



HAL
open science

Sollicitations d'une digue Jarlan sous l'action de houles aléatoires - Cas du port de Dieppe

Jean-Marc Rousset

► **To cite this version:**

Jean-Marc Rousset. Sollicitations d'une digue Jarlan sous l'action de houles aléatoires - Cas du port de Dieppe. Mécanique des fluides [physics.class-ph]. Université de Caen - Basse Normandie, 2000. Français. NNT: . tel-03485423

HAL Id: tel-03485423

<https://hal.science/tel-03485423v1>

Submitted on 17 Dec 2021

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.



Université de Caen - Basse-Normandie
U.F.R. Sciences

Thèse

présentée par

Jean-Marc ROUSSET

et soutenue le 10 novembre 2000

en vue de l'obtention du

Doctorat de l'Université de Caen

Spécialité : Mécanique des Milieux Fluides

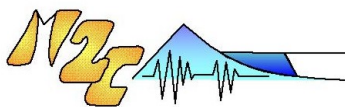
(Arrêté du 30 mars 1992)

Titre :

**Sollicitations d'une digue Jarlan
sous l'action de houles aléatoires**
Cas du port de Dieppe

Jury

MM. M. Bélorgey	Professeur, Université de Caen	Directeur de thèse
P. Fraunié	Professeur, Université de Toulon et du Var	Rapporteur
A. Grovel	Professeur, Université de Nantes	
D. Le Houédec	Professeur, Ecole Centrale de Nantes	
D. Levacher	Professeur, Université de Caen	
H. Oumeraci	Professeur, Université de Braunschweig	Rapporteur



Laboratoire d'accueil
UMR 6143 CNRS - UCBN
"Morphodynamique Continentale et Côtière"
Groupe Mécanique des Fluides



REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier M. Michel Bêlorgey de m'avoir accueilli dans son laboratoire et d'avoir dirigé cette thèse. Celle-ci m'a donné l'opportunité de fréquenter le milieu de la recherche et de me confronter aux diverses disciplines, pas toutes académiques, qui en font le quotidien.

Monsieur Philippe Fraunié m'a fait l'honneur d'accepter de juger ce travail et d'assurer la présidence du jury. Je l'en remercie sincèrement et lui confirme que ses enseignements ne m'ont pas été inutiles.

Que M. Hocine Oumeraci trouve ici l'expression de ma reconnaissance pour avoir accepté de participer à ce jury en qualité de rapporteur. Le programme PROVERBS, dont il fut le coordinateur, constitue certainement une expérience inédite et enrichissante pour un doctorant.

J'adresse également mes remerciements les plus sincères à M. Donatien Le Houédec, pour l'intérêt qu'il a porté à mon travail et pour ses encouragements.

J'ai un grand plaisir à remercier MM. Alain Grovel et Daniel Levacher d'avoir bien voulu prendre part à ce jury, plusieurs années après m'avoir fait découvrir le génie côtier au cours du DEA.

De nombreuses personnes ont contribué au déroulement et à l'aboutissement de ce travail. Puissent-elles trouver en ces quelques mots toute ma gratitude pour leurs efforts et leurs encouragements :

Par sa gentillesse, sa disponibilité et sa ténacité, François Ropert m'a apporté une aide précieuse. Je lui suis vivement reconnaissant, et de son amical soutien, et des fructueuses discussions que nous avons eues.

Malheureusement trop nombreux pour être nommément cités, je ne peux oublier tous ceux qui, stagiaires, doctorants, enseignants-chercheurs et techniciens, ont passé du temps à mes côtés afin de mettre en œuvre le matériel expérimental au(x) laboratoire(s), sur la digue ou sous la surface de l'eau. Le concours efficace des services de la DDE maritime de Dieppe et du Phare d'Ailly, en particulier MM. Roy et Léon, est également à souligner.

Je me dois cependant de distinguer Franck Lelong, "mon" binôme de plongée, pour nos toujours rafraîchissantes, parfois remuantes et ténébreuses, incursions subaquatiques ...

Enfin, mes derniers remerciements iront à mes parents et amis proches qui m'ont supporté sans faillir jusqu'à l'achèvement de ce mémoire.

*"Les amis de la vérité sont ceux qui la cherchent
et non ceux qui se vantent de l'avoir trouvée."*

Condorcet

SOMMAIRE

SOMMAIRE	i
NOTATIONS	iv
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 - POSITION DU PROBLÈME	3
1. LES DIGUES VERTICALES	3
1.1 <i>Les digues verticales à parement plein : avantages et inconvénients</i>	4
1.2 <i>Les alternatives aux caissons à parement plein</i>	5
2. LES CAISSONS JARLAN.....	8
2.1 <i>Les caissons Jarlan en France</i>	9
2.2 <i>Le programme de recherche sur le caisson Jarlan</i>	13
3. LE FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DU CAISSON JARLAN.....	17
3.1 <i>Etude du coefficient de réflexion</i>	18
3.2 <i>Dissipation de l'énergie</i>	21
4. LES SOLLICITATIONS EXERCÉES PAR LA HOULE SUR UN CAISSON VERTICAL.....	25
4.1 <i>Conséquence d'un mauvais dimensionnement</i>	25
4.2 <i>Formulation pour un caisson vertical à parement plein</i>	27
4.3 <i>Formulations pour un caisson vertical à paroi perforée</i>	29
5. CONCLUSIONS	35
CHAPITRE 2 - LA DIGUE À PAROI PERFORÉE DE DIEPPE	36
1. LE PORT EXTÉRIEUR DE DIEPPE	36
1.1 <i>L'activité portuaire de Dieppe</i>	36
1.2 <i>L'aménagement du port extérieur</i>	38
2. LA NOUVELLE DIGUE OUEST	39
2.1 <i>Description du brise-lames</i>	39
2.2 <i>Description d'un caisson courant</i>	41
2.3 <i>Description du soubassement</i>	44
3. L'INSTRUMENTATION DE LA DIGUE OUEST	45
3.1 <i>Les capteurs de pressions</i>	45
3.2 <i>Le système d'acquisition</i>	55
3.3 <i>Le pré-traitement des données des capteurs du caisson</i>	57
4. LA MESURE DE LA HOULE	58
4.1 <i>Description du dispositif de mesure</i>	59

4.2 Maintenance et programmation du houlographe	61
5. SYNTHÈSE DES MESURES DE HOULE.....	62
5.1 Conditions générales du site de Dieppe	62
5.2 Conditions de houle retenues pour l'étude des pressions	65
6. COMMENTAIRES SUR LES MESURES IN SITU	67
6.1 Mesure des pressions sur le caisson.....	67
6.2 Techniques mises en œuvre.....	68
CHAPITRE 3 - LA MODÉLISATION PHYSIQUE DU CAISSON.....	69
1. PRINCIPE DE LA MODÉLISATION PHYSIQUE	69
1.1 Choix de la similitude	69
1.2 Facteurs d'échelle.....	71
2. LE CANAL À HOULE	72
3. LA GÉNÉRATION DE LA HOULE.....	73
3.1 Le générateur de houle monochromatique.....	73
3.2 Le générateur de houle aléatoire.....	75
4. LE MODÈLE PHYSIQUE	79
4.1 La maquette du caisson Jarlan.....	79
4.2 Les bermes.....	81
5. L'INSTRUMENTATION DU MODÈLE	84
5.1 La mesure de la surface libre	85
5.2 La mesure des pressions.....	86
5.3 Le système d'acquisition.....	88
6. LE TRAITEMENT DES DONNÉES DE LA MODÉLISATION PHYSIQUE.....	89
6.1 Détermination du coefficient de réflexion	89
6.2 Analyses statistique et spectrale	92
7. PARAMÈTRES HYDRAULIQUES DES ESSAIS.....	94
CHAPITRE 4 - LE FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DU CAISSON JARLAN	97
1. ETUDE DU COEFFICIENT DE RÉFLEXION	97
1.1 Influence de la nature de la houle	97
1.2 Influence de la forme de la berme	99
1.3 Définition de la largeur relative de la chambre (B/L')	103
1.4 Influence de la hauteur de houle incidente sur la réflexion.....	105
1.5 Interprétation du coefficient de réflexion	108
2. ETUDE DE L'ÉCOULEMENT À TRAVERS LES PERFORATIONS	114
2.1 Perforations au-dessus de la surface libre	114
2.2 Perforations sous la surface libre.....	117
3. CONCLUSIONS	125

CHAPITRE 5 - SOLLICITATIONS DU CAISSON JARLAN EN HOULE ALÉATOIRE.....	127
1. FLUCTUATIONS DE LA SURFACE LIBRE À PROXIMITÉ DES PAROIS.....	128
1.1 <i>Essais en houle aléatoire.....</i>	<i>129</i>
1.2 <i>Essais en houle régulière.....</i>	<i>137</i>
1.3 <i>Comparaison avec des mesures en bassin à houle.....</i>	<i>139</i>
1.4 <i>Synthèse des résultats sur les fluctuations de la surface libre.....</i>	<i>142</i>
2. PRESSIONS EXERCÉES PAR LA HOULE SUR LE CAISSON.....	143
2.1 <i>Pressions sous le radier du caisson.....</i>	<i>144</i>
2.2 <i>Pressions sur les parois verticales.....</i>	<i>154</i>
3. FORCES EXERCÉES PAR LA HOULE ALÉATOIRE SUR LE CAISSON.....	174
3.1 <i>Forces verticales.....</i>	<i>174</i>
3.2 <i>Forces horizontales.....</i>	<i>175</i>
3.3 <i>Synthèse des résultats sur les forces.....</i>	<i>181</i>
CONCLUSIONS.....	3
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	185
ANNEXE A – COEFFICIENTS DE TAKAHASHI ET SHIMOSAKO (1994).....	191
ANNEXE B – HOULES ENREGISTRÉES À DIEPPE.....	193
ANNEXE C – COEFFICIENTS DE RÉFLEXION : BERMES COURTE ET MOYENNE.....	194

NOTATIONS

Symbole	Unité	Définition
Paramètres de la structure (voir la figure 1)		
B	m	Largeur de la chambre de dissipation
B_{totale}	m	Largeur totale de la berme
B_b	m	Largeur de la berme au pied du caisson
B_c	m	Largeur du caisson, selon l'axe des x
B_{eq}	m	Largeur équivalente de la berme, moyennée par sa hauteur (h_b)
Cr	-	Coefficient de réflexion
d	m	Profondeur d'eau au pied du caisson ou dans la chambre de dissipation
d_c	m	Enfoncement du caisson dans la berme
e	m	Épaisseur de la paroi perforée
h	m	Profondeur d'eau devant la berme
h_b	m	Hauteur de la berme, $h_b = h - d$
h_c	m	Hauteur du caisson
α	°	Angle du talus de la berme par rapport au sol
ε	-	Porosité surfacique
Paramètres de la houle		
f	Hz	Fréquence de l'onde
f_p	Hz	Fréquence du pic d'énergie
H	m	Hauteur de la houle, crête à creux
H_D	m	Hauteur de houle dimensionnante
H_i	m	Hauteur de houle incidente (houle régulière)

H_{m_0}	m	Hauteur de houle significative d'après l'analyse spectrale, $H_{m_0} = 4\sqrt{m_0}$
H_{\max}	m	Hauteur de houle maximale dans un enregistrement
H_s	m	Hauteur de houle significative, moyenne du tiers des plus grandes vagues (analyse statistique)
k	-	Nombre d'onde, $k = 2\pi/L$
L	m	Longueur d'onde, $L = L_0 \cdot \tanh(2\pi h/L)$
L_0	m	Longueur d'onde en profondeur infinie, $L_0 = gT^2/2\pi$
L_p	m	Longueur d'onde relative à la période de pic T_p
m_0	m^2	Moment d'ordre zéro du spectre d'énergie
$S(f)$	$m^2 \cdot s$	Densité spectrale de puissance
T	s	Période de la houle régulière
T_p	s	Période de pic de la houle aléatoire, $T_p = 1/f_p$
θ	$^\circ$	Direction de propagation de la houle par rapport au Nord magnétique
β	$^\circ$	Angle formé par la normale à la façade du caisson et la direction de propagation de la houle
η	m	Élévation de la surface libre par rapport au niveau au repos
γ	-	Cambrure de la houle, $\gamma = H/L$
Indices		
M_i		Valeur de M pour la houle incidente
M_r		Valeur de M pour la houle réfléchie
$M_{1/10}$		Moyenne des 10 plus grandes valeurs de M dans un enregistrement
$M_{1/3}$		Moyenne du tiers des plus grandes valeurs de M dans un enregistrement
$M_{1/250}$		Valeur maximale de M dans un enregistrement de 250 vagues

M_{ar}		Valeur de M pour la paroi arrière et imperméable de la chambre de dissipation
M_{ext}		Valeur de M pour la face extérieure de l'écran perforé, exposée à la houle
M_{int}		Valeur de M pour la face intérieure de l'écran perforé, dans la chambre de dissipation
Notations générales		
C	-	Coefficient de contraction de l'écoulement
F_h	N	Force horizontale
F_s	Hz	Fréquence d'acquisition
F_u	N	Force de soulèvement ("uplift force")
g	m/s^2	Gravité
l	m	Longueur
m	kg	Masse
P	Pa	Pression
t	s	Temps
T_e	s	Durée d'une acquisition de données
ℓ	m	Longueur de jet
ℓ^*	-	Longueur de jet adimensionnée, $\ell^* = \ell / e$
α	-	Coefficient de perte de charge Coefficient de Goda (1985)
λ	-	Facteur d'échelle Coefficient de Takahashi et Shimosako (1994)
ρ	kg/m^3	Masse volumique
ω	rad/s	Pulsation, $\omega = 2\pi f$

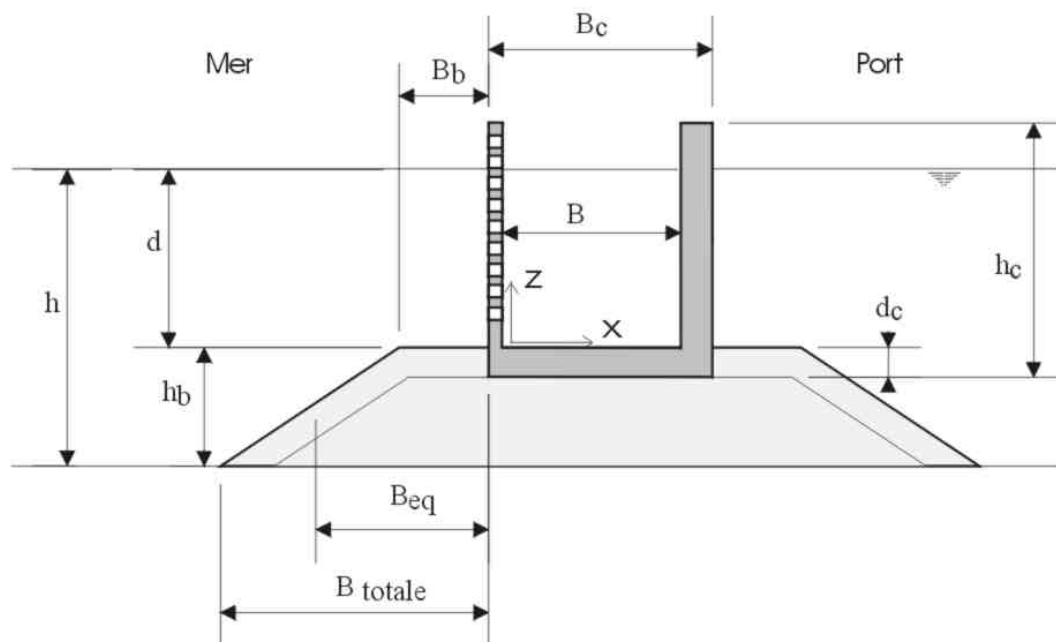


Figure 1 : Paramètres d'un caisson perforé.

Initiales et acronymes

CETMEF : Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales (ex-Service Technique Central des Ports Maritimes et Voies Navigables), Ministère de l'Équipement, du Transport et du Logement, Compiègne.

DDE : Direction Départementale de l'Équipement, Ministère de l'Équipement, du Transport et du Logement.

ENEL (CRIS) : Ente Nazionale per l'Energia Elettrica, Centro Ricerca Idraulica e Strutturale, Milan.

GRESARC : Groupe de Recherche sur les Environnements Sédimentaires Aménagés et les Risques Côtiers, Université de Caen.

LCHF : Laboratoire Central d'Hydraulique de France, Grenoble.

LNH : Laboratoire National d'Hydraulique, Electricité de France, Chatou.

LWI : Leichtweiss Institut für Wasserbau, Braunschweig.

MAST : programme européen "Marine Science and Technology".

PROVERBS : Probabilistic Designs Tools for Vertical Breakwaters, contrat européen MAS3-CT95-0041.

SOGREAH : Société Grenobloise d'Études et Aménagements Hydrauliques, Grenoble.

INTRODUCTION

Pendant très longtemps, la protection des ports a été envisagée comme une lutte contre la mer et ses houles puissantes. Dans cette situation, le brise-lames est semblable à une fortification massive qui s'oppose aux éléments. Cependant, une approche différente se manifeste dans la conception des digues depuis une quarantaine d'années : l'adaptation de l'ouvrage au milieu naturel et la dissipation de l'énergie de la houle par des structures originales sont devenues deux objectifs actuels de l'ingénierie côtière.

La digue verticale de type Jarlan constitue, à cet égard, un modèle remarquable. Sa paroi perforée contribue en effet à dégrader l'énergie de la houle et par conséquent, diminuer les forces subies par la structure. Toutefois, les écoulements que génère cet ouvrage sont complexes et encore mal connus. Leur compréhension, ainsi que la détermination des efforts exercés par la houle réelle sur les parois de la digue, représentent donc des enjeux importants.

L'objectif de notre travail de recherche est d'étudier les sollicitations subies par un caisson de type Jarlan sous l'action de houles aléatoires. La problématique est abordée expérimentalement, par l'instrumentation d'un ouvrage existant à Dieppe (Seine-Maritime) et par la mise en œuvre d'une modélisation physique de la structure, en canal à houle. La présentation de nos travaux est scindée en cinq chapitres.

Le premier chapitre est consacré à l'état des connaissances sur les digues Jarlan et leur fonctionnement hydraulique. Nous présentons les différentes digues Jarlan érigées en France et les programmes d'étude dans lesquels s'inscrivent nos travaux. Les principaux paramètres géométriques et hydrauliques contrôlant la réflexion du brise-lames sont abordés. Sont ensuite présentées plusieurs formulations préalables au bon dimensionnement d'une digue verticale et visant à déterminer les sollicitations s'exerçant sur l'ouvrage.

L'instrumentation d'un caisson Jarlan de la digue Ouest de Dieppe est développée dans le chapitre 2. Dans un premier temps, nous présentons le port extérieur de Dieppe et le brise-lames à paroi perforée qui le protège. Nous détaillons ensuite la mise en place de capteurs de pression sous la semelle et sur les parois verticales d'un caisson, le système d'acquisition et le traitement des données. Cette partie est complétée par la description du houlographe déployé sur le site. Enfin, le chapitre se conclut par une synthèse des différentes mesures in situ et par les enseignements tirés des études sur le terrain.

Le chapitre 3 aborde la description de la modélisation physique du caisson de Dieppe. Après un rappel des lois de similitudes régissant une telle modélisation, nous présentons les moyens expérimentaux mis en œuvre et détaillons les méthodes d'analyses des données. Une dernière partie regroupe les différents paramètres hydrauliques des essais.

Le chapitre 4 présente les résultats de la modélisation physique relatifs au fonctionnement hydraulique du caisson. La capacité de réflexion de la structure est notamment analysée en fonction de la forme de la berme, de la hauteur de la houle et de sa nature (régulière ou aléatoire). La composition de l'onde réfléchie est ensuite discutée. Une deuxième partie du chapitre étudie l'écoulement à travers la paroi perforée, particulièrement les jets produits par la houle.

Le dernier chapitre est consacré à l'étude des sollicitations exercées par les houles aléatoires sur le caisson Jarlan, en confrontant les mesures provenant du prototype et du modèle. Nous analysons successivement les variations de la surface libre à proximité des parois verticales et les pressions subies par le caisson. Le chapitre s'achève sur la détermination des forces verticales et horizontales exercées par la houle aléatoire sur l'ouvrage.

Nous concluons ce mémoire par un bilan de nos différentes expériences et dégageons plusieurs perspectives.

CHAPITRE 1 - POSITION DU PROBLEME

Les brise-lames protégeant les ports doivent répondre à plusieurs exigences, en particulier :

- ✓ empêcher la propagation de la houle ;
- ✓ être stables malgré les tempêtes éventuelles ;
- ✓ être économiquement viables.

Dans les zones à fort marnage, les digues à talus ne remplissent que rarement ces conditions, au contraire des digues verticales. Parmi ces dernières, les ouvrages à paroi(s) perforée(s) constituent certainement une conception originale de la défense contre la mer. Toutefois, leur dimensionnement représente une difficulté car il doit conjuguer qualités hydrauliques, le taux de réflexion en particulier, et stabilité de la digue.

Dans la première partie de ce chapitre, nous mettrons en évidence les différences de conception rencontrées dans les digues verticales. Nous aborderons ensuite l'étude d'une structure à paroi perforée spécifique, la digue Jarlan, en présentant les ouvrages qui sont implantés en France.

Le fonctionnement hydraulique de la digue Jarlan, puis les méthodes de détermination des forces exercées par la houle sur les digues verticales, seront alors étudiés afin de mettre en évidence les interrogations persistantes liées aux ouvrages à paroi perforée.

1. LES DIGUES VERTICALES

Les digues verticales sont en concurrence depuis fort longtemps avec les digues à talus. Traditionnellement réalisées en maçonnerie, elles sont dorénavant constituées de béton, offrant ainsi de nouvelles possibilités de mise en place sur le site et de conception des parois afin d'améliorer leurs qualités hydrauliques.

On peut schématiquement distinguer deux familles de digues verticales : celles à parement plein et celles, au contraire, à structure poreuse.

1.1 Les digues verticales à parement plein : avantages et inconvénients

Une digue verticale à parement plein peut être constituée de caissons juxtaposés les uns aux autres afin de créer une digue (Figure 1-1). Un transport des caissons par flottaison et remorquage autorise une fabrication des éléments loin du site d'implantation. Le chantier peut donc être réalisé assez rapidement, au contraire des jetées en maçonnerie qui réclament du temps et de la main-d'œuvre.

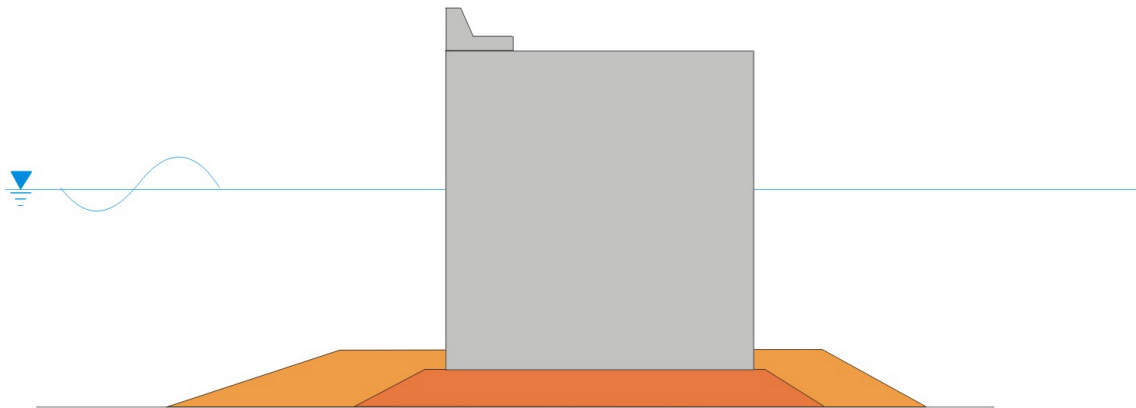


Figure 1-1 : Coupe schématique d'une digue verticale à parement plein.

De nos jours, les projets de digues consistent fréquemment en l'extension d'un port déjà existant, ce qui implique une implantation dans une zone de profondeur souvent importante et toujours croissante.

Une digue verticale reste un ouvrage élancé quelle que soit la profondeur (Figure 1-1) et pouvant se contenter d'un soubassement de faibles dimensions. Par conséquent, ce type de jetée peut être directement employé comme quai d'accostage et de chargement.

Pour les mêmes conditions de site, la réalisation d'une digue à talus demande par contre un volume important d'enrochements ou de blocs artificiels (Figure 1-2). L'acheminement des matériaux, la durée du chantier et l'encombrement final d'un tel ouvrage représentent des inconvénients majeurs qui pénalisent cette solution, en particulier dans les zones de marnage important.

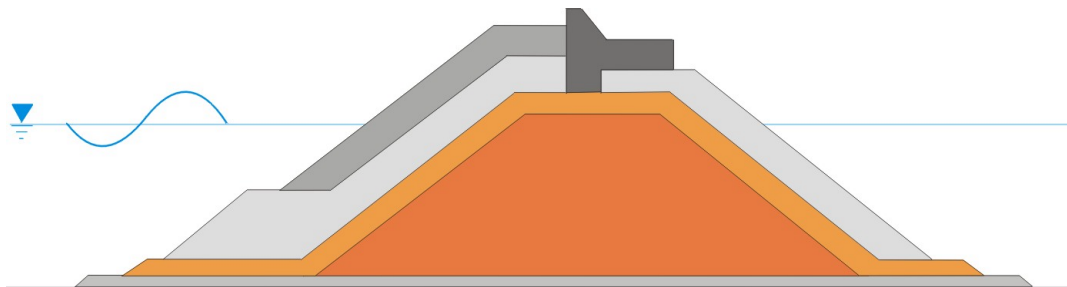


Figure 1-2 : Coupe schématique d'une digue à talus.

La contrepartie défavorable d'une digue verticale à parement plein réside dans son fonctionnement hydraulique. L'énergie de la houle incidente se trouve en effet presque totalement réfléchi par le mur vertical lisse. Il existe alors devant celui-ci un clapotis, qualifié de gaufré s'il est tridimensionnel, constitué de nœuds et de ventres d'agitation.

Trois effets induits par ce clapotis sont particulièrement préjudiciables (Bouttes, 1989) :

- la dégradation des conditions de navigation aux abords de la jetée,
- l'érosion au pied de l'ouvrage (Figure 1-3),
- les fortes charges exercées sur les parois.

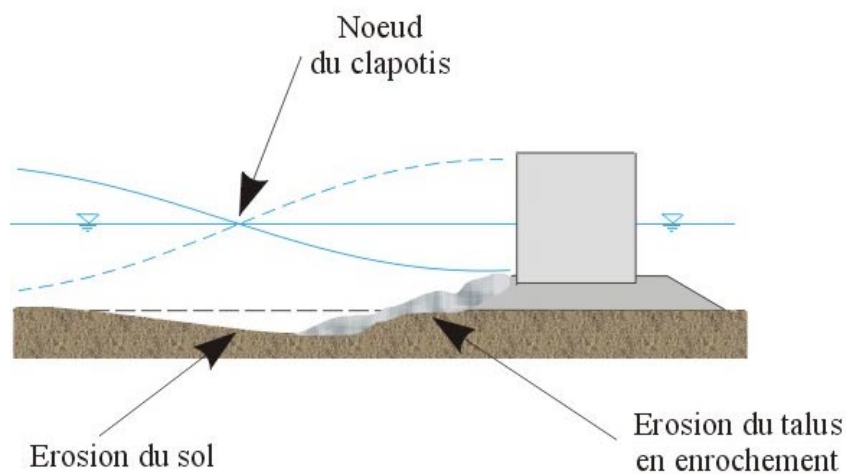


Figure 1-3 : Erosion du soubassement d'une digue verticale.

Les avantages associés aux caissons verticaux à parement plein ne peuvent donc être pleinement appréciés que si aucun des trois points précédents n'est préjudiciable dans les conditions d'utilisation de l'ouvrage.

Afin de limiter les effets du clapotis précédemment cités, de nombreuses évolutions dans les architectures des jetées verticales ont marqué ces dernières décennies.

1.2 Les alternatives aux caissons à parement plein

La voie commune à ces nouveaux types de brise-lames est liée à la dissipation de toute ou partie de l'énergie de la houle incidente, obtenue en disposant des écrans de porosité décroissante devant le mur vertical. Dès lors, le pouvoir de réflexion de l'ouvrage est moindre que celui d'une digue verticale à parement plein. Associées à cet effet, les charges exercées par la houle sont plus faibles et l'ascension des vagues sur les parois est moins prononcée.

1.2.a. Diques à carapace

Parmi les conceptions inédites, on peut citer notamment certaines digues mixtes récentes, dites japonaises¹, où une carapace d'éléments préfabriqués (Dolos, tétrapodes, etc.) s'appuie sur un caisson vertical (Tanimoto et Takahashi, 1994, Kortenhuis et Oumeraci, 1999). Une coupe de principe d'un tel ouvrage présentée en figure 1-4 incite à le classer à mi-chemin d'une digue à talus et d'une digue verticale. De la première, il conserve la couche de blocs qui brise la houle sur une épaisseur de quelques mètres et évite les franchissements. De la seconde, il garde l'élancement et l'imperméabilité totale à la propagation de la houle.

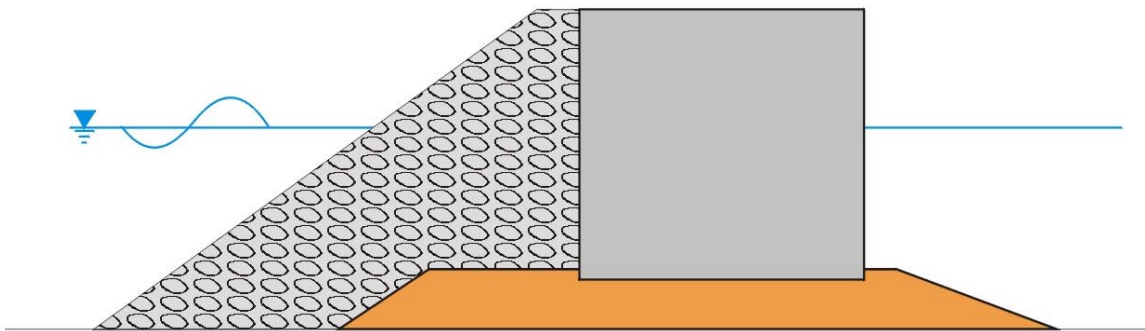


Figure 1-4 : Coupe d'un caisson mixte.

1.2.b. Diques à paroi perforée

Une solution différente et souvent mise en œuvre correspond aux caissons à paroi perforée. Ces structures sont constituées d'un ou plusieurs écrans perforés placés devant une paroi verticale, formant ainsi une ou plusieurs chambres.

Les dimensions et la nature des perforations peuvent être très différentes et compliquent donc la comparaison de ces structures. A titre d'exemple de caissons avec des fentes verticales, la figure 1-5 présentent deux types de brise-lames implantés au Japon. D'autres structures peuvent au contraire avoir des fentes horizontales (Bergmann et Oumeraci, 1999), plusieurs parois perforées (Franco et al., 1998), des murs verticaux droits ou au contraire hémisphériques (Tanimoto et Takahashi, 1994).

¹ "japanese-type" ou digue à carapace.

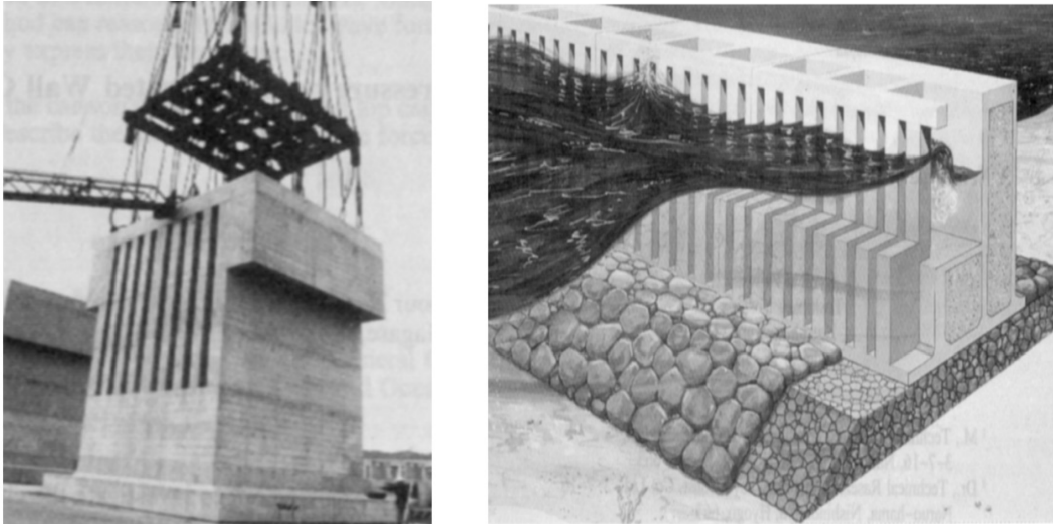


Figure 1-5 : Exemples de caissons avec des fentes verticales.

Parmi cette variété de conceptions, nous nous attacherons à la description d'une structure particulièrement répandue et pratiquement à l'origine de toutes les autres. Il s'agit d'un caisson, illustré par la figure 1-6, ne possédant qu'une seule paroi perforée et dont les dimensions respectent le brevet de G.E. Jarlan (1963).

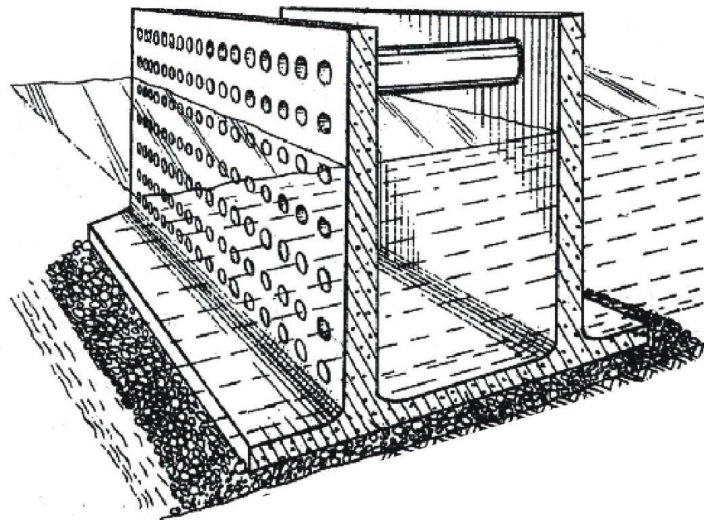


Figure 1-6 : Illustration tirée du brevet Jarlan (1963).

L'idée initiale de cet auteur est de concevoir une nouvelle forme de digue verticale peu réfléchissante en s'inspirant des équations décrivant la propagation d'une onde acoustique à travers un milieu poreux et dont une partie de l'énergie se dissipe. Il approfondit alors l'analogie avec une onde de gravité afin d'établir des relations entre les paramètres géométriques d'une paroi perforée et ceux d'une houle incidente (Jarlan, 1965).

Le brise-lames qu'il propose est ainsi constitué d'un premier écran portant des perforations cylindriques horizontales et d'un mur arrière vertical (Figure 1-6). Une partie de l'énergie de la houle incidente est dissipée par les écoulements au travers des perforations alors que l'onde résiduelle est renvoyée par la seconde paroi. Les déphasages respectifs des différentes ondes réfléchies par les deux murs contrarient ainsi l'établissement d'un clapotis devant l'ouvrage.

Si le principe de fonctionnement est simple, les phénomènes physiques engendrés par la houle dans un caisson Jarlan sont complexes et demeurent mal déterminés. Les qualités potentielles de ce genre d'ouvrage ont toutefois incité plusieurs ports à se doter de caissons Jarlan.

2. LES CAISSONS JARLAN

La première digue de type Jarlan fut édifiée en 1961-63 à Baie Comeau au Québec. Depuis, de nombreux ouvrages similaires ont été édifiés dans le monde pour des usages parfois différents : brise-lames, atténuateur de houle dans des marinas, ouvrage offshore...

Dans le cas d'un brise-lames et comme le montre la figure 1-7, un caisson Jarlan se compose d'une chambre de dissipation, de largeur B et de profondeur d , et d'une paroi perforée, d'épaisseur e et de porosité surfacique ε . L'ouvrage peut être placé sur une berme de hauteur h_b alors que la profondeur devant la structure est h .

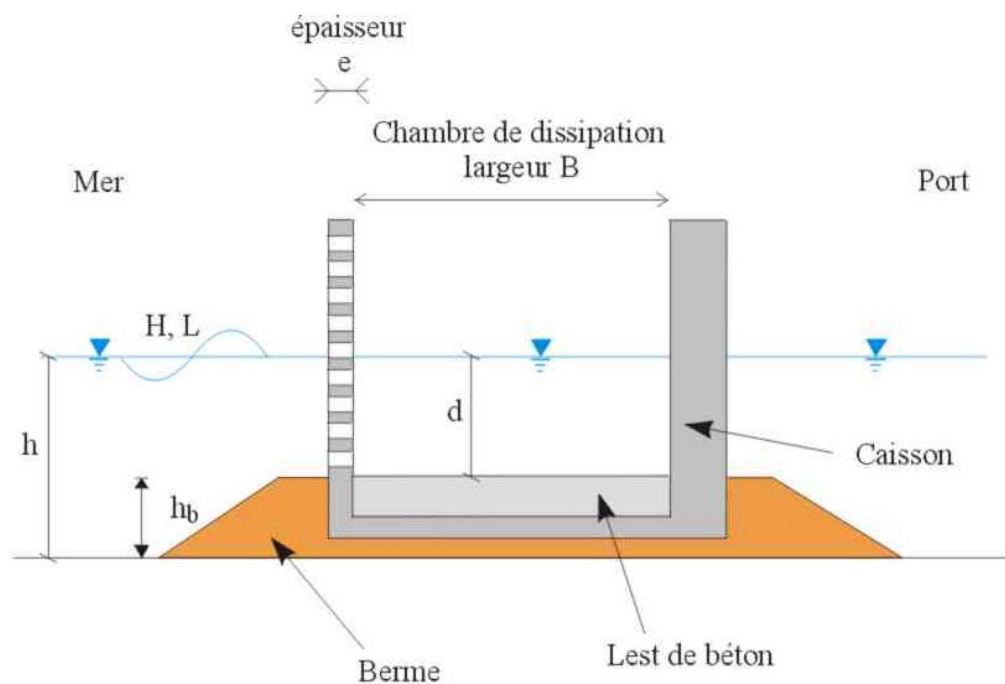


Figure 1-7 : Coupe d'un caisson à paroi perforée de type Jarlan.

En France, depuis le début des années 1970, de nombreux projets d'extension de sites portuaires ont conduit à envisager l'édification de digues à paroi perforée. Après des études en bassin à houle et en fonction des coûts de construction envisagés, certaines de ces digues ne verront pas le jour (celle constituant une variante du port d'Antifer par exemple), d'autres seront réalisées (port des Bas-Sablons à Saint-Malo). Les caractéristiques générales de structures représentatives sont données dans la section suivante afin de fixer quelques idées sur les dimensions de ces ouvrages.

Nous présentons ensuite le programme de recherche sur les parois perforées qui s'est mis en place à la fin des années 80, autour de partenaires institutionnels et universitaires. Il a notamment pour objectif de mieux déterminer le comportement hydraulique des caissons Jarlan et ainsi de fournir de meilleures méthodes de dimensionnement aux concepteurs.

2.1 Les caissons Jarlan en France

Quatre brise-lames sont particulièrement représentatifs des digues de type Jarlan existant en France. Ces ouvrages sont implantés :

- au port de Bloscon à Roscoff (Finistère) ;
- au port de Hérel à Granville (Manche) ;
- au port du Stiff à Ouessant (Finistère) ;
- à l'avant-port de Dieppe (Seine-Maritime).

Le tableau 1-1 regroupe les principales caractéristiques géométriques des quatre digues qui sont présentées ci-après. L'ouvrage de Dieppe est étudié dans le chapitre 3 de ce mémoire. Nous citons, par ailleurs, un cinquième site, celui de Port-Diélette (Manche), bien que les caissons perforés soient un peu différents.

	Bloscon	Hérel	Stiff	Dieppe
Année de construction	1971-72	1973-74	1985-86	1991-92
Longueur du brise-lames	240 m	266 m	95 m	225 m
Nombre de caissons	11	(26)	4	9
Caractéristiques de la paroi perforée				
Diamètre des perforations	0,80 m	0,80 m	1,00 m	0,90 m
Épaisseur de la paroi (e)	0,80 m	0,75 m	0,90 m	0,90 m
Porosité de la paroi perforée (ϵ)	37 %	22 %	34 %	28 %
Dimensions d'un caisson courant				
Largeur de la chambre (B)	13,15 m	11,72 m	15 m	13,50 m
Largeur du caisson (Bc)	14,50 m	13 m	19,70 m	25,47 m
Hauteur du caisson (hors-tout)	20,20 m	13,50 m	21,75 m	17,57 m
Longueur du caisson	21,10 m	(13,70 m)	24 m	25 m
Épaisseur du lest	1,50 m	-	1,50 m	2,80 m
Paramètres hydrauliques				
Marnage maximal	10,1 m	10,5 m	8,5 m	10,8 m
Hauteur maximale de la houle de projet	5,10 m (T = 10 s)	4 m (T = 13 s)	4,50 m (T = 13 s)	H _s = 8,20 m (T = 11,4 s)

Tableau 1-1 : Caractéristiques des brise-lames de type Jarlan, en France.

2.1.a. Digue de Bloscon

La digue du port de Bloscon, à Roscoff, est la plus ancienne réalisation en France d'une structure à paroi perforée. En 1971-1972, une première tranche de travaux a permis d'édifier 7 caissons Jarlan. L'ajout de quatre autres caissons dont le musoir, en deux phases complémentaires en 1987 et 1993-94, a porté la longueur totale du brise-lames à 240 m.

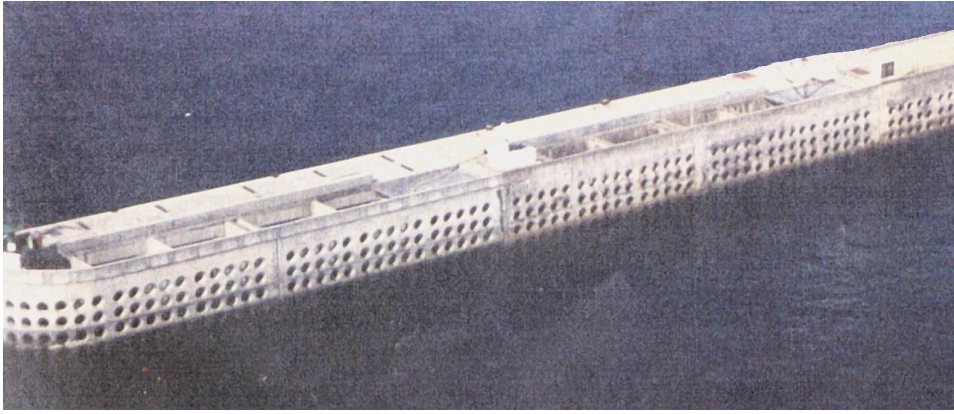


Figure 1-8 : Vue de la digue de Roscoff-Bloscon.

La digue est posée sur une assise en pierres concassées, dont l'arase est à la cote $-6,50$ m, et protégée en pied par des enrochements moyens. Chaque caisson a une chambre de dissipation lestée par une couche de béton de $1,50$ m d'épaisseur.

2.1.b. Digue de Hével

La digue du port de Hével, à Granville, est édifiée en 1973-74. Elle est constituée de 26 caissons Jarlan pour une longueur totale de 266 m.



Figure 1-9 : Vue de la digue de Hével (Granville).

Les caissons ne sont pas parallélépipédiques : ils ne sont en fait constitués que de deux voiles verticales (l'un perforé, l'autre imperméable) maintenus écartés par des poutres de béton (Figure 1-10). Ils ne possèdent pas ni fond, ni côtés. Les éléments sont posés sur des semelles d'appui arasées à la cote $+4,00$ m.

Quatre câbles de précontraintes par caisson assurent l'ancrage des éléments dans la roche mère (cote $-8,00$ m). Ils passent à travers les semelles et ressortent en tête de caisson où ils sont bloqués. La conception de la digue tend à assimiler celle-ci au cas théorique d'une digue de longueur infinie car aucun obstacle ne s'oppose à la propagation longitudinale des ondes dans la chambre (Ropert, 1999).

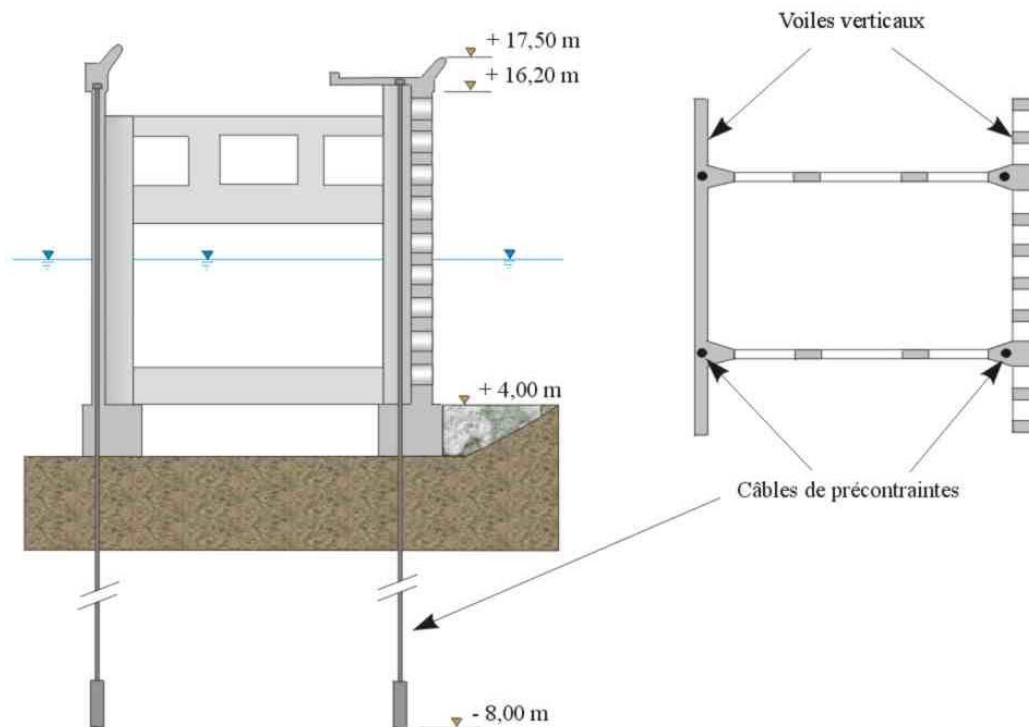


Figure 1-10 : Coupes verticale et horizontale d'un élément de la digue de Hérél.

2.1.c. Digue du Stiff

La digue du port du Stiff, sur l'île d'Ouessant, est longue de 95 m et constituée de quatre caissons Jarlan construits en 1985-86.



Figure 1-11 : Vue de la digue du Stiff (Ouessant).

La digue est posée sur un soubassement de tout-venant avec une surface de frottement en galet et une carapace (blocs de 1 à 3 tonnes) protège le pied de l'ouvrage. Une épaisseur de 1,50 m de béton assure le lest de la chambre de dissipation.

2.1.d. Port-Diélette

Datant des années 1996-97, Port-Diélette est la plus récente des structures à paroi perforée. Elle se compose de petits caissons perforés utilisés comme brise-lames mais surtout employés comme atténuateurs de houle dans le bassin de commerce.



Figure 1-12 : Vue de Port-Diélette.

La largeur des chambres est très inférieure à celle des ouvrages précédents alors que les états de mer de projet sont analogues. Cette conception originale semble néanmoins provoquer des problèmes de réflexion de la houle et d'instabilité potentielle des caissons.

Nous ne détaillerons pas davantage ce site car les dimensions des caissons ne suivant pas les recommandations du brevet, ce ne sont pas véritablement des caissons Jarlan. Nous citons toutefois son existence car elle illustre l'aspiration des concepteurs à de nouvelles variantes de digues à paroi perforée.

2.2 Le programme de recherche sur le caisson Jarlan

Les concepteurs (les entreprises de travaux publics et maritimes) et les organismes de tutelle (le Ministère de l'Équipement, du Transport et du Logement en particulier) sont confrontés à de nombreuses difficultés lors du dimensionnement d'un projet. En effet, malgré la réalisation des digues Jarlan décrites précédemment, des lacunes subsistent dans la connaissance des phénomènes hydrauliques générés par ce type de structure.

A la fin des années 80, plusieurs institutions partenaires se regroupent afin de conduire un programme d'études sur le caisson Jarlan et de contribuer à la détermination de règles de dimensionnement adaptées.

2.2.a. Les partenaires

Le partenariat résulte de la collaboration de plusieurs intervenants, dès 1987, dans la phase de dimensionnement de la digue Jarlan de Dieppe (Bélorgey et Caminade, 1994). Le programme de recherche est alors défini autour des partenaires suivants :

- ✓ le Ministère de la Recherche et de la Technologie ;
- ✓ le STCPMVN (Compiègne) ;
- ✓ la SOGREAH (Grenoble) ;
- ✓ le Laboratoire de Mécanique des Fluides (LMF, Université du Havre jusqu'en 1997, puis Université de Caen, équipe du laboratoire de Morphodynamique Continentale et Côtière) ;
- ✓ le GRESARC (Université de Caen).

Chaque participant se propose de réaliser une partie du programme de recherche que nous présentons ci-dessous.

2.2.b. Les objectifs du programme

Le programme d'études a pour objectifs de mieux connaître le fonctionnement hydraulique des caissons Jarlan, de mieux s'assurer de leur stabilité et de leur résistance structurelle. Les problèmes vont toutefois être abordés de trois manières différentes mais complémentaires, en fonction des compétences des partenaires :

- par modélisation numérique ;
- par modélisation physique ;
- par le recueil de données sur un ouvrage existant.

La digue de Dieppe est choisie comme structure représentative et les différents partenaires, dont le tableau 1-2 regroupe les objectifs respectifs, basent donc leurs études sur les dimensions de ces caissons. Leurs principaux résultats seront détaillés dans la troisième partie de ce chapitre.

		STCPMVN	SOGREAH	LMF	GRESARC
Moyens	Codes numériques	X			
	Bassin à houle		X		
	Canal à houle			X	
	Prototype (Dieppe)	X		X	X
Mesures	Surface libre	X	X	X	
	Pressions	X		X	
	Forces		X		
	Vitesses			X	
	Houle	X		X	X

Tableau 1-2 : Répartition des objectifs des différents partenaires.

2.2.c. Etudes réalisées au cours du programme

Travaux de SOGREAH

Au cours du projet de construction de la digue de Dieppe, SOGREAH avait étudié, en bassin à houle, la stabilité et le comportement hydraulique des caissons Jarlan (LCHF, 1987). En mettant en œuvre les mêmes maquettes au 40^{ème}, des essais complémentaires ont été réalisés en 1993, toujours en bassin, portant sur les efforts globaux exercés par la houle sur un caisson complet et sur la seule paroi perforée d'un caisson. Le dispositif dynamométrique était complété par des limnigraphes décrivant les variations de la surface libre à proximité des parois des maquettes (SOGREAH, 1993).

Les essais se déroulèrent en houle régulière et en houle aléatoire, avec une incidence nulle ou oblique (β varie de 0° à 60°), pour une hauteur d'eau constante. Quatre hauteurs et trois périodes de houle ont été générées pour chaque incidence : T ou $T_p = 7, 9,5$ et $11,5$ s (nature).

Travaux du STCPMVN

La modélisation numérique du comportement des caissons Jarlan a été développée au STCPMVN et à l'Université Technologique de Compiègne. Elle a fait l'objet de la thèse de doctorat de Ropert (1999).

Ses travaux conduisent à l'élaboration de trois codes de calcul aux éléments finis :

- un code bidimensionnel horizontal prenant en compte réflexion, réfraction et diffraction ;
- un code bidimensionnel vertical décrivant l'écoulement du fluide dans un caisson ;
- un code bidimensionnel vertical consacré à la simulation de l'écoulement dans le soubassement de la digue.

Les différentes simulations déterminent les agitations de la surface libre à proximité des parois, les pressions sous le caisson (sous-pressions) et le comportement général de la jetée pour des houles obliques (réflexion, diffraction, etc.). Les résultats sont essentiellement comparés aux mesures de la surface libre de SOGREAH (1993) effectuées en bassin à houle.

Travaux du Laboratoire de Mécanique des Fluides

Pour le projet de la digue de Dieppe, le LMF avait étudié, en canal à houle, les forces et les moments générés par une houle régulière frontale sur une maquette à l'échelle du 40^{ème} (LMF, 1987 et 1989).

Dans le cadre du programme de recherches sur le caisson Jarlan, des études complémentaires ont été réalisées en canal à houle, à l'échelle du 25^{ème}, notamment avec l'emploi de la Vélocimétrie Doppler Laser. Cette technique a permis de caractériser les écoulements produits par une houle régulière agissant sur la structure perforée.

Dans sa thèse de doctorat, Caminade (1992) a étudié ainsi les champs des vitesses de part et d'autre d'une paroi perforée verticale, en fonction des conditions de houle. Les mesures des vitesses ont été corrélées aux mesures de la surface libre afin d'analyser la transmission de la houle à travers l'écran perforé.

Tabet-Aoul (1998) poursuit cette démarche en analysant la circulation générale de l'écoulement dans la chambre de dissipation d'un caisson Jarlan, sans lest et sans berme. De plus, il s'intéressa aux pressions exercées par la houle régulière sur les parois verticales de la maquette afin de proposer une formulation donnant les forces horizontales appliquées.

L'instrumentation d'un caisson Jarlan, appelé "prototype" par opposition au modèle étudié en canal, constitua le volet le plus original du programme mais aussi le plus délicat. L'objectif était de mesurer les pressions exercées par la houle sur les parois verticales et sous la semelle d'un caisson de la digue Ouest de Dieppe. La mesure de la houle fut confiée au GRESARC, le LMF se chargeant de l'instrumentation du caisson et de l'étude proprement dite.

Le programme initial prévoyait des campagnes de mesures des pressions sur site entre 1992 et 1994. Toutefois de multiples et successives difficultés techniques, financières et administratives ont retardé le déroulement prévu de ces études, la mise en place définitive de l'instrumentation sur la digue de Dieppe n'étant achevée qu'en 1996. Les travaux de recherche sur le caisson Jarlan (prototype et modèle) s'intégrèrent à cette époque au programme européen MAST 3 - PROVERBS², orienté sur l'étude des digues verticales. La digue de Dieppe et celle de Porto-Torres (Sardaigne) furent alors les deux ouvrages pilotes pour les études in situ sur les caissons perforés.

Le programme d'étude ainsi évoqué, nous présentons ci-dessous une synthèse des différents résultats des travaux de recherche sur le caisson Jarlan, en particulier son fonctionnement hydraulique.

3. LE FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DU CAISSON JARLAN

Le caisson Jarlan est une structure peu réfléchissante, c'est-à-dire qu'une majeure partie de l'énergie de la houle, dissipée par l'ouvrage, n'est pas réfléchi.

Le coefficient de réflexion (C_r) indique le rapport de l'énergie de la houle réfléchi sur l'énergie de la houle incidente. Il varie en fonction de nombreux paramètres et caractérise la dissipation de l'énergie et l'efficacité de la structure.

L'étude du coefficient de réflexion seul n'apporte pas de précisions sur le fonctionnement du caisson. Il n'est que le résultat de phénomènes physiques engendrés par la houle et la paroi perforée, et présentés dans une deuxième partie : pertes de charge, jets et écoulement du fluide dans la chambre de dissipation.

Nous limiterons cependant notre étude aux caissons mono-chambres, les caissons multi-chambres semblant engager des processus physiques différents (Bergmann, 2000).

² Probabilistic Designs Tools for Vertical Breakwaters, contrat MAS3-CT95-0041, 1996-1999.

3.1 Etude du coefficient de réflexion

Un bilan relatif à l'influence des différents paramètres liés à la géométrie des caissons à paroi perforée, sur le coefficient C_r , est établi.

3.1.a. Influence de la largeur relative B/L de la chambre

La largeur relative de la chambre est le rapport de la largeur réelle de la chambre du caisson B sur la longueur d'onde L de la houle incidente.

Jarlan (1965) indique que la réflexion la plus faible est atteinte pour une largeur relative $B/L = 0,1$. Toutefois les études ultérieures préconisent un rapport compris dans l'intervalle $0,15 < B/L < 0,25$, cette dernière valeur correspondant à la position sur la paroi perforée d'un nœud de clapotis parfait engendré par une réflexion totale sur la paroi arrière.

Kondo (1979) présente des résultats expérimentaux et théoriques, en houle régulière, pour un caisson Jarlan sans berme ni lest. Les coefficients les plus faibles sont obtenus pour $B/L = 0,20$, rapport obtenu également par Allsop et McBride (1994) et Tabet Aoul (1998) pour des structures analogues. Le coefficient de réflexion est alors compris entre 15 et 30%.

Il est donc possible de définir une plage d'efficacité dans laquelle le caisson se comporte comme une structure très peu réfléchissante. Cette plage est illustrée par la figure 1-13, tirée des valeurs données par McConnell et al. (1998) pour des essais de caissons Jarlan en houle aléatoire.

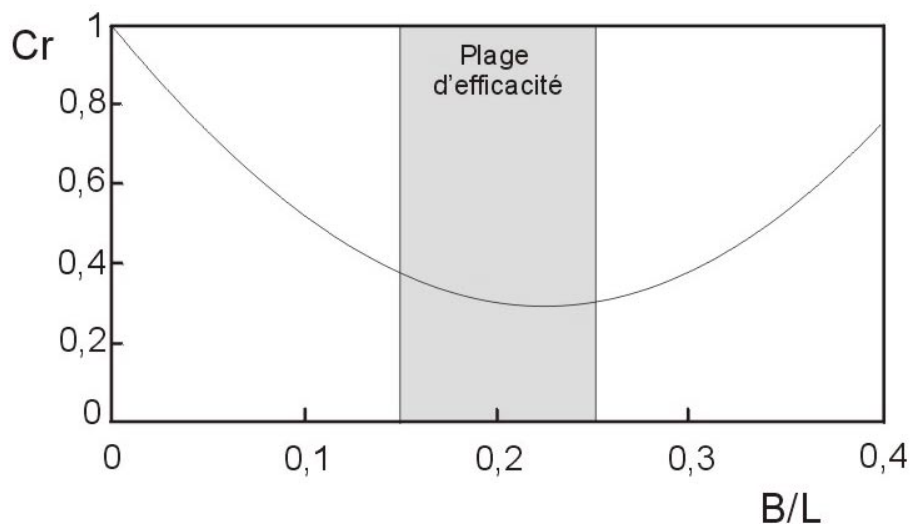


Figure 1-13 : Variation du coefficient de réflexion avec la largeur de la chambre
(d'après McConnell et al., 1998).

3.1.b. Influence de la porosité ε de l'écran perforé

La porosité surfacique ε est définie comme le rapport des surfaces des perforations sur la surface totale de l'écran perforé.

A partir d'une analogie acoustique, Jarlan (1965) préconise une porosité optimale de 40 à 45%. Dans la pratique, elle est souvent plus faible pour des raisons de résistance structurelle des parois.

La figure 1-14 présente les résultats d'un modèle numérique à potentiel, initialement développé par Bennet et al. (1992) pour des fentes horizontales, adapté à un caisson perforé mono-chambre et pour une profondeur d'eau constante (Allsop, 1999). Bien que ce modèle puisse effectuer des calculs pour des largeurs relatives de chambre supérieures à 0,5, les contraintes de construction limitent en fait la gamme de B/L de 0,1 à 0,4.

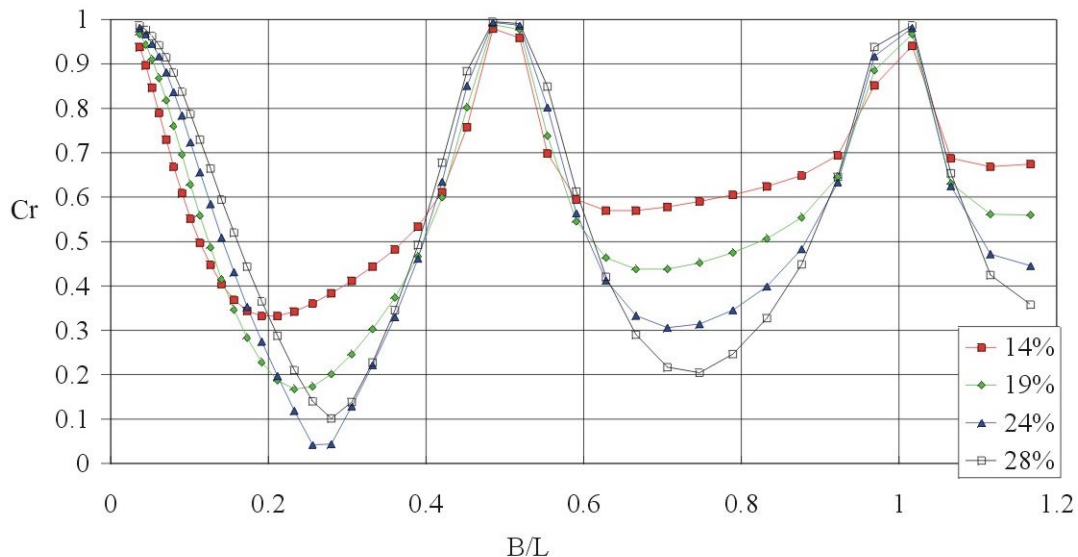


Figure 1-14 : Variation de la réflexion avec la porosité (Allsop, 1999).

D'une manière globale, le modèle prédit des valeurs de réflexion décroissantes avec une porosité croissante. Les minima sont atteints pour $B/L = 0,25$ et $0,75$ avec des porosités respectives de 24 et 28 %.

Fuggazza et Natale (1992) indiquent également une baisse de la réflexion avec une porosité croissante de 20 à 50 %, à partir de résultats numériques et de mesures expérimentales de Liberatore (1974).

Les valeurs maximales du coefficient de réflexion sont atteintes pour $B/L = 0,05$ et $0,5$; elles correspondent alors à une réflexion totale. Une explication peut être avancée à partir des travaux de Caminade (1992) sur la transmission de la houle à travers une paroi perforée.

L'auteur considère que l'écran perforé constitue un obstacle à la propagation des faibles longueurs d'onde : elles sont donc presque entièrement réfléchies. Au contraire les grandes longueurs d'onde ne sont pas affectées par cet écran et se réfléchissent entièrement sur la paroi arrière.

3.1.c. Influence de la profondeur d'eau d de la chambre

Suh et Park (1995) présentent une modélisation numérique du comportement d'un caisson Jarlan monté sur une berme, en houle régulière (modèle à potentiel). Ils confrontent leurs résultats à ceux provenant de modèles physiques ou numériques (Fugazza et Natale, 1992, Tanimoto et al., 1976³). Les auteurs remarquent qu'une plus forte réflexion de la structure est mesurée quand la hauteur de la berme h_b augmente, c'est-à-dire que la profondeur d'eau d dans la chambre diminue.

Ropert (1999) aboutit à la même conclusion pour un modèle numérique bi-dimensionnel vertical simulant la digue de Dieppe et son soubassement. Il indique de surcroît que la réduction de la profondeur d'eau de la chambre d'un caisson sans berme (présence d'un lest) induit un plus fort coefficient de réflexion que celui obtenu pour un caisson dont les perforations descendent jusqu'au bas de la structure ($h = d$, pas de lest).

Par ailleurs, la simulation numérique du comportement des caissons Jarlan, a fait l'objet des travaux de thèse de Ropert (1999) dans laquelle les différents modèles sont détaillés et comparés.

3.1.d. Influence de l'obliquité β de la houle incidente

Helm-Petersen et Frigaard (1996) étudient le coefficient de réflexion d'une digue en caissons Jarlan sans soubassement, au cours d'essais en houle aléatoire et en bassin. La réflexion de la structure est maximale lorsque la houle est frontale ($\beta = 0^\circ$). Le coefficient C_r diminue, passant de 50 à 30 %, quand l'obliquité de la houle augmente de $\beta = 0^\circ$ à $\beta = 60^\circ$.

Les essais de SOGREA (1993), en bassin à houle, réalisés avec une digue Jarlan sur une assise en enrochements, présentent également cette tendance. Les résultats indiquent toutefois

³ Tanimoto et al., 1976. "An experimental investigation of wave reflection, overtopping and wave forces for several types of breakwaters and seawalls", Tech. Note of PHRI, n°246, 38p (en japonais).

qu'un angle $\beta = 30^\circ$ génère une réflexion du même ordre que pour une attaque frontale, aussi bien en houle régulière qu'en houle aléatoire.

Suivant la période de la houle, la réflexion est comprise entre 30 et 40 %, avec $0^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$, mais elle devient inférieure à 30 % avec $\beta = 60^\circ$. Ce phénomène est attribué à la réflexion des ondes incidentes sur les parois latérales du caisson. Avec une obliquité inférieure à 30° , l'onde pénètre dans la chambre de dissipation, se réfléchit sur les parois arrière et latérales, puis ressort finalement par la paroi perforée. Une obliquité supérieure tend à "piéger" les ondes dans la chambre de dissipation.

3.2 Dissipation de l'énergie

La dissipation de l'énergie de la houle incidente est essentiellement attribuée à la paroi perforée. Dans de nombreuses simulations numériques, elle se traduit par un terme de perte de charge localisée dans les perforations mais dont la détermination varie selon les auteurs. Les mesures expérimentales apportent des indications sur les vitesses du fluide à proximité des parois, permettant ainsi une analyse critique de différentes hypothèses.

3.2.a. Approches numériques

Quand une vague atteint la paroi perforée, la charge hydrostatique induit un phénomène de jets à travers l'écran. Ainsi, une partie de l'énergie potentielle contenue dans l'ascension de la vague sur la paroi se transforme en énergie cinétique qui se propage dans la chambre du caisson. Le champ de pression de cette même chambre croît par le volume de fluide entrant. Il se produit alors une vidange du caisson avec l'apparition de jets orientés vers la mer lors du retrait de la vague.

En considérant les jets générés par la houle, Jarlan (1965) applique la théorie de la veine contractée puis celle de son expansion dans la chambre. Il lie les pertes de charge notamment à une longueur de jet contracté ℓ et considère que cette longueur est équivalente à l'épaisseur e de la paroi :

$$\frac{\ell}{e} = 1 \quad (1-1)$$

De plus, le calcul de la perte de charge doit être réalisé au moment où la vitesse du jet est maximale, en considérant l'écoulement stationnaire.

Fugazza et Natale (1992) identifient un coefficient de perte de charge à la paroi (α) en utilisant une formule déjà recommandée par Kondo (1979) :

$$\alpha = \left(\frac{1}{\varepsilon C} - 1 \right)^2 \quad (1-2)$$

avec ε la porosité et C le coefficient de contraction du jet.

Les auteurs préconisent une valeur de $C = 0,55$ pour un diamètre de perforation légèrement supérieur à l'épaisseur de la paroi, sinon C vaut $0,6$. Les auteurs font la même hypothèse que Jarlan sur le jet (longueur égale à l'épaisseur) en considérant que sa longueur n'a pas d'influence particulière sur le calcul du coefficient de réflexion.

Meucci (1997) reprend cette théorie pour l'adapter à des structures mono-chambres perforées de fentes horizontales (Bergmann et Oumeraci, 1999). Afin de respecter les valeurs expérimentales, l'auteur indique que les modifications du code numérique conduisent à considérer C variant avec la porosité et compris entre $0,78$ et $1,00$. Par ailleurs, la longueur du jet doit être très supérieure à la valeur admise par Fugazza et Natale, valant parfois plus de 5 fois l'épaisseur de l'écran.

Kriebel (1992) élabore une formulation reprenant le même coefficient de perte de charge (eq. 1-2) et linéarisant les équations de la mécanique des fluides décrivant l'écoulement de la houle à travers une paroi perforée. Toutefois, il ne tient pas compte d'une différence de hauteur de la surface libre de part et d'autre de cet écran dans le cas d'un caisson Jarlan.

Ropert (1999) analyse l'approche de Kriebel et l'adapte fort justement au cas d'un caisson pour un mouvement irrotationnel. Il développe notamment un terme de perte de charge linéarisée par rapport au flux d'énergie dissipée par période. De plus l'auteur définit une longueur additionnelle Δl_0 à la longueur l du jet, elle-même égale à l'épaisseur du mur perforé. Cette longueur additionnelle traduit la propagation des ondes dans la perforation.

Ce terme est négligé par Fugazza et Natale (1992) mais précédemment employé par Richey et Sollitt (1970) pour un écoulement dans une structure poreuse. Quant à lui, Ropert n'impose pas une valeur constante pour Δl_0 mais peut la déterminer en résolvant un système d'équations. Ne possédant pas de mesures expérimentales justifiant l'ordre de grandeur de Δl_0 , l'auteur préfère cependant fixer la valeur de ce terme à zéro.

3.2.b. Approches expérimentales

Deux études expérimentales permettent d'évaluer les vitesses à proximité des parois d'une structure perforée soumise à la houle. Des mesures par Vélocimétrie Doppler à Laser sont présentées par Arsié (1998) pour un écran perforé et par Tabet Aoul (1998) pour un caisson Jarlan.

