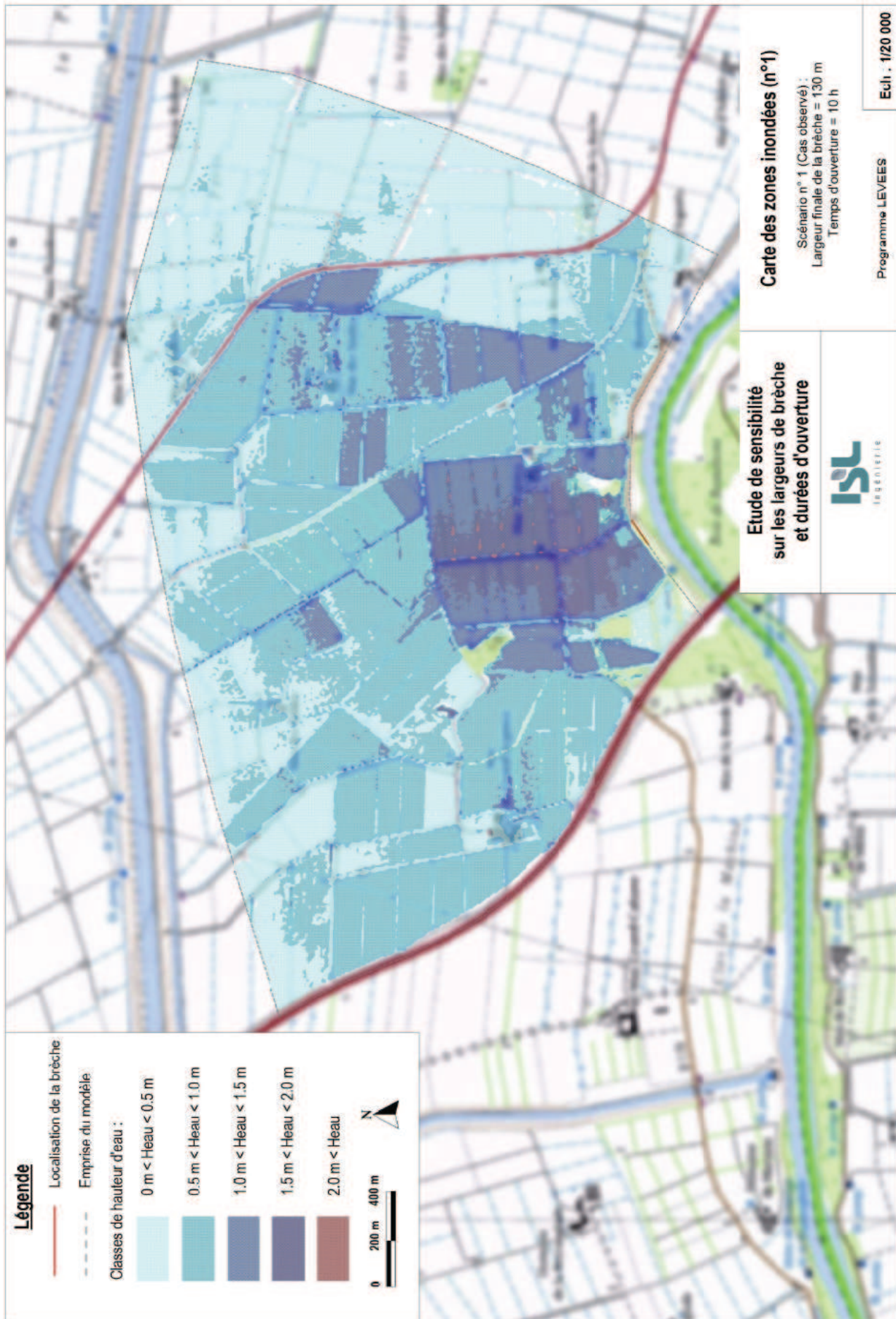


Figure 36. Surfaces au delà du seuil de dangerosité (exemple pour un temps d'ouverture de la brèche de 10 h)

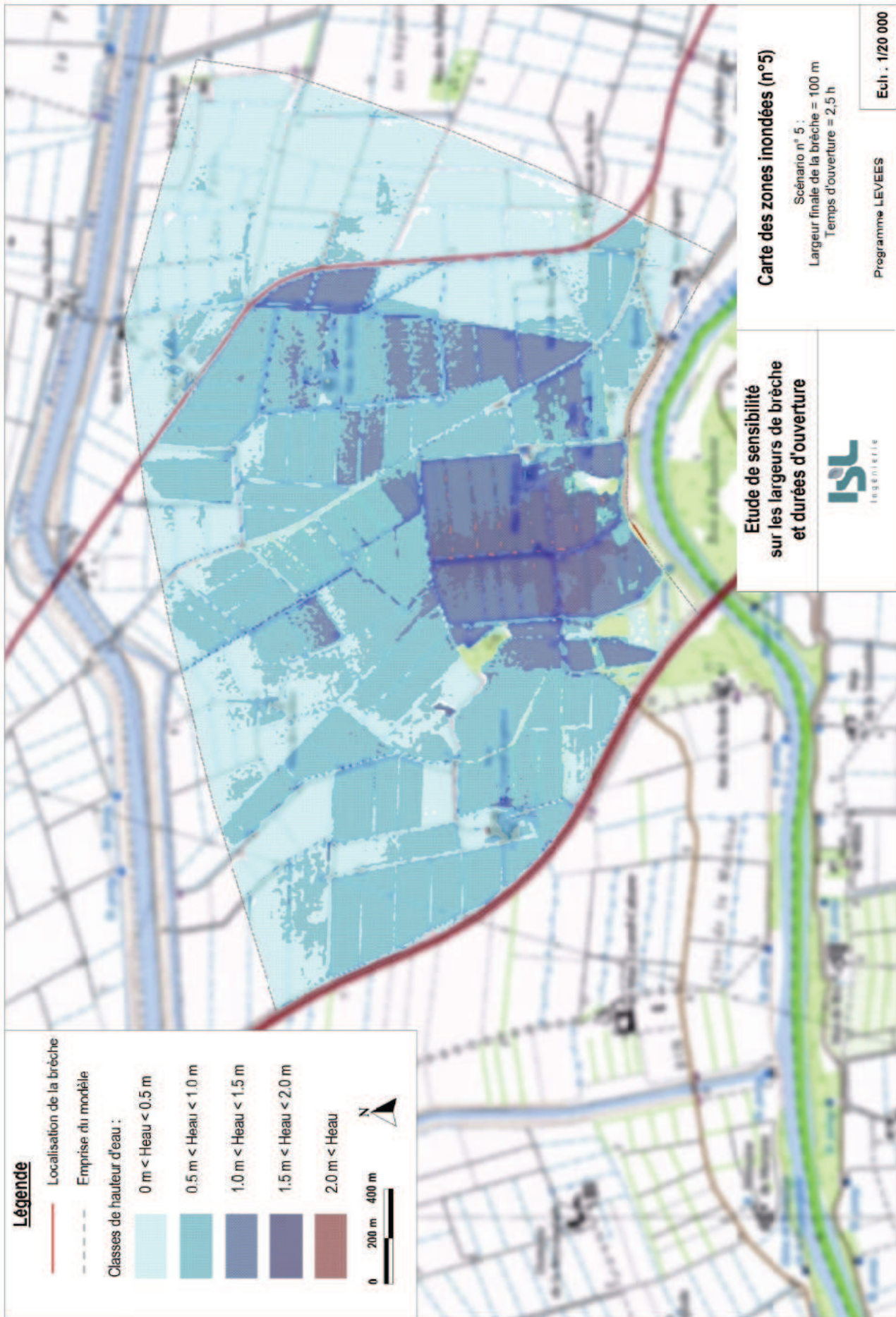
8 Annexe 1 : carte des zones inondées résultats de l'étude de sensibilité sur les largeurs de brèche et durée d'ouverture

