

**UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE**  
Faculté des sciences appliquées  
Département de génie civil

**ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE DIFFÉRENTES TECHNIQUES DE  
RÉPARATION ET DE CONFORTEMENT DES PERRÉS**

Thèse de doctorat ès sciences appliquées  
Spécialité : génie civil

---

**Brahim BAHIDJ**

Sherbrooke (Québec) CANADA

Septembre 1996

IV - 938



National Library  
of Canada

Acquisitions and  
Bibliographic Services

395 Wellington Street  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

Bibliothèque nationale  
du Canada

Acquisitions et  
services bibliographiques

395, rue Wellington  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

*Your file* *Votre référence*

*Our file* *Notre référence*

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-21845-7

## RÉSUMÉ

Le travail de recherche présenté par cette thèse a été réalisé dans un contexte général de réparation et de confortement des structures en enrochement, destinées à la protection contre les vagues des talus amont des barrages en remblais.

Trois techniques de réparation ont été testées en laboratoire: la réparation locale qui consiste à réparer les zones endommagées uniquement, en remplaçant les blocs déplacés et en redonnant au perré son aspect original; la réparation par recouvrement qui consiste à recouvrir entièrement ou partiellement le perré endommagé sur toute sa zone active; la réparation par construction de berme qui consiste à construire, par simple déversement à partir de la crête, une berme assez épaisse, prolongée en dessous du niveau d'eau minimum, protégeant ainsi toute la zone active du perré.

Les essais ont été réalisés suivant deux échelles différentes en considérant des pentes de 1.5:1 et 2.5:1. Les sollicitations ont été réalisées en vagues régulières et en considérant une seule période de vagues. Le programme expérimental a été établi de façon à examiner les principaux facteurs influençant les performances et les comportements de chacune des techniques de réparation testées.

Dans le cas des réparations locales, les essais ont montré que mécanismes de dégradation des perrés réparés sont similaires à ceux des perrés originaux. En termes de performances, les résultats obtenus ont montré que dans le cas des pentes raides (1.5:1), l'efficacité des réparations locales se limite à environ 16%, quelque soit la taille des blocs de réparation utilisée. Par contre, dans le cas des pentes douces (2.5:1), le gain de stabilité augmente avec la taille des blocs de réparation.

La technique de réparation par recouvrement s'est avérée plus efficace. Dans ce cas, l'amélioration des performances augmente avec la taille des blocs de réparation et le pourcentage de recouvrement.

L'étude de terrain a permis de constater que la présence de matériaux fins dans le perré original est l'une des causes d'endommagement. Les essais réalisés en incorporant au perré original 15% et 30% de matériaux fins (par rapport à la masse totale du perré) ont montré que ces derniers continuent d'affecter la stabilité même après réparation et que l'efficacité des réparations restent limitée aussi bien pour les réparations locales que pour les recouvrements. Cette étude a aussi

montré qu'une mise en place soignée des blocs de réparation n'influence pas de façon significative les performances des perrés réparés; elle conduit à un comportement fragile du perré.

Dans le cas des réparations par construction de bermes, deux approches ont été considérées. La première consistait à construire des bermes à comportement statique, en utilisant des enrochements suffisamment gros pour résister aux forces générées par les vagues. La seconde, au contraire, consistait à diminuer la taille des enrochements afin d'arriver à un comportement dynamique, où les déformations du profil, jusqu'à atteindre un profil stable, sont tolérées. Les résultats obtenus ont montré que cette technique permet un accroissement appréciable des performances des perrés endommagés. L'étude réalisée a permis d'examiner le comportement des bermes construites sur des pentes ainsi que l'influence de plusieurs paramètres sur le développement du profil stable comme la gradation et la taille des enrochements, la proximité du fond, la variation du niveau d'eau, l'intensité de la première tempête et la pente du perré original.

Suivant les conditions expérimentales ( $1 < N_s < 4$ ), les résultats ont aussi montré l'existence d'une relation unique entre le nombre de stabilité  $N_s$  et la pente du profil stable  $\text{Cot}(\theta)$ . À partir de cette relation, un modèle de prédiction et de dimensionnement a été développé.

De par leurs performances, leur facilité de réalisation et l'économie qu'elles procurent, les bermes constitueraient une alternative intéressante aussi bien comme ouvrages principaux de protection que comme ouvrages de confortement.