Dans l'étude sur la dissipation de l'énergie de la houle par une structure poreuse, Arsié analyse le champ des vitesses à l'amont et à l'aval d'un écran vertical constitué de sphères et soumis à une houle régulière.

Les champs de vitesses à l'aval de la structure montrent des jets d'une longueur maximale de un diamètre. Cette observation est confirmée par l'analyse de l'énergie cinétique du champ moyen (au sens temporel), déterminée sur l'axe du jet. Elle devient négligeable au-delà d'une distance d'un diamètre à partir du centre d'une perforation. L'énergie cinétique turbulente (calculée sur les variations instantanées des vitesses) est décroissante jusqu'à une distance de 2 diamètres. Les valeurs d'énergie cinétique, moyenne et turbulente, sont systématiquement plus fortes à l'amont qu'à l'aval, ce que l'auteur interprète comme un effet des pertes de charges. L'onde incidente traversant la paroi poreuse et ne se réfléchissant pas sur une paroi arrière (contrairement à un caisson), ces pertes de charges interviennent essentiellement dans le sens de propagation de la houle.

L'auteur remarque de plus que l'axe du jet est soumis à l'influence des structures tourbillonnaires présentes sur sa périphérie. Les vitesses moyennes des jets sont presque identiques entre les perforations du bas de l'écran et celles proches du niveau moyen. Cette observation avait été mentionnée par Caminade (1992) pour une configuration similaire d'un écran vertical doté de perforations cylindriques (de type Jarlan) et sans paroi arrière.

Tabet Aoul (1998) présente des mesures de vitesses effectuées en houle régulière, dans la chambre de dissipation d'un caisson Jarlan sans berme ni lest. Le bas de la paroi perforée, sur une hauteur de 15 cm, ne porte pas de perforations. La hauteur de houle incidente est faible afin de permettre des mesures proches de la surface libre.

Les champs des vitesses moyennées sur une période montrent une circulation générale du fluide dans le sens orbital de la houle (Figure 1-15). L'auteur indique que cette circulation a une influence importante sur le fonctionnement hydraulique du caisson et entre pour une part non négligeable dans la dissipation de l'énergie totale. Sa quantification précise n'a cependant pas été réalisée. La perte de charge par frottement pour les houles longues est en outre estimée entre 33 et 45% de l'énergie dissipée totale.

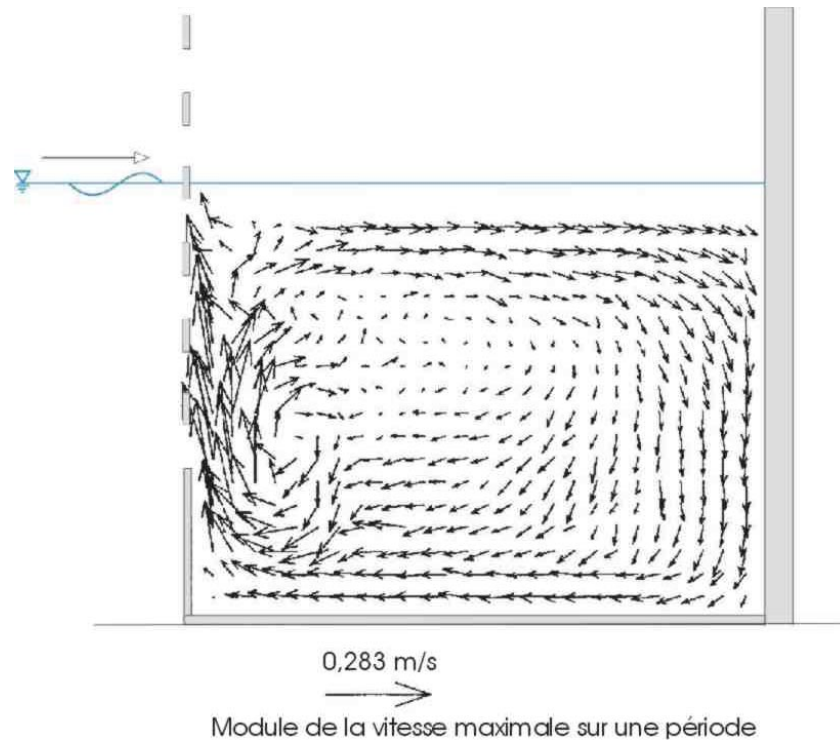


Figure 1-15 : Champ de vitesses dans le caisson pour $T = 1,8$ s (d'après Tabet Aoul, 1998).

3.2.c. Bilan des différentes approches

Au terme des observations précédentes sur la dissipation de l'énergie par un caisson Jarlan, il est possible de mettre en évidence des lacune concernant de nombreux points. On peut citer entre autres :

- la caractérisation physique du jet : par les zones de cisaillement, par les énergies cinétiques moyennes ou turbulentes ?
- l'évaluation de la longueur réelle maximale des jets de part et d'autre de la paroi perforée du caisson ;
- l'évolution temporelle des phénomènes physiques ;
- l'estimation de l'effet de la berme et du lest dans la chambre du caisson sur la circulation du fluide.

De plus, les approches numériques ne tiennent compte ni de l'influence de la surface libre sur les jets au passage de la paroi perforée, ni de l'influence des jets entre eux. Ces simplifications, nécessaires à la résolution d'équations déjà complexes, constituent certainement une lacune notable des modélisations actuelles.

Les différents paramètres géométriques et processus physiques qui concourent aux capacités peu réfléchissantes des caissons Jarlan viennent d'être évoqués. La deuxième étape du dimensionnement est liée aux calculs des forces exercées par la houle sur l'ouvrage pour assurer sa pérennité. Nous rappelons ci-dessous les méthodes mises en œuvre dans le cas d'un caisson vertical, à parement plein ou à paroi perforée.

4. LES SOLLICITATIONS EXERCEES PAR LA HOULE SUR UN CAISSON VERTICAL

Au fil du temps, le brise-lames devra subir de fortes houles, c'est-à-dire des sollicitations de fortes intensités, sans risquer des dommages irréparables. L'ouvrage doit donc être dimensionné pour résister aux forces générées par la houle, en fonction de paramètres géométriques et hydrauliques. Les sollicitations qu'exerce la houle sur un caisson peuvent être classées en trois catégories :

- l'ascension et le retrait des vagues sur les parois verticales ;
- les pressions exercées sur les parois verticales, produisant des forces horizontales ;
- les pressions exercées sous la semelle du caisson, associées à des forces verticales.

Ces sollicitations sont traduites par le concepteur en terme de charges sur la structure, afin de déterminer la stabilité et la résistance structurelle du futur ouvrage. Seules les valeurs maximales de ces sollicitations sont alors prises en compte (du moins dans les méthodes non-probabilistes exposées dans ce chapitre).

Après une description succincte des conséquences d'un dimensionnement inadapté, nous présentons plusieurs formulations tendant à déterminer les charges sur un caisson à parement plein (cas le plus répandu), puis sur un caisson perforé.

4.1 Conséquence d'un mauvais dimensionnement

En présence d'un sous-dimensionnement, Oumeraci (1994) identifie quatre types principaux de ruine d'une digue verticale (Figure 1-16).

D'une part, les charges horizontales sur le caisson peuvent conduire au glissement de la structure (a), du simple déplacement jusqu'à sa chute possible du soubassement.

D'autre part, les diverses sollicitations exercées sur le caisson peuvent engendrer son basculement, associé ou non à la rupture de son assise (b, c et d).

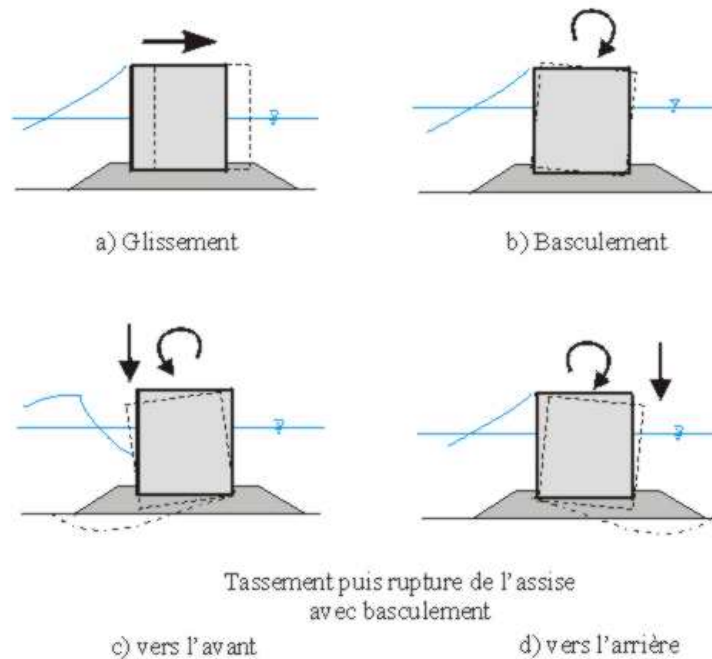


Figure 1-16 : Exemples de ruines d'ouvrages verticaux (d'après Oumeraci, 1994).

Ces processus peuvent se rencontrer également avec un caisson à paroi perforée, même si ce type d'ouvrage est réputé moins sensible au basculement. Des essais en canal à houle (LCHF, 1971) montrent d'ailleurs qu'un caisson Jarlan tend à glisser sur son soubassement et non pas à se renverser. L'endommagement ou la destruction de l'écran perforé peut tout de fois constituer un risque supplémentaire .

Nous citerons enfin deux phénomènes complémentaires pouvant contribuer à la ruine d'une digue verticale. Le premier est le franchissement de la structure par les fortes lames. L'impact de ce volume de fluide sur les superstructures provoque en effet un moment additionnel et déstabilisant (Franco et Franco, 1999). Le basculement du caisson est alors favorisé.

Le second phénomène est lié au déferlement qui peut se produire soit juste avant l'ouvrage, soit directement sur lui. La dislocation de la digue verticale de Sakata (Japon) durant l'hiver 1973-74 semble être un cas exemplaire. Trente-cinq des trente-neuf caissons ont en effet glissé sur leur assise, dont un sur près de 3,8 m de distance, à cause de vagues déferlantes lors des différentes tempêtes (Tanimoto et Takahashi, 1994).

L'étude des impacts des houles déferlantes constitue par ailleurs un champ de recherches récent mais presque exclusivement basé sur des structures à parement plein. A l'heure actuelle, comme nous le montrons dans la partie 4.3, les formulations définies pour les caissons perforés ne prennent pas, ou peu, en compte le déferlement.

4.2 Formulation pour un caisson vertical à parement plein

Depuis le début du siècle, plusieurs auteurs (Sainflou, 1928, Minikin, 1950) développèrent des méthodes de détermination des sollicitations de la houle sur un mur vertical. Nous ne donnons ici que la formulation proposée par Goda (1985) qui est à l'heure actuelle la méthode la plus fiable pour des houles non-déferlantes (Allsop et al., 1999).

Goda donne des relations semi-empiriques (théorie non-linéaire calibrée par des expérimentations) pour déterminer l'ascension de l'eau sur la paroi et les pressions exercées sur l'ouvrage (Figure 1-17).

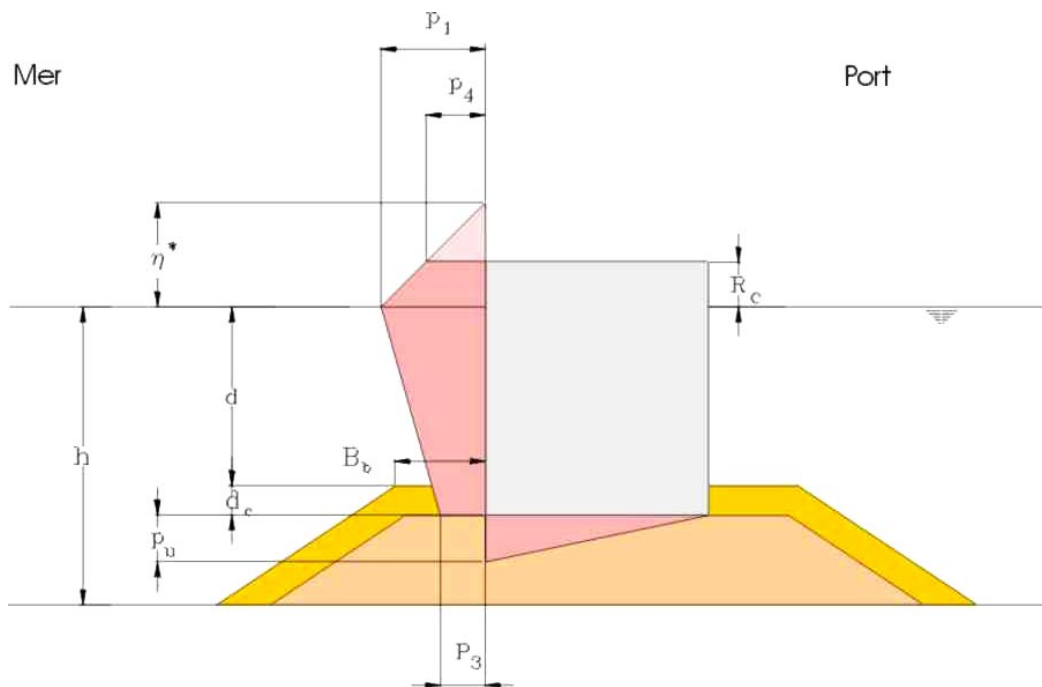


Figure 1-17 : Paramètres de la formulation de Goda.

Les formules de Goda sont les relations suivantes :

$$\begin{aligned}
 \eta^* &= 0,75 (1 + \cos \beta) H_D \\
 p_1 &= 0,5 (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \rho g H_D \\
 p_3 &= \alpha_3 p_1 \\
 p_4 &= \alpha_4 p_1 \\
 p_u &= 0,5 (1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \rho g H_D
 \end{aligned}
 \tag{1-3}$$

avec :

- H_D la hauteur de la houle incidente [m] ;
- β l'obliquité de la houle (angle compté à partir de la normale à la paroi) [°] ;
- ρ la masse volumique de l'eau [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$] ;
- g la gravité [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$].

La hauteur de houle incidente est une hauteur dimensionnante correspondant à la hauteur maximale existante au cours d'une tempête. Pour des houles aléatoires, Goda (1985) préconise de prendre $H_D = H_{\max} = 1,8.H_s$.

Les paramètres calculés sont :

- p_1 la pression maximale exercée au niveau moyen de l'eau [Pa] ;
- p_3 la pression maximale exercée au pied de l'ouvrage [Pa] ;
- p_4 la pression maximale exercée en tête de l'ouvrage [Pa] ;
- η^* l'élongation maximale de la vague sur la paroi ("run-up") [m] ;
- p_u la sous-pression maximale au droit de l'ouvrage [Pa].

Selon cette formulation, les pressions exercées sur le mur vertical sont linéairement croissantes du bas du caisson vers le niveau moyen de la surface libre où la valeur maximale est atteinte. Les pressions au-dessus de ce niveau moyen sont décroissantes et ne s'annulent pas en tête du caisson si un franchissement de la vague existe.

Les sous-pressions ont une distribution triangulaire sous la semelle. La valeur maximale est atteinte au droit de l'ouvrage côté mer et la sous-pression s'annule côté port, quelle que soient la largeur du caisson ou la nature de son assise.

Les facteurs multiplicatifs $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ des relations 1-3 varient avec les conditions hydrauliques et la géométrie de la structure. Ils sont déterminés par les relations suivantes :

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0.6 + 0.5 \left(\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right)^2 \\ \alpha_2 &= \min \left(\frac{\left(1 - \frac{d}{h}\right) \left(H_D/d\right)^2}{3}, \frac{2d}{H_D} \right) \\ \alpha_3 &= 1 - \left(\frac{d + d_c}{h} \right) \left(1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right) \\ \alpha_4 &= 1 - \frac{R_c^*}{\eta^*} \end{aligned} \quad (1-4)$$

avec :

- h la profondeur totale devant l'ouvrage [m] ;
- L la longueur d'onde de la houle [m] ;
- d la hauteur d'eau au dessus de la berme [m] ;
- d_c l'enfoncement du caisson dans son soubassement [m] ;
- $R_c^* = \min(R_c, \eta^*)$ [m] correspondant à la possibilité de franchissement du caisson .

L'intégration des pressions donne les forces horizontale (F_h) et verticale (F_u), en Newton par mètre de longueur de caisson :

$$F_{h,Goda} = \frac{1}{2} (p_1 + p_4) R_c^* + \frac{1}{2} (p_1 + p_3) (d + d_c) \quad (1-5)$$

$$F_{u,Goda} = \frac{1}{2} p_u B_c$$

avec B_c la largeur du caisson (en m).

4.3 Formulations pour un caisson vertical à paroi perforée

La variété des caissons perforés, entrevue dans la partie 1.2.b, suggère qu'il est difficile de déterminer une formulation globale applicable à toutes les structures. Une approche courante vise à modifier la formulation de Goda en fonction des dimensions de l'ouvrage perforé.

Nous présentons d'abord la formulation proposée par Takahashi et Shimosako (1994) puis celle de Canel (1995). Enfin nous décrivons les travaux plus récents, issus des études du programme PROVERBS sur les caissons perforés, en présentant une synthèse de ces méthodes pour plusieurs structures à paroi perforée.

4.3.a. Méthode de Takahashi et Shimosako

Takahashi et Shimosako (1994) utilisent la formulation de Goda pour déterminer les pressions exercées par la houle sur les différentes parois d'un ouvrage à fentes verticales. Ils définissent notamment trois instants particuliers pour lesquels les calculs doivent être effectués (Figure 1-18) :

- la crête I où la charge est maximale sur la paroi perforée, nulle sur la paroi arrière ;
- la crête IIa où un impact de la houle existe sur la paroi arrière ;
- la crête IIb où la charge est maximale sur la paroi arrière.

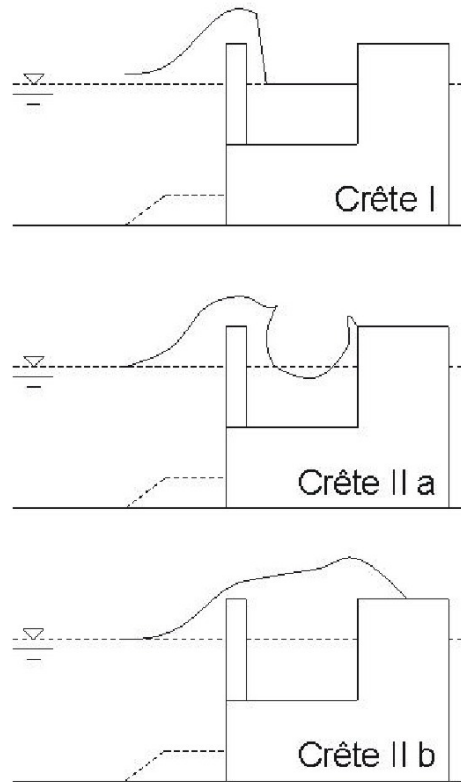


Figure 1-18 : Définition des cas de charges selon Takahashi et Shimosako (1994).

Des modifications à la formulation de Goda sont apportées pour tenir compte des géométries particulières du caisson perforé. Les coefficients λ_1 , λ_2 , λ_3 sont donc introduits dans les relations 1-3 :

$$\begin{aligned}
 \eta^* &= 0,75 (1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D \\
 p_1 &= 0,5 (1 + \cos \beta) (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha^* \cos^2 \beta) \rho g H_D \\
 p_3 &= \alpha_3 p_1 \\
 p_4 &= \alpha_4 p_1 \\
 p_u &= 0,5 (1 + \cos \beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho g H_D
 \end{aligned} \tag{1-6}$$

Le coefficient α^* est un coefficient lié à l'impact des vagues, dont la détermination est critiquable et complexe. Il est égal à zéro pour des conditions de houle non-déferlante.

L'annexe A (p. 191) contient les différentes valeurs des coefficients modificatifs λ_1 , λ_2 , λ_3 , proposées pour les parois perforées et pleines d'une même structure. Pour une géométrie donnée, les coefficients sont constants et produisent une répartition des pressions illustrée par la Figure 1-19.

L'aspect temporel de l'évolution des sollicitations sur le caisson n'apparaît que par le découpage en trois phases représentant les cas de charges défavorables.

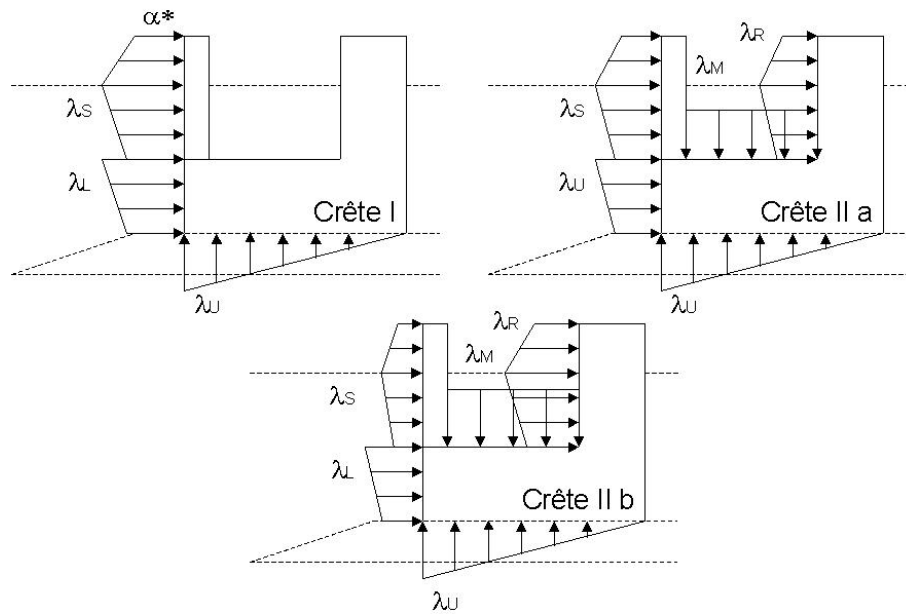


Figure 1-19 : Répartitions des pressions selon Takahashi et Shimosako (1994).

4.3.b. Méthode de Canel

Canel (1995) propose une adaptation plus directe de la formulation de Goda, à partir de mesures, en bassin à houle, sur des modèles de caisson Jarlan. Il considère les relations initiales pour une caisson vertical mais module la hauteur de houle avec le coefficient de réflexion en prenant :

$$H = (1 + Cr) \cdot \frac{H_D}{2} \quad (1-7)$$

où H_D est la hauteur de houle dimensionnante de Goda (H_{\max}).

La poussée horizontale totale sur le caisson perforé (sur les deux parois d'un caisson Jarlan) est donc assimilée à une poussée horizontale totale sur un caisson à parement plein. Cette relation est simple mais limitée dans ses applications car elle tend en fait à surestimer les pressions. Son emploi demande de plus la détermination du coefficient de réflexion de la structure qui varie lui-même avec de nombreux paramètres (section 3.1).

Dernière critique et certainement la plus importante, une telle formulation néglige totalement les processus physiques liés à l'écoulement de la houle dans une structure perforée. Un même coefficient de réflexion peut être en effet obtenu pour des ouvrages de dimensions différentes,

les sollicitations n'étant pas analogues, contrairement à ce que prédirait la formulation de Canel.

4.3.c. Propositions du programme PROVERBS

Le programme européen PROVERBS sur les digues verticales a donné l'opportunité de confronter les travaux de trois instituts de recherche sur des structures à paroi perforée (de Gerloni et al., 1999, Bélorgey et al., 1999).

Nous présentons dans cette partie une synthèse des propositions de formulations provenant de chacun des partenaires : ENEL (Italie), l'Université de Caen et LWI (Allemagne).

- *Formulation de ENEL*

La structure étudiée est un caisson multi-chambres, avec des perforations rectangulaires soumis à des houles régulières et aléatoires. Les mesures proviennent d'essais en canal à houle et d'un ouvrage prototype instrumenté, situé à Porto Torres en Sardaigne (Franco et al., 1998).

La formulation proposée est une modification de la méthode de Canel (1995) avec la définition d'un coefficient de réduction de la hauteur incidente, non pas en fonction du coefficient de réflexion, mais en fonction de la largeur relative :

$$K_r = 1 - 1,43 \cdot \left(\frac{B}{L} \right) \quad (1-8)$$

Une relation linéaire est alors proposée afin de déterminer la hauteur réduite de houle incidente nécessaire à la formule de Goda :

$$\text{et } H = K_r \cdot \frac{H_D}{2} \quad (1-9)$$

Concernant cette formulation, la critique mentionnée précédemment reste valable. Le calcul se résume à la détermination d'une charge horizontale équivalente, sans tenir compte de l'hydrodynamique spécifique du caisson perforé.

- *Formulation de l'Université de Caen*

La structure étudiée est un caisson Jarlan, sans berme, ni lest dans la chambre. Les mesures sont réalisées en canal et en houle régulière (Tabet Aoul, 1998).

La formulation proposée apporte des modifications à celle de Takahashi et Shimosako (1994) avec l'introduction de nouveaux coefficients λ_1 et l'abandon des trois phases de crête distinctes (Tabet Aoul et al., 1999).

Le calcul des pressions maximales, sur les parois perforée et arrière, est conduit pour une largeur relative B/L et des paramètres de houle incidente donnés :

pour la paroi perforée,

$$\lambda_{1p} = 0,42 \quad (1-10)$$

pour la paroi arrière,

$$\lambda_{1r} = (0,7 - B/L)^2 \quad (1-11)$$

les autres relations restant par ailleurs identiques (eq. 1-6).

Un coefficient χ est introduit, prenant en compte le déphasage entre la poussée sur le mur perforé et la paroi arrière (de Gerloni et al., 1999, Bélorgey et al., 1999). La force horizontale totale exercée sur le caisson est alors (avec $B/L < 0,35$) :

$$F_{tot} = \chi (F_p + F_r) \quad (1-12)$$

$$\chi = 1 - 0,36 \left(\frac{B}{L} \right) + 7,4 \left(\frac{B}{L} \right)^2 - 62,1 \left(\frac{B}{L} \right)^3 + 116,3 \left(\frac{B}{L} \right)^4 \quad (1-13)$$

où F_p est la force maximale sur la paroi perforée,

F_r est la force maximale sur la paroi arrière.

Cette méthode n'est cependant pas validée en houle aléatoire. Nous discuterons cette formulation au chapitre 5.

- *Formulation de LWI*

La structure étudiée est un caisson constitué d'une ou plusieurs parois perforées de fentes horizontales et d'un mur arrière. Les essais sont effectués dans un canal à houle de grandes dimensions (Grosse Wellen Kanal de Hanovre), avec des houles régulières et aléatoires (Bergmann et Oumeraci, 1999).

La méthode est basée sur la détermination directe de la poussée horizontale totale sur une paroi perforée $F_{F_{tot}}$ puis sur la structure entière F_{tot} . Dans cette formulation ne sont pris en compte que des paramètres de la structure et de la houle incidente (cas du monochambre) :

$$FF_{\text{tot}} = \frac{(d/B)^{2/3}}{H/L} \quad (1-14)$$

$$F_{\text{tot}} = 12 \cdot \tanh^{1,1}(0,009 \cdot FF_{\text{tot}}) \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 \quad (1-15)$$

Bien qu'elle soit physiquement plus acceptable que celle de Canel, cette formulation ne permet de calculer qu'une charge globale sur un élément du caisson ou sur la structure entière, sans tenir compte des caractéristiques de la paroi perforée.

- *Validité des formulations*

La validité de chaque formulation est éprouvée en confrontant les résultats aux mesures expérimentales effectuées sur toutes les structures. A l'issue de cette comparaison, les conclusions développées par les participants à ces travaux restent prudentes.

Si ces trois démarches permettent en effet d'évaluer les forces horizontales sur une digue à paroi(s) perforée(s), il apparaît cependant que :

- une méthode développée pour une structure s'adapte plus ou moins bien à la prédiction des forces sur un ouvrage de géométrie différente ;
- ces méthodes sont en fait complémentaires et ne suffisent pas par elles-mêmes à contribuer à la conception d'un ouvrage ;
- une houle aléatoire est associée à un fonctionnement hydraulique du caisson différent de celui observé avec une houle régulière.

Avant de pouvoir sélectionner l'une ou l'autre des approches, des études complémentaires sont donc nécessaires.

5. CONCLUSIONS

Un ouvrage à paroi(s) perforée(s) constitue une alternative efficace à une structure à parement plein, malgré un coût financier légèrement supérieur. Un tel brise-lames apporte notamment des avantages :

- faible réflexion de la houle donc amélioration des conditions de navigabilité et réduction de l'érosion devant l'ouvrage ;
- réduction des forces horizontales contribuant à des risques moindres de glissement ou de basculement du caisson ;
- réduction des risques de franchissement par les plus fortes lames.

Cependant le comportement des digues à paroi(s) perforée(s) reste mal déterminé car les phénomènes physiques qui lui sont associés sont complexes et difficilement quantifiables.

Par ailleurs, en accord avec la remarque préliminaire de la partie 3 de ce chapitre, il semble judicieux de distinguer les ouvrages avec une paroi perforée unique (comme le caisson Jarlan) de ceux en possédant plusieurs. Seule une approche fine de chaque type de structure peut laisser envisager une détermination suffisante des paramètres contrôlant son comportement.

En se limitant à l'analyse du caisson Jarlan, deux points essentiels apparaissent.

Les études expérimentales portant sur ces ouvrages ne sont pas nombreuses, en particulier celles utilisant des houles spectrales. Par conséquent, de nombreuses incertitudes demeurent quant aux valeurs des sollicitations exercées par ce type de houle sur un caisson Jarlan.

Globalement, les écoulements générés par la houle, lors de son passage à travers la paroi perforée puis dans la chambre de dissipation, sont mal caractérisés alors qu'ils contrôlent la majeure partie de la dissipation de l'énergie incidente. Les modélisations numériques sont d'ailleurs confrontées à un manque d'observations physiques permettant de valider les hypothèses retenues sur la notion de perte de charge.

CHAPITRE 2 -

LA DIGUE A PAROI PERFOREE DE DIEPPE

Les concepteurs d'ouvrages maritimes ont rarement accès à des mesures expérimentales sur des structures existantes. L'édification d'une digue à paroi perforée nécessaire à l'avant-port de Dieppe (Seine Maritime) représente l'opportunité d'approfondir la compréhension du fonctionnement de ce type d'ouvrage.

L'objectif de l'étude est de recueillir des mesures de pressions exercées par la houle sur les différentes parois verticales et sous la semelle d'un caisson Jarlan. Un des éléments de la digue est donc instrumenté et un houlographe est implanté à proximité de la jetée.

Nous présentons dans un premier temps le port extérieur de Dieppe et sa nouvelle digue Ouest. Nous détaillons ensuite les caissons courants. Le dispositif de mesure des pressions, ainsi que le houlographe, sont également décrits. Enfin nous donnons les principales caractéristiques des mesures qui sont analysées dans les chapitres suivants du mémoire.

1. LE PORT EXTERIEUR DE DIEPPE

L'édification d'une nouvelle digue est un événement important dans l'évolution d'un port et par conséquent dans celle d'une ville. C'est pourquoi dans les paragraphes qui suivent nous resituons la création du port extérieur de Dieppe dans son contexte économique avant de mettre en évidence les contraintes techniques auxquelles doit se plier ce projet d'extension.

1.1 L'activité portuaire de Dieppe

La ville de Dieppe se trouve sur l'axe Paris - Londres, c'est-à-dire sur un axe politique et économique important. Depuis très longtemps, un trafic maritime transmanche est donc établi entre le port de Dieppe et la Grande Bretagne. Dès le 18^{ème} siècle, un service régulier de fret et de passagers relie les deux côtés de la Manche. Il faut alors compter près de seize heures de navigation à la voile pour la traversée Dieppe - Brighton (actuellement la traversée ne dure que deux heures par Navire à Grande Vitesse). A partir de 1844, la liaison est assurée par des

navires à vapeur et les échanges transmanche continuent ainsi de croître régulièrement, jusqu'au milieu du 20^{ème} siècle.

Le port se trouve à l'intérieur même de la ville. Il communique avec la mer par un étroit chenal de navigation long de quelques centaines de mètres, tracé entre la plage de galets et les falaises. Le plan actuel de la ville sur la Figure 2-1 donne une vue de l'emplacement des bassins portuaires historiques aujourd'hui devenus ports de plaisance, de pêche et de commerce.

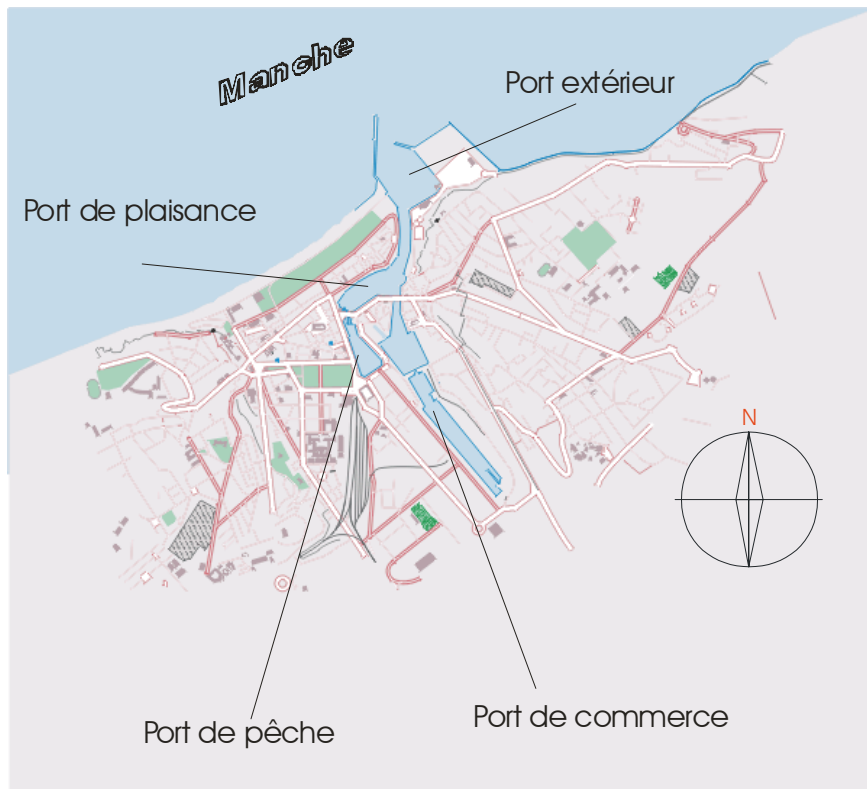


Figure 2-1 : Plan de la ville de Dieppe.

La Seconde Guerre Mondiale entraîne des dommages très importants à la ville de Dieppe et bien entendu à ses infrastructures portuaires. Les réparations demandent de nombreuses années de travaux mais permettent une première réorganisation du port. En 1953, la jetée Ouest, initialement constituée d'un unique wharf en bois, visible sur la Figure 2-2, est prolongée par une digue verticale en maçonnerie, orientée du Sud vers le Nord.

Jusque dans les années soixante, les passagers voyagent à bord de paquebots, progressivement remplacés par les car-ferries, plus rentables et favorisant les échanges routiers. Deux passerelles de transbordement sont alors utilisées par les lignes transmanche de "Roll On –

Roll Off". La première passerelle est dédiée au trafic passager et se trouve Quai Henri IV, à l'emplacement de l'actuel bassin de plaisance. La seconde, la passerelle Guynemer située dans le port de commerce, est consacrée au fret.

L'augmentation constante des différents échanges, près d'un million de passagers et plus de cent soixante dix mille véhicules en 1986, entraîne à la fois la saturation des accès routiers au centre-ville et des capacités portuaires. Une réorganisation importante des activités maritimes conduit à transférer la majeure partie de celles-ci à l'extérieur de la ville, en créant un avant-port à l'entrée du chenal.



Figure 2-2 Vue de la digue Ouest au début du siècle (d'après une carte postale).

1.2 L'aménagement du port extérieur

Afin de répondre à ces aspirations économiques, le futur port extérieur doit satisfaire à plusieurs contraintes techniques. Il doit en particulier être protégé des houles dominantes de Nord-Ouest mais doit aussi éviter la propagation éventuelle des houles de Nord-Est dans le chenal d'accès aux bassins intérieurs. L'avant-port accueillera des ferries de forte capacité (dits de deuxième et troisième générations) avec des fréquences de rotations élevées : le bassin se doit d'être suffisamment vaste, profond et peu agité.

La réalisation du port extérieur se déroule en deux phases successives dont la première étape correspond à l'aménagement d'une plate-forme de onze hectares, complétant la jetée Est. Ce site, opérationnel à partir de 1981, est consacré à l'exploitation, au traitement et au stockage des graves de mer.

La deuxième phase du projet représente la constitution proprement dite du port extérieur. Les travaux se déroulent en trois tranches et s'achèvent en 1994. Ils portent sur :

- le dragage d'un chenal extérieur et des zones d'accès, avec une mise à la cote -6,00 m ;
- le prolongement sur 225 mètres de l'ancienne jetée Ouest ;
- la mise en place d'une gare maritime et l'adaptation des terminaux "Roll On – Roll Off" et des graves de mer sur la plate-forme Est.

Une vue d'ensemble et schématique de l'avant-port actuel est donnée sur la Figure 2-3.

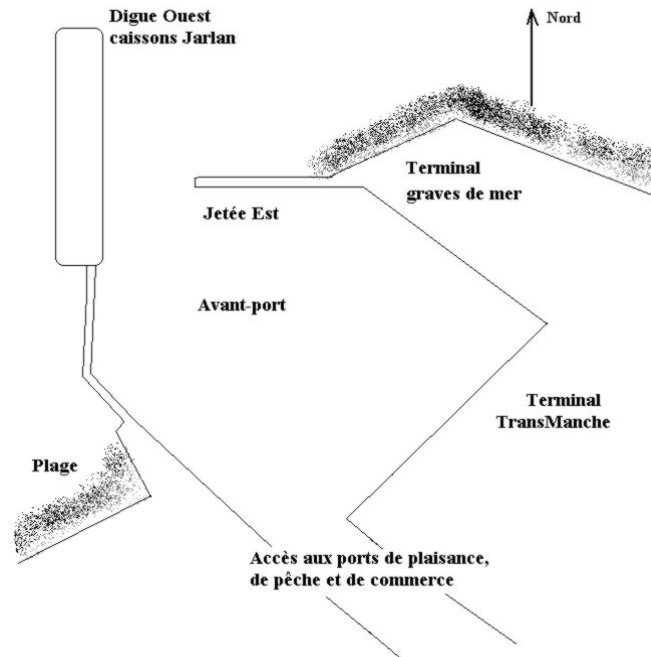


Figure 2-3 Schéma de situation de l'avant-port.

2. LA NOUVELLE DIGUE OUEST

Le prolongement de la digue Ouest a pour but principal de protéger le bassin de l'avant-port des houles d'Ouest. Cependant cet ouvrage ne doit pas pour autant contribuer à une forte agitation de ce même bassin, en déviant les houles de Nord-Est vers les terminaux commerciaux ou vers le chenal d'accès au port intérieur. Autrement dit, la façade Est de cette nouvelle jetée doit être peu réfléchissante, comme peut l'être un ouvrage à paroi perforée.

2.1 Description du brise-lames

Des études, sur modèles réduits, des conditions de navigabilité et d'agitation conduisent à privilégier une digue à paroi perforée plutôt qu'une digue à talus (D.D.E. Seine Maritime, 1987a).

Une telle digue occuperait une surface projetée très importante au détriment du bassin de l'avant-port et constituerait un volume considérable d'enrochements préjudiciable à l'attrait touristique de la côte.

Une jetée à paroi verticale perforée de type Jarlan (1963) possède au contraire une faible capacité de réflexion de la houle pour des dimensions raisonnables. Une façade perforée orientée vers le bassin de l'avant-port absorbe ainsi les houles d'Est. Une façade perforée orientée vers l'Ouest permet d'améliorer les conditions de navigation aux abords du brise-lames. La solution réside donc en un ouvrage possédant deux chambres de dissipation séparées par un mur central mitoyen.

Le chantier de cette extension de la jetée est sous la maîtrise d'œuvre de la Chambre de Commerce et d'Industrie de Dieppe. Sa réalisation est confiée à l'entreprise Spie-Citra. Afin de faciliter la mise en place de cette digue, une solution modulaire en caissons préfabriqués est retenue. Ces caissons en béton armé sont édifiés dans une forme de radoub du port du Havre, au cours des années 1990-91. Les éléments, mis en flottaison, sont ensuite remorqués jusqu'à Dieppe en Septembre 1991, puis placés sur le soubassement préalablement achevé.

La digue ainsi conçue est constituée de huit caissons parallélépipédiques identiques (dénommés "caissons courants") et d'un musoir dont la majeure partie de la paroi extérieure arrondie est également perforée. Ce dernier caisson supporte de plus le bâtiment abritant la balise d'entrée de port. Le chantier se termine dans le courant d l'année 1992, année de l'inauguration officielle de cette nouvelle digue Ouest. La Figure 2-4 illustre la vue de cet ouvrage lors d'une approche par bateau, une vue schématique en plan étant donnée par la Figure 2-5.



Figure 2-4 : Vue de la digue Ouest.

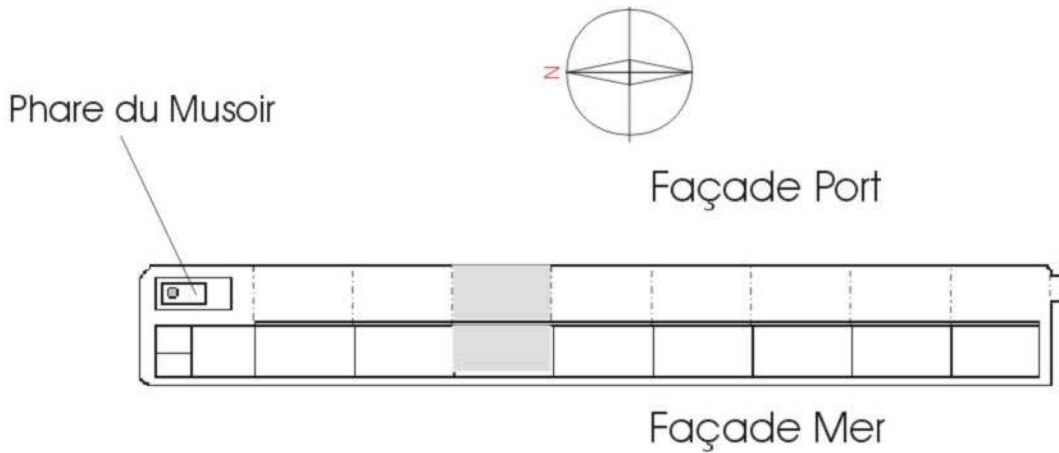


Figure 2-5 : Vue en plan de la digue Ouest (en grisé : le caisson instrumenté).

2.2 Description d'un caisson courant

Un caisson courant est constitué de béton armé, pour une hauteur totale de 17,57 m comptée à partir de la semelle. Il présente à la houle une longueur de 25 mètres et sa largeur B_c (dimension dans l'axe Est - Ouest) est de 25,47 mètres. Le mur central épais de 0,62 m délimite deux chambres de dissipation, larges de 13,50 m à l'Ouest et de 9 m à l'Est. On peut ainsi considérer le caisson courant comme deux caissons Jarlan plus petits, indépendants l'un de l'autre dans leur fonctionnement hydraulique (Figure 2-6).

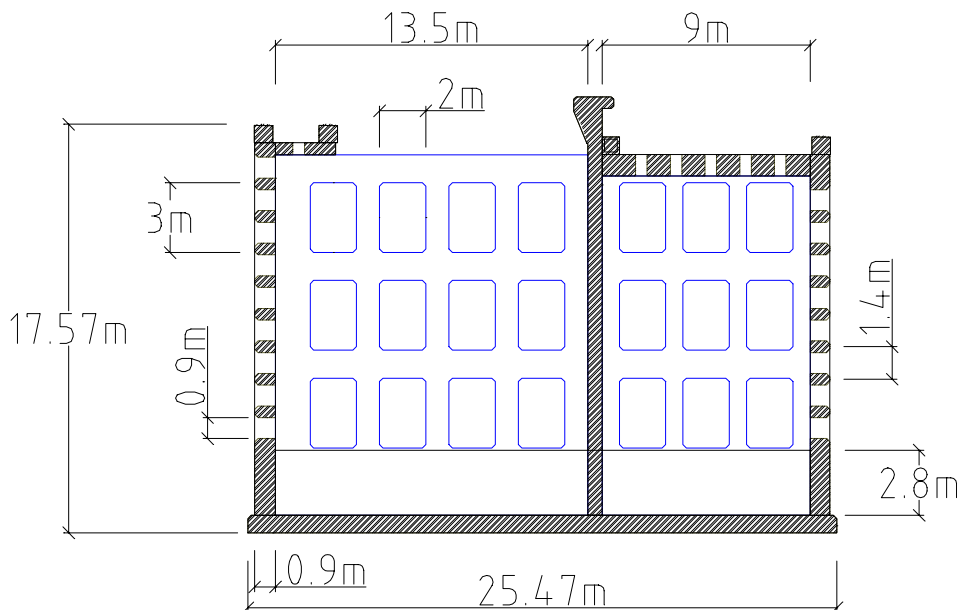


Figure 2-6 : Coupe verticale d'un caisson courant (d'après documents du STCPMVN).

La rigidité de chaque paroi perforée est renforcée par trois voiles transversaux en béton, munis de fenêtres de 3 m sur 2 m, et s'appuyant sur la paroi verticale centrale (Figure 2-7).



Figure 2-7 : Détail des voiles transversaux d'un caisson courant.

Les deux parois perforées sont épaisses de 0,90 m et sont munies d'ouvertures cylindriques d'axe horizontal. De diamètre de 0,90 m, ces perforations sont disposées en 16 colonnes, réparties en quatre groupes de 4 pour chaque paroi.

La façade principale (Ouest) possède 9 rangées horizontales. La façade Est, moins haute, n'en possède que 8. La porosité des deux murs est identique et est égale à 28 %.

Il est à noter que pour cette digue, contrairement aux jetées de Granville et de Roscoff-Bloscon, les bords extérieurs des ouvertures sont chanfreinés à 45°. Les bords intérieurs ne sont pas biseautés. La Figure 2-8 donne une vue d'ensemble d'un caisson courant, tel qu'il se présenterait sans la berme.

Le caisson secondaire, dont la façade borde le bassin de l'avant-port, est coiffé d'une dalle percée d'évents de 0,50 m de diamètre. Elle constitue ainsi un chemin de promenade pour les piétons mais permet aussi le passage de véhicules de maintenance.

Le caisson principal est lui totalement ouvert. Seule sa paroi perforée supporte une passerelle de 2 m de large, ceinturant entièrement la jetée, comme on le voit sur la Figure 2-9. De plus afin d'empêcher le franchissement du mur central par les fortes houles, un parapet incurvé surplombe la chambre de dissipation principale.

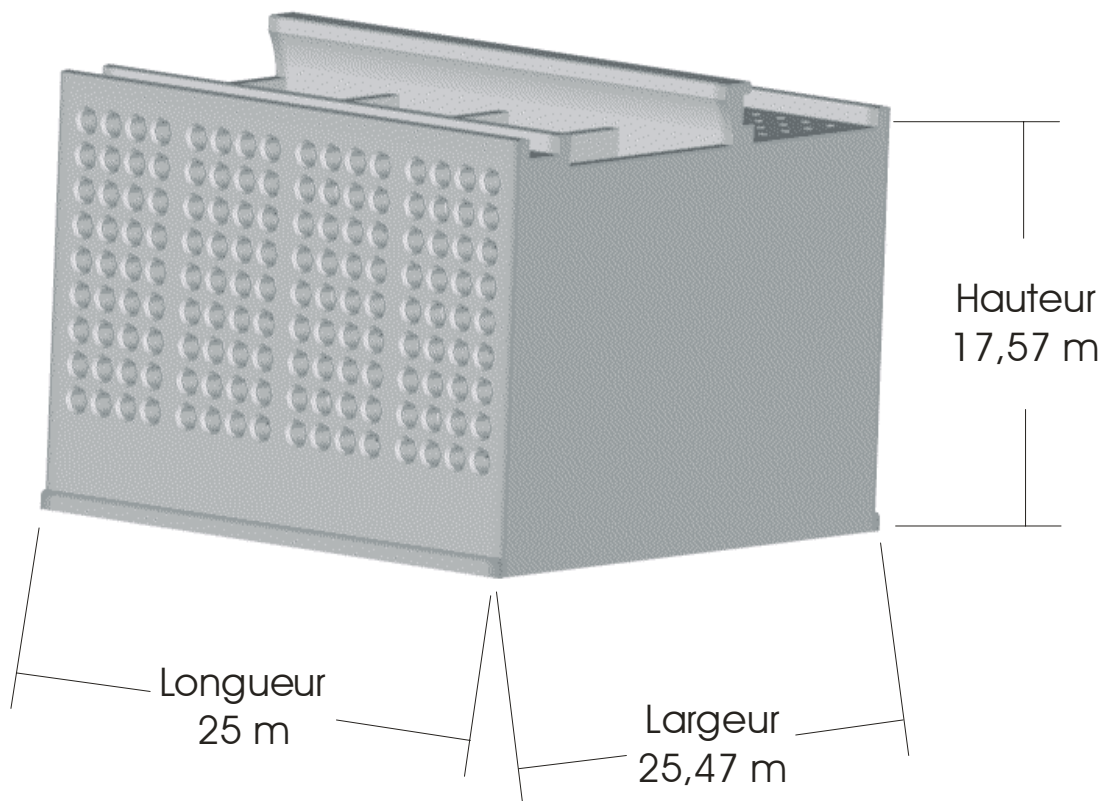


Figure 2-8 : Vue d'un caisson courant (vue isométrique).

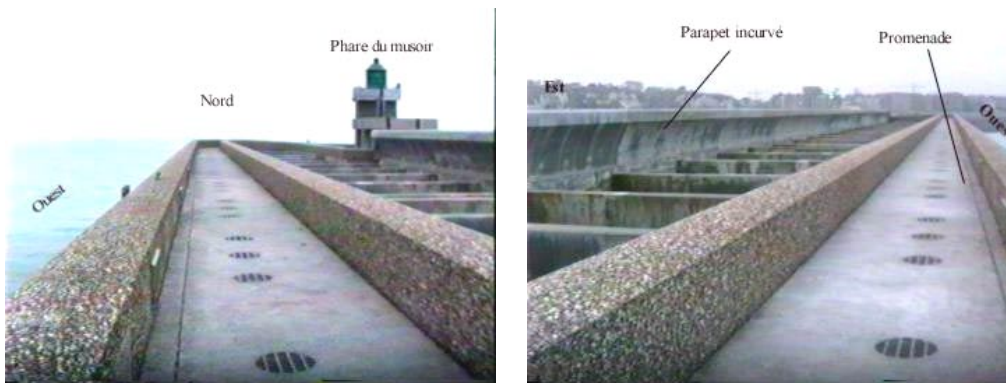


Figure 2-9 : Vues de la passerelle Ouest.

Une fois mis en position sur son soubassement, chaque caisson est lesté d'un volume de béton sur la surface du fond des deux chambres de dissipation et sur une hauteur de 2,80 m. Ainsi ballasté, un caisson courant a une masse d'une part, de 5 700 tonnes de béton armé structural, d'autre part, de 3 250 tonnes de béton lest, soit une masse totale de près de 9 000 tonnes. Le caisson musoir est lui un peu plus lourd, avec plus de 10 000 tonnes.

La limite supérieure du lest affleure la cote zéro des Cartes Marines (notées CM par la suite) correspondant au niveau des plus basses mers. L'axe de la rangée des perforations la plus basse se trouve à la cote +0,65 m CM alors que le point le plus élevé d'un caisson courant atteint lui la cote +15 m CM.

2.3 Description du soubassement

Le sol naturel sablo-vaseux, rencontré à la cote -6 m CM, est recouvert d'un lit de géotextile puis d'un noyau de tout-venant ($d_{50} = 80$ mm). Une couche de galets (20 - 63 mm), déposée sur un lit de fascines, constitue une surface de frottement entre le noyau et la semelle du caisson. Ainsi construit, le soubassement de la digue a une épaisseur d'environ 2,20 m. Une couche intermédiaire de blocs naturels de 100 à 300 kg se trouve à l'interface noyau – carapace, cette dernière étant composée de blocs de 1 à 3 tonnes (Figure 2-10).

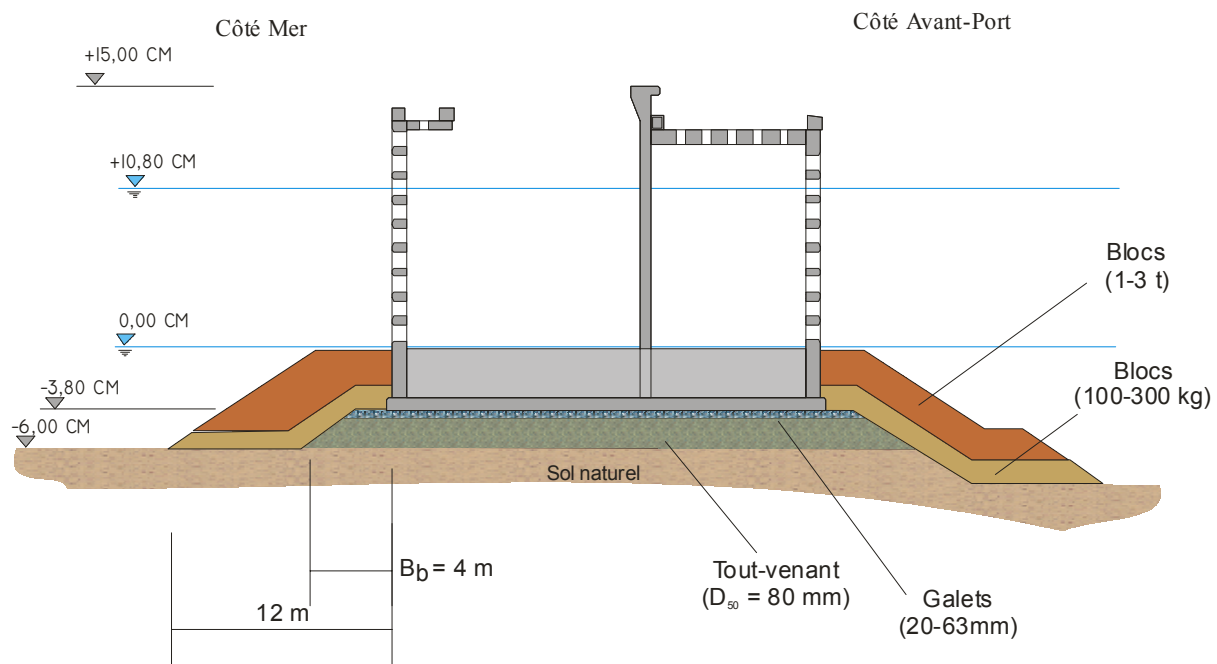


Figure 2-10 : Coupe du caisson lesté sur sa berme.

La berme Ouest, comprise entre le caisson et le pied du talus, est large d'une douzaine de mètres. La partie horizontale de sa carapace a une largeur, notée B_b , d'environ 4 m. Cette partie affleure à la cote zéro CM, soit 0,20 m sous le bord inférieur des premières perforations du caisson.

Comme nous avons pu le constater au cours d'une inspection sous-marine, la forme du talus diffère de celle souhaitée à la conception. Le talus a une pente constante d'environ 2/3 reliant le pied à la partie horizontale de la berme (Figure 2-11 B). L'agencement lors de la construction devait réaliser un talus en deux parties entrecoupées d'un plateau horizontal large de 2 m (Figure 2-11 A) mais ce palier n'est en réalité pas visible dans la pente.

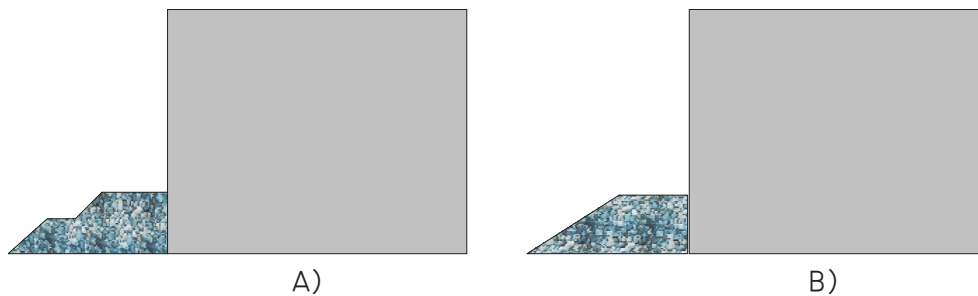


Figure 2-11 : Schémas de la carapace théorique (A) et observée (B).

3. L'INSTRUMENTATION DE LA DIGUE OUEST

Le programme d'étude des digues Jarlan, dont les différents aspects ont été présentés au premier chapitre, prévoit en particulier des mesures de pression sur la digue Ouest de Dieppe, réalisées sur un caisson instrumenté par des capteurs reliés à un dispositif d'enregistrement.

Afin qu'il ne subisse ni les effets du musoir sur la houle (réflexion, diffraction), ni les perturbations éventuelles de la plage (déferlement, réflexion, etc), le choix du caisson à équiper s'est porté sur le n°6, c'est-à-dire le sixième en partant de la plage vers le large (voir la Figure 2-5, p. 41).

Dans les parties qui suivent, nous décrivons, dans un premier temps, les positions des capteurs de pression sur le caisson, puis nous précisons la technique de pose employée pour les parois verticales. Les différents capteurs mis en œuvre au cours des deux campagnes de mesures (1997-98 et 1999) sont présentés en détail.

Nous présentons également le système d'acquisition des mesures de pression et le pré-traitement des données, nécessaire avant l'exploitation des résultats.

3.1 Les capteurs de pressions

Le caisson est instrumenté par 15 capteurs de pression répartis entre le radier et les parois verticales. La mise en place de cette instrumentation s'est déroulée en trois phases

successives. Les capteurs du radier sont positionnés en 1991 alors que les capteurs des parois verticales sont installés au cours de deux missions, en 1996 et 1999.

3.1.a. Position des capteurs du radier

Sept capteurs de pression sont mis en place dans le radier du caisson n°6, lors de sa construction au Havre en 1991. Comme illustré par la Figure 2-12, des tubes de PVC les maintiennent verticalement et les protègent du contact du béton (Bélorgey et al., 1995). Des réservations dans les parois du caisson permettent aux câbles d'émerger dans la gaine technique accolée au mur central, sur la dalle Est.

Les positions des capteurs, référencés R1 à R7, sont reportées sur la Figure 2-13. Les transmetteurs enregistrent les variations de pression à l'interface de la semelle et de la surface de frottement du soubassement, à la cote moins 3,80 m CM.

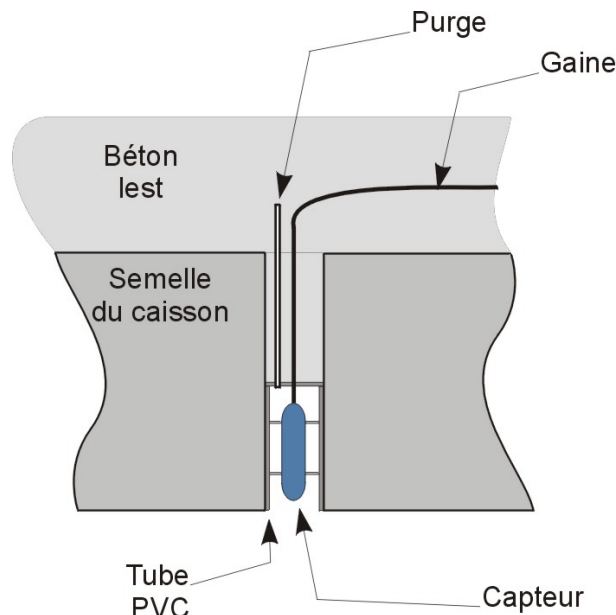


Figure 2-12 : Détail de la fixation d'un capteur du radier.

Des vérifications du bon fonctionnement des capteurs du radier sont effectuées à la fin du chantier de la digue, en 1992. Elles montrent que les capteurs référencés R5, R6 et R7 ne délivrent aucun signal. Leurs câbles se sont vraisemblablement coupés lors d'une forte tempête, alors que les gaines n'étaient pas assez protégées. Le quatrième capteur, noté R4 et situé à proximité du mur central, donne un signal extrêmement bruité et aléatoire qui n'est pas exploitable.

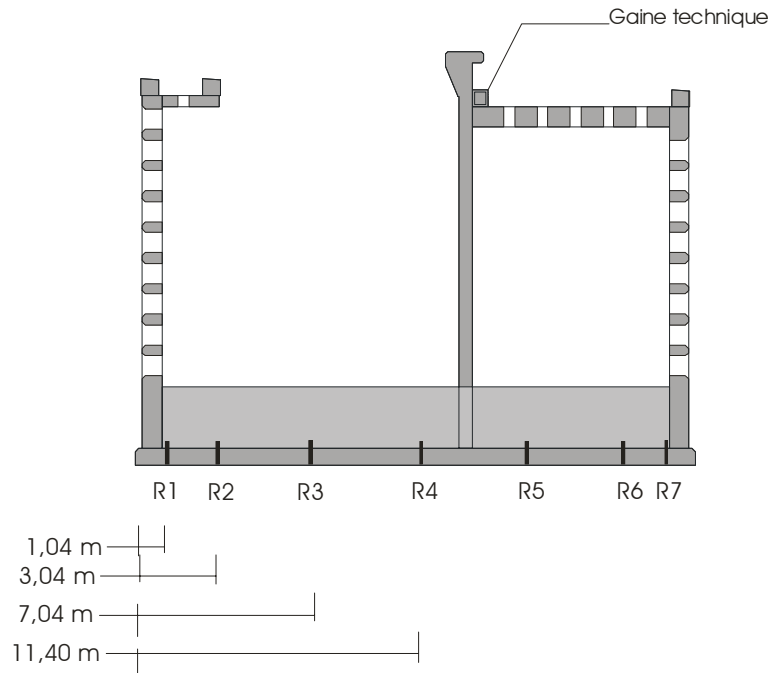


Figure 2-13 : Position des capteurs du radier.

Seuls les trois capteurs situés sous la chambre ouest, référencés R1, R2 et R3, restent opérationnels jusqu'à l'automne 1998, date au-delà de laquelle les signaux de ces transmetteurs deviennent inexploitable. Les résultats présentés dans la section du chapitre 5 consacrée aux sous-pressions ne font donc état que des enregistrements de ces trois capteurs entre 1997 et fin 1998.

3.1.b. Position des capteurs des parois verticales

Huit autres capteurs sont disposés sur les différentes parois verticales du caisson n°6 au cours de l'année 1996. Ils se répartissent entre la paroi arrière de la chambre de dissipation principale et les deux faces de l'écran perforé, comme le schématise la Figure 2-14.

Les transmetteurs référencés P4, P8 et P2 sont sur une même verticale à l'extérieur du caisson, aux cotes CM respectives +1,4 m, +3,6 m et +5,6 m. Deux capteurs, P3 et P1, se trouvent sur cette même verticale mais sur la face interne de la paroi perforée, aux cotes +2,1 m et +5,6 m CM. Dans le plan vertical ainsi défini, le capteur P5 est placé sur la paroi centrale, à la cote +5,6 m CM.

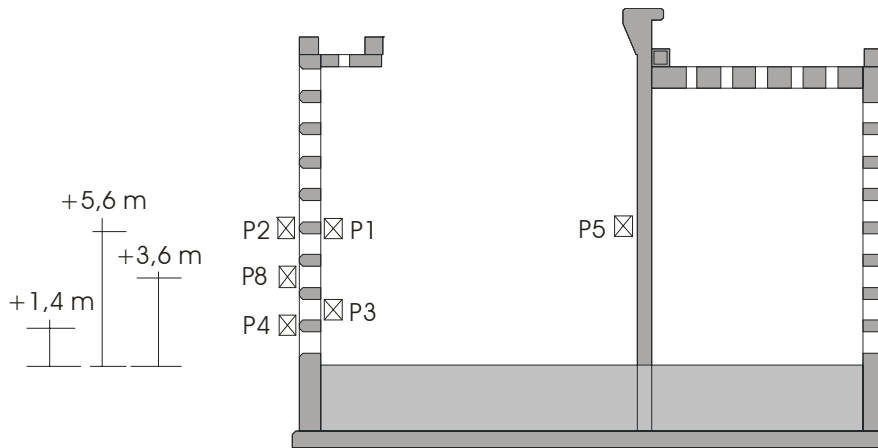


Figure 2-14 : Position des capteurs des parois verticales (référence à la cote 0 CM).

Deux autres capteurs, référencés P6 et P7, non représentés sur la Figure 2-14, sont placés eux aussi à la cote +5,6 m CM. Ils sont disposés sur la face externe de la paroi perforée, de part et d'autre du capteur P2, à une distance de 7 et 8 mètres. Cette configuration devait permettre de quantifier l'effet des houles obliques sur les variations de pressions le long du caisson. Cet objectif n'a toutefois pas été atteint car nous n'avons disposé ni de mesures simultanées de la houle au large (angle d'incidence), ni de la connaissance des niveaux d'eau instantanés aux points de mesure des pressions.

Sans ces données et à cause de la complexité des écoulements à proximité de la paroi perforée (remous, jets,...), il n'est pas possible de tirer des enseignements à partir des seuls enregistrements des capteurs.

3.1.c. Méthode d'instrumentation des parois verticales

La mise en place des capteurs sur les parois verticales s'avère être une tâche délicate. Comportant de nombreux surplombs et des parois lisses, la géométrie du caisson est en effet complexe. Le marnage très important sur le site ne permet pas d'installer des échafaudages sur lesquels nous pourrions travailler à la fixation des capteurs. La faible largeur de la passerelle n'autorise pas non plus l'emploi d'une nacelle hydraulique pour atteindre l'extérieur de la paroi perforée.

Ces contraintes nous conduisent donc à privilégier une technique d'intervention légère, basée sur des méthodes de "travail sur corde" et mobilisant l'ensemble du personnel du laboratoire (Arsié et al., 1998). Ces pratiques dérivées de la spéléologie sont habituellement mises en œuvre pour des travaux de maintenance sur des ouvrages d'accès difficiles : cathédrales, immeubles, châteaux d'eau, etc.

Les Figure 2-15 et Figure 2-16 illustrent l'adaptation de ces techniques à l'intervention sur le caisson de Dieppe. Certaines difficultés ont été rencontrées lors de ce chantier, parmi lesquelles nous pouvons retenir :

- la combinaison d'un travail "aérien" avec un milieu marin particulièrement corrosif pour les outils et l'équipement individuel ;
- la protection des cordes dont la rupture peut survenir après un frottement excessif sur le béton ;
- la protection du matériel électrique exposé aux embruns, en particulier la perforatrice ;
- la marée dont les heures et les amplitudes dictent les horaires d'intervention (de jour comme de nuit).



Figure 2-15 : Mise en place de câbles sous la passerelle.



Figure 2-16 : Fixation de capteurs sur la paroi perforée.

3.1.d. Principes de câblage de l'instrumentation

Les corps des capteurs et les câbles enserrés dans une gaine de protection polyéthylène sont maintenus par des colliers plats en inox chevillés dans le béton. Tous les chemins de câble se trouvent sur l'extérieur des parois et sont donc exposés aux assauts de la houle. Le perçage du béton est limité à 3 cm afin d'éviter d'atteindre son ferrailage. Sans cette précaution la corrosion saline risquerait de se développer dans la structure même du caisson, fragilisant ainsi l'ouvrage et la digue.

Pour relier les capteurs au dispositif d'acquisition se trouvant dans le bâtiment du phare du musoir, nous avons raccordé les fils des transmetteurs à un câble multiconducteurs blindé grâce à une trousse de raccordement basse tension, appelée communément "sous-marin". Ce câble, lui aussi protégé par une gaine polyéthylène, est placé dans la gaine technique le long du mur central sous des dalles de ciment. Le schéma général du câblage des capteurs de pression sur la digue Ouest est présenté sur la Figure 2-17.

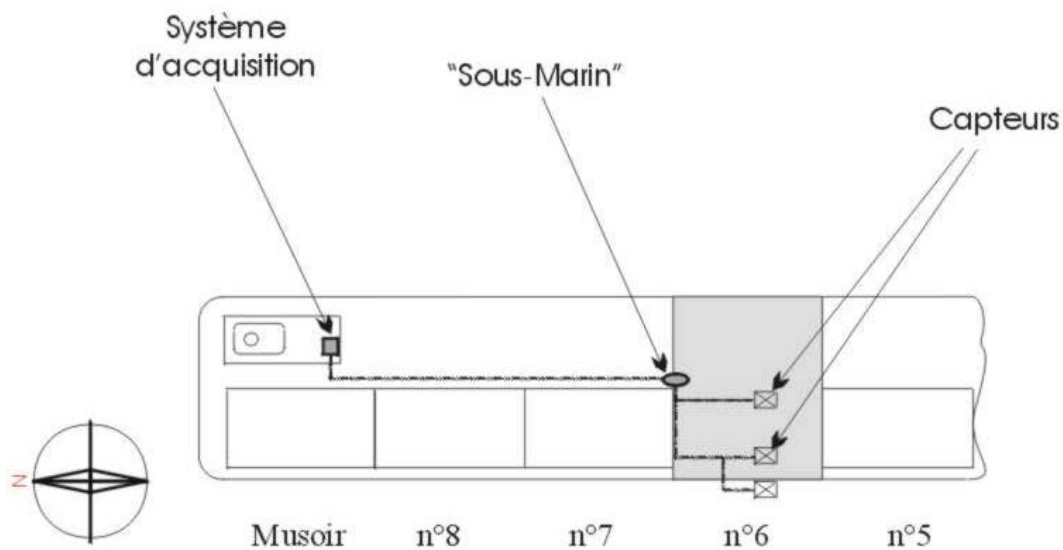


Figure 2-17 : Vue en plan du câblage du caisson n°6.