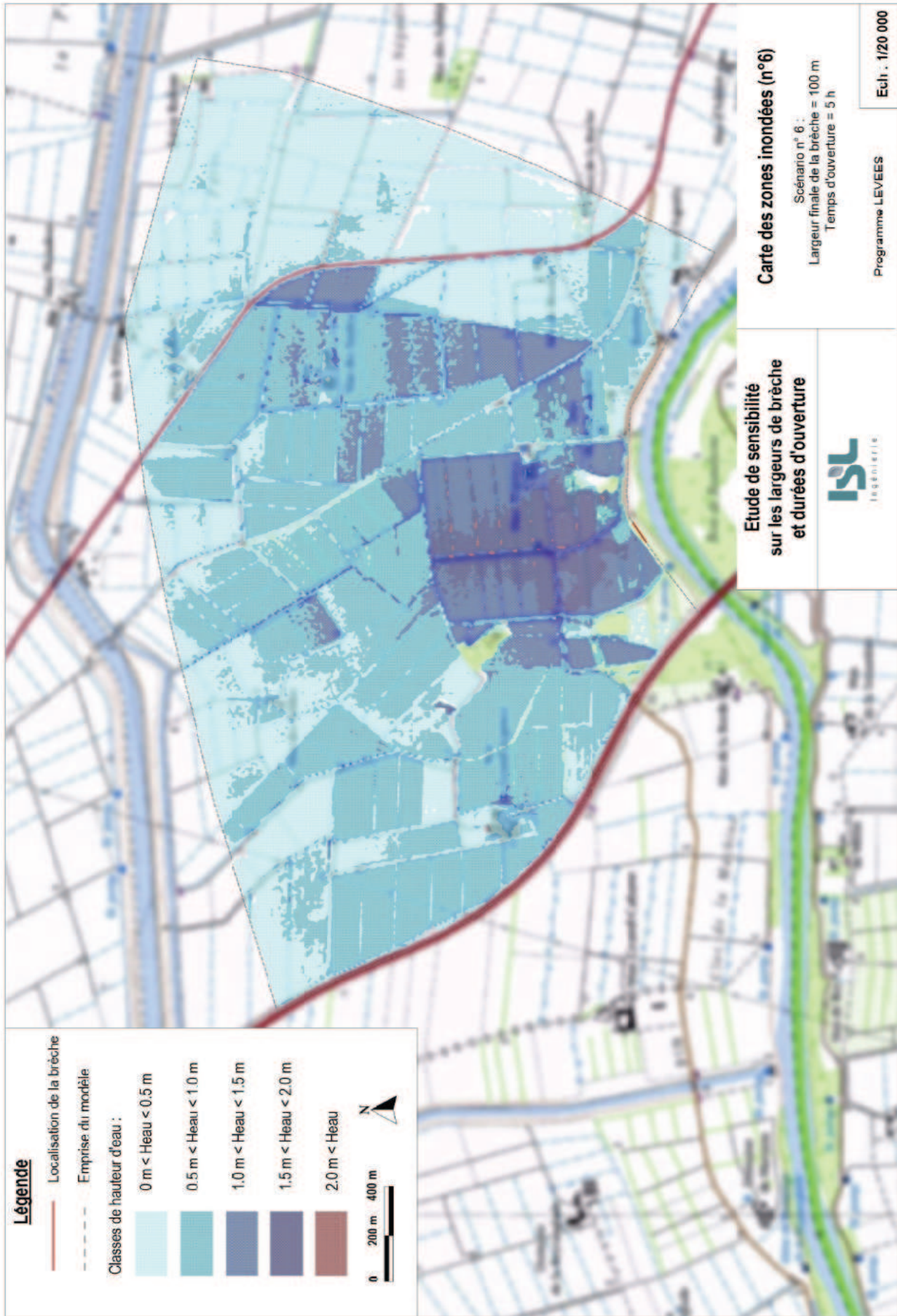




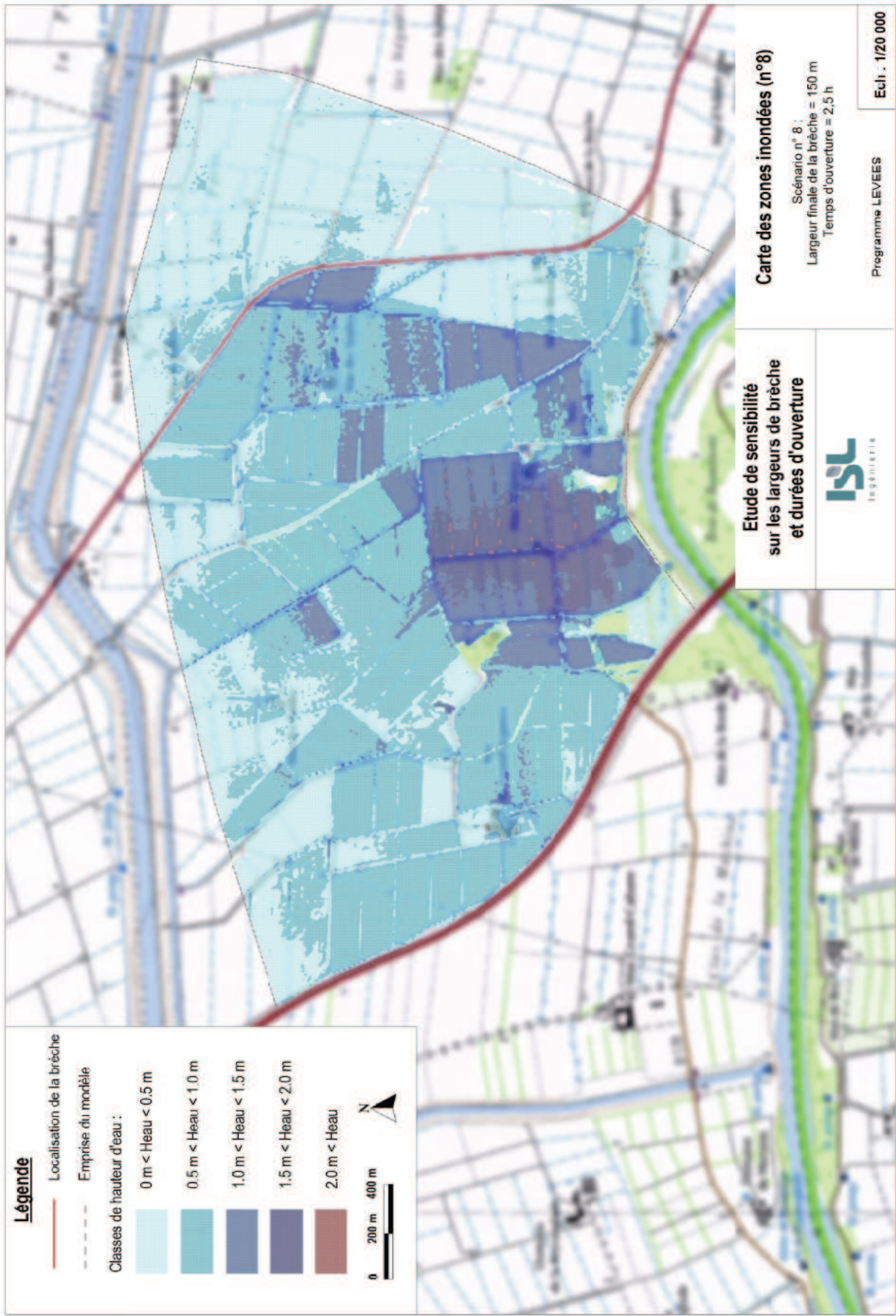


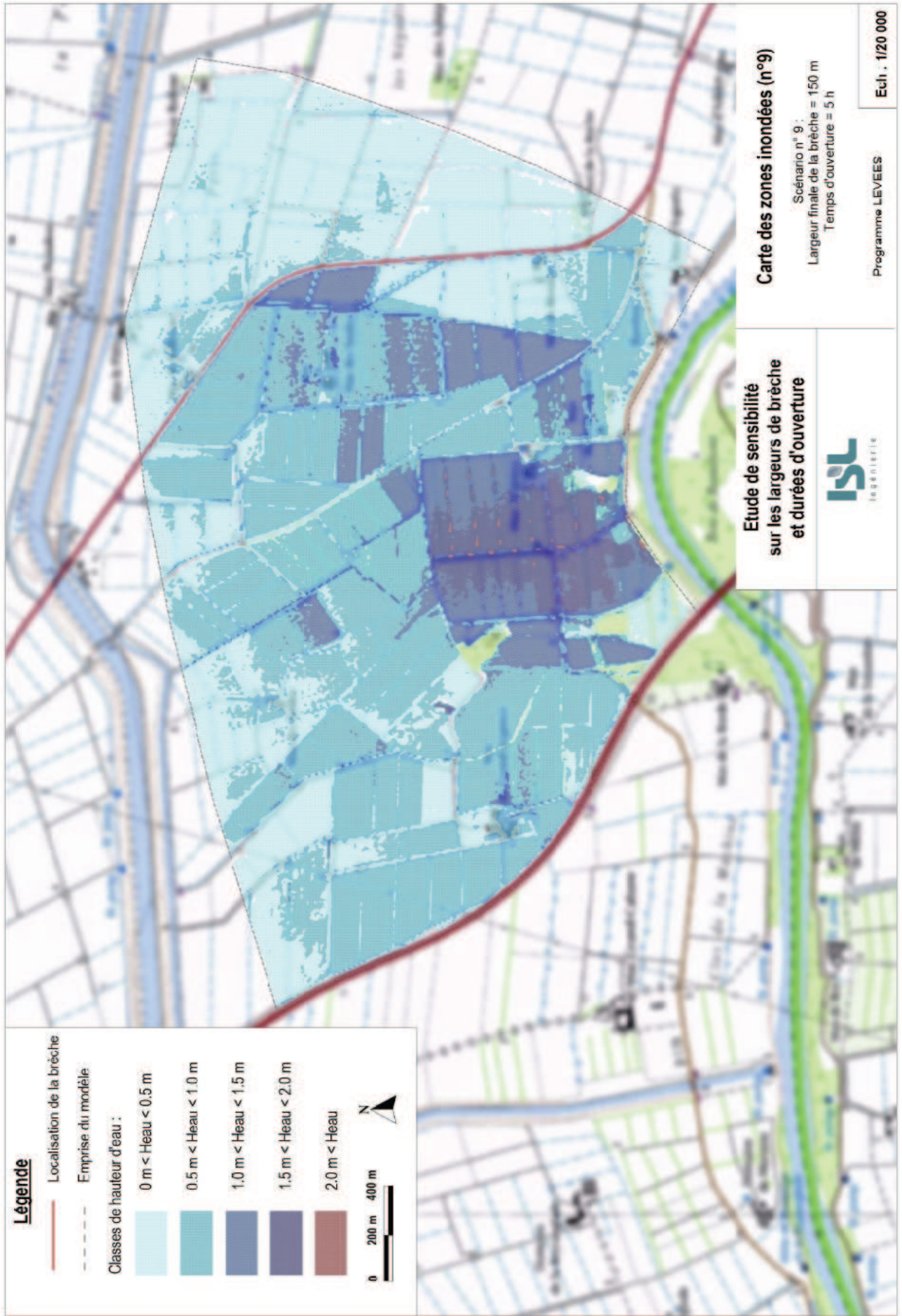


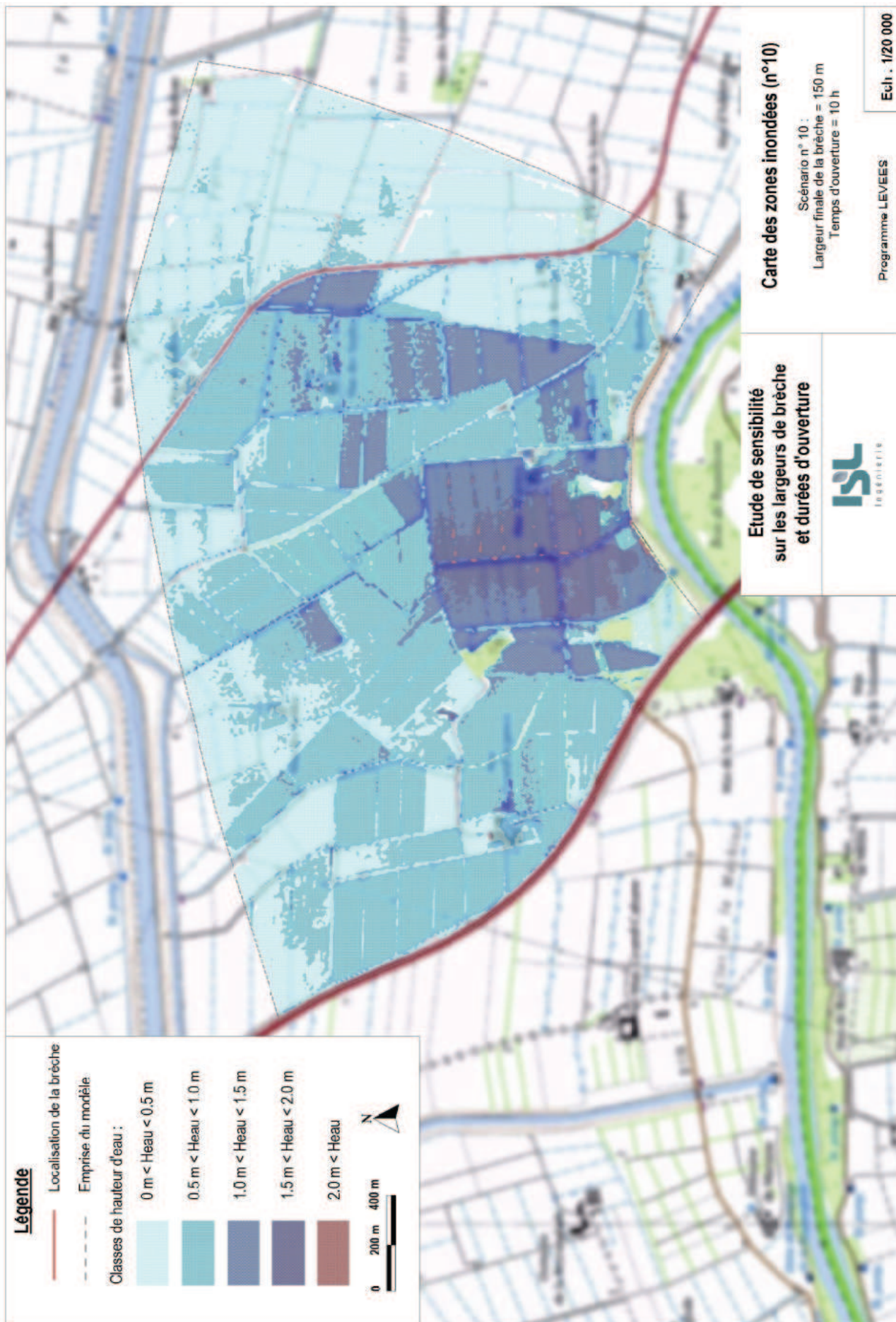


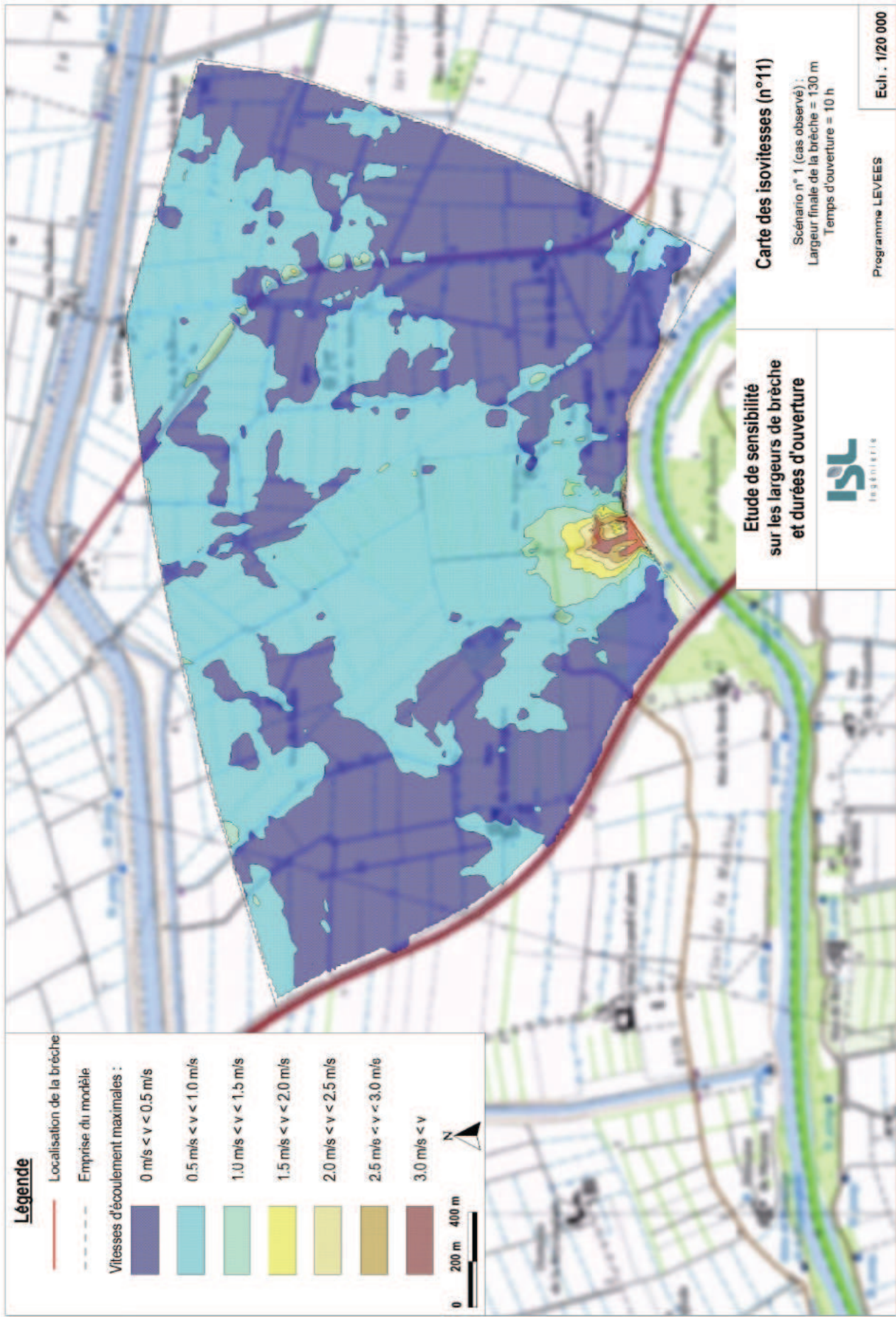












Légende

- Localisation de la brèche
- - - Emprise du modèle
- Vitesses d'écoulement maximales :
- 0 m/s < v < 0.5 m/s
- 0.5 m/s < v < 1.0 m/s
- 1.0 m/s < v < 1.5 m/s
- 1.5 m/s < v < 2.0 m/s
- 2.0 m/s < v < 2.5 m/s
- 2.5 m/s < v < 3.0 m/s
- 3.0 m/s < v



Etude de sensibilité
sur les largeurs de brèche
et durées d'ouverture

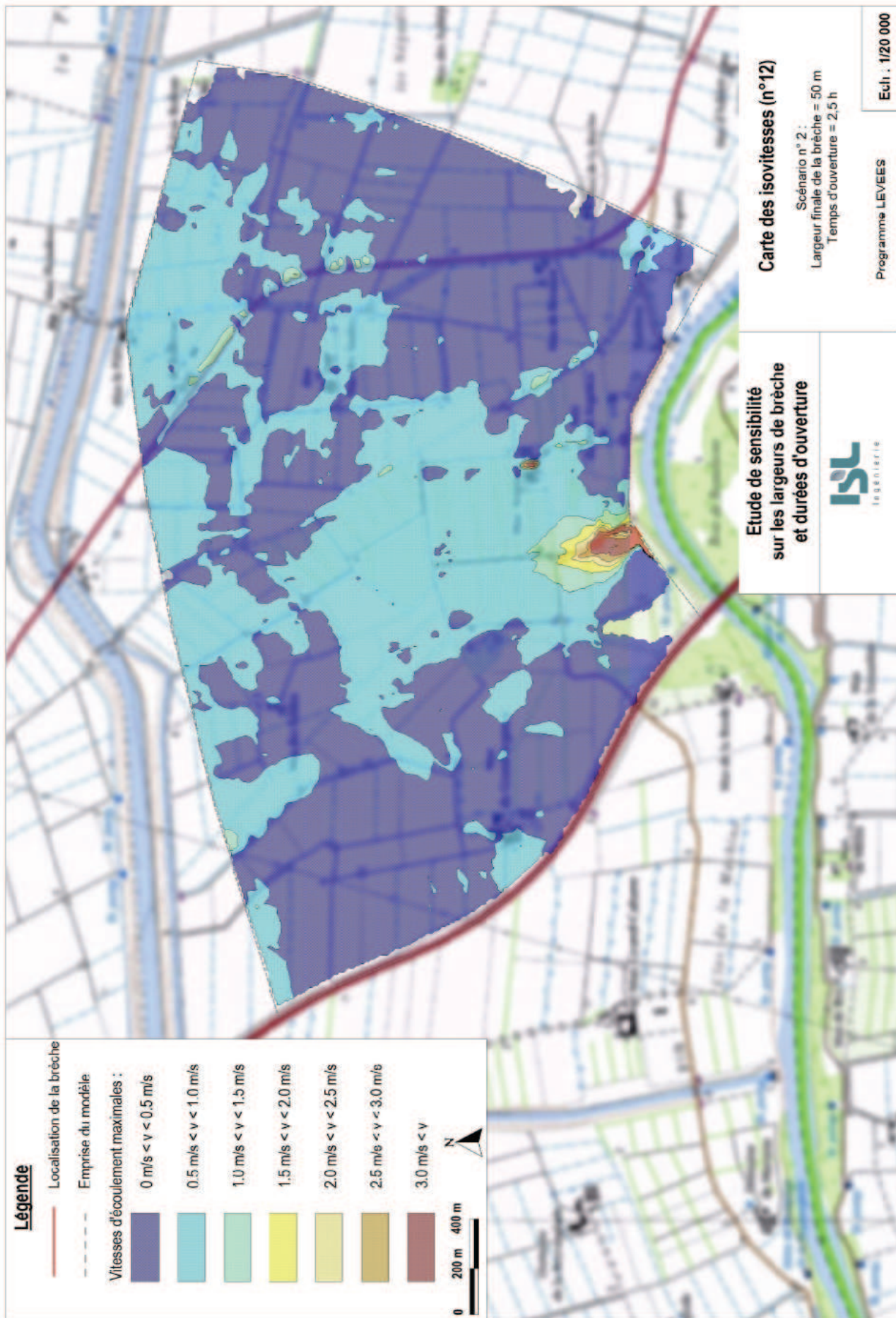


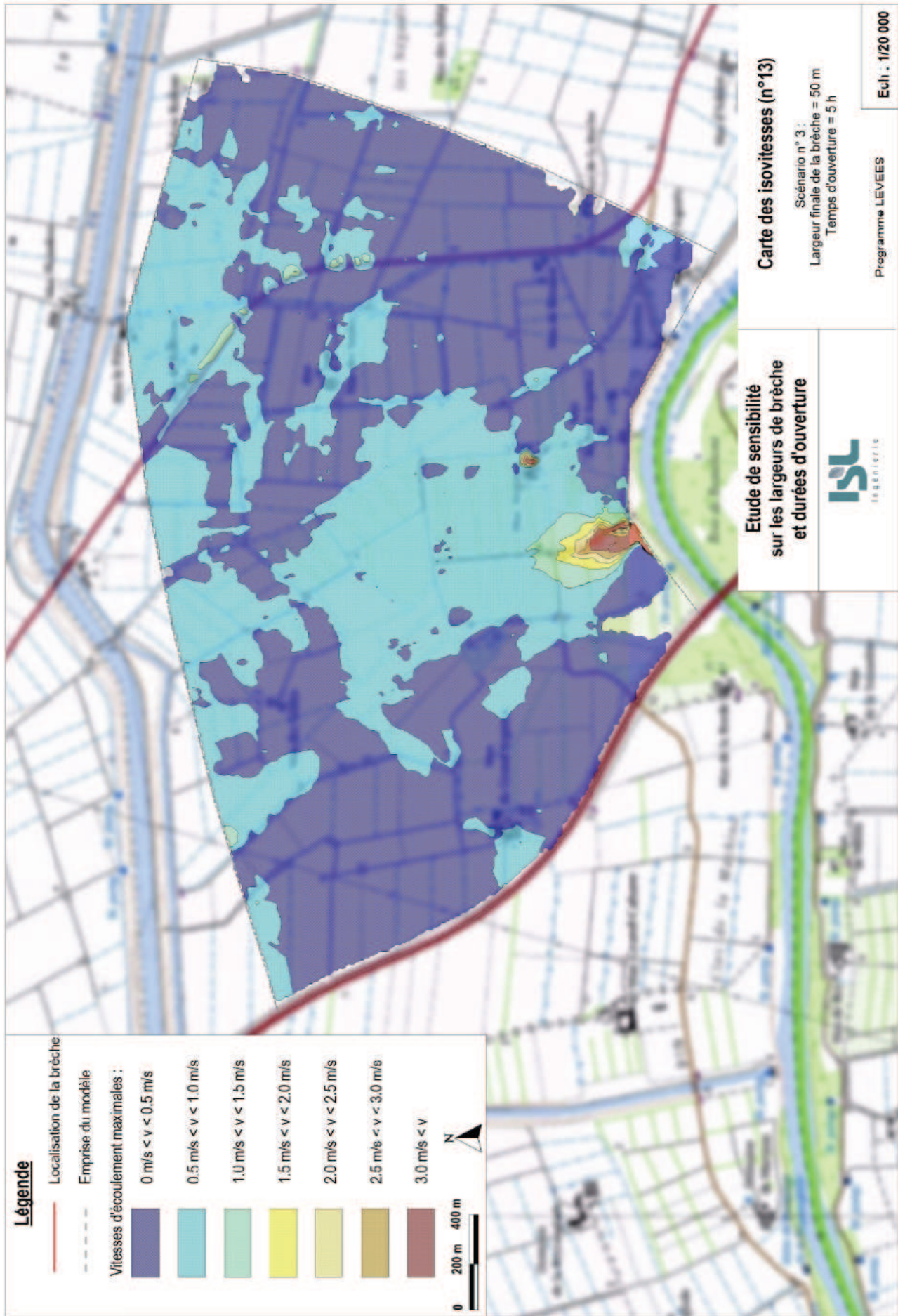
Carte des isovitesse (n°11)

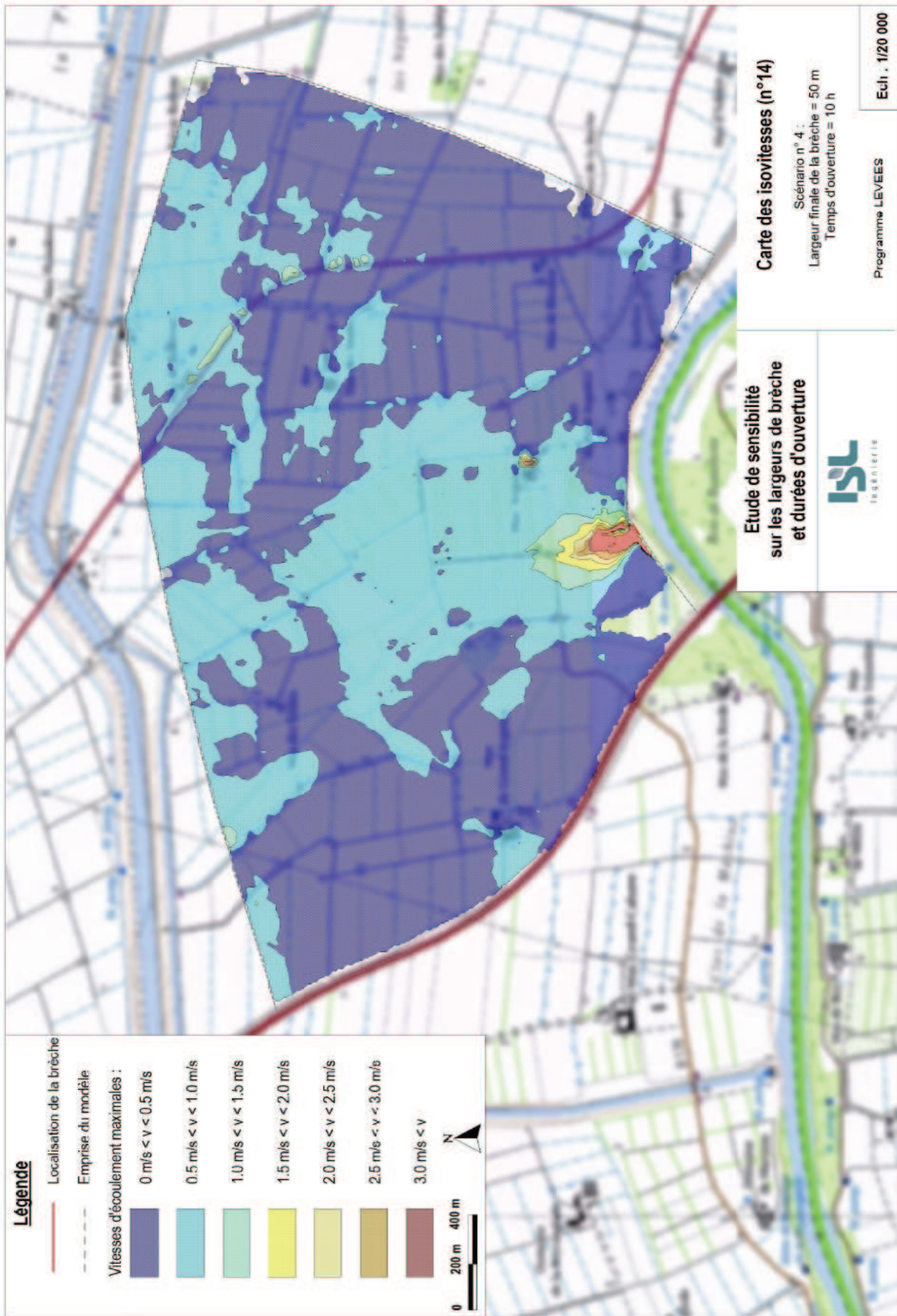
Scénario n° 1 (cas observé) :
Largeur finale de la brèche = 130 m
Temps d'ouverture = 10 h