## REMERCIEMENTS

Il me fait plaisir de remercier tout particulièrement mes directeurs de recherche, les professeurs Guy Lefebvre et Karol Rohan pour leurs conseils judicieux et leurs critiques enrichissantes et de m'avoir permis de réaliser cette thèse dans des conditions exceptionnelles.

J'adresse mes sincères remerciements à mon collègue Mahrez Ben Belfadhel pour sa précieuse collaboration.

Je remercie Sabri Senouci, les techniciens, Gérard Cloutier et Éric Drouin ainsi que Nicole Laverdière qui ont participé à l'accomplissement de ce travail.

Je remercie également mes collègues des laboratoires de géotechnique et d'hydraulique pour l'ambiance d'amitié et de coopération qu'ils ont su créer.

Ce travail a été rendu possible grâce à la collaboration d'Hydro-Québec qui a financé cette étude.

À mon épouse, Naima, pour ses encouragements et sa patience sans limites

À mes filles, Naziha et Dalia

À toute ma famille

## TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION.....	1
2	ÉTAT DES CONNAISSANCES.....	5
2.1	Généralités.....	5
2.2	Endommagement des perrés.....	7
2.3	Réparation et maintenance des perrés.....	10
2.4	Conception des ouvrages de protection contre les vagues.....	18
2.4.1	Stabilité statique.....	21
	a) Présentation des formules de stabilité.....	21
	b) Comparaison des formules.....	27
	c) Critères de stabilité et définitions des dommages.....	29
2.4.2	Stabilité dynamique.....	33
2.5	Paramètres influençant la stabilité.....	43
2.5.1	Généralités.....	43
2.5.2	Paramètres structuraux.....	43
	a) Influence de la masse des enrochements.....	43
	b) Influence de la gradation.....	44
	c) Influence de la forme des blocs.....	46
	d) Influence de la résistance des blocs.....	46
	e) Influence de la pente.....	46
	f) Influence de la perméabilité.....	48
2.5.3	Paramètres environnementaux.....	51
	a) Influence de période.....	51
	b) Influence du nombre de vagues.....	52
	c) Influence de l'angle d'attaque de vagues.....	54
	d) Influence de la hauteur de vague.....	55
2.6	Discussion.....	58
3	CONDITIONS GÉNÉRALES DE L'ÉTUDE EXPÉRIMENTALE.....	59
3.1	Généralités.....	59
3.2	Variables intervenant dans la stabilité.....	59
3.2.1	Variables physiques.....	60
3.2.2	Variables adimensionnelles.....	61

3.2.3	Effet d'échelle .....	63
3.2.4	Variables retenues pour la présente étude.....	66
3.3	Conditions expérimentales .....	68
3.3.1	Installations .....	68
3.3.2	Génération des vagues .....	73
3.3.3	Période des vagues .....	73
3.3.4	Enrochements utilisés .....	74
3.4	Procédures générales d'essais .....	75
4	RÉPARATIONS LOCALES .....	76
4.1	Généralités.....	76
4.2	Description de la méthode.....	77
4.3	Programme expérimental et procédure d'essai .....	79
4.4	Critères et procédures d'analyse .....	82
4.5	Réparation des perrés réguliers à pente raide (1.5:1) .....	89
4.5.1	Comportement des perrés originaux.....	89
4.5.2	Description des réparations.....	91
4.5.3	Influence de la taille des blocs de réparation.....	91
	a) Évaluation de la stabilité des réparations .....	94
	c) Mécanismes d'endommagement des réparations.....	95
4.5.4.	Influence du mode de mise en place des blocs de réparation .....	99
	a) Évaluation de la stabilité.....	100
	b) Mécanismes d'endommagement.....	103
4.6	Réparation des perrés réguliers à pente douce (2.5:1).....	104
4.6.1	Comportement des perrés originaux.....	106
4.6.2	Description des réparations.....	106
4.6.3	Influence de la taille des blocs de réparation.....	106
	a) Évaluation de la stabilité.....	108
	b) Mécanismes d'endommagement.....	111
4.7	Réparation des perrés avec matériaux fins, à pente raide (1.5:1).....	112
4.7.1	Influence des matériaux fins sur la stabilité du perré original.....	113
4.7.2	Stabilité des réparations .....	116
	a) Influence du pourcentage de matériaux fins .....	116