3.1.e. Description des capteurs de pression : campagne 1997-1998

De janvier 1997 à fin 1998, la mesure des pressions sur le caisson est réalisée par des capteurs à cellules piézoélectriques. Les capteurs utilisés sont identiques, qu'ils soient situés dans le radier ou sur les parois.

- *Caractéristiques générales*

Les capteurs sont des TransAmerica XL1F dont l'achat remonte à septembre 1991. Ils possèdent un corps en Hastelloy C276 et ont une étendue de mesure comprise entre 0 et 2,5 bars relatifs.

La membrane est protégée des chocs directs par un cône en polyuréthane percé de quatre événements. Ils possèdent chacun un capillaire de mise à la pression atmosphérique dont l'extrémité débouche au niveau du "sous-marin" dans la gaine technique, à l'abri des embruns.

- *Caractéristiques électriques*

Les capteurs sont des transmetteurs à courant variable, du type "process 4-20 mA", c'est-à-dire délivrant un signal électrique compris entre 4 et 20 milliampères sur leur étendue de mesure. Ce procédé, souvent adopté par l'industrie, autorise la transmission du signal sur de longues distances et avec deux fils seulement.

En effet, les capteurs les plus éloignés se trouvant à une centaine de mètres du dispositif d'acquisition, la résistance électrique des fils déployés sur une telle distance n'est plus négligeable et peut perturber le signal de mesure. Les capteurs à tension variable, couramment employés en laboratoire, ne sont donc pas adaptés à notre problème car ils demandent chacun quatre fils (2 d'alimentation et 2 de mesure) tout en étant très sensibles à leurs résistances électriques respectives.

- *Complications observées durant la campagne de mesures*

Les capillaires vont être à l'origine de nombreux problèmes rencontrés au fil du temps. La condensation marine s'introduit petit à petit dans le tube et dans le corps du capteur. Apparaissent alors des oscillations rapides et irrégulières du signal instantané. Par ailleurs, la corrosion provoque la destruction lente mais irrémédiable de l'électronique interne et de l'élément sensible du capteur. Elle se manifeste, dans un premier temps, par une dérive du signal moyen, puis par la perte définitive du signal.

Une seconde nuisance rencontrée affecte les capteurs des parois. La faune marine entreprend en effet très rapidement de les coloniser. Des larves de moules et des balanes (petits crustacés fixés) se fixent sur les ouvertures du cône de protection et sur la membrane, perturbant ainsi les mesures.

Afin de nettoyer la tête des capteurs et de maintenir ouverts les petits orifices de prise de pression, les cônes n'étant pas dévissables, il faut intervenir sans aucun démontage et sur la paroi. Cette opération régulière ne peut être réalisée qu'en plongée et sa réussite n'est pas

assurée. La Figure 2-18 présente les photographies de deux capteurs TransAmerica, dont l'un est recouvert de balanes, après deux ans sur le site.

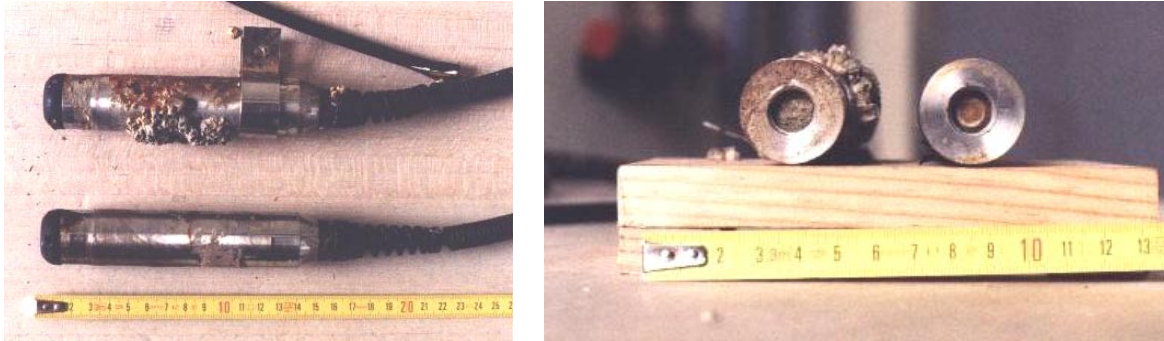


Figure 2-18 : Vues des capteurs TransAmerica et de leurs balanes.

- *Fin de la campagne de mesure*

Au début de l'hiver 1998, plusieurs jours de gel achèvent de détériorer définitivement certains capteurs des parois. En effet, lors des marées basses, les capteurs émergés givrent à cause du vent et de la température très basse de l'air (-4 à -5°C). A la marée montante, ils sont de nouveau recouverts par la mer (entre 4 et 6°C) qui les dégivre. L'électronique vacillante des transmetteurs ne se relèvera pas de ces cycles éprouvants.

Un examen des chemins de câbles, effectué en plongée début Janvier 1999, révèle plusieurs gaines coupées sur les parois verticales. Pour compléter ce sombre bilan, les capteurs du radier ne répondent plus, eux non, plus depuis l'automne ! La campagne de mesures débutée en Janvier 1997 s'achève donc en Octobre 1998 à cause du manque de capteurs opérationnels à partir de cette date.

La mesure de la houle au large (détaillée dans la partie 4 de ce chapitre) n'ayant commencé qu'en Mars 1998, un hasard malheureux fait que, pendant huit mois, aucune tempête significative ne donne lieu à des enregistrements simultanés de la houle et des pressions sur le caisson.

Toutefois des données intéressantes sont issues de cette campagne (Rousset et al., 1997, Rousset et Bélorgey, 1998), en particulier pour les sous-pressions s'exerçant sous le radier du caisson.

3.1.f. Description des capteurs de pression : campagne 1999

Une nouvelle campagne de mesures est organisée en 1999 afin de poursuivre l'étude des pressions sur le caisson. Elle prendra fin en Décembre de cette même année avec l'arrêt des

mesures du houlographe. Cette campagne demande cependant une nouvelle instrumentation du caisson n°6 en capteurs de pression.

- *Caractéristiques des capteurs*

L'expérience acquise les années précédentes conditionne en majeure partie le choix des nouveaux transmetteurs. Les tubes capillaires ayant été la source de nombreux désagréments, nous choisissons cette fois-ci d'employer des capteurs à pression absolue, de type Druck PTX 1830 (Figure 2-19), d'étendue de mesure 0 à 2,5 bars. Le corps et la membrane sont en titane, ce qui garantit une excellente résistance mécanique et une absence de corrosion.



Figure 2-19 : Photographie d'un capteur Druck PTX 1830.

La transmission du signal se fait toujours par deux fils, selon le "process 4-20 mA". La technologie piézo-résistive de ces transmetteurs autorise un temps de réponse très court (moins de 1 milliseconde) et donc une fréquence d'acquisition potentielle élevée (plusieurs centaines de Hertz). Ces capacités sont nettement supérieures à celles des capteurs TransAmerica précédemment utilisés.

- *Connections des capteurs*

Pour limiter la durée et le nombre d'interventions sur le caisson, il nous faut réutiliser une grande partie de l'ancienne instrumentation. Nous employons ainsi les chemins de câble encore présents sur les parois pour connecter les nouveaux capteurs. Les connections entre les différents câbles sont réalisées et protégées par de petits "sous-marins" en résine thermodurcissable, présents sur la Figure 2-20.

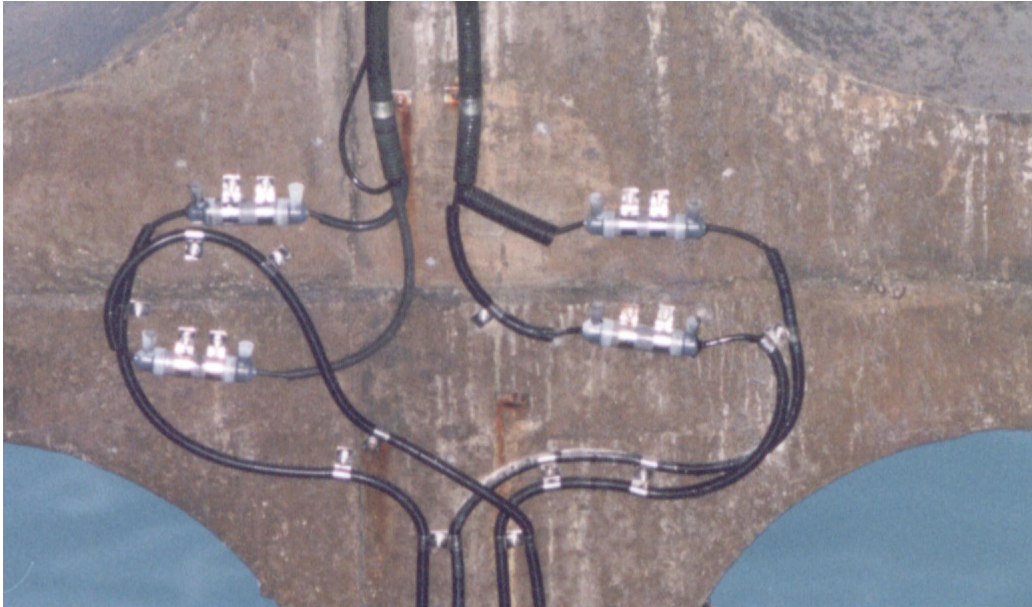


Figure 2-20 : Connections des câbles par "sous-marins".



Figure 2-21 : Détails des capteurs P1 et P3.

Le chantier se déroule sur deux jours de grandes marées en mars 1999 afin de nous permettre d'atteindre le bas du caisson lors des basses mers. A cause des délais très courts d'intervention sur le site, nous ne pourrions malheureusement remplacer que cinq capteurs des parois : deux sur chaque face de la paroi perforée et un sur la paroi arrière, c'est à dire les capteurs P1, P2, P3, P4 et P5. Les positions restent identiques à celles précédemment occupés par les TransAmerica (cf. Figure 2-14) afin d'homogénéiser les analyses des résultats. La Figure 2-21 présente la disposition des capteurs P1 et P3 sur la face interne de la paroi perforée.

3.2 Le système d'acquisition

Le système d'acquisition, comme il a été mentionné précédemment, est disposé dans un coffret dans le bâtiment du phare du musoir. Ce boîtier est lui-même connecté au réseau 220 V de l'édifice.

Le câble multiconducteurs débouche dans le local par une réservation dans le sol, provenant de la gaine technique. Ce câble est connecté à quatre alimentations de boucle délivrant une tension régulée de 24 V représentant l'alimentation électrique des capteurs.

3.2.a. Conversion du signal

Le signal délivré par chaque transmetteur étant compris entre 4 et 20 milliampères, il est nécessaire de le convertir en une variation de tension avant de pouvoir être enregistré par le système d'acquisition. Dans ce but, deux méthodes seront utilisées au cours des campagnes de mesures.

La première est rudimentaire puisqu'elle correspond à la simple mesure de la différence de potentiel aux bornes d'une résistance calibrée, introduite dans le circuit d'alimentation du capteur. Sa simplicité lui garantit un coût modique mais des performances modestes.

A l'occasion de la nouvelle instrumentation de mars 1999, une méthode plus sophistiquée est mise en place avec l'emploi de convertisseurs électroniques "courant-tension". Ils procurent une mesure du signal plus stable et une meilleure résolution, notamment aux fréquences d'acquisition élevées (Asch et al., 1999). En revanche, les composants sont plus coûteux et doivent être alimentés par un circuit ± 15 V de très bonne qualité. Le signal en sortie est, par la même occasion, amplifié et calibré entre 0 V (0 bar) et +10 V (2,5 bars).

3.2.b. Programmation et enregistrement des données

Dans cette partie il est, là encore, possible de scinder en deux étapes l'évolution du matériel, liées à la fois aux progrès technologiques et à l'expérience acquise au fil des campagnes de mesures.

- *De janvier 1997 au printemps 1998*

Le dispositif d'acquisition est constitué d'une station autonome AOIP SA32 équipée d'une carte mémoire additionnelle de 10 Mo. Sa programmation à l'aide du logiciel propriétaire LS32W est assez complexe et paradoxalement très limitée. Les capacités de la station permettent une scrutation de 12 voies (8 capteurs de parois et 4 du radier) cinquante fois par seconde, c'est-à-dire 3 Hz au maximum par capteur. Les pressions sont enregistrées pendant 10 à 20 minutes toutes les deux heures (Rousset et al., 1997). Il est nécessaire de vider la carte mémoire toutes les trois semaines environ, en se rendant sur place.

- *De 1998 à décembre 1999*

Le dispositif consiste en un micro-ordinateur PC équipé d'une carte d'acquisition Keithley 1202. L'utilisation de cette carte et d'un disque dur permet d'augmenter les performances du dispositif en terme de vitesse d'acquisition et de capacité de stockage des données. Ainsi les pressions sont collectées pendant 20 minutes toutes les heures, à une fréquence d'acquisition de 20 Hz.

En contrepartie il devient nécessaire de contrôler les différentes actions du système pour le rendre presque autonome : acquisition et sauvegarde des données, redémarrage automatique en cas de coupure de courant électrique, divers tests de défaillance, etc. Dans ce but et grâce au logiciel TestPoint, nous avons réalisé plusieurs programmes informatiques indépendants qui pilotent le système d'acquisition.

Pour améliorer encore le dispositif en nous permettant de le commander ponctuellement à distance, nous avons inséré dans l'ordinateur une carte modem, elle-même reliée à une ligne téléphonique. Grâce à un logiciel adapté (Laplink), ce montage autorise à prendre le contrôle de l'acquisition, effectuer des tests, transférer des données ou reprogrammer entièrement le système à partir d'un micro-ordinateur du l'unité M2C de Caen.

3.3 Le pré-traitement des données des capteurs du caisson

L'analyse des données de pression provenant des capteurs du caisson n'est pas possible immédiatement mais nécessite auparavant plusieurs opérations de traitement du signal. Ce pré-traitement est effectué sur les mesures déjà enregistrées et stockées sur le disque dur de l'ordinateur. Il consiste, dans une première phase, à filtrer les données puis à séparer le signal de la marée de celui de la houle.

3.3.a. Filtrage des données

Le filtrage numérique des données est une opération qui doit éliminer le bruit électronique du signal de mesure. En effet, malgré une protection par blindage, la totalité de l'instrumentation, c'est-à-dire les capteurs, les connecteurs et le système d'acquisition, est soumise à de très nombreuses perturbations électromagnétiques. Celles-ci sont en grande partie liées à la proximité de courants forts (réseaux 220 V et 380 V) mais aussi des différents équipements du phare lui-même: détecteur de brume, condensateurs pour l'allumage du feu, etc. Il n'est malheureusement pas possible de se prémunir physiquement contre toutes ces perturbations radiatives lors des campagnes de mesures.

Nous avons par conséquent défini un filtre passe-bas à réponse impulsionnelle infinie (IIR) de Butterworth d'ordre 16 (Asch et al., 1999 et MathWorks, 1998). Sa fréquence de coupure correspond à 0,1752 fois la fréquence de Nyquist. Pour les données acquises à 20 Hz, nous atténuons donc les fréquences du signal supérieures à 1,752 Hz, soient les périodes inférieures à 0,57 s. Ce filtre présente l'avantage de ne pas induire de déphasage temporel entre les différents signaux auxquels on l'applique.

3.3.b. Extraction du signal de marée

La deuxième étape du pré-traitement des données est constituée par l'extraction du signal de la marée qui représente la pression hydrostatique instantanée. Il s'agit ainsi de rendre le signal de pression à moyenne nulle et de ne plus avoir que les informations liées à la pression dynamique.

Une démarche intuitive serait de considérer la variation linéaire avec le temps du signal lié à la marée, puis de retrancher cette tendance au signal initial. Raisonnable pour de courtes durées d'acquisition (mesures du houlographe par exemple), cette méthode n'est cependant pas adaptée à notre cas où la marée peut être successivement montante, étale puis descendante au cours du même enregistrement.

Nous avons donc employé la méthode proposée par Goda (1985) qui repose sur une interpolation polynomiale, par les moindres carrés, de l'évolution du signal moyen. Cette pression "hydrostatique", évoluant lentement avec le temps, est alors soustraite du signal initial. L'opération est effectuée sur les mesures de tous les capteurs. Son principal inconvénient est une durée de calcul relativement longue (plusieurs minutes), liée au nombre de points décrivant le signal.

Un exemple du pré-traitement décrit dans cette partie est reporté sur la Figure 2-22 où la même série temporelle est présentée sous sa forme brute, telle qu'elle est enregistrée par le système d'acquisition, puis sous sa forme exploitable.

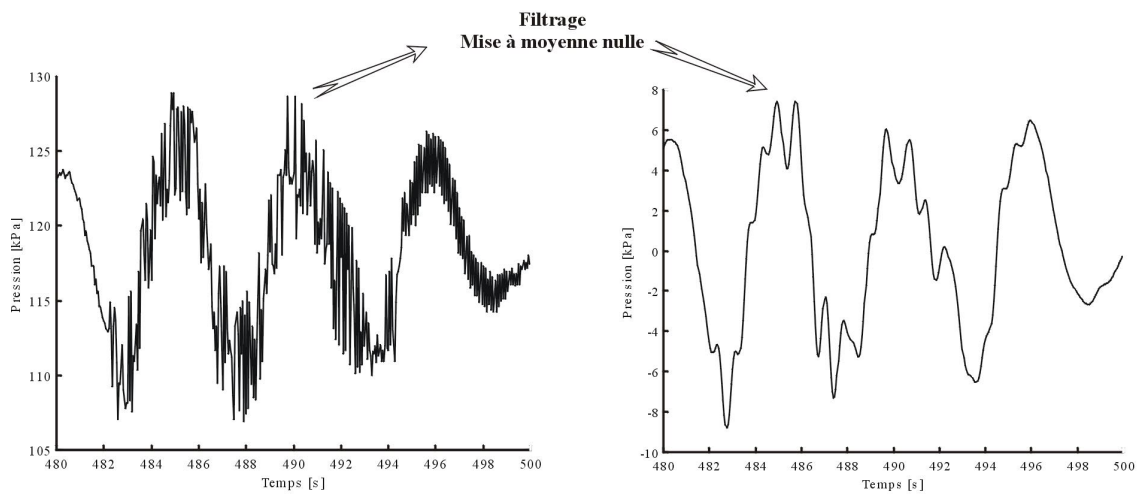


Figure 2-22 : Exemple d'un pré-traitement d'une série temporelle de pression.

L'analyse ultérieure des données de pression est ensuite classique, correspondant à des études soit statistiques et basées sur le découpage vague par vague, soit spectrales et basées sur les Transformées de Fourier Rapide (FFT). Nous les précisons dans le chapitre suivant consacré aux mesures en modélisation physique.

4. LA MESURE DE LA HOULE

Comme défini dans le projet d'étude initial (voir le chapitre 1, p. 14), la mesure de la houle sur le site est sous la maîtrise d'œuvre du GRESARC de l'Université de Caen, qui assure la mise en place du matériel et le traitement des données.

4.1 Description du dispositif de mesure

4.1.a. Le houlographe

L'appareil de mesure est un houlographe directionnel immergé S4DW développé par la société InterOcean System Inc. Il est doté de deux courantomètres électromagnétiques et d'un capteur de pression haute résolution. Le S4DW se présente sous la forme d'une sphère de 25 cm de rayon en Epoxy / Fibre de verre, traversée d'un axe de fixation en titane (Figure 2-23).

L'électronique est alimentée par des piles alcalines et la mémoire numérique doit être vidée régulièrement en la connectant à un micro-ordinateur. Un logiciel permet alors d'extraire les vitesses des courants, la direction de la houle et ses caractéristiques spectrales ainsi que la marée (GRESARC, 1998).

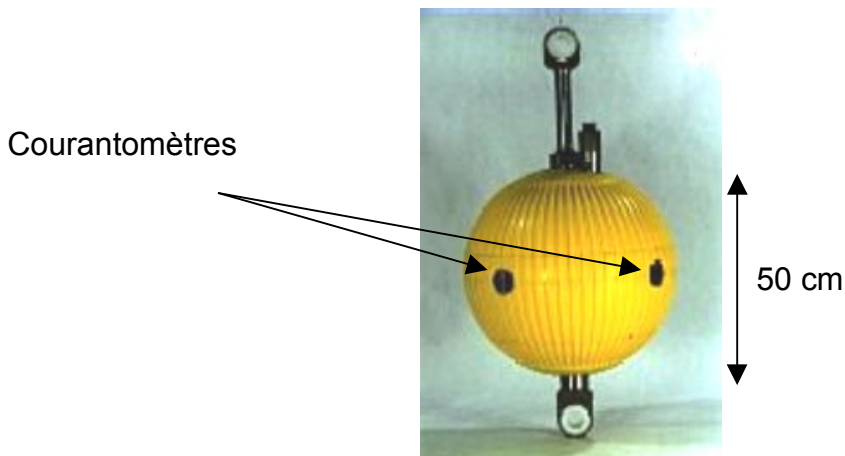


Figure 2-23 : Houlographe InterOcean S4DW.

4.1.b. Dispositif de support

La Figure 2-24 présente le dispositif supportant le houlographe et le balisage de surface qui signale la zone interdite au mouillage et à la pêche. Sa mise en place a été réalisée en Février 1998 à l'aide du navire baliseur du Service des Phares et Balises du Havre, ce bâtiment permettant de manœuvrer assez aisément les quelques tonnes de matériel à mettre à la mer.

Le corps de la bouée ronde contient des batteries et l'électronique de commande du feu à éclat, des panneaux solaires permettant de recharger les accumulateurs. Les deux bouées sont reliées à leur corps-mort de béton par des chaînes.

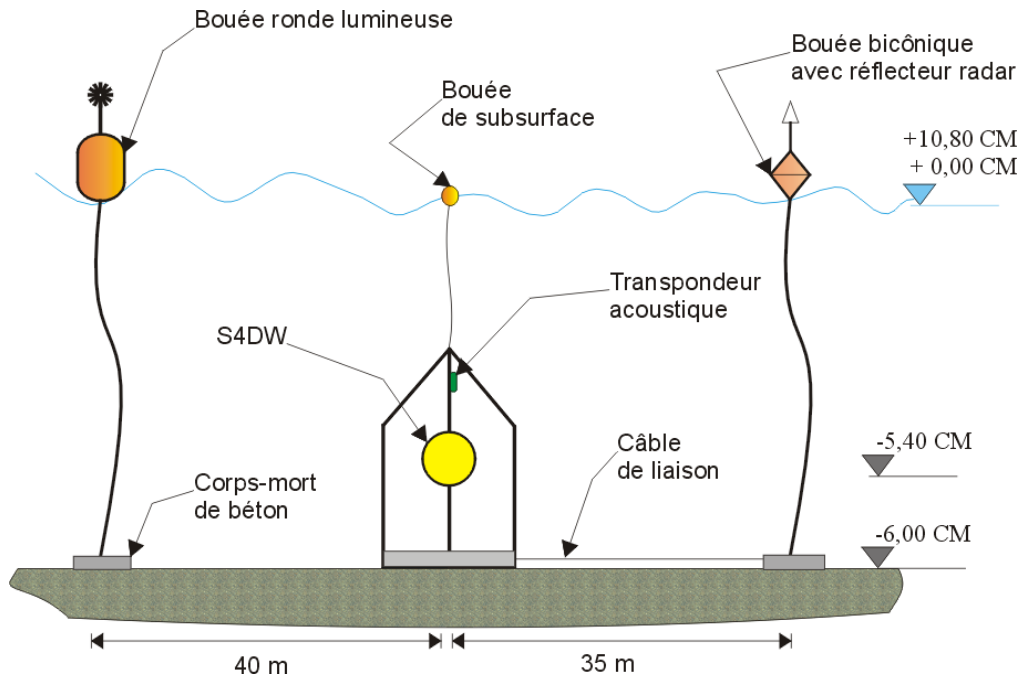


Figure 2-24 : Schéma du dispositif supportant le houlographe.

Le S4DW est boulonné à une potence suspendue au sein d'une structure tubulaire en inox, haute de 1,10 m. Elle protège ainsi le houlographe d'éventuels chocs (quilles, chaluts, etc.) mais assure également sa stabilité grâce à un important lest de plomb et deux ancrés fichées dans le sol.

4.1.c. Position du houlographe

Le S4DW est immergé à la cote $-5,40$ m CM, à la position $49^{\circ}56'19,50''$ N et $1^{\circ}04'27,70''$ E (coordonnées WGS 84). Il se trouve à environ 600 mètres de la digue (Figure 2-25).

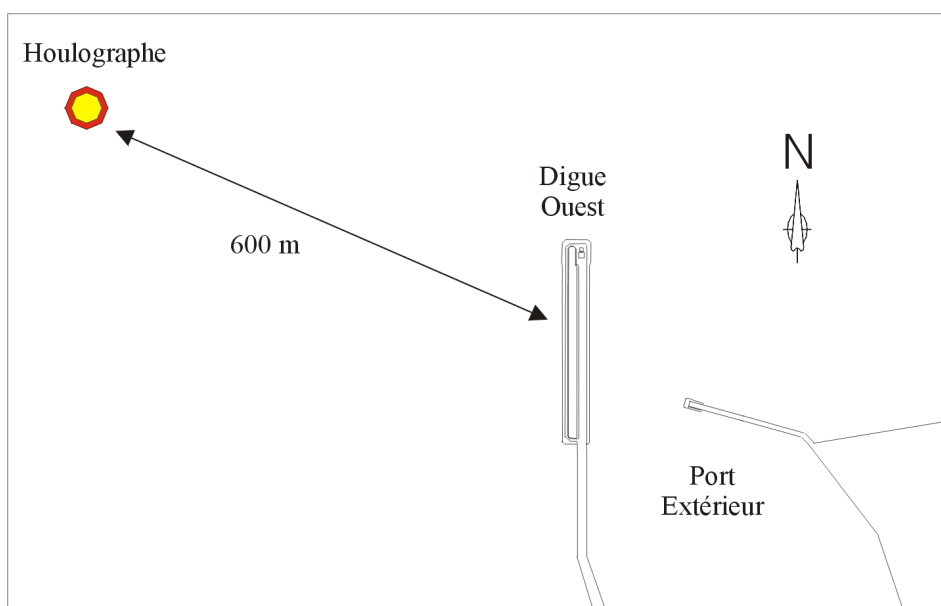


Figure 2-25 : Schéma d'implantation du houlographe.

L'emplacement résulte d'un compromis entre des objectifs scientifiques et des contraintes administratives :

- mesurer la houle à proximité du caisson ;
- s'affranchir autant que possible des influences de la plage et de la digue (réflexion et diffraction) ;
- ne pas perturber les routes de navigation des plaisanciers et des professionnels de la mer.

4.2 Maintenance et programmation du houlographe

Les opérations de mise en place du balisage et de maintenance du houlographe nécessitent des interventions par des plongeurs, à partir de la vedette de sondage de la DDE Maritime de Dieppe ou du pneumatique semi-rigide du GRESARC. La localisation de la structure est réalisée soit à basse mer par la bouée de subsurface (Figure 2-24), soit par marée haute en suivant le câble tendu entre le houlographe et l'un des corps-morts.

En dernier recours il nous faudra parfois employer une localisation en surface par GPS différentiel, le transpondeur acoustique fixé à la potence, sensé dévoiler sa position, se révélant totalement inefficace.

Jusqu'au printemps 1999, les enregistrements de houles se déroulent toutes les quatre heures et pendant 9 minutes. Les mesures sont échantillonnées à 2 Hz (GRESARC, 1998). Toutefois le houlographe ne possédant qu'une mémoire de seulement un mégaoctet, soit l'équivalent de 32 jours, il est nécessaire de recueillir les données tous les mois.

Au début de l'été 1999, la mémoire du S4DW voit sa capacité portée à 20 Mo. Son autonomie passe alors à près de trois mois pour des cycles de mesure de 9 minutes toutes les heures, toujours à 2 Hz. Les mesures de houle s'achèvent en décembre 1999 avec le relèvement définitif du S4DW (GRESARC, 2000) puis du dispositif de balisage au printemps 2000. La durée totale d'immersion de l'appareil représente au total près de 495 jours, soit environ 16 mois en continu.

5. SYNTHÈSE DES MESURES DE HOULE

Nous présentons ci-dessous les paramètres estimés des états de mer du site de Dieppe qui ont conditionné le dimensionnement de la digue Ouest. Ces caractéristiques se retrouvent partiellement dans les mesures de houle réalisées en 1998-1999. Nous indiquons ensuite les conditions d'agitation retenues pour les études des pressions enregistrées sur le caisson et dont les résultats seront analysés dans les chapitres suivants.

5.1 Conditions générales du site de Dieppe

Les abords de Dieppe sont soumis à une forte influence de la marée (semi-diurne) avec un marnage très important. En période de vives eaux exceptionnelles l'amplitude de marée atteint 10 m, une surcote exceptionnelle centennale pouvant alors porter le marnage à 10,80 m.

5.1.a. Etats de mer estimés

La définition de la houle de projet découle de différentes études menées sur la côte haut-normande par différents organismes (Equipement, EDF, Port Autonome) pour implanter des centrales nucléaires ou pour le port d'Antifer.

Elles concluent à une houle centennale d'Ouest, de hauteur significative $H_s = 8,20$ m pour une période de pic de 11,4 s. La hauteur est estimée à la côte (effet du shoaling) mais sans tenir compte du déferlement éventuel. Le Tableau 2-1 regroupe certaines des caractéristiques générales du site telles qu'elles furent estimées pour le dimensionnement de la digue (DDE, 1987b).

		Houle centennale		Houle annuelle	
		(Niveau de la marée : +10 m)		(Niveau de la marée : +10 m)	
Secteur	Ouest	$H_s = 8,2$ m	$T_p = 12$ s	$H_s = 4,1$ m	$T_p = 9$ s
	Nord – Ouest	$H_s = 6,4$ m	$T_p = 11$ s	$H_s = 3,3$ m	$T_p = 9$ s
	Nord	$H_s = 5,8$ m	$T_p = 9,5$ s	$H_s = 2,9$ m	$T_p = 7$ s
	Nord - Est	$H_s = 2,7$ m	$T_p = 6,5$ s	$H_s = 1,3$ m	$T_p = 6$ s

Tableau 2-1 : Caractéristiques générales estimées de la houle à Dieppe.

5.1.b. Caractéristiques mesurées

Sur le site de Dieppe, les houles les plus fréquentes sont de provenance du quadrant Nord – Ouest, comme l'illustre la Figure 2-26 regroupant les observations des enregistrements du S4DW.

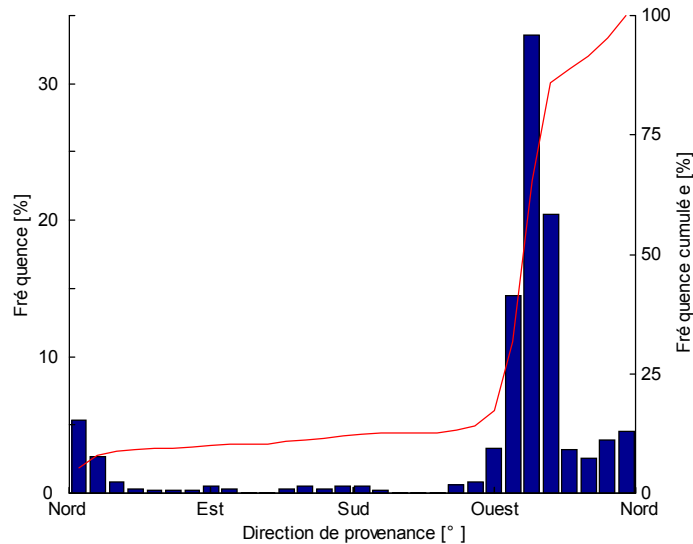


Figure 2-26 : Provenance des houles observées du 09/03/98 au 21/12/99 à Dieppe

Les mesures du houlographe sont succinctement synthétisées sur les figures suivantes. La Figure 2-27 regroupe les fréquences d'occurrence des houles de hauteurs significatives supérieures à 0,80 m. La hauteur significative maximale a été enregistrée le 25 Octobre 1998 à 0h00 TU et valait 3,6 m. Cinq autres événements avec une hauteur significative de 2,7 à 3,26 m ont été mesurés en Octobre et Novembre 98, Novembre et Décembre 99.

Il apparaît que les plus fortes tempêtes sont à redouter en fin d'automne et début d'hiver. Les valeurs mesurées de hauteur significative sont toutefois inférieures aux statistiques annuelles prédites.

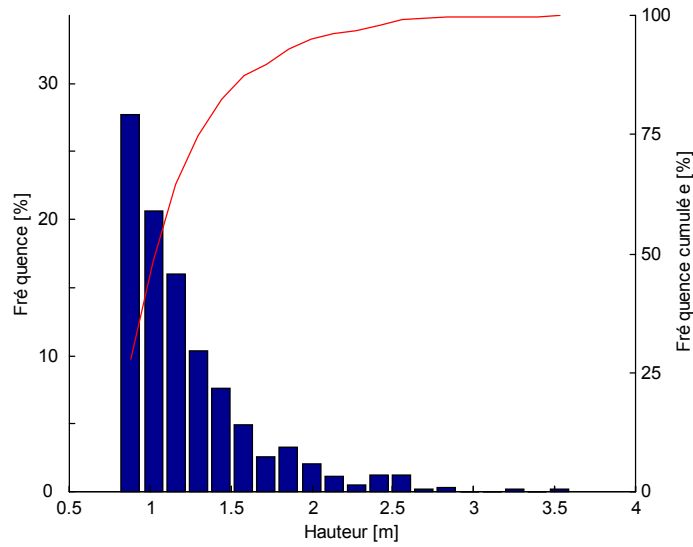


Figure 2-27 : Histogramme des hauteurs significatives enregistrées.

La Figure 2-28 montre le corrélogramme liant la période de pic à la hauteur significative pour tous les enregistrements du S4DW. Nous pouvons constater que les valeurs importantes de hauteur, supérieures à 2,0 m par exemple, sont associées à des périodes de pic comprises entre 6 et 10 secondes. Des périodes de plus de 14 s proviennent de tempêtes qui, se propageant depuis l'Atlantique, se sont atténuées pour ne plus être que de faible hauteur sur Dieppe.

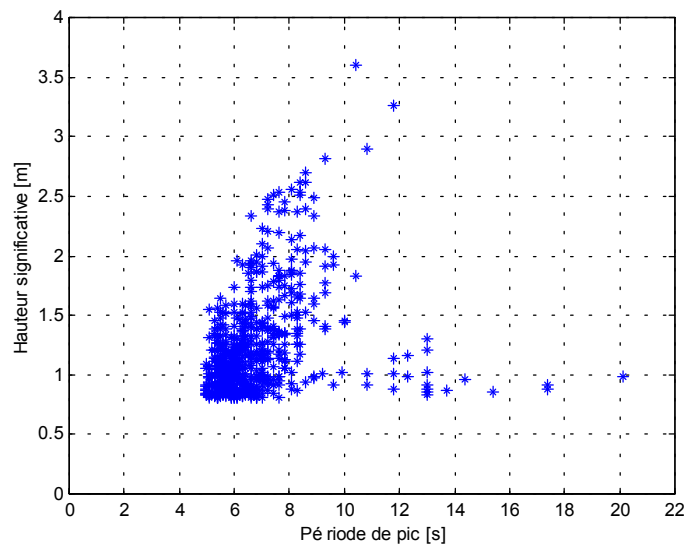


Figure 2-28 : Corrélogramme Hauteur – Période des houles à Dieppe.

5.2 Conditions de houle retenues pour l'étude des pressions

L'étude des pressions exercées sur le caisson ne peut être corrélée avec les paramètres de la houle incidente que si les différentes mesures sont synchronisées. Nous pouvons considérer une fenêtre temporelle (quelques dizaines de minutes) durant laquelle les conditions de houle restent constantes malgré les variations éventuelles du niveau de la marée ou de la force du vent.

De plus nous devons définir une hauteur minimale de houle incidente mesurée afin de n'étudier que des enregistrements de pression provenant d'états de mer suffisamment remarquables.

Ainsi, de toutes les conditions de houle précédemment décrites, nous ne retenons pour les études des pressions sur le caisson n°6 que celles satisfaisant aux deux exigences suivantes :

- enregistrements de la houle et des pressions simultanés ou décalés d'au plus 20 minutes ;
- hauteur significative de la houle supérieure à 1,90 m.

Le nombre de situations répondant à ces exigences est en définitive peu élevé : seulement une vingtaine d'évènements. Leurs caractéristiques complètes sont regroupées dans l'annexe B (p. 193). Le Tableau 2-2 donne un extrait des conditions de mer pour lesquelles nous pouvons analyser les données de pression en connaissant les paramètres de la houle.

Les dates présentées dans le tableau correspondent à des tempêtes au cours desquelles plusieurs acquisitions de houle et de pressions sont exploitables, la plus forte étant celle du 13/04/99 avec $H_s = 2,53$ m.

Date	Heure TU	H_s [m]	T_p [s]
13/04/99	19h00	2,53	7,6
13/04/99	18h00	2,47	7,2
13/04/99	17h00	2,45	7,8
13/04/99	20h00	2,37	8,3
30/09/99	22h47	2,3	6,6
01/10/99	04h47	2,19	7,8
11/03/98	16h00	1,91	7,0

Tableau 2-2 : Extraits de mesures *in situ* retenues.

Les Figures 2-29 et 2-30 illustrent l'allure des spectres et les directions de houle que nous pouvons rencontrer sur le site de Dieppe. Comme il a été évoqué auparavant, les enregistrements démontrent une provenance des houles des 60° Ouest. Les lignes des crêtes sont ainsi inclinées de 30° par rapport à la normale au caisson n°6 pour la majorité de nos mesures de pression.

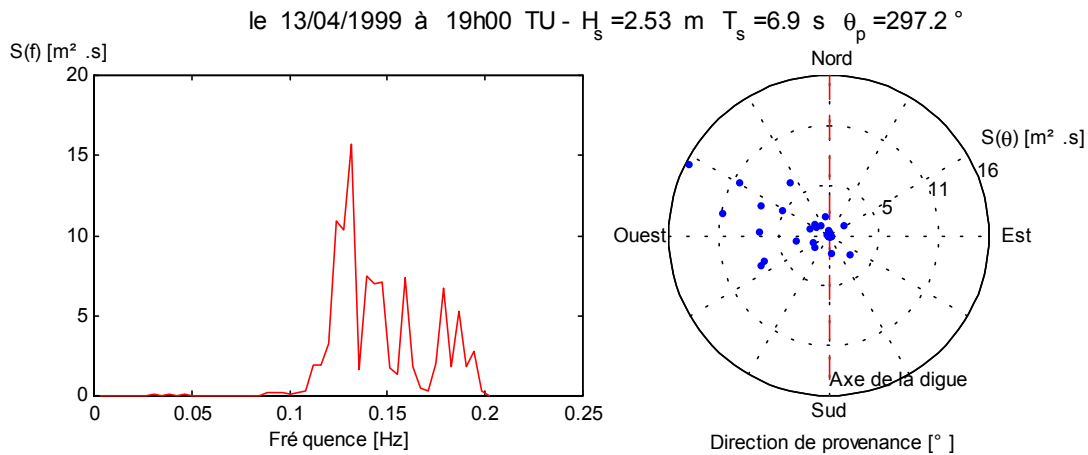


Figure 2-29 : Spectres fréquentiel et directionnel de la houle le 13/04/1999.

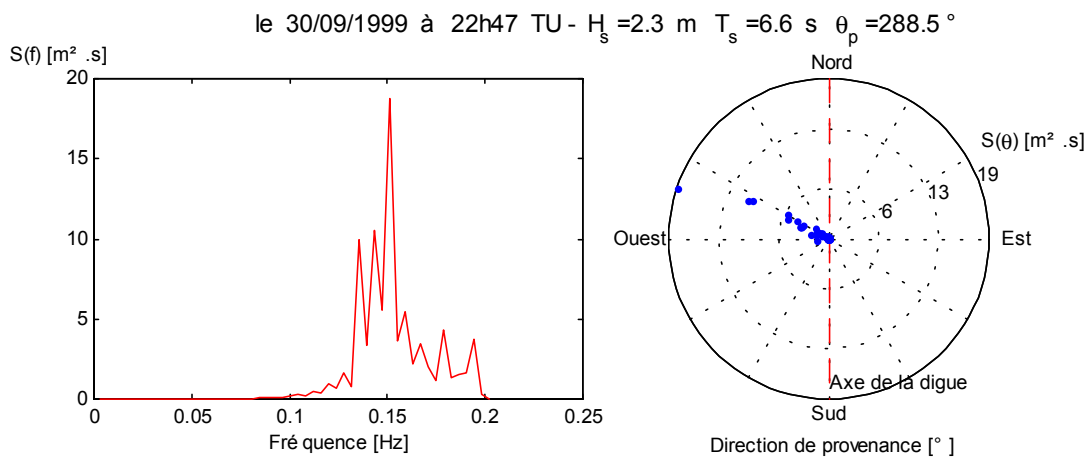


Figure 2-30 : Spectres fréquentiel et directionnel de la houle le 30/09/1999.

D'après l'analyse des multiples enregistrements du houlographe, les spectres énergétiques des houles existantes sur le site ne sont pas très typés. Le spectre de la Figure 2-29 semble assez complexe avec en particulier une période significative ($T_s = 6,9$ s) très différente de la période de pic ($T_p = 7,6$ s). Son allure validerait la proposition du Service Technique des Phares et

Balises⁴ d'utiliser le spectre de Pierson – Moskowitz pour modéliser raisonnablement la houle en Manche (côte Est du Cotentin).

Toutefois certains événements comme celui que montre la Figure 2-30 inciteraient à considérer un spectre de JONSWAP comme pouvant le mieux représenter la répartition d'énergie de houle sur ce site.

L'étude comparée des caractéristiques spectrales des houles à Dieppe dépassant largement le cadre de nos travaux, nous considérerons que le spectre de Pierson-Moskowitz reste le plus adapté à notre étude. C'est ce spectre que nous emploierons en particulier pour la génération de la houle en canal (Chapitre 3).

6. COMMENTAIRES SUR LES MESURES IN SITU

Au terme de ce chapitre il peut être utile de formuler quelques commentaires sur les mesures effectuées en milieu naturel, tirés de l'expérience acquise durant ces travaux.

6.1 Mesure des pressions sur le caisson

L'instrumentation d'un caisson de la nouvelle digue Ouest du port de Dieppe a constitué un projet ambitieux. L'objectif de mesurer in situ des pressions générées par la houle sur un caisson Jarlan est globalement atteint. Nous disposons d'une vingtaine d'évènements significatifs avec des enregistrements simultanés de la houle et des pressions. Plusieurs autres évènements sont exploitables, en particulier avec des mesures des sous-pressions, mais en l'absence du houlographe. Le chapitre 5 sera consacré à l'analyse de ces différentes données comparées au modèle physique.

La réussite d'un tel projet n'est cependant atteinte qu'en surmontant de très nombreuses difficultés techniques et de non moins redoutables obstacles administratifs. Les retards induits par ces tracas sont préjudiciables au bon déroulement de l'étude qui demande au contraire une simultanéité de fonctionnement des dispositifs d'acquisition.

Ce dernier point est crucial et conditionne la qualité des résultats. La maintenance opérationnelle des deux systèmes de mesures, capteurs et houlographe, s'avère être très délicate à réaliser sur une période de plusieurs mois. Le milieu marin dégrade en effet très rapidement le matériel, imposant une surveillance constante et des réparations en permanence.

⁴ Etude citée par la DDE Seine Maritime (1987b).

6.2 Techniques mises en œuvre

Les mesures sur le terrain ont réclamé la mise en œuvre de techniques rarement employées en mécanique des fluides, en particulier le travail sur corde ou la plongée sous-marine. Si ces deux activités peuvent présenter un aspect anecdotique, voire ludique, elles permettent toutefois d'adapter une démarche scientifique aux contraintes du milieu naturel.

Dans ce cadre, la plongée procure notamment une approche descriptive des conditions réelles du site :

- bathymétrie et nature des fonds aux abords de la digue ;
- contrôle de l'état de la berme ;
- observation des jets au travers de la paroi perforée; etc.

Ces constatations peuvent parfois contribuer à une meilleure compréhension des résultats obtenus lors des études sur le prototype et le modèle du caisson.

Enfin, nous concluons ce chapitre sur une note "philosophique", issue de l'expérience des campagnes de mesure sur la digue. En effet, s'il est parfois grisant de maîtriser l'ensemble des paramètres expérimentaux en laboratoire, le sentiment est bien différent sur le terrain. La mer nous dicte ses conditions et la technologie, les ambitions doivent s'y soumettre. Ce n'est pas le moindre des enseignements sur le plan humain.

CHAPITRE 3 -

LA MODELISATION PHYSIQUE DU CAISSON

La modélisation physique du caisson perforé de Dieppe constitue un complément nécessaire aux mesures effectuées sur le terrain. Cette démarche permet en particulier d'accéder à la majeure partie des paramètres hydrauliques de l'étude.

Après un rappel sur la théorie de la modélisation physique, le chapitre présente les dispositifs expérimentaux mis en œuvre au cours de nos travaux, en l'occurrence le canal et les générateurs de houle. Nous détaillons ensuite les caractéristiques du modèle de caisson et les dimensions des bermes qui lui sont associées. L'instrumentation employée durant nos expériences est présentée et nous précisons les méthodes d'analyse des données recueillies, notamment le calcul du coefficient de réflexion. Nous terminons par une synthèse des paramètres expérimentaux des essais.

1. PRINCIPE DE LA MODELISATION PHYSIQUE

La modélisation physique d'un problème de mécanique des fluides conduit à le reproduire à une échelle telle que les paramètres de l'étude sont maîtrisables en laboratoire. Cette simulation repose dans un premier temps sur l'analyse dimensionnelle du problème.

1.1 Choix de la similitude

L'analyse dimensionnelle des forces hydrodynamiques rencontrées dans l'écoulement d'un fluide conduit à définir des rapports caractéristiques. Le modèle physique qui nous préoccupe, en l'occurrence un caisson Jarlan soumis à la houle, correspond à l'action d'une onde de gravité sur une structure fixe. A partir de cette hypothèse, on peut montrer que deux rapports adimensionnels sont prépondérants, le nombre de Froude et celui de Reynolds.

1.1.a. Nombre de Froude et de Reynolds

Le nombre de Froude est défini comme suit :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad (3-1)$$

où V et D sont respectivement une vitesse et une longueur caractéristiques de l'écoulement et de sa géométrie, g étant la gravité.

Le respect du nombre de Froude lors du passage du prototype au modèle implique ainsi la conservation du rapport entre les forces d'inertie ($\propto V^2$) et les forces de gravité ($\propto gD$).

La conservation du nombre de Reynolds traduit la préservation du rapport entre les forces d'inertie et de viscosité:

$$Re = \frac{\rho VD}{\mu} \quad (3-2)$$

où ρ et μ sont respectivement la masse volumique et la viscosité dynamique du fluide considéré.

1.1.b. Similitudes de Froude et de Reynolds

La modélisation physique implique un facteur d'échelle λ_x entre la valeur d'une variable X mesurée sur le prototype (X_p) et celle mesurée sur le modèle (X_m) :

$$\lambda_x = \frac{X_p}{X_m} \quad (3-3)$$

Par ailleurs, les similitudes que nous devrions respecter, répondent :

- à la conservation du nombre de Froude :

$$Fr = \frac{V_p}{\sqrt{g_p \cdot D_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m \cdot D_m}} \cdot \frac{\lambda_v}{\sqrt{\lambda_g \cdot \lambda_D}} \quad (3-4)$$

- à la conservation du nombre de Reynolds :

$$Re = \frac{\rho_p \cdot V_p \cdot D_p}{\mu_p} = \frac{\rho_m \cdot V_m \cdot D_m}{\mu_m} \cdot \frac{\lambda_\rho \cdot \lambda_v \cdot \lambda_D}{\lambda_\mu} \quad (3-5)$$

Or nos études sur le prototype et le modèle se déroulent en gravité identique et avec des fluides similaires, c'est à dire : $\lambda_g = \lambda_\rho = \lambda_\mu = 1$.

La conservation simultanée des deux relations précédentes n'est pas possible car nous obtenons deux conditions contradictoires (avec λ_v et $\lambda_D \neq 1$) :

$$\frac{\lambda_v}{\sqrt{\lambda_D}} = 1 \text{ (similitude de Froude) et } \lambda_v \cdot \lambda_D = 1 \text{ (similitude de Reynolds)}$$

Le modèle physique devant principalement reproduire l'action des ondes de gravité sur les parois d'un caisson Jarlan, nous sommes conduits à privilégier la similitude de Froude.

Nous veillerons toutefois à conserver le même régime d'écoulement (en l'occurrence turbulent) présent dans les deux structures, en particulier au voisinage des perforations (Bélorgey et al., 1995).

1.2 Facteurs d'échelle

Le tableau suivant, extrait de Chakrabarti (1994), regroupe les facteurs d'échelle pour les paramètres courants rencontrés en similitude de Froude. Le facteur d'échelle des longueurs est noté simplement λ pour plus de clarté.

Variable	Unité	Facteur d'échelle
Longueur	L	λ
Temps	T	$\lambda^{1/2}$
Accélération	LT^{-2}	1
Vitesse	LT^{-1}	$\lambda^{1/2}$
Masse volumique	ML^{-3}	1
Pression	$ML^{-1}T^{-2}$	λ
Force	MLT^{-2}	λ^3
Moment d'une force	ML^2T^{-2}	λ^4
Energie	ML^2T^{-2}	λ^4
Puissance	ML^2T^{-3}	$\lambda^{7/2}$

Tableau 3-1 : Principaux facteurs d'échelle rencontrés en similitude de Froude.

2. LE CANAL A HOULE

Le canal à houle utilisé lors de nos essais a été construit par nos soins au printemps 1998, quelques mois après l'installation du laboratoire dans les locaux de l'unité M2C de Caen. La conception du canal relève d'une collaboration avec le bureau d'études Edinburgh Designs Ltd.

Son armature d'acier est constituée de poutrelles horizontales identiques boulonnées sur des éléments verticaux composant un "H" et formant les pieds du canal. Sa longueur totale de 22 mètres est donc réalisée par l'assemblage de onze tronçons de 2 mètres, comme le montre la Figure 3-1. Le fond du canal est horizontal et constitué, soit de plaques de PVC de 25 mm, soit de dalles de verre feuilleté de 19 mm.

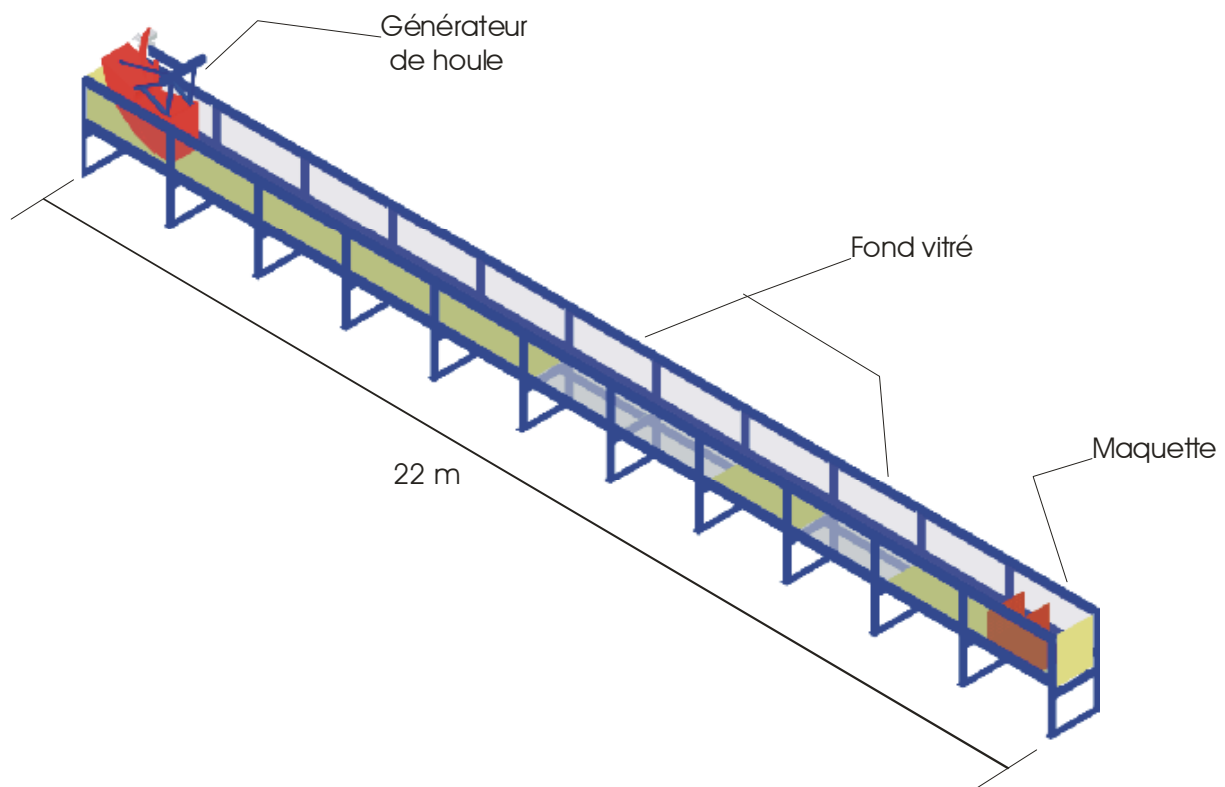


Figure 3-1 : Vue d'ensemble du canal à houle.

La veine d'essais est large de 0,80 m et autorise une hauteur d'eau utile de 0,70 m. Ses parois latérales sont entièrement vitrées. Elles rendent ainsi possible l'emploi de nombreuses techniques de visualisation d'écoulement ou de vélocimétrie optique (PIV ou LDV) dont les adaptations à ce canal sont décrites par Chevalier (2000).

Les panneaux de verre trempé, de 1 m sur 2 m, sont épais de 12 mm et leurs arêtes inférieures sont en appui sur l'armature d'acier. Leurs bords supérieurs sont fixés aux poutrelles par un ruban caoutchouté adhésif, le tout protégé par une cornière en aluminium. La Figure 3-2 présente deux coupes verticales d'un élément du cana.

Deux panneaux verticaux de PVC, placés à chaque extrémité du canal, ferment ainsi la veine d'essais. Le remplissage en eau douce est réalisé par une vanne reliée au circuit d'eau potable du laboratoire, une autre vanne commandant l'évacuation par le fond.

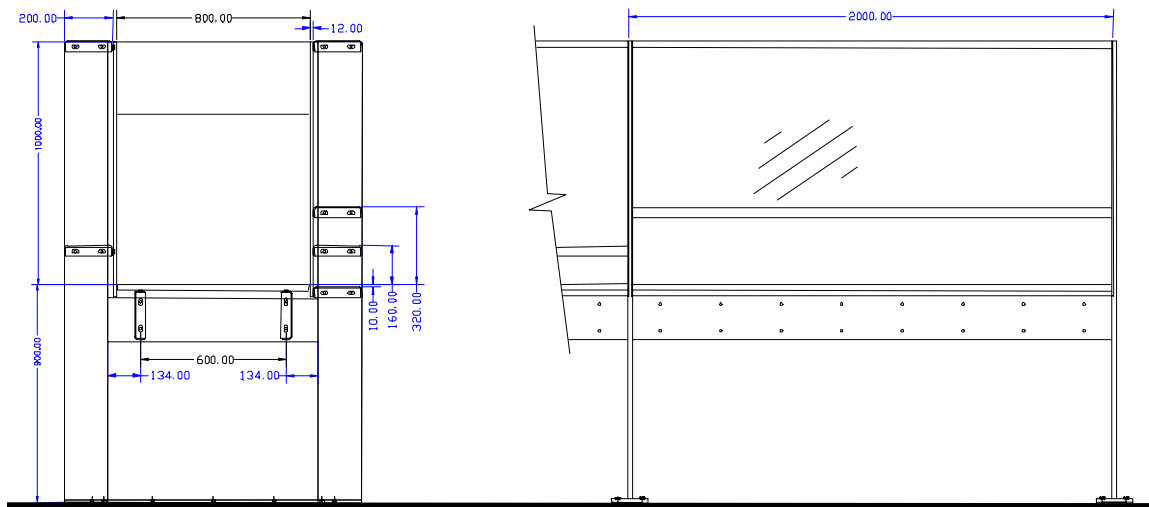


Figure 3-2 : Coupes transversale et longitudinale d'un tronçon de canal (dimensions en mm).

3. LA GENERATION DE LA HOULE

Nous décrivons dans cette partie deux dispositifs de génération de la houle en canal. En effet l'évolution du matériel du laboratoire au cours de nos travaux nous a amené à mettre en œuvre successivement deux types de batteurs : le premier est exclusivement capable de générer une onde monochromatique alors que le second, plus récent, peut créer une houle aléatoire.

3.1 Le générateur de houle monochromatique

De sa première mise en eau jusqu'au printemps 1999, le canal est équipé d'un batteur à houle monochromatique de type piston. La photographie de la Figure 3-3 montre la disposition du générateur, accolé à la veine d'essais et posé sur un bâti métallique.

Le batteur à houle est constitué d'un moteur à courant continu transmettant à une plaque verticale, par un système de bielles et de cames, un mouvement oscillatoire harmonique horizontal.

Les seuls paramètres expérimentaux modifiables sont l'excentricité de la bielle et la fréquence de rotation du moteur. Une description exhaustive du système se trouve dans la thèse de Eloi Lambert (1994).



Figure 3-3 : Vue du générateur de houle monochromatique.

S'il est rudimentaire et donc éprouvé, un tel dispositif présente néanmoins plusieurs inconvénients majeurs qui limitent son utilisation. D'une part, le mouvement de translation de la pale verticale met aussi en oscillation le volume d'eau placé derrière elle, induisant des vibrations dans le système mécanique. L'inertie du piston est trop faible pour atténuer ces phénomènes et les liaisons bielle - excentrique présentent du jeu, si bien que la fréquence de la houle générée est incluse dans une bande de fréquence, centrée autour de celle souhaitée.

D'autre part, un problème réside dans le fait qu'aucun dispositif d'absorption de l'onde réfléchie provenant de l'autre extrémité du canal n'est adaptable à ce batteur. Il se produit donc de multiples réflexions dans la veine d'essais, entre la maquette de la digue et le piston. Il en résulte l'apparition d'ondes stationnaires mais aussi une instabilité dans la hauteur de la houle générée. L'onde présente dans le canal peut donc parfois ne pas être une onde progressive mais plutôt un clapotis partiel (Caminade, 1992). De ce fait, les mesures, de la surface libre par exemple, ne doivent être réalisées que sur un nombre restreint de vagues, avant

l'apparition de ces réflexions multiples. Nous reviendrons sur ce point dans le paragraphe consacré au traitement des données.

3.2 Le générateur de houle aléatoire

Au printemps 1999, nous mettons en place un nouveau générateur de houle dont la Figure 3-4 donne une vue. S'il reste basé sur le principe du batteur piston, il se distingue toutefois du précédent par son aptitude à générer une houle aléatoire et à absorber les ondes réfléchies. Sa conception et son installation résultent, elles aussi, d'une collaboration avec Edinburgh Designs Ltd qui en a assuré la fabrication.

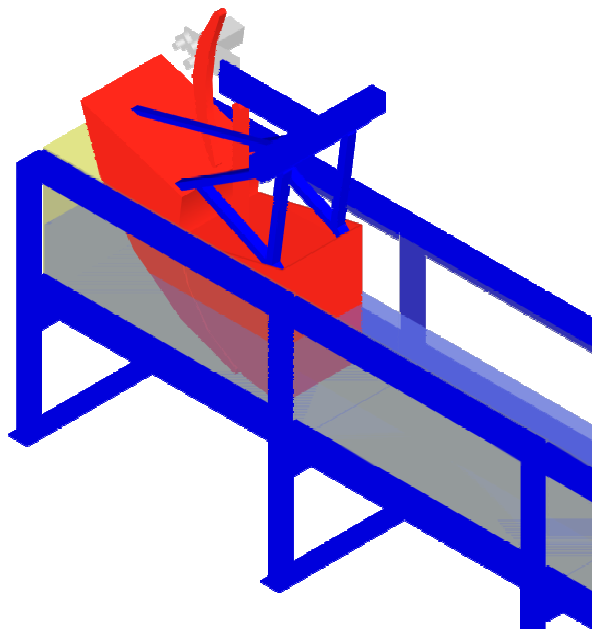


Figure 3-4 : Vue du batteur dans la veine d'essais.

(Une partie du châssis porteur du batteur n'est pas représentée pour plus lisibilité)

3.2.a. Principe de fonctionnement

La génération d'une houle spectrale demande un contrôle constant des mouvements du batteur par un micro-ordinateur. D'autre part, afin d'éviter les phénomènes de clapotis exposés dans la partie 3.1, le générateur de houle doit pouvoir absorber les ondes réfléchies par la structure étudiée dans la veine d'essais.

Une méthode consiste à déterminer dans un premier temps les charges hydrodynamiques associées à ces ondes réfléchies subies par le piston. Dans un deuxième temps, les mouvements du batteur sont adaptés afin de prendre en compte la présence de ces ondes tout en générant la houle demandée.

Cette méthode requiert une connaissance précise des forces exercées sur le piston par le fluide de la veine d'essais. Elles sont, dans notre cas, déterminées à partir de mesures de capteurs montés sur les parties mobiles. Dès lors, la mise en mouvement d'un volume d'eau à l'arrière du batteur constitue un embarras car les capteurs évalueront une superposition de forces antagonistes. L'originalité du générateur de houle réside essentiellement dans la géométrie des pièces immergées minimisant par construction l'agitation de ce volume de fluide, engendrée par les mouvements du piston.

3.2.b. Description du générateur de houle

Les parties mobiles du batteur se placent à l'intérieur du premier tronçon du canal, raccourcissant ainsi sa longueur utile à 20 mètres. Un châssis métallique en acier est boulonné sur les poutres supérieures du canal et supporte le générateur de houle proprement dit. Ce portique dispose de glissières et de vis sans fin permettant une translation verticale du batteur afin de l'adapter précisément à la hauteur d'eau dans la veine d'essai. Par cette disposition nous pouvons utiliser le batteur pour des profondeurs comprises entre 0,20 et 0,70 m.

La première partie mobile du batteur constitue le piston qui est animé d'un mouvement de translation, horizontal et alternatif. Cette pièce est suspendue par un bras d'aluminium, reliant sa partie supérieure à un axe horizontal solidaire du châssis. Des liaisons pivots montées sur roulements à bille constituent les liaisons entre ces différents éléments.

La face amont du piston est verticale et au contact de l'eau de la veine d'essais. Sa partie arrière est, par contre, arrondie afin de s'ajuster à la forme de croissant du second élément mobile (Figure 3-5).

Cette pièce, dénommée communément secteur, est en rotation autour de l'axe horizontal précédemment cité. Elle est également liée au piston et accompagne ainsi son mouvement de translation par un mouvement de rotation.

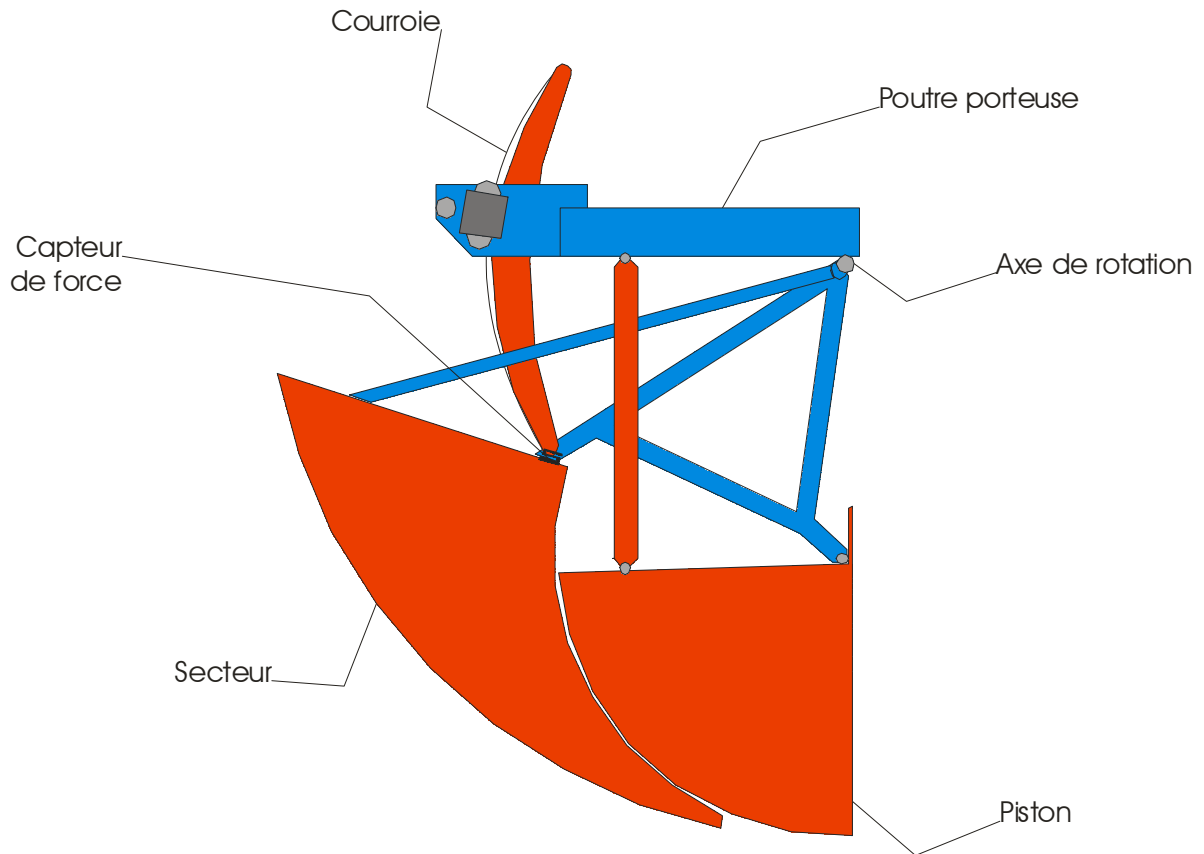


Figure 3-5 : Coupe schématique du générateur de houle aléatoire.

La forme générale du secteur est étudiée pour minimiser les variations du volume d'eau présent à l'aval du piston. Quand celui-ci avance, le secteur s'abaisse et le volume immergé de cette pièce compense le volume libéré par le déplacement du piston. Au contraire lors du recul du piston, le secteur remonte et le volume d'eau à l'arrière du batteur ne change pas. La Figure 3-6 présente l'illustration des mouvements des parties mobiles du batteur.

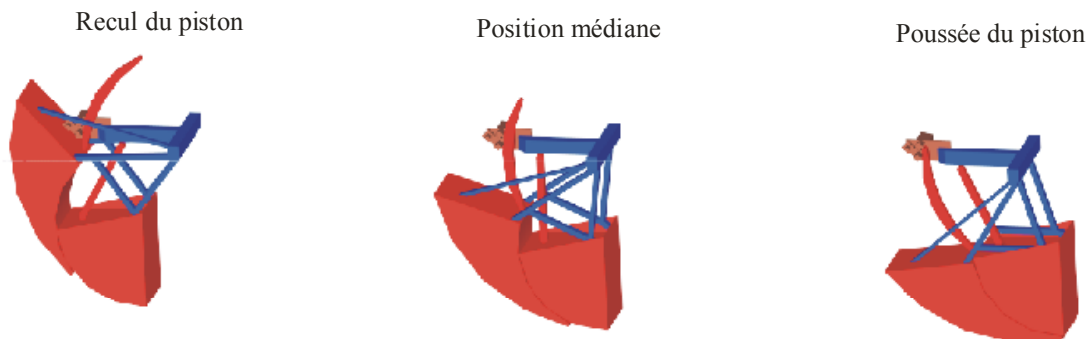


Figure 3-6 : Illustration de la cinématique du générateur de houle aléatoire.

Au cours des déplacements du générateur, le niveau de l'eau située derrière le secteur restant proche du niveau de repos, la force hydrostatique agissant sur cette pièce reste elle aussi à peu près constante. Cette force de pression hydrostatique est de plus dirigée selon le rayon de courbure de la surface du secteur. Le centre de l'arc étant confondu avec l'axe de rotation du secteur, le moment induit par la force radiale est nul.

3.2.c. Mise en mouvement du générateur de houle

Les parties mobiles du générateur sont les plus légères possible afin de minimiser leur inertie : bois pour le piston et le secteur, en aluminium pour les tirants de liaison.

La mise en mouvement du batteur est assurée par un moteur électrique dit "sans balais" (technologie "brushless") développant une puissance de 2 kVA. De par sa petite taille, il possède une faible inertie lors du changement de sens de rotation. Grâce à un encodeur intégré, son contrôle est réalisé électroniquement, ce qui permet de connaître en tout instant sa vitesse angulaire et sa position.