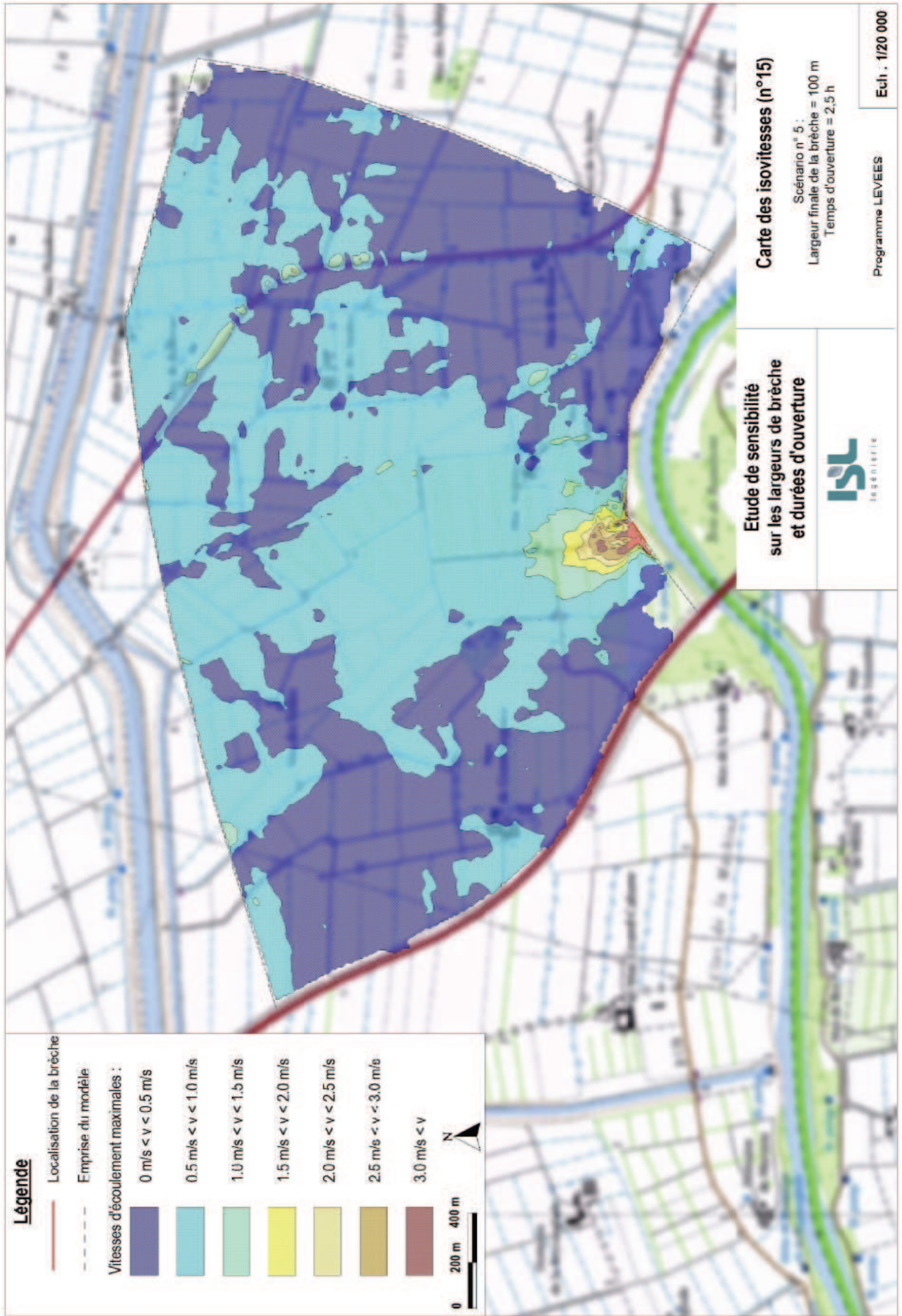
Programme LEVEES

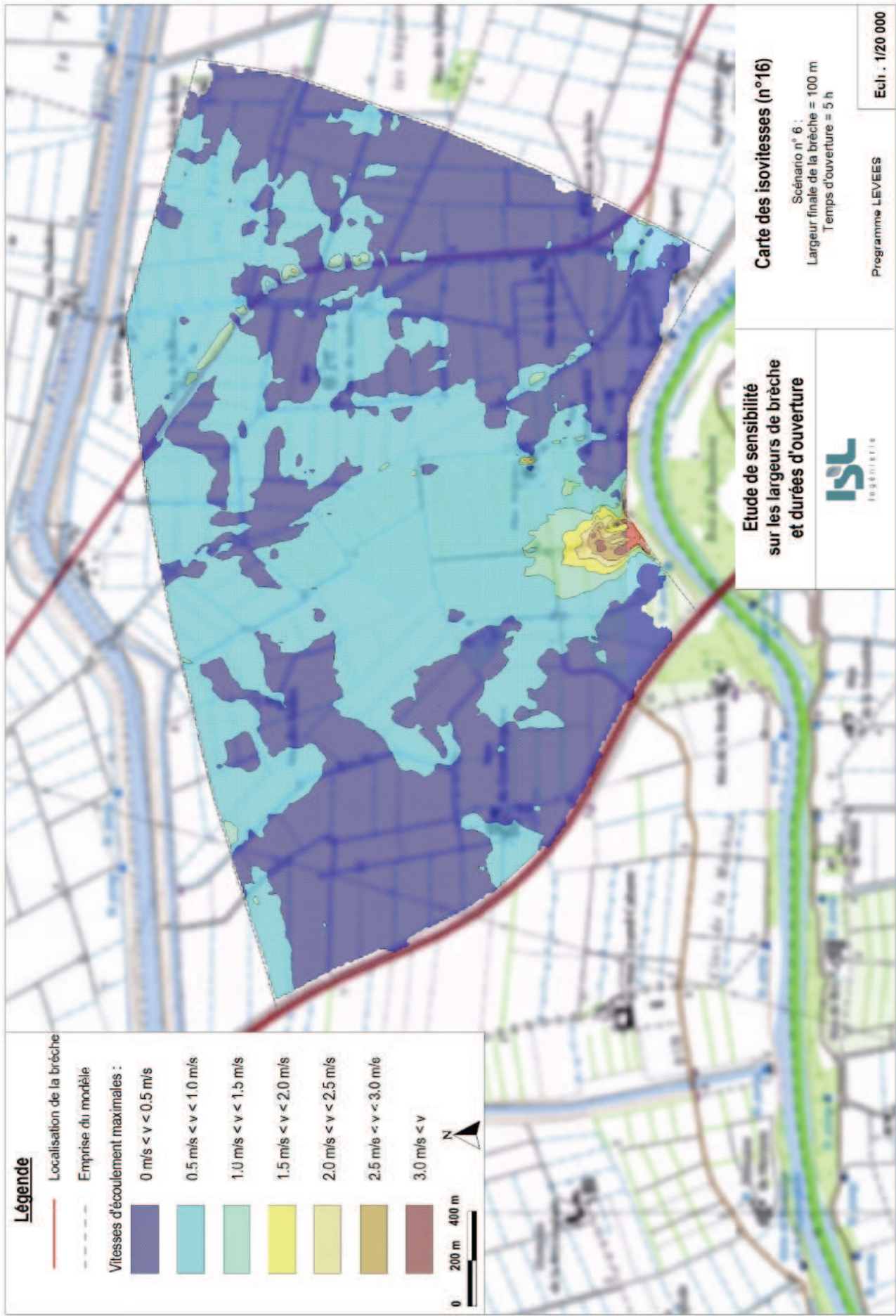
Ech. : 1/20 000

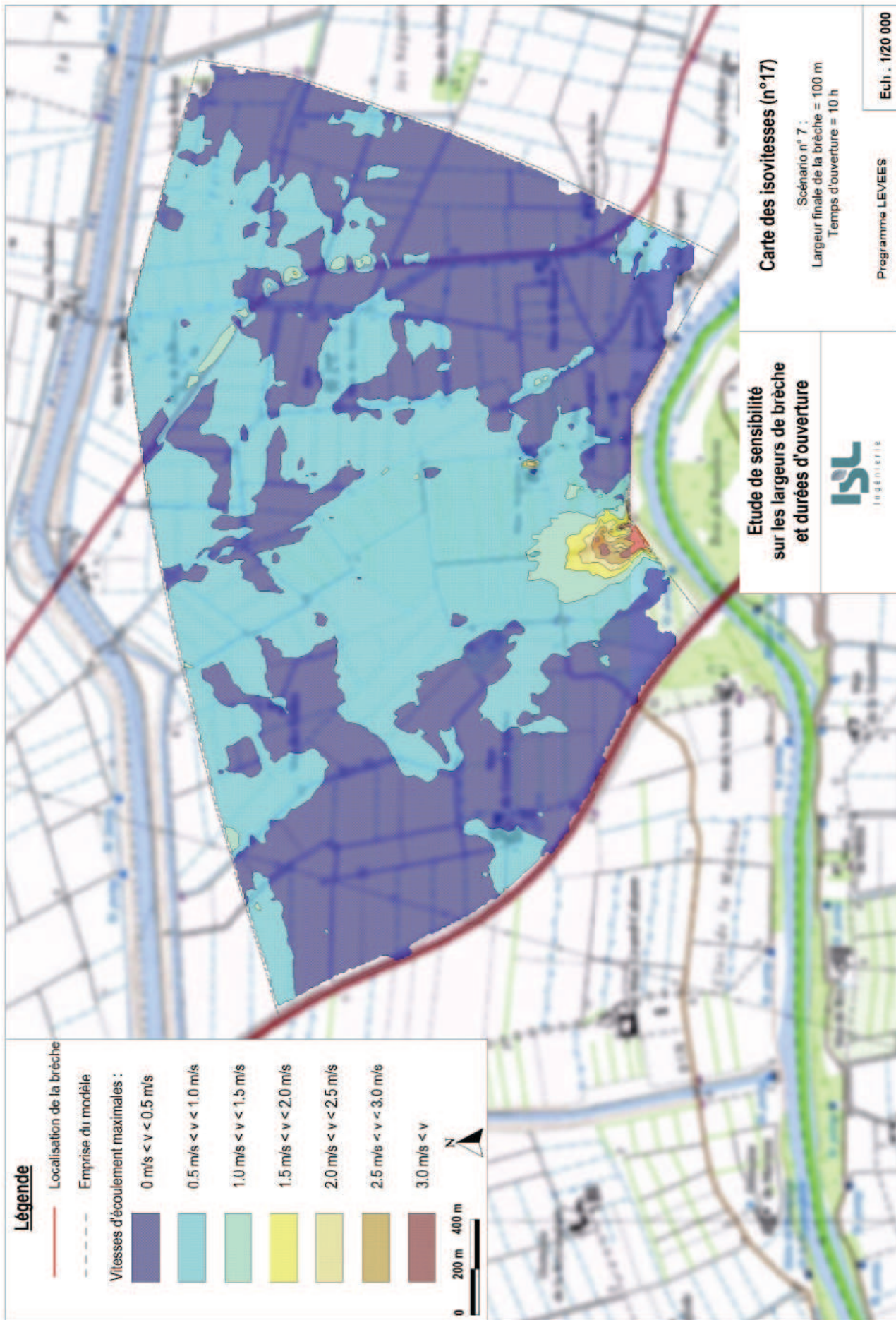


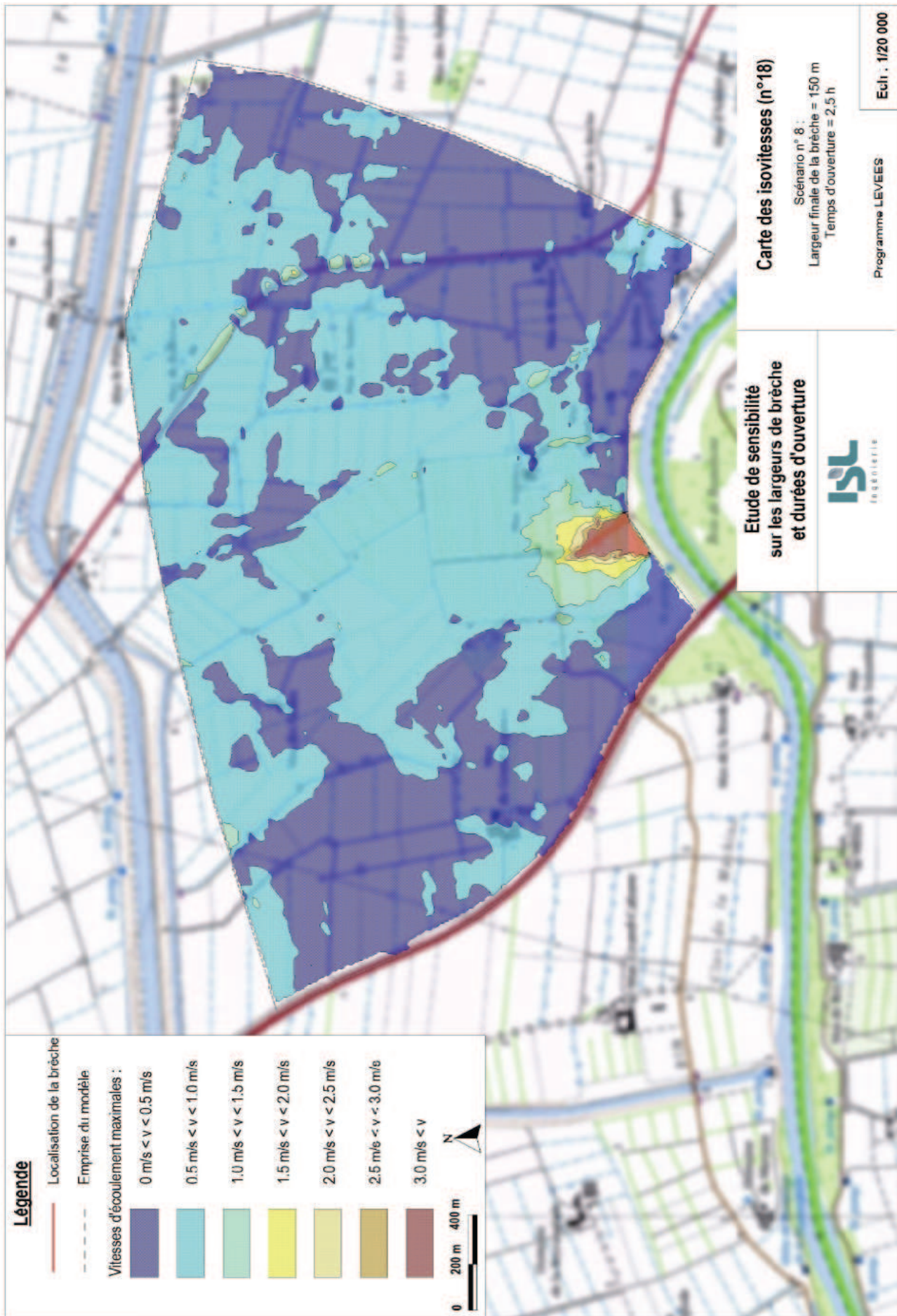


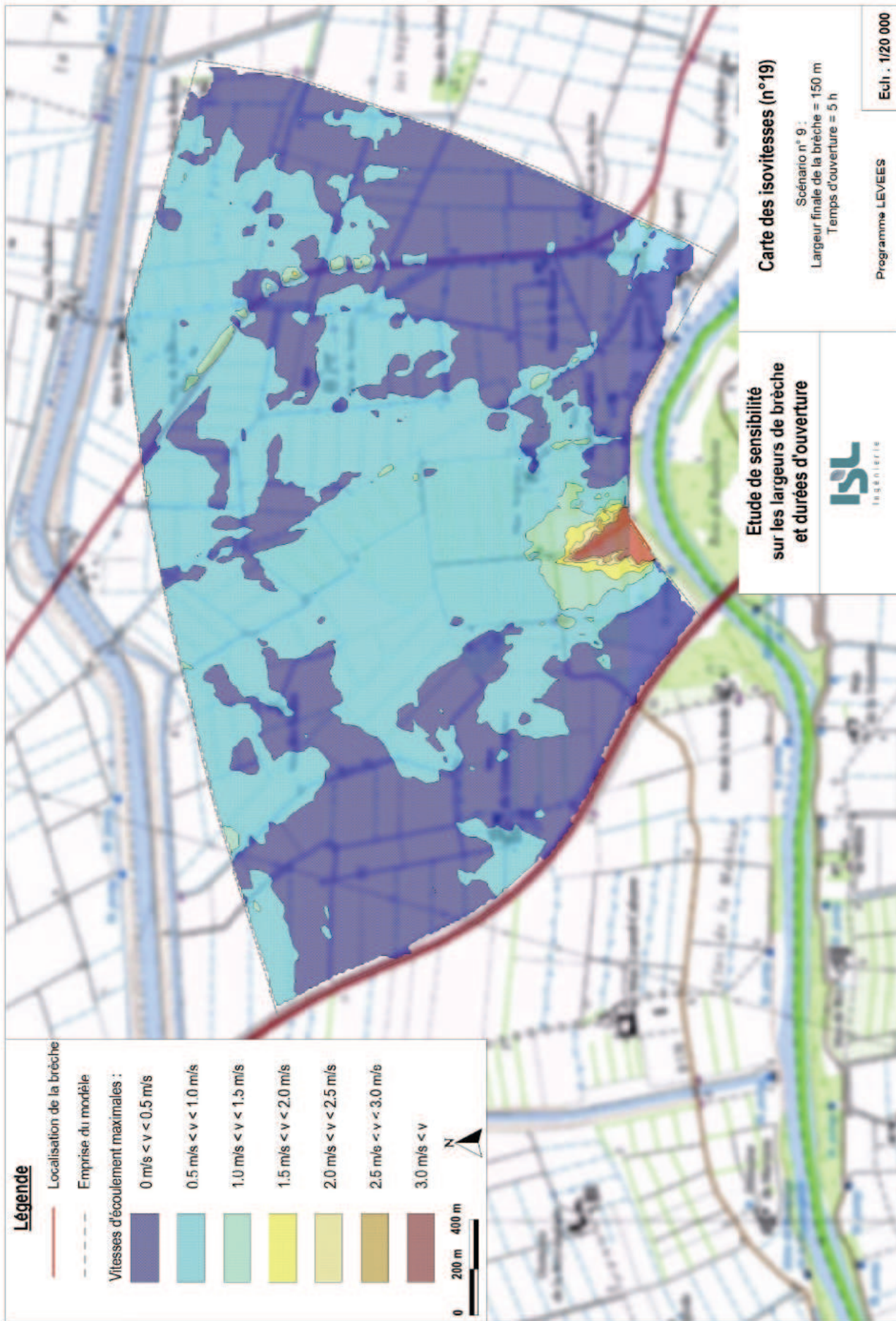












Légende

- Localisation de la brèche
- - - Emprise du modèle
- Vitesses d'écoulement maximales :
- 0 m/s < v < 0.5 m/s
- 0.5 m/s < v < 1.0 m/s
- 1.0 m/s < v < 1.5 m/s
- 1.5 m/s < v < 2.0 m/s
- 2.0 m/s < v < 2.5 m/s
- 2.5 m/s < v < 3.0 m/s
- 3.0 m/s < v