b) Influence de la taille des blocs de réparation .....	116
b) Influence du mode de mise en place des blocs de réparation .....	119
Commentaires .....	121
<b>5 RÉPARATION PAR RECOUVREMENTS .....</b>	<b>123</b>
5.1 Généralités.....	123
5.2 Description de la méthode.....	123
5.3 Programme et conditions expérimentaux.....	125
5.4 Analyse des résultats.....	126
5.4.1 Évolution des courbes de dommages.....	126
5.4.2 Gains de stabilité.....	129
5.4.3 Mécanismes d'endommagements.....	132
Commentaires .....	132
<b>6 RÉPARATION PAR BERME.....</b>	<b>133</b>
6.1 Généralités.....	133
6.2 Description du concept de bermes.....	134
6.3 Programme expérimental et procédures d'essais .....	137
6.4 Construction des bermes.....	142
6.4.1 Méthode de construction .....	142
6.4.2 Caractéristiques du profil des bermes en fin de construction.....	142
6.4.3 Ségrégation des blocs .....	146
6.5 Présentation et analyse des résultats.....	150
6.5.1 Évolution des profils des bermes .....	150
6.5.2 Mécanismes de dégradation .....	155
6.5.3 Caractérisation du profil stable.....	156
a) Pentes $\cot(\theta_1)$ et $\cot(\theta_2)$ .....	158
b) Profondeur $h_r$ .....	159
c) Pente du profil stable $\cot(\theta)$ .....	159
d) Épaisseur de berme érodée au niveau d'eau de sollicitation $E_r$ .....	160
6.6 Comportement statique et dynamique .....	163
6.7 Paramètre influençant l'évolution du profil stable.....	168
6.7.1 Influence de la hauteur des vagues et de la taille des enrochements.....	168
6.7.2 Influence de la variation du niveau d'eau de sollicitation.....	168
6.7.3 Influence du nombre de vagues .....	168

6.7.4	Influence de la pente du perré original.....	170
6.7.5	Influence de la proximité du fond.....	172
6.7.6	Influence de l'intensité de la première tempête.....	174
6.7.7	Influence des matériaux fins.....	174
6.7.8	Influence de la gradation des enrochements de la berme.....	176
6.8	Description de l'état des bermes en fin de sollicitation.....	182
6.9	Modèle de dimensionnement des bermes.....	186
6.9.1	Description du modèle.....	186
6.9.2	Données nécessaires.....	186
6.9.3	Procédure de dimensionnement.....	187
6.9.4	Vérification du modèle.....	193
6.9.5	Comparaison avec d'autres essais et modèles.....	198
6.9.6	Vérification de la stabilité statique des bermes par les formules conventionnelles.....	202
6.9.7	commentaires et réserves.....	205
7	COMPARAISON MÉTHODES DE RÉPARATION TESTÉES.....	206
7.1	Généralités.....	206
7.2	Amélioration des performances.....	206
7.3	Choix d'une méthode de réparation.....	209
7.4	Détermination de la taille des enrochements.....	212
8	CONCLUSIONS.....	213
8.1	Réparations locales.....	214
8.2	Réparations par recouvrement.....	215
8.3	Réparations par construction de bermes.....	216
8.4	Travaux futurs.....	216
	RÉFÉRENCES.....	219

## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Schémas type de structures [MEDINA et coll., 1992] .....	6
Figure 2.2	Exemple de dommages subis par des perrés en Suède [HOFF et NIELSEN].....	9
Figure 2.3	Barrage TA-BN avant réparation .....	12
Figure 2.4	Barrage TA-BN après réparation .....	12
Figure 2.5	Brise-lames d'Ashdod (Israël). Profil après endommagement et schéma des réparations.....	13
Figure 2.6	Schémas de placement des blocs en vue d'augmenter la stabilité. [BRUUN et KJELSTRUP, 1981] .....	13
Figure 2.7	Possibilités de réparation des perrés [HOFF et NIELSEN] .....	14
Figure 2.8	Types de réparations envisagées pour les digues de la région La Grande [LEVAY et Coll., 1994] .....	15
Figure 2.9	Techniques de réparation testées. [BEN BELFADHEL, 1990]....	17
Figure 2.10	Coûts de construction et de maintenance en fonction de la période de retour de conception. [RYU et coll., 1992].....	19
Figure 2.11	Coefficient de perméabilité pour différentes structures. [VAN DER MEER, 1988a] .....	25
Figure 2.12	Description du dommage Sd. [CIRIA, 1991].....	25
Figure 2.13	Description de la zone active. [BEN BELFADHEL et coll. 1993]27	28
Figure 2.14	Comparaison des formules de Hudson et Van Der Meer. [CIRIA, 1991] .....	28
Figure 2.15	Comparaison des formules de Hudson et de Van Der Meer. [BEN BELFADHEL et coll., 1996] .....	30
Figure 2.16	Comparaison des formules de stabilité pour une pente de 1.5:1 [BEN BELFADHEL et coll., 1996] .....	31
Figure 2.17	Comparaison des formules de stabilité pour une pente de 3:1 [BEN BELFADHEL et coll., 1996] .....	31
Figure 2.18	Profil en S formé après sollicitation. [PRIEST et coll. 1964] .....	35
Figure 2.19	Comparaison des dommages d'une structure à pente uniforme et profil composé [ERGIN et coll. 1989].....	35
Figure 2.20	Schéma de berme sur pente.....	36
Figure 2.21	Profil en S relevé après sollicitation. [POPOV, 1961].....	38
Figure 2.22	Caractérisation du profil en S. [RYU et SAWARAGI, 1861] .....	38
Figure 2.23	Modèle de dimensionnement des bermes de Kao et Hall [CIRIA 1991] .....	41
Figure 2.24	Classification des enrochements suivant la forme. [CIRIA 1991].	47
Figure 2.25	Profil de dommage type d'un perré pour une pente de 5:1. [AHRENS, 1975] .....	49
Figure 2.26	Profil de dommage type d'un perré pour une pente de 3.5:1. [AHRENS, 1975] .....	49
Figure 2.27	Exemples de profils dynamiquement stables pour différentes pentes. [CIRIA 1991] .....	50
Figure 2.28	Influence de la granulométrie du noyau sur le dommage. [BRUUN et JOHANNESSON, 1976].....	50

Figure 2.29	Caractérisation des déferlements en fonction du nombre d'Iribarren. [CIRIA 1991] .....	53
Figure 2.30	Nombre de stabilité de dommage-nul en fonction du nombre d'Iribarren. [AHRENS et Mc CARTNEY] .....	53
Figure 2.31	Influence de la période sur le profil dynamiquement stable. [VAN DER MEER, 1992] .....	57
Figure 2.32	Comparaison des vagues régulières et irrégulières. [BEN BELFADHEL et coll., 1993] .....	57
Figure 3.1	Évolution des dommages en fonction du nombre de stabilité et de l'échelle des modèles .....	65
Figure 3.2	Plan d'aménagement du canal (grande échelle) .....	69
Figure 3.3	Plan d'aménagement du bassin (petite échelle) .....	69
Figure 3.4	Caractéristiques physiques et géométriques du modèle des essais à grande échelle (canal) .....	70
Figure 3.5	Caractéristiques physiques et géométriques du modèle des essais à petite échelle (bassin) .....	71
Figure 3.6	Reproduction des essais dans le canal .....	72
Figure 4.1	Schéma type des réparations locales .....	78
Figure 4.2	Exemples de contours des surfaces réparées. Réparations locales pente de 1.5:1 .....	80
Figure 4.3	Exemples de contours des surfaces réparées. Réparations locales pente de 2.5:1 .....	80
Figure 4.4	Profils moyens après réparations. Pentes de 1.5:1 .....	81
Figure 4.5	Profils moyens après réparations. Pentes de 2.5:1 .....	81
Figure 4.6	Courbes granulométriques des enrochements .....	84
Figure 4.7	Schématisation des critères de stabilité .....	87
Figure 4.8	Évolution des dommages avant réparation. Pente de 1.5:1 .....	90
Figure 4.9	Évolution des dommages des perrés réparés localement. Perrés sans matériaux fins, pente raide (1.5:1) .....	92
Figure 4.10	Comparaison des courbes de dommages des perrés réparés. Perrés sans matériaux fins, pente raide (1.5:1) .....	93
Figure 4.11	Gain de stabilité limite et de début des dommages. Perrés sans matériaux fins, pente 1.5:1 .....	96
Figure 4.12	Gain de stabilité de début des dommages (S=1) et réserve de stabilité. Perrés sans fins, pente 1.5:1 .....	96
Figure 4.13	Gain de stabilité de début des dommages et réserve de stabilité relative, pente 1.5:1 .....	96
Figure 4.14	Évolution des dommages des perrés réparés suivant trois profils particuliers .....	98
Figure 4.15	Réparation avec réarrangement des blocs. Pente 1.5:1 .....	101
Figure 4.16	Réparation avec réarrangement des blocs. Pente 1.5:1 .....	101
Figure 4.17	Gain de stabilité limite en fonction du mode de mise en place et du diamètre des blocs de réparation. Pente 1.5:1 .....	102
Figure 4.18	Gain de stabilité de début des dommages en fonction du mode de mise en place et du diamètre des blocs de réparation. Pente 1.5:1 .....	102