Il entraîne par une courroie crantée une pièce en aluminium en forme d'arc de cercle liée au secteur par l'intermédiaire d'un capteur de force (capteur de traction – compression en "S" schématisé sur la Figure 3-5). La position de ce capteur est définie pour reprendre la composante tangentielle des efforts transmis au secteur par le piston, lui-même soumis aux forces hydrodynamiques amont. Le développé de la courroie donne l'amplitude maximale des déplacements du piston. Dans notre cas, le débattement maximum est de l'ordre de 0,5 m.

3.2.d. Contrôle du générateur de houle

En complément des forces hydrodynamiques instantanées mesurées par le capteur de force, la détermination des forces hydrostatiques amont agissant sur la face verticale du piston se fait grâce à un vérin pneumatique dont on recueille les variations de pression interne. Cet appareil est situé au-dessus du châssis et relié au secteur. Pour ne pas surcharger les schémas, il n'est cependant pas représenté sur les figures 3-5 et 3-6. Un compresseur extérieur fournit l'apport en air nécessaire à la mise en pression du dispositif (entre 2 et 4 bars).

Un contrôleur électronique digital est placé dans une armoire électrique à proximité du batteur. Il reçoit de celui-ci les signaux des capteurs et du moteur : la position, la vitesse de déplacement, les forces hydrodynamiques et hydrostatiques exercées par l'eau sur le piston. Les données d'un accéléromètre complètent ces informations.

Grâce à son programme en mémoire morte, le contrôleur analyse les différentes données afin d'évaluer la force de l'onde réfléchie agissant sur le piston. Il adapte ainsi de lui-même le mouvement du batteur pour générer la houle demandée en absorbant la houle réfléchie.

La capacité d'absorption du dispositif résulte en fait des caractéristiques géométriques des parties immergées et du pilotage par le contrôleur digital. Dans notre cas elle est optimisée pour une gamme de périodes de 1 à 3,3 secondes (1 à 0,3 Hz) avec une profondeur d'eau entre 0,40 et 0,50 m.

Un micro-ordinateur est relié au contrôleur digital, le logiciel SimWav réalisant l'interface entre l'utilisateur et le générateur de houle. Ce logiciel permet de générer une onde à partir d'un fichier texte écrit dans le langage propriétaire Wave (Rogers et al., 1999). A base de mots-clés et de commandes proches du langage C, le fichier décrit tous les paramètres nécessaires à la définition de la houle voulue : période, hauteur, phase, spectre standard ou personnalisé, etc. Il est ensuite compilé par un sous-programme, nommé Ocean, et introduit dans SimWav.

4. LE MODELE PHYSIQUE

La modélisation physique en canal consiste en une reproduction d'un caisson courant de la digue de Dieppe et de sa berme. Nous respectons une similitude de Froude, avec un facteur d'échelle géométrique $\lambda = 25$.

Une seule profondeur d'eau dans le canal est utilisée lors de nos essais : $h = 0,40$ m, c'est-à-dire 10 m en nature et au large de la structure. Le niveau de l'eau correspond alors à la cote +6,25 m CM.

4.1 La maquette du caisson Jarlan

La Figure 3-7 donne une vue de la maquette du caisson Jarlan. Elle est constituée de plaques de PVC assemblées entre elles par des vis. Les écoulements étant supposés essentiellement bidimensionnels, les raidisseurs transversaux de la chambre du caisson prototype ne sont donc pas reproduits. La largeur de la chambre, notée B, est égale à 0,54 m. La paroi perforée a une épaisseur de 40 mm et supporte les trous cylindriques d'axe horizontal.

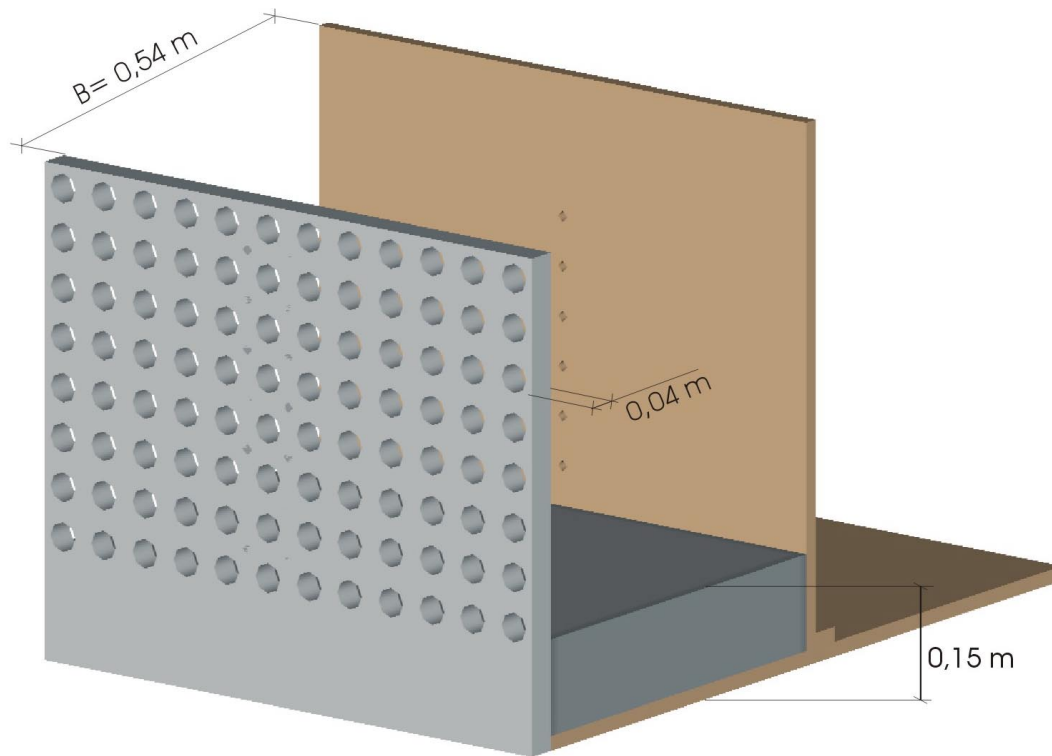


Figure 3-7 : Vue isométrique de la maquette avec le lest.

Les perforations ont un diamètre de 40 mm et sont distribuées en 12 colonnes sur 8 lignes avec un entraxe de 67 mm (Figure 3-8). La porosité de cette paroi, définie comme le rapport de la surface des vides sur la surface totale, est de 28, donc reste analogue à celle de la digue de Dieppe.

Sur le prototype, l'écoulement au travers de la paroi perforée étant turbulent, il importe que ce régime soit conservé sur le modèle. Il a donc été décidé de ne pas chanfreiner les bords extérieurs des perforations pour favoriser l'apparition de turbulences. Dans le même but nous avons affecté une légère distorsion de la similitude de Froude aux dimensions de la paroi perforée en augmentant le diamètre de 36 à 40 mm (Bélorgey et al., 1995).

Pour nos besoins nous avons diminué la profondeur de la chambre pour simuler la présence du lest. Une plaque de PVC constitue ainsi un fond horizontal, dont la cote correspond au zéro des cartes marines pour le prototype, soit quelques millimètres sous la rangée de perforations la plus basse pour le modèle.

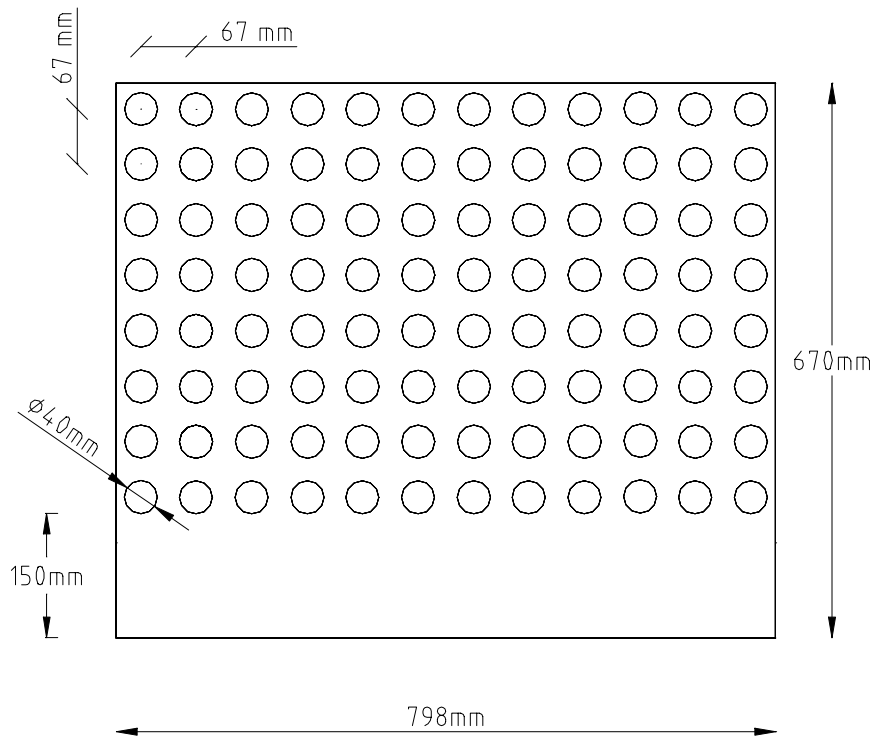


Figure 3-8 : Dimensions de la paroi perforée.

4.2 Les bermes

La modélisation du caisson Jarlan de la digue de Dieppe implique la reproduction du soubassement sur lequel repose la structure. Deux objectifs potentiels peuvent être dégagés de cette simulation :

- la mesure des sous-pressions générées par la houle sous le caisson ;
- l'influence d'une berme sur la réflexion de la digue.

Nous examinons dans les parties suivantes la possibilité de conduire simultanément ces deux études.

4.2.a. Mesure des sous-pressions en canal

Les mesures des sous-pressions en canal permettraient une comparaison avec celles effectuées sur le caisson prototype. Il s'agit toutefois de déterminer préalablement les conséquences de la conservation du nombre de Froude sur le comportement du modèle de soubassement de l'ouvrage.

En effet la transmission des pressions à travers ce massif poreux est fonction, non seulement des dimensions géométriques des composants (similitude de Froude), mais aussi de la perméabilité du matériau et de la viscosité du fluide (similitudes de Yalin et de Reynolds).

De Gerloni et ses collaborateurs (1997) ont reproduit un caisson de la digue de Porto Torres (Sardaigne) afin de déterminer les effets d'échelle rencontrés lors d'une telle modélisation. Ils ont notamment reconstitué le soubassement de la structure par une méthode de pluviation des matériaux fins. Des mesures de sous-pressions à l'interface semelle- fondation du caisson ont été conduites pour trois granulométries différentes, soit en parfaite similitude de Froude, soit légèrement différente (plus fine ou plus grossière). Parallèlement des mesures de sous-pressions sont réalisées sous le caisson prototype instrumenté à Porto Torres.

La principale conclusion de ces travaux souligne l'écart important entre les sous-pressions mesurées en canal et celles mesurées sur le site, tant dans leur répartition que dans les valeurs extrêmes, malgré une houle incidente analogue.

Cette étude avertit des difficultés que nous aurions à reproduire correctement le massif de tout-venant qui constitue l'assise du caisson de Dieppe. La modélisation du comportement des matériaux granulaires constituant à elle seule un problème dépassant le cadre de nos travaux, nous avons choisi de ne pas simuler le soubassement du caisson. La maquette repose donc directement sur le fond plat du canal et nous n'effectuons aucune mesure de sous-pression.

4.2.b. Bermes en enrochements

Le respect de la similitude de Froude nous autorise à reproduire la berme en enrochements présente devant le caisson. Nous ne recherchons alors que les paramètres géométriques qui peuvent influencer sur l'écoulement de la houle à proximité de la paroi perforée.

Trois bermes différentes sont mises en œuvre en utilisant des galets naturels (silex). Leurs dimensions sont reportées dans le Tableau 3-2 et présentées sur les figures 3-9, 3-10 et 3-11.

B_{eq} est la largeur de berme équivalente, h_b sa hauteur et $\tan(\alpha)$ est la pente du talus :

$$B_{eq} = B_b + \frac{h_b}{2 \tan \alpha} \quad (3-6)$$

	h_b [m]	B_{totale} [m]	B_b [m]	B_{eq} [m]	$\tan \alpha$ [-]
Berme courte	0,15	0,40	0,18	0,29	0,67
Berme moyenne	0,15	0,64	0,42	0,53	0,67
Berme verticale	0,15	0,64	0,64	0,64	-

Tableau 3-2 : Dimensions principales des bermes.

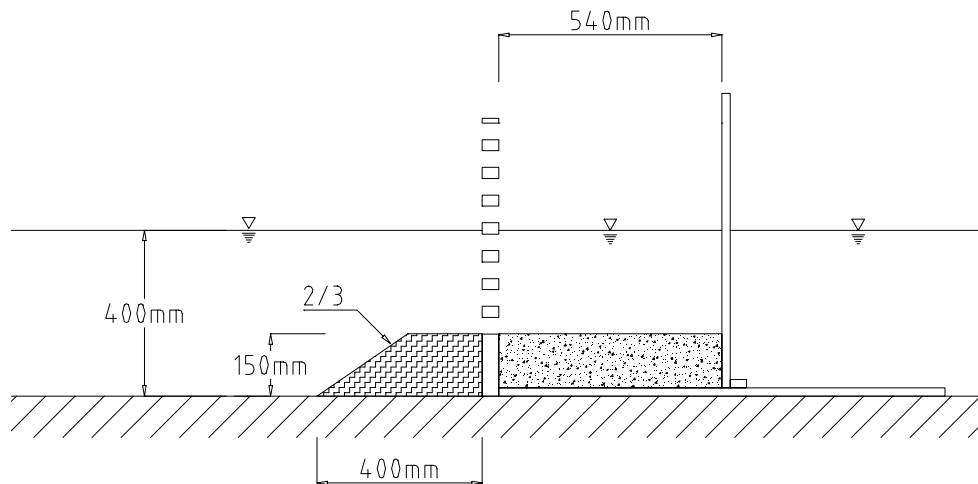


Figure 3-9 : Coupe de la berme courte, analogue à celle de Dieppe.

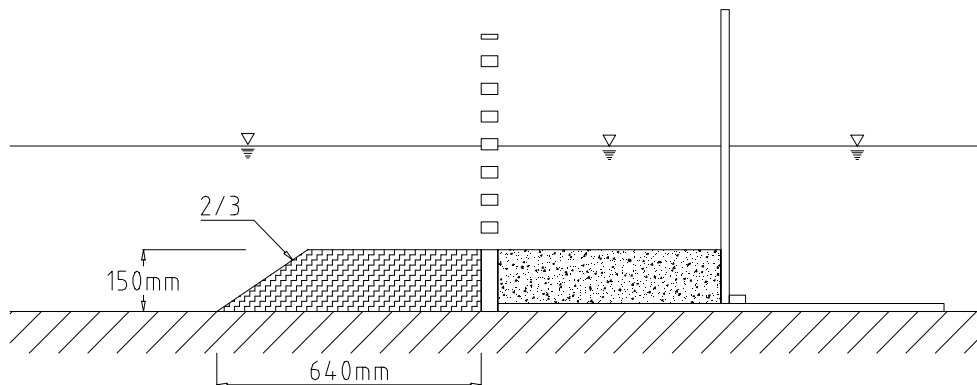


Figure 3-10 : Coupe de la berme moyenne.

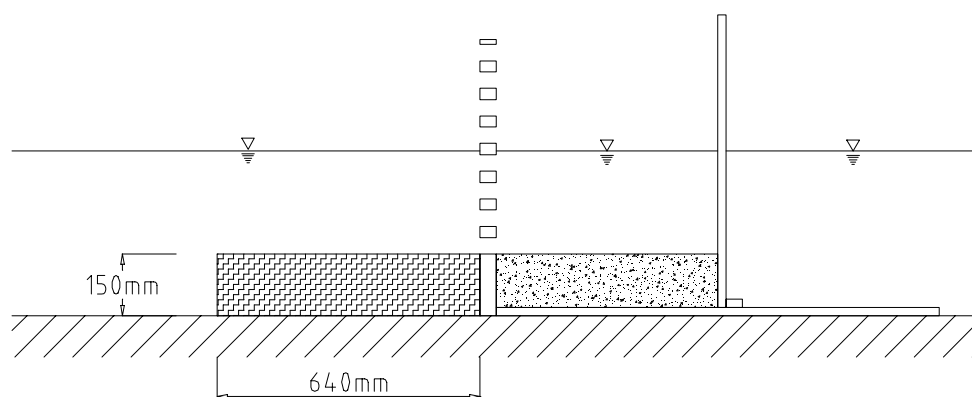


Figure 3-11 : Coupe de la berme verticale.

La berme courte reproduit les dimensions de la berme prototype de Dieppe. La berme moyenne a une largeur près de deux fois plus importante mais elle conserve la même pente de

talus. La berme verticale est un massif d'enrochements dont le talus forme en fait une marche. Une telle disposition n'est évidemment pas réalisable en dehors du laboratoire, mais elle représente toutefois une géométrie rencontrée dans des simulations numériques (Ropert, 1999).

4.2.c. Composition des bermes

Chaque berme est composée de blocs de masse croissante, des couches inférieures vers la carapace (Hughes, 1993). Celle-ci est constituée par deux couches de galets de 195 à 260 g (3 à 4 tonnes en nature). Les autres strates sont formées successivement de blocs de 130/195 g (2/3 t), 65/130 g (1/2 t) et 35/65 g (500 kg à 1 t). La couche inférieure est réalisée par des silex de moins de 35 g, moins de 500 kg en nature.

Un tassement (réarrangement) de l'ensemble, en particulier des couches basses, est effectué au fur et à mesure de la mise en place des blocs. La Figure 3-12 montre deux étapes de la construction d'une berme. Chaque série de blocs est peinte d'une couleur différente pour faciliter son repérage. Sur ces deux figures il est possible de distinguer les blocs d'une couche inférieure (500 kg / 1 t) à gauche et les blocs de carapace (3 / 4 t), à droite.



Figure 3-12 : Deux étapes de construction de la berme moyenne.

5. L'INSTRUMENTATION DU MODELE

Les expériences en canal demandent une instrumentation adaptée au modèle physique notamment par ses dimensions. Deux types de mesures sont effectuées au cours de nos essais. L'une concerne l'évolution temporelle de la surface libre, l'autre les variations de pression

exercées par la houle sur les parois de la maquette. Ces données sont enregistrées par un dispositif d'acquisition que nous présentons également.

5.1 La mesure de la surface libre

La mesure des variations de la surface libre est réalisée par des limnigraphes résistifs implantés en plusieurs points de l'axe longitudinal de la veine d'essais.

5.1.a. Description des limnigraphes

Ils sont formés chacun de deux fines tiges d'incox verticales de 3,2 mm de diamètre, distantes de 15 mm et maintenues sous une différence de potentiel électrique. La résistance mesurée entre les deux tiges d'une même sonde est proportionnelle à l'immersion de celles-ci.

Un dispositif électronique, communément appelé moniteur de houle, assure l'alimentation du limnigraphe et la mesure simultanée de son immersion. En sortie, il délivre un signal dont la tension varie au cours du temps entre -10 et $+10$ V, reproduisant ainsi la variation du niveau de la surface libre au point considéré. Avant toute série d'essais, un étalonnage statique de chaque limnigraphe est nécessaire pour connaître la relation linéaire entre immersion et tension de sortie.

5.1.b. Position des limnigraphes dans le canal

Nous utilisons 10 sondes résistives dans nos expériences, réparties en deux groupes distincts. Trois sondes sont dédiées à la détermination des ondes incidentes et réfléchies grâce à la méthode de Mansard et Funke (1980) qui sera détaillée dans la partie 6.1 de ce chapitre. La première de ces sondes est maintenue à une distance de 10 m du générateur de houle.

Un second groupe de sondes résistives est positionné à proximité des parois de la maquette du caisson. Quatre limnigraphes (S4, S5, S6 et S7) sont disposés symétriquement de part et d'autre de l'écran perforé, respectivement à $+5$ et $+2$ cm de la paroi (Figure 3-13). Ils sont agencés pour ne pas être perturbés par les jets provenant des perforations. Une autre sonde (S10) est placée à $+2$ cm de la paroi arrière, sur le même axe longitudinal que les précédentes. Ces limnigraphes mesurent ainsi les ascensions et les retraits des vagues sur les murs du caisson.

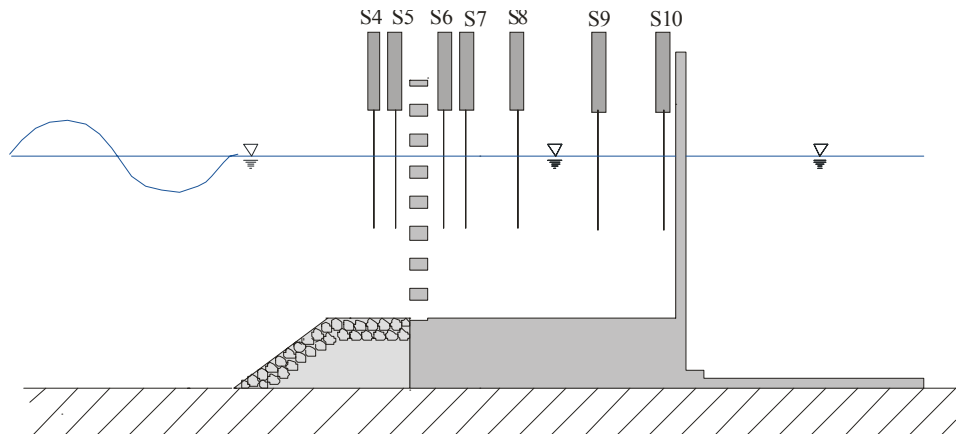


Figure 3-13 : Schéma du positionnement des limnigraphes du caisson.

Les deux dernières sondes (S8 et S9) sont disposées dans la chambre de dissipation, toujours sur l'axe des cinq autres. L'une est à +19 cm de la paroi perforée et l'autre à +19 cm de la paroi arrière. Elles permettent la mesure de l'agitation dans le caisson.

5.2 La mesure des pressions

La mesure des pressions exercées par les vagues sur la maquette du caisson est réalisée par douze capteurs de type FP 1142, fabriqués en 1997 par FGP Instrumentation selon nos spécifications.

5.2.a. Description des capteurs

De technologie piézo-résistive, ils sont submersibles, à pression relative, compensés en température et d'étendue de mesure 0 – 100 mbars. Ces capteurs se présentent sous la forme d'un cylindre d'inox de 24 mm de diamètre pour une longueur de 30 mm (Figure 3-14). La membrane en Viton (caoutchouc synthétique) de 12 mm de diamètre est affleurante.

La cellule sensible du capteur est constituée d'une puce en silicium et quartz, implantée dans un pont de résistances. Ses très faibles dimensions lui confèrent une surface inférieure à 4 mm². La mesure de la pression n'est réalisée que par cet élément sensible : le signal résultant ne représente pas une pression moyennée sur toute la membrane mais une mesure quasi-punctuelle. En fait seul le dispositif de connection du pont avec les fils électriques et l'étanchéité de la membrane imposent le diamètre extérieur du capteur.

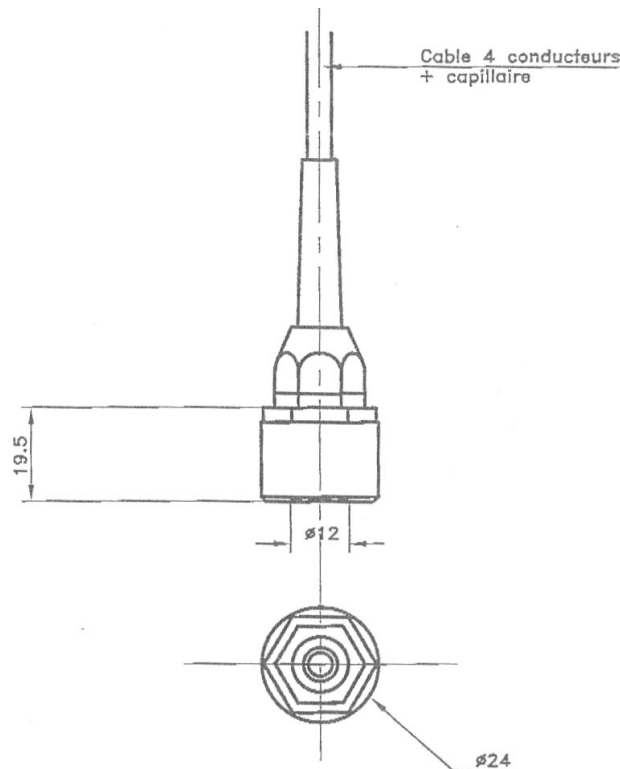


Figure 3-14 : Schéma d'un capteur FP 1142.

Le câble du capteur comporte deux fils d'alimentation en +5 V, deux fils pour le signal de sortie et un tube capillaire. Celui-ci met en communication avec la pression atmosphérique la chambre du capteur où se trouve l'élément sensible. Le signal de sortie du transducteur n'ayant une amplitude que de quelques dizaines de millivolts, il est nécessaire de l'amplifier par un banc d'extensométrie Vishay 2100. Il permet d'obtenir des signaux enregistrables compris entre -10 et +10 V.

Un réglage supplémentaire est effectué pour annuler la composante hydrostatique du signal de chaque capteur afin de n'enregistrer que la pression dynamique. De manière analogue aux sondes de surface libre, la détermination de la réponse linéaire des capteurs de pression nécessite un étalonnage statique au début de chaque expérience.

5.2.b. Position des capteurs

Des perforations supplémentaires sont réalisées dans toutes les plaques verticales afin de recevoir les capteurs de pression. Ces trous ont 67 mm d'entraxe et sont disposés de manière à pouvoir placer trois capteurs à la même cote pour chacune des trois faces du caisson. D'un diamètre de 24 mm, ces perforations sont obturées par un bouchon de mousse rigide quand aucun transmetteur ne les occupe.

Les douze capteurs de pression que nous avons à disposition sont répartis dans les parois de la maquette, comme présenté sur la Figure 3-15. Quatre capteurs sont disposés dans l'écran perforé afin de mesurer la pression de la houle incidente (notés CE 1 à 5). Trois sont aussi dans la paroi perforée mais placés pour mesurer les pressions exercées sur sa face interne (CI 1 à 4). Enfin les cinq autres sont situés dans la paroi arrière (CA 1 à 5).

Les capteurs CE1 et CI1 sont donc disposés de manière analogue aux transmetteurs P4 et P3 de Dieppe. A l'occasion d'une marée suffisamment haute, les positions P2, P1 et P5 sur site correspondent aux positions CE3, CI3 et CA3 sur la maquette.

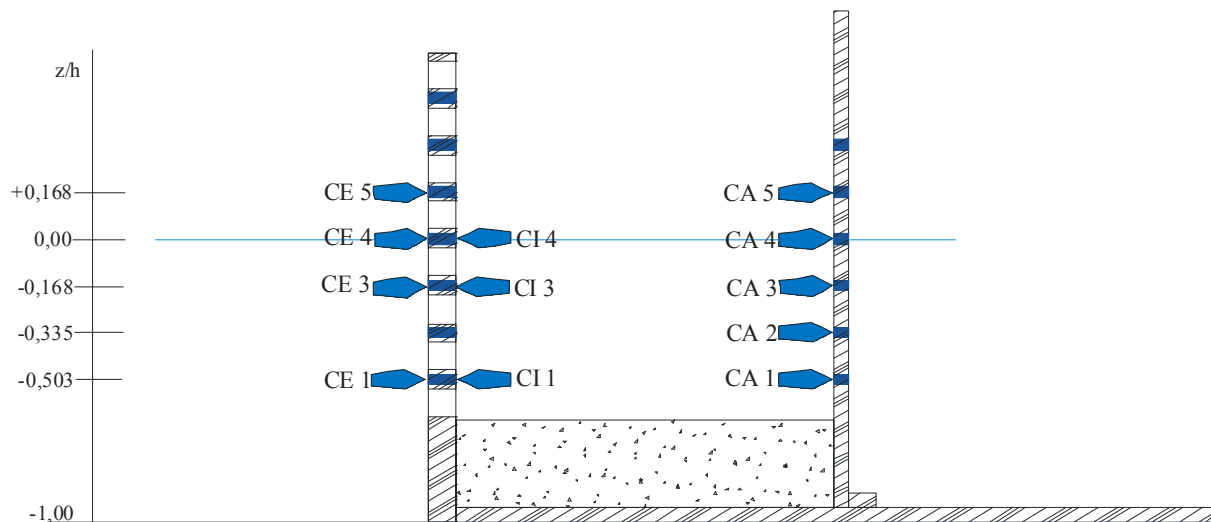


Figure 3-15 : Positions des douze capteurs pour $h=0,40$ m.

Les trois capteurs à la position 4 sont disposés au niveau de l'eau au repos dans le canal. Les deux capteurs en position 5 sont à 6,7 cm au-dessus des capteurs 4.

5.3 Le système d'acquisition

Les 10 voies provenant du moniteur de houle et les 12 voies provenant du pont d'extensométrie sont connectées à une carte d'acquisition analogique Keithley 1802 placée dans un micro-ordinateur PC. Il est ainsi possible de recueillir simultanément les variations de niveaux de la surface libre et de pressions sur la maquette. Le pilotage de la carte d'acquisition est réalisée à l'aide de programmes informatiques analogues à ceux développés pour l'instrumentation de Dieppe.

Identique pour les capteurs de pression et les limnigraphes, la fréquence d'acquisition est adaptée à la période principale de la houle générée. Elle est égale à 32 Hz pour les périodes

inférieures à 2 s, 16 Hz pour celles inférieures à 3 s et 8 Hz pour les périodes supérieures. Ces fréquences d'acquisition restent cependant suffisamment élevées pour enregistrer des phénomènes transitoires.

Le choix de cette fréquence d'échantillonnage est issu d'un compromis entre plusieurs contraintes. D'une part, la génération de la houle par le batteur étant liée à une base de temps du contrôleur digital qui oscille à 32 Hz, il est nécessaire d'acquérir les signaux de surface libre à une fréquence sous-multiple de 32 Hz. Dans le cas contraire la méthode spectrale de séparation des ondes incidentes et réfléchies a tendance à mal évaluer les fréquences des différentes ondes. D'autre part, les enregistrements des données provenant d'ondes générées sur plus de 500 vagues doivent pouvoir être stockés dans des fichiers informatiques de taille raisonnable, ce qui implique de diminuer la fréquence d'acquisition pour les grandes périodes.

6. LE TRAITEMENT DES DONNEES DE LA MODELISATION PHYSIQUE

Les données des différentes expériences sont conservées dans des fichiers informatiques dont les traitements sont effectués à l'aide du logiciel Matlab. Celui-ci autorise le développement de routines et de fonctions adaptées à nos essais, à partir d'un langage de programmation élaboré, rapide et éprouvé. Elles permettent notamment de calculer le coefficient de réflexion de la structure, de réaliser une analyse statistique (vague par vague) et spectrale de données de pression ou de surface libre.

6.1 Détermination du coefficient de réflexion

Une première analyse de la surface libre consiste à séparer les ondes incidentes et réfléchies générées dans le canal à partir des signaux des limnigraphes. Nous nous sommes attachés à mettre en œuvre une méthode à trois sondes décrite par Mansard et Funke (1980). Sans décrire entièrement la méthode de calcul que le lecteur pourra appréhender dans cet article, nous précisons toutefois la méthodologie développée dans nos expériences.

6.1.a. Principe de la méthode

Cette méthode repose sur l'analyse de mesures simultanées de la surface libre acquises en trois points du canal, placés dans une zone à profondeur constante. Dans cette partie nous appellerons "sonde 1" le limnigraphe le plus proche du batteur.

L'hypothèse initiale repose sur l'existence d'une superposition de trois composantes temporelles mesurées en un point. Le profil des vagues enregistré par une sonde représente donc la somme d'une onde incidente $C_{i,k}$, d'une onde réfléchie $C_{r,k}$ et d'une composante associée à un bruit. Elle englobe en fait des erreurs de mesure, des effets non-linéaires, les harmoniques liés, etc.

Mathématiquement, l'évolution temporelle de la surface libre en un point p s'exprime sous la forme suivante (exemple avec $p=1$):

$$\begin{aligned} \eta_{p=1}(t) = & \sum_{k=1}^N C_{i,k} \cdot \sin\left(-\frac{2\pi kt}{T_e} + \frac{2\pi x_1}{L_k} + \theta_k\right) \\ & + \sum_{k=1}^N C_{r,k} \cdot \sin\left(-\frac{2\pi kt}{T_e} + \frac{2\pi(x_1 + 2x_{r1})}{L_k} + \theta_k + \varphi_k\right) \\ & + \Omega_1(t) \end{aligned} \quad (3-7)$$

où T_e/k est une fraction de la durée T_e de l'enregistrement du signal, avec k entier compris entre 1 et une limite supérieure N ,

L_k est la longueur d'onde associée à cette fraction de période,

θ_k est une phase arbitraire liée aux variables d'espace et de temps,

φ_k est un déphasage introduit par la structure réfléchissante,

$\Omega_1(t)$ représente le bruit précédemment introduit.

Les distances x_1 et x_{r1} sont les distances de la sonde 1 respectivement au générateur de houle et à la structure réfléchissante. Un raisonnement analogue est conduit pour les profils enregistrés par les sondes 2 et 3. Un terme supplémentaire de déphasage est alors introduit dans chaque relation qui tient compte des écartements entre les sondes 1 et 2, et entre les sondes 1 et 3.

Par ailleurs le signal de surface libre, en un point $p = 1, 2$ ou 3 , peut être considéré comme une somme de composantes harmoniques dont les amplitudes sont les coefficients de Fourier calculés par FFT. Nous pouvons alors écrire :

$$\eta_p(t) = \sum_{k=1}^N A_{p,k} \cdot \sin\left(-\frac{2\pi kt}{T_e} + \alpha_{p,k}\right) \quad (3-8)$$

où $A_{p,k}$ est le coefficient de Fourier pour la fréquence k/T_e ,

$\alpha_{p,k}$ est la phase relative à l'origine des temps de l'enregistrement.

Les deux relations donnant $\eta_p(t)$ sont équivalentes et les inconnues qui nous intéressent sont $C_{i,k}$ et $C_{r,k}$. Après écriture des équations en notation exponentielle complexe, les inconnues peuvent être déterminées par la méthode des moindres carrés. Les résultats que nous obtenons se présentent essentiellement sous la forme de deux spectres en amplitude, l'un décrivant l'onde incidente, l'autre l'onde réfléchie.

6.1.b. Disposition des limnigraphes

Mansard et Funke préconisent de conserver une distance de $L_{pic}/10$ entre la sonde 1 et la sonde 2, avec L_{pic} longueur d'onde associée à la période de pic de la houle. L'intervalle séparant les sondes 1 et 3 doit être compris entre $L_{pic}/6$ et $L_{pic}/3$, mais différent des valeurs $L_{pic}/5$ et $(3.L_{pic})/10$. Pour chaque période de houle de nos essais, nous avons donc déplacé les sondes afin de conserver les distances de $L_{pic}/10$ entre les sondes 1 et 2, et $L_{pic}/4$ entre les sondes 1 et 3.

Ces auteurs recommandent de plus de maintenir les limnigraphes éloignés de toute structure réfléchissante, d'une distance supérieure à une longueur d'onde. Nous avons donc positionné le groupe des trois sondes à mi-distance de la maquette et du batteur, la sonde 1 se trouvant toujours à 10 m du générateur de houle, soit environ 9 m de la paroi perforée. Cet écartement représente à peu près une longueur d'onde pour une période de 5 secondes, période maximale générée au cours de nos travaux.

La méthode produisant une décomposition spectrale des signaux, il est nécessaire de limiter les calculs à une plage de périodes équivalentes à celles d'ondes progressives, ce qui équivaut à définir des fréquences de coupure haute et basse. Nous effectuons donc les calculs entre 0,5 et 3 fois la fréquence de pic de la houle générée, valeurs empiriques issues des essais pour la mise au point de cette technique.

6.1.c. Calcul du coefficient de réflexion

La détermination du coefficient de réflexion d'un ouvrage maritime peut s'appuyer sur des conventions différentes suivant la signification physique de ce paramètre. Le calcul peut être lié à l'énergie réfléchie de la houle ou à sa hauteur réfléchie.

Le fonctionnement hydraulique du caisson Jarlan étant complexe, nous préférons définir le coefficient de réflexion comme le rapport global de l'énergie réfléchie sur l'énergie incidente.

A partir des spectres obtenus par la méthode de Mansard et Funke, il est possible de calculer les moments d'ordre zéro de chaque onde. Le coefficient de réflexion est alors (Sutherland et O'Donoghue, 1998) :

$$C_r = \sqrt{\frac{m_{o,r}}{m_{o,i}}} \quad (3-9)$$

De plus nous pouvons déterminer les hauteurs de houle incidente et réfléchie par une relation du type : $H_{m0} = 4\sqrt{m_o}$. La hauteur de houle incidente $H_{m0,i}$ est alors assimilée à la hauteur significative H_s dans le cas d'une houle aléatoire, à la hauteur incidente H_i dans le cas d'une houle monochromatique.

Le coefficient de réflexion peut également être déterminé pour toutes les fréquences composant l'onde incidente, du moins celles de la plage de calcul. A partir des spectres des ondes, il suffit de faire le rapport amplitude réfléchie sur amplitude incidente, en chaque pas de fréquence (Mansard et Funke, 1980):

$$C_r(f) = \frac{a_r(f)}{a_i(f)} \quad (3-10)$$

Si ce coefficient est donné pour chaque fréquence de houle, il est toutefois physiquement critiquable de définir ainsi un paramètre qui n'est pas borné par 1. Il peut au contraire tendre vers l'infini en particulier si les valeurs des amplitudes incidentes sont très faibles devant celles réfléchies.

6.2 Analyses statistique et spectrale

Les différents signaux que nous analysons sont majoritairement aléatoires, qu'ils proviennent des sondes de surface libre ou des capteurs de pression. Il est à noter que le principe de traitement des données est identique pour les mesures en laboratoire et sur le prototype de Dieppe.

Il est dans un premier temps nécessaire de retrancher au signal proprement dit une composante très basse fréquence. Comme il a été précisé dans le chapitre 2, dans le cas des mesures sur site, il s'agit de la marée soustraite par la méthode de Goda (1985). Pour les mesures en laboratoire, il suffit de retrancher la valeur constante du signal ("offset") souvent induite par les multiples connections des appareils électroniques. Elle est déterminée au repos,

avant le début de l'essai. Ce pré-traitement effectué, les signaux sont alors analysés statistiquement et spectralement.

6.2.a. L'analyse statistique

Cette analyse repose sur un découpage des enregistrements en de multiples vagues (Rychlik et Leadbetter, 1997). La méthode, classiquement intitulée "zero-up-crossing", définit une vague comme la crête et le creux existant entre deux fronts montants successifs. Il est également possible de se baser sur deux fronts descendants successifs. Le temps s'écoulant entre ces deux passages par zéro définit une période locale T_j . Un maximum M_j et un minimum m_j du signal sont de plus associés à cette vague j (Figure 3-16).

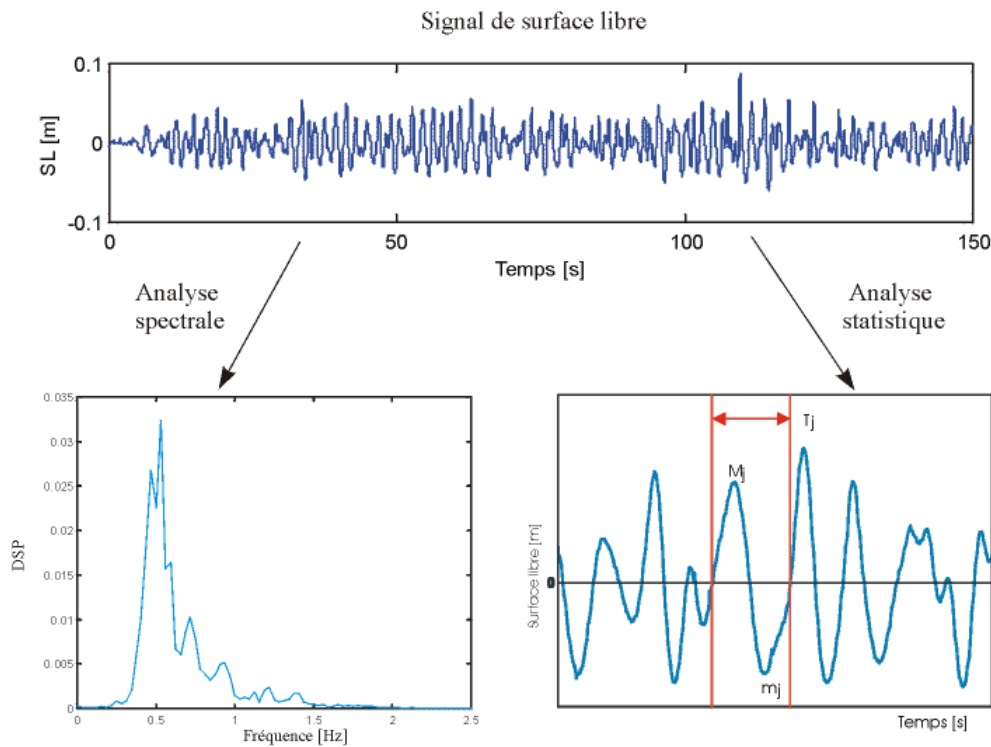


Figure 3-16 : Définitions pour la méthode « zero-up crossing »

Ces valeurs locales tirées de l'ensemble de l'enregistrement permettent de définir des paramètres statistiques illustrés par les relations suivantes, relatives aux maxima locaux du signal M_j contenant N vagues. Nous pouvons définir (Chakrabarti, 1987) :

- une valeur moyenne :

$$M_{\text{moy}} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N M_j \quad (3-11)$$

- une valeur significative ou moyenne du tiers supérieur des plus grandes valeurs :

$$M_{1/3} = \frac{3}{N} \sum_{j=1}^{N/3} M_j \quad (3-12)$$

- une moyenne du dixième supérieur des plus grandes valeurs :

$$M_{1/10} = \frac{10}{N} \sum_{j=1}^{N/10} M_j \quad (3-13)$$

De plus nous utiliserons la valeur $M_{1/250}$, qui correspond à la plus forte valeur du paramètre M pour un enregistrement de 250 vagues. Elle coïncide avec une grandeur M ayant 99,6% de chance de ne pas être dépassée, ou encore une occurrence de 0,04 %. Cette valeur caractéristique est particulièrement employée dans des méthodes de dimensionnement (Goda, 1985, Takahashi et Shimosako, 1994).

6.2.b. L'analyse spectrale

L'analyse des données est réalisée dans le domaine fréquentiel à partir de transformées de Fourier rapides (FFT). La décomposition par FFT conduit à déterminer l'amplitude de chaque composante sinusoïdale du signal temporel initial. Par ailleurs, la fréquence maximale admissible d'un spectre est limitée à la fréquence de Nyquist, c'est-à-dire la moitié de la fréquence d'acquisition du signal (Gibert, 1997). En canal, cette fréquence maximale est donc de 16 Hz au plus, de 10 Hz au plus pour les mesures sur la digue de Dieppe.

La répartition fréquentielle de l'énergie d'une mesure (oscillations de pression ou de surface libre) est obtenue en déterminant la densité spectrale de puissance du signal grâce à la méthode du périodogramme (Welch, 1967). La fenêtre d'apodisation utilisée est alors une fenêtre de Hanning (MathWorks, 1998).

7. PARAMETRES HYDRAULIQUES DES ESSAIS

Nous présentons dans cette dernière partie les conditions hydrauliques de nos essais. Les tableaux 3-3 et 3-4 synthétisent les paramètres des houles générées au cours des expériences avec le batteur aléatoire et absorbeur, pour des houles spectrales et régulières, avec les bermes courte et moyenne. Dans tous les cas, la profondeur d'eau est $h = 0,40$ m.

Les houles spectrales ont une répartition de l'énergie conforme au spectre de Pierson – Moskowitz (PM) dont l'allure est représentée sur la Figure 3-17. La densité spectrale de

puissance $S(f)$ est obtenue par la relation générale suivante en fonction de la fréquence f (en Hz) :

$$S(f) = \frac{\alpha g^2}{(2\pi)^4} \cdot f^{-5} \cdot \exp \left[-1,25 \cdot \left(\frac{f}{f_p} \right)^{-4} \right] \quad (3-14)$$

- où f_p est la fréquence de pic,
- $\alpha=5 \cdot 10^{-4}$ est la constante de Phillips, en $[s^{10}]$,
- $g=9,81$ est la gravité, en $[m \cdot s^{-2}]$.

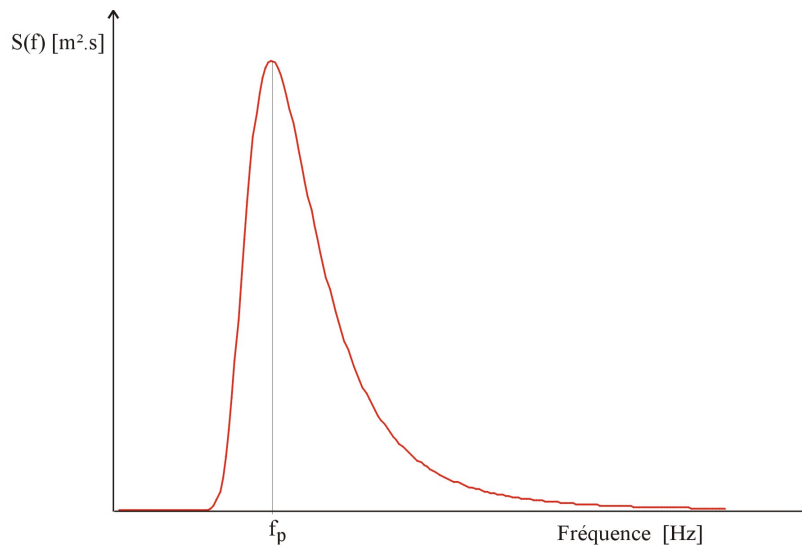


Figure 3-17 : Spectre de Pierson - Moskowitz.

		T [s]									
		1,1	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	3,0	4,0	5,0
H _i [m]	0,05	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	0,075	x	x	x	x	x	x	x	x	x	-
	0,10	x	x	x	x	x	x	x	x	-	-
	0,15	-	-	x	x	-	-	-	-	-	-

Tableau 3-3 : Paramètres des houles monochromatiques.

		T_p [s]			
		1,4	1,6	1,8	2,4
H_{m0} [m]		0,035	0,055	0,100	0,130
		0,055	0,080	0,130	-
		0,075	0,110	-	-
		0,100	0,125	-	-

Tableau 3-4 : Paramètres des houles spectrales (PM).

Les valeurs indiquées dans ces tableaux présentent les ordres de grandeur des hauteurs de houle mesurées, à l'échelle de la maquette (1/25^{ème}). Par souci de clarté, les caractéristiques précises de chaque houle sont reportées dans l'annexe C (p. 194) pour le générateur de houle aléatoire (Edinburgh Designs).

CHAPITRE 4 -

LE FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE

DU CAISSON JARLAN

A partir des mesures obtenues en modélisation physique, nous abordons dans ce chapitre plusieurs aspects du fonctionnement hydraulique du caisson Jarlan.

Dans une première partie, la capacité de réflexion de la structure est étudiée à la fois en houle régulière et en houle aléatoire. Un éclairage est apporté sur les paramètres régissant les variations du coefficient de réflexion, en particulier le type de berme existante et la hauteur de la houle incidente. Nous abordons ensuite l'aspect fréquentiel de la réflexion de la houle avec l'étude de la fréquence de l'onde réfléchie par la structure par rapport à celle incidente.

Une deuxième partie est consacrée aux descriptions des jets engendrés par le passage de la houle à travers la paroi perforée et à la circulation générale de l'écoulement dans la chambre. La longueur des jets est notamment analysée en fonction des paramètres de la houle incidente.

1. ETUDE DU COEFFICIENT DE REFLEXION

Nous présentons les résultats obtenus lors des différentes expériences conduites en canal. L'analyse porte sur l'influence de la nature de la houle et de la géométrie de la berme sur le coefficient de réflexion. Les effets de la hauteur de la houle incidente sur la réflexion du caisson sont ensuite étudiés. Cette partie s'achève avec la mise en évidence d'un transfert d'énergie entre la fréquence fondamentale et le premier harmonique.

1.1 Influence de la nature de la houle

La réflexion du caisson Jarlan lesté, en présence d'une berme en enrochements, est déterminée pour des houles régulières et des houles spectrales, à partir de la méthode de Mansard et Funke (1980), exposée au chapitre 3.

Le coefficient de réflexion correspond au rapport de l'énergie réfléchie sur l'énergie incidente (cf. chapitre 3) :

$$Cr = \sqrt{\frac{m_{o,r}}{m_{o,i}}} \quad (3-9)$$

Son évolution est présentée en fonction de B/L, largeur relative de la chambre de dissipation, la longueur d'onde L étant calculée à la profondeur h = 0,40 m et pour la période T (ou T_p) par la relation de dispersion :

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (4-1)$$

La Figure 4-1 illustre les coefficients de réflexion moyens (toutes hauteurs de houle confondues) mesurés lors des essais en houle régulière et en houle spectrale, avec le générateur de houle absorbeur (Edinburgh Designs).

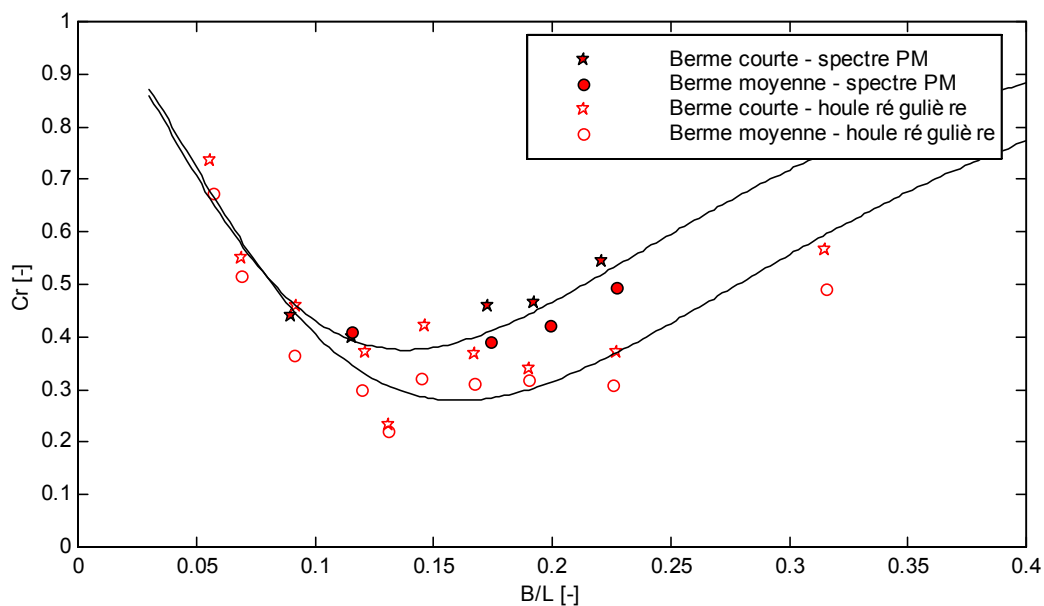


Figure 4-1 : Coefficients de réflexion du caisson pour des houles régulières et spectrales.

Pour les deux types de houle et comme le soulignent les courbes de tendance, la variation du coefficient de réflexion est décroissante puis croissante avec la largeur relative B/L. Nous retrouvons ainsi l'allure décrite par de nombreuses études expérimentales ou numériques (Allsop, 1999, Suh et Park, 1995, entre autres).

Les valeurs minimales de Cr sont obtenues pour des houles régulières. Elles restent supérieures à 20 %, avec en particulier une plage de faible réflexion ($Cr \approx 30 \%$) entre $B/L = 0,12$ et $B/L = 0,23$. En dehors de cet intervalle, le coefficient Cr augmente pour dépasser les 50 %, les ondes longues ($B/L < 0,05$) tendant à être totalement réfléchies.

Comme l'indique la Figure 4-1, le coefficient de réflexion d'une houle spectrale (Pierson-Moskowitz) est plus élevé que celui obtenu en houle monochromatique de même période ($T \approx T_p$). En particulier les coefficients de réflexion moyens ne sont pas inférieurs à 35 % pour les valeurs les plus faibles.

L'augmentation de la réflexion en houle aléatoire, par rapport à celle mesurée en houle régulière, est également rapportée par Goda (1985), citant les résultats de Tanimoto et al. (1976)⁵. Les essais, en canal à houle, d'un caisson Jarlan posé sur une assise en enrochements, donnent alors un coefficient de réflexion minimal supérieur à 30 %, pour les conditions géométriques les plus proches des nôtres ($e = 3 \text{ cm}$, $d = 0,27 \text{ m}$ et $h = 0,42 \text{ m}$).

Au cours d'essais en bassin à houle sur la maquette de la digue de Dieppe, SOGREAH (1993) remarque, au contraire, que les houles spectrales génèrent une réflexion moindre que les houles régulières.

L'apparente contradiction de ces observations peut s'expliquer par les différences de méthodologies. En effet, SOGREAH fait état d'une forte dispersion directionnelle des ondes réfléchies, même en houle frontale, certainement amplifiée par les houles aléatoires. Les mesures de la surface libre en un point du bassin conduisent ainsi à sous-estimer la capacité réfléchissante du caisson. Pour nos essais effectués en canal à houle, cette dispersion directionnelle est réduite et l'énergie réfléchie totale est mesurée.

1.2 Influence de la forme de la berme

Afin d'évaluer l'influence de la longueur de la berme sur la réflexion globale de la digue, nous comparons les mesures avec la berme courte et la berme moyenne. Nous nous intéressons ensuite à l'influence de la forme du talus à partir des résultats obtenus pour les bermes moyennes à talus incliné ou vertical (dite berme "verticale").

⁵ Référence secondaire citée p. 20.

1.2.a. Influence de la largeur de la berme

Les expériences dont nous présentons les résultats, ont été conduites avec le générateur de houle absorbeur. Les coefficients de réflexion en houle régulière sont reportés sur la Figure 4-2 et ceux mesurés en houle aléatoire sont sur la Figure 4-3.

Pour une houle régulière, et quelle que soit sa période, les essais avec la berme courte présentent des coefficients de réflexion supérieurs à ceux provenant des essais avec la berme moyenne (Figure 4-2). Cette différence de coefficients varie entre 5 et 25 % pour une même largeur relative B/L .

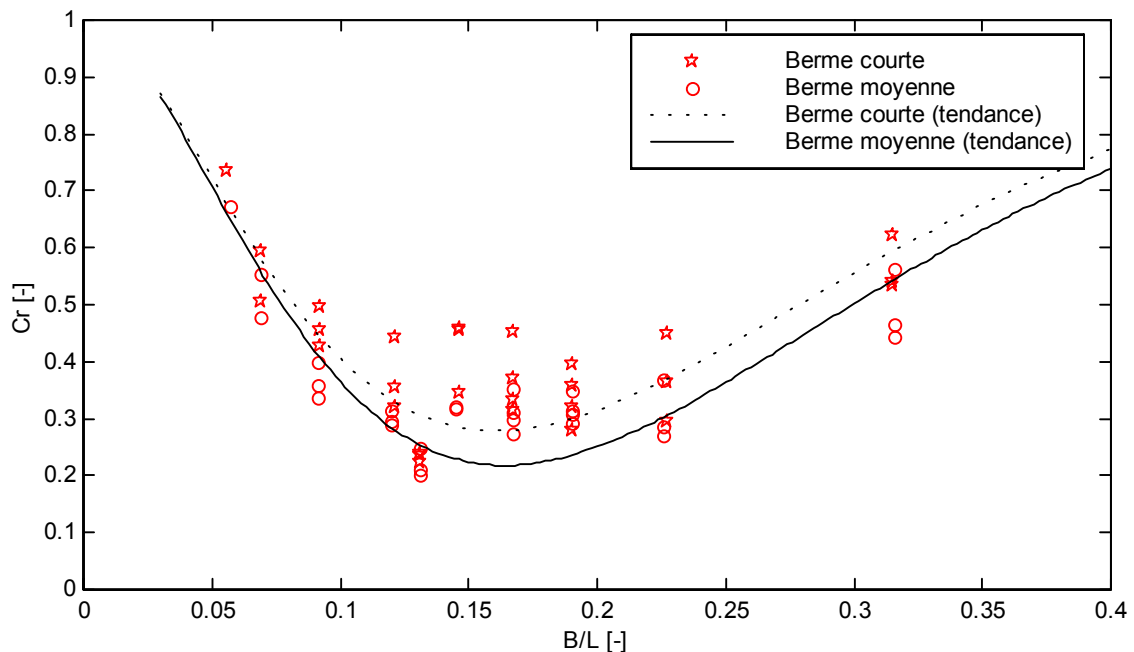


Figure 4-2 : Evolution des coefficients de réflexion en houle régulière, bermes courte et moyenne.

Une tendance analogue est observée en houle aléatoire (Tableau 4-1 et Figure 4-3). Pour des périodes de pic inférieures à 2 s ($B/L < 0,15$), les coefficients de réflexion des essais avec la berme moyenne sont nettement inférieurs à ceux obtenus avec la berme courte. Les écarts varient entre 10 et 20 % des coefficients mesurés, pour une même période et une même hauteur de houle incidente.

T_p [s]	$H_{s,i}$ [m]	Cr [-]	
		Berne courte	Berne moyenne
1,4	0,04	0,64	0,54
1,6	0,05	0,56	0,45
1,6	0,08	0,48	0,42
1,8	0,10	0,47	0,41
2,4	0,13	0,40	0,41

Tableau 4-1 : Coefficients de réflexion en houle aléatoire.

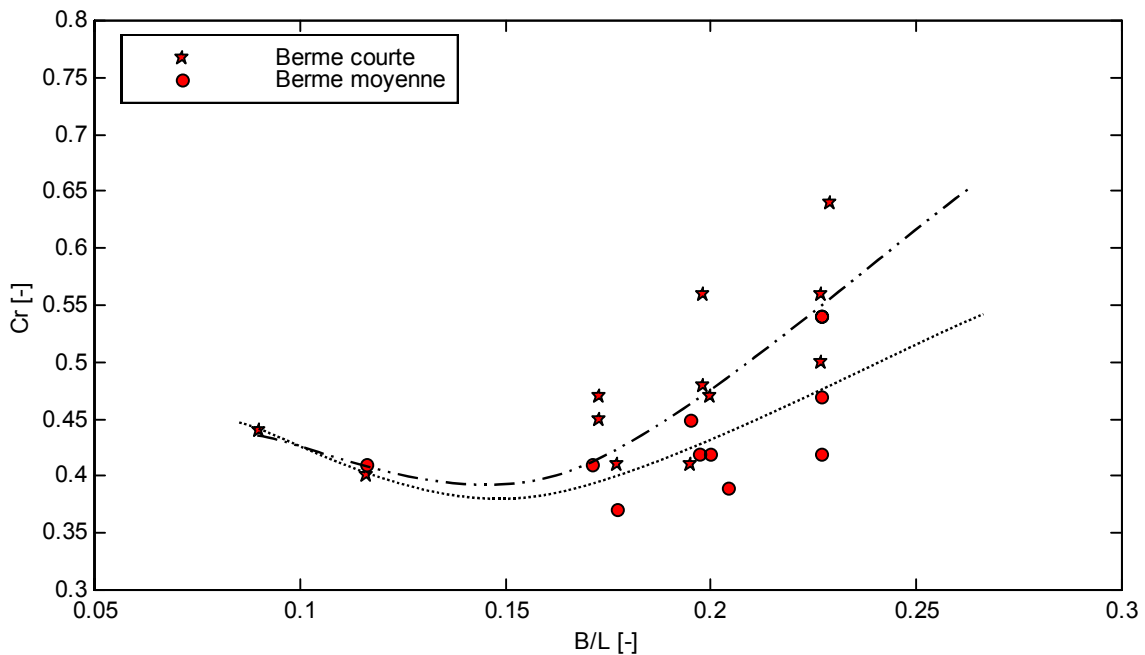


Figure 4-3 : Evolution des coefficients de réflexion en houle aléatoire.

L'écart mesuré entre la réflexion en présence de la berme courte et celle avec la berme moyenne est parfois faible. Nous nous sommes souciés de la reproductibilité de conditions expérimentales identiques lors des essais avec chacune des bermes : hauteur incidente, distances entre les limnigraphes, fréquences de coupure pour le calcul des moments d'ordre zéro des spectres. Ainsi un biais éventuel, lié à la modélisation physique par exemple (effet d'échelle, etc.), affecterait les résultats de manière analogue. De plus, après une étude réalisée lors de la mise au point de notre traitement par la méthode de Mansard et Funke, nous pouvons estimer à quelques pour-cents l'incertitude sur le coefficient de réflexion pour chaque mesure (Mansard et Funke, 1987).

Les résultats nous conduisent donc à conclure, avec prudence, qu'une berme moyenne permet d'abaisser le coefficient de réflexion par rapport à une berme courte, en houle régulière ou aléatoire.

1.2.b. Influence de la forme du talus

Nous avons mesuré les coefficients de réflexion en houle régulière, avec deux formes de talus différentes. La première série de résultats provient d'essais avec la berme moyenne ($\tan(\alpha) = 2/3$) et la seconde, d'essais avec la berme verticale. La largeur totale de la berme est identique dans les deux cas (0,64 m).

Les campagnes de mesures ont été réalisées avec le générateur de houle monochromatique non absorbant (cf. chapitre 3, partie 3.1). Nous avons par conséquent pris soin d'éviter les réflexions multiples se propageant dans la veine d'essais. Les mesures de surface libre sont ainsi réalisées sur une durée d'acquisition assez courte, au plus égale au temps que met l'onde réfléchie par le caisson ($H_{r,1}$) à atteindre le batteur ($H_{r,2}$) et revenir sur les sondes de mesure (Figure 4-4). Elle correspond physiquement à l'enregistrement de quelques vagues de grande période ou d'une vingtaine de vagues pour des périodes courtes.

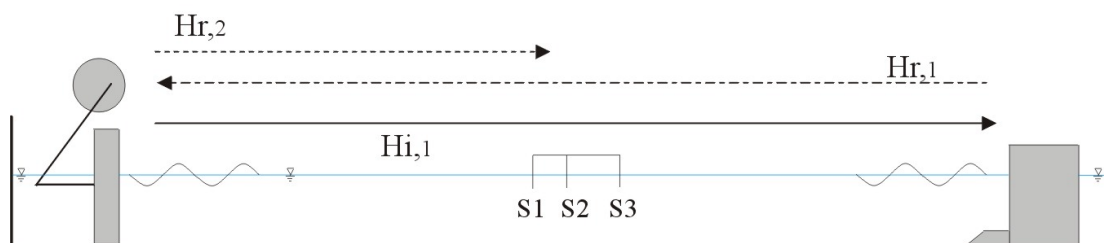


Figure 4-4 : Schématisation des réflexions multiples en canal.

Cette méthodologie engendre cependant une forte dispersion des résultats, illustrée par la Figure 4-5. Malgré des hauteurs de houle incidente faibles (inférieures à 5 cm), pour une même berme et une même largeur relative B/L , la réflexion peut varier du simple au double. Ce phénomène s'amplifie avec l'augmentation de la hauteur de houle. La détermination du coefficient de réflexion n'est donc pas une mesure suffisamment reproductible quand elle est basée sur un faible nombre de vagues.

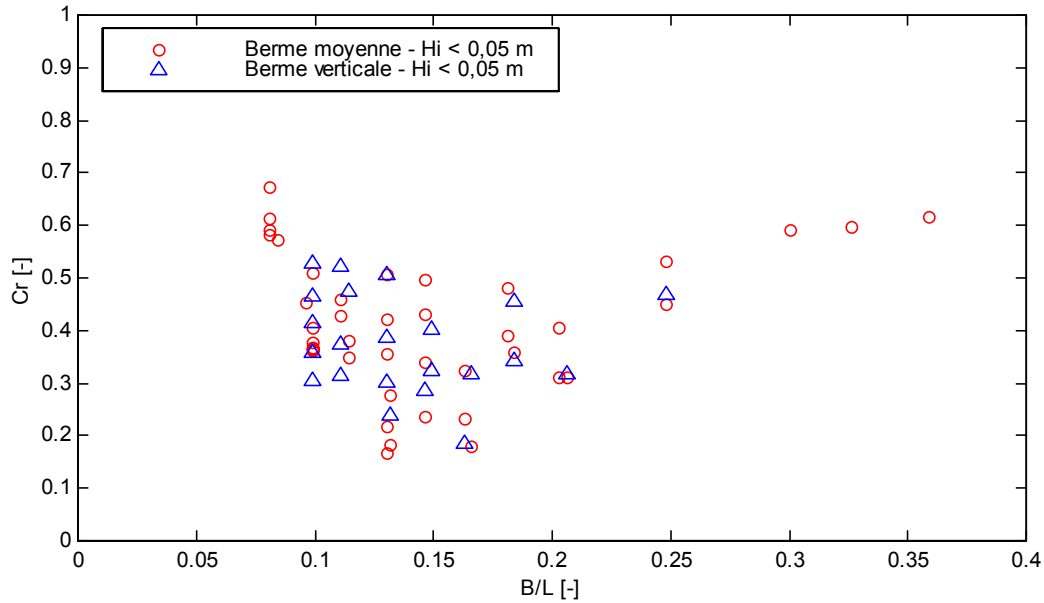


Figure 4-5 : Coefficients de réflexion en houle régulière, bermes moyenne et verticale.

Nos résultats mettent cependant en évidence une évolution de la réflexion de la structure semblable pour les deux bermes, que le talus soit incliné ou qu'il soit vertical. Cette conclusion validerait ainsi l'hypothèse, parfois rencontrée dans les simulations numériques, de ne pas prendre en compte la pente du talus afin de simplifier les conditions aux limites du domaine de calcul (géométrie d'un talus bas, décrite par un maillage rectangulaire).

Pour une même hauteur d'enrochements h_b , la réflexion de l'ensemble caisson – berme semble donc essentiellement contrôlée par la largeur totale de la berme, la forme du talus important peu.

1.3 Définition de la largeur relative de la chambre (B/L')

Le coefficient de réflexion du caisson Jarlan est habituellement représenté en fonction du rapport B/L , largeur relative de la chambre de dissipation. La longueur d'onde est alors déterminée pour la profondeur h , au large de la structure.

Nous employons un caisson dont la chambre de dissipation est lesté ; la profondeur "locale" n'est plus $h = 0,40$ m, mais $d = 0,25$ m. Il est donc possible de définir une largeur relative de chambre B/L' , avec L' longueur d'onde locale calculée pour la profondeur d .

La Figure 4-6a présente l'évolution des coefficients de réflexion moyens avec B/L , pour les essais avec les berme courte et moyenne en houle régulière (ce sont les mêmes données que celles de la Figure 4-1). Une valeur minimale de réflexion de l'ordre de 22 %, similaire pour les deux bermes, est atteinte pour un rapport identique $B/L = 0,13$. Cette valeur de largeur relative est plus faible que celle généralement admise, proche de 0,20 (cf. chapitre 1).

Sur cette même figure est reportée l'évolution du coefficient de réflexion moyen d'un caisson Jarlan ne possédant ni berme, ni lest : $d = h$. L'échelle du modèle et les autres caractéristiques géométriques (B , e , ε) sont identiques à notre modèle. Les résultats sont obtenus pour des essais en houle régulière, en canal à houle, avec une profondeur $h = 0,40$ m (Tabet-Aoul, 1998). L'absence de lest dans la chambre favorise une bonne dissipation de l'énergie de la houle incidente, par conséquent le coefficient de réflexion minimal est faible, environ 15 %. Cette moindre réflexion est atteinte pour une largeur relative $B/L = 0,16$.

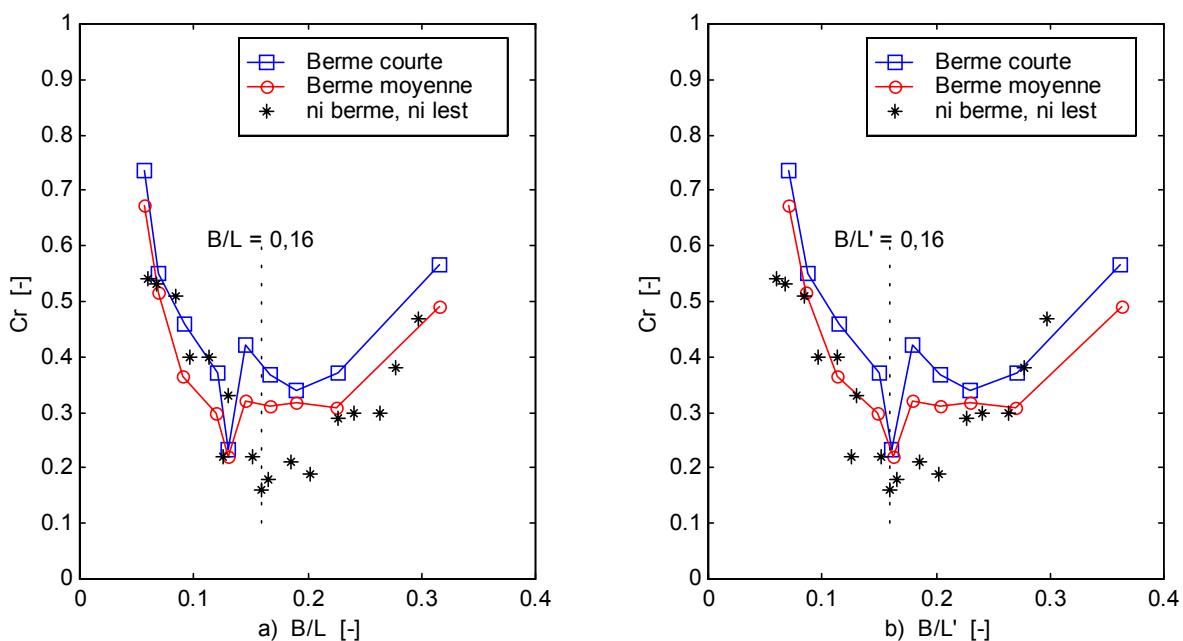


Figure 4-6 : Comparaison des coefficients de réflexion en houle régulière.