**Etude de sensibilité
sur les largeurs de brèche
et durées d'ouverture**

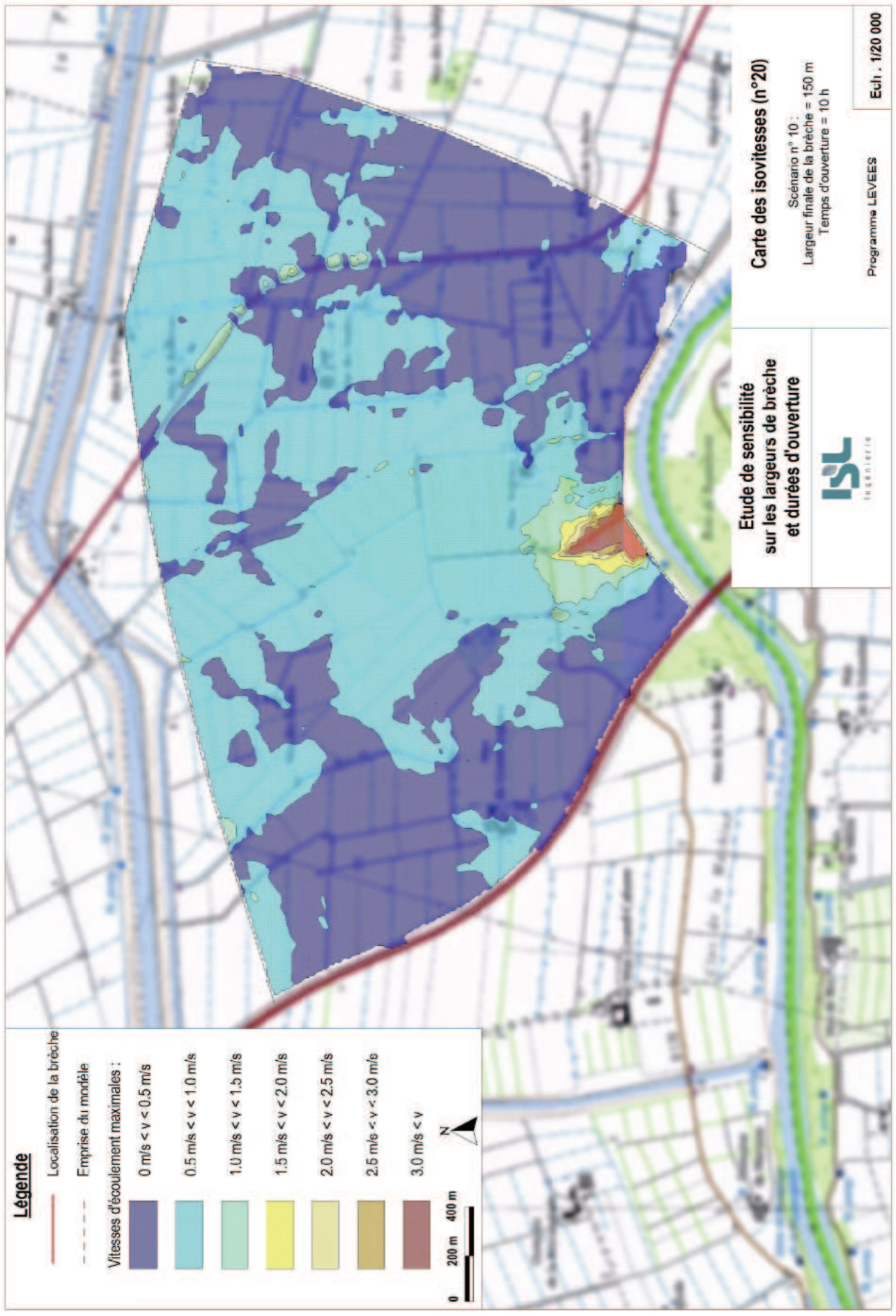


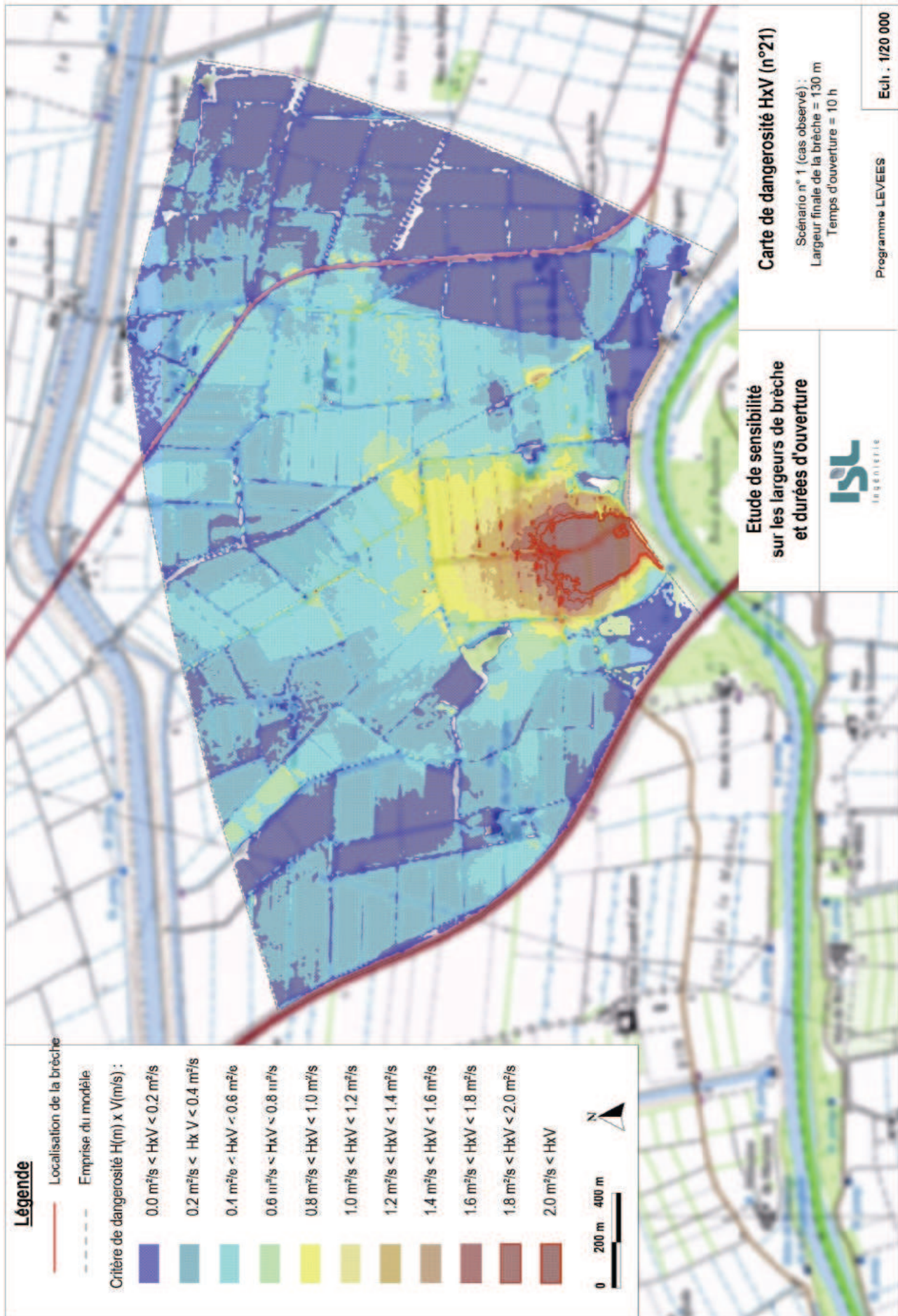
Carte des isovitesse (n°19)

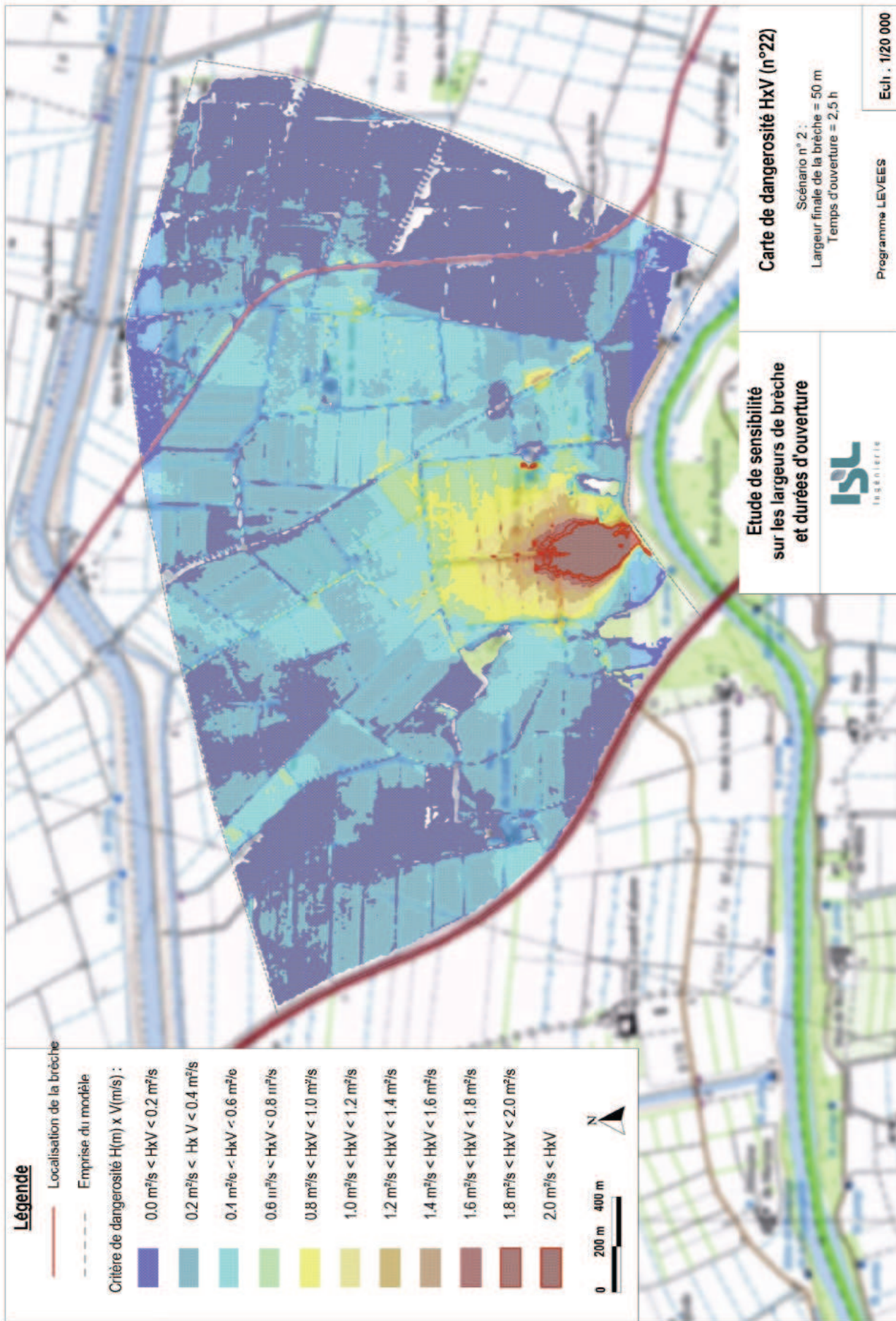
Scénario n° 9 :
Largeur finale de la brèche = 150 m
Temps d'ouverture = 5 h

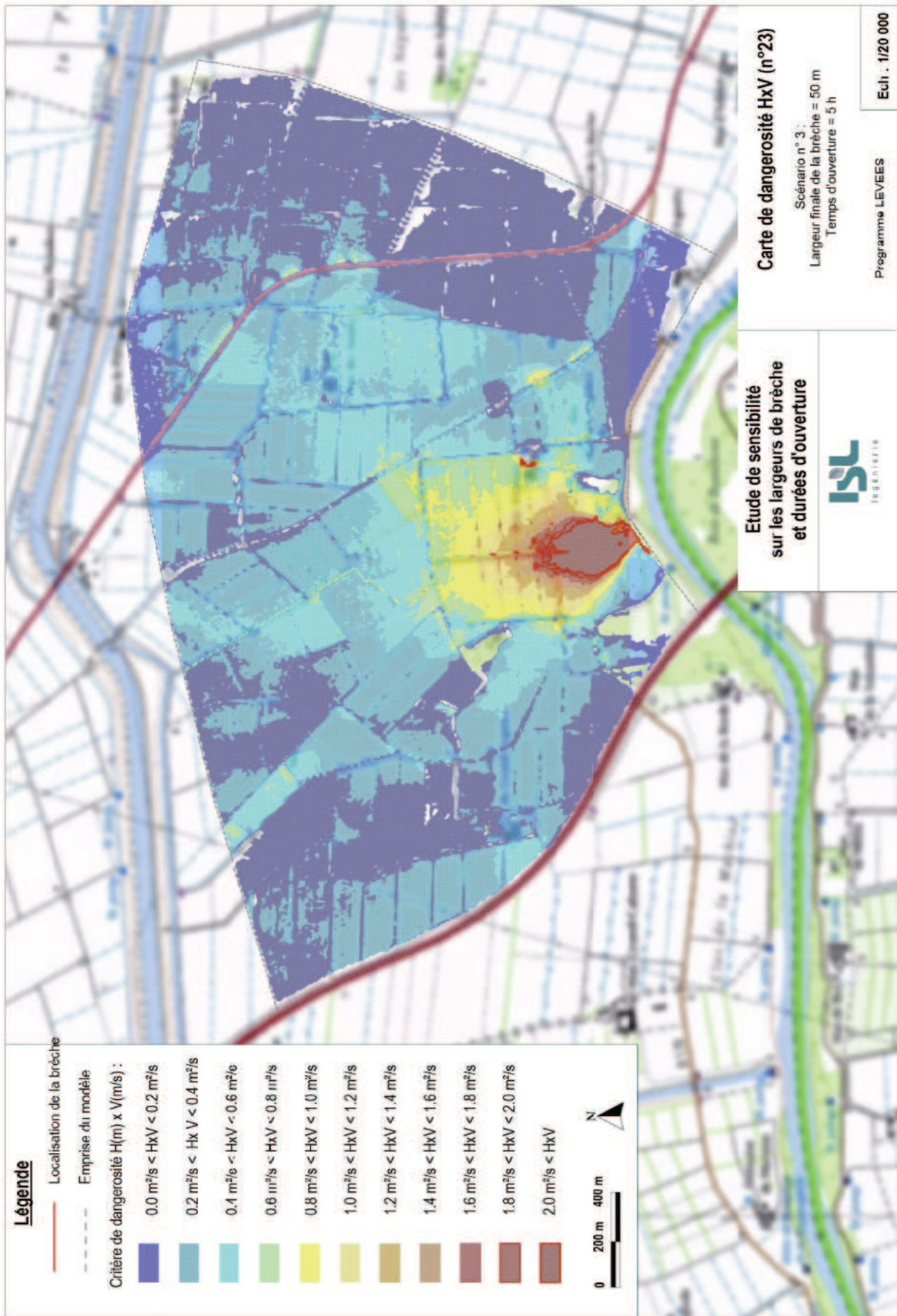
Programme LEVEES

Ech. : 1/20 000









Légende

- Localisation de la brèche
 - - - Emprise du modèle
- Critère de dangerosité $H(m) \times V(m/s)$:
- 0.0 m²/s < HxV < 0.2 m²/s
 - 0.2 m²/s < HxV < 0.4 m²/s
 - 0.4 m²/s < HxV < 0.6 m²/s
 - 0.6 m²/s < HxV < 0.8 m²/s
 - 0.8 m²/s < HxV < 1.0 m²/s
 - 1.0 m²/s < HxV < 1.2 m²/s
 - 1.2 m²/s < HxV < 1.4 m²/s
 - 1.4 m²/s < HxV < 1.6 m²/s
 - 1.6 m²/s < HxV < 1.8 m²/s
 - 1.8 m²/s < HxV < 2.0 m²/s
 - 2.0 m²/s < HxV