Figure 4.19	Réserve de stabilité en fonction du mode de mise en place et du diamètre des blocs de réparation. Pente 1.5:1 .....	102
Figure 4.20	Évolution des dommages dans des zones fortement réparées et peu ou pas réparées. Réparation locales avec réarrangement. Pente 1.5:1 .....	105
Figure 4.21	Évolution des dommages avant et après réparations locales. Perrés sans matériaux fins, pente douce (2.5:1) .....	107
Figure 4.22	Comparaison des gains de stabilité des perrés sans matériaux fins. Pentes de 1.5: 1 et 2.5:1 .....	109
Figure 4.23	Réserve de stabilité en fonction de la taille des blocs de réparation. Pente de 2.5:1 .....	110
Figure 4.24	Réserve de stabilité relative en fonction de la taille des blocs de réparation. Pente de 2.5:1 .....	110
Figure 4.25	Évolution des dommages des perrés originaux à 0%, 10% et 15% de matériaux fins. Pente de 1.5:1 .....	114
Figure 4.26	Profils moyens des perrés originaux à la rupture. Pente 1.5:1, 10% et 15% de matériaux fins .....	115
Figure 4.27	Contours des réparations. Essais à 15% de matériaux fins .....	115
Figure 4.28	Évolution des dommages des perrés réparés localement. Pente de 1.5:1, 10% et 15% de fins .....	117
Figure 4.29	Évolution des dommages des perrés réparés en fonction du pourcentage de matériaux fins. Perrés à 10% et 15% de fins. Pente de 1.5:1 ..	118
Figure 4.30	Évolution des dommages des perrés réparés en fonction de la taille des blocs de réparation. Perrés à 10% et 15% de fins. Pente de 1.5:1 ..	118
Figure 4.31	Évolution des dommages des perrés réparés en fonction du mode de mise en place. Perrés à 10% et 15% de fins. Pente de 1.5:1...	120
Figure 5.1	Schéma type du recouvrement.....	124
Figure 5.2	Profil moyen de la réparation par recouvrement. Essai BR2.....	124
Figure 5.3	Profils moyens à la rupture des réparations par recouvrement.....	127
Figure 5.4	Évolution des dommages des perrés réparés par recouvrement....	128
Figure 5.5	Réparation par recouvrement. Variation du gain de stabilité en fonction du % de recouvrement .....	131
Figure 5.6	Réparation par recouvrement. Réserve de stabilité en fonction du % de recouvrement .....	131
Figure 6.1	Berne sur fond horizontal (brise-lames).....	135
Figure 6.2	Berne sur pente de digue en remblais.....	135
Figure 6.3	Granulométries des essais dans le canal .....	141
Figure 6.4	Granulométries des essais dans le bassin.....	141
Figure 6.5	Granulométries des essais avec matériaux fins et gradations étalées .....	141
Figure 6.6	Technique de construction des bermes .....	143
Figure 6.7	Construction de la berme B1 (canal) .....	144
Figure 6.8	Profil en fin de construction de l'essai B5 .....	145
Figure 6.9	Profil en fin de construction de l'essai B18 .....	145
Figure 6.10	Profils maximum, minimum et moyen en fin de construction de l'essai B7 .....	147
Figure 6.11	Profils maximum, minimum et moyen en fin de construction .....	