La prise en compte de la profondeur d'eau dans la chambre de dissipation conduit à la Figure 4-6b, où Cr est tracé en fonction de la largeur relative B/L' . L'évolution de la réflexion du caisson non lesté est identique au graphe précédent ($B/L' = B/L$ dans ce cas) mais celle du caisson lesté est traduite : le minimum de réflexion est atteint pour une largeur relative locale $B/L' = 0,16$.

Les points de réflexion minimale, pour chaque structure, se trouvent ainsi au même rapport $B/L' = 0,16$. Cette largeur relative de chambre ne correspond pas aux mêmes périodes de houle régulière : $T = 1,8$ s pour le caisson sans lest (9 s en nature), $T = 2,2$ s pour le caisson lesté (11 s en nature).

Lors de la phase de pré-dimensionnement de la largeur B de la chambre, le concepteur qui recherche la réflexion minimale de la structure, devrait donc considérer, non pas la profondeur h au large, mais au contraire la profondeur d dans la chambre du caisson et s'appuyer sur le rapport B/L' .

La comparaison de nos résultats en houle régulière et ceux de Tabet-Aoul (1998) indiquent que la réflexion globale du caisson augmente quand la profondeur d diminue. Cette tendance est observée également par Ropert (1999) qui étudie numériquement le comportement d'un caisson avec ou sans lest (dans ce cas l'écran est entièrement perforé). L'auteur indique qu'une plus forte réflexion est obtenue en diminuant la profondeur de la chambre, pour une hauteur d'eau à l'extérieur du caisson identique (absence de berme).

1.4 Influence de la hauteur de houle incidente sur la réflexion

L'influence de la hauteur de la houle incidente sur le coefficient de réflexion est rarement présentée dans la bibliographie sur les structures à paroi perforée. Cette constatation peut laisser croire à l'indépendance des deux paramètres.

En fait, comme l'illustre la Figure 4-7 pour les essais en houle régulière, pour un même rapport B/L ou B/L' , il peut exister une nette différence de réflexion entre deux hauteurs de houle différentes.

Trois zones d'évolution sont définissables. La première représente l'évolution du coefficient de réflexion avec la hauteur de la houle, pour une largeur relative de chambre (B/L') inférieure à 0,15. On peut noter un léger accroissement de C_r avec la hauteur, pour la berme courte. Globalement la réflexion est néanmoins du même ordre, quelle que soit la hauteur de la houle. La zone délimitée par $B/L' < 0,15$ coïncide avec des périodes longues : supérieures à 2,4 s en modèle, supérieures à 12 s en nature.

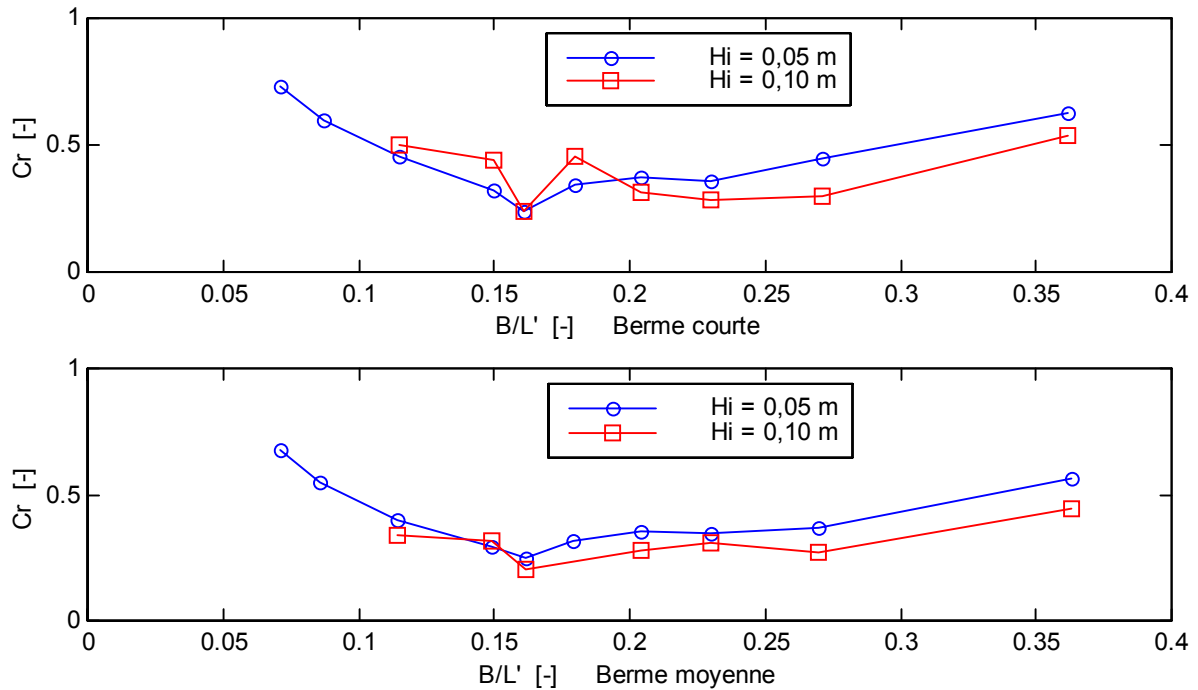


Figure 4-7 : Variation de la réflexion avec la hauteur incidente en houle régulière.

La deuxième zone d'évolution correspond à une largeur relative de chambre comprise entre 0,15 et 0,18, c'est-à-dire dans la plage d'efficacité reconnue du caisson ($2,0 < T < 2,4 \text{ s}$ en modèle, $10 < T < 12 \text{ s}$ en nature).

Le coefficient de réflexion minimal (à $B/L' = 0,16$) ne varie pratiquement pas avec la hauteur de la houle. De part et d'autre de ce point particulier, il semble qu'une hauteur de houle croissante produise une plus forte réflexion, en particulier pour les essais avec la berme courte. Il est toutefois délicat de tirer une conclusion nette car les expériences ne dégagent pas de tendance claire.

La troisième zone d'évolution se trouve pour $B/L' \geq 0,18$. Elle est visible sur les courbes présentant les résultats en houle régulière (Figure 4-7), mais elle est également mise en évidence pour les essais en houle spectrale (Figure 4-8). Sur ce graphe sont reportées deux hauteurs significatives incidentes pour une même période de houle, soit un même rapport B/L' . L'accroissement de la hauteur de la houle incidente provoque une importante diminution de la réflexion de la structure.

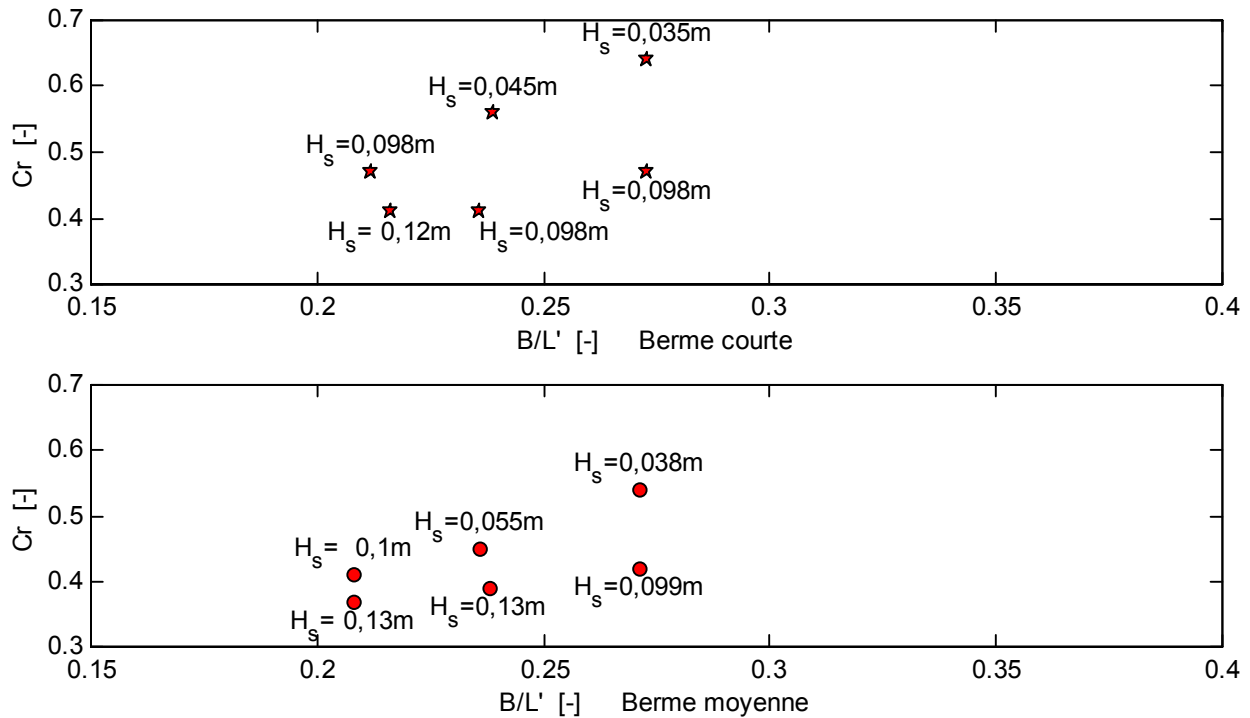


Figure 4-8 : Variation de la réflexion avec la hauteur incidente en houle spectrale.

Afin d'expliquer les deux comportements antagonistes pour la première zone ($T > 2,4$ s) et la troisième ($T < 2,0$ s), nous pouvons raisonner sur l'écoulement au passage des perforations. En effet, il a déjà été mis en évidence que l'écran perforé perturbait peu la propagation des ondes longues (Caminade, 1992, Tabet-Aoul, 1998). La réflexion du caisson est alors principalement due à la paroi arrière imperméable : le coefficient de réflexion croît avec la hauteur de houle puisqu'il n'y a pratiquement pas de dissipation.

Dans la zone où $B/L' > 0,18$, la période de la houle est inférieure à 2 s en modèle (10 s en nature) : elle est donc relativement courte. L'énergie de l'onde incidente est alors essentiellement dans la partie supérieure de la colonne d'eau et la hauteur croissante de la houle favorise la montée des vagues sur la paroi perforée. L'eau se déverse alors par les perforations dans la chambre du caisson. Dans ce cas, il existe une dissipation de l'énergie qui croît avec la hauteur de houle, entraînant la diminution du coefficient de réflexion. Nous analyserons plus précisément l'écoulement à travers l'écran perforé dans la deuxième partie de ce chapitre.

1.5 Interprétation du coefficient de réflexion

L'interprétation physique du coefficient de réflexion du caisson peut entraîner une ambiguïté car plusieurs définitions existent (cf. chapitre 3). Pour notre étude, nous avons jusqu'à présent considéré le coefficient de réflexion comme le rapport de l'énergie réfléchie sur l'énergie incidente, à partir des moments d'ordre zéro.

L'analyse des spectres fréquentiels des ondes incidentes et réfléchies, réalisée dans cette partie, peut cependant conduire à une nouvelle approche de la réflexion du caisson.

1.5.a. Composition de l'onde réfléchie

Les spectres d'amplitude, déterminés par la méthode de Mansard et Funke (1980), sont analysés pour les essais du caisson Jarlan et de la berme courte, en houle régulière et en houle aléatoire.

Houle régulière

La Figure 4-9 présente la répartition fréquentielle des amplitudes des ondes de surface libre dans le cas où le caisson est en dehors de sa plage d'efficacité reconnue : $B/L' = 0,27$ et $Cr = 30\%$.

La période de la houle incidente est $T = 1,4$ s et la hauteur $H_i = 0,10$ m. Sur le spectre de l'onde incidente, nous distinguons en effet un pic à la fréquence $f_p = 0,714$ Hz (inverse de la période) et d'amplitude légèrement inférieure à 0,05 m : il constitue le fondamental incident.

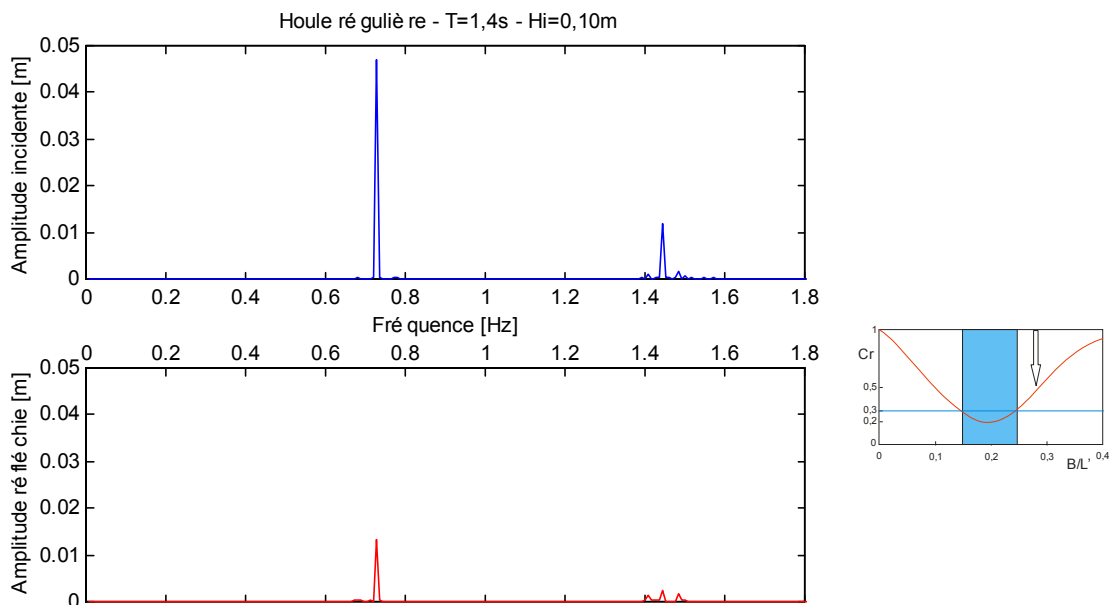


Figure 4-9 : Spectres d'amplitude de houle incidente et réfléchie, $B/L' = 0,27$.

Associée à cette onde se trouve une onde harmonique, de fréquence $f_1 = 1,428$ Hz (soit le double de f_p) et d'amplitude faible (environ 1 cm). Cet harmonique, principalement du à l'utilisation d'un batteur piston avec une faible profondeur d'eau relative, peut être dissocié par des théories au second ordre, en composantes libres et composantes liées (Hudspeth et Sulisz, 1991, Allilaire et al, 1994). Cependant notre intérêt ne portant que sur l'amplitude totale de l'harmonique, nous n'effectuons pas de calculs dans cette voie.

Le spectre réfléchi pour ce même essai présente essentiellement un pic à la fréquence du fondamental ($f_p = 0,714$ Hz), le premier harmonique étant négligeable.

Pour cette valeur de B/L' , le rapport des amplitudes à la fréquence fondamentale de la houle est de 28 % alors que le coefficient de réflexion calculé sur le rapport des énergies du fondamental et de l'harmonique donne 30 %. La dissipation de l'énergie incidente se produit donc uniquement pour la fréquence fondamentale de la houle.

La Figure 4-10 présente de façon analogue les spectres incident et réfléchi pour une largeur relative de chambre correspondant à la plage d'efficacité du caisson : $B/L' = 0,20$. La houle a une période de 1,8 s et une hauteur incidente de 0,11 m.

Le coefficient de réflexion, basé sur l'énergie, vaut 31 %, c'est-à-dire une valeur équivalente à l'essai précédent. L'analyse des spectres incident et réfléchi montre toutefois une répartition fréquentielle des énergies très différente de celle observée sur la Figure 4-9.

En effet, alors que l'amplitude du premier harmonique incident reste négligeable par rapport au fondamental, le spectre de houle réfléchi présente une composante harmonique prépondérante. Le fondamental réfléchi possède une très faible amplitude, largement inférieure à celle du premier harmonique réfléchi.

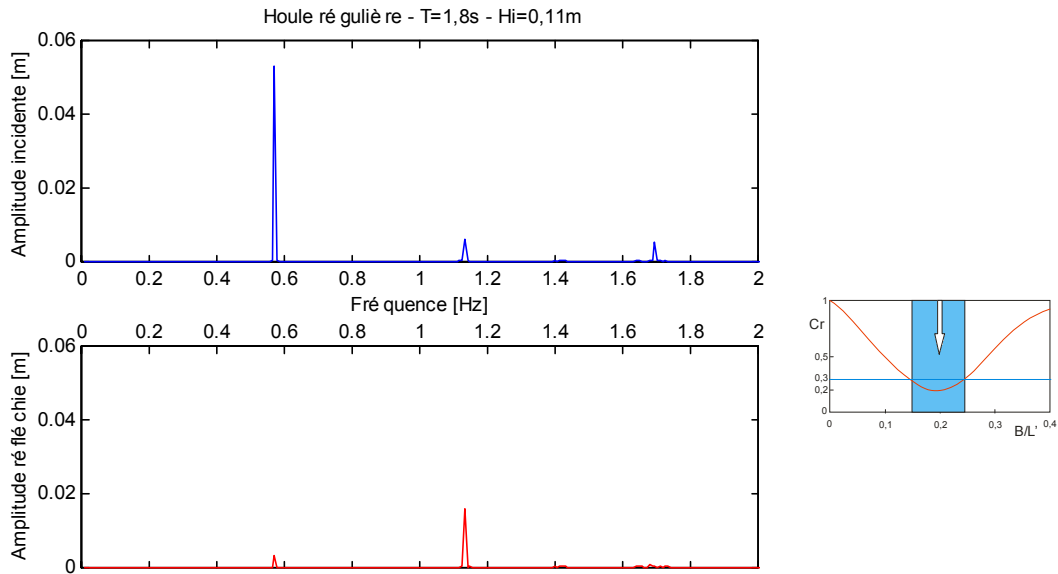


Figure 4-10 : Spectres d'amplitude de houle incidente et réfléchie, $B/L' = 0,20$.

Dans ce cas, où $B/L' = 0,20$, le rapport des amplitudes à la fréquence fondamentale vaut seulement 6%. Cette valeur ne doit toutefois pas être interprétée comme une dissipation (quasi)totale de l'énergie incidente car il existe un transfert d'énergie vers le premier harmonique.

Houle aléatoire

Le phénomène de transfert d'énergie du fondamental vers les harmoniques supérieurs est également observable en houle aléatoire, bien que le calcul d'un rapport d'amplitude à une fréquence donnée ne soit plus physiquement représentatif.

Pour une houle aléatoire de période $T_p = 1,4$ s, le caisson se trouve en dehors de sa plage d'efficacité : $B/L' = 0,27$. Les spectres incident et réfléchi pour cet essai sont reportés sur la Figure 4-11.

L'onde réfléchie a une répartition fréquentielle de son énergie analogue à celle de l'onde incidente. La réflexion se traduit par la décroissance de l'énergie, donc de l'amplitude, de chaque composante de la houle.

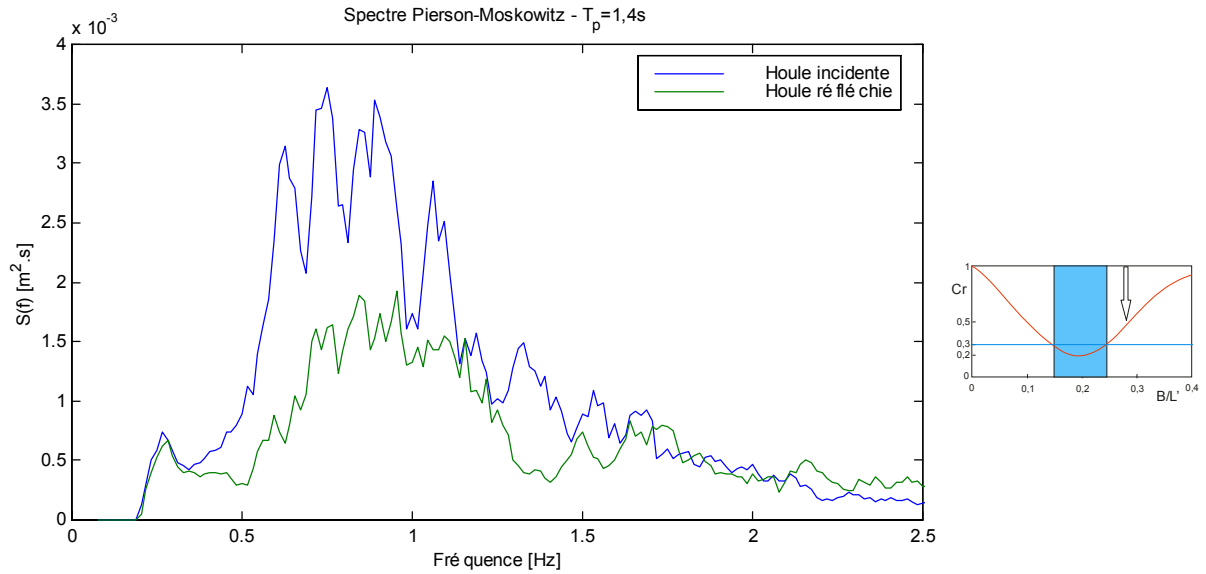


Figure 4-11 : Densité spectrale de puissance des houles incidente et réfléchie, $B/L' = 0,27$.

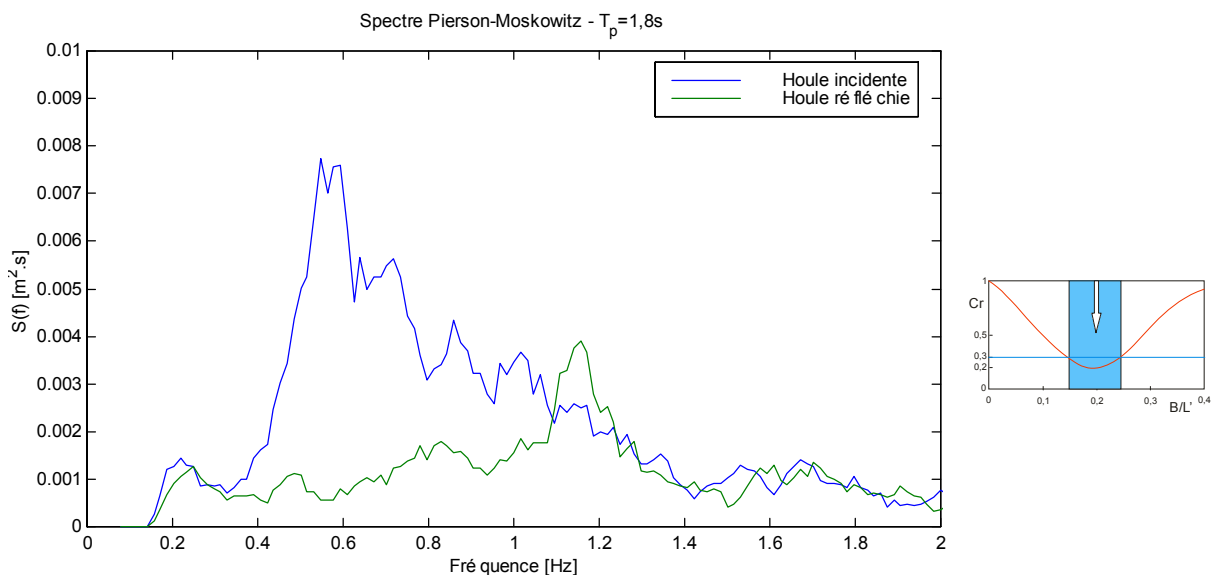


Figure 4-12 : Densité spectrale de puissance des houles incidente et réfléchie, $B/L' = 0,20$.

La Figure 4-12 présente les spectres pour une période $T_p = 1,8$ s, c'est-à-dire correspondant à la plage d'efficacité du caisson avec $B/L' = 0,20$. Comme il a été mis en évidence en houle régulière, l'énergie de la houle aléatoire réfléchie est portée essentiellement par le premier harmonique de la fréquence de pic. De plus, l'énergie de l'onde réfléchie est très atténuée pour les fréquences proches de celle de pic.

Le phénomène de transfert d'énergie ainsi mis en évidence, se rencontre également dans les études de la propagation des houles sur les plages (Hamm, 1995, Chevalier, 2000). On note,

dans ce cas, un renforcement des amplitudes des harmoniques au fur et à mesure de la propagation vers le rivage.

On observe également une décomposition spectrale d'une houle franchissant une marche ou un talus submergé, ce qui correspondrait ici au passage de l'onde sur la berme (Beji et Battjes, 1994, Huang et Dong, 1999).

1.5.b. Calcul du coefficient de réflexion en houle régulière

Les observations relevées dans les paragraphes précédents sont essentiellement qualitatives mais elles conduisent à analyser la réflexion de la structure selon deux approches complémentaires.

La première est basée sur la détermination de l'énergie réfléchie par le caisson. C'est cette méthode que nous avons employée jusqu'à présent.

La seconde approche ne s'intéresse qu'à la réflexion du caisson pour la fréquence fondamentale de la houle incidente. Cette méthode n'est raisonnablement applicable qu'aux houles régulières.

Les figures 4-13 et 4-14 présentent, en fonction de B/L' , la comparaison des coefficients de réflexion issus de ces deux approches, pour des hauteurs incidentes $H_i = 0,05$ m et $H_i = 0,10$ m.

Pour ces deux figures, les coefficients de réflexion basés sur le fondamental ont une variation, avec la largeur relative de chambre, décroissante puis croissante. Leur évolution est beaucoup moins "désordonnée" que celle présentée par la méthode des énergies des spectres. De plus les valeurs minimales sont très faibles, pouvant atteindre moins de 5 % (Figure 4-14). Dans ce cas l'énergie de l'onde réfléchie est totalement portée par les harmoniques.

Les résultats pour le fondamental indiquent que la berme courte tend à générer une plus faible réflexion que la berme moyenne, à l'inverse du C_r calculé sur le spectre complet que nous avons analysé au début du chapitre. Le transfert d'énergie du fondamental vers les harmoniques serait donc favorisé par une faible largeur d'enrochements, suggérant ainsi que la formation de ces harmoniques est plutôt liée à la paroi perforée.

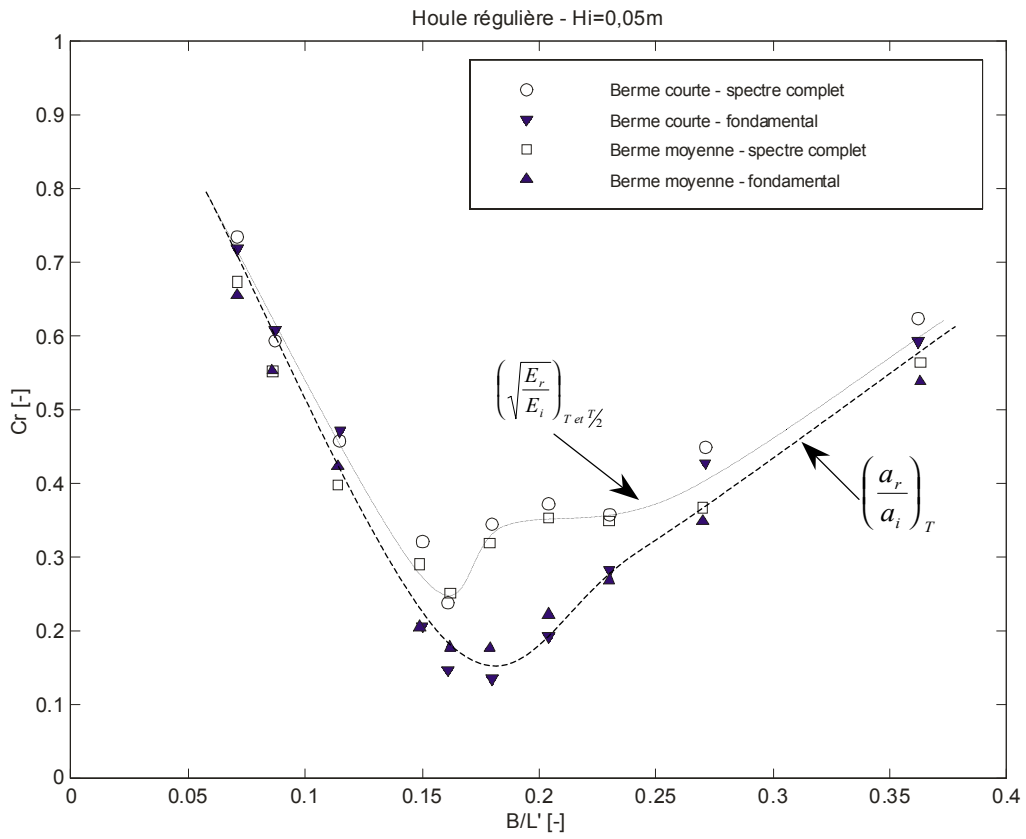


Figure 4-13 : Comparaison des méthodes de calcul du Cr , $H_i = 0,05 m$.

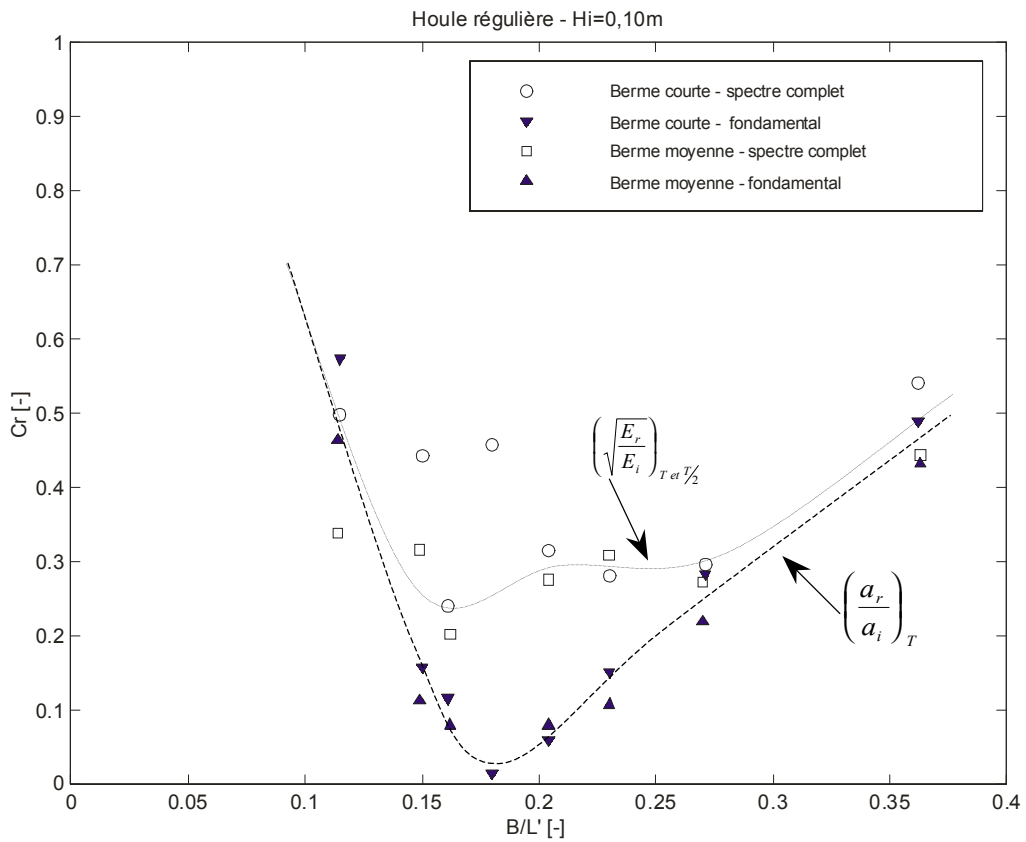


Figure 4-14 : Comparaison des méthodes de calcul du Cr , $H_i = 0,10 m$.

Il est à noter également que les valeurs minimales de réflexion sur le fondamental sont obtenues pour $B/L' = 0,18$, c'est à dire pour la période de houle $T = 2,0$ s (10 s en nature). Cette largeur relative de chambre est différente de celle pour laquelle le Cr , basé sur les énergies, est minimal ($B/L' = 0,16$ avec $T = 2,2$ s).

Cette dernière observation est intéressante car elle permettrait d'expliquer en partie les différences constatées dans la bibliographie pour la détermination de la largeur de chambre optimale. Les propositions de dimensionnement pourraient en effet ne prendre en compte que les phénomènes liés à la fréquence fondamentale de la houle et négliger les transferts d'énergie vers le premier harmonique.

De même l'omission de la génération d'harmoniques peut être à l'origine des faibles valeurs minimales de réflexion, parfois inférieures à 10 %, mentionnées dans les résultats de simulations numériques (Kondo, 1979, Allsop, 1999) alors que les études expérimentales ne font pas état de si faibles valeurs.

2. ETUDE DE L'ÉCOULEMENT A TRAVERS LES PERFORATIONS

Cette deuxième partie de chapitre est consacrée à l'étude de l'écoulement de la houle à travers la paroi perforée. Nous distinguons les perforations situées au-dessus de la surface libre de celles qui sont dessous.

Les perforations situées au-dessus de la surface libre au repos sont submergées par la montée des vagues sur la paroi perforée. Nous observons alors un phénomène de déversement qui participe à la dissipation de l'énergie de la houle.

Les perforations situées sous la surface libre sont quant à elles totalement immergées. Le mouvement oscillant de la houle génère alors des jets que nous pouvons visualiser et étudier.

2.1 Perforations au-dessus de la surface libre

A la montée de la vague et à son retrait, les différences de niveau d'eau de part et d'autre de la paroi perforée engendrent un passage de fluide au travers des perforations situées au-dessus de la surface libre.

2.1.a. Dispositif expérimental

Nous étudions ces écoulements à l'aide d'enregistrements par une camera vidéo et grâce aux mesures de la surface libre réalisées par les sondes limnimétriques S4 à S10 présentées au chapitre 3. Ces sondes sont placées à proximité des parois verticales du caisson et dans la chambre de dissipation.

2.1.b. Dissipation de l'énergie par déversement

Les figures suivantes présentent une synthèse des observations effectuées en houle régulière pour une période de 1,6 s. Les symboles "o" marquent les mesures de la surface libre pour une hauteur de houle de 0,05 m (cambrure $\gamma = 1,8 \%$). Les symboles "■" marquent les mesures pour la même période mais une hauteur de 0,10 m ($\gamma = 3,6 \%$).

Nous pouvons observer, sur la Figure 4-15, la différence de hauteur d'eau de part et d'autre de la paroi perforée à l'instant où la vague incidente atteint son maximum (ascension ou run-up maximum). Dans l'exemple choisi, la différence est d'environ 3 cm pour $H_i = 0,05$ m alors qu'elle avoisine les 10 cm pour $H_i = 0,10$ m.

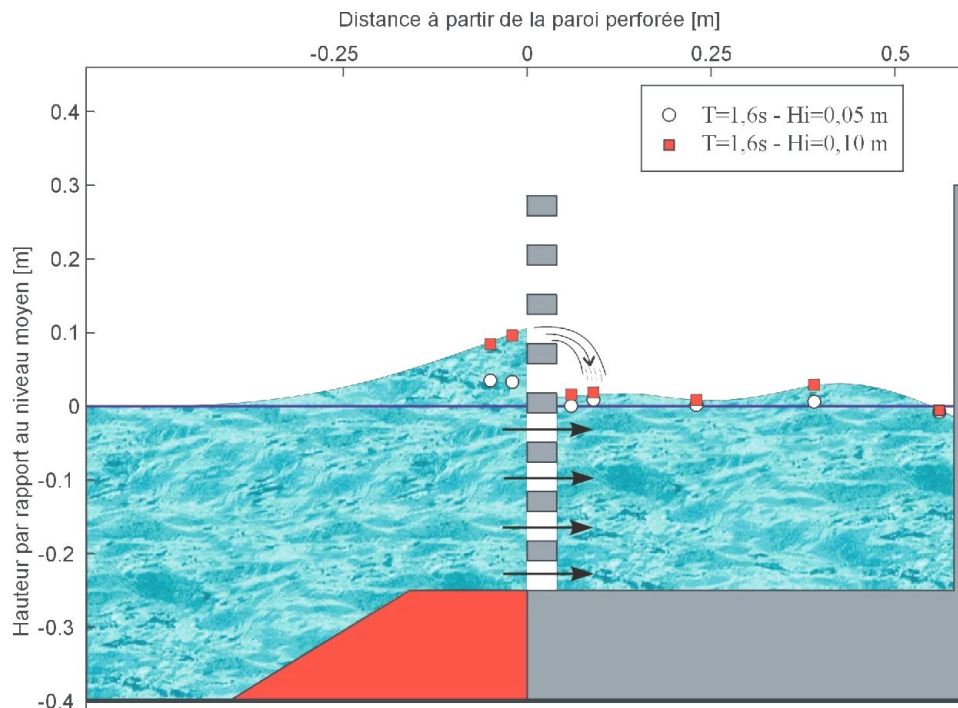


Figure 4-15 : Montée de la vague sur la paroi perforée pour la berme courte, en houle régulière.

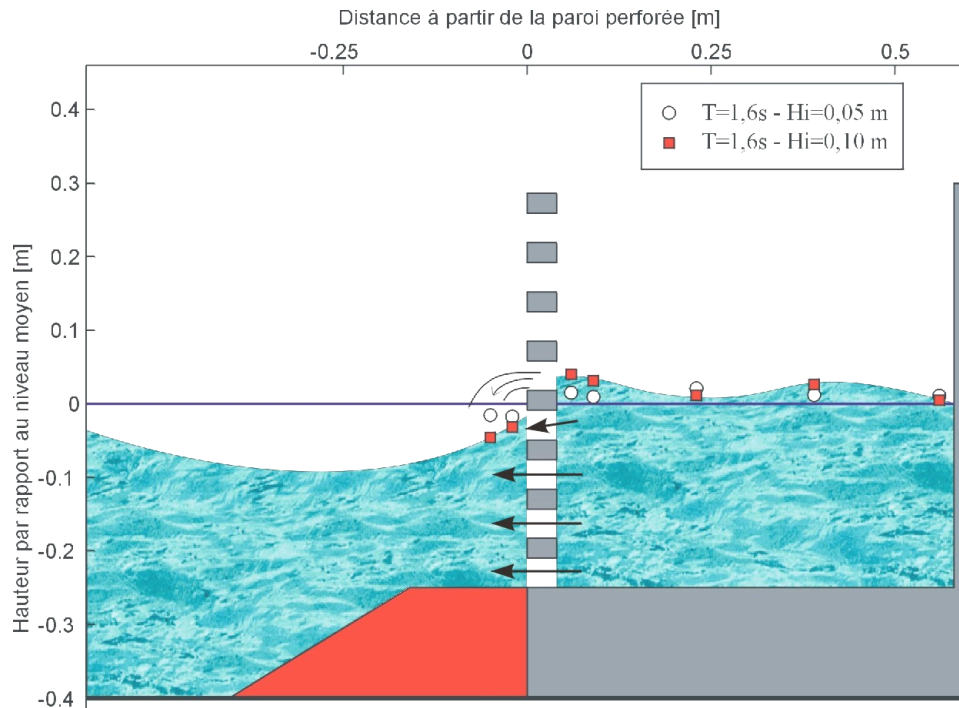


Figure 4-16 : Retrait de la vague pour la berme courte, en houle régulière.

Une cambrure croissante favorise la montée de la vague sur la façade perforée alors qu'au même instant le niveau d'eau dans la chambre est proche du niveau moyen. Une grande partie du volume d'eau mobilisé par cette ascension sur l'écran va donc traverser les perforations et retomber dans la chambre en de nombreuses petites "cascades".

Au-delà d'une cambrure de 4 %, les houles régulières tendent à produire des impacts sur la paroi perforée. Il est alors difficile de mesurer correctement les variations de la surface libre, de nombreux remous et éclaboussures venant perturber les limnigraphes.

La Figure 4-16 illustre le retrait de la vague (descente maximum), pour les conditions de houle identiques à celles de la Figure 4-15. Elle montre également une différence de niveau instantané entre l'intérieur et l'extérieur de la chambre de dissipation. La montée de l'eau sur la face intérieure de la paroi perforée est moins importante que celle mesurée pour l'ascension sur la face extérieure mais il existe tout de même un passage de fluide par les perforations découvertes.

L'écoulement au travers des perforations est alterné : il existe un déversement toutes les demi-périodes en houle régulière. En houle spectrale les déversements sont également présents mais leur intensité et leur fréquence sont plus délicates à mettre en évidence.

La diminution de la réflexion du caisson avec une hauteur de houle croissante pourrait être en partie justifiée par la dissipation de l'énergie incidente que favorisent ces déversements réguliers. En effet plus la vague monte sur la paroi perforée, plus la hauteur de déversement est importante et par conséquent la dissipation d'énergie augmente. Le raisonnement est valable également pour le retrait de la vague devant la paroi perforée qui est favorisé par une forte hauteur de houle incidente.

Le phénomène de déversement mis en évidence est analogue à celui rencontré dans le ressaut produit par un évacuateur de crues de barrage hydraulique dont on peut examiner le principe dans Lancaster (1999). L'écoulement génère une zone de fort mélange air-eau, localisée à proximité de la paroi perforée, favorisant ainsi une importante turbulence dissipatrice d'énergie (Chanson, 1992).

2.2 Perforations sous la surface libre

L'écoulement de la houle à travers les perforations situées sous la surface libre produit des jets horizontaux. Nous nous attachons, dans cette partie, à décrire l'évolution de ces jets en fonction de la période et de la hauteur de la houle. Une évaluation de leur longueur est effectuée à partir de visualisations obtenues par un dispositif expérimental présenté ci-dessous.

2.2.a. Dispositif expérimental

La maquette étant en matière totalement opaque et la berme constituée d'enrochements, il est nécessaire d'éclairer la structure par un système déporté et immergé. Le montage employé pour l'extérieur de la paroi perforée est illustré par la Figure 4-17. Il se compose d'une source laser Argon-Ion de 6 W dont le faisceau est orienté par de multiples miroirs et qui se propage horizontalement dans le canal à houle. Ce rayon lumineux est, dans un premier temps, focalisé par une lentille convergente et passe ensuite dans un barreau de verre cylindrique qui le fait diverger. Nous obtenons alors une nappe laser verticale, d'une épaisseur de quelques millimètres. Un ensemencement de particules fines et réfléchissantes permet de mieux

visualiser les écoulements. Les prises de vues sont effectuées par un appareil photo reflex et une caméra vidéo Hi8.

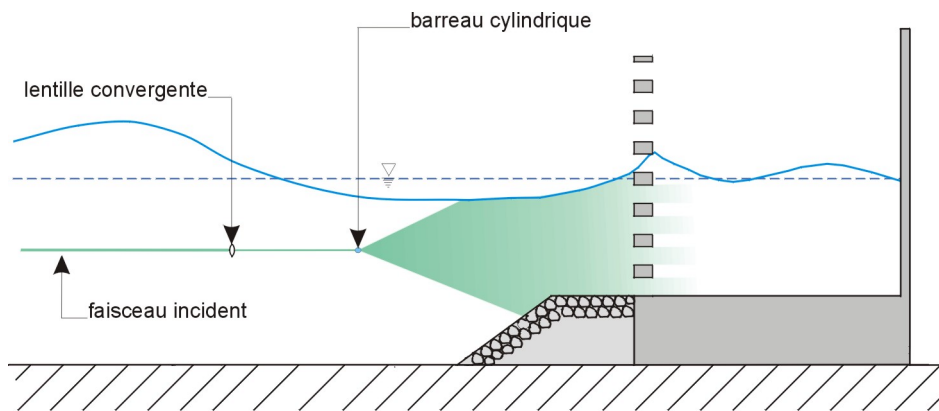


Figure 4-17 : Schéma du montage pour la visualisation des écoulements.

Une adaptation de ce dispositif autorise la génération d'une nappe laser à l'intérieur même de la chambre de dissipation. Le barreau de verre est alors placé dans la chambre, le faisceau incident traversant la paroi amont par une perforation basse. L'éclairage de la face intérieure de la paroi perforée est obtenue en intercalant un miroir supplémentaire réfléchissant le faisceau laser vers cette paroi. Ainsi nous pouvons mettre en évidence les zones tourbillonnaires dans le caisson.

La difficulté de mise en œuvre de cette méthode de visualisation réside essentiellement dans la conservation de l'alignement de tous les éléments optiques. Il est en effet délicat d'obtenir une tranche laser stable alors que l'ensemble du dispositif (lentille, miroirs, barreau avec leurs supports) est soumis à la houle générée dans le canal et tend à osciller avec elle.

Conditions expérimentales

La maquette ayant des dimensions trop importantes pour être cadrée en un seul plan, nous sommes intéressé successivement à trois secteurs différents de l'écoulement :

- la zone extérieure face à la paroi perforée, au dessus de la berme ;
- la zone de la chambre de dissipation proche de la paroi perforée ;
- la zone de la chambre de dissipation proche de la paroi arrière.

Trois perforations sont constamment immergées et éclairées par la nappe laser : elles sont distinguées par la suite comme étant inférieure, médiane et supérieure. Une quatrième perforation, découvrante, se trouve à proximité de la surface libre (Figure 4-18).

Le tableau ci-dessous reprend les paramètres hydrauliques des houles régulières de cette étude. Pour chacune des trois périodes, deux hauteurs de houle ont été générées afin de mettre en évidence leur influence sur les jets.

Modélisation				
Période [s]	Hi [m]	B/L [-]	B/L' [-]	Cr [-]
1,4	0,05	0,227	0,271	0,45
1,4	0,10	0,227	0,271	0,30
2	0,05	0,146	0,18	0,35
2	0,10	0,146	0,18	0,46
3	0,05	0,092	0,115	0,46
3	0,09	0,092	0,115	0,50

Tableau 4-2 : Paramètres hydrauliques des visualisations.

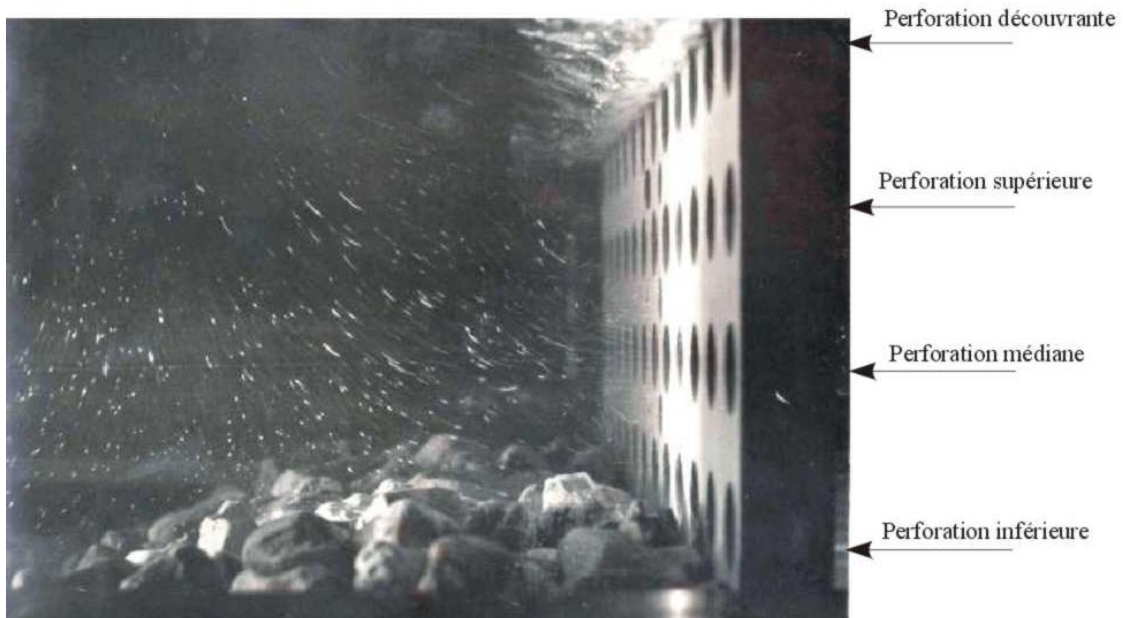


Figure 4-18 : Perforations immergées lors des visualisations (jets de vidange).

2.2.b. Analyse des visualisations

L'analyse des prises de vues permet de considérer, dans un premier temps, l'écoulement à travers la paroi perforée puis les mouvements du fluide dans la chambre de dissipation. Nous présentons les observations relevées en houle régulière mais les visualisations en houle spectrale montrent des effets analogues pour chaque vague. Seule l'analyse des prises de vues est rendue plus délicate et moins systématique.

L'écoulement à travers la paroi perforée

L'ascension d'une vague sur la paroi perforée produit des jets en direction de la chambre. Nous les appellerons jets aval par la suite. Au retrait de la vague incidente, des jets (dits amont) sont générés, du caisson vers l'extérieur. Leur diamètre est de l'ordre de celui des perforations de la paroi.

La longueur de ces deux types de jets est beaucoup plus importante que l'épaisseur de la paroi perforée. Elle est de plus fortement liée à la hauteur de la houle mais aussi à sa période. Nous consacrerons par ailleurs une partie (2.2.c) à l'analyse de cette longueur de jet.

Les jets amont sont des jets de vidange de la chambre et existent sur une durée plus longue que celle des jets aval (de remplissage). Lors du retrait de la vague, la surface libre perturbe le jet provenant de la perforation supérieure, voire médiane pour les hauteurs de houle les plus fortes. L'extrémité du jet de vidange se met alors à osciller verticalement mais il subsiste jusqu'au début de l'ascension de la vague suivante.

Les visualisations effectuées devant le caisson indiquent que le fluide s'écoule au-dessus de la berme, en se conformant à sa géométrie. Les vitesses des particules sont horizontales (sur la largeur B_b) et alternées, sans mouvement visible à travers la berme. Aucun tourbillon n'est apparent.

L'écoulement dans la chambre de dissipation

La principale observation que nous pouvons relever est l'absence de circulation générale du fluide dans la chambre de dissipation. Le mouvement global de l'écoulement est au contraire oscillant et horizontal. On note toutefois des vitesses verticales importantes et alternées, sur la paroi arrière du caisson, mobilisant parfois la totalité de la colonne d'eau.

Les visualisations indiquent de surcroît des tourbillons apériodiques dont les dimensions, et par conséquent les capacités dissipatrices d'énergie, ne sont pas négligeables. Les mouvements peuvent exister sur plusieurs périodes de houle, parfois en inversant leur sens de rotation. A première vue désordonnés, ces phénomènes sont fort probablement tri-dimensionnels. Le dispositif expérimental n'illuminant qu'une tranche verticale du fluide, nous n'observons certainement que la coupe d'une zone tourbillonnaire dont l'évolution temporelle et transversale nous est inaccessible.

D'après nos visualisations, nous pouvons avancer que la présence du lest dans la chambre de dissipation génère un fonctionnement hydraulique différent de celui du caisson non lesté décrit par Tabet Aoul (1998) où la masse d'eau tournait dans le sens orbital sur une période de houle (voir Figure 1-15, p. 24).

De plus, la mise en évidence de tourbillons apériodiques au sein de l'écoulement souligne le besoin d'évaluer les pertes d'énergie, non pas moyennées sur une période de houle (Tabet-Aoul, 1998, Ropert, 1999), mais au contraire sur des pas de temps relativement courts par rapport à la période. La dissipation de l'énergie devrait alors être estimée temporellement.

2.2.c. Longueur des jets

L'analyse de l'écoulement en houle régulière au travers de la paroi perforée est faite en évaluant la longueur des jets à partir des prises de vues vidéo.

Evaluation de la longueur des jets

Nous considérons que le jet est défini par un mouvement accéléré unidirectionnel des particules et qu'il disparaît (temporellement ou spatialement) quand les particules reprennent un mouvement propre (tourbillon résiduel ou cinématique de la houle).

La mesure de la longueur des jets est réalisée en examinant les enregistrements vidéo, image par image. Le plan laser étant situé à plusieurs dizaines de centimètres de l'objectif de la caméra, une correction de la parallaxe est effectuée pour prendre en compte les déformations optiques produites les milieux d'indice de réfraction différents (air, verre, eau).

Pour faciliter l'analyse des résultats, les longueurs des jets sont adimensionnalisées par l'épaisseur de la paroi perforée (identique au diamètre des perforations) :

$$\ell^* = \frac{\ell}{e} \quad (4-2)$$

Analyse des résultats

Le Tableau 4-3 regroupe les mesures de la longueur des jets de la perforation médiane et pour les six conditions de houle régulière citées auparavant. Les jets de la perforation inférieure sont similaires à ceux de la perforation médiane.

La longueur des jets de la perforation supérieure est par contre difficilement mesurable car les remous de la surface libre tendent à les masquer, en particulier pour les fortes houles ($H_i = 10$ cm).

			Longueur estimée en épaisseur de paroi			
			Jet amont		Jet aval	
Période [s]	H_i [m]	Ur [-]	<i>ℓ</i> * mini.	<i>ℓ</i> * maxi.	<i>ℓ</i> * mini.	<i>ℓ</i> * maxi.
1,4	0,05	12,5	1,5	-	2,2	-
1,4	0,10	23,9	2,3	-	2,8	3,3
2	0,05	31,1	2,5	-	3,3	3,9
2	0,10	59,9	3,0	3,5	4	4,4
3	0,05	69,1	3,5	4,0	4,4	-
3	0,09	122,8	4,0	4,5	4,4	-

Tableau 4-3 : Evaluation des longueurs de jets.

L'appréciation de la longueur des jets, en particulier les plus longs, est relativement difficile car ils ont tendance à osciller au moment où ils disparaissent. Deux vagues successives peuvent donc présenter des jets légèrement différents. Nous sommes alors conduits à évaluer la longueur par une fourchette de valeurs minimale et maximale. Une colonne supplémentaire dans le tableau contient les valeurs du nombre d'Ursell sur lequel nous reviendrons.

Les valeurs mesurées montrent que la hauteur de la houle incidente, tout autant que sa période, influent sur la longueur des jets. Cette observation remet en cause les hypothèses

d'une longueur de jet constante et de l'ordre de l'épaisseur de la paroi perforée. Nous mesurons au contraire des longueurs très importantes dont la capacité dissipatrice d'énergie n'est certainement pas négligeable.

Comme l'indique le Tableau 4-3, les jets aval de remplissage sont systématiquement plus longs que ceux présents à l'amont de la paroi perforée (ceux de vidange). Cette dissymétrie peut être expliquée par le raisonnement suivant :

- La montée de la vague sur la paroi extérieure du caisson génère les jets de remplissage et provoque simultanément l'élévation du niveau de la surface libre dans la chambre de dissipation. Ces jets aval peuvent donc s'étendre horizontalement, n'étant pas gênés par la surface libre.
- Lors du retrait de la vague, les jets amont apparaissent : ils constituent en fait des écoulements gravitaires de vidange de la chambre de dissipation. De plus, le niveau de la surface libre devant la paroi perforée baisse fortement et réduit la hauteur d'eau située au-dessus de la berme. Les jets de vidange sont donc perturbés par la baisse de la surface libre: ils sont plus courts que les jets de remplissage.

De plus, la dissymétrie est particulièrement marquée pour les faibles longueurs d'onde car les remous de la surface libre sont proches de la paroi perforée.

L'analyse des films vidéo en canal montre toutefois que les vitesses des jets de remplissage semblent moins importantes que celles des jets de vidange. Cette remarque peut raisonnablement s'expliquer en faisant l'hypothèse que les volumes de fluide entrant et sortant de la chambre de dissipation sont égaux sur une période de houle (en houle régulière). Comme il a été mentionné juste avant, la vidange de la chambre de dissipation mobilise moins de perforations que la montée de la vague sur la paroi perforée. Les vitesses de vidange sont donc plus fortes.

Il est à noter que la dissymétrie de la longueur des jets de part et d'autre de la paroi perforée existe aussi sur le prototype. En effet des observations conduites sur la digue de Dieppe, lors de différents états de mer, indiquent que les jets s'étendent plus dans la chambre de dissipation qu'au dehors.

Pour un cas de houle assez importante (H_s proche de 2 m), nous avons ainsi constaté qu'une "particule" immergée, de forte dimension et sans vitesse initiale (en l'occurrence un plongeur),

aspirée devant le caisson et passant à travers une perforation basse, pouvait être rejetée à environ 4 mètres de la paroi perforée, dans la chambre de dissipation.

Proposition de calcul de la longueur des jets

Nous nous sommes attachés à rechercher un paramètre qui permettrait de relier la longueur des jets aux caractéristiques hydrauliques de la houle, sans pour autant avoir recours à une vitesse de l'écoulement (nous n'avons pas de mesure).

La plus satisfaisante des relations est apportée par la prise en compte du nombre d'Ursell qui combine à la fois la longueur d'onde de la houle et sa hauteur incidente :

$$Ur = \frac{H.L^2}{h^3} \quad (4-3)$$

- où
- h profondeur au large de la structure (ici $h = 0,40$ m est une constante) ;
 - H hauteur incidente en m, à la profondeur h ;
 - L longueur d'onde en m, pour la période T et la profondeur h.

La Figure 4-19 présente l'évolution de la longueur adimensionnelle des jets ℓ^* en fonction du log. du nombre d'Ursell. Les valeurs de ℓ^* sont les longueurs minimales du Tableau 4-3.

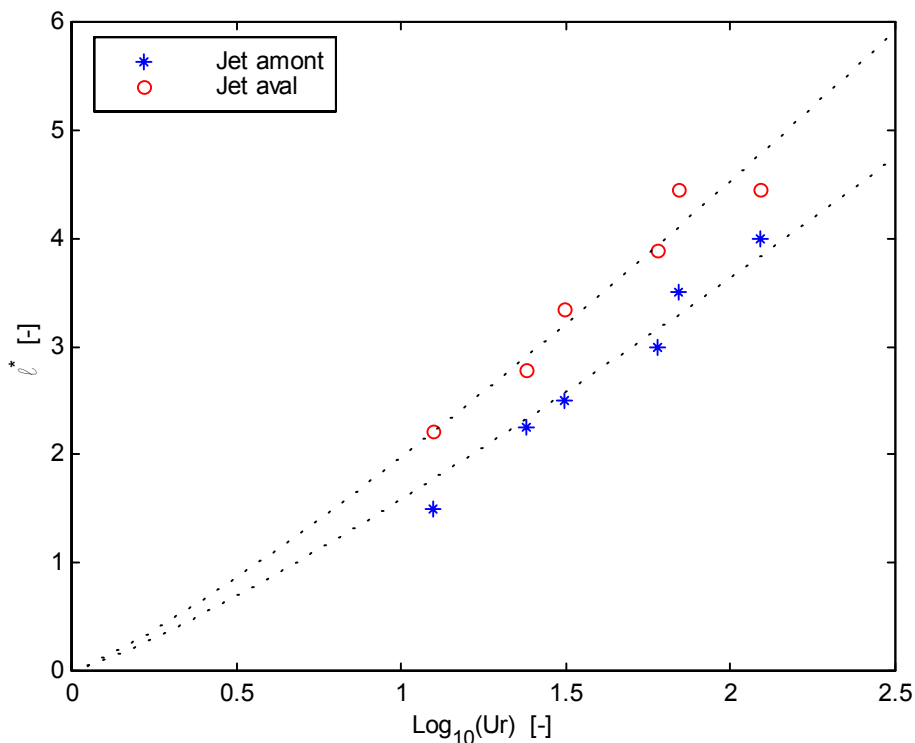


Figure 4-19 : Longueur de jet adimensionnée en fonction du nombre d'Ursell.

Les points de mesures peuvent être approchés par deux courbes de tendance, telles que :

$$\ell^* = p \cdot [\text{Log}_{10}(\text{Ur})]^{1,2} \quad (4-4)$$

avec $p = 1,58$ pour les jets amont [coefficient de corrélation de 0,90] et $p = 1,97$ pour les jets aval [coefficient de corrélation de 0,89].

Ces formulations respectent la dissymétrie de longueurs des jets amont (de vidange) et aval (de remplissage) pour des conditions de houle identique. Toutefois, aussi bien la forme de la relation que les valeurs des différents coefficients ainsi calculés, ne représentent qu'une première approche du phénomène. Il semble évident que la profondeur, notamment dans la chambre de dissipation, constitue un paramètre important intervenant sur la nature des jets. De même la porosité de la paroi va conditionner l'effet de groupe qui favorise ou perturbe l'extension d'un jet. Aucune variation systématique de ces deux paramètres n'ayant été conduite au cours de nos travaux, il n'est pas possible de les intégrer dans notre relation.

3. CONCLUSIONS

La capacité de réflexion d'un caisson Jarlan dépend de très nombreux paramètres hydrauliques et géométriques. Il est par conséquent difficile de tous les faire varier au cours des essais.

Globalement, pour une porosité de 28 % et une profondeur d'eau constante, nos résultats montrent que les houles aléatoires induisent des coefficients de réflexion plus forts que les houles régulières, au moins dans la plage d'efficacité du caisson.

De plus nos résultats suggèrent qu'une berme dite moyenne engendre une réflexion plus faible que celle rencontrée avec une berme courte. La forme du talus (oblique ou vertical) ne semble pas pour autant être un paramètre important.

Nos travaux indiquent qu'une hauteur de houle croissante entraîne une baisse de la réflexion de la structure et que la composition fréquentielle de l'onde réfléchie diffère de celle de l'onde incidente. Il existe en particulier un transfert de l'énergie de la fréquence fondamentale vers le premier harmonique quand le caisson est supposé être le moins réfléchissant (B/L' entre 0,15 et 0,20).

Enfin l'étude de l'écoulement de la houle à travers la paroi perforée nous conduit à évaluer la longueur des jets en fonction de la longueur d'onde et la hauteur de la houle. Les jets présents devant la structure sont moins étendus que ceux visibles dans la chambre de dissipation mais dans tous les cas, leur longueur reste équivalente à plusieurs fois l'épaisseur de la paroi perforée.

CHAPITRE 5 - SOLLICITATIONS DU CAISSON

JARLAN EN HOULE ALEATOIRE

Les sollicitations exercées par la houle sur un ouvrage vertical sont à l'origine des forces de glissement, de soulèvement et de basculement qui peuvent menacer sa stabilité et sa pérennité. La détermination des efforts auxquels est soumis le caisson Jarlan suscite par conséquent de multiples interrogations.

Nous abordons cette problématique en examinant successivement les différents phénomènes physiques qui engendrent ces sollicitations. L'étude concerne essentiellement les conditions de houle aléatoire afin de procéder à la comparaison des mesures sur le modèle et sur le prototype de Dieppe.

Une première partie du chapitre est consacrée à l'analyse des fluctuations de la surface libre à proximité des parois du modèle du caisson. Nous confrontons nos résultats aux formulations actuelles mais également aux mesures obtenues en houle régulière effectuées sur la même maquette. Une attention particulière est portée aux effets d'échelle avec l'analyse comparée de résultats en cuve à houle.

Les pressions exercées par la houle aléatoire sur le caisson sont abordées dans une deuxième partie. Nous étudions la distribution des sous-pressions enregistrées sous le radier de l'ouvrage de Dieppe en mettant en évidence leurs valeurs caractéristiques. Les pressions subies par les parois verticales de la maquette et du prototype sont ensuite analysées. Cette étude aboutit à une adaptation de formulations actuellement proposées au cas du caisson Jarlan. Des estimations relatives aux déphasages des pressions sur les trois parois de l'ouvrage sont réalisées.

Nous concluons ce chapitre avec la détermination des forces exercées par les houles aléatoires sur le caisson Jarlan. Ces résultats sont issus de l'intégration de pressions mesurées sur le modèle et le prototype.

1. FLUCTUATIONS DE LA SURFACE LIBRE A PROXIMITE DES PAROIS

Les fluctuations de la surface libre à proximité d'une paroi sont représentées par l'ascension et le retrait des vagues sur ce mur. La connaissance de ces valeurs permet aux concepteurs :

- d'adapter la hauteur de l'ouvrage aux risques de franchissement par les lames ;
- de déterminer les charges induites par l'agitation s'exerçant sur la structure.

L'élévation maximale atteinte est notée η_+ , ou simplement η s'il n'y a pas d'ambiguïté. Le creux, noté η_- , correspond à la cote minimale de la surface libre lors du retrait de la vague. Ces deux dimensions sont rapportées au niveau au repos.

Le caisson de Dieppe n'étant pas instrumenté dans cette intention, les mesures de l'élévation sont effectuées uniquement en canal, pour des houles spectrales et régulières à l'aide des limnigraphes S5, S6 et S10. Ceux-ci sont disposés à 2 cm de chaque paroi, soit 0,50 m en nature (Figure 3-13, p. 86). De plus, les sondes de part et d'autre de l'écran perforé sont placées entre deux colonnes de perforations afin de ne pas être perturbées par les jets.

Dans la suite du texte, les différentes parois sont dénommées : extérieure et intérieure pour les deux faces de l'écran perforé, arrière pour le mur imperméable de la chambre de dissipation. Les élévations respectives sont donc : η_{ext} , η_{int} et η_{ar} (Figure 5-1).

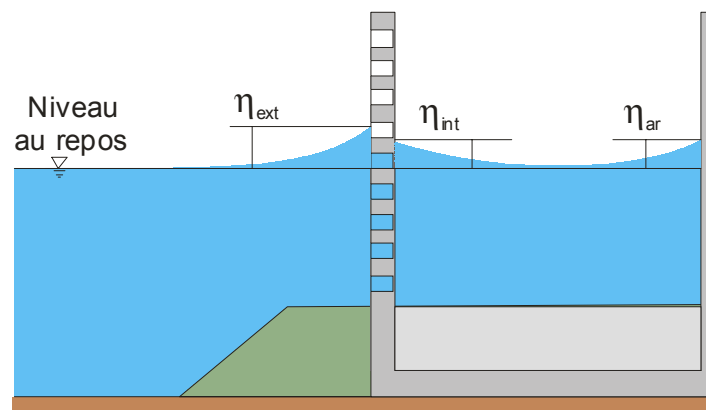


Figure 5-1 : Définition des paramètres décrivant les fluctuations de la surface libre.

Un niveau moyen peut être défini à partir de la demi-somme de l'ascension et du retrait. On notera ζ la cote de ce niveau moyen par rapport au niveau de l'eau au repos.

Comme il a été présenté dans le chapitre 1, l'ascension de la vague sur une paroi verticale est supposée varier linéairement avec la hauteur de la houle selon la relation générale suivante (Goda, 1985, Takahashi et Shimosako, 1994) :

$$\eta_+ = 0,75 \cdot (1 + \cos(\beta)) \cdot \lambda \cdot H_D \quad (5-1)$$

avec λ constante liée à la nature de la paroi (perforée ou non) ;
 β angle d'obliquité de la houle incidente ;
 H_D hauteur de la houle.

Les expériences étant en houle frontale ($\beta = 0$), nous avons alors :

$$\eta_+ = 1,5 \cdot \lambda \cdot H_D \quad (5-2)$$

1.1 Essais en houle aléatoire

Dans le cas de la houle aléatoire, la hauteur dimensionnante de la formulation (5-1) est la hauteur maximale estimée : $H_D = H_{\max} = 1,8 \cdot H_s$. Par ailleurs, l'élévation maximale η_+ est déterminée par la valeur statistique $\eta_{1/250}$ tirée des enregistrements des essais :

$$\eta_{\text{ext}, 1/250} = 1,5 \cdot \lambda \cdot H_{\max} \quad (5-2 \text{ bis})$$

1.1.a. Ascension sur la paroi extérieure

L'ascension maximale sur la paroi extérieure est présentée sur la Figure 5-2 (unités du modèle). Nous constatons une évolution linéaire de l'élévation de la surface libre avec H_{\max} , hauteur maximale de la houle incidente. Par ailleurs, nous pouvons noter une ascension analogue pour les essais avec la berme moyenne et ceux obtenus avec la berme courte.