**Etude de sensibilité
sur les largeurs de brèche
et durées d'ouverture**

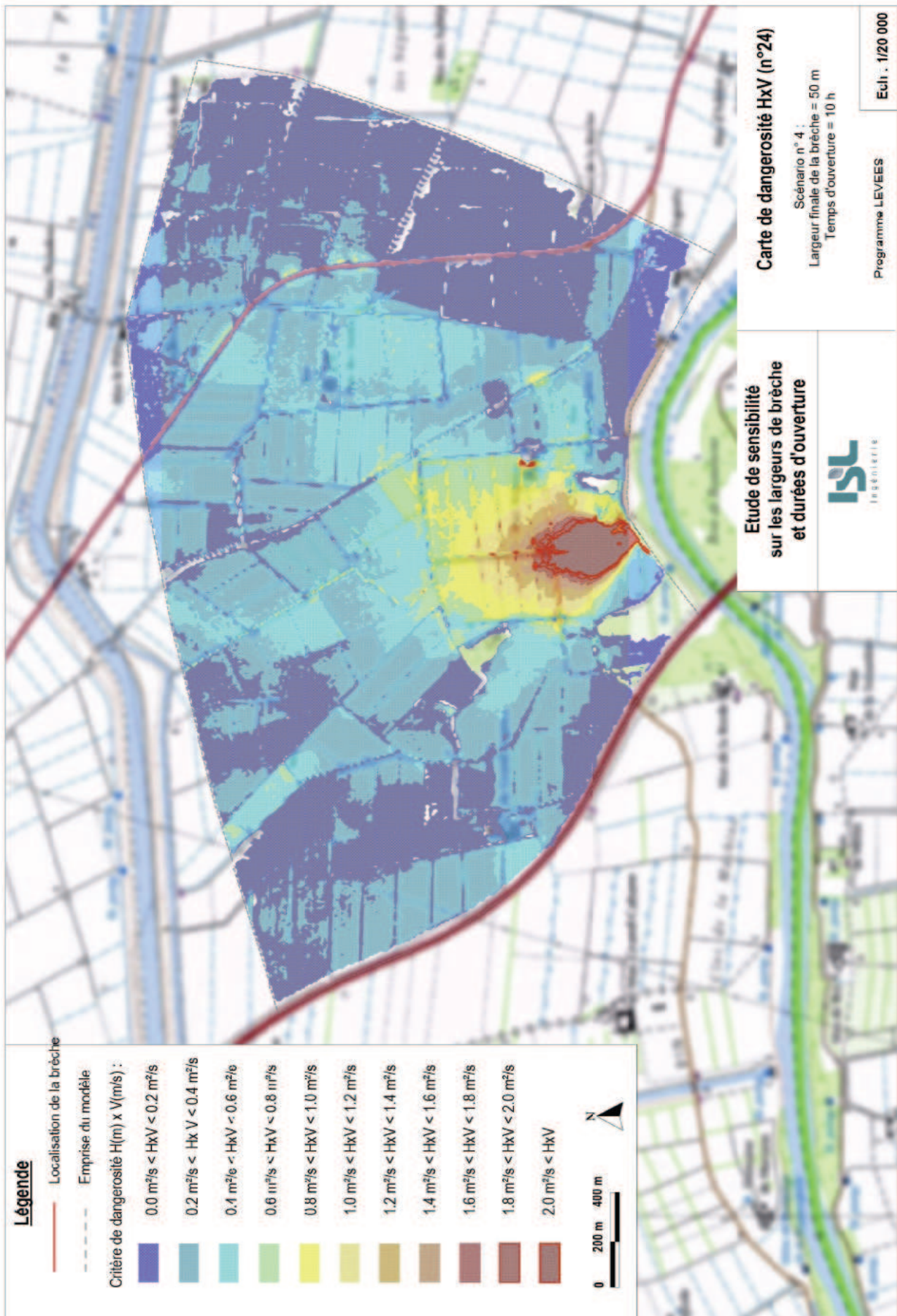


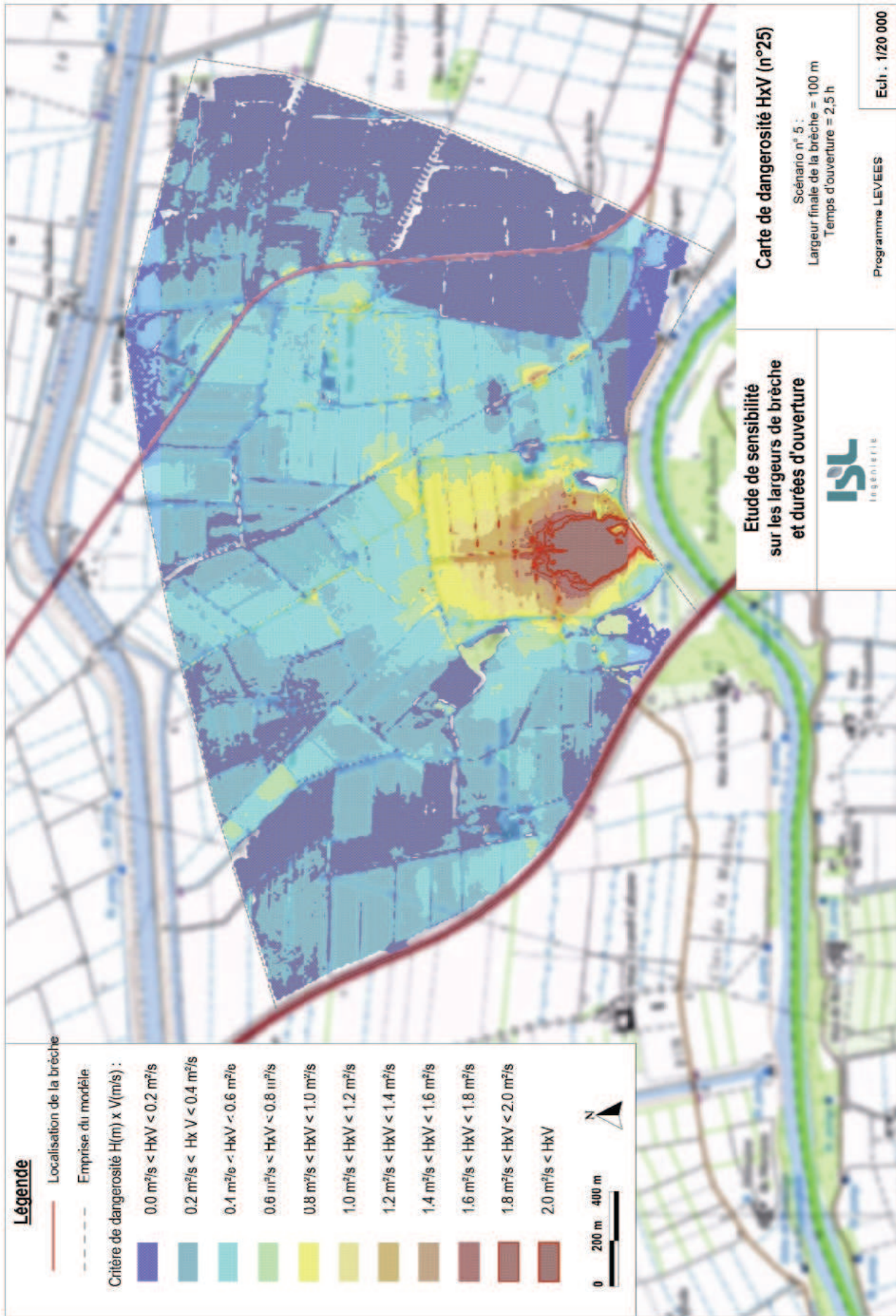
Carte de dangerosité HxV (n°23)

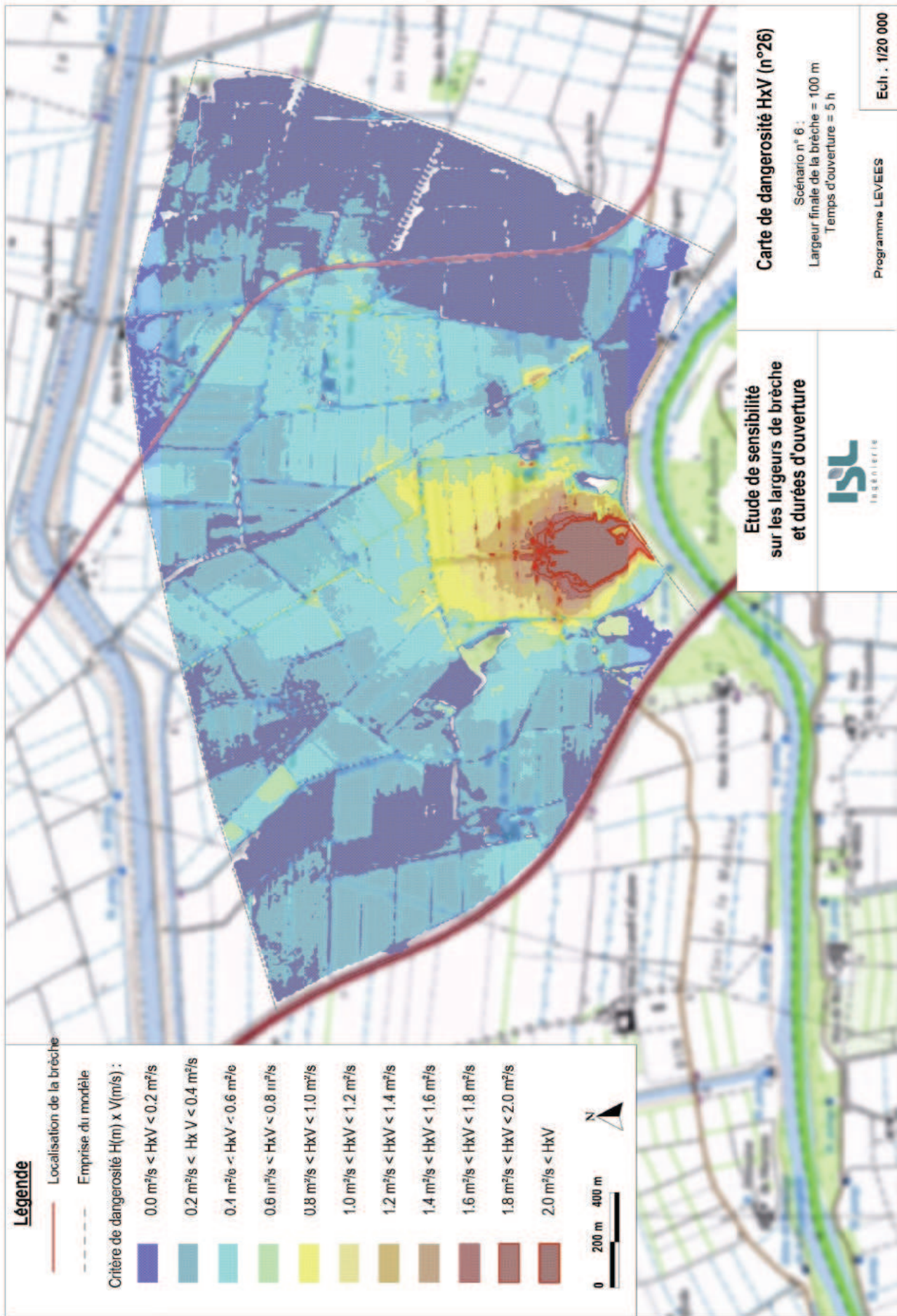
Scénario n° 3 :
Largeur finale de la brèche = 50 m
Temps d'ouverture = 5 h

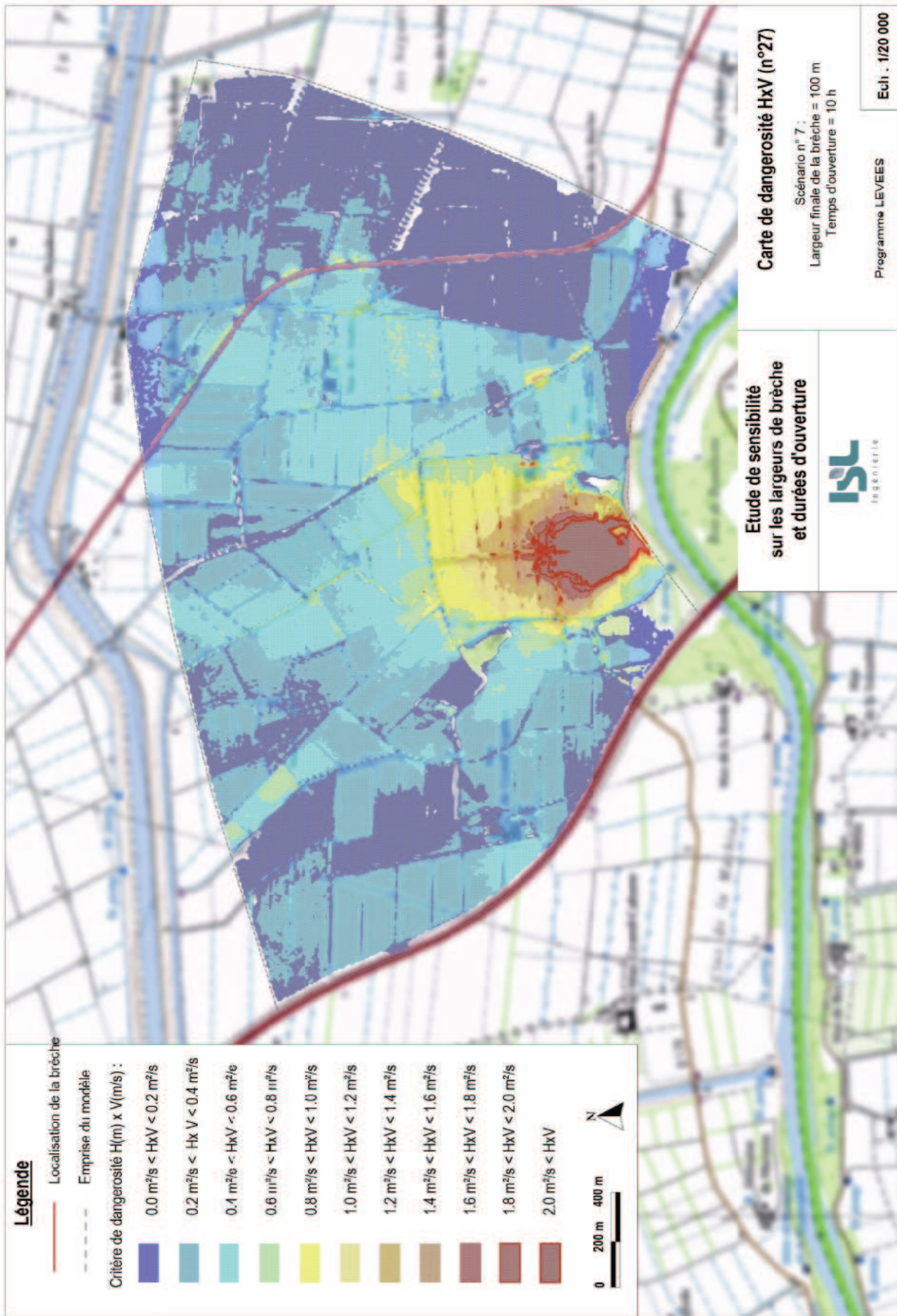
Programme LEVEES

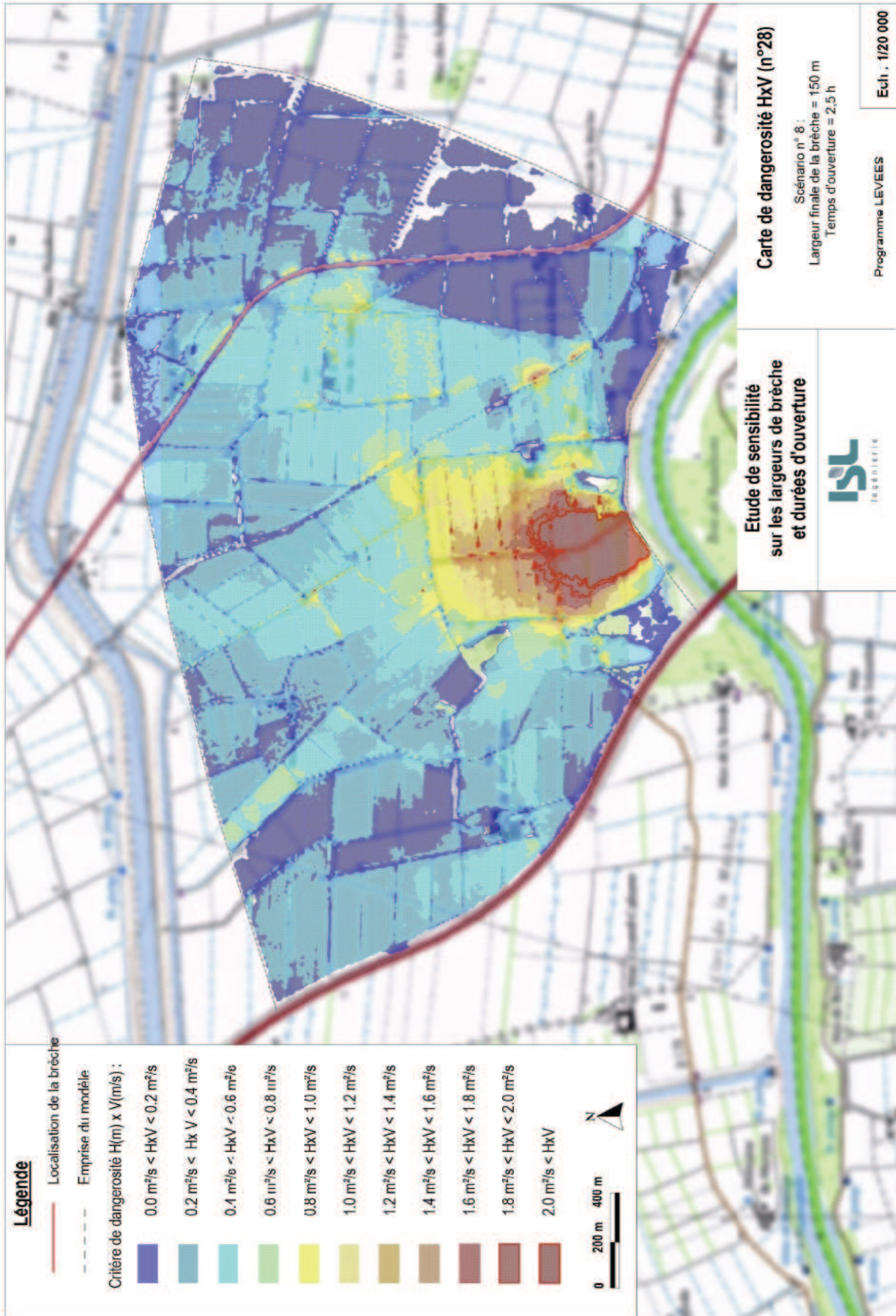
Ech. : 1/20 000











Légende

— Localisation de la brèche

- - - Emprise du modèle

Critère de dangerosité $H(m) \times V(m/s)$:

- 0.0 m²/s < HxV < 0.2 m²/s
- 0.2 m²/s < HxV < 0.4 m²/s
- 0.4 m²/s < HxV < 0.6 m²/s
- 0.6 m²/s < HxV < 0.8 m²/s
- 0.8 m²/s < HxV < 1.0 m²/s
- 1.0 m²/s < HxV < 1.2 m²/s
- 1.2 m²/s < HxV < 1.4 m²/s
- 1.4 m²/s < HxV < 1.6 m²/s
- 1.6 m²/s < HxV < 1.8 m²/s
- 1.8 m²/s < HxV < 2.0 m²/s
- 2.0 m²/s < HxV