	de l'essai B10 .....	147
Figure 6.12	Profils maximum, minimum et moyen en fin de construction de l'essai B20 .....	148
Figure 6.13	Ségrégation des blocs lors de la construction de la berme B1.....	149
Figure 6.14	Disposition des blocs suivant les étapes de construction de la berme ( $D_{85}/D_{15}=4.9$ ).....	151
Figure 6.15	Disposition des blocs suivant les étapes de construction de la berme ( $D_{85}/D_{15}=4.9$ ).....	151
Figure 6.16	Disposition des blocs suivant les étapes de construction de la berme ( $D_{85}/D_{15}=4.9$ ).....	151
Figure 6.17	Ségrégation des blocs lors de la construction. Répartition des blocs suivant la taille .....	152
Figure 6.18	Essai B3. Évolution des profils pour le niveau de sollicitation bas	153
Figure 6.19	Essai B5. Évolution des profils pour le niveau de sollicitation bas	153
Figure 6.20	Comparaison des écoulements pour un perré conventionnel (mince) et un perré épais [HALL, 1987] .....	155
Figure 6.21	Comparaison des écoulements pour un perré conventionnel (mince) et un perré épais [HALL, 1987] .....	155
Figure 6.22	Caractéristiques du profil stable .....	157
Figure 6.23	Variation de la pente du profil stable en fonction de $N_s$ pour chaque phase .....	161
Figure 6.24	Variation de la pente du profil stable en fonction de $N_s$ . Phases 1 à 4.	162
Figure 6.25	Variation de l'épaisseur érodée en fonction de $N_s$ pour chaque phase	164
Figure 6.26	Variation de l'épaisseur érodée en fonction de $N_s$ pour les phases 1 à 4 .....	165
Figure 6.27	Variation de la pente du profil stable des bermes Dynamiques .....	167
Figure 6.28	Variation de la pente du profil stable des bermes statiques.....	167
Figure 6.29	Évolution des dommages des essais B3 et B16.....	169
Figure 6.30	Essai B20, effet du nombre de vagues .....	169
Figure 6.31	Influence de la pente du perré original sur la pente du profil stable	171
Figure 6.32	Influence de la pente du perré original sur les dommages .....	171
Figure 6.33	Comparaison des profils stables après sollicitation au niveau bas du marnage.....	173
Figure 6.34	Influence du fond du canal sur la pente du profil stable.....	175
Figure 6.35	Comparaison des essais généraux et des essais avec attaque brutale	175
Figure 6.36	Comparaison des pentes des profils stables des essais généraux et des essais avec matériaux fins.....	177
Figure 6.37	Influence des matériaux fins sur les largeurs de bermes érodées ...	178
Figure 6.38	Influence de la gradation sur la pente du profil stable.....	180
Figure 6.39	Disposition des gros blocs en fin de sollicitation lors de l'essai B20 $D_{85}/D_{15}=4.9$ .....	181
Figure 6.40	Disposition des gros blocs en fin de sollicitation lors de l'essai B20 $D_{85}/D_{15}=4.9$ .....	181
Figure 6.41	Essais B7. État de la berme en fin de construction (a) et en fin de sollicitation (b).....	183
Figure 6.42	Essais B10. État de la berme en fin de construction (a) et en fin de sollicitation (b).....	184

Figure 6.43	Essais B20. État de la berme en fin de construction (a) et en fin de sollicitation (b).....	185
Figure 6.44	Variation de la pente du profil stable .....	188
Figure 6.45	Variation de la pente du profil stable. Essais généraux et essais avec attaque brutale .....	188
Figure 6.46	Variation de l'épaisseur érodée en fonction de $N_s$ .....	189
Figure 6.47	Étapes de dimensionnement des bermes sur perré.....	191
Figure 6.48	Étapes de dimensionnement des bermes de brise-lames.....	192
Figure 6.49	Vérification du modèle pour l'essai B1 .....	194
Figure 6.50	Vérification du modèle pour l'essai B2 .....	195
Figure 6.51	Vérification du modèle pour l'essai B3 .....	196
Figure 6.52	Vérification du modèle pour l'essai B16 .....	197
Figure 6.53	Comparaison des pentes des profils stables des essais généraux et des essais de Davies et coll.....	201
Figure 6.54	Comportement statique des bermes. Évolution des dommages....	203
Figure 6.55	Comportement statique des bermes. Comparaison des dommages obtenus avec la formule de Van Der Meer.....	203
Figure 7.1	Comparaison des gains de stabilité des réparations locales, par recouvrement et théorique pour perrés conventionnels .....	207
Figure 7.2	Comparaison des réserves de stabilité relatives des réparations locales et par recouvrement.....	207
Figure 7.3	Berme B1. Profil en fin d'essai.....	210
Figure 7.4	Berme B2. Profil en fin d'essai.....	210