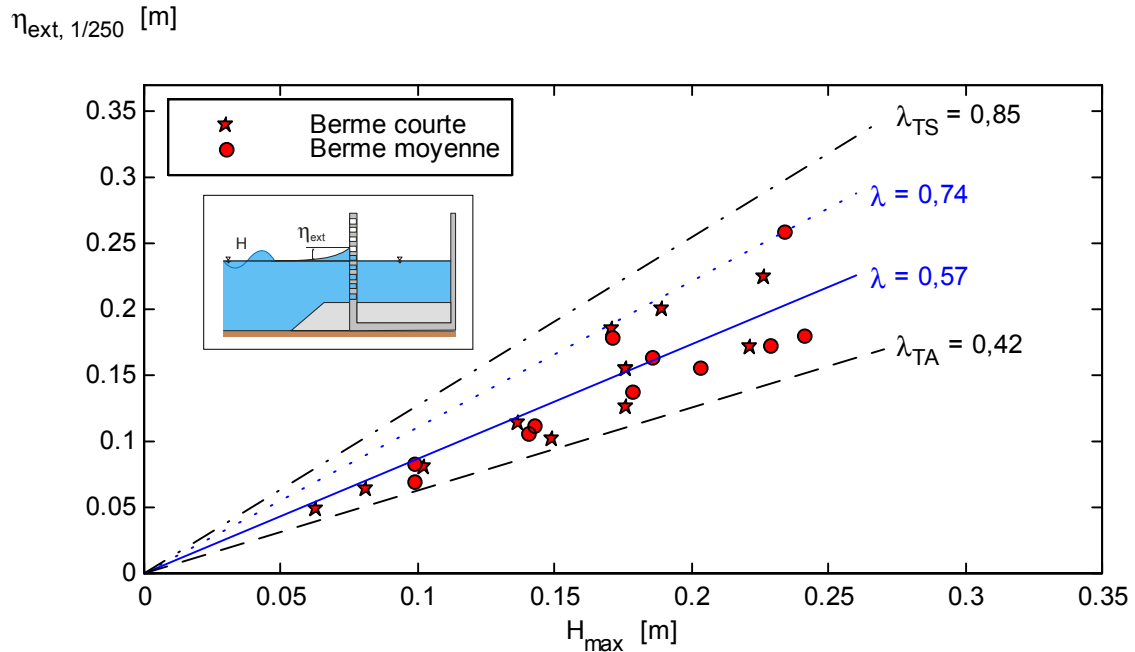


Figure 5-2 : Elévation maximale sur la paroi perforée extérieure, en houle aléatoire.

En s'appuyant sur la formulation linéaire introduite précédemment (équation 5-2 bis), une interpolation des points de mesure par les moindres carrés donne une valeur du coefficient $\lambda_{\text{ext}} = 0,57$.

Si la relation décrit correctement l'évolution générale de l'élévation η_{ext} avec la hauteur maximale de houle, elle tend néanmoins à sous-estimer l'action de certaines houles fortes, en particulier celles de périodes supérieures à 2,4 s en modèle (12 s en nature). Ces valeurs d'élongations les plus élevées peuvent être limitées par une droite reportée sur la Figure 5-2 correspondant à un coefficient $\lambda = 0,74$.

Sur cette même figure 5-2, nos résultats sont comparés à ceux estimés par la formulation de Takahashi et Shimosako (1994), notée TS, qui utilise $\lambda_{\text{TS}} = 0,85$ et la proposition de Tabet-Aoul (1998), notée TA, avec $\lambda_{\text{TA}} = 0,42$. Cette dernière formulation tend à sous-estimer les valeurs maximales d'ascension sur la paroi perforée, alors que la proposition de Takahashi et Shimosako, au contraire, la surestime.

1.1.b. Ascension sur la paroi arrière

La Figure 5-3 présente les valeurs maximales $\eta_{ar, 1/250}$ de l'élévation des vagues sur la paroi arrière, en fonction de H_{max} (unité du modèle).

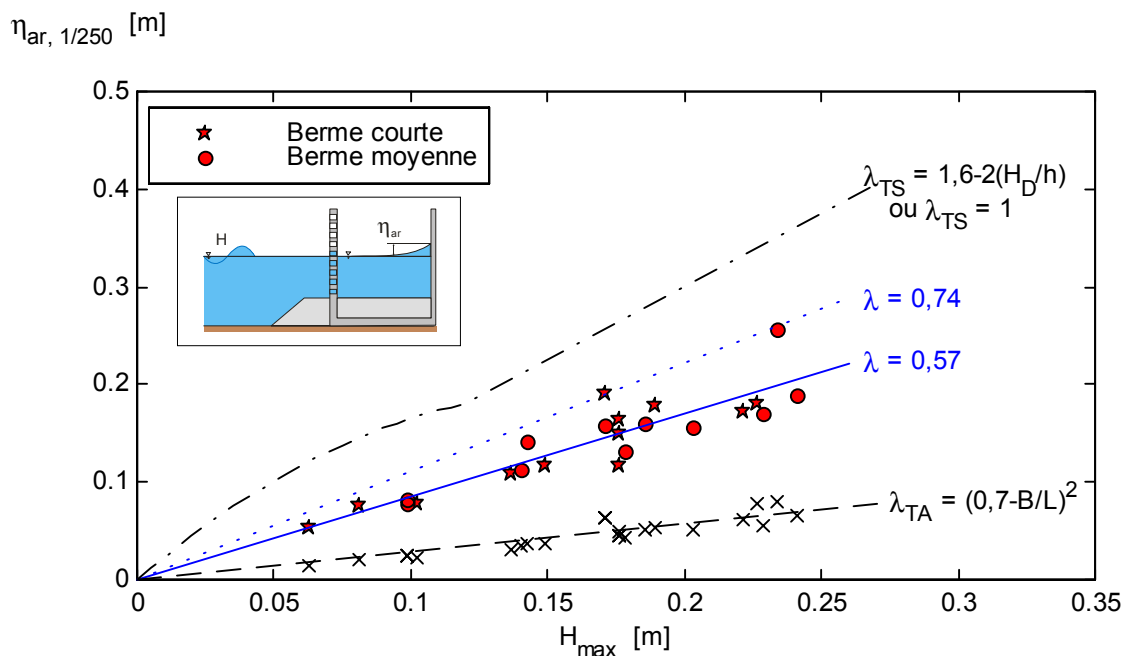


Figure 5-3 : Elévation maximale sur la paroi arrière en houle aléatoire.

L'évolution de l'élévation est linéaire avec la hauteur de houle et, selon une démarche analogue à celle illustrée précédemment, la recherche par les moindres carrés du coefficient λ donne une valeur de 0,57. Une droite prenant en compte les plus fortes valeurs d'élévation correspond, quant à elle, à un coefficient $\lambda = 0,74$.

Sur la Figure 5-3 sont également reportés les résultats obtenus par les formulations TS et TA. Takahashi et Shimosako (1994) proposent des coefficients λ en fonction du rapport H_D/h :

$$\begin{aligned} &\text{pour } H_D/h < 0,3 \quad \text{soit } H_D < 0,12 \text{ m, } \lambda = 1,6-2(H_D/h) \\ &\text{pour } H_D/h \geq 0,3 \quad \text{soit } H_D \geq 0,12 \text{ m, } \lambda = 1,0 . \end{aligned} \quad (5-3)$$

La formulation de Tabet-Aoul repose sur un coefficient λ fonction de la largeur de chambre relative :

$$\lambda = (0,7-B/L)^2 \quad (5-4)$$

Les valeurs prédites par cette dernière relation sont obtenues pour chaque couple {hauteur, longueur d'onde} et symbolisées par un symbole "x". Une droite supplémentaire en indique l'évolution générale.

Les résultats de ces deux formulations présentent les mêmes tendances que pour la paroi extérieure, à savoir, une surestimation (TS) et une sous-estimation (TA) de l'ascension sur la paroi arrière.

L'analyse des figures 5-2 et 5-3 montre que les relations entre l'ascension sur les parois extérieure et arrière sont identiques, avec un coefficient λ moyen (au sens des moindres carrés) de 0,57. Afin de vérifier la relation statistique entre ces mesures, les évolutions relatives des valeurs d'élévation enregistrées sur ces deux écrans sont présentées, sur la Figure 5-4 pour les valeurs extrêmes ($\eta_{\text{ext}, 1/250}$ et $\eta_{\text{ar}, 1/250}$), sur la Figure 5-5 pour les valeurs significatives ($\eta_{\text{ext}, 1/3}$ et $\eta_{\text{ar}, 1/3}$). Dans le premier cas, la pente obtenue par les moindres carrés est de 0,98. L'écart est inférieur à 10 % dans le cas des valeurs significatives. L'ascension sur la paroi arrière de la chambre de dissipation est donc statistiquement équivalente à celle de la face extérieure de la paroi perforée.

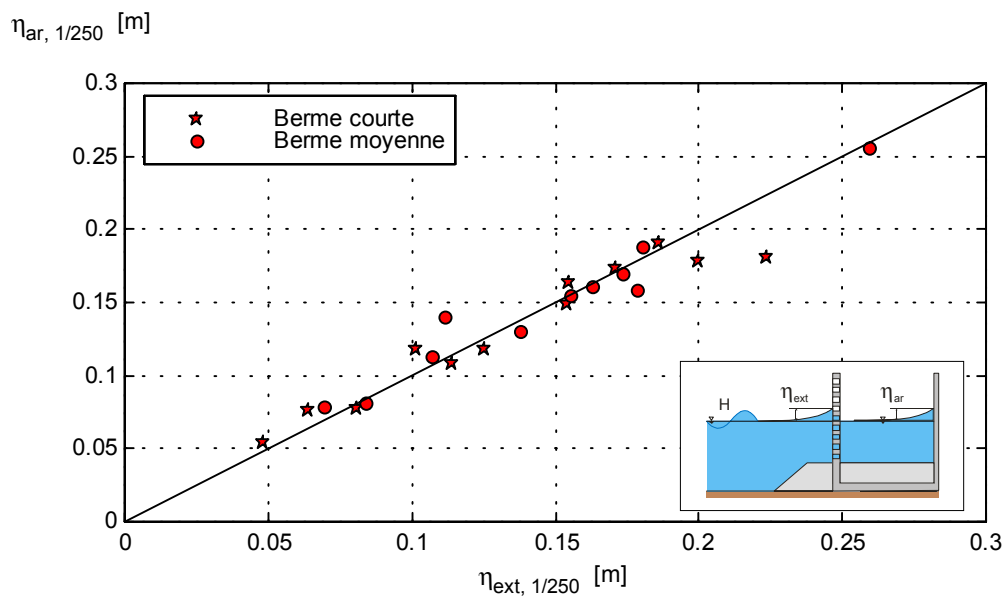


Figure 5-4 : Evolution relative des valeurs extrêmes des élévations mesurées sur les parois extérieure et arrière, en houle aléatoire.

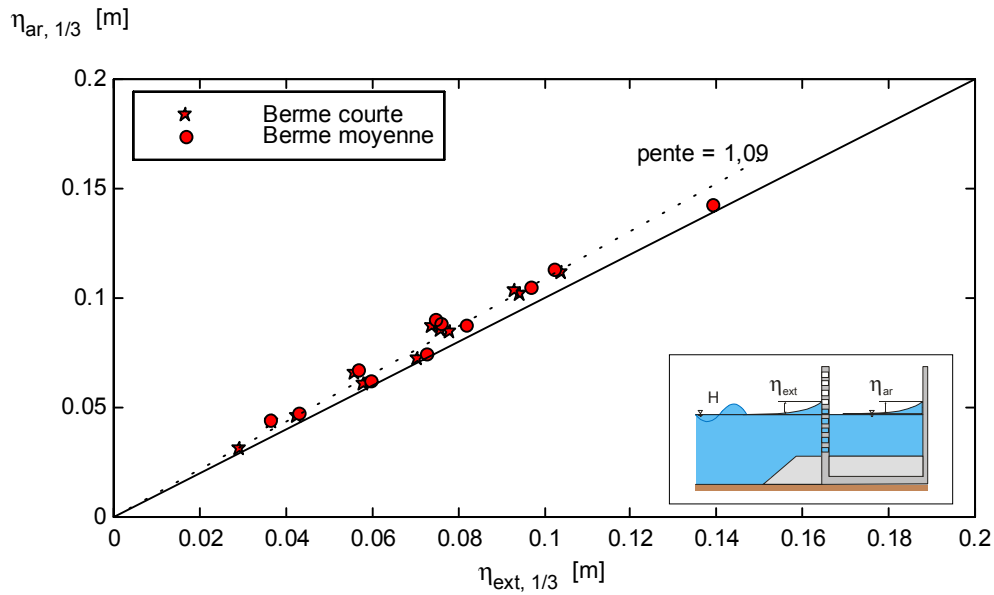


Figure 5-5 : Evolution relative des valeurs significatives des élévations mesurées sur les parois extérieure et arrière, en houle aléatoire.

1.1.c. Ascension sur la paroi intérieure

L'évolution relative de l'élévation maximale mesurée sur la paroi intérieure, en fonction de l'ascension sur la paroi extérieure, est présentée sur la Figure 5-6.

Nous pouvons noter une relation linéaire entre $\eta_{\text{ext}, 1/250}$ et $\eta_{\text{int}, 1/250}$, avec une pente déterminée par les moindres carrés valant 0,54. Par conséquent, il est possible de décrire l'ascension sur la paroi intérieure de manière analogue à celle employée pour les autres faces du caisson :

$$\eta_{\text{int}, 1/250} = 1,5 \cdot \lambda_{\text{int}} \cdot H_{\text{max}} \quad \text{avec } \lambda_{\text{int}} = 0,31 \quad (5-5)$$

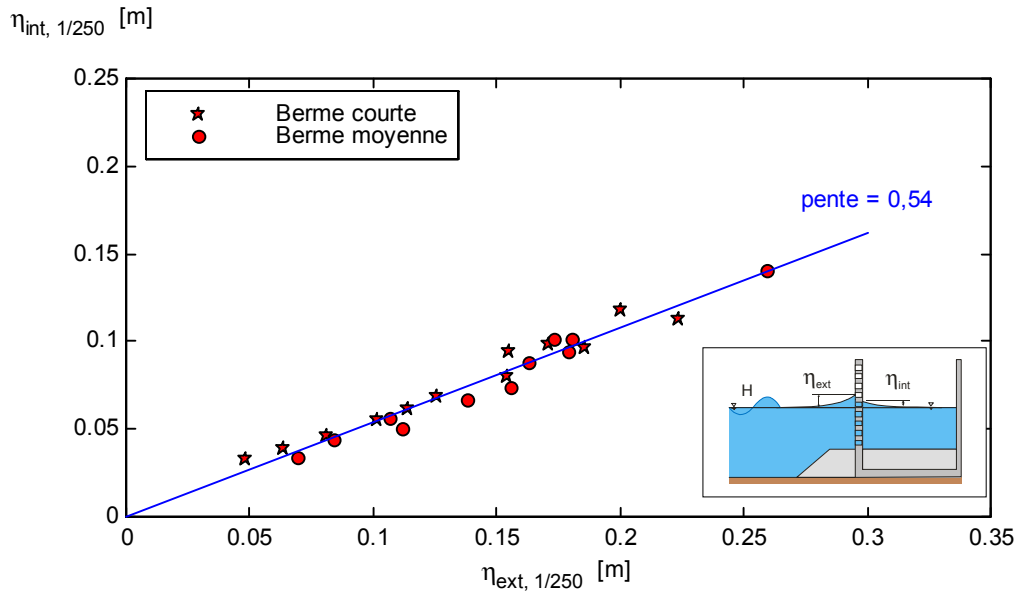


Figure 5-6 : Evolution relative des elongations maximales sur les deux faces de la paroi perforée, en houle aléatoire.

1.1.d. Surélévation du niveau moyen

La surélévation du niveau moyen à proximité des parois peut être mise en évidence par l'étude comparée des ascensions et des retraits des vagues. Les figures suivantes présentent, pour chaque paroi, les valeurs η_- de retrait et reprennent les valeurs η_+ déterminées précédemment.

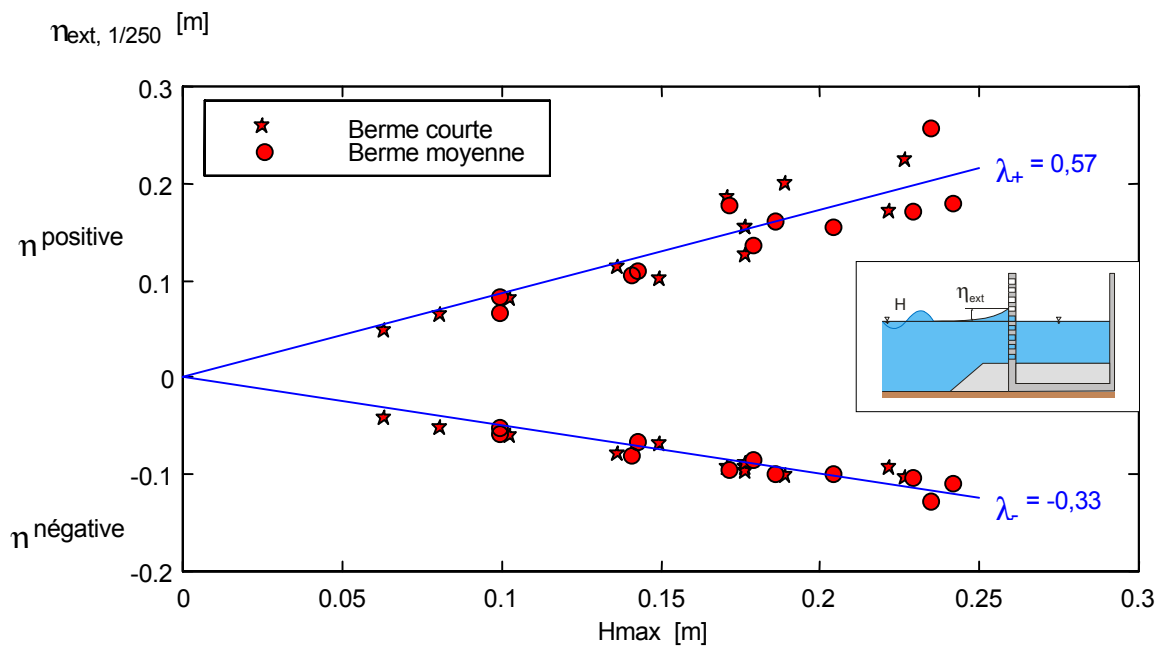


Figure 5-7 : Ascension et retrait sur la paroi extérieure, en houle aléatoire.

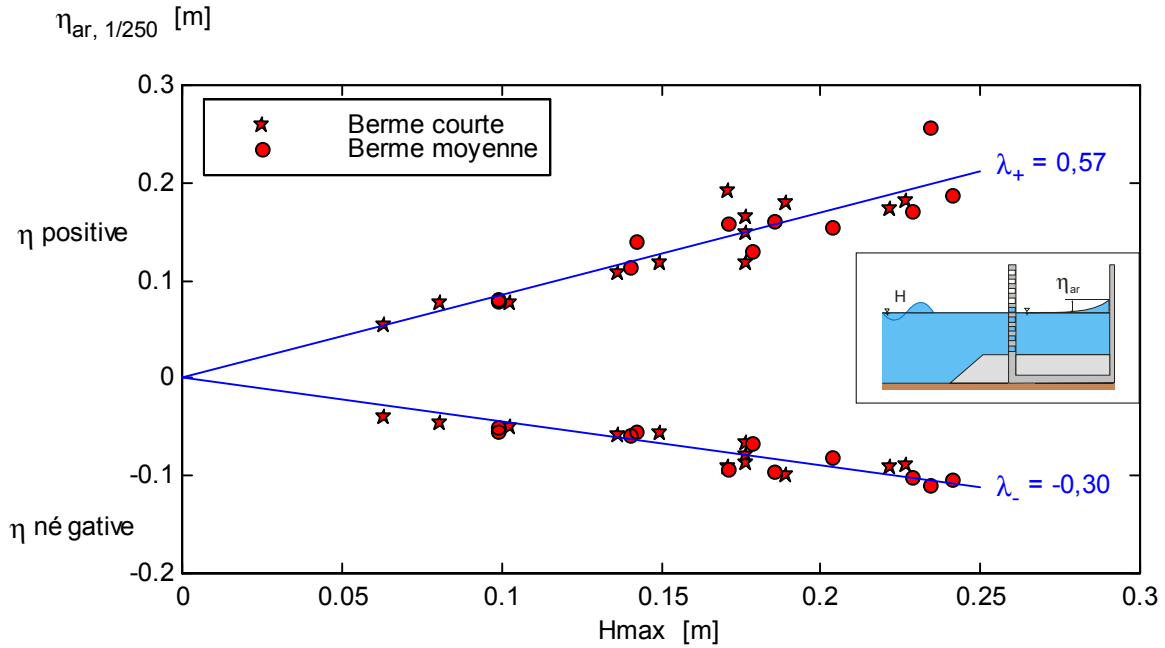


Figure 5-8 : Ascension et retrait sur la paroi arrière, en houle aléatoire.

Les figures 5-7 et 5-8 montrent que le retrait des vagues sur la paroi extérieure est proche de celui observé sur la paroi arrière. Le comportement des parois extérieure et arrière semble donc similaire, pour les ascensions comme pour les creux de la surface libre.

De plus, les valeurs des élévations maximales sur chacune des deux parois représentent à peu près le double des valeurs des élévations minimales. Il apparaît donc clairement une dissymétrie entre les élévations extrêmes. Ceci entraîne par conséquent l'existence d'une surélévation du niveau moyen.

La Figure 5-9 montre une faible dissymétrie entre les valeurs des élévations minimales et maximales sur la paroi intérieure de l'écran perforé. Les ascensions et les creux de la surface libre sont équivalents en valeur absolue.

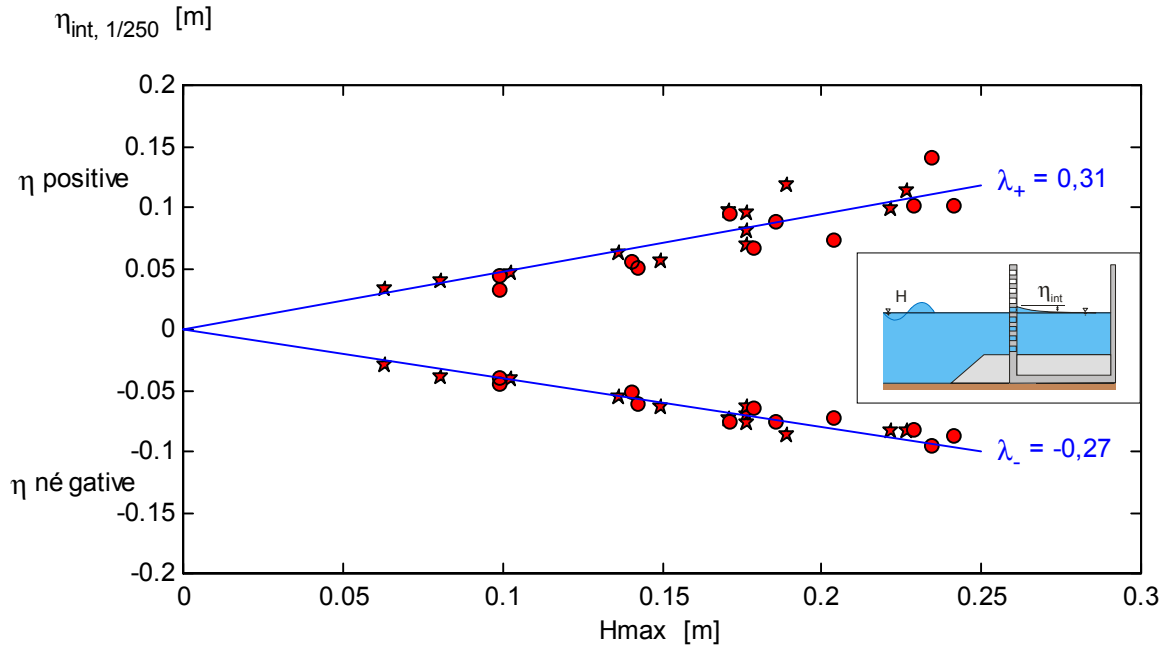


Figure 5-9 : Ascension et retrait sur la paroi intérieure, en houle aléatoire.

Nous pouvons ainsi estimer la surélévation ζ du niveau moyen, pour chaque face du caisson Jarlan. Considérée comme nulle pour la paroi intérieure, la surélévation moyenne est linéairement croissante avec la hauteur incidente et identique pour les deux parois exposées à la propagation de la houle.

En assimilant la valeur de la surélévation du niveau moyen mesurée à 2 cm de la paroi (soit 0,50 m en nature) à celle existant réellement sur le mur, nous proposons la relation suivante :

$$\zeta = 1,5 \cdot \lambda_\zeta \cdot H_D \quad (5-6)$$

avec $\lambda_\zeta = \frac{0,57 - [(0,33 + 0,30)/2]}{2} \approx 0,13$ pour les parois extérieure et arrière.

Par conséquent, une pente de la surface libre moyenne (temporelle) existe dans la chambre de dissipation du caisson Jarlan ainsi que devant la paroi perforée, pour des houles aléatoires (Figure 5-10).

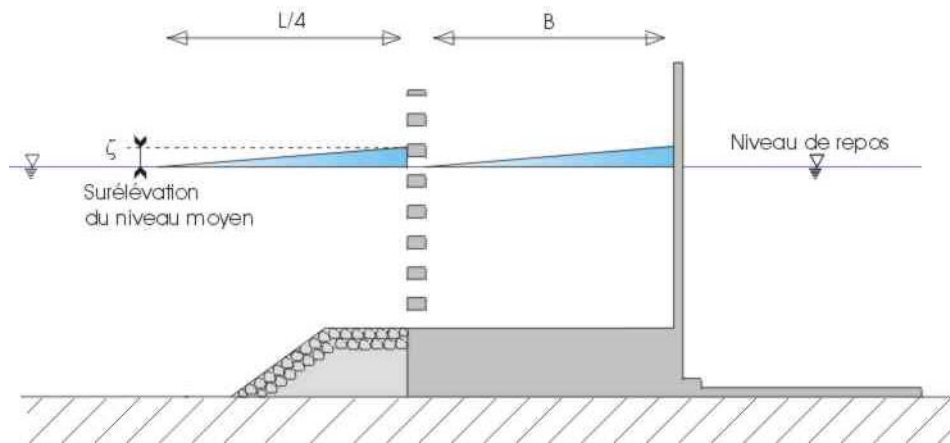


Figure 5-10 : Surélévation du niveau moyen temporel aux parois du caisson.

L'existence d'une surélévation du niveau moyen de la surface libre à proximité de la paroi extérieure d'un caisson Jarlan est également citée par Tabet-Aoul (1998) à partir d'essais en houle régulière. L'auteur indique que cette surélévation s'atténue pour une distance à la paroi perforée supérieure à un quart de longueur d'onde, observation que nous avons rapportée sur la figure ci-dessus.

1.2 Essais en houle régulière

Afin d'établir des comparaisons avec les résultats en houle aléatoire, des essais sont conduits selon la même méthodologie, en houle régulière. Les mesures de fluctuations de la surface libre à proximité des trois parois sont présentées ci-dessous.

Les résultats expérimentaux, de la Figure 5-11 pour la face extérieure de l'écran perforé et de la Figure 5-12 pour la paroi imperméable, montrent une importante dispersion des points de mesures.

Les essais effectués avec la berme courte présentent notamment une évolution complexe de l'ascension maximale sur la paroi arrière en fonction de la hauteur de la houle. L'ascension est environ 15 % plus importante sur la paroi arrière que sur la paroi extérieure. L'interpolation par les moindres carrés de la formulation de Takahashi et Shimosako avec $H_D = H_i$, amène à déterminer des coefficients $\lambda_{\text{ext}} = 0,74$ et $\lambda_{\text{ar}} = 0,86$.

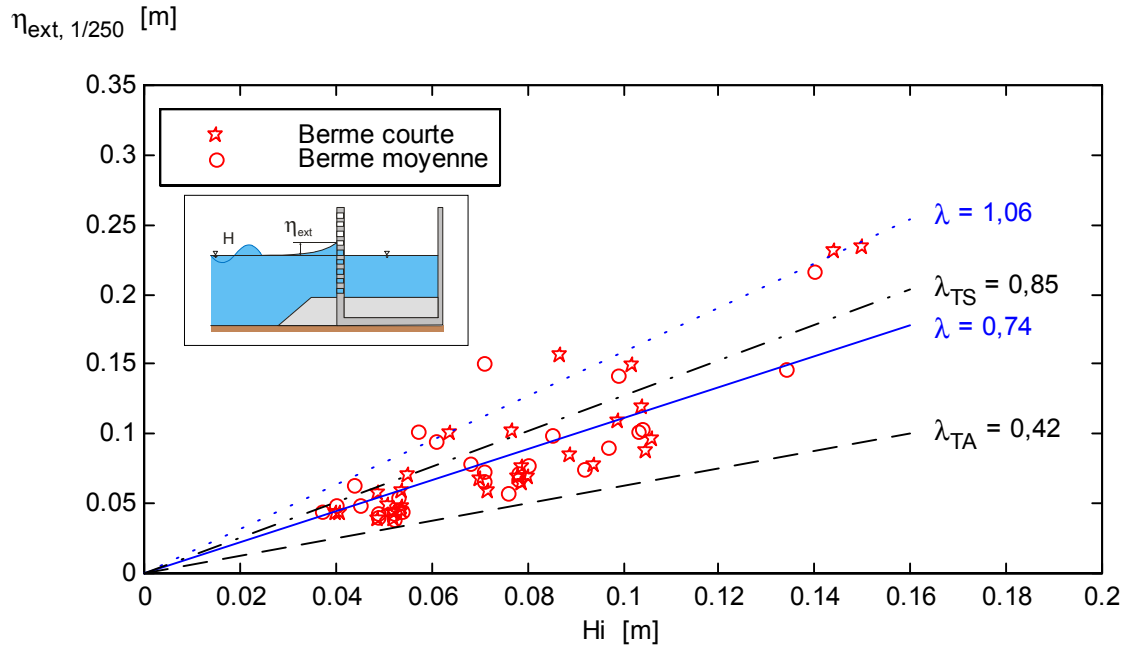


Figure 5-11 : Elévation maximale sur la paroi extérieure en houle régulière.

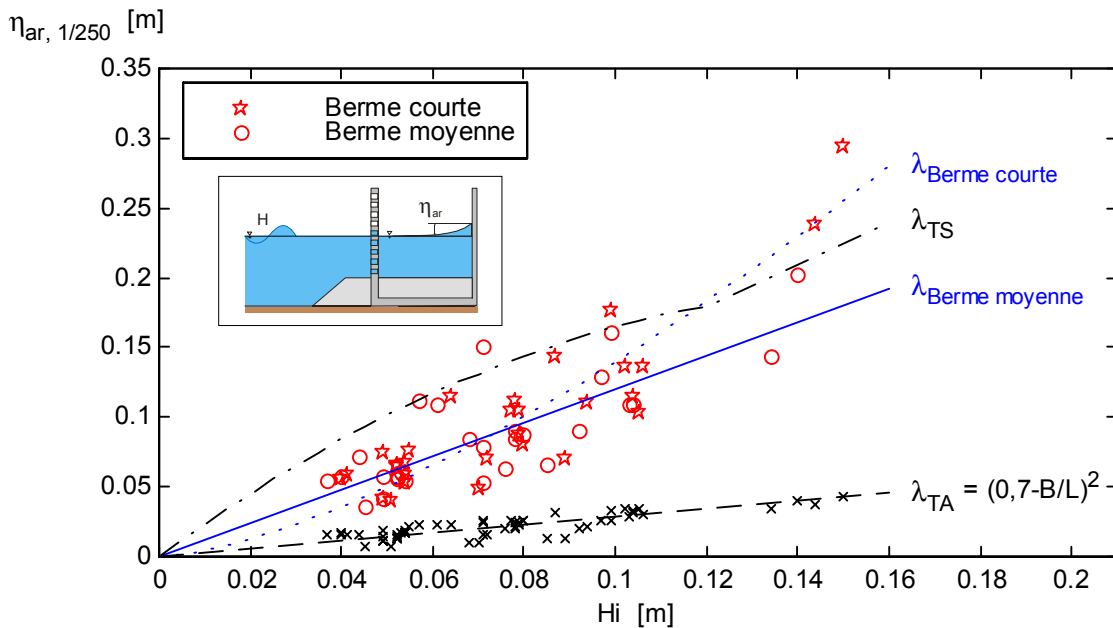


Figure 5-12 : Elévation maximale sur la paroi arrière en houle régulière.

Sur chacune des deux figures précédentes sont reportées les résultats des formulations de Takahashi et Shimosako (1994) et de Tabet-Aoul (1998). Malgré la dispersion des points, la formulation TS décrit correctement l'ascension des houles régulières sur la paroi perforée

($\lambda_{\text{ext}} = 0,85$) et évalue les résultats expérimentaux maxima de l'ascension sur la paroi arrière. La formulation TA tend au contraire à sous-estimer les élévations sur les deux parois.

La Figure 5-13 présente les élévations maximales sur la paroi intérieure, en houle régulière. Nous rencontrons également une forte dispersion des mesures mais l'ascension sur cette paroi est croissante avec la hauteur de houle incidente. Une interpolation par les moindres carrés conduit à un coefficient $\lambda_{\text{int}} = 0,42$.

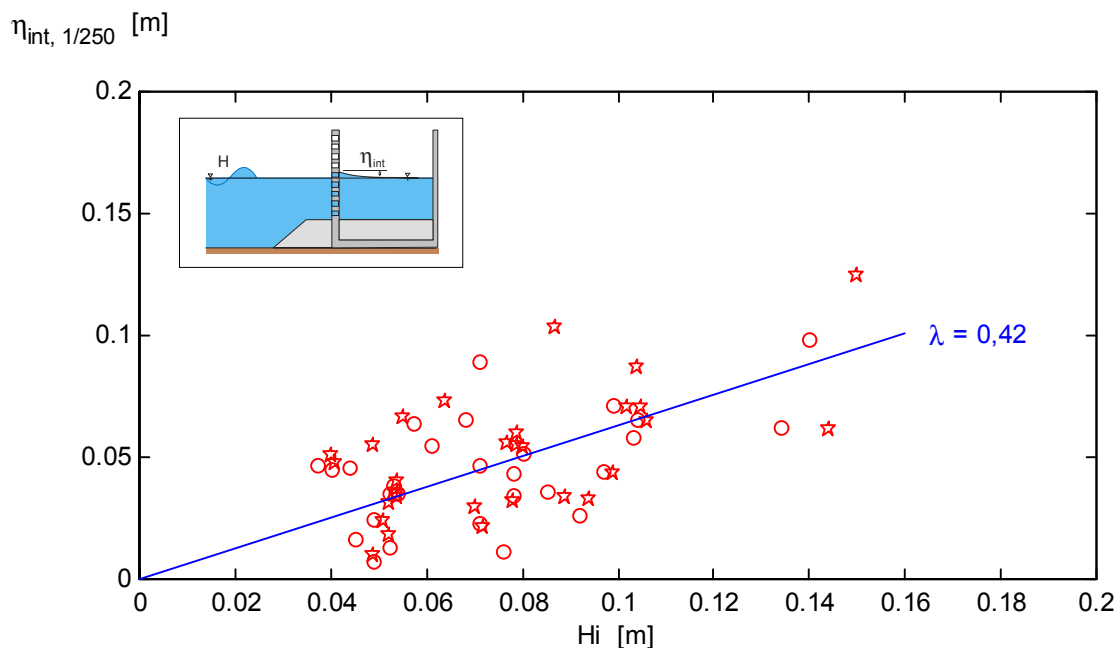


Figure 5-13 : Elévation maximale sur la paroi intérieure en houle régulière.

1.3 Comparaison avec des mesures en bassin à houle

Des mesures de fluctuations de la surface libre ont été réalisées, en bassin à houle, par SOGREAH (1993). Les résultats, que nous confrontons à ceux des expériences en canal, sont tirés des essais en houle aléatoire, pour une incidence normale ($\beta = 0^\circ$), sur une maquette représentant la digue de Dieppe et son soubassement réduits à l'échelle $1/40^{\text{ème}}$. Les limnigraphes étaient disposés à 0,80 m (unité prototype) des parois extérieure, intérieure et arrière d'un caisson. Les résultats, consignés dans le rapport d'essais de SOGREAH, sont exprimés en unité prototype (échelle 1), pour des valeurs d'élévation $\eta_{1/10}$ et ce, en fonction de la hauteur significative H_s .

Afin d'être cohérent avec la méthodologie employée, nous avons déterminé les valeurs d'ascension $\eta_{\text{ext}, 1/10}$, $\eta_{\text{int}, 1/10}$ et $\eta_{\text{ar}, 1/10}$ à partir des enregistrements des expériences en canal avec la berme courte. Dans notre cas, les limnigraphes sont placés à 5 et 2 cm de part et d'autre de la paroi perforée (sondes S4, S5, S6 et S7), et 2 cm de la paroi arrière (S10). Les distances aux parois correspondent donc à 1,25 et 0,50 m en unité prototype (Figure 3-13).

La Figure 5-14 regroupe les valeurs des ascensions relatives mesurées en bassin à houle et comparées à celles que nous obtenons en canal (la ligne discontinue représente la moyenne de nos résultats). En abscisse se trouve la hauteur significative à l'échelle 1 (prototype).

Les élévations constatées à proximité de la paroi extérieure présentent de nettes différences suivant l'échelle des expériences. En effet, les résultats des essais en bassin évaluent la montée des vagues à environ la moitié de la valeur obtenue en canal à houle.

Les mesures à la paroi arrière et à la paroi intérieure montrent un plus faible écart entre les deux types d'expériences mais les valeurs en bassin restent tout de même inférieures à celles des essais en canal.

Il apparaît donc, entre les deux types de modélisation physique, une différence particulièrement marquée pour la face extérieure de la paroi perforée. Deux explications possibles sont à considérer :

- La première est liée à la différence de profondeur d'eau dans la chambre de dissipation lors des expériences : $d = 6,25$ m (unité prototype) en canal alors qu'en bassin d égale $8,45$ m. L'ascension sur la paroi perforée étant supposée uniquement dépendre de la hauteur de houle (Takahashi et Shimosako, 1994), η_{ext} ne devrait donc pas être affectée par la différence de hauteur d'eau. Par contre, cette même formulation indique qu'une profondeur croissante dans la chambre induit une augmentation de l'ascension sur la paroi arrière (équation 5-3), ce qui peut être le phénomène observé en bassin à houle.
- Une deuxième possibilité correspond à un éventuel effet d'échelle. En effet, les deux expériences se déroulent avec le même fluide (viscosité cinématique identique), avec une porosité surfacique similaire, mais avec un régime d'écoulement de la houle à travers la paroi perforée qui n'est pas le même. Les essais en bassin génèrent un nombre de Reynolds plus faible que celui rencontré en canal : l'échelle géométrique est plus petite et les vitesses sont également plus faibles. L'écoulement dans les perforations est alors

favorisé. Au contraire, un nombre de Reynolds important, comme celui engendré par la modélisation en canal, conduit à un diamètre contracté de la perforation : l'écoulement à travers l'écran perforé est entravé et la vague tend par conséquent à monter sur la paroi extérieure.

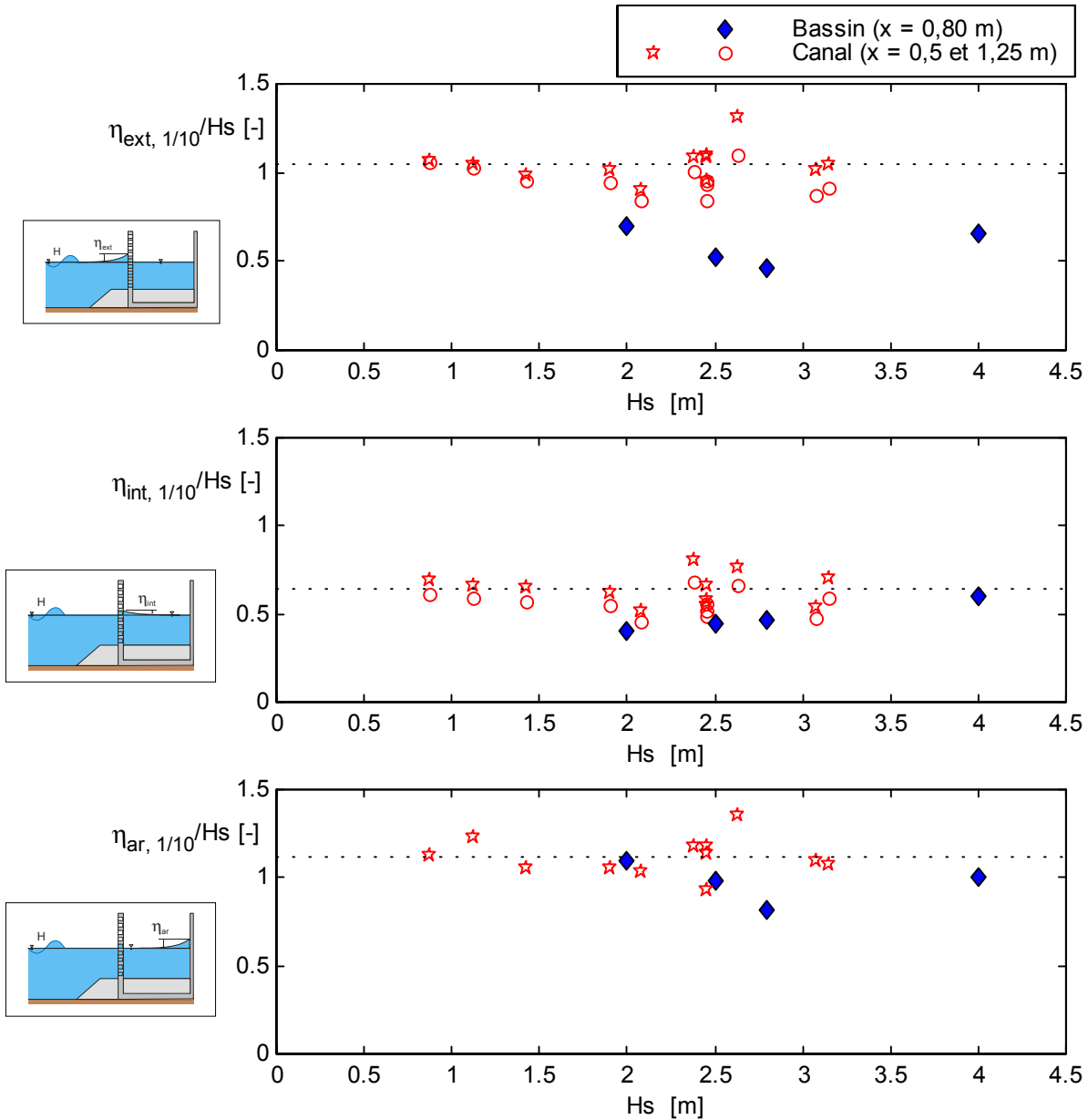


Figure 5-14 : Ascensions relatives sur les parois d'un caisson Jarlan : mesures en canal et en bassin à houle (SOGREAH, 1993) (dimensions à l'échelle du prototype).

1.4 Synthèse des résultats sur les fluctuations de la surface libre

Le tableau 5-1 ci-dessous regroupe les différents coefficients mentionnés au cours de notre analyse. Il différencie les valeurs obtenues en houle régulière avec la relation $\eta_{1/250} = 1,5 \cdot \lambda \cdot H_i$ et les valeurs obtenues en houle aléatoire avec la relation $\eta_{1/250} = 1,5 \cdot \lambda \cdot H_{\max}$ où $H_{\max} = 1,8 \cdot H_s$. Dans ce dernier cas, deux coefficients sont présentés, l'un déduit par la méthode des moindres carrés, l'autre prédisant les valeurs extrêmes de nos données (conduisant ainsi à une surestimation des plus faibles valeurs).

Les houles régulières génèrent des ascensions de vagues sur les murs plus importantes que les houles spectrales. Le fonctionnement hydraulique du caisson se trouve donc différent de celui engendré par des houles réelles. Les coefficients déduits des mesures en houle monochromatique sont équivalents à ceux provenant des mesures en houle aléatoire mais constituent la limite supérieure des résultats. Une houle régulière tend à exacerber les phénomènes de résonance qui, en fait, ne sont pas présents en houle aléatoire. La transposition de résultats obtenus en houle monochromatique à des prédictions en houle réelle ne peut donc pas être directe.

	Houle régulière (moindres carrés)	Houle aléatoire (moindres carrés)	Houle aléatoire (surestimation)
Paroi extérieure	0,74	0,57	0,74
Paroi arrière	0,86	0,57	0,74
Paroi intérieure	0,42	0,31	0,40

Tableau 5-1 : Comparaison des différents coefficients λ liant hauteur de houle et ascension sur la paroi.

La montée maximale de la houle aléatoire sur l'extérieur de la paroi perforée est identique à celle de la paroi arrière. Cette conclusion est valable statistiquement sur un grand nombre de vague mais elle n'est pas établie pour des valeurs instantanées. Une ascension maximale sur la paroi extérieure n'est en effet pas obligatoirement suivie d'une ascension maximale sur la paroi arrière.

L'ascension sur la paroi intérieure reste faible, proche de la moitié de celle enregistrée sur la face extérieure. La différence entre houle aléatoire et houle régulière n'est pas aussi marquée que pour les autres parois.

Globalement, les ascensions mesurées au cours de nos expériences sont inférieures à celles prédites par la formulation TS, mais supérieures à celles prédites par TA. Toutefois, chacune des deux propositions a été initialement établie à partir d'essais sur des structures différentes de la nôtre : caisson à fentes verticales pour Takahashi et Shimosako (1994), caisson Jarlan sans lest ni berme en houle régulière pour Tabet-Aoul (1998). La différence observée avec les résultats du caisson Jarlan lesté provient certainement du fonctionnement hydraulique spécifique de chaque ouvrage.

Les fluctuations de la surface libre se traduisent par des variations de pression sur les parois verticales du caisson et à son interface avec le soubassement, pressions que nous abordons dans la partie suivante.

2. PRESSIONS EXERCEES PAR LA HOULE SUR LE CAISSON

L'étude des pressions exercées par la houle aléatoire sur le caisson Jarlan, est faite à la fois en modélisation physique, maquette avec une berme courte, et sur le prototype.

Les sous-pressions agissant sous le radier du caisson Jarlan sont mesurées sur le site, à Dieppe. Les valeurs caractéristiques sont étudiées en fonction de la pression mesurée au bas de la paroi perforée. Nous analysons également la répartition des sous-pressions sous le radier du caisson.

Les pressions exercées sur les parois verticales du caisson sont mesurées à la fois sur le modèle en canal et sur le prototype à Dieppe. Une confrontation des résultats de ces deux échelles est réalisée aussi bien pour les valeurs représentatives des pressions que pour leur évolution avec la profondeur. L'analyse des résultats est également conduite en se référant aux formulations initiales de Goda (1985), dont une modification est proposée afin d'adapter son utilisation aux caissons Jarlan.

2.1 Pressions sous le radier du caisson

Les pressions enregistrées par les capteurs sous le radier du caisson de Dieppe sont des mesures à l'interface béton – galets de la couche de frottement (cf. chapitre 2). Ces sous-pressions agissent donc directement sur la structure et ne constituent pas une mesure de l'écoulement dans le noyau du soubassement.

L'analyse des données repose sur les pressions dynamiques liées à la houle et ne prend pas en compte la composante hydrostatique liée à la hauteur de la marée.

2.1.a. Origine des données

Les pressions exercées sous le caisson sont enregistrées par les transmetteurs R1, R2 et R3, dont les distances respectives à l'extérieur de la paroi perforée sont respectivement : $x_1 = 1$ m, $x_2 = 3$ m et $x_3 = 7$ m. La position des points de mesure correspond à la cote -3,80 m CM.

La durée d'acquisition est de 10 minutes, pour une fréquence de 3 Hz par capteur. Chaque enregistrement comporte 60 à 80 vagues dont les valeurs caractéristiques sont déterminées par la méthode du "zero up crossing" (cf. chapitre 3).

Nous présentons des données acquises entre le début 1997 et mi-1998, période pendant laquelle le houlographe n'était pas opérationnel. Les états de mer (hauteur des vagues, direction du vent) sont évalués d'après les estimations visuelles réalisées par le Sémaphore de Dieppe et classés selon l'échelle de Beaufort.

A la suite du déploiement du houlographe et dans le but de déterminer a posteriori la hauteur significative de la houle incidente, nous nous sommes efforcés de comparer les hauteurs statistiques mesurées à celles estimées visuellement. Malgré les méthodes d'extrapolation proposées par Battjes (1984), les écarts relevés sont trop importants pour justifier un calcul précis de H_s à partir des observations du Sémaphore.

2.1.b. Simultanéité des sous-pressions avec la houle incidente

La Figure 5-15 présente une série temporelle des variations de pressions enregistrées par les capteurs R1 sous le caisson, et P4 situé au bas de la paroi perforée sur sa face extérieure (+ 1,40 m CM). Les données proviennent d'un enregistrement du 13/02/97 à 15h17 TU.

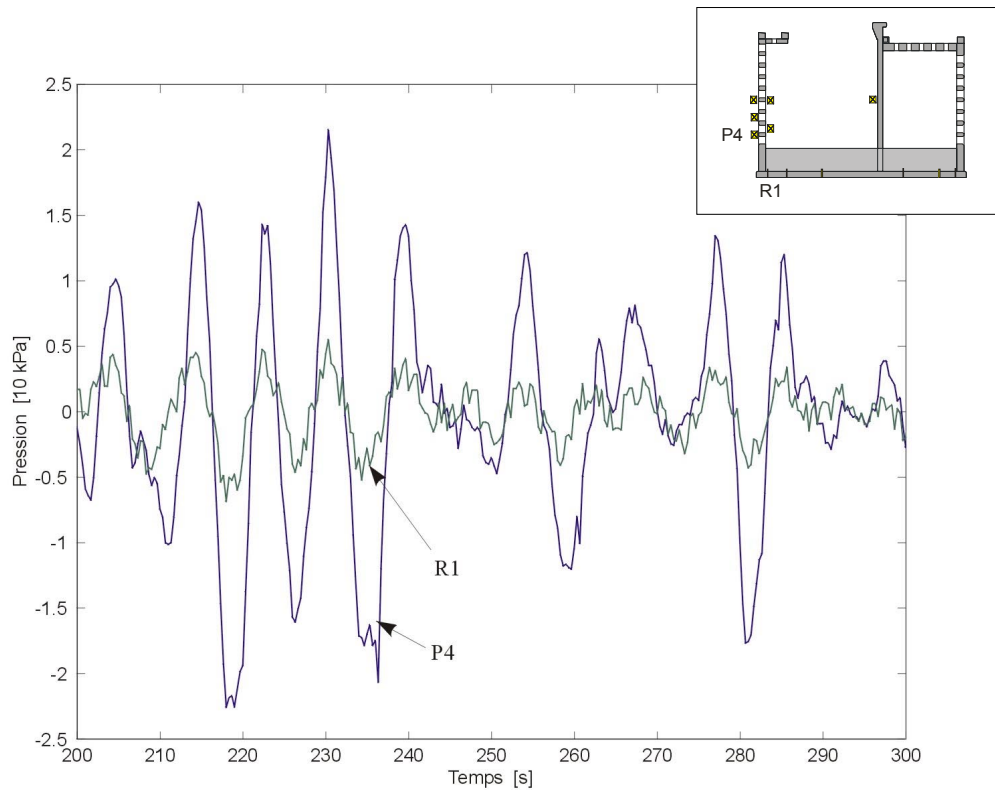


Figure 5-15 : Simultanéïté des pressions sur la paroi perforée et sous le caisson (le 13/02/97 à 15h17 TU).

En plus d'une atténuation des pressions entre les deux capteurs qui sera le sujet de la prochaine partie, la figure montre que la sous-pression oscille en phase avec la pression exercée par la houle sur la paroi verticale. La montée de la vague sur la paroi perforée produit donc au même instant un pic de sous-pression au coin du caisson côté mer.

Les oscillations de pression mesurées sur les capteurs R1, R2 et R3 sont également en phase, comme l'illustre la Figure 5-16, extraite d'un enregistrement du 25/12/97 (à 23h00 TU). Les extrema des trois signaux ne présentent pas de déphasage significatif dans ces données. La fréquence d'acquisition des enregistrements est cependant trop faible (3 Hz) pour conduire à une estimation des écarts temporels inférieurs à 0,33 s.

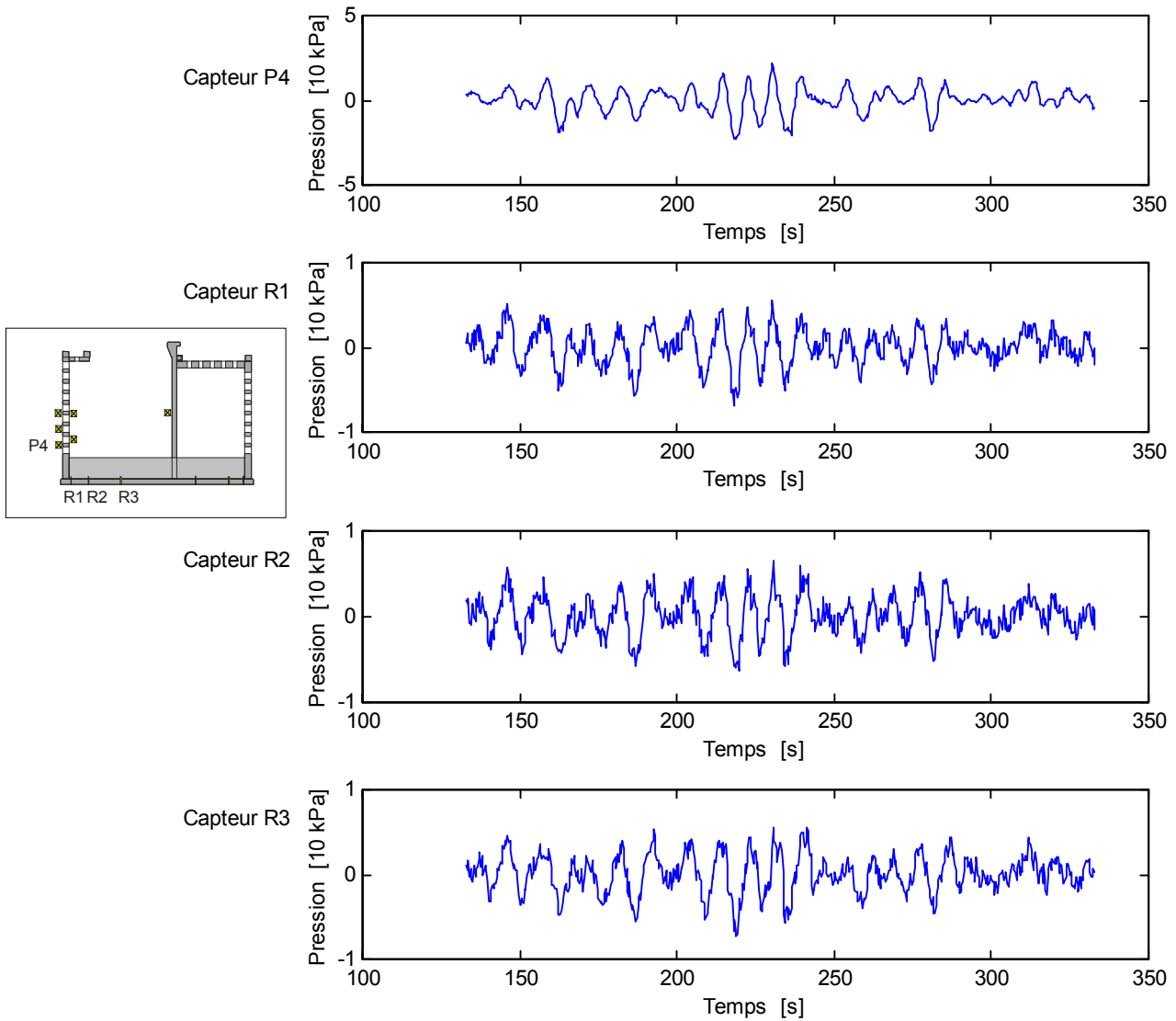


Figure 5-16 : Simultanéité des sous-pressions (R1, R2 et R3) avec la pression sur la paroi extérieure du caisson (P4) (le 25/12/97 à 23h00 TU).

Ainsi, nous pouvons conclure que les oscillations des sous-pressions, agissant sous la semelle du caisson, sont en phase avec les variations de la surface libre devant la paroi perforée. Cette observation confirme les résultats du code numérique de Ropert (1999), basé sur la résolution de l'équation de Forchheimer. Elle valide également une hypothèse des ingénieurs lors du dimensionnement de l'ouvrage.

2.1.c. Atténuation des valeurs des sous-pressions

Les sous-pressions enregistrées sur les capteurs R2 et R3 semblent présenter des valeurs maximales du même ordre de grandeur que celles mesurées sur R1 (Figure 5-16). Afin de confirmer cette observation, nous avons analysé des enregistrements caractéristiques obtenus au cours d'une tempête le 13 février 1997 entre 08h57 et 21h37 TU. La plus forte houle correspond à une hauteur significative estimée entre 2,5 et 4 m (code Beaufort = 5 à 15h17 TU).

La Figure 5-17 présente les sous-pressions enregistrées par les trois capteurs lors de la plus forte houle. Les mesures de R2 et R3 sont tracées en fonction de celles de R1, deux droites complémentaires définissant un intervalle de variation. Nous pouvons notamment constater que, pour une même vague, les sous-pressions mesurées en R2 et R3 peuvent être 1,5 fois supérieures à celles mesurées par R1. La décroissance linéaire des sous-pressions (Goda, 1985, Takahashi et Shimosako, 1994) ne se retrouve donc pas pour des variations temporelles.

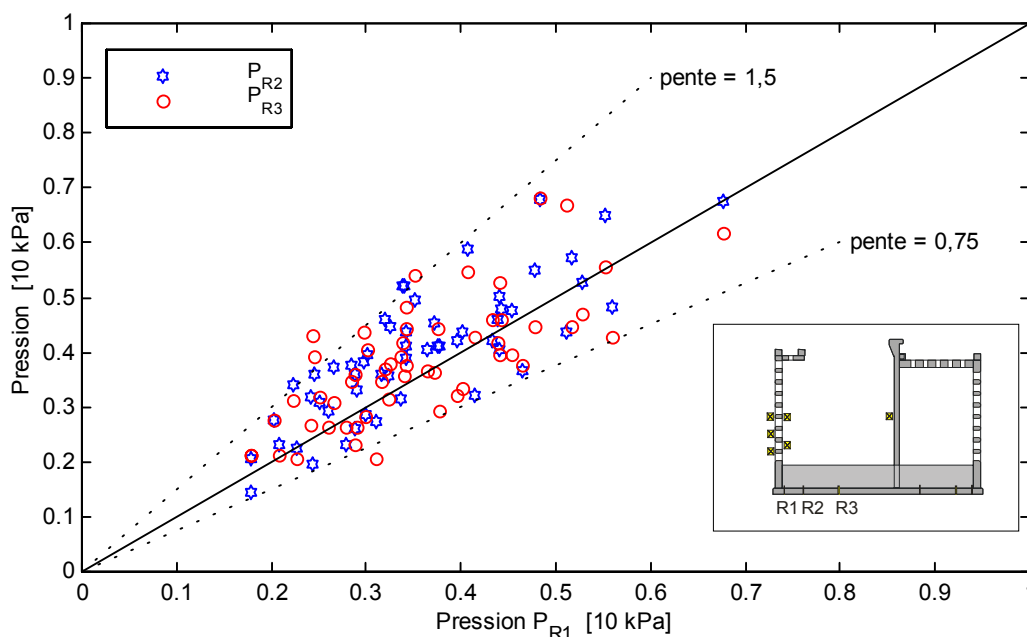


Figure 5-17 : Sous-pressions pour les 3 capteurs pour un enregistrement de 10 minutes (le 13/02/97 à 15h17 TU).

La Figure 5-18 montre la même tendance pour les valeurs statistiques $P_{1/10}$ des enregistrements de la journée du 13/02/97. L'écart est moins important, mais les pressions pour R2 et R3 restent supérieures à celles de R1.

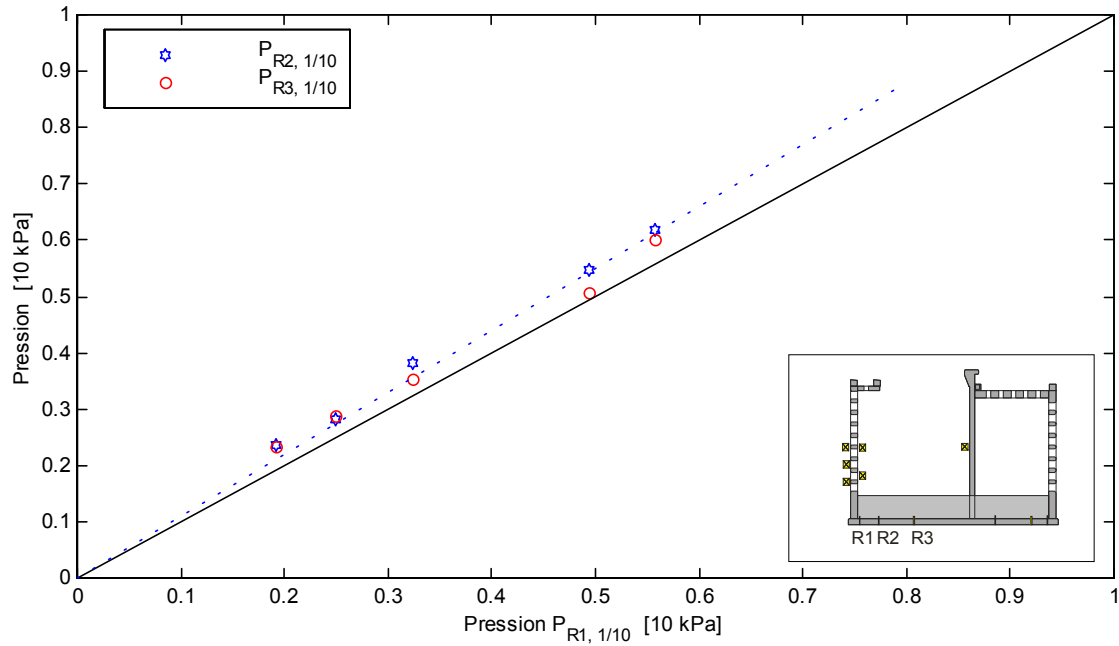


Figure 5-18 : Sous-pressions maximales des 3 capteurs pour le 13/02/97.

La répartition horizontale des sous-pressions ($P_{1/10}$) au cours de la tempête est reportée sur la Figure 5-19. L'allure triangulaire envisagée par Goda n'est pas représentée par la distribution des sous-pressions que nous obtenons sous le caisson. En particulier la pression maximale n'est pas rencontrée au droit de la paroi perforée côté mer.

La sous-pression engendrée par la houle au droit du caisson côté port reste indéterminée car le capteur s'y trouvant est hors service (cf. chapitre 2). Les tracés discontinus sur la Figure 5-19 joignant les points de mesures du capteur R3 à une valeur nulle de sous-pression en $x = B_c$, constituent par conséquent des lignes hypothétiques. Les répartitions potentielles des sous-pressions sous le radier sont par ailleurs illustrées par les schémas de gauche de la Figure 5-19.

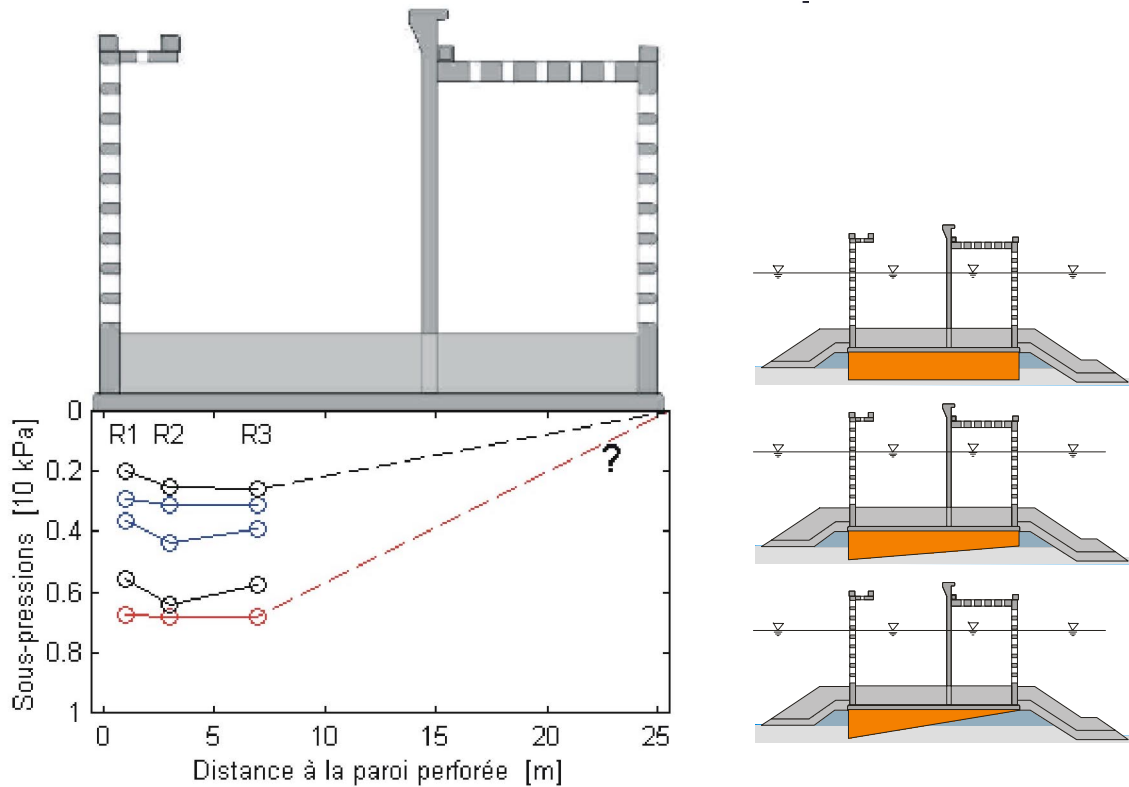


Figure 5-19 : Evolution temporelle des sous-pressions le 13/02/97 (lignes continues).

Nous pouvons cependant nous référer aux résultats présentés par l'équipe italienne de PROVERBS (de Gerloni et al., 1997, Franco et al., 1998). Ces auteurs ont étudié les pressions mesurées sous deux caissons de la digue de Porto-Torres (Sardaigne), l'un à parement plein et l'autre à plusieurs parois perforées.

La Figure 5-20, extraite des résultats de l'étude du caisson vertical, illustre la distribution des sous-pressions maximales (P_{\max}) et significatives ($P_{1/3}$) enregistrées lors d'une houle de tempête, comparée celle estimée par les relations de Goda (1985). On peut constater que les répartitions des sous-pressions ne sont pas triangulaires mais plutôt trapézoïdales. De Gerloni va jusqu'à assimiler les distributions observées sous les deux ouvrages instrumentés, à des distributions rectangulaires (de Gerloni et al., 1999).

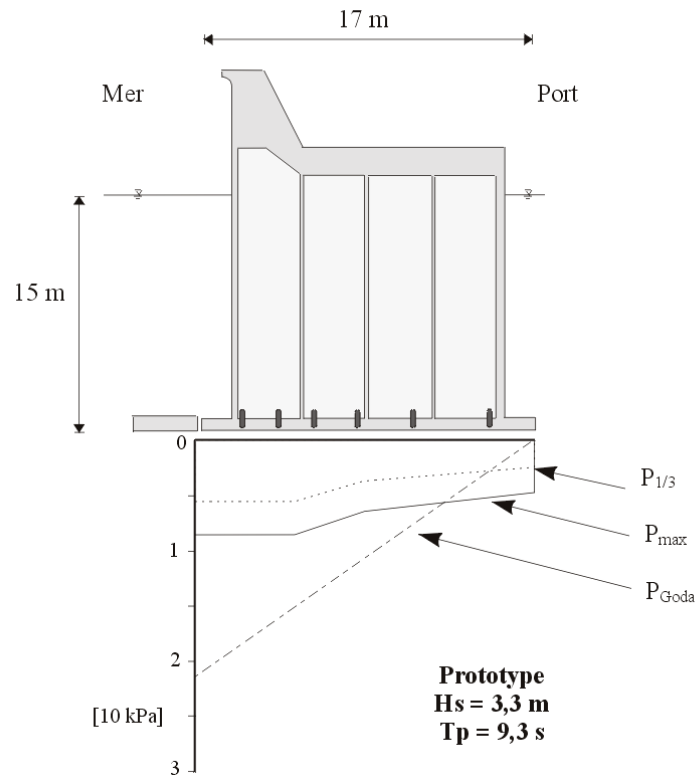


Figure 5-20 : Répartition des sous-pressions sous le caisson à parement plein de Porto Torres (d'après de Gerloni et al., 1997).

Deux constatations importantes peuvent être soulignées. D'une part, les pressions maximales au droit du caisson côté port ne s'annulent pas mais, au contraire, sont égales à 60 % de la pression au droit du caisson côté mer.

D'autre part, la pression au droit de ce mur (équivalente à celle obtenue pour R1 sur l'ouvrage de Dieppe) est très inférieure à celle prédite par Goda : elle ne représente que 40 % de cette valeur.

Il est à noter que les valeurs des sous-pressions restent constantes sur les trois premiers capteurs de Porto-Torres, ceci corrobore l'observation faite pour les mesures de Dieppe. Nous pouvons par conséquent envisager une répartition trapézoïdale ou rectangulaire des sous-pressions sur toute la largeur du caisson de Dieppe (Figure 5-17), sans pouvoir toutefois en apporter la preuve formelle pour $x > 7$ m.

2.1.d. Comparaison entre les capteurs P4 et R1

Conformément à la remarque du paragraphe 2.1.a, nous ne pouvons pas raisonnablement lier la hauteur de houle, estimée visuellement, avec les variations des sous-pressions. Aussi présentons-nous les relations entre les mesures du capteur R1 et celles de P4.