**Etude de sensibilité
sur les largeurs de brèche
et durées d'ouverture**

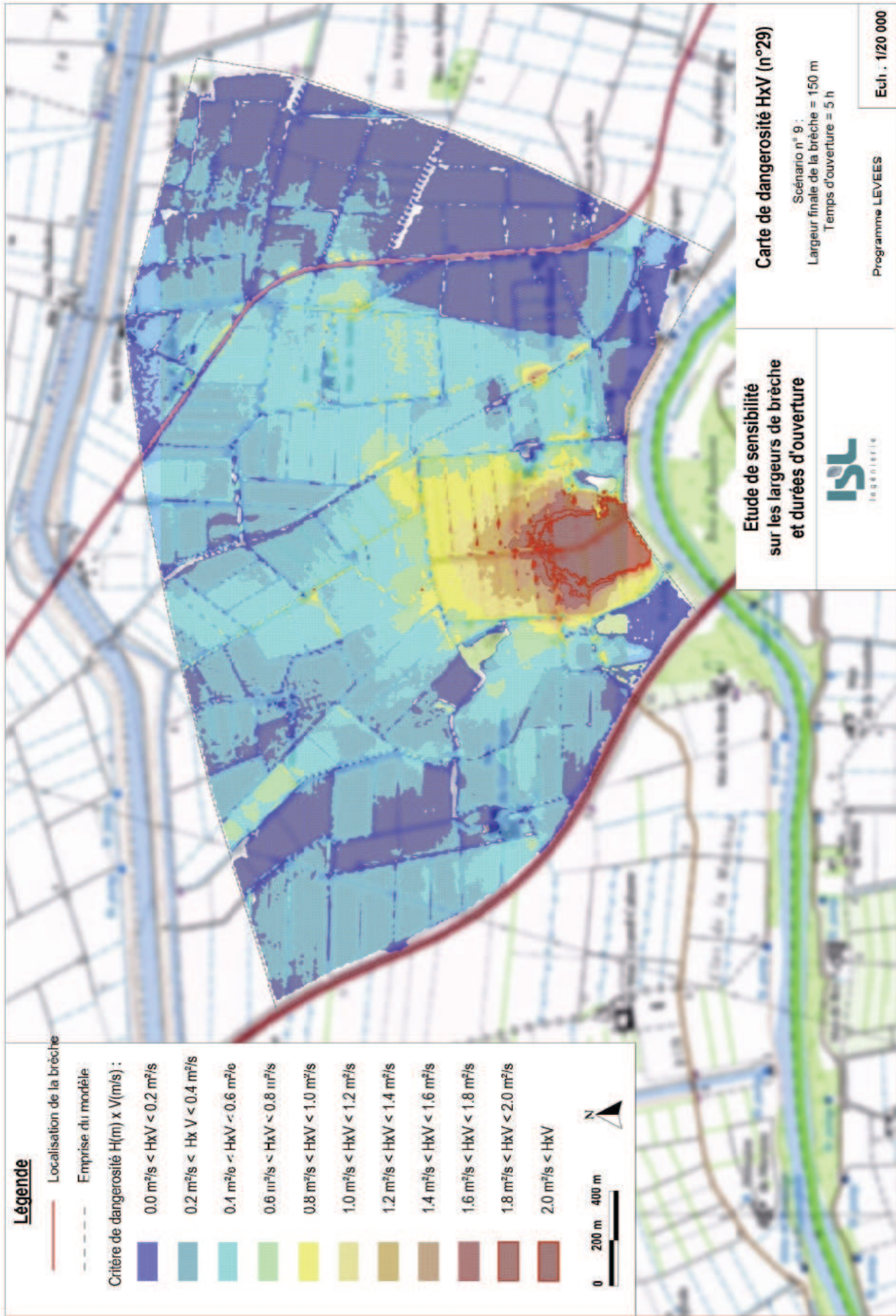


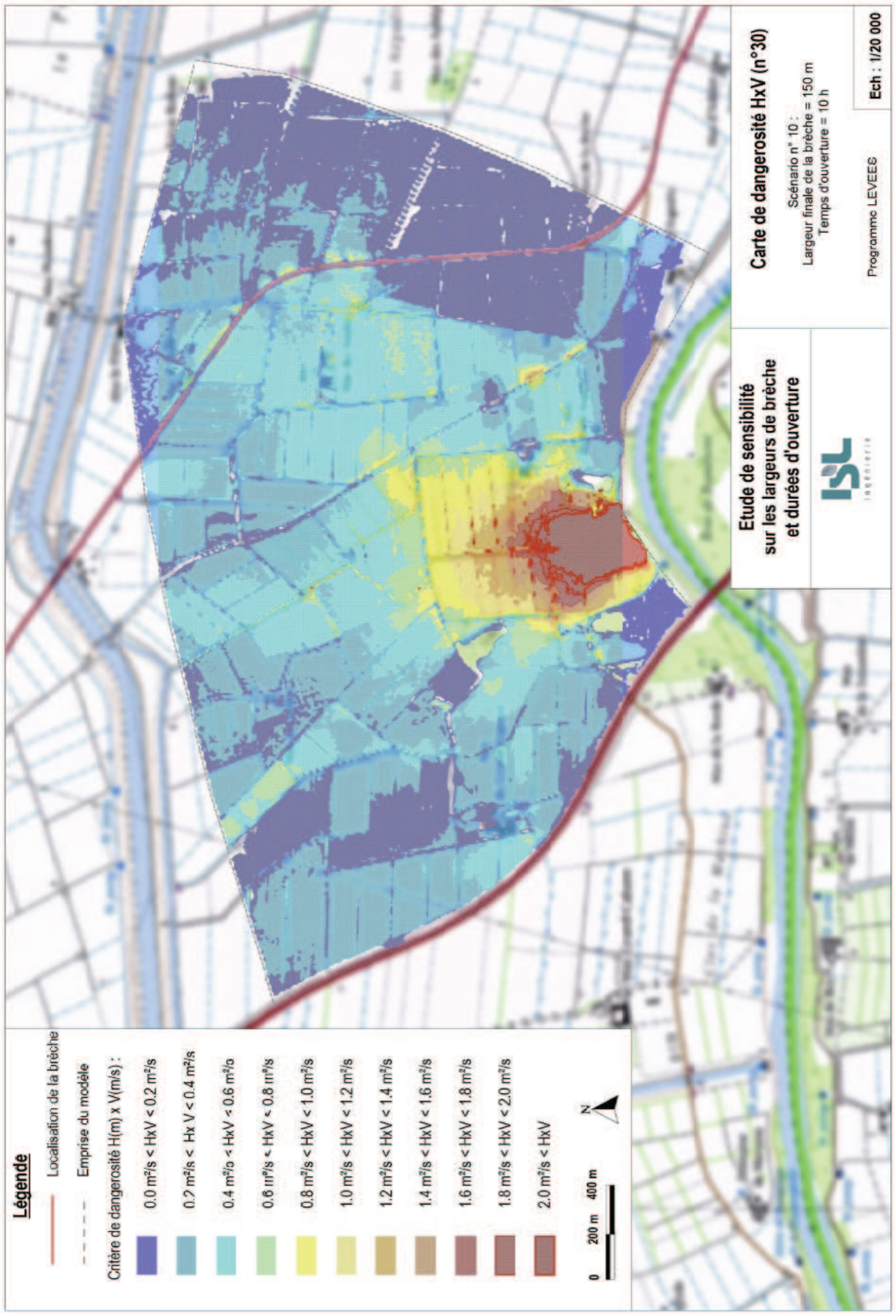
Carte de dangerosité HxV (n°28)

Scénario n° 8 :
Largeur finale de la brèche = 150 m
Temps d'ouverture = 2,5 h

Programme LEVEES

Ech. : 1/20 000





Légende

- Localisation de la brèche
 - - - Emprise du modèle
- Critère de dangerosité $H(m) \times V(m^3/s)$:
- 0.0 $m^3/s < HxV < 0.2 m^3/s$
 - 0.2 $m^3/s < HxV < 0.4 m^3/s$
 - 0.4 $m^3/s < HxV < 0.6 m^3/s$
 - 0.6 $m^3/s < HxV < 0.8 m^3/s$
 - 0.8 $m^3/s < HxV < 1.0 m^3/s$
 - 1.0 $m^3/s < HxV < 1.2 m^3/s$
 - 1.2 $m^3/s < HxV < 1.4 m^3/s$
 - 1.4 $m^3/s < HxV < 1.6 m^3/s$
 - 1.6 $m^3/s < HxV < 1.8 m^3/s$
 - 1.8 $m^3/s < HxV < 2.0 m^3/s$
 - 2.0 $m^3/s < HxV$



**Etude de sensibilité
sur les largeurs de brèche
et durées d'ouverture**



Carte de dangerosité HxV (n°30)

Scénario n° 10 :
Largeur finale de la brèche = 150 m
Temps d'ouverture = 10 h

Programme LEVEES

Ech : 1/20 000

9 Annexe 2 : une description générale de la rupture dans les sols et son implication dans la stabilité des ouvrages hydrauliques

Cette partie présente un concept nouveau pour l'ingénieur, qui résulte de recherches fondamentales antérieures. La rupture des sols est classiquement décrite par le critère de Mohr-Coulomb correspondant à la condition limite de plasticité. Toutefois, les matériaux tels que les sols (présentant une règle d'écoulement non associée) peuvent être sujets à des modes de rupture pour des états de contrainte situés strictement à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb. Cela signifie que la vérification de la stabilité d'un ouvrage en sol s'appuyant uniquement sur un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (soit sur la plastification du sol) ne permet pas, en général, de se prévenir de l'ensemble des modes de rupture pouvant se développer au sein du matériau constitutif. Dans cette communication, nous présentons un cadre unique permettant à la fois la description de la rupture plastique (survenant sur le critère de Mohr-Coulomb), et des ruptures se développant à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb. Nous indiquons comment détecter à l'aide du travail du second ordre les états de contrainte à partir desquels les ruptures sont susceptibles de se développer et nous donnons les conditions nécessaires et suffisantes (portant à la fois sur la direction de chargement et sur le mode de contrôle du volume de sol considéré) au développement effectif de ces ruptures. Enfin, l'implication de cette description généralisée de la rupture sur l'analyse de la stabilité des ouvrages hydrauliques en terre est abordée. L'ensemble de la discussion s'appuie sur des résultats d'essais de laboratoire et de simulations numériques.

Une description générale de la rupture dans les sols et son implication dans la stabilité des ouvrages hydrauliques

A general description of the failure of soils and its role in the stability of hydraulic structures

L. Sibille¹, N. Hadda², F. Nicot², F. Darve³

¹ Institut GeM, L'Université Nantes Angers Le Mans (LUNAM) – CNRS, Nantes/S¹-Nazaire, Luc.Sibille@univ-nantes.fr

² IRSTEA Grenoble, Nejib.Hadda@irstea.fr, Francois.Nicot@irstea.fr

³ Laboratoire 3S-R, UJF – INPG – CNRS, Grenoble, Felix.Darve@grenoble-inp.fr

Résumé

La rupture des sols est classiquement décrite par le critère de Mohr-Coulomb correspondant à la condition limite de plasticité. Toutefois, les matériaux tels que les sols (présentant une règle d'écoulement non associée) peuvent être sujets à des modes de rupture pour des états de contrainte situés strictement à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb. Cela signifie que la vérification de la stabilité d'un ouvrage en sol s'appuyant uniquement sur un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (soit sur la plastification du sol) ne permet pas, en général, de se prévenir de l'ensemble des modes de rupture pouvant se développer au sein du matériau constitutif. Dans cette communication, nous présentons un cadre unique permettant à la fois la description de la rupture plastique (survenant sur le critère de Mohr-Coulomb), et des ruptures se développant à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb. Nous indiquons comment détecter à l'aide du travail du second ordre les états de contrainte à partir desquels les ruptures sont susceptibles de se développer et nous donnons les conditions nécessaires et suffisantes (portant à la fois sur la direction de chargement et sur le mode de contrôle du volume de sol considéré) au développement effectif de ces ruptures. Enfin, l'implication de cette description généralisée de la rupture sur l'analyse de la stabilité des ouvrages hydrauliques en terre est abordée. L'ensemble de la discussion s'appuie sur des résultats d'essais de laboratoire et de simulations numériques.

Abstract

Failure in soils is classically described by the Mohr-Coulomb criterion representing the plastic limit condition. Nevertheless, for materials such as soils (characterized by a non-associated flow rule), failure modes can occur from stress states strictly located within the Mohr-Coulomb criterion. From an engineering point of view, this means that the analysis of stability of a soil structure based uniquely on

a Mohr-Coulomb-type failure criterion (i.e. on the soil plastification) is generally not sufficient to prevent all the failure modes possibly developing in the constitutive material. In this paper, we present a unique framework describing both kinds of failure: the plastic one (occurring on the Mohr-Coulomb criterion) and those developing inside the Mohr-Coulomb criterion. We explain how stress states, from which failure may develop, can be detected with the second-order work; and we give the sufficient and necessary conditions (related to the loading direction and the mode of control of the considered soil volume) for the effective development of failure. Finally, implications of this generalized description of failure to the stability of hydraulic soil structures are addressed. All along the paper, discussions are supported with results from laboratory tests and numerical simulations.

Introduction

Afin d'étudier la stabilité d'ouvrages en sol (remblais, digues, pentes naturelles, ...), l'ingénieur se base sur un critère de rupture propre au matériau étudié. En mécanique des sols, le critère de rupture de Mohr-Coulomb est très largement utilisé. Une analyse de stabilité d'un ouvrage basée sur ce critère devrait permettre de s'affranchir de tous risques de ruine. Toutefois, certaines ruines d'ouvrages ne peuvent pas être décrites sur la base du critère de Mohr-Coulomb. Les glissements de terrain sous faible pente constituent une illustration concrète de cette problématique. Par exemple, Eckersley [4] a observé sur des pentes des glissements de terrain en conditions drainées pour des angles de frottement mobilisés de 24° à 27°, alors que l'angle de frottement du critère de Mohr-Coulomb est de 40°. Dans ce papier, nous présentons une généralisation de la notion classique de rupture en mécanique des sols qui permet de décrire et d'anticiper de tels cas de ruine. Dans la première partie on rappelle la définition classique de la rupture généralement utilisée en ingénierie. Cette notion est ensuite généralisée dans la seconde partie. On présente en particulier un nouveau critère et une nouvelle approche pour décrire et

prévoir la rupture. Enfin dans une dernière partie, sur la base de cette approche, la stabilité des ouvrages hydrauliques en terre est discutée pour certains types de sollicitations, mais aussi dans le cas d'une éventuelle érosion interne diffuse (suffusion).

Les états limites de contrainte et la rupture plastique

Lors d'essais de chargement mécanique sur des sols, on observe que certains états de contrainte ne peuvent pas être dépassés. Cela est constaté par exemple lors d'essais de compression triaxiale consolidés et drainés. La réponse typique à un tel essai en termes de contrainte axiale est représentée avec la courbe grise sur la Figure 1a. La contrainte axiale atteint une valeur limite (maximum) qui ne peut pas être dépassée. Cette valeur limite de contrainte axiale est associée à une contrainte de cisaillement τ maximum que l'on peut représenter dans le plan de Mohr en fonction de la contrainte normale σ'_n appliquée sur le plan de cisaillement. Pour différentes valeurs de contrainte de confinement (de contrainte radiale) on obtiendra différentes valeurs de contrainte axiale limite, chacune associée à un état de contrainte (τ, σ'_n) dans le plan de Mohr. Ces états de contrainte se regroupent suivant une courbe dite intrinsèque qui est assez bien représentée par une droite appelée le critère de rupture de Mohr-Coulomb (voir la Figure 3). Les états de contrainte situés au-delà du critère de Mohr-Coulomb sont inaccessibles car le sol entre en rupture lorsque son état de contrainte rencontre ce dernier ; ou autrement dit, lorsque son état de contrainte atteint un état limite de contrainte.

On parle d'états limites de contrainte, car la rupture se développe effectivement pour ces états seulement si le chargement appliqué au sol est défini uniquement à partir de variables de contrainte. Pour illustrer cela, considérons le cas d'un essai triaxial drainé sur un sol entièrement piloté en contraintes. La contrainte radiale σ'_r est imposée par la pression d'eau cellulaire comme cela est fait classiquement, mais au lieu d'imposer un taux de déformation axiale à l'échantillon, l'opérateur impose un accroissement régulier de la contrainte axiale σ'_a . Ce contrôle de la contrainte axiale peut être mis en œuvre en plaçant par exemple des masses en tête du piston de la cellule triaxiale. Tant que la contrainte axiale est inférieure à la valeur limite, la réponse de l'échantillon est identique que l'opérateur contrôle la contrainte, ou la déformation axiale (courbes noire et grise de la Figure 1a). Lorsque l'état limite de contrainte est atteint (constituant un point du critère de Mohr-Coulomb), si l'opérateur ajoute une nouvelle petite masse sur le piston pour tenter de faire croître la valeur de σ'_a , la rupture se développe subitement.

Cette rupture est marquée d'une part par le développement de déformations très importantes, ces déformations sont non bornées et peuvent se traduire par l'effondrement complet de

l'échantillon. D'autre part, ces déformations se développent de manière soudaine, en un temps très court comme représenté sur la Figure 1b. Le taux de déformation est alors lui-même très élevé et traduit le fait, qu'à l'initiation de la rupture, l'échantillon est passé d'une réponse quasi-statique à une réponse dynamique accompagnée par la création d'énergie cinétique [10] (Figure 1b). Lors de cet essai, l'opérateur contrôlait l'évolution de l'état mécanique de l'échantillon par le biais de la contrainte axiale σ'_a , cette dernière est appelée le paramètre de contrôle. Or, lors de la rupture, la maîtrise de l'état de déformation de l'échantillon via σ'_a est perdue : on parle alors de perte de contrôlabilité [11]. Puisque à la rupture on a un changement soudain de la réponse du sol d'une réponse quasi-statique à une réponse dynamique pour une variation graduelle et constante du paramètre de contrôle, on parle aussi de bifurcation de la réponse de l'échantillon [2].

De manière générale, en ingénierie, la stabilité d'un ouvrage est étudiée vis-à-vis de cette définition classique de la rupture que ce soit par le biais d'une analyse limite, ou sur la base d'un modèle élasto-plastique (on parle alors de rupture plastique).

La généralisation des états limites

Le comportement non drainé des sols lâches

La description de la rupture décrite ci-dessus est une définition particulière qui ne permet pas de décrire et d'anticiper l'ensemble des modes de rupture pouvant survenir dans les sols. Le cas de la compression triaxiale d'un sol lâche en condition non drainée constitue un bon contre-exemple. Lorsque cet essai est réalisé de manière classique, on impose à l'échantillon de se déformer à volume constant en fermant la vanne de drainage de l'eau interstitielle. Par conséquent, la déformation volumique ϵ_V est pour cet essai un paramètre de chargement imposé à l'échantillon ($\epsilon_V = cte$). De plus, le contrôle de l'état de l'échantillon est réalisé en fixant un taux de déformation axiale. Si le sol est suffisamment lâche, le déviateur de contrainte q passe par un maximum puis décroît (courbe grise de la Figure 2a). L'expérience peut être renouvelée en imposant toujours une déformation volumique nulle mais en changeant le paramètre de contrôle. L'opérateur peut aussi choisir de contrôler le déviateur de contrainte q (en ajoutant régulièrement des masses sur le piston de la cellule triaxiale) au lieu de contrôler la déformation axiale. Tant que le pic du déviateur de contrainte n'est pas atteint le comportement de l'échantillon de sol est identique, que le contrôle soit réalisé via la déformation axiale ou via le déviateur de contrainte (courbes grises et noires de la Figure 2a). Une fois le pic de q atteint, si une petite masse additionnelle est placée sur le piston, on observe un effondrement brutal de l'échantillon, caractérisé comme précédemment par des déformations non bornées et par le passage d'une réponse quasi-statique à une réponse dynamique (Figure 2b) ; le sol ne pouvant pas

supporter un nouvel accroissement de q tout en conservant une variation de volume nulle. Cela va à l'encontre de son comportement mécanique intrinsèque.

des états de contrainte situés entre le pic de q (considéré précédemment) et le critère de Mohr-Coulomb auraient pu être atteints sans occurrence de la rupture.

Le critère du travail du second ordre

Nous venons de voir que la rupture ne s'initiait pas exclusivement à partir d'états mécaniques décrits par un critère de type Mohr-Coulomb (à l'exception des états limites en contrainte). Par conséquent, comment peut-on déterminer si l'état mécanique auquel est soumis un volume élémentaire de sol constitue un état limite, qu'il soit mixte ou en contrainte ?

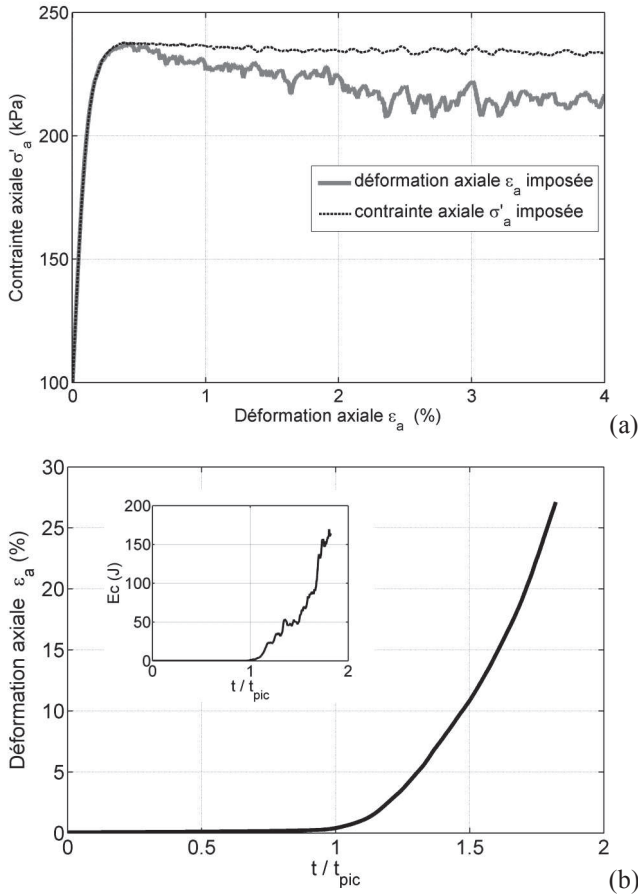


FIGURE 1: REPONSE SIMULEE D'UN ECHANTILLON DE SOL A UNE COMPRESSION TRIAXIALE DRAINEE CONTROLEE EN DEFORMATION (a) OU EN CONTRAINTE (a & b); t_{pic} correspond à l'instant où la valeur de $\sigma'_{\square a}$ limite est atteinte

Ainsi, on observe dans ces conditions un cas de rupture typique, bien que l'état de contrainte à partir duquel elle s'initie (pic du déviateur de contrainte) est inclus à l'intérieur du critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ou autrement dit cet état de contrainte ne constitue pas un état limite de contrainte. Comme expliquer alors l'occurrence de la rupture? Le pic du déviateur de contrainte constitue un état limite pour ce sol uniquement si la condition de volume constant est imposée conjointement à un accroissement de q ($dq > 0$). Etant donné que le programme de chargement conduisant à l'occurrence de la rupture est défini de manière mixte, c'est-à-dire portant à la fois sur un paramètre de déformation ($\epsilon_V = cte$) et un paramètre de contrainte ($dq > 0$), cet état mécanique est qualifié d'état limite mixte [2]. Si par exemple, le programme de chargement avait été entièrement défini en contraintes (cas de l'essai triaxial drainé contrôlé avec la contrainte axiale, Figure 2a),