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Variation des dommages tolérables $S_d$ , en fonction de la pente [VAN DER MEER, 1988a].....	24
Tableau 2.2	Variation du pourcentage de dommage $P_d$ en fonction de la pente..	27
Tableau 3.1	Résumé des variables adimensionnelles .....	62
Tableau 3.2	Résumé des rapports d'échelle en similitude de Froude.....	66
Tableau 3.3	Résumé des variables retenues pour les essais de réparations locales	67
Tableau 3.4	Résumé des variables retenues pour les essais de réparation par recouvrement .....	67
Tableau 3.5	Résumé des variables retenues pour les essais de réparation par construction de bermes.....	67
Tableau 3.6	Résumé des caractéristiques géométriques et physiques des perrés originaux du canal et du bassin .....	68
Tableau 4.1	Caractéristiques des zones réparées des ouvrages de la région La Grande. Comparaison avant et après réparations.....	77
Tableau 4.2	Résumé des plages de variation des paramètres étudiés.....	83
Tableau 4.3	Résumé des conditions expérimentales des essais de réparations locales	83
Tableau 4.4	Variation des gains et réserves de stabilité des perrés réguliers à pente raide (1.5:1) en fonction de la taille des blocs de réparation	94
Tableau 4.5	Variation des gains et réserves de stabilité des perrés réguliers à pente raide (1.5:1) en fonction de la taille des blocs de réparation. Essais avec réarrangement des blocs de réparation.....	103
Tableau 4.6	Variation des gains et réserves de stabilité des perrés réguliers à pente douce (2.5:1), en fonction de la taille des blocs de réparation	111
Tableau 5.1	Résumé des conditions expérimentales des essais de réparation par recouvrement .....	125
Tableau 5.2	Variation des gains de stabilité limites et réserves de stabilité relatives des perrés réparés par recouvrements.....	130
Tableau 6.1	Résumé des plages de variations des paramètres étudiés .....	138
Tableau 6.2	Résumé des conditions expérimentales des essais .....	139
Tableau 6.3	Vérification du modèle de dimensionnement par les essais.....	198
Tableau 6.4	Résumé des essais de la SEBJ utilisés pour la comparaison .....	200



## Liste des notations

A:	Section érodée;
d:	Profondeur d'eau;
D:	Diamètre de tamisage;
$D_{50}$ :	Diamètre médian des enrochements;
$(D_{50})_R$ :	Diamètre médian des enrochements de réparation;
$(D_{50})_C$ :	Diamètre médian des enrochements du coussin (filtre);
$D_{n50}$ :	Diamètre nominal médian des enrochements $(W_{50}/\rho_r)^{1/3}$ ;
$(D_{n50})_R$ :	Diamètre nominal médian des enrochements de réparation;
$(D_{50})_R/D_{50}$ :	Rapport des blocs de réparation aux blocs du perré original;
$D_{85}$ :	Diamètre des enrochements supérieur à 85% des enrochements de l'échantillon;
$D_{15}$ :	Diamètre des enrochements supérieur à 15% des enrochements de l'échantillon
$D_{85}/D_{15}$ :	Gradation des enrochement;
$(D_{85}/D_{15})_R$ :	Gradation des enrochements de réparation;
$E_p$ :	Épaisseur de la couche de protection;
$E_r$ :	Épaisseur de la couche érodée;
$E_r/D_{n50}$ :	Rapport de l'épaisseur érodée à la taille des enrochement;
$G_{S=1}$ :	Gain de stabilité pour le début des dommages $(H_{S=1})_R/H_{S=1}$ ;
$G_L$ :	Gain de stabilité limite $(H_L)_R/H_L$ ;
H:	Hauteur de vagues (régulières);
$H_L$ :	Hauteur de vagues correspondant à la stabilité limite du perré original;
$(H_L)_R$ :	Hauteur de vagues correspondant à la stabilité limite du perré réparé;
$H_{S=1}$ :	Hauteur de vagues correspondant au début des dommages du perré original;