La pression mesurée en R1 est très atténuée par rapport à celle mesurée en P4, au bas de la paroi perforée. La Figure 5-21 montre que, pour trois séries de mesures du 13/02/97, la valeur de la sous-pression ne représente en moyenne que 0,26 fois la pression enregistrée au même instant sur P4.

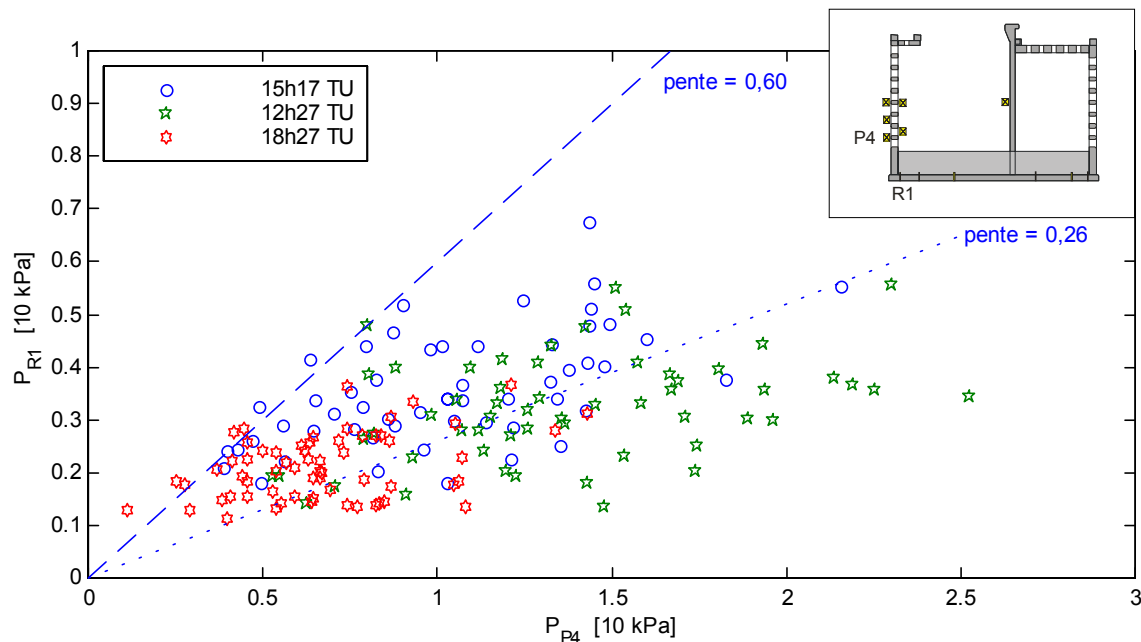


Figure 5-21 : Pressions P_{R1} en fonction des pressions P_{P4} (le 13/02/97)

On appelle fluctuation de pression la différence entre la valeur positive et la valeur négative de la pression dynamique. D'après la théorie linéaire, la fluctuation enregistrée en un point de profondeur z est :

$$\Delta P = \rho g H \frac{\cosh[k(z+h)]}{\cosh(kh)} \quad (5-7)$$

avec k le nombre d'onde calculé pour la profondeur totale h .

Nous avons déterminé le rapport des fluctuations de pression enregistrées sur R1 et P4, ce qui donnerait pour la théorie linéaire (les deux capteurs étant séparés de 5,20 m) :

$$\frac{\Delta P_{R1}}{\Delta P_{P4}} \approx \frac{\cosh(2,2.k)}{\cosh(7,4.k)} \quad (5-8)$$

avec $z_{R1+d} = 2,2$ m et $z_{P4+d} = 7,4$ m. Ces deux valeurs représentent l'élévation de chaque capteur par rapport au fond situé à la cote $-6,0$ m CM. Le nombre d'onde k varie indirectement avec la hauteur de marée puisqu'il est nécessaire de calculer la longueur d'onde pour la hauteur d'eau totale h .

Les valeurs des rapports des fluctuations entre P4 et R1, calculées pour les trois séries de données précédentes, sont reportées sur la Figure 5-22 en fonction de la fluctuation ΔP_4 . Nous constatons que les rapports des fluctuations ainsi déterminés sont faibles, avec une moyenne de 0,35 (ligne pointillée). Les fortes fluctuations ΔP_4 sont très atténuées, pour ne plus représenter qu'une vingtaine de pourcents de leur valeur au capteur R1.

La plus forte atténuation des fluctuations, estimée par la théorie linéaire et d'après nos conditions expérimentales (périodes et marées), est symbolisée par la ligne discontinue à l'ordonnée 0,8. On peut remarquer une atténuation des fluctuations nettement plus forte que celle envisagée par la théorie, ce qui met ainsi en évidence le rôle du soubassement dans la réduction des pressions instantanées sous le caisson.

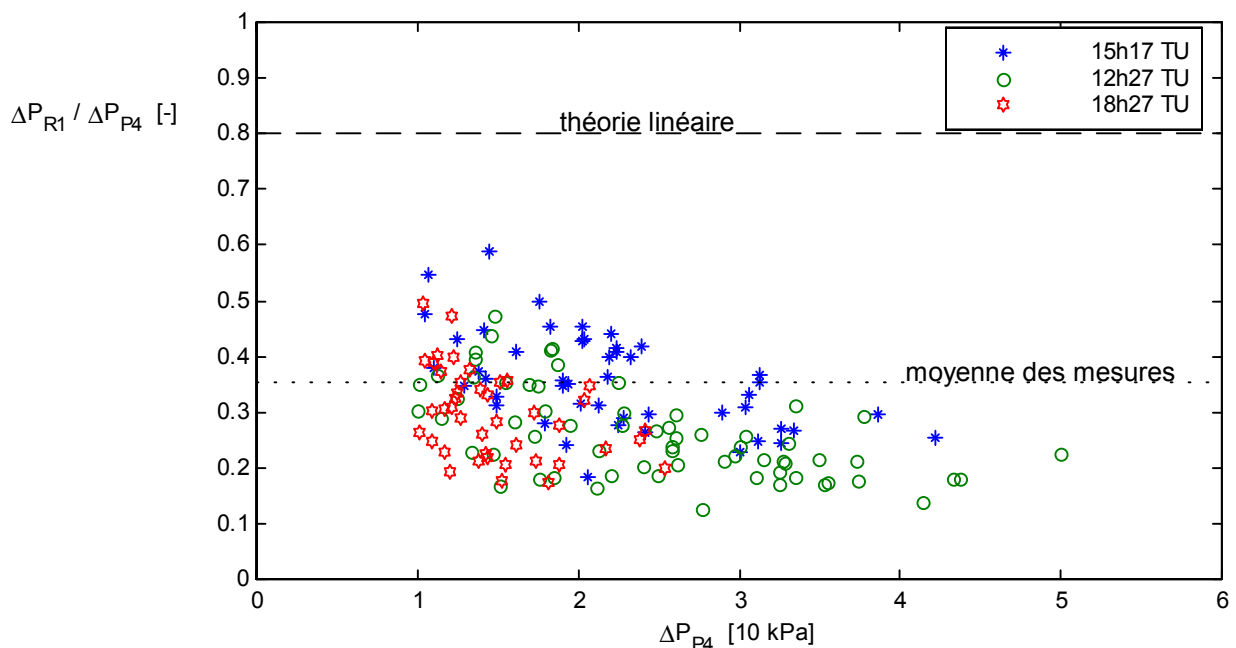


Figure 5-22 : Rapport des fluctuations de pression en P4 et R1 (le 13/02/97).

2.1.e. Filtrage des fréquences de houle

La Figure 5-23 présente les densités spectrales de puissance des signaux des capteurs du radier (R1, R2 et R3) avec celle du capteur de la paroi verticale P4, pour un même enregistrement.

Les trois capteurs du radier enregistrent des signaux dont l'énergie est très atténuée par rapport à celle mesurée sur la paroi verticale. A la fréquence de pic d'énergie $f_p = 0,11$ Hz ($T_p = 8,9$ s), identique pour les quatre signaux et correspondant en fait à celle de la houle, l'énergie des sous-pressions n'est que 10 % de celle de P4. On peut remarquer d'ailleurs que ce rapport d'énergie coïncide avec l'atténuation de 30 % ($\sqrt{0,10} = 0,32$) des valeurs de pression entre P4 et R1.

Il n'existe pas une atténuation notable de l'énergie entre les trois capteurs R1, R2 et R3, ce qui confirme les observations de la Figure 5-18, les sous-pressions ne variant quasiment pas de $x_1 = 1$ m à $x_2 = 7$ m.

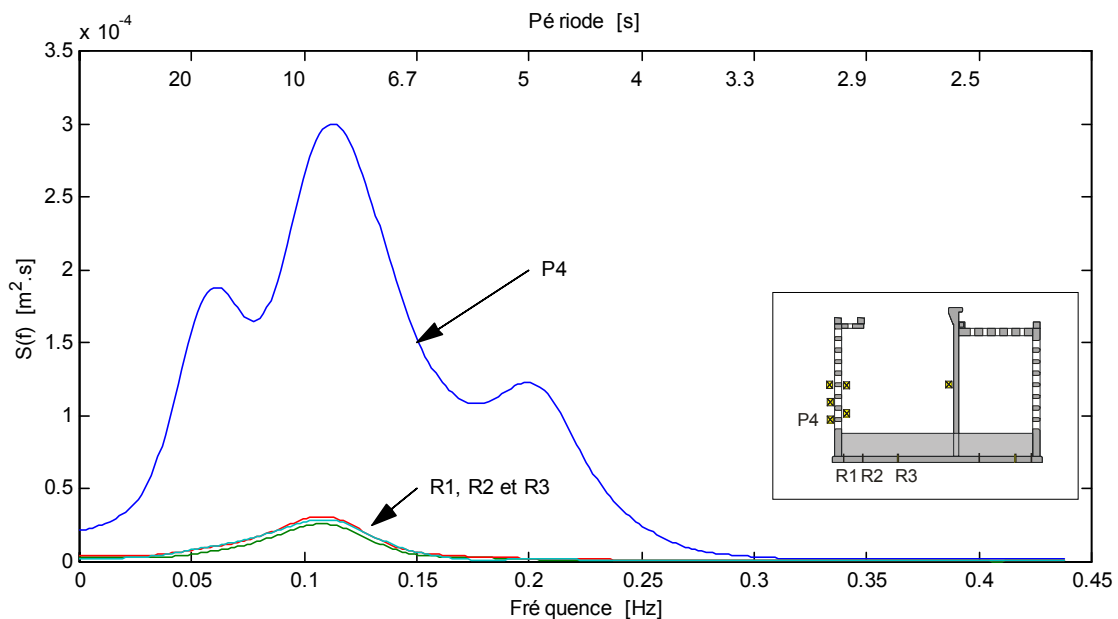


Figure 5-23 : Densités spectrales de puissance des signaux des capteurs P4, R1, R2 et R3 (le 13/02/97 à 12h27 TU).

Les fréquences supérieures à 0,15 Hz sont très atténuées, voire totalement inexistantes des enregistrements des capteurs du radier. Ces oscillations sont assimilables à la mer du vent qui se développe aux abords des côtes de Dieppe.

Au contraire les basses fréquences ne sont pas totalement supprimées du spectre des sous-pressions. La composante $f = 0,06$ Hz représente un résidu des houles d'Atlantique se propageant dans la Manche. Le soubassement du caisson pourrait ainsi être assimilé à un filtre passe-bas.

2.2 Pressions sur les parois verticales

Les pressions exercées par la houle sur les murs verticaux sont enregistrées sur le modèle soumis à des houles aléatoires, mais aussi sur le prototype de Dieppe en conditions naturelles. Les essais réalisés en canal utilisent la maquette du caisson et la berme courte, de dimensions analogues à celle de Dieppe. Les conditions de houle spectrale réalisées n'occasionnent pas de gifles sur les parois qui produiraient des phénomènes d'impact.

Nous étudions successivement les pressions subies par les trois parois du caisson, en confrontant nos résultats aux formulations de Goda (1985) et de Takahashi et Shimosako (1994). Les valeurs caractéristiques des pressions ainsi que les répartitions verticales sont analysées à partir des mesures du modèle et du prototype.

2.2.a. Pressions sur la paroi extérieure

Cette partie est consacrée à l'étude des pressions subies par la face extérieure de l'écran perforé, faisant face à la houle incidente.

Evolution de la pression avec la hauteur de houle

La Figure 5-24 regroupe les pressions maximales mesurées sur la face extérieure de la paroi perforée de la maquette, aux trois profondeurs $z/h = -0,5$ (bas de la paroi), $z/h = -0,17$ et $z/h = 0$ (niveau d'eau au repos, figure 3-15).

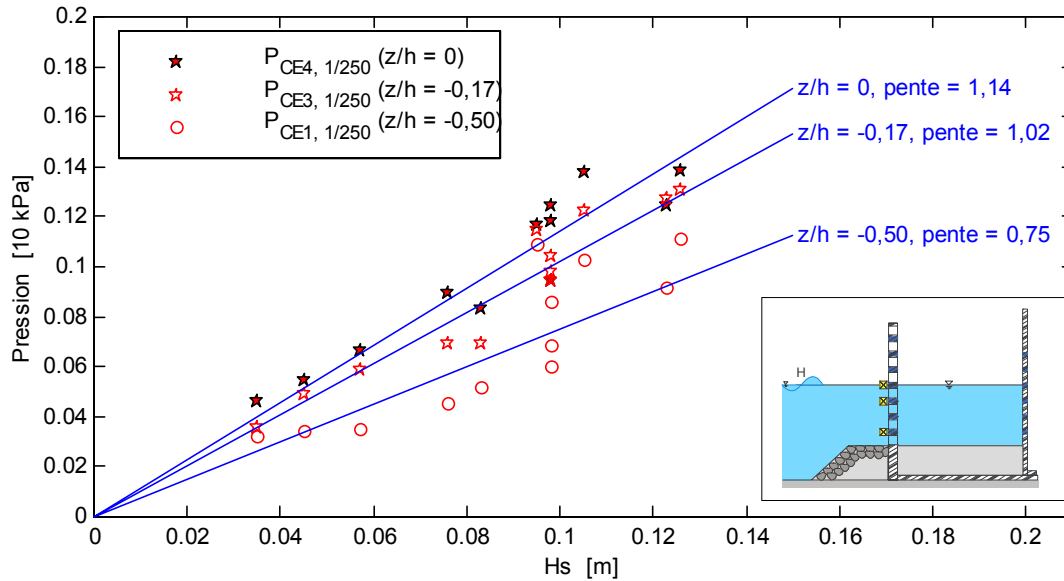


Figure 5-24 : Pressions maximales sur la paroi extérieure, en houle aléatoire.

Les pressions sont croissantes du bas de la paroi vers le niveau au repos et varient linéairement avec la hauteur incidente. Une régression, par les moindres carrés, donne les pentes des droites {Hauteur significative - Pression} indiquées sur la figure pour chaque profondeur :

$$\begin{aligned}
 P_{CE4} &= 1,14 \rho g H_s \\
 P_{CE3} &= 1,02 \rho g H_s \\
 P_{CE1} &= 0,75 \rho g H_s
 \end{aligned}
 \tag{5-9}$$

A partir des mesures de la pression pour $z/h = 0$, nous pouvons évaluer le coefficient α_1 des formulations introduites par Goda (1985) et modifiées par Takahashi et Shimosako (1994) telles que :

$$p_1 = 0,5 (1 + \cos \beta) (\lambda_{\text{ext}} \alpha_1) \rho g H_D \tag{5-10}$$

avec $H_D = 1,8 H_s$ et $\lambda_{\text{ext}} = 0,57$ calculé dans la partie précédente.

Initialement le coefficient α_1 est calculé selon la relation suivante où $k = \frac{2\pi}{L_p}$:

$$\alpha_1 = 0,6 + 0,5 \left(\frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right)^2 \tag{5-11}$$

La Figure 5-25 donne l'allure du coefficient d'après Goda comparé à nos propres résultats, pour une profondeur d'eau h constante au cours des essais. Aucune évolution en fonction du nombre d'onde k n'étant visible, nous choisissons donc de déterminer un coefficient α_1 constant à partir des relations (5-6) et (5-7) :

$$\alpha_1 = 0,74 \quad (5-12)$$

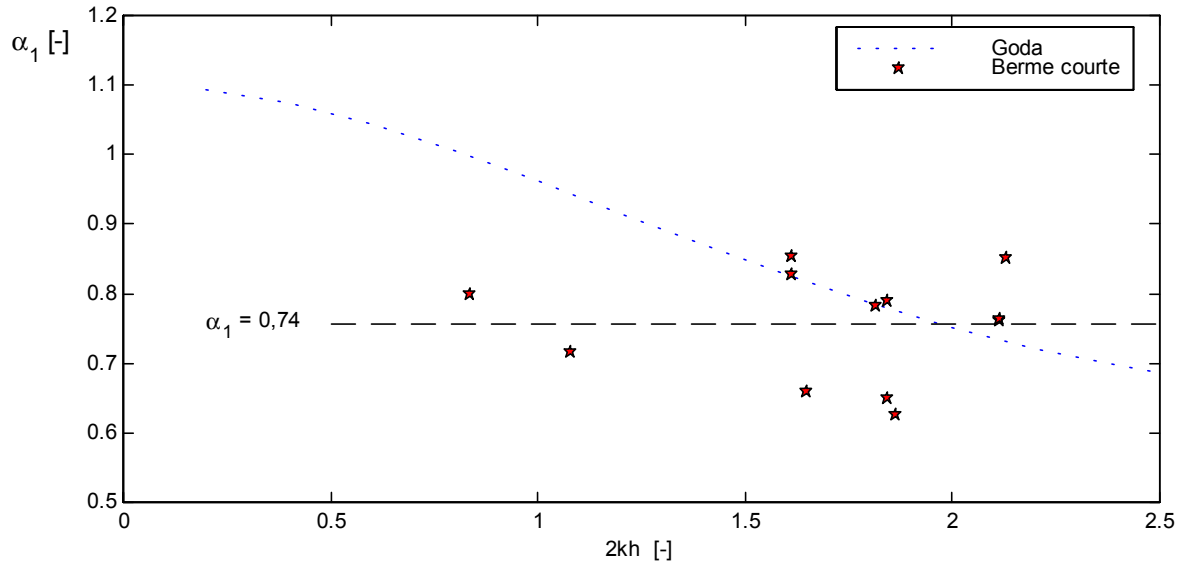


Figure 5-25 : Comparaison des coefficients α_1 pour la paroi perforée.

Répartition verticale des pressions

La Figure 5-26 présente les répartitions verticales des pressions maximales observées en canal pour différentes périodes de pic de la houle. Sont reportées sur cette figure, les positions relatives des capteurs de la paroi et la valeur d'ascension de la vague calculée d'après la première partie de ce chapitre ($\lambda_{\text{ext}} = 0,57$).

On peut noter que chaque période induit une distribution verticale des pressions différente. Les périodes courtes sont associées à des pressions sur le bas de la paroi perforée d'environ la moitié de la pression p_1 existante à $z/h = 0$. Pour des périodes croissantes, la pression au bas de la paroi devient proche de p_1 . Cette évolution peut s'expliquer par la distribution verticale de l'énergie de la houle, concentrée à proximité de la surface libre pour des périodes faibles mais répartie sur la colonne d'eau pour des houles longues. Nous passons ainsi d'une répartition trapézoïdale des pressions, à une géométrie plus rectangulaire.

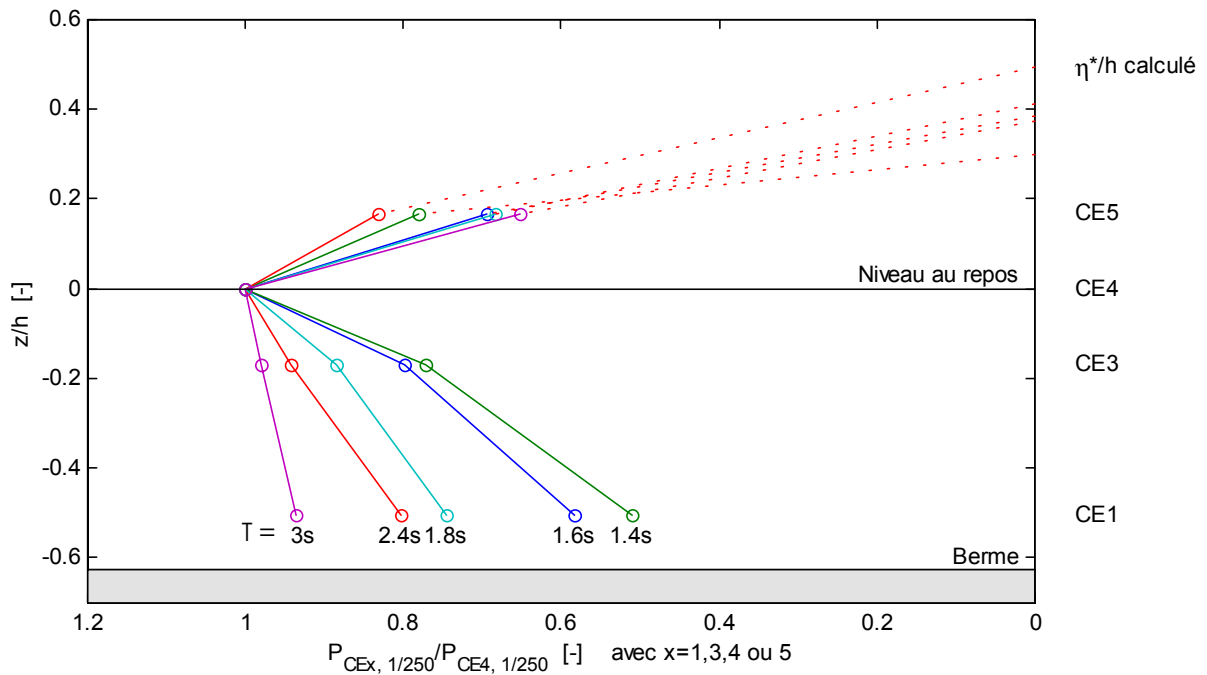


Figure 5-26 : Répartition verticale des pressions sur la paroi extérieure, en fonction de la période (pressions normalisées par P_{CE4}).

En supposant une évolution linéaire, le prolongement des courbes de la figure 5-26 jusqu'à la profondeur de la berme $z/h = -0,625$, permet de déterminer la pression p_3 au bas de la paroi perforée :

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (5-13)$$

Dans la formulation initiale de Goda, α_3 est défini comme :

$$\alpha_3 = 1 - \left(\frac{d + d_c}{h} \right) \left(1 - \frac{1}{\cosh(kh)} \right) \quad (5-14)$$

le paramètre d_c étant l'encastrement du caisson dans la berme et la pression p_3 , celle au coin inférieur de l'ouvrage à parement plein (Figure 1-17, p. 27). Dans notre cas, une relation équivalente serait telle que $d_c = 0$.

Comme le montre la Figure 5-27, les coefficients α_3 calculés d'après nos résultats varient entre 0,39 et 0,92. Ils présentent des valeurs supérieures à celles tirées de la formulation de Goda avec $d_c = 0$.

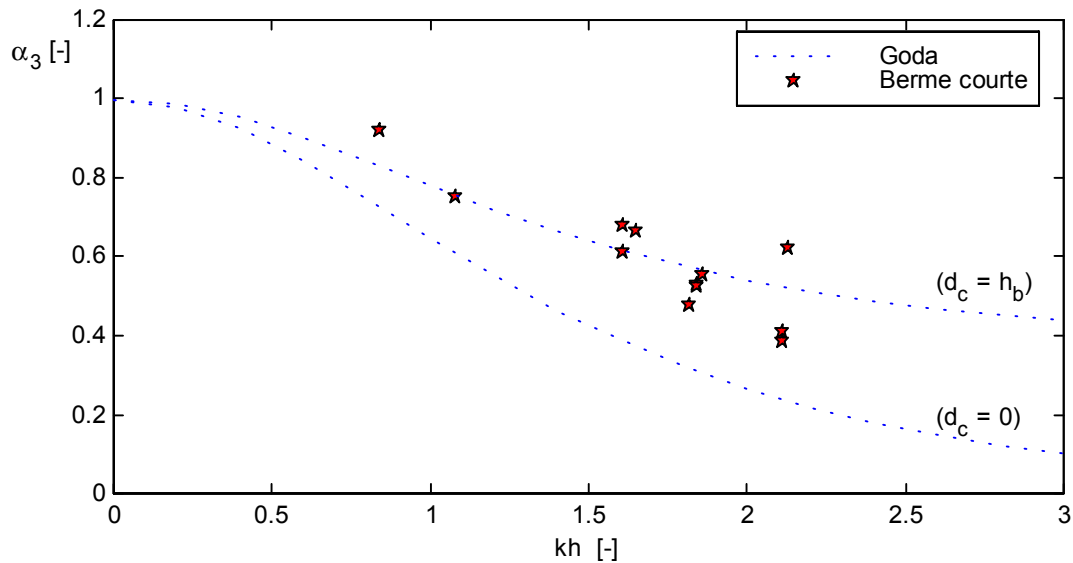


Figure 5-27 : Comparaison des coefficients α_3 pour la paroi perforée.

Toutefois une certaine cohérence peut être trouvée entre nos résultats et la relation de Goda pour $d_c = h_b$. On a alors $h = d + d_c$ et (5-14) devient alors simplement :

$$\alpha_3 = \frac{1}{\cosh(kh)} \quad (5-15)$$

Le paramètre α_3 correspond donc simplement à l'atténuation physique des variations de pression avec la profondeur, telle qu'elle est calculable pour une houle de Stokes du premier ordre.

Une conclusion similaire avait été avancée par le LCHF à l'issue d'essais en canal et en houle régulière (LCHF, 1971). La pression mesurée sur le bas de la paroi perforée d'un caisson Jarlan monté sur un soubassement était alors reliée à la fois à la hauteur de la houle H mais aussi au facteur de pression K déterminé pour la profondeur d au droit de l'ouvrage :

$$K = \frac{1}{\cosh(kd)} \quad (5-16)$$

Comparaison avec les mesures obtenues sur le prototype

La comparaison des valeurs $P_{1/10}$ de pressions mesurées sur le modèle et sur le prototype à Dieppe est illustrée par la Figure 5-28. La série de mesures en canal provient du capteur CE1 à la profondeur relative $z/h = -0,50$. Ces valeurs sont mises à l'échelle 1.

Les données du prototype ont été enregistrées par le capteur P4, pour des hauteurs de marée telles que la profondeur relative z/h du capteur soit inférieure à $-0,40$ et des incidences de houle β comprises entre 0 et 45° .

Nous pouvons constater un bon accord entre les deux séries de mesures. Il est à noter qu'une correction de l'obliquité de la houle sur la digue (le terme $\cos(\beta)$ des formulations) procure un gain d'environ 10% aux valeurs du prototype, ce qui renforce la cohérence de la comparaison.

La répartition verticale des pressions sur le prototype est illustrée par la Figure 5-29, pour deux périodes similaires ($T_p \approx 9$ s). Les courbes discontinues donnent les valeurs $P_{1/10}$ des trois capteurs P2, P8 et P4. Les courbes continues présentent la distribution verticale quand la pression est maximale sur P2. La profondeur relative des transmetteurs évolue en fonction de la marée qui est déterminée à partir des enregistrements sur papier d'un marégraphe du port de Dieppe.

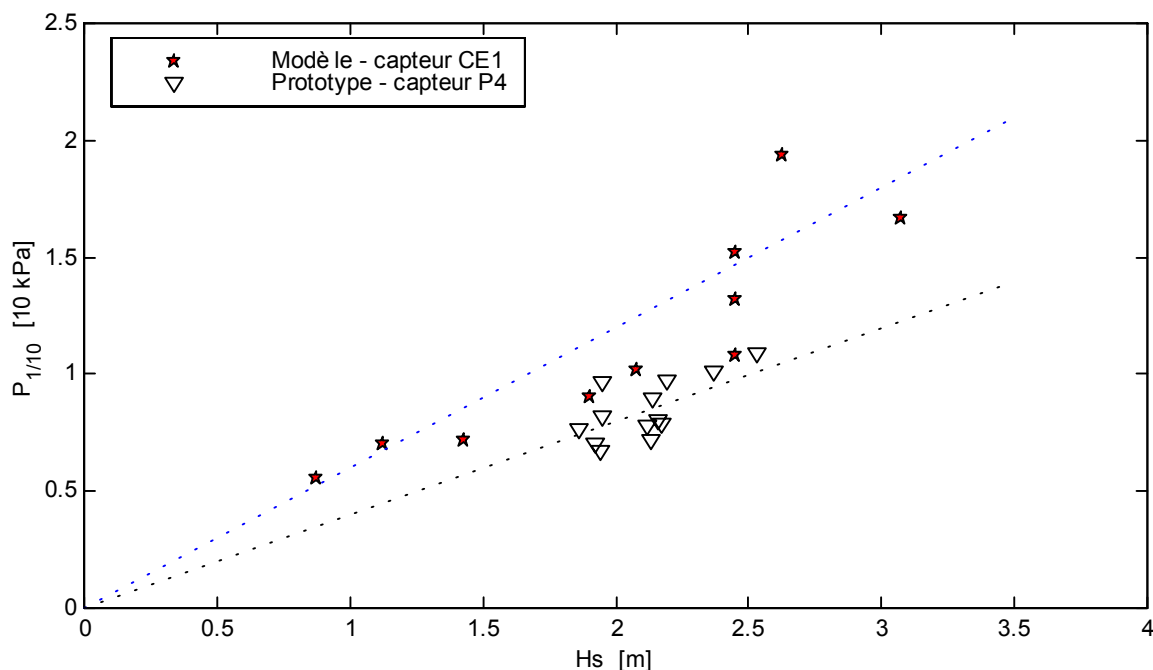


Figure 5-28 : Evolution de la pression sur la paroi extérieure de modèle et du prototype, en fonction de H_s pour $z/h = -0,5$.

L'absence de capteur à $z/h = 0$ ne permet pas de déterminer précisément la pente de décroissance de la pression avec la profondeur. Toutefois la répartition verticale des pressions

sur le prototype montre une allure légèrement différente de celle observée sur la maquette. En effet, la figure de gauche présente une géométrie rectangulaire alors que les essais en canal suggèrent une répartition trapézoïdale, pour des conditions hydrauliques analogues : $T_p = 9$ s et $d = 6,5$ m soit 1,8 s et 0,26 m au 25^{ème}.

La courbe de droite, pour une marée légèrement supérieure, présente une distribution verticale des pressions plus conforme à celle obtenue en canal. Il est possible que l'écart éventuel entre les deux échelles vienne de l'obliquité de la houle, paramètre indéterminé pour cette série de données.

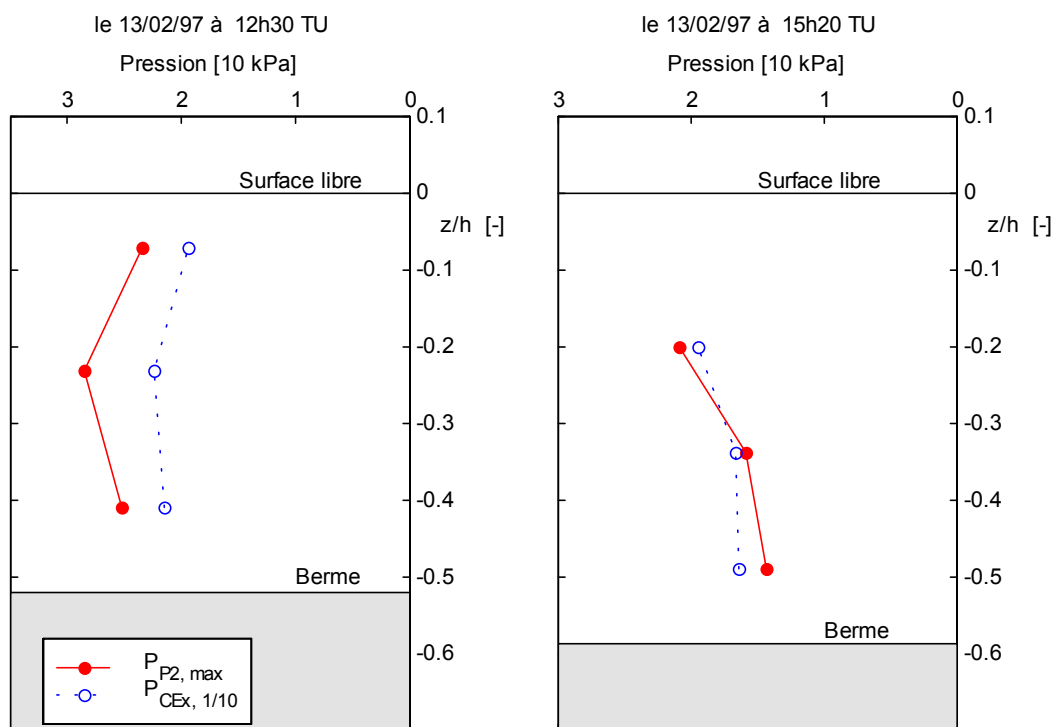


Figure 5-29 : Répartition verticale des pressions sur la paroi extérieure du prototype.

2.2.b. Pressions sur la paroi intérieure

Les pressions maximales mesurées par les trois capteurs de la face intérieure de la paroi perforée du modèle sont reportées sur la Figure 5-30.

Evolution de la pression avec la hauteur de houle

L'évolution de ces pressions présente une allure proche de celle observée sur la paroi extérieure, croissante avec la hauteur de la houle et du bas de la paroi perforée ($z/h = -0,50$) vers le niveau de repos de la surface libre ($z/h = 0$).

Une régression linéaire par les moindres carrés de la pression à $z/h = 0$ aboutit à la relation suivante :

$$p_1 = 1,5 (\lambda_{int} \alpha_1) \rho g H_D \quad (5-17)$$

avec $\lambda_{int} = 0,31$ (Tableau 5-1) et

$$\alpha_1 = 0,836 \quad (5-18)$$

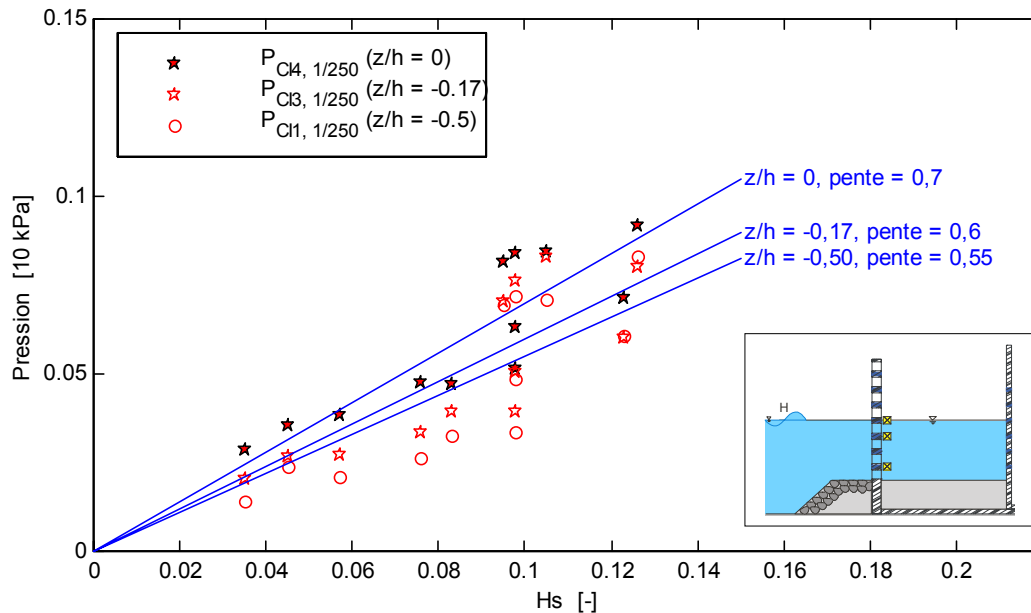


Figure 5-30 : Pressions maximales sur la paroi intérieure, en houle aléatoire.

Répartition verticale des pressions

La répartition verticale des pressions maximales exercées sur la paroi intérieure du modèle est reportée, en fonction de la période, sur la Figure 5-31.

Comme il a été montré précédemment pour la face extérieure de la paroi perforée, nous pouvons remarquer une répartition des pressions qui évolue avec la période. Toutefois, l'évolution sur la verticale est plus complexe qu'une simple allure trapézoïdale. Elle fait apparaître en particulier, une forte décroissance de la pression pour une faible augmentation de la profondeur à partir de la surface libre. Pour $z/h < -0,2$, la diminution de la pression est moins marquée et représente une répartition quasiment rectangulaire, la période 1,4 s mise à part.

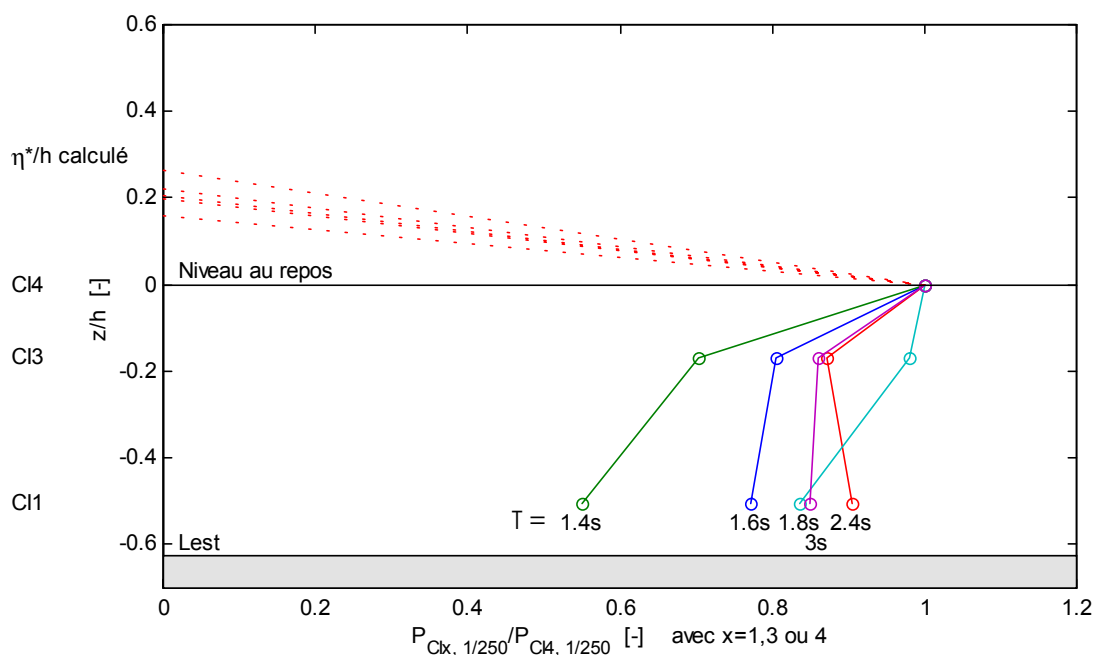


Figure 5-31 : Répartition verticale des pressions sur la paroi intérieure, en fonction de la période.

Nous retrouvons ici une caractéristique de l'écoulement observé lors des visualisations présentées dans le chapitre 4 : un mouvement alterné horizontal de part et d'autre de la paroi perforée et concernant les trois lignes de perforations les plus basses. La Figure 5-32 montre la variation relative de pression, pour les parois extérieure et intérieure du modèle, à $z/d = -0,5$. Les mesures suggèrent la relation linéaire suivante (pour cette profondeur) :

$$P_{\text{int}} = 0,685 \cdot P_{\text{ext}} \quad (5-19)$$

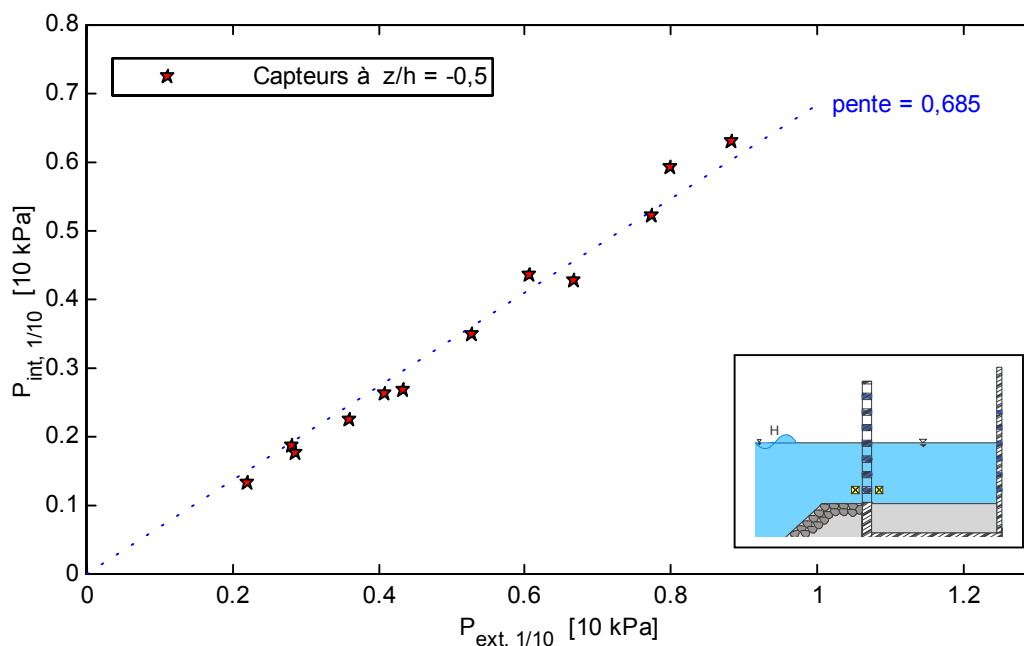


Figure 5-32 : Evolution relative de la pression de part et d'autre de la paroi perforée.

Comparaison avec les mesures du prototype

La Figure 5-33 regroupe les mesures de pressions (échelle 1) sur le prototype et le modèle, pour les profondeurs $z/h = -0,5$ et $-0,17$, en fonction de la hauteur significative.

Nous pouvons remarquer un bon accord entre les deux séries de données. Les pressions mesurées sur le prototype sont du même ordre de grandeur que celles provenant de la maquette, pour des immersions de capteurs analogues.

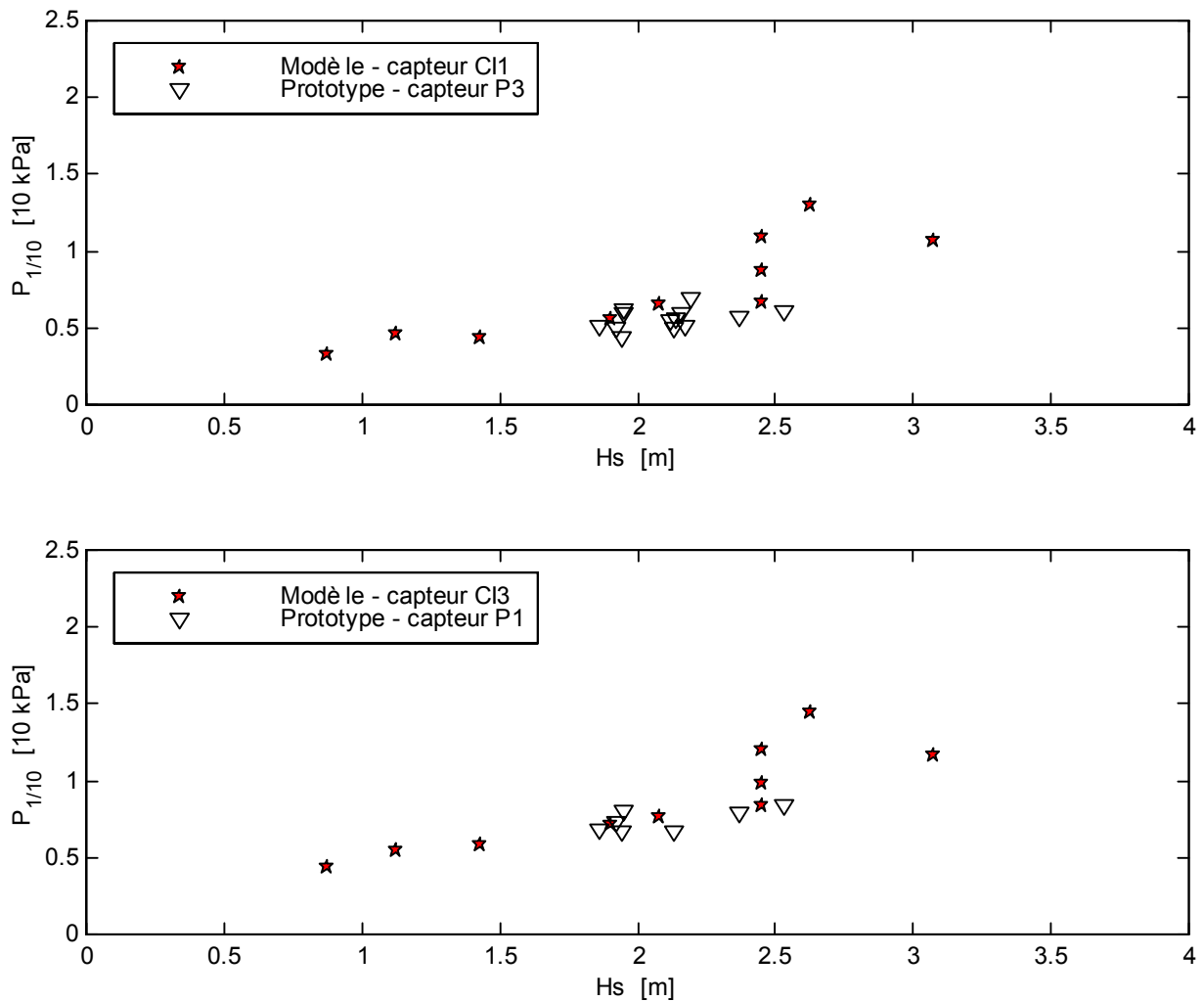


Figure 5-33 : Evolution de la pression sur la paroi intérieure de modèle et du prototype, en fonction de H_s pour $z/h = -0,5$ et $z/h = -0,17$.

La répartition verticale des pressions sur la paroi intérieure du prototype est illustrée par la Figure 5-34. Les mesures des deux capteurs sont, soit des valeurs $P_{1/10}$ déterminées à partir de l'enregistrement des données, soit les valeurs simultanées à la valeur maximale sur le capteur P1.

Les périodes de pic de chaque enregistrement sont différentes : $T_p = 7,6$ s pour la courbe de gauche et $T_p = 8,3$ s pour celle droite. Pourtant, la variation de la pression avec la profondeur reste faible, en particulier pour les valeurs $P_{1/10}$. Les valeurs associées à une pression maximale sur P1 présentent une diminution beaucoup plus nette.

Bien que nous manquions de mesures de pression pour $z/h > -0,20$ afin de confirmer cette hypothèse, il semble néanmoins que la répartition verticale des pressions sur le caisson de Dieppe est similaire à celle observée en canal.

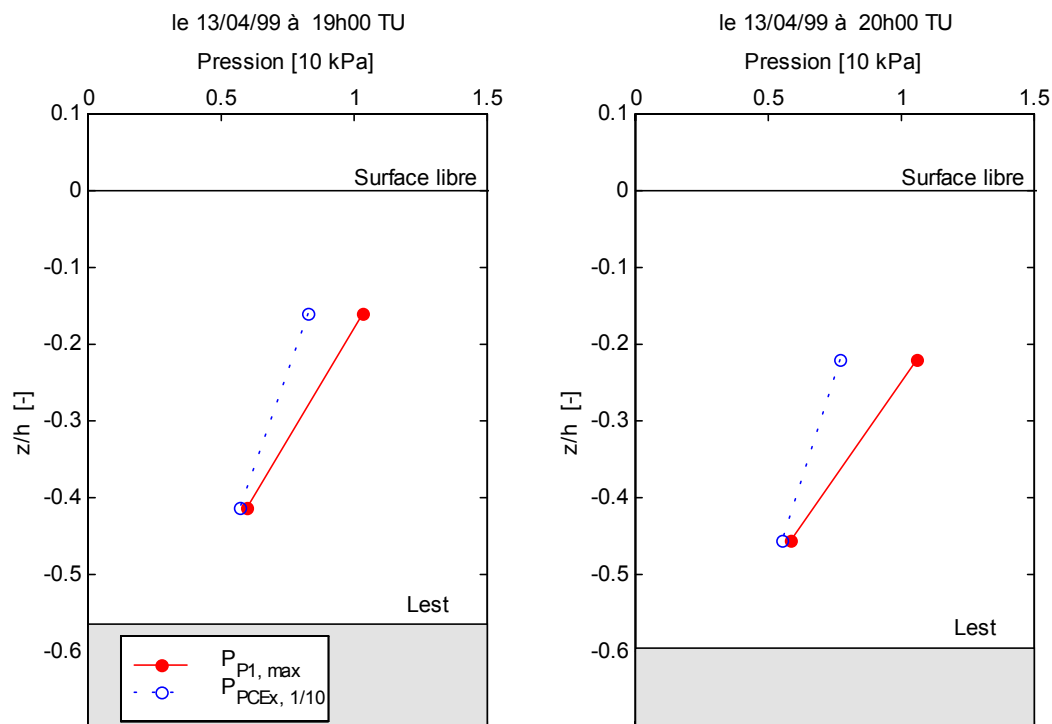


Figure 5-34 : Répartition verticale des pressions sur la paroi intérieure du prototype.

2.2.c. Pressions sur la paroi arrière

Nous étudions dans cette partie les pressions exercées par la houle sur le mur imperméable du caisson.

Evolution de la pression avec la hauteur de houle

Les mesures des capteurs immergés de la paroi arrière de la maquette sont regroupées sur la Figure 5-35. Les pressions p_1 ($z/h = 0$) mesurées sur la paroi arrière sont plus faibles, d'environ 20 %, que celles enregistrées sur la paroi extérieure. La Figure 5-35 montre une

faible variation de la pression avec la profondeur. En effet une valeur de pression au bas de la paroi peut être analogue à celle du niveau de repos de la surface libre.

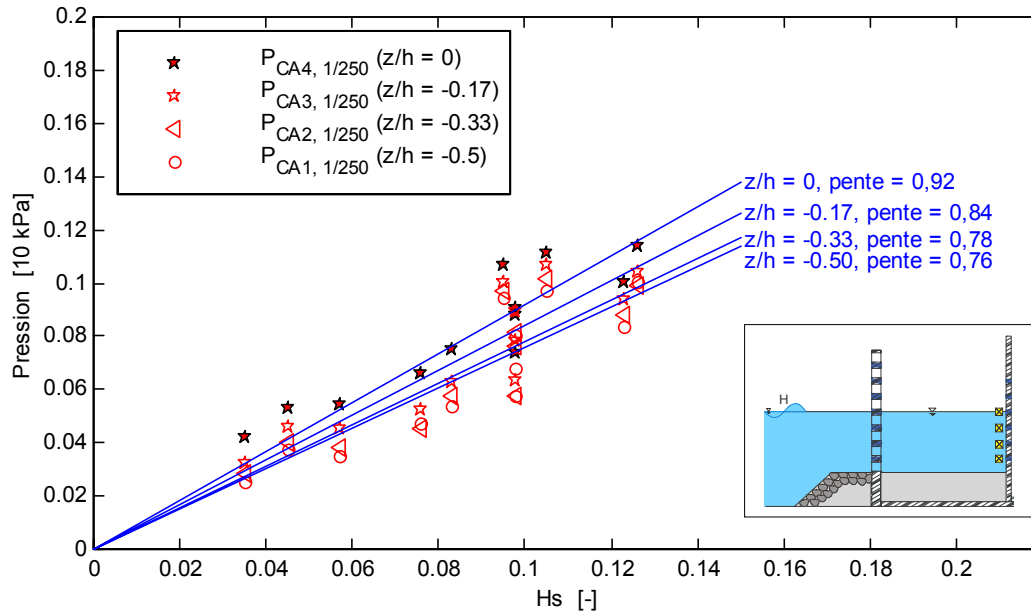


Figure 5-35 : Pressions maximales sur la paroi arrière, en houle aléatoire.

Suivant la même démarche que pour la paroi extérieure, il est possible de déterminer un coefficient α_1 tel que :

$$\alpha_1 = 0,6 + 0,5 \left(\frac{2k'd}{\sinh(2k'd)} \right)^2 \quad (5-20)$$

où k' est le nombre d'onde local, $k' = \frac{2\pi}{L'_p}$.

La Figure 5-36 montre que les coefficients α_1 tirés de nos essais varient entre 0,51 et 0,86 et sont plus faibles que ceux envisagés par la relation (5-16). De manière analogue aux observations faites pour la paroi extérieure, il n'apparaît pas non plus d'évolution avec $k'd$. Nous définissons par conséquent un coefficient α_1 constant, déterminé d'après la Figure 5-36 :

$$\alpha_1 = 0,59 \quad (5-21)$$

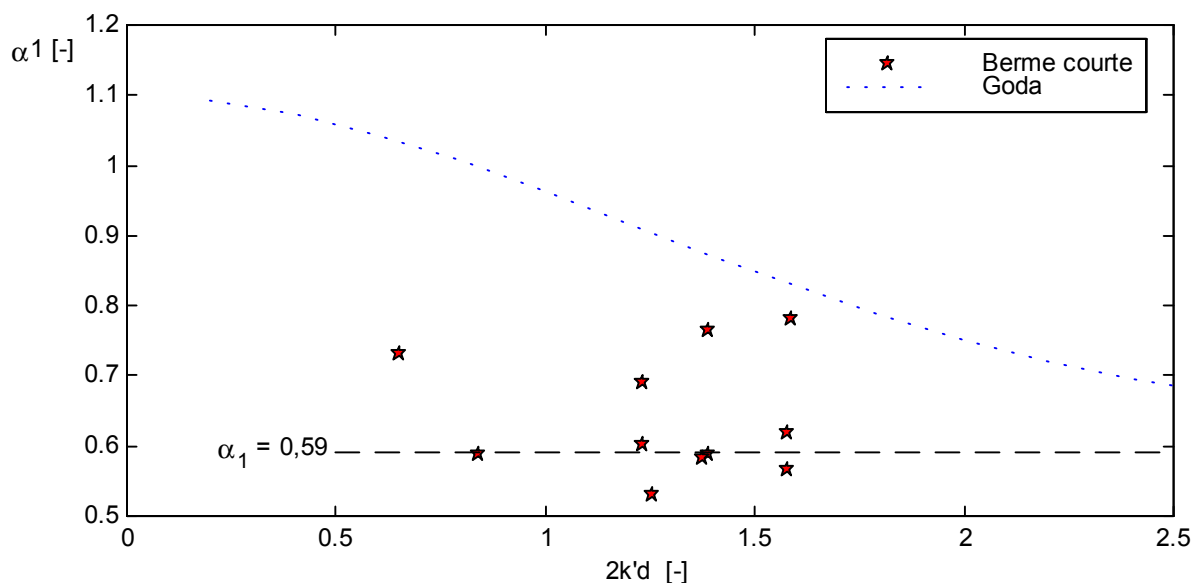


Figure 5-36 : Comparaison des coefficients α_1 pour la paroi arriere.

Répartition verticale des pressions

Sur la Figure 5-37 présentant la répartition verticale des pressions sur la paroi arriere, nous pouvons remarquer que les pressions sur le bas de la paroi ne sont pas inférieures à 50 % de celles au niveau au repos. La période ne semble pas nettement influencer la forme de la répartition, hormis pour $T_p = 1,4$ s où la diminution de la pression avec la profondeur a lieu surtout à proximité de la surface libre.

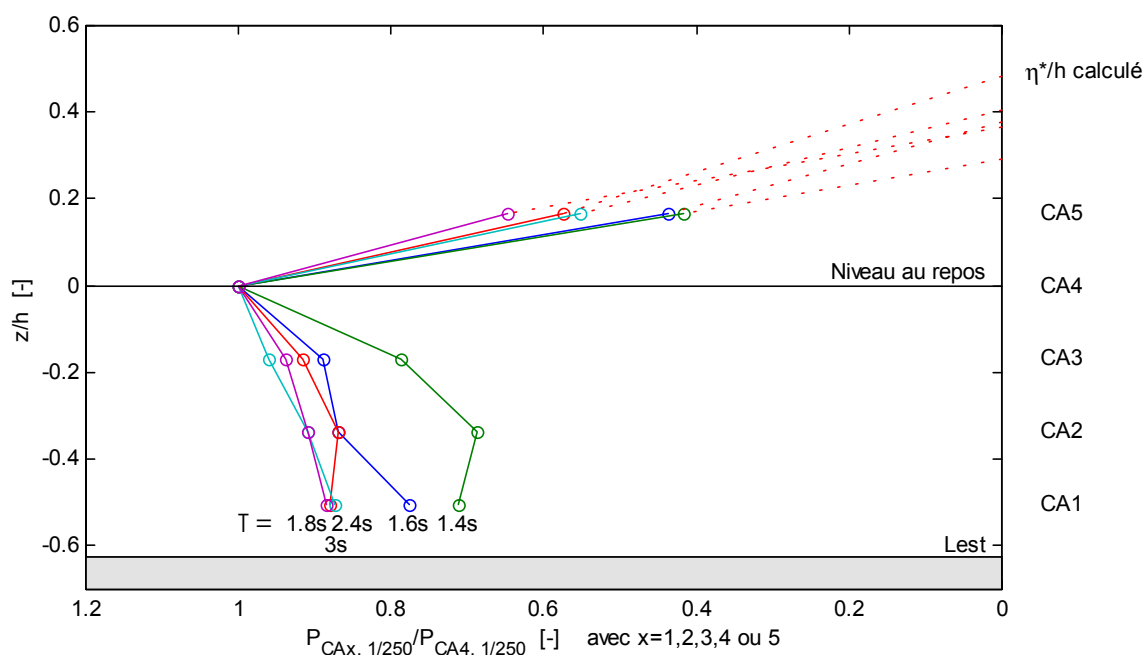


Figure 5-37 : Répartition verticale des pressions sur la paroi arriere, en fonction de la période.

Nous déterminons la pression p_3 au pied de la paroi arrière par interpolation linéaire des pressions mesurées sur la maquette. Les résultats varient entre 0,51 et 0,86 (Figure 5-38). Sur cette même figure est reportée la courbe correspondant à la formule de Goda donnant le coefficient α_3 adapté à un mur imperméable, à une profondeur d :

$$\alpha_3 = \frac{1}{\cosh(k'd)} \quad (5-22)$$

Les résultats expérimentaux sont supérieurs à ceux estimés par la relation précédente, induisant ainsi une pression sur le bas de la paroi arrière du caisson peu différente de celle exercée au niveau du fluide au repos. A partir des données expérimentales, une modification de la répartition verticale de la pression est proposée par la relation suivante :

$$\alpha_3 = \frac{1}{\sqrt{\cosh(2k'd)}} \quad (5-23)$$

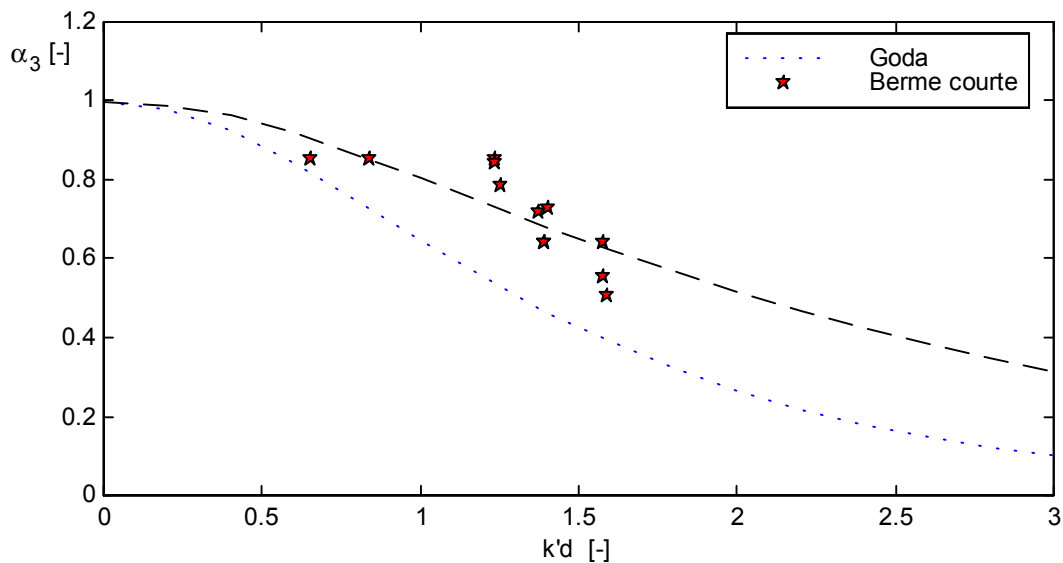


Figure 5-38 : Comparaison des coefficients α_3 pour la paroi arrière.

Comparaison avec le prototype

Un unique capteur de pression (P5) est disposé sur la paroi arrière du caisson de Dieppe. Pour des profondeurs relatives équivalentes à celle du capteur CA3 de la maquette, $z/h = -0,17$, les mesures effectuées sur le prototype sont reportées sur la Figure 5-39, en fonction de la hauteur significative de la houle (échelle 1).

Il est à noter que nous n'avons pas pris en compte les mesures de pression du capteur P5 enregistrées lors de houles très obliques. En effet, au-delà de $\beta = 45^\circ$, les oscillations de la surface libre à proximité de la paroi arrière sont liées à une forte agitation entretenue par les réflexions des ondes sur les côtés du caisson. Une comparaison avec des mesures en houle frontale n'est par conséquent pas judicieuse.

Nous observons une bonne concordance des séries de mesures malgré les différences d'échelles des deux structures. Globalement, pour les hauteurs de houle enregistrées à Dieppe au cours de nos travaux ($H_s < 3$ m), nous n'observons pas d'effet d'échelle sur les valeurs caractéristiques des pressions sur les parois.

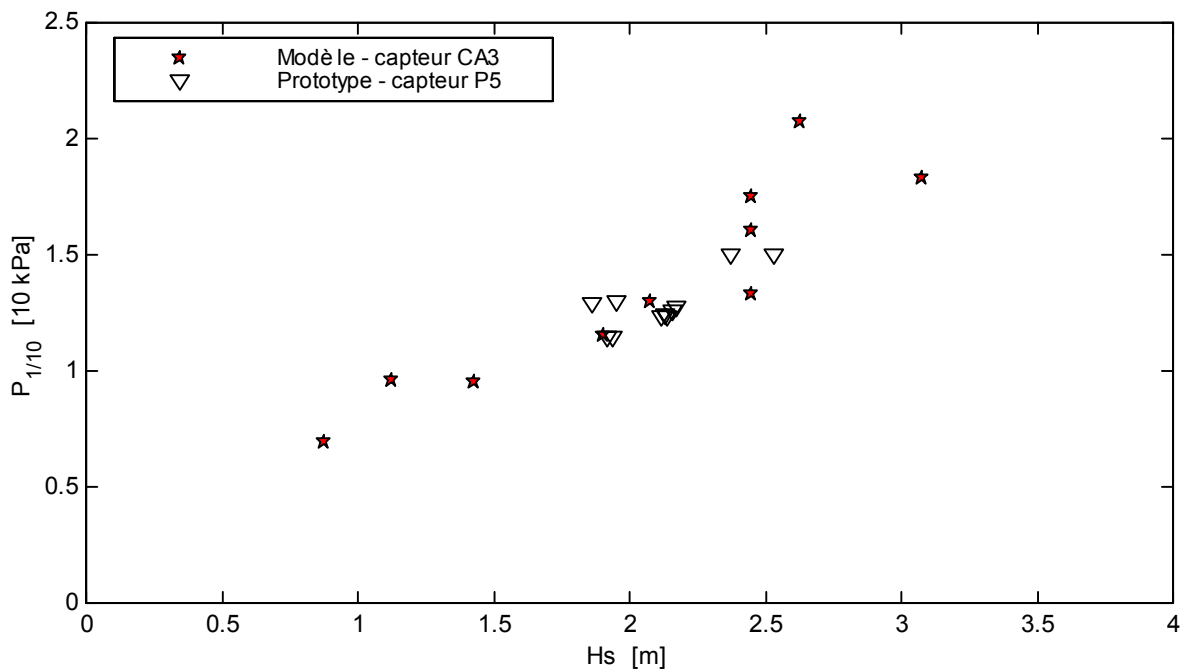


Figure 5-39 : Evolution de la pression sur la paroi arrière du modèle et du prototype, en fonction de H_s et pour $z/d = -0,17$.

2.2.d. Synthèse des résultats

L'étude des pressions générées par la houle aléatoire sur les parois du caisson Jarlan conduit à proposer des relations modifiant celles établies par Goda (1985) et Takahashi et Shimosako (1994).

Les pressions maximales sur chaque paroi sont calculées à partir des relations réunies dans le Tableau 5-2 ci-après, pour des houles aléatoires non-déferlantes.

Paroi extérieure	
$p_1 = 0,5 (1 + \cos \beta) (\lambda_{\text{ext}} \alpha_1) \rho g H_D$	$\lambda_{\text{ext}} = 0,57$
$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1$	$\alpha_1 = 0,74$
	$\alpha_3 = \frac{1}{\cosh(kh)}$
Paroi intérieure	
$p_1 = 0,5 (1 + \cos \beta) (\lambda_{\text{int}} \alpha_1) \rho g H_D$	$\lambda_{\text{int}} = 0,31$
$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1$	$\alpha_1 = 0,84$
	$\alpha_3 = \frac{0,69}{\cosh(kh)}$
Paroi arrière	
$p_1 = 0,5 (1 + \cos \beta) (\lambda_{\text{ar}} \alpha_1) \rho g H_D$	$\lambda_{\text{ar}} = 0,57$
$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1$	$\alpha_1 = 0,59$
	$\alpha_3 = \frac{1}{\sqrt{\cosh(2k'd)}}$

Tableau 5-2 : Synthèse des formulations proposées au cours des essais sur le modèle du caisson Jarlan (profondeur d'eau constante).

2.2.e. Déphasages des pressions sur les parois

Le passage de la houle à travers les perforations puis sa propagation dans la chambre de dissipation engendrent un décalage temporel des pressions s'exerçant sur les parois du caisson. Ces déphasages sont déterminés par rapport à la pression sur la face extérieure de l'écran perforé, prise comme référence temporelle.

Définition des déphasages

La détermination des déphasages pour les essais en canal est basée sur les mesures des capteurs CE1 et CI1 et CA1 ($z/h = -0,5$). Pour les mesures sur le prototype de Dieppe, ce sont les capteurs P4, P3 et P5 qui sont utilisés.

Le décalage temporel est déterminé à partir d'une analyse préalable vague par vague des signaux provenant de la face extérieure de la paroi perforée (CE1 ou P4). Les pressions maximales sont repérées dans l'enregistrement des données puis nous déterminons les instants pour lesquels les deux pressions (P_{Int})_i et (P_{Ar})_i sont maximales entre deux pressions extrêmes successives (P_{Ext})_i et (P_{Ext})_{i+1}. Les décalages temporels sont alors :

$$(\Delta t_{Ext-Int})_i = t(P_{Int})_i - t(P_{Ext})_i \quad (5-24)$$

$$(\Delta t_{Ext-Ar})_i = t(P_{Ar})_i - t(P_{Ext})_i \quad (5-25)$$

Si une période de houle régulière entraîne une valeur de déphasage unique entre deux parois, nous obtenons, au contraire, en houle aléatoire, une gamme de déphasages dont nous pouvons tracer l'histogramme des répartitions. Les déphasages temporels sont alors rapportés à la période de pic de la houle incidente afin de permettre des comparaisons (Figure 5-40).

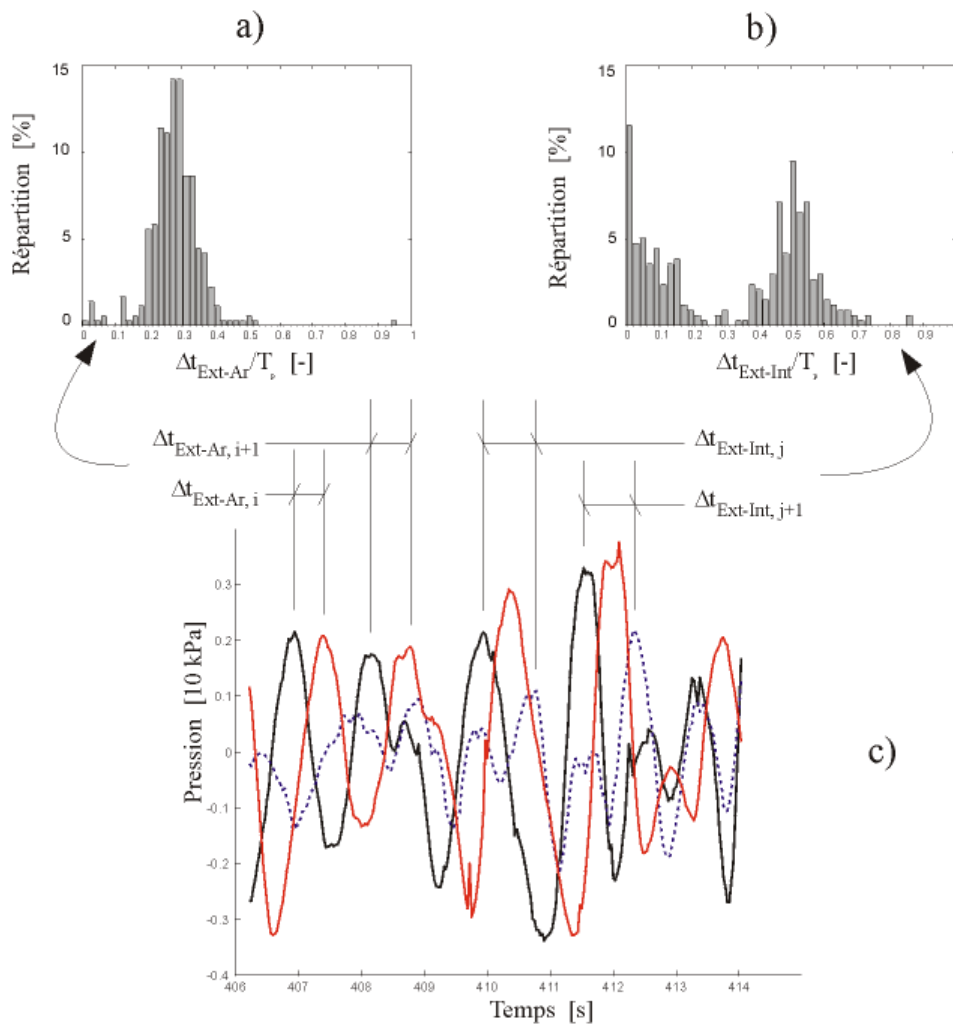


Figure 5-40 : Détermination des déphasages en houle aléatoire, $T_p = 1,6$ s et $H_s = 0,08$ m.