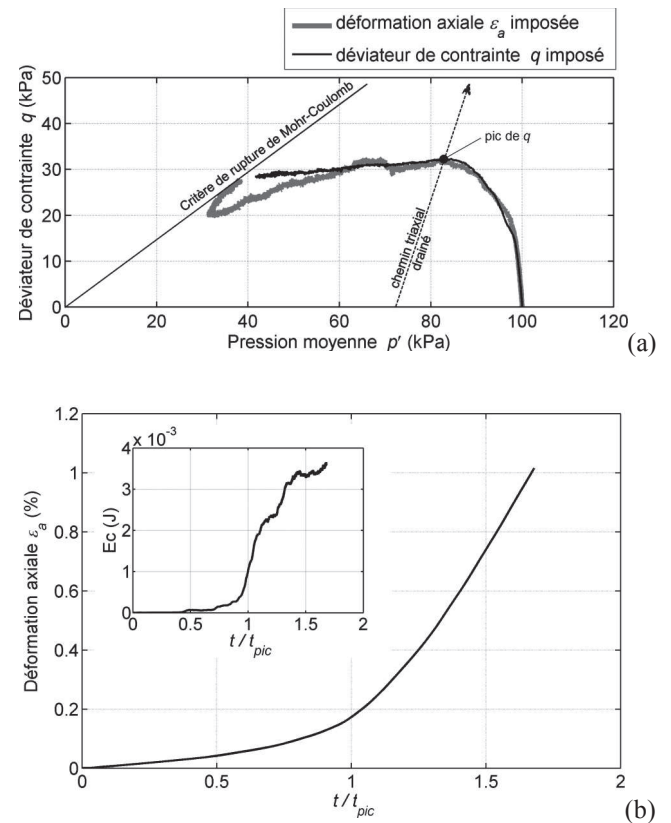


FIGURE 2: REPONSE SIMULEE D'UN SOL LACHE A UNE COMPRESSION NON DRAINEE CONTROLEE VIA ϵ_a (a) OU VIA q (a & b), D'APRES [15]; t_{pic} correspond à l'instant où la valeur de σ'_a limite est atteinte

Il existe pour cela un critère qui porte sur le signe du travail du second ordre W_2 [6]. Ce dernier s'écrit dans les axes principaux de contrainte et de déformation :

$$W_2 = d\sigma'_i d\epsilon_i = d\sigma'_1 d\epsilon_1 + d\sigma'_2 d\epsilon_2 + d\sigma'_3 d\epsilon_3 \quad (1)$$

où $d\sigma'_i$ et $d\epsilon_i$ sont respectivement les incréments de contrainte et de déformation expérimentés par le volume élémentaire de sol au cours de l'application d'un incréement de chargement. Certaines composantes de contrainte et/ou de déformation correspondant à des paramètres imposés de chargement du sol, les autres constituant les paramètres de

réponse. On retiendra de plus que les paramètres de chargement sont liés aux paramètres de réponse via le comportement mécanique intrinsèque du sol. Si au cours d'un incrément de chargement le travail du second ordre s'annule ou est négatif, cela signifie que le sol a atteint un état limite.

Considérons par exemple le cas de la compression triaxiale drainée sur un sol dense. Au cours d'un tel essai les contraintes effectives radiales sont gardées constantes et donc $d\sigma'_2 = d\sigma'_3 = d\sigma'_r = 0$. L'expression du travail du second ordre se simplifie alors en : $W_2 = d\sigma'_1 d\varepsilon_1 = d\sigma'_a d\varepsilon_a$. Pour un taux de déformation axiale imposé, la courbe représentant σ'_a en fonction de ε_a (Figure 1a) présente un pic, soit une tangente horizontale, ce qui signifie qu'au pic $d\sigma'_a = 0$ et $W_2 = 0$. Le pic de σ'_a correspond donc à un état limite (qui est ici un état limite en contrainte). Au delà du pic : $d\sigma'_a < 0$ et $d\varepsilon_a > 0$ donc $W_2 < 0$, et les états mécaniques atteints par le sol au-delà du pic de σ_a correspondent aussi à des états limites en contrainte.

En ce qui concerne l'essai non drainé sur un sol lâche vu plus haut, le calcul du travail du second ordre montre qu'il s'annule au pic du déviateur de contrainte et prend au-delà des valeurs négatives. Ce résultat peut d'ailleurs être retrouvé analytiquement en réécrivant le travail du second ordre sous la forme : $W_2 = dq d\varepsilon_a + d\sigma'_r d\varepsilon_r$. Or en non drainé $d\varepsilon_r = 0$ et l'expression se simplifie en $W_2 = dq d\varepsilon_a$. Au pic de q (Figure 2a), $dq = 0$, d'où $W_2 = 0$. Au delà du pic de q , $dq < 0$ et $d\varepsilon_a > 0$ donc $W_2 < 0$. Par conséquent, les états mécaniques atteints par le sol au pic du déviateur q (s'il existe) et au-delà constituent des états limites mixtes.

Il faut toutefois bien faire la différence entre l'annulation du travail du second ordre et l'occurrence de la rupture. Cette dernière ne surviendra le long du chemin de chargement suivi que si $W_2 \leq 0$, et que le paramètre de contrôle de l'état mécanique du sol est le paramètre conduisant à des valeurs nulles ou négatives de W_2 . Cela correspond en général au fait que ce paramètre, lorsqu'il représente la réponse du sol (il n'a plus alors le rôle de contrôle), passe par un extremum (c'est le cas de q pour la compression non drainée, et de σ'_a pour la compression drainée).

Le domaine de bifurcation

Les compressions triaxiales drainée et non drainée constituent des exemples de chemins de chargement particuliers. D'autres chemins de chargement sont possibles en considérant par exemple des chemins pour lesquels la variation de volume du sol $d\varepsilon_V$ est imposée en fixant le rapport $d\varepsilon_V / d\varepsilon_a = \zeta$ (pour $\zeta = 0$ on retrouve la condition de non drainage, pour $\zeta > 0$ le chemin est contractant, alors qu'il est dilatant pour $\zeta < 0$). En effet, dans la nature, la variation de volume d'une couche de sol peut-être plus ou moins contrainte par les conditions de drainage (plus ou

moins bonnes) de cette même couche. Le paramètre ζ fixe ici le chemin de chargement qui sera suivi par le sol et qui peut être représenté par une droite dans un plan $\varepsilon_V - \varepsilon_a$ (ζ correspond alors à la pente de cette droite) ; de la même manière que la condition $\varepsilon_V = cte$ est le paramètre de chargement dans l'essai non drainé définissant le chemin de chargement (représenté par une droite horizontale dans le plan $\varepsilon_V - \varepsilon_a$), ou que le paramètre de chargement $\sigma'_r = cte$ définit dans le cas de l'essai triaxial drainé un chemin de chargement représenté par une droite de pente égale à 3 dans le plan $q - p'$ (avec p' la contrainte effective moyenne), ou une droite verticale dans le plan $\sigma'_a - \sigma'_r$. La difficulté réside alors dans l'identification du paramètre de contrôle pour lequel la rupture s'initiera sur un tel chemin si un état limite est rencontré. Pour cela, il faut garder à l'esprit que les paramètres de chargement l_i et de réponses r_i sont conjugués au sens de l'énergie, ce qui se traduit sous la forme de l'expression suivante :

$$E = \sigma'_i \varepsilon_i = l_i r_i \quad (2)$$

La condition imposée sur la variation de volume $d\varepsilon_V / d\varepsilon_a = \zeta$ constitue le premier paramètre de chargement que l'on peut réécrire sous la forme $dl_1 = d\varepsilon_V - \zeta d\varepsilon_a = 0$. En intégrant ce premier paramètre dans la relation (2), cette dernière s'écrit :

$$E = [\varepsilon_V - \zeta \varepsilon_a] \sigma'_r + \varepsilon_a [\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)] \quad (3)$$

Le paramètre de réponse conjugué avec l_1 est donc $r_1 = \sigma'_r$, et le deuxième couple de paramètres est constitué de ε_a et $\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)$, l'un ou l'autre pouvant jouer le rôle de paramètre de contrôle l_2 , ou de réponse r_2 . Une fois ce raisonnement effectué, l'écriture du travail du second ordre pour ces chemins de chargement aboutit à (sachant que $dl_1 = 0$) :

$$W_2 = d\sigma'_i d\varepsilon_i = dl_2 dr_2 = d\varepsilon_a [d\sigma'_a - d\sigma'_r (1 - \zeta)] \quad (4)$$

L'expérience montre alors, pour des sols modérément denses à lâches, que lors d'une compression sur un tel chemin contrôlé avec la déformation axiale ε_a ($d\varepsilon_a > 0$), le paramètre $\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)$ (qui constitue dans ce cas le paramètre de réponse) passe par un maximum puis décroît (courbe grise de la Figure 4a). W_2 s'annule à ce maximum et prend au-delà des valeurs négatives. Les états mécaniques atteints par le sol au pic de $\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)$ et au delà constituent des états limites mixtes strictement inclus à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb [2]. La rupture se développera à partir de ces états limites mixtes si le paramètre $\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)$ est utilisé comme paramètre de contrôle l_2 , et qu'un accroissement de chargement vis-à-vis de celui-ci est imposé $dl_2 > 0$, tout en fixant le chemin de chargement par le biais de la condition $dl_1 = 0$ (voir [3] pour un exemple).

D'autres chemins de chargement conduisant le sol à des états limites mixtes peuvent encore être imaginés [11]. Les états

de contrainte correspondant à l'ensemble des états limites mixtes existant sont regroupés dans un domaine de l'espace des contraintes que l'on appelle domaine de bifurcation, inclus à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb. On donne à titre d'exemple sur la Figure 3 le domaine de bifurcation pour un sable d'Hostun dense. On remarque que des états limites mixtes sont rencontrés pour ce matériau dès un angle de frottement mobilisé de 21°, alors que l'angle de frottement interne au sens du critère Mohr-Coulomb est près du double.

Cette discussion nous amène à une première conclusion importante : suivant le programme de chargement auquel un sol est soumis, la rupture peut survenir avant même que son état de contrainte n'atteigne le critère de Mohr-Coulomb.

Des états mécaniques instables

Un autre aspect important des états limites (que ce soit des états limites mixtes ou en contrainte) est qu'ils constituent des états mécaniques potentiellement instables. On entend par « instable » le fait qu'une petite perturbation du sol (petite secousse, petite fluctuation d'un des paramètres de chargement du sol...) peut conduire à une réponse de grande ampleur (se traduisant en général par le développement très rapide dans le temps de déformations importantes), ceci sans que le sol ait subi un incrément de chargement supplémentaire. L'instabilité n'est que potentielle, car elle ne se développera à partir d'un état limite que si les paramètres définissant le programme de chargement appliqué au sol sont les paramètres correspondant à la définition de l'état limite considéré (c'est-à-dire les paramètres menant à l'annulation du travail du second ordre). Ainsi, pour un état limite en contrainte, l'instabilité apparaîtra uniquement si le chargement appliqué au sol est défini à partir des seules variables de contraintes (σ'_a et σ'_r en axisymétrie). Pour un état limite mixte atteint le long d'un chemin non drainé, l'instabilité ne se développera que si l'état mécanique auquel est soumis le sol est fixé par l'imposition d'une variation de volume nulle ($d\varepsilon_v=0$) et d'une valeur donnée du déviateur de contrainte q .

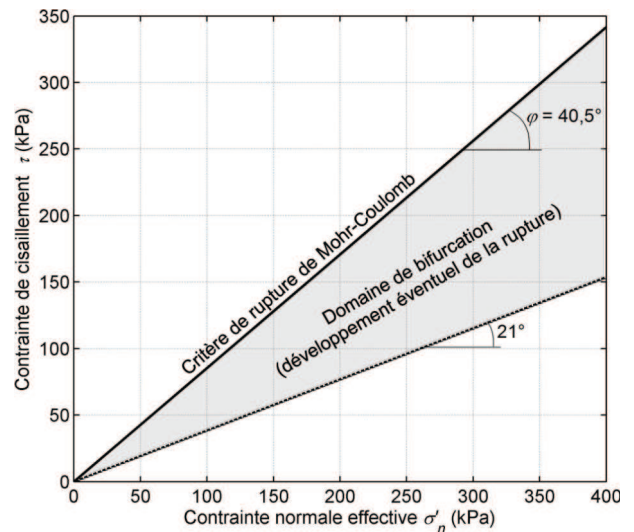


FIGURE 3: DOMAINE DE BIFURCATION DANS LE PLAN DE MOHR POUR UN SABLE D'HOSTUN DENSE, D'APRES [2]

Pour illustrer cela, nous considérons le cas d'un échantillon de sol dense soumis à un chemin de chargement à variation de volume imposé où la valeur de ζ est fixée à -0,21 (chemin dilatat). On repère deux états mécaniques atteints par le sol le long de ce chemin et représentés par des ronds blancs sur les Figures 4a et 4b. L'un de ces états mécaniques, situé après le pic de $\sigma'_a - \sigma'_r(1 - \zeta)$, constitue un état limite mixte (voir Figure 4a) ; l'autre non. L'opérateur tente alors de maintenir l'échantillon de sol dans chacun de ces deux états mécaniques en imposant conjointement les paramètres de chargement suivants : $dl_1 = d\varepsilon_v - \zeta d\varepsilon_a = 0$ et $dl_2 = d\sigma'_a - d\sigma'_r(1 - \zeta) = 0$. Puisque aucune variation n'est imposée sur les deux paramètres de chargement, le sol ne développe pas de réponse particulière.

L'opérateur vient ensuite perturber l'échantillon de sol en perturbant la position de quelques-uns de ses grains constitutifs (effectivement possible dans l'exemple présenté qui est une simulation numérique). Pour l'état mécanique qui ne constitue pas un état limite, cette perturbation P1 n'induit qu'une réponse mineure en terme de déformation (Fig. 4a) et sur l'état de contrainte (Fig. 4b). En revanche pour l'état limite mixte, la perturbation P2 induit une réponse importante de l'échantillon en termes de déformation, de taux de déformation, d'énergie cinétique, et influe aussi fortement sur son état de contrainte (Figures 4a-c). On parle dans ce cas de perte de maintenabilité de l'état mécanique de l'échantillon [9].

Ainsi, une autre conclusion importante repose sur le fait que suivant les paramètres définissant la chargement d'un sol, son état ne peut être qu'apparemment stable. Il est possible que la rupture s'initie subitement sans accroissement particulier du chargement imposé au sol, mais seulement sous l'effet de certaines petites perturbations.

Les implications pour la stabilité des ouvrages hydrauliques en terre

Le chemin de chargement non drainé fait partie des chemins de chargement classiques à considérer dans les massifs de sol saturé constituant les ouvrages hydrauliques. La condition de non-drainage (ou autrement dit de volume constant) peut être vérifiée à court terme pour des sols suffisamment fins.

Considérons en un point matériel du massif un sol assez lâche ayant atteint dans des conditions drainées un état de contrainte situé à l'intérieur du domaine de bifurcation et noté C sur le Figure 5. A partir de cet état de contrainte constituant un état limite mixte, plusieurs chemins de chargement peuvent mener le sol à la rupture. Ces chemins de chargement dépendent à la fois de la densité du sol et du niveau de contrainte déviatoire.

En règle générale plus le sol est lâche et plus la contrainte déviatoire est importante, plus les chemins de chargement pour lesquels la rupture peut s'initier sont nombreux. Si le sol est suffisamment lâche, le chemin non drainé fait partie de ceux-là. C'est le cas pour l'état limite C (Fig. 5 à gauche), qui est donc associé, entre autres, aux paramètres de chargement ϵ_V et q . Tant que les perturbations sur le chargement mécanique subi par le sol en ce point sont relativement étalées dans le temps, on peut supposer que le sol est sollicité en conditions drainées.

Toutefois, si un chargement mécanique survient de manière brusque (passage d'un essieu d'un camion lourdement chargé en tête d'une digue ou d'un barrage par exemple), le sol est alors sollicité en condition non drainée et suit un chemin de chargement à volume constant ($d\epsilon_V = 0$). De plus, le passage de l'essieu induit une perturbation sur le paramètre de contrôle q . Il se produira alors en ce point de l'ouvrage une rupture subite du sol qui pourrait s'avérer catastrophique vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage.

Cela est vérifié expérimentalement à partir de l'état C [1]. Sans apporter aucun changement à la pression de confinement ou à la force appliquée sur le piston de la cellule triaxiale, l'opérateur a uniquement fermé la vanne de drainage de l'échantillon. La rupture s'est alors développée rapidement (déformation et taux de déformation importants, effondrement du sol marqué par une chute importante des contraintes, voir la Figure 5). Il semblerait que dans ce cas la perturbation soit liée à des déformations résiduelles de l'échantillon au moment de la fermeture de la vanne de drainage.

Au contraire, l'état de contrainte repéré par la lettre A ne constitue pas un état limite associé aux paramètres ϵ_V et q . La même expérience n'a pas provoqué la rupture de l'échantillon.

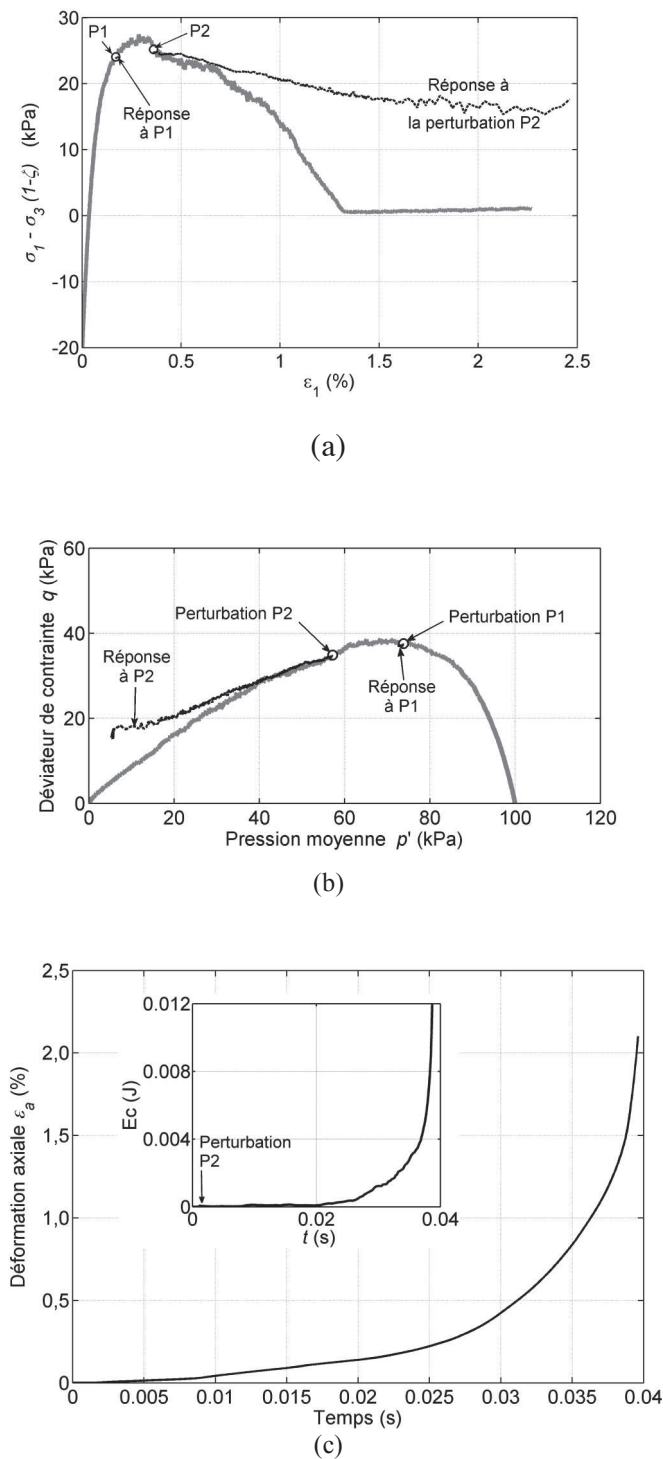


FIGURE 4: REPNSES SIMULEES D'UN ECHANTILLON DE SOL DENSE A DES PERTURBATIONS P1 ET P2 POUR DES ETATS MECANQUES ATTEINTS LE LONG D'UN CHEMIN A VARIATION DE VOLUME IMPOSE [3] (SEULE LA REPNSE A LA PERTURBATION P2 EST REPRESENTEE SUR LA FIGURE (C))

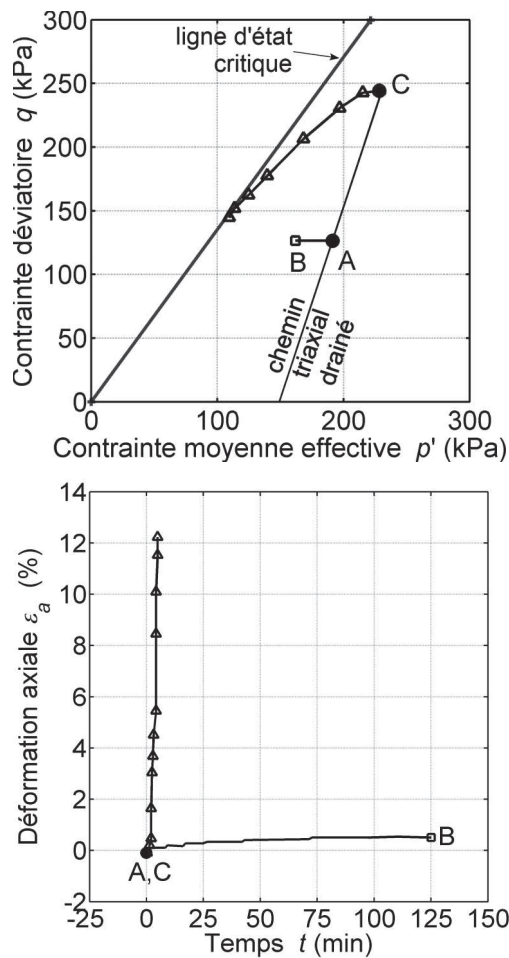


FIGURE 5: CHEMINS DE CONTRAINTE ET DEFORMATIONS MESURES LORS D'UN ESSAI TRIAXIAL APRES FERMETURE DE LA VANNE DE DRAINAGE A PARTIR DES ETATS A ET C, D'APRES [1]

Les chemins à déviateur de contrainte q constant

Les chemins de chargement à déviateur de contrainte constant sont des chemins pour lesquels la pression moyenne effective p' décroît alors que q reste constant. Un tel chemin est suivi dans un ouvrage de retenue d'eau lorsque le niveau de la retenue monte, entraînant une hausse de la surface libre de l'eau au sein de l'ouvrage. Il en résulte en un point de l'ouvrage situé sous la surface libre, un accroissement $\Delta u > 0$ de la pression interstitielle et donc une variation négative de la pression effective moyenne $\Delta p' = -\Delta u$, alors que le déviateur de contrainte reste inchangé $q = q' = cte$.

Dans le cas où ce chemin de chargement est strictement défini à partir de variables de contraintes, c'est-à-dire où seuls sont imposées la non variation de q (parce que le poids des terres situé au-dessus du point considéré est inchangé) et la hausse de u suite à la montée du niveau d'eau, la rupture ne se produira pas avant que l'état de contrainte du sol

rencontre le critère de Mohr-Coulomb.

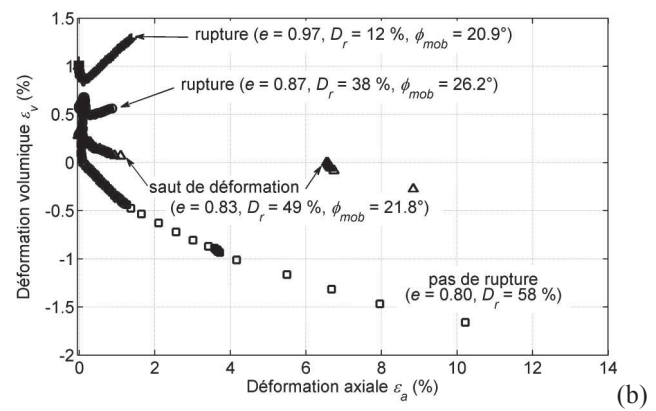
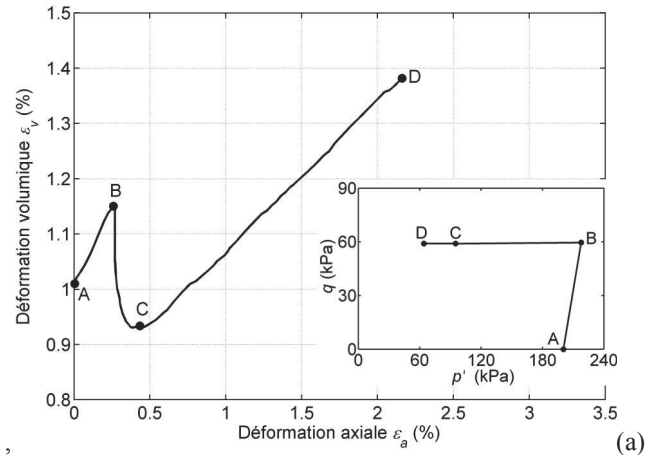


FIGURE 6: VARIATION DE VOLUME POUR UN SOL LACHE (a), ET RUPTURES OBSERVEES EXPERIMENTALEMENT (b), LE LONG D'UN CHEMIN DE CHARGEMENT A q CONSTANT, D'APRES [5]

Toutefois, l'expérience montre pour des sols suffisamment lâches, que lorsque la pression moyenne décroît, le sol présente une réponse d'abord dilatante, jusqu'à atteindre un volume maximum pour ensuite devenir contractante (Figure 6a).

Par ailleurs il est possible d'exprimer le travail du second ordre de la manière suivante : $W_2 = dq d\varepsilon_a + d\sigma'_r d\varepsilon_v$. Pour les chemins à q constant : $dq = 0$ et $d\sigma'_r < 0$. Par conséquent, le signe du travail du second ordre est l'opposé de celui de $d\varepsilon_v$. Au maximum de dilatance $d\varepsilon_v = 0$ et W_2 s'annule également; lors de la phase suivante de contractance $d\varepsilon_v > 0$ et donc $W_2 < 0$. Cela signifie que les états mécaniques situés à partir du maximum de dilatance constituent des états limites mixtes à partir desquels la rupture se développera, si tout en imposant un déviateur de contrainte constant une dilatance additionnelle est imposée à l'échantillon ($d\varepsilon_v < 0$).

Dans un ouvrage hydraulique en terre, un contrôle du volume du sol résultant en une dilatance imposée semble difficile à supposer. Toutefois, il faut garder à l'esprit que les

états limites constituent des états mécaniques instables si les paramètres de chargement imposés au sol sont ceux définissant l'état limite. Ainsi, les états limites mixtes atteints le long de chemins à q constant seront instables si on impose au sol à la fois la condition $dq = 0$ et la condition $d\varepsilon_{ij} = 0$. La dernière condition peut être vérifiée sur le terrain lors d'une réponse à court terme du sol. En pratique, la seule imposition stricte et rigoureuse de ces deux conditions ne suffit pas à déclencher l'instabilité et la rupture. En revanche une légère perturbation dans l'imposition de l'une ou l'autre de ces deux conditions, suffira à révéler l'instabilité et à déclencher la rupture. L'occurrence de la rupture dans ces conditions a été vérifiée expérimentalement sur des modèles physiques (Echersley [4] a reproduit dans ces conditions des glissements de terrain pour des angles de frottement mobilisés du sol de 24° à 27° alors que l'angle de frottement interne était de 40°) ; à partir d'essais triaxiaux (Sasitharan et al. [12] ont observé des ruptures pour des angles de frottement mobilisés d'environ 18° alors que l'angle de frottement à l'état critique est de plus de 30° , Gajo et al. [5] ont mis en évidence l'occurrence de ruptures dans la phase de contractance du matériau tel que montré sur la figure 6b) ; et numériquement avec un modèle aux éléments discrets où nous avons montré que la rupture pouvait être déclenchée aussi bien par une perturbation des paramètres de chargement que par une perturbation de certains grains constitutifs de la phase solide du sol [15].

Les possibles conséquences d'une érosion interne diffuse

Les cas de ruptures discutés dans la section précédente concernent les sols suffisamment lâches. Pour des sols plus denses, le long de chemins non drainés ou à q constant le travail du second ordre ne s'annulera pas avant que l'état de contrainte ait atteint le critère de Mohr-Coulomb. Il n'y aura alors pas d'occurrence possible de la rupture à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb pour ces chemins de chargement (pour les sols denses il faut considérer des chemins plus complexes tels que les chemins à variation de volume imposée). On peut donc supposer qu'un compactage correct des matériaux lors de la construction des ouvrages devrait permettre de s'affranchir des ruptures décrites ci-dessus.

Toutefois, des travaux récents ont montré pour des sols à granulométrie relativement resserrée, qu'un départ de la fraction fine du sol par un phénomène d'érosion interne diffuse (érosion dite par suffusion) pouvait se traduire, du point de vue de l'impact sur les propriétés mécaniques du sol, comme une transition d'un comportement initial (avant érosion) typiquement dense et dilatant vers un comportement, après érosion, typiquement lâche et contractant, tel qu'illustré sur la Figure 7 [13]. La Figure 8 montre les conséquences qu'amènerait un tel changement de densité sur un sable d'Hostun.

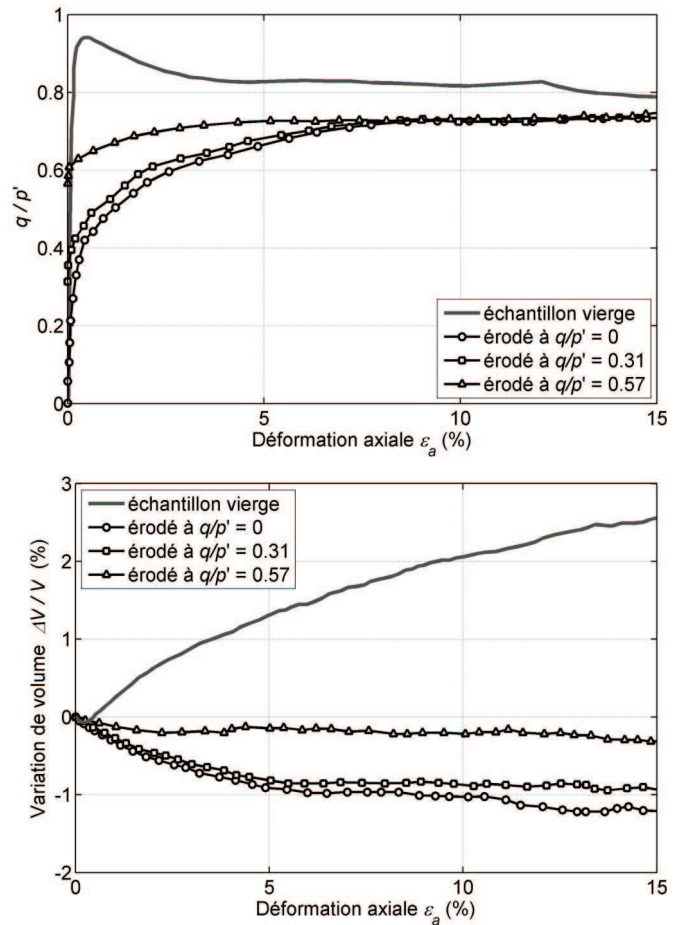


FIGURE 7: REPONSES SIMULEES D'UN SOL A UNE COMPRESSION TRIAXIALE DRAINEE APRES EXTRACTION DE SA FRACTION FINE SOUS DIFFERENTS NIVEAUX DE CONTRAINTE Q/P' , LES COURBES SANS SYMBOLES REPRESENTENT LA REPONSE DU SOL VIERGE, D'APRES [13]

Les limites du domaine de bifurcation sont représentées en noir pour le sable dense et en gris pour le sable lâche. Le même code de couleur est utilisé pour représenter, à partir des états de contrainte A, B et C, les cônes regroupant les chemins de contrainte le long desquels $W_2 < 0$, et donc le long desquels la rupture est susceptible de s'initier (ce sont des cônes de directions instables). Ainsi lorsque la densité du sol décroît non seulement la limite du domaine de bifurcation s'abaisse (l'état A qui n'est pas un état limite mixte pour le sable dense, le devient pour le sable lâche), mais les cônes de directions instables s'ouvrent. Les états B et C sont des états limites mixtes pour les sables dense et lâche, mais ces états limites ne sont pas associés au chemin de chargement à q constant pour le sable dense. Il le devient lorsque la densité décroît, avec toutes les conséquences que cela implique sur l'occurrence de la rupture et dont on a déjà discuté.

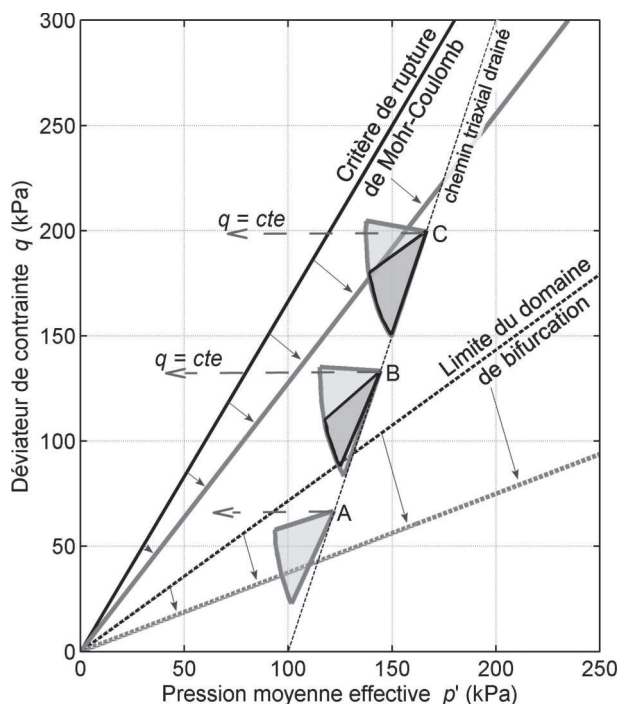


FIGURE 8: CHANGEMENT DU CRITERE DE MOHR-COULOMB, DE LA LIMITE INFERIEURE DU DOMAINE DE BIFURCATION, ET DES CONES DE DIRECTIONS INSTABLES POUR UNE TRANSITION D'UN SABLE D'HOSTUN D'UN ETAT DENSE (TRACES NOIRS) VERS UN ETAT LACHE (TRACES GRIS EPAIS), D'APRES [14]

Par conséquent, cette analyse précise pourquoi les ouvrages dégradés par une érosion interne du sol, suffisamment modérée pour ne pas entraîner directement leur ruine, présentent une stabilité qui pourrait ne s'avérer qu'apparente.

Conclusion

Nous venons d'exposer un cadre général de description de la rupture dans les sols. Celui-ci comprend un critère (signe du travail du second ordre) permettant de détecter les états mécaniques à partir desquels la rupture peut se développer. Toutefois, pour un programme de chargement donné le long duquel ce critère est vérifié, la rupture ne sera effective que sous certaines conditions portant sur la manière dont est contrôlé l'état mécanique de l'élément de sol considéré.

Afin de mettre en œuvre cette approche en ingénierie, il semble essentiel d'estimer la valeur du travail du second ordre à l'échelle de l'ouvrage, voire en chaque point du massif de sol le constituant. Des travaux ont été entrepris dans ce sens sur la base de codes aux éléments finis et s'intéressant à des cas de glissements de terrain, inexpliqués sur la base du critère de Mohr-Coulomb [7] [8] [14]. Bien que les résultats obtenus aient montré l'intérêt et le potentiel de cette approche à l'échelle de l'ouvrage, des développements sont encore nécessaires afin qu'elle soit aisément accessible et applicable par les concepteurs et gestionnaires d'ouvrages. Avec une telle description

générale de la rupture, il devrait être possible d'éviter des modes de ruine de structures non anticipés jusqu'à présent.

Références

- [1] Chu J., Leroueil S., Leong W.K. (2003). *Unstable behaviour of sand and its implication for slope instability*. Can. Geotech. J., Vol. 40, pp. 873-885.
- [2] Darve F., Servant G., Laouafa F., Khoa H. (2004). *Failure in geomaterials: continuous and discrete analyses*. Computer Meth. Appl. Mech. Eng., Vol. 193, n° 27-29, pp. 3057-3085.
- [3] Darve F., Sibille L., Daouadji A., Nicot F. (2007). *Bifurcations in granular media: macro-and micro-mechanics approaches*. Comptes Rendus Mécanique, Vol. 335, pp. 496-515.
- [4] Eckersley J.D. (1990). *Instrumented laboratory flowslides*. Geotechnique, Vol. 40, n° 3, pp. 489-502.
- [5] Gajo A., Piffer L., De Polo F. (2000). *Analysis of certain factors affecting the unstable behaviour of saturated loose sand*. Mech. Cohes. Frict. Mater., Vol. 5, pp. 215-237.
- [6] Hill R. (1958). *A general theory of uniqueness and stability in elastic-plastic solids*. J. Mech. Phys. Solids, Vol. 6, pp. 239-249.
- [7] Khoa H.D.V. (2005). *Modélisations des glissements de terrain comme un problème de bifurcation*. Thèse de doctorat, INP Grenoble.
- [8] Lignon S., Laouafa F., Prunier F., Khoa H.D.V., Darve F. (2009). *Hydro-mechanical modelling of landslides with a material instability criterion*. Geotechnique, Vol. 59, n° 6, pp. 513-524.
- [9] Nicot F., Darve F., Khoa H. (2007). *Bifurcation and second order-work in granular materials*. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., Vol. 31, pp. 1007-1032.
- [10] Nicot F., Sibille L., Darve F. (2012). *Failure as a bifurcation toward a dynamic regime*. Int. J. Plasticity, Vol. 29, pp. 136-154.
- [11] Nova R. (1994). *Controllability of the incremental response of soil specimens subjected to arbitrary loading programmes*. J. Mech. Behav. Mater., Vol. 5, n° 2, pp. 193-201.
- [12] Sasitharan S., Robertson P.K., Sego D.C., Morgenstern N.R. (1993). *Collapse behavior of sand*. Can. Geotechn. J., Vol. 30, pp. 569-577.
- [13] Scholtès L., Hicher P.Y., Sibille L. (2010). *Multiscale approaches to describe mechanical responses induced by particle removal in granular materials*. Comptes Rendus Mécanique, Vol. 338, n° 10-11, pp. 627-638.
- [14] Servant G. (2004). *Modèles en risques naturels, cas des glissements de terrain*. Thèse de doctorat, INP Grenoble.
- [15] Sibille L. (2006). *Modélisations discrètes de la rupture dans les milieux granulaires*. Thèse de doctorat, INP Grenoble.