Déphasages des pressions entre la paroi arrière et la paroi extérieure

Comme l'illustre la Figure 5-40 a) pour une houle de période 1,6 s, les déphasages relatifs $\Delta t_{\text{Ext-Ar}}/T_p$ sont centrés autour d'une valeur maximale. L'analyse des données obtenues en canal (pour les deux bermes) et à Dieppe permet alors de déterminer le déphasage relatif principal pour chaque période de houle.

Ces résultats sont présentés sur la Figure 5-41 en fonction de la largeur relative de la chambre. Le déphasage relatif entre les parois arrière et extérieure du caisson est croissant avec B/L' et la comparaison des mesures du modèle et du prototype montre un bon accord.

Une courbe de tendance permet de mieux apprécier l'évolution du déphasage relatif en fonction de B/L' . Deux points particuliers théoriques bornent cette courbe. Pour de très grandes périodes, B/L' devient très faible et le déphasage $\Delta t_{\text{Ext-Ar}}/T_p$ tend vers 0, les pressions étant simultanées sur les deux parois. Les périodes courtes, telles que $B/L' \approx 0,5$, engendrent une demi-longueur d'onde dans la chambre et établissent un ventre de clapotis au niveau la paroi perforée : les oscillations de la surface libre sont en opposition de phase sur le mur arrière et sur l'extérieur de l'écran perforé. Les maxima des pressions sur ces deux parois sont donc déphasés de $T_p/2$, le déphasage relatif devient égal à 0,5.

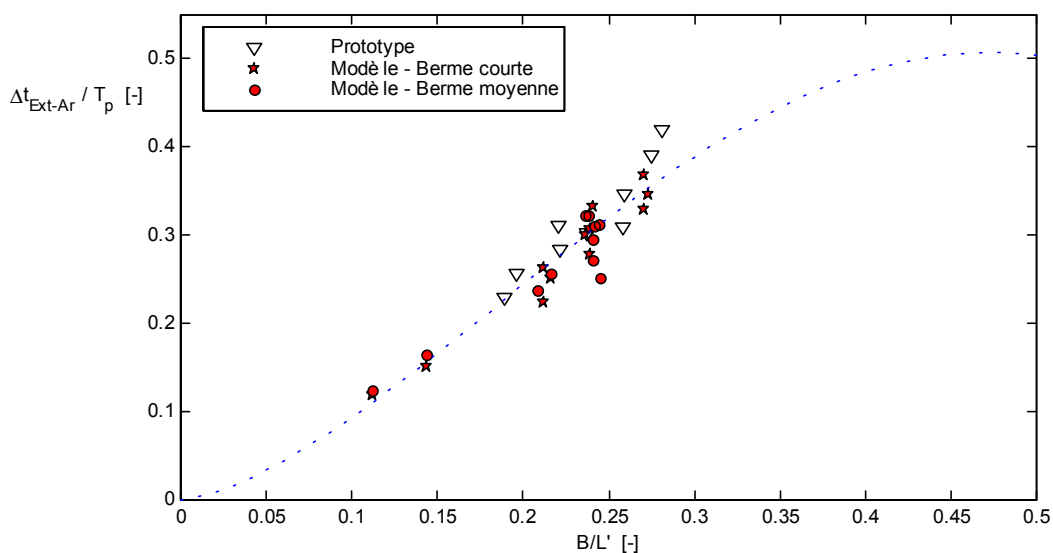


Figure 5-41 : Déphasage relatif entre la paroi arrière et la paroi extérieure.

Déphasages entre la paroi intérieure et la paroi extérieure

L'histogramme des déphasages relatifs entre la paroi intérieure et la paroi extérieure, montre une "double bosse". Sur l'exemple de la Figure 5-40 b) ($T_p = 1,6$ s), l'une est proche de 0 et la seconde est centrée sur 0,5.

Les faibles valeurs de déphasage sont liées au passage de la vague à travers l'écran perforé. En effet, deux phénomènes concourent à l'existence d'un maximum de pression sur la paroi intérieure avec un court retard sur celui de la paroi extérieure. D'une part, il peut ne pas exister de différences de niveau d'eau de part et d'autre de la paroi perforée (grande longueur d'onde par exemple) : on a alors $P_{Ext,i} = P_{Int,i}$ au même instant. D'autre part, les déversements mis en évidence au chapitre 4 peuvent provoquer une brusque augmentation locale de la pression : le pic P_{Int} est alors peu déphasé de celui obtenu sur la paroi extérieure.

La seconde "bosse" se rencontre pour un déphasage relatif équivalent au double du déphasage mesuré entre la paroi extérieure et la paroi arrière, pour une même période de houle (Figure 5-40, p. 170). Le décalage temporel correspond alors au retour sur la face intérieure de la paroi perforée, de l'onde réfléchie sur le mur imperméable de la chambre.

En ne raisonnant que sur ce dernier phénomène, le déphasage relatif entre l'intérieur et l'extérieur de la paroi perforée est présenté sur la Figure 5-42 en fonction de la largeur relative de la chambre B/L' . Nous pouvons constater que les valeurs de déphasage relatif sont bien le double de celles déterminées sur la figure précédente (Figure 5-41).

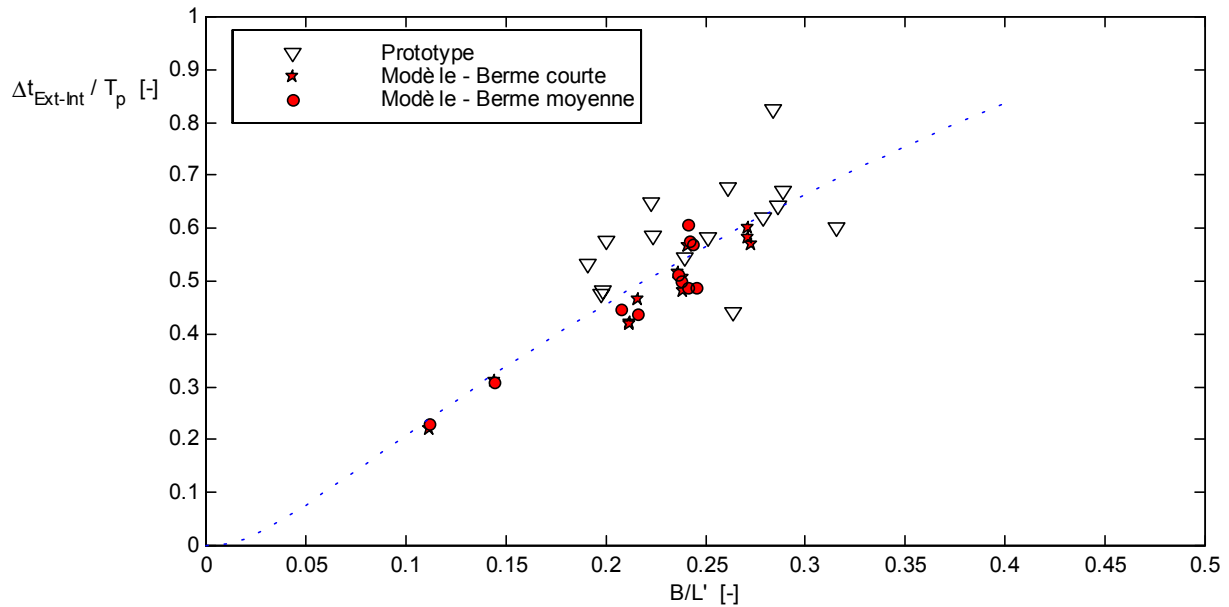


Figure 5-42 : Déphasage relatif entre les deux faces de la paroi perforée.

Les points de mesures provenant des enregistrements sur le prototype présentent une dispersion qui ne se trouve pas dans les résultats des essais en canal. L'obliquité de la houle réelle peut être à l'origine de ces écarts. En effet l'onde incidente traverse la paroi perforée avec une incidence qui est souvent de 30° sur nos enregistrements. Une approche simple de la réflexion de cette onde sur la paroi arrière du caisson est schématisée sur la Figure 5-43. Celle-ci montre que le temps de parcours de l'onde est allongé par rapport au cas d'une houle frontale. La mesure de $\Delta t_{\text{Ext-Int}}$ par les capteurs P4 et P3 devrait ainsi conduire à des valeurs de déphasage relatives supérieures à celles estimées en canal, pour une même période de houle.

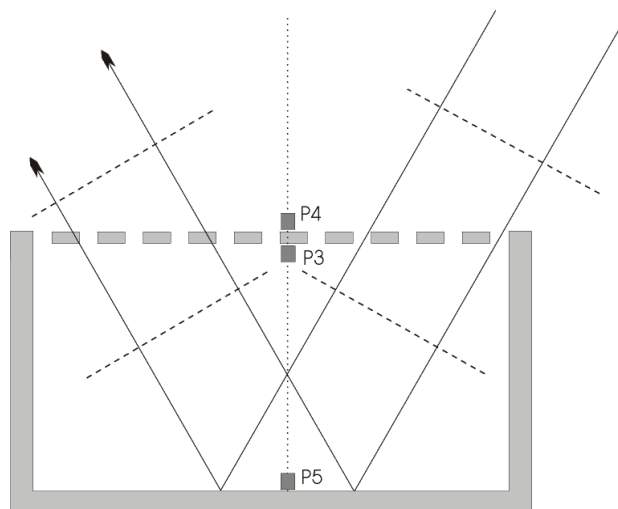


Figure 5-43 : Schéma de la réflexion de la houle sur la paroi arrière du caisson.

3. FORCES EXERCEES PAR LA HOULE ALEATOIRE SUR LE CAISSON.

Les forces subies par le caisson Jarlan sont déterminées par l'intégration des pressions exercées par la houle sur les éléments de la structure. Ce calcul ne prenant pas en compte la longueur de caisson exposée à la houle (dimension selon l'axe des y), les forces sont estimées en Newton par mètre linéaire (N/m).

La présentation des résultats comprend deux parties. La première évalue les forces de soulèvement qui s'appliquent au prototype de Dieppe et la seconde concerne les poussées horizontales qui s'exercent sur le modèle en canal.

3.1 Forces verticales

Les mesures des sous-pressions réalisées à Dieppe permettent d'évaluer les forces de soulèvement qui sont exercées sur le caisson Jarlan.

Nous nous intéressons uniquement aux forces liées à la pression dynamique. Nous ne prenons pas en compte deux autres forces verticales antagonistes qui évoluent avec le temps. L'une est la poussée d'Archimède qui varie avec le niveau de la surface libre, par conséquent avec la hauteur de marée. Elle tend à alléger le poids du caisson sur son assise. Au contraire, le poids de l'eau contenue dans les deux chambres de dissipation augmente avec la marée et donc annihile totalement la poussée d'Archimède. Au bilan, le poids apparent du caisson croît avec la marée et occasionne une surcharge qui renforce sa stabilité sur l'assise.

Un calcul précis de la force verticale dynamique n'est pas possible car le nombre de capteurs de pression opérationnels sur le prototype est réduit. Cependant, nous émettons l'hypothèse que la répartition des pressions sous la semelle est rectangulaire et non pas triangulaire (§2.1.c, p. 147). Dès lors la force de soulèvement F_u est donnée par la relation :

$$F_u = p_u B_c \quad [\text{N/m}] \quad (5-26)$$

où B_c est la largeur du caisson (25,47 m) et p_u est la pression mesurée par le capteur R1.

Le tableau ci-après donne une évaluation des forces maximales de soulèvement par mètre linéaire et ce, pour le caisson complet. Les données proviennent des enregistrements du 13/02/97 à 12h27, 15h17 et 18h27 TU (notés 1,2 et 3).

Enregistrement	1	2	3
$P_{u, \max}$ [kPa]	5,56	6,76	3,65
$F_{u, \max}$ [10 kN/m]	14,2	17,2	9,3
$F_{u \text{ totale, max}}$ [10 kN]	355	430	233

Tableau 5-3 : Evaluation des forces de soulèvement du caisson de Dieppe.

Nous pouvons constater que les forces de soulèvement évaluées sont assez faibles par rapport au poids fondrier du caisson (cf. chapitre 2).

Des mesures des forces de soulèvement ont été effectuées par SOGREAH, à l'aide d'une balance dynamométrique 6 composantes et sur un caisson de Dieppe réduit au 1/40^{ème} (SOGREAH, 1993). Pour une hauteur de houle maximale de 3,35 m ($H_s = 2,35$ m), les essais en bassin donnent un soulèvement maximal équivalent à 417 tonnes en houle frontale et de 394 t en houle oblique ($\beta = 30^\circ$), contre 430 t pour nos mesures dans les conditions naturelles les plus proches (colonne 2 pour les mesures de 15h17 TU, hauteur de houle maximale estimée inférieure à 4 m). Des soulèvements de l'ordre de 300 t sont mesurés en bassin pour des houles moins fortes, ce qui reste de l'ordre de grandeur de nos estimations.

Sans faire abstraction des multiples approximations qui précèdent ces calculs, il semble néanmoins raisonnable d'évaluer les forces verticales maximales en considérant une répartition rectangulaire des pressions sous le caisson. Cette surestimation reste moins pénalisante que l'hypothèse de la répartition triangulaire proposée par Goda (1985).

3.2 Forces horizontales

Les forces horizontales agissent sur les trois parois verticales du caisson Jarlan. Nous les déterminons par l'intégration des mesures de pressions réalisées sur le modèle, lors des essais en canal avec la berme courte.

3.2.a. Détermination des forces à partir des mesures de pression

La force exercée par la houle sur une paroi verticale du caisson est déterminée par une intégration trapézoïdale des pressions, en chaque pas de temps de l'enregistrement, entre le bas de la paroi et le niveau de la surface libre relevé par un limnigraphe (Figure 5-44).

En prenant en compte la porosité de la paroi, la forme générale de la relation devient :

$$F_h(t) = (1 - \varepsilon) \cdot \int_{-d}^{\eta(t)} p(z, t) dz \quad [\text{N/m}] \quad (5-27)$$

avec $\varepsilon = 0,28$ pour la paroi perforée et $\varepsilon = 0$ pour la paroi imperméable. Les résultats des calculs présentés sont à l'échelle du prototype.

La pression au bas de chaque paroi ($z = -d$) est interpolée linéairement à partir des pressions des deux capteurs immédiatement supérieurs (positions 1 et 3 pour la paroi perforée, positions 1 et 2 pour la paroi arrière).

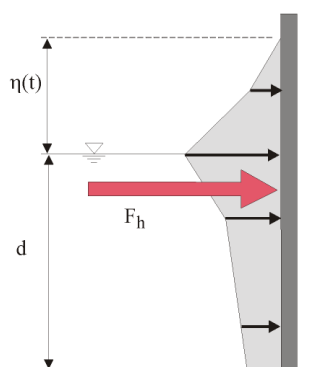


Figure 5-44 : Schéma d'intégration des pressions sur le modèle.

La force horizontale totale subie par le caisson est la somme algébrique des forces horizontales simultanées et appliquées à chaque paroi (Figure 5-45):

$$F_{\text{tot}} = F_{\text{ext}} + F_{\text{ar}} - F_{\text{int}} \quad (5-28)$$

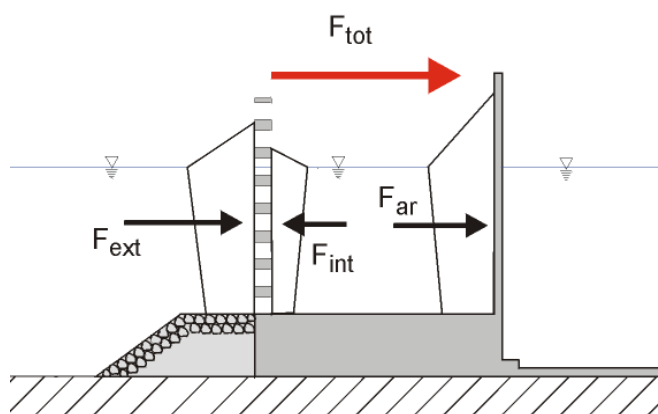


Figure 5-45 : Schéma des forces horizontales agissant sur le caisson.

3.2.b. Evolution des forces horizontales avec la hauteur de houle

Les forces horizontales maximales appliquées sur chacune des trois parois du caisson montrent une évolution linéaire avec la hauteur de la houle incidente (Figure 5-46). Nous retrouvons dans ces graphes les tendances rencontrées lors de l'analyse des pressions sur les parois. La mesure de la force étant elle-même une intégration linéaire des pressions, son étude en fonction de la hauteur n'apporte pas réellement d'informations supplémentaires.

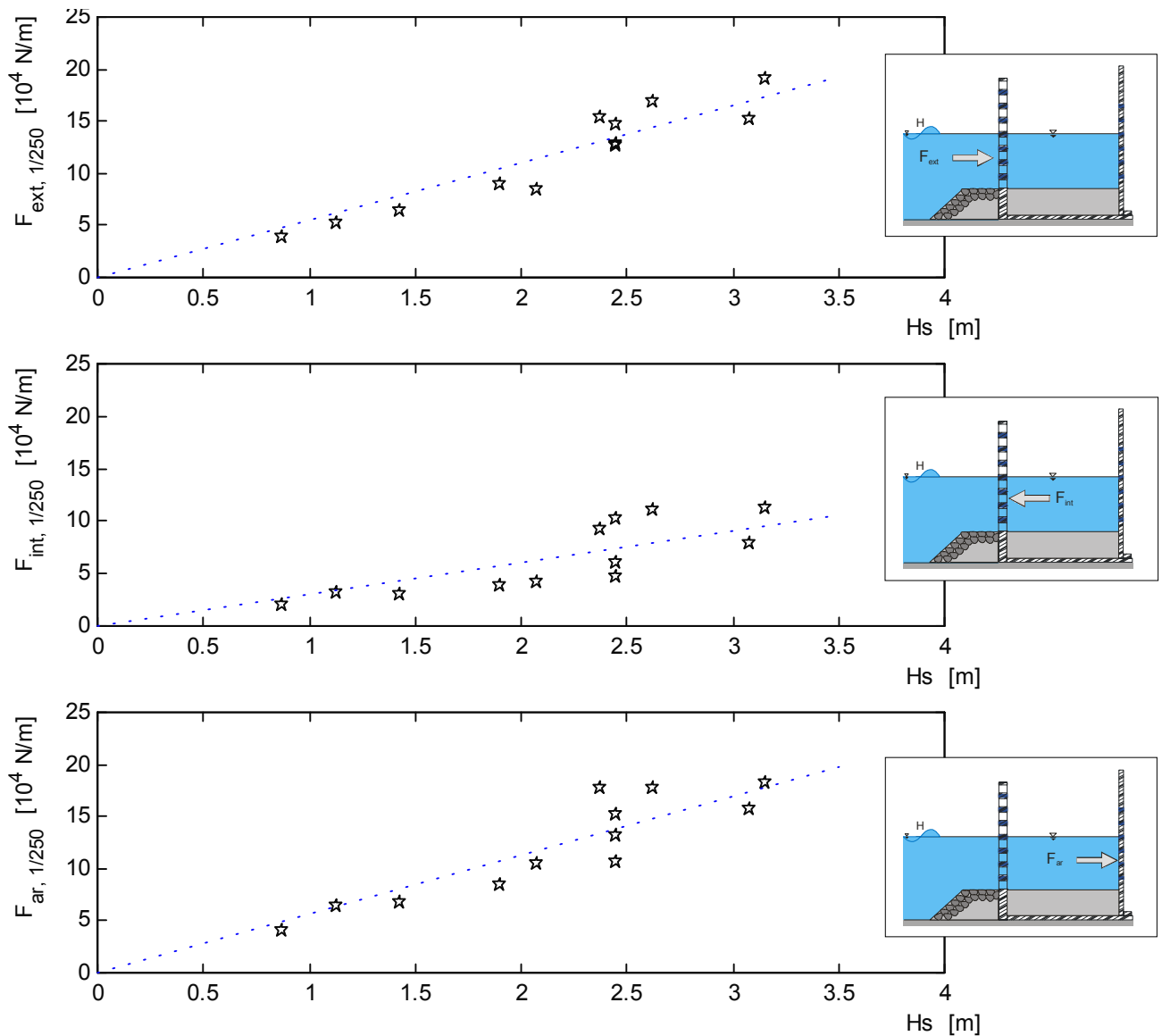


Figure 5-46 : Evolution des modules des forces appliquées aux parois en fonction de la hauteur de houle.

La force horizontale totale, résultant de la somme algébrique instantanée des forces sur les parois, présente une évolution non-linéaire avec la hauteur de houle (Figure 5-47). Cet effet

est engendré par la superposition, dans la chambre de dissipation, des déphasages complexes entre les pressions P_{ext} , P_{int} et P_{ar} .

Une houle de hauteur significative $H_s = 2,35$ m engendre une force horizontale totale subie par le caisson de l'ordre de $16 \cdot 10^4 \cdot 25 = 4000$ kN, soit une charge équivalente de 400 t. Cette force est du même ordre de grandeur que celle estimée pour le soulèvement du caisson.

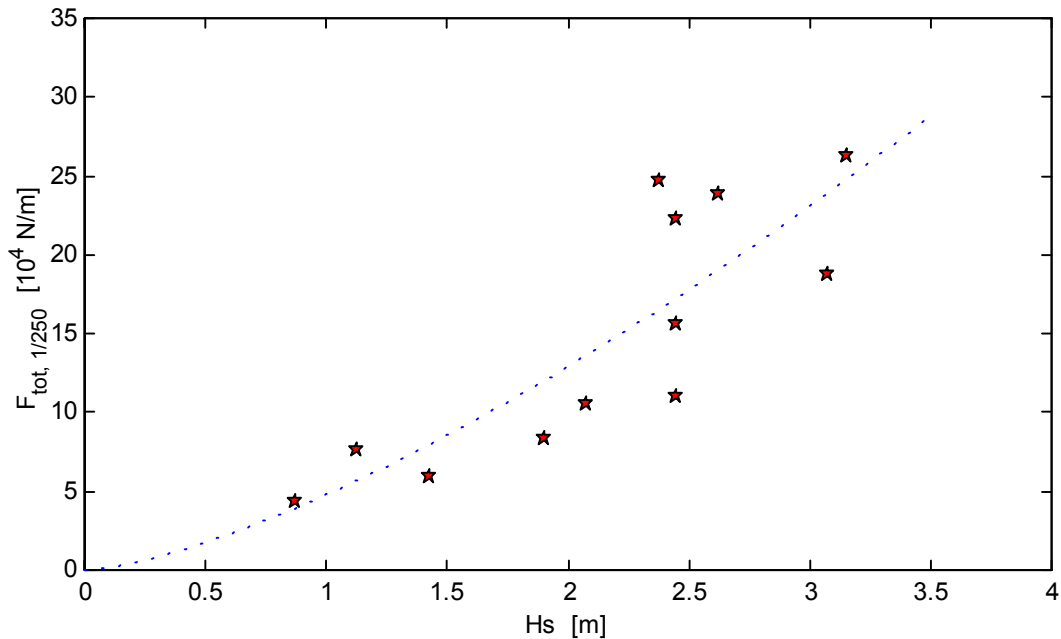


Figure 5-47 : Evolution de la force horizontale totale avec la hauteur de houle.

3.2.c. Etude des forces maximales sur les parois

Nous pouvons constater que la somme algébrique des forces maximales sur chaque paroi est généralement supérieure à la force totale maximale (Figure 5-48). Ces deux grandeurs sont toutefois identiques pour de fortes valeurs de F_{tot} obtenues lors des essais avec une période de pic supérieure à 12 s en nature ($T_p > 2,4$ s en canal).

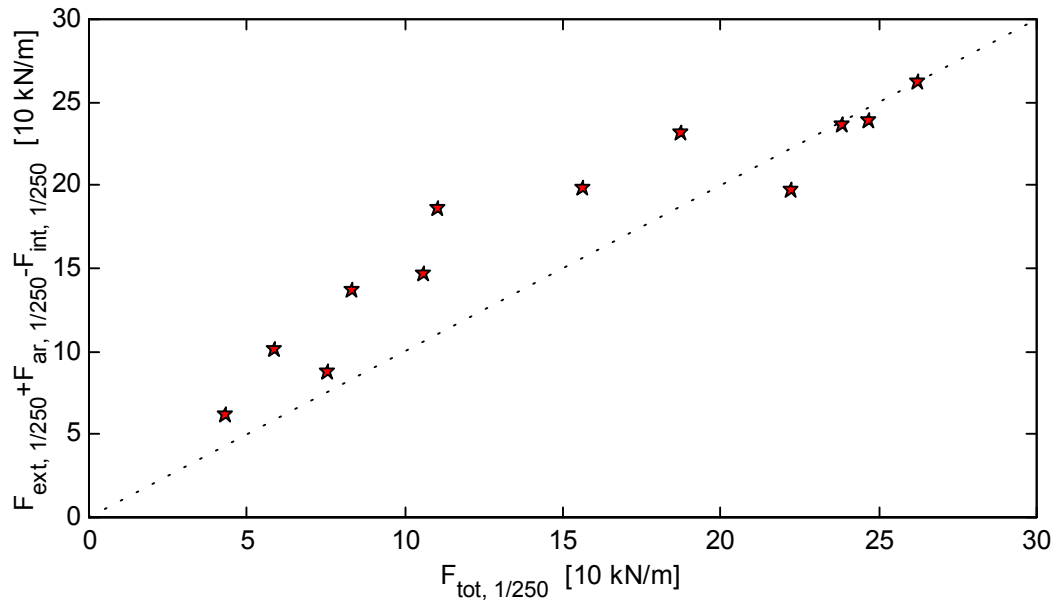


Figure 5-48 : Evolution de la somme des forces maximales sur les parois en fonction de la force totale maximale.

La Figure 5-49 présente les évolutions des forces maximales sur les parois, en fonction de la largeur relative de chambre B/L' et rapportées à la force totale maximale.

On peut constater que la force maximale sur la paroi intérieure est quasiment constante quelle que soit B/L' et représente environ la moitié de la valeur de la force totale. Les évolutions des forces maximales sur les parois extérieure et arrière sont similaires. Elles sont supérieures à la force totale pour $B/L' > 0,25$ ($T_p < 7,5$ s) et sont équivalentes à 75 % de celle-ci pour les B/L' inférieurs.

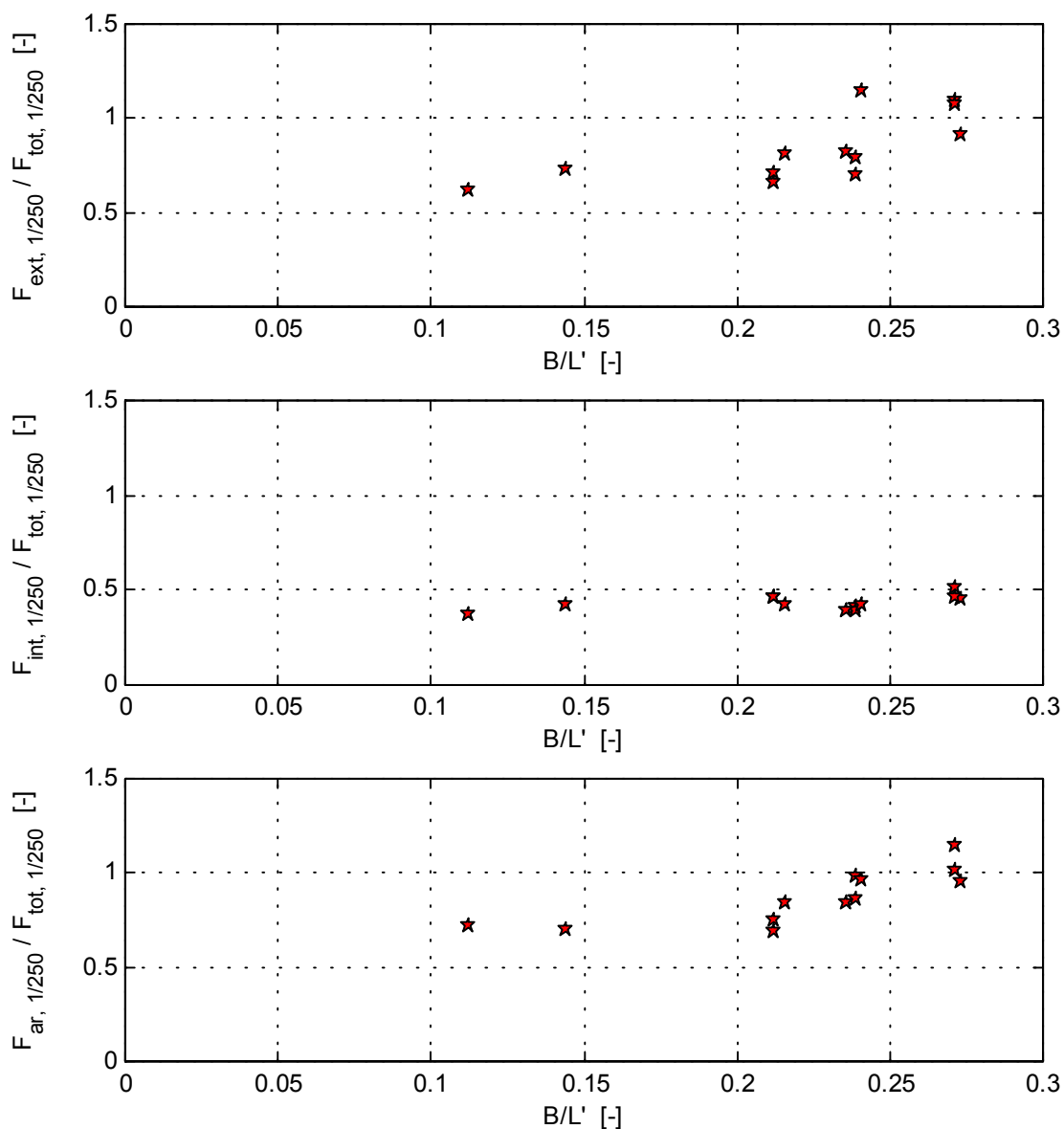


Figure 5-49 : Evolution des forces maximales sur les parois en fonction de B/L' .

3.2.d. Validité des formulations

La Figure 5-50 regroupe les forces maximales déterminées par l'intégration des pressions mesurées sur les parois de la maquette, comparées aux forces maximales calculées à l'aide des formulations des paragraphes §1.4 page 142 (fluctuations de la surface libre) et §2.2.d page 168 (pressions).

Sauf pour la paroi intérieure où l'accord est convenable, les forces maximales calculées tendent à surestimer les forces exercées sur les parois extérieure et arrière. Nous pouvons percevoir dans cette surestimation la simplification, adoptée pour ces deux parois, considérant un coefficient α_1 constant.

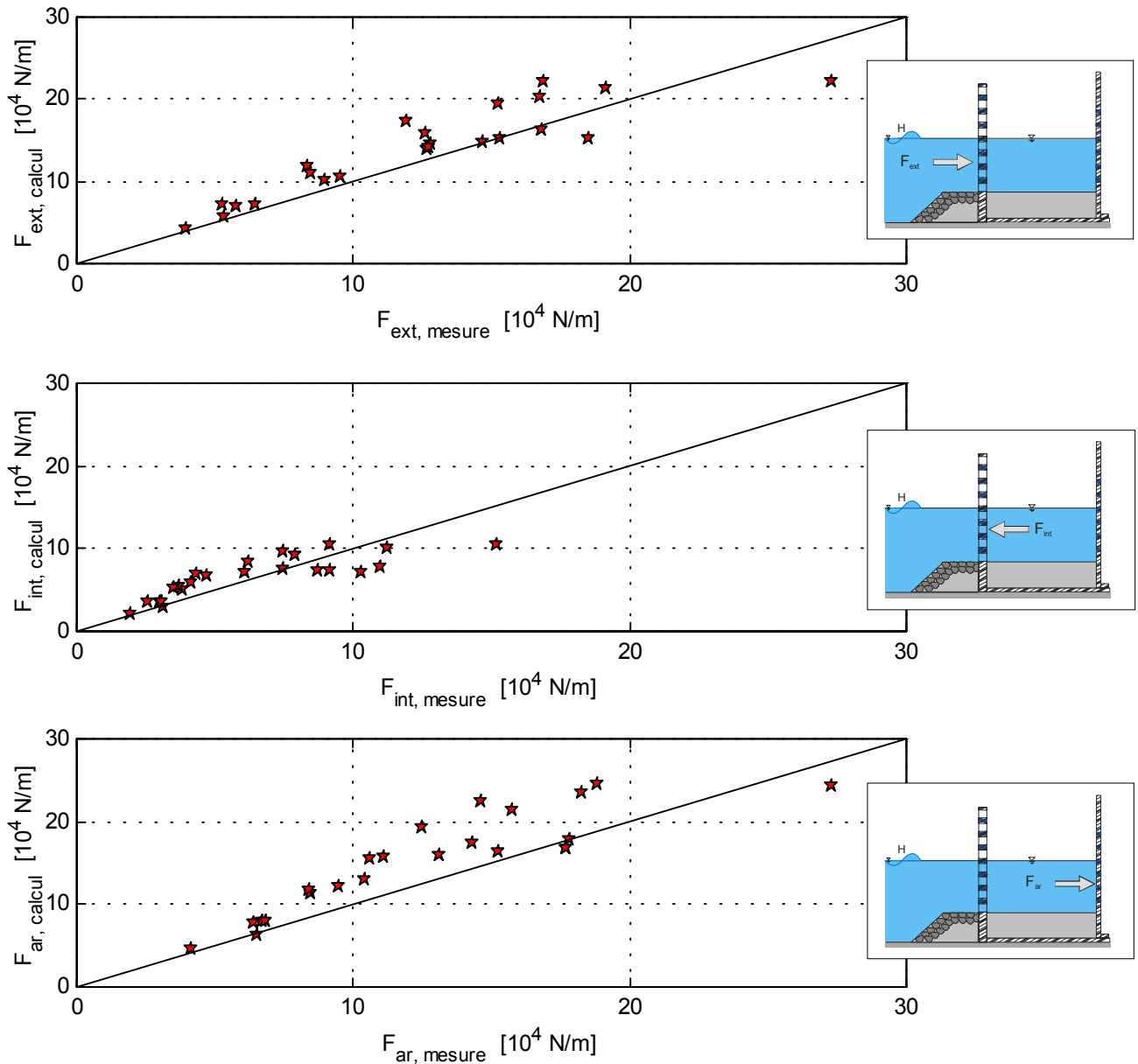


Figure 5-50 : Comparaisons des modules des forces mesurées et des forces calculées pour chaque paroi verticale.

3.3 Synthèse des résultats sur les forces

La détermination des forces exercées sur le caisson Jarlan est donnée par l'intégration des pressions dynamiques générées par les houles aléatoires.

L'évaluation de la force de soulèvement subie par le caisson de Dieppe est basée sur une répartition rectangulaire des sous-pressions. Les résultats sont cohérents avec les mesures effectuées à l'aide d'une balance dynamométrique en bassin à houle (SOGREAH, 1993).

La connaissance de la répartition des pressions permet d'estimer convenablement les forces maximales exercées sur les différentes parois verticales du modèle du caisson. Le calcul de la force horizontale totale reste toutefois délicat à partir de nos seules mesures de pression, les résultats ne pouvant être comparés à des données provenant d'un autre dispositif (balance dynamométrique par exemple).

CONCLUSIONS

Notre travail de recherche a été consacré à l'analyse expérimentale du comportement d'un caisson à paroi perforée de type Jarlan, soumis à des houles aléatoires. Il repose sur l'analyse de données provenant d'un ouvrage prototype et d'un modèle en canal à houle.

Dans le cadre de cette étude, nous avons développé l'instrumentation d'un caisson Jarlan de la digue Ouest de Dieppe. Elle a abouti à la mise en place de capteurs de pression sur les parois de la structure et au déploiement d'un houlographe à proximité du brise-lames. De nombreuses solutions techniques originales ont été mises en œuvre à cette occasion, afin d'adapter les méthodes du laboratoire aux contraintes du terrain.

Par ailleurs, une modélisation physique du même ouvrage a été menée en canal à houle. Des mesures de surface libre et de pression ont ainsi été effectuées sur la maquette instrumentée, soumise à des houles régulières et aléatoires. Nous avons également mis en place un dispositif optique par nappe laser permettant une visualisation des écoulements dans le caisson.

L'étude de la surface libre dans le canal a montré que l'ouvrage génère une décomposition spectrale de l'onde incidente. Nous avons notamment mis en évidence, dans l'onde réfléchie, un transfert d'énergie de la fréquence fondamentale de la houle vers son premier harmonique. En outre, les visualisations ont montré que les jets, produits par la houle au passage de l'écran perforé, étaient dissymétriques. Une proposition d'estimation de leur longueur a été établie en fonction de la hauteur et de la période d'une houle régulière.

Les sollicitations du caisson Jarlan sous l'action des houles aléatoires ont été évaluées grâce aux données de la maquette et du prototype de Dieppe. En laboratoire, nous avons déterminé l'ascension des vagues sur chaque paroi en fonction de la hauteur de houle incidente. Nous avons ensuite analysé les répartitions verticales des pressions en confrontant les mesures faites sur le modèle à celles issues du prototype de Dieppe. Une synthèse de ces observations

a été proposée avec l'adaptation au caisson Jarlan des relations usuelles de Goda (1985). De plus, après analyse des données de Dieppe, nous avons constaté une répartition non-triangulaire des sous-pressions, nous conduisant à envisager une distribution trapézoïdale voire rectangulaire. Dans ce dernier cas, les forces de soulèvement sont surestimées. Enfin, l'évaluation des forces horizontales et verticales subies par le caisson a été réalisée en intégrant les pressions mesurées.

L'étude des sollicitations exercées par les houles aléatoires a donné l'occasion de collecter un très grand nombre de données. Recueillies sur le modèle physique mais aussi, et surtout, sur le prototype, ces informations devraient constituer des éléments utiles à la validation des simulations numériques décrivant le comportement des caissons Jarlan, en houle régulière ou aléatoire.

Enfin, nous pouvons envisager de nouvelles méthodes de détermination des sollicitations générées par les houles aléatoires. Une approche basée sur les distributions statistiques des valeurs extrêmes pourrait, par exemple, contribuer à déterminer les forces globales dimensionnantes. Déjà, les travaux du programme PROVERBS encouragent à mettre en œuvre une telle méthode, dite GEVD (Generalized Extreme Value Distribution), afin d'estimer les forces d'impacts sur les digues verticales. Son adaptation aux caissons Jarlan, mais également aux autres structures multi-écrans, semble donc une perspective intéressante.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Allilaire J., Benoit M. et Claude B., 1994.** "*Essais en laboratoire d'un amortisseur de houle multi-écrans à plaques verticales perforées*", étude POLHYDRO, rapport EDF-LNH HE-42/94.38, 28 p.
- Allsop N.W.H. et McBride M.W., 1994.** "*Reflections from vertical walls: the potential for improvement in vessel safety and wave disturbance*", Proc. of Int. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, PHRI, Yokosuka (Japan), 29 p.
- Allsop N.W.H., 1999.** "*Wave reflections*", Final Report Proceedings, MAST III – PROVERBS, Ed. Oumeraci et Kortenhau, Braunschweig (Germany), Vol. IIa, chap. 3.3, 13 p.
- Allsop N.W.H., Kortenhau A., Oumeraci H., McConnell K.J., 1999.** "*New design methods for wave loadings on vertical breakwaters under pulsating and impact conditions*", Proc. of Int. Conf. on Coastal Structures, Santander (Spain), Ed. Balkena, pp 595-602.
- Arsié A., 1998.** "*Etude expérimentale des phénomènes turbulents générés par une houle régulière sur un dispositif multi-écrans*", Thèse de Doctorat, Université de Caen, 196 p.
- Arsié A., Lambert E. et Vasselin, E., 1998.** "*Instrumentation d'une digue verticale : matériel et techniques de pose*", 5^{èmes} Journées Génie Civil – Génie Côtier, Toulon, 6 p.
- Asch G. et col., 1999.** "*Acquisition de données : du capteur à l'ordinateur*", Dunod Editeur, Paris, 478 p.
- Battjes J.A., 1984.** "*A review of methods to establish the wave climate for breakwater design*", Coastal Eng., Vol. 8, pp 141-160.
- Beji S. et Battjes J.A., 1994.** "*Numerical simulation of nonlinear wave propagation over a bar*", Coastal Engineering, Vol. 23, pp 1-16.
- Bélorgey M. et Caminade D., 1994.** "*Comportement des digues maritimes à parois perforées (cas particulier d'un caisson Jarlan)*", Programme CORGEC - Bilan et Impact, rapport MRT n° 90 F 0428, 2 tomes, 205 p.
- Bélorgey M., Khadir A., Tabet Aoul E.H. et Vasselin E., 1995.** "*Etude en similitude des digues peu réfléchissantes*". Les modèles réduits en Génie Civil, Ed. AUGC, pp 223-234.

- Bélorgey M., Rousset JM., Tabet-Aoul EH, Bergmann H., de Gerloni M., Colombo D., Franco L. et Passoni G., 1999.** "*Perforated caisson breakwaters: wave loads and hydraulic performance*", Proc. of Int. Conf. on Coastal Structures, Santander (Spain), Ed. Balkena, pp 603-612.
- Bennett G.S., McIver P., Smallman J.V., 1992.** "*A mathematical model of a slotted wavescreeen breakwater*", Coastal Engineering, Vol. 18, pp 231-249.
- Bergmann H., 2000.** "*Hydraulische Wirksamkeit und Seegangsbelastung senkrechter Strukturen mit durchlässiger Front*", thèse de Doctorat, Université Technique de Braunschweig, 234 p (en allemand).
- Bergmann H. et Oumeraci H., 1999.** "*Hydraulic performance of perforated structures*", Proc. of the 5th COPEDEC Conf., Cape Town (South Africa), 10 p.
- Bouttes F., 1989.** "*Digues verticales à parement plein ou ajouré – Note provisoire sur les formules de dimensionnement*", STCPMVN, CIFP de Rouen, 154 p.
- Caminade D., 1992.** "*Interaction houle - structures : étude de la transmission de la houle à travers une paroi perforée (type Jarlan)*", Thèse de Doctorat, Université du Havre, 164 p et annexes.
- Canel M., 1995.** "*Dissipative monolithic breakwaters: some aspects of hydrodynamics*", Final Project Workshop, MAST II – MCS, Alderney (UK), 12 p.
- Chakrabarti S.K., 1987.** "*Hydrodynamics of offshore structures*", Computational Mechanics Publications, Southampton (UK), 439 p.
- Chakrabarti S.K., 1994.** "*Offshore structure modeling*", Advanced Series on Ocean Eng. Vol 9, Editor. P.L.F Liu, World Scientific, London (UK), 470 p.
- Chanson H., 1992.** "*Entraînement d'air dans les écoulements à surface libre : application aux évacuateurs de crues de barrage*", La Houille Blanche, n°4, pp 277-286.
- Chevalier C., 2000.** "*Action de la houle sur un cylindre immergé en zone côtière*", thèse de Doctorat, Université de Caen, 170 p.
- D.D.E. Seine Maritime, 1987a.** "*Port de Dieppe, Port Extérieur – 2^{ème} phase : Notes de Présentation*", Rapport à la Grande Commission Nautique, Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports, 25 p.
- D.D.E. Seine Maritime, 1987b.** "*Port de Dieppe, Port Extérieur – 2^{ème} phase : Conditions de Houle*", Rapport à la Grande Commission Nautique, Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports, 16 p.

- de Gerloni M., Colombo D., Bélorgey M., Bergmann H., Franco L., Passoni G., Rousset JM. et Tabet-Aoul EH., 1999.** "*Alternative low reflection structures – Perforated vertical walls*", Final Report Proceedings, MAST III – PROVERBS, Ed. Oumeraci et Kortenhuis, Braunschweig (Germany), Vol. IIa, chap. 8.1, 41 p.
- de Gerloni M., Colombo D., Franco L., Passoni G. et Zacconi D., 1997.** "*Scale effects in uplift pressure measurements on caisson breakwaters*", 2nd overall Workshop, PROVERBS, Las Palmas, 26 p.
- Franco C. et Franco L., 1999.** "*Overtopping formulae for caisson breakwaters with non-breaking 3-d waves*" J. of Waterway, Port, Coastal & Ocean Engineering, Vol 125, No 2, ASCE, New York, pp 98-107.
- Franco L., de Gerloni M., Passoni G. et Zacconi D., 1998.** "*Wave forces on solid and perforated caisson breakwaters : comparison of field and laboratory experiments*", Proc. of Int. Conf. on Coastal Eng., Copenhagen (Denmark), 13 p.
- Fugazza M., Natale L., 1992.** "*Hydraulic design of perforated breakwaters*", J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 118, No 1, pp 1-14.
- Gibert D., 1997.** "*Traitement de l'information : Traitement du signal*", Recueil de cours, Université de Rennes, 134 p.
- Goda Y., 1985.** "*Random seas and design of maritime structures*", University of Tokyo Press, Tokyo, 323 p.
- GRESARC, 1998.** "*Mesure de houle aux abords du port de Dieppe : rapport d'avancement*", STCPMVN., 17 p. et annexes.
- GRESARC, 2000.** "*Mesure de houle aux abords du port de Dieppe : rapport final*", CETMEF, 9 p. et annexes.
- Hamm L., 1995.** "*Modélisation numérique bidimensionnelle de la propagation de la houle dans la zone de déferlement*", thèse de Doctorat, Université de Grenoble I, 274 p et annexes.
- Helm-Pertersen J., Frigaard P., 1996.** "*Reflection performance of vertical coastal structures in multidirectional seas*", Proc. of Int. Conf. on Coasts, Ports and Marine Structures, Tehran (Iran), pp 221-232.
- Huang C-J et Dong C-M, 1999.** "*Wave deformation and vortex generation in water waves propagating over a submerged dike*", Coastal Eng., Vol. 37, pp 123-148.
- Hudspeth RT. et Sulisz S., 1991.** "*Stokes drift in two-dimensional wave flumes*", J. of Fluid Mech., vol 230, pp 209-229.

- Hughes S.A., 1993.** "*Physical models and laboratory techniques in coastal engineering*", Advanced Series on Ocean Eng. Vol 7, Editor. P.L.F Liu, World Scientific, London (UK), 570 p.
- Jarlan G.E., 1963.** "*Breakwaters structures*", Brevet n° CA-667955 délivré le 6 Août 1963, Office de la Propriété Intellectuelle du Canada, 6 p.
- Jarlan G.E., 1965.** "*The application of acoustic theory to the reflective properties of coastal engineering structures*", DME/NAE Quaterly Bulletin No 1965(1), National Research Council of Canada, Ottawa, pp 23-63.
- Kondo H., 1979.** "*Analysis of breakwaters having two porous walls*" Proc. of Coastal Structures, ASCE, Alexandria (Egypt), pp 962-977.
- Kortenhaus A. et Oumeraci H., 1999.** "*Alternative low reflective structures - other type of structures*", Final Report Proceedings, MAST III – PROVERBS, Ed. Oumeraci et Kortenhaus, Braunschweig (Germany), Vol. Ila, chap. 8.2, 29 p.
- Kriebel D.L., 1992.** "*Vertical wave barriers: wave transmission and wave forces*", Proc. of the 23th Int. Conf. on Coastal Eng., pp 1313 –1326.
- Lambert E., 1994.** "*Analyse des effets de proximité dans l'action de la houle sur un couple de cylindres horizontaux*", Thèse de Doctorat, Université du Havre, 163 p.
- Lancastre A., 1999.** "*Hydraulique générale*", Editions Eyrolles, Paris, 2^{nde} édition, 633 p.
- LCHF, 1971.** "*Réception des grands pétroliers – Terminal en Baie de Seine : étude de caissons perforés*", Rapport de contrat pour le Port Autonome du Havre, Vol. 2 : "Sous-pressions", 20 p et annexes.
- LCHF, 1987.** "*Port de Dieppe - allongement de la jetée Ouest : étude en cuve de la stabilité de la digue en caissons Jarlan*", rapport n°51 060, 55 p.
- Liberatore L., 1974.** "*Experimental investigation on wave-induced forces on Jarlan type perforated breakwaters*", Atti del XIV Conv. di Idraulica e Construzioni Idrauliche, Napoli, Italy, pp 101-109 (en italien).
- LMF, 1987.** "*Etude en laboratoire des actions de la houle sur les caissons Jarlan de la digue ouest du port de Dieppe en vue de l'agrandissement de celui-ci*", rapport de contrat n°41, Université du Havre, 50 p.
- LMF, 1989.** "*Etude en modèle réduit des actions globales de la houle transmises par les caisson Jarlan sur le talus de la digue sur lequel ils reposent*", rapport de contrat n°41, Université du Havre, 70 p.

- Mansard E.P.D. et Funke E.R., 1980.** "*The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method*", Proc. of the 17th Coastal Eng. Conf., Sidney (Australia), pp 154-172.
- Mansard E.P.D. et Funke E.R., 1987.** "*Experimental and analytical techniques in wave dynamics, a comparative study*", Séminaire de l'AIRH, Lausanne (Suisse), pp 91-116.
- MathWorks, 1998.** "*Matlab - Signal Processing Toolbox, User's Guide*", Version 4, The Mathworks Inc., 658 p.
- McConnell K.J., Ethelson D.M. et Allsop N.W.H., 1998.** "*Low reflection walls for harbours: development of new structures and application in Hong Kong*", Proc. of Coastlines, structures and breakwaters, Ed. T. Telford, London (UK), pp 59-69.
- Meucci S., 1997.** "*Interazione tra onde di mare e cassoni perforati: forze e coefficienti di riflessione*", Tesi di Laurea, Politecnico di Milano, 123 p (en italien).
- Minikin R.R., 1950.** "*Wind, waves and maritime structures*", Griffin and Co Ltd, London, 294 p.
- Oumeraci H., 1994.** "*Review and analysis of vertical breakwater failures – lessons learned*", Coastal Eng., Vol 22, Special Issue on Vertical Breakwaters, pp 3-29.
- Richey E.P. et Sollitt C.K., 1970.** "*Wave attenuation by porous walled breakwaters*", J. of Waterway, Port, Coastal & Ocean Engineering, Vol 96, No 3, ASCE, New York, pp 643-662.
- Rogers D., Rousset J.-M., Bolton King G., 1999.** "*Génération de la houle grâce à Ocean et Wave, version 3.62*", Edinburgh Designs Ltd., 80 p.
- Roport F., 1999.** "*Modélisation numérique du comportement hydraulique des caissons Jarlan*", thèse de Doctorat, Université de Technologie de Compiègne, 127 p et annexes.
- Rousset J.M. et Bélorgey M., 1998.** "*Etude des variations de pressions générées par la houle sur la digue Jarlan de Dieppe*", 5^{èmes} Journées Génie Civil – Génie Côtier, Toulon, p 223-230.
- Rousset J.M., Tabet Aoul E.H. et Bélorgey M., 1997.** "*U.L.H. progress report*", Proc. of the Task 1 Technical Workshop (Edinburgh), MAST III - PROVERBS, Ed. Allsop et McConnell, Wallingford (UK), 7 p.
- Rychlik I. et Leadbetter M.R., 1997.** "*Analysis of ocean wave by crossing and oscillation intensities*", Proc. of the 7th Int Offshore and Polar Eng. Conf., Vol 3, Honolulu (USA), pp 206-213.
- Sainflou G., 1928.** "*Essai sur les digues maritimes verticales*", Annales des Ponts et Chaussées, Paris, Vol. 98.

- SOGREAH, 1993.** "*Etude du comportement des caissons à façade verticale perforée. Essais en bassin à houle*", STCPMVN, rapport n° 51344, 39 p et annexes.
- Suh K.D. et Park W.S., 1995.** "*Wave reflection from perforated-wall caisson breakwaters*", Coastal Engineering, Vol. 26, pp 177-193.
- Sutherland J. et O'Donoghue T., 1998.** "*Characteristics of wave reflection spectra*", Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, Vol 124, n°6, pp 303-311.
- Tabet Aoul E.H., Rousset J.M. et Bélorgey M., 1999.** "*Analysis of horizontal forces acting on vertical walls of a perforated breakwater*", Proc. of the 9th Int Offshore and Polar Eng. Conf., Vol 3, Brest (France), pp 712-717.
- Tabet Aoul, E.H., 1998.** "*Etude du fonctionnement hydraulique des digues à paroi perforée*", thèse de Doctorat, Université du Havre, 183 p.
- Takahashi S. et Shimosako K., 1994.** "*Wave pressure on a perforated wall caisson*", Proc. of Hydro-Port'94, PHRI, Yokosuka (Japan), Vol 1, pp747-764.
- Tanimoto K. et Takahashi S., 1994.** "*Japanese experiences on composite breakwaters*", Proc. of Int. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, PHRI, Yokosuka (Japan), 22 p.
- Welch P.D., 1967.** "*The Use of Fast Fourier Transform for the Estimation of Power Spectra: A Method Based on Time Averaging Over Short, Modified Periodograms*", IEEE Trans. Audio Electroacoust. Vol. AU-15, pp 70-73.

ANNEXE A – COEFFICIENTS DE TAKAHASHI ET SHIMOSAKO (1994)

Les coefficients modificatifs se distinguent par des indices pour les différentes parties de la structure :

- S la paroi fendue,
- L la partie imperméable de la paroi de devant,
- R la paroi pleine à l'arrière,
- M le sol de la chambre de dissipation,
- U la semelle.

Pour un caisson conventionnel ils sont égaux à 1.

		Crête I	Crête IIa	Crête IIb
Paroi frontale à fentes	λ_{s1}	0,85	0,7	0,3
	λ_{s2}	0,4 ($\alpha^* \leq 0,75$) 0,3/ α^* ($\alpha^* > 0,75$)	0	0
Paroi verticale frontale et imperméable	λ_{L1}	1	0,75	0,65
	λ_{L2}	0,4 ($\alpha^* \leq 0,5$) 0,2/ α^* ($\alpha^* > 0,5$)	0	0
Paroi verticale arrière	λ_{R1}	0	20 B/3L' (B/L' \leq 0,15) 1,0 (B/L' $>$ 0,15)	1,4 ($H_D/h \leq 0,1$) 1,6-2H _D /h (0,1 < H _D /h < 0,3) 1,0 ($H_D/h \geq 0,3$)
	λ_{R2}	0	0,56 ($\alpha^* \leq 25/28$) 0,5/ α^* ($\alpha^* > 25/28$)	0
Fond horizontal de la chambre	λ_{M1}	0	20 B/3L' (B/L' \leq 0,15) 1,0 (B/L' $>$ 0,15)	1,4 ($H_D/h \leq 0,1$) 1,6-2H _D /h (0,1 < H _D /h < 0,3) 1,0 ($H_D/h \geq 0,3$)
	λ_{M2}	0	0	0
Soulèvement	λ_{U1}	1	0,75	0,65
	λ_{U2}	0	0	0

Tableau A-1 : Facteurs modificatifs selon Takahashi et Shimosako (1994).

$$p_1 = 0,5 (1 + \cos \beta) (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha^* \cos^2 \beta) \gamma_W H_D$$

$$p_u = 0,5 (1 + \cos \beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \gamma_W H_D$$

$$\text{où } \alpha^* = \max\{\alpha_1 | \alpha_2\}$$

$$\alpha_1 = \alpha_{10} \alpha_{11}$$

$$\alpha_{10} = H_D/d \quad \text{pour } H_D/d < 2$$

$$2,0 \quad \text{pour } H_D/d > 2$$

$$\alpha_{11} = \cos \delta_2 / \cosh \delta_1 \quad \text{pour } \delta_2 < 0$$

$$1 / (\cosh \delta_1 \sqrt{\cos \delta_2}) \quad \text{pour } \delta_2 > 0$$

$$\delta_1 = 20 \delta_{11} \quad \text{pour } \delta_{11} < 0$$

$$15 \delta_{11} \quad \text{pour } \delta_{11} > 0$$

$$\delta_2 = 4,9 \delta_{22} \quad \text{pour } \delta_{22} < 0$$

$$3 \delta_{22} \quad \text{pour } \delta_{22} > 0$$

$$\delta_{11} = 0,93 (B_M/L_D - 0,12) + 0,36 [(h - d)/h - 0,6]$$

$$\delta_{22} = -0,36 (B_M/L_D - 0,12) + 0,93 [(h - d)/h - 0,6]$$

ANNEXE B – HOULES ENREGISTREES A DIEPPE

date et heure de début de mesures (TU)	hauteur de marée (mètre, cote ZCM)	hauteur significative (mètre)	période de pic d'énergie (seconde)	période entre zéros ascendants (seconde)	période significative (seconde)	période de crête (seconde)	direction de provenance (degré)
11/03/98 16h00	+ 2,55	1,91	7,0	6,7	6,7	6,5	346
11/03/98 20h00	+ 7,26	1,87	6,8	6,5	6,5	6,3	352
12/04/99 17h00	+ 6,28	2,01	6,8	6,3	6,4	6,1	300
12/04/99 18h00	+ 7,66	1,92	6,3	6,3	6,3	6,1	278
12/04/99 19h00	+ 8,56	1,94	7,4	6,8	6,9	6,4	289
13/04/99 17h00	+ 4,09	2,45	7,8	6,9	7,0	6,6	314
13/04/99 18h00	+ 6,12	2,47	7,2	6,8	6,9	6,4	299
13/04/99 19h00	+ 7,80	2,53	7,6	6,8	6,9	6,4	297
13/04/99 20h00	+ 8,86	2,37	8,3	7,1	7,2	6,6	285
13/04/99 21h00	+ 9,42	1,86	6,8	6,7	6,8	6,3	293
13/04/99 22h00	+ 8,67	2,13	8,1	7,1	7,3	6,7	301
13/04/99 23h00	+ 7,40	1,95	6,8	6,9	7,1	6,4	293
30/09/99 22h47	+ 5,04	2,30	6,6	6,5	6,5	6,3	289
30/09/99 23h47	+ 7,23	2,17	6,8	6,5	6,6	6,3	297
01/10/99 00h47	+ 8,78	2,12	6,8	6,4	6,5	6,2	290
01/10/99 01h47	+ 9,79	2,16	7,8	6,8	6,8	6,5	300
01/10/99 02h47	+ 9,64	2,14	5,9	6,9	6,9	6,5	292
01/10/99 03h47	+ 8,49	1,95	8,1	6,9	7,1	6,6	296
01/10/99 04h47	+ 7,16	2,19	7,8	7,3	7,4	6,8	298
03/10/99 00h47	+ 5,50	1,97	7,8	6,9	7,0	6,6	302

Tableau B-1 : Caractéristiques des houles enregistrées à Dieppe et utilisées dans le mémoire.

ANNEXE C – COEFFICIENTS DE REFLEXION :

BERMES COURTE ET MOYENNE

Modélisation		<i>Prototype</i>		B/L [-]	B/L' [-]	Cr [-]
Période [s]	Hi [m]	<i>Période [s]</i>	<i>Hi [m]</i>			
1,1	0,051	5,5	1,27	0,315	0,362	0,62
1,1	0,070	5,5	1,75	0,315	0,362	0,53
1,1	0,089	5,5	2,23	0,315	0,362	0,54
1,4	0,049	7	1,22	0,227	0,271	0,45
1,4	0,072	7	1,80	0,227	0,271	0,37
1,4	0,094	7	2,36	0,227	0,271	0,30
1,6	0,052	8	1,31	0,19	0,23	0,36
1,6	0,078	8	1,95	0,19	0,23	0,32
1,6	0,099	8	2,47	0,19	0,23	0,28
1,6	0,144	8	3,60	0,19	0,23	0,40
1,8	0,052	9	1,31	0,167	0,204	0,37
1,8	0,079	9	1,98	0,167	0,204	0,33
1,8	0,106	9	2,66	0,167	0,204	0,31
1,8	0,150	9	3,76	0,167	0,204	0,45
2	0,054	10	1,36	0,146	0,18	0,35
2	0,079	10	1,98	0,146	0,18	0,46
2	0,104	10	2,59	0,146	0,18	0,46
2,2	0,054	11	1,35	0,131	0,161	0,24
2,2	0,080	11	2,00	0,131	0,161	0,22
2,2	0,105	11	2,62	0,131	0,161	0,24
2,4	0,054	12	1,34	0,121	0,15	0,32
2,4	0,077	12	1,93	0,121	0,15	0,35
2,4	0,102	12	2,56	0,121	0,15	0,44
3	0,049	15	1,22	0,092	0,115	0,46
3	0,064	15	1,61	0,092	0,115	0,43
3	0,087	15	2,18	0,092	0,115	0,50
4	0,041	20	1,03	0,069	0,087	0,59
4	0,055	20	1,37	0,069	0,087	0,51
5	0,040	25	0,99	0,056	0,071	0,74

Tableau C-1 : Coefficients de réflexion pour la berme courte, en houle régulière.

Modélisation		Prototype		B/L	B/L'	Cr
Période [s]	Hi [m]	Période [s]	Hi [m]			
1,1	0,045	5,5	1,12	0,316	0,363	0,56
1,1	0,068	5,5	1,71	0,316	0,363	0,46
1,1	0,085	5,5	2,12	0,316	0,363	0,44
1,4	0,049	7	1,21	0,226	0,270	0,37
1,4	0,071	7	1,78	0,226	0,270	0,29
1,4	0,092	7	2,31	0,226	0,270	0,27
1,6	0,053	8	1,31	0,190	0,230	0,35
1,6	0,076	8	1,89	0,190	0,230	0,29
1,6	0,097	8	2,41	0,190	0,230	0,31
1,6	0,134	8	3,35	0,190	0,230	0,31
1,8	0,049	9	1,24	0,167	0,204	0,35
1,8	0,078	9	1,94	0,167	0,204	0,31
1,8	0,103	9	2,57	0,167	0,204	0,28
1,8	0,140	9	3,49	0,167	0,204	0,30
2	0,052	10	1,29	0,145	0,179	0,32
2	0,078	10	1,96	0,145	0,179	0,32
2,2	0,054	11	1,36	0,131	0,162	0,25
2,2	0,080	11	2,00	0,131	0,162	0,21
2,2	0,104	11	2,59	0,131	0,162	0,20
2,4	0,053	12	1,31	0,120	0,149	0,29
2,4	0,071	12	1,77	0,120	0,149	0,30
2,4	0,099	12	2,47	0,120	0,149	0,32
3	0,044	15	1,10	0,091	0,114	0,40
3	0,061	15	1,53	0,091	0,114	0,36
3	0,071	15	1,77	0,091	0,114	0,34
4	0,040	20	1,00	0,069	0,086	0,55
4	0,057	20	1,42	0,069	0,086	0,48
5	0,037	25	0,93	0,057	0,071	0,67

Tableau C-2 : Coefficients de réflexion pour la berme moyenne, en houle régulière.

Modélisation		Prototype		B/L	B/L'	Cr
Période [s]	H _{m0} [m]	Période [s]	H _{m0} [m]			
1,4	0,04	7,0	0,88	0,226	0,270	0,64
1,4	0,06	7,0	1,41	0,226	0,270	0,56
1,4	0,08	7,0	1,91	0,226	0,270	0,50
1,4	0,10	7,0	2,44	0,226	0,270	0,47
1,6	0,05	8,0	1,13	0,190	0,230	0,56
1,6	0,08	8,0	2,09	0,190	0,230	0,48
1,6	0,10	8,0	2,44	0,190	0,230	0,41
1,6	0,12	8,0	3,08	0,190	0,230	0,41
1,8	0,10	9,0	2,44	0,165	0,202	0,47
1,8	0,11	9,0	2,62	0,165	0,202	0,45
2,4	0,13	12,0	3,15	0,119	0,148	0,40
3	0,09	15,0	2,37	0,094	0,117	0,44

Tableau C-3 : Coefficients de réflexion pour la berme courte, en houle aléatoire (PM).

Modélisation		Prototype		B/L	B/L'	Cr
Période [s]	H _{m0} [m]	Période [s]	H _{m0} [m]			
1,4	0,04	7,0	0,95	0,226	0,270	0,54
1,4	0,06	7,0	1,38	0,226	0,270	0,54
1,4	0,08	7,0	1,95	0,226	0,270	0,47
1,4	0,10	7,0	2,48	0,226	0,270	0,42
1,6	0,06	8,0	1,38	0,190	0,230	0,45
1,6	0,08	8,0	1,98	0,190	0,230	0,42
1,6	0,11	8,0	2,83	0,190	0,230	0,42
1,6	0,13	8,0	3,18	0,190	0,230	0,39
1,8	0,10	9,0	2,58	0,165	0,202	0,41
1,8	0,13	9,0	3,35	0,165	0,202	0,37
2,4	0,13	12,0	3,18	0,119	0,148	0,41

Tableau C-4 : Coefficients de réflexion pour la berme moyenne, en houle aléatoire (PM).

Résumé

La digue verticale de type Jarlan constitue un modèle remarquable de brise-lames peu réfléchissant. Sa paroi perforée entraîne en effet la dégradation de l'énergie de la houle et la diminution des efforts exercés sur la structure. Les écoulements ainsi que les forces générées par une houle réelle sur les parois de la digue demeurent cependant mal connus.

Afin d'améliorer la conception de ce type d'ouvrage, les sollicitations exercées par les houles aléatoires sur un caisson Jarlan font l'objet d'études réalisées sur la digue du port de Dieppe (Seine-Maritime) et dans le canal à houle de l'unité M2C. La démarche expérimentale a notamment comporté des mesures de pressions sur le prototype, c'est à dire l'ouvrage réel, et sur le modèle physique en laboratoire (échelle 1/25).

A partir des essais sur le modèle, la réflexion de l'ouvrage est analysée en fonction de la forme de la berme en enrochements et de la hauteur de la houle régulière ou aléatoire incidente. La composition de l'onde réfléchie met notamment en évidence un transfert d'énergie, de la fréquence fondamentale vers les harmoniques de rangs supérieurs. L'écoulement de la houle à travers la paroi perforée est également étudié à l'aide d'une méthode de visualisation optique. Une formule donnant la longueur des jets est proposée.

Les sollicitations exercées par les houles aléatoires sur le caisson sont présentées en comparant les mesures du prototype avec celles obtenues sur le modèle. Les pressions subies par la structure (répartition, intensité et déphasage) sont étudiées ainsi que les variations de la surface libre à proximité des parois verticales. Nous proposons une modification des formules de calcul des forces de poussée et de soulèvement de l'ouvrage en houle réelle non déferlante.

Mots-clés : Digue / Vagues / Ports / Stabilité / Dissipation d'énergie / Pression, mesure / Fluides, mécanique des / Génie hydraulique

Random wave loads on a Jarlan type breakwater - Case of Dieppe harbour

Abstract

Jarlan type vertical breakwaters are typical examples of low reflective breakwaters. The perforated screen is designed to dissipate the wave energy and to reduce the forces acting on the structure. However, hydraulic performance and wave loads generated by random seas on the breakwater walls are not totally well known.

In order to improve the design of this type of breakwater, the forces exerted by regular and random waves on a Jarlan caisson, were investigated within an extensive test programme on the site of Dieppe harbour (Seine-Maritime, France) and in the wave flume of M2C research centre. This experimental approach involved pressure distribution measurements on the prototype, i.e. the in situ breakwater, and on a physical model (scaled 1/25) in the flume.

From the model tests, the reflection properties of the caisson are analysed according to the rubble berm geometry and the incident wave height. It is demonstrated that the reflected wave shows a transfer of energy, from the fundamental frequency to higher harmonics. The flow through the holes of the perforated screen is studied using an optical visualisation method. A formula describing the jets lengths is proposed.

The random wave loads on the Jarlan caisson are determined comparing the measurements on the prototype with the model data. The research work, related to the pressures acting on the structure (distribution, intensity and phase lag) and the free surface evolution close to the walls, leads to propose some recommendations to predict pulsating horizontal and uplift forces generated by random seas.

Keywords : Breakwaters / Water waves / Harbours / Stability / Energy dissipation / Pressure, measurement / Fluid Mechanics / Hydraulic engineering

Laboratoire d'accueil : Morphodynamique Continentale et Côtière - UMR 6143, Groupe Mécanique des Fluides, 24 rue des Tilleuls, 14000 Caen - France.