$(H_{S=1;})_R$ :	Hauteur de vagues correspondant au début des dommages du perré réparé;
$H_S$ :	Hauteur significative des vagues naturelles (irrégulières);
$H_D$ :	Hauteur de vagues de conception ( $H_D=1.27$ à $1.37 H_S$ )
$h_r$ :	Profondeur active des vagues;
$h_r/H_S$ :	Rapport de la profondeur active à la hauteur significative des vagues;
$K$ :	Coefficient de forme des enrochements;
$N$ :	Nombre de vagues;
$N_S$ :	Nombre de stabilité ( $H/\Delta D_{n50}$ );
$PF$ :	Pourcentage de matériaux fins;
$R$ :	Réserve de stabilité $(H_L)_R/(H_{S=1;})_R$ ;
$RR$ :	Réserve de stabilité relative $(H_L)_R/H_{S=1;}$ ;
$S$ :	Domage $(A/(D_{n50})^2)$
$T$ :	Période des vagues régulières;
$W$ :	Masse des enrochements;
$W_{50}$ :	Masse médiane des enrochements;
$Cot(\alpha)$ :	Pente du perré original;
$Cot(\theta), Cot(\theta_1), Cot(\theta_2)$	Pentes du profil
$\nu$	Viscosité cinématique de l'eau;
$\phi$	Angle de repos naturel des enrochements;
$\beta$	Angle d'attaque des vagues;
$\rho_w$ :	Masse volumique de l'eau;
$\rho_r$ :	Masse volumique des enrochements;
$\Delta$ :	$(\rho_r/\rho_w)-1$ ;

## **CHAPITRE 1**

### **INTRODUCTION**

L'usage des enrochements est très répandu dans le domaine du génie civil, particulièrement dans la protection des ouvrages contre les vagues générées par les vents. Ces ouvrages peuvent être maritimes, tel que les brise-lames, ou continentaux tels que les talus amont des barrages. La popularité de ce type de protection, communément appelé perré, est essentiellement due à sa facilité de mise en oeuvre, sa flexibilité et ses coûts relativement moins élevés comparés à ceux des autres protections artificielles, tels que les blocs de béton.

La majorité des ouvrages de protection réalisés à travers le monde, sont conçus suivant des méthodes conventionnelles, c'est à dire composés généralement de une ou deux couches d'enrochements posés sur un filtre (coussin). Ces méthodes, relativement bien connues, sont basées sur le concept de stabilité statique où très peu de dommages sont tolérés. Mais malgré les efforts et les progrès réalisés dans la connaissance des paramètres environnementaux et structuraux, ainsi que dans les méthodes de conception et de construction, ces ouvrages subissent parfois des dommages plus ou moins importants, pouvant évoluer jusqu'à mettre en danger toute la structure s'ils ne sont pas réparés à temps.

L'objectif principal des réparations est d'améliorer les performances d'un perré endommagé, afin qu'il puisse continuer à assurer sa fonction de protection contre les vagues en toute sécurité. Le choix de la méthode de réparation la mieux adaptée à un perré donné, sa réussite ou son échec, dépendent en grande partie d'une connaissance approfondie des causes et des mécanismes d'endommagement, faute de quoi, on risque de voir le perré réparé subir les mêmes dommages pour les mêmes causes.

Actuellement, il n'existe que très peu d'informations et de données sur les méthodes de réparations ou sur les perrés réparés, de même que très peu d'études ont été menées dans ce sens. Le peu d'informations disponible, montre que les réparations sont très onéreuses et souvent réalisées selon le jugement et l'expertise des ingénieurs, sans pouvoir prédire leur comportement ni leur efficacité.

C'est devant ce manque d'informations et dans un contexte générale de réparation et de confortement des perrés que la présente étude a été élaborée et réalisée. Les objectifs principaux étaient d'une part, d'étudier les performances des méthodes de réparation les plus utilisées et d'autre part, d'examiner les différents paramètres influençant l'efficacité de chacune d'entre elles. L'approche générale adoptée consistait à augmenter la taille des enrochements de réparation par rapport à celle du perré original, en procédant soit par des réparations locales, c'est à dire limitées aux zones endommagées uniquement, soit par des recouvrements entiers ou partiels de la surface du perré par une mince couche d'enrochements, soit par le recouvrement de la même surface par une épaisse couche d'enrochements, c'est à dire la construction par simple déversement à partir de la crête, d'une berme à grande perméabilité.

Les bermes peuvent être conçues en stabilité statique, en choisissant des blocs suffisamment gros. Dans ce cas, la stabilité est assurée surtout par le poids et l'imbrication et les déformations du profil original sont peu tolérées. Mais elles peuvent être aussi conçues en stabilité dynamique, en réduisant la taille des enrochements. Dans ce dernier cas, le profil peut évoluer jusqu'à atteindre un profil stable qui, combiné à une perméabilité élevée, permet une réduction assez importante des forces déstabilisatrices, ce qui confère à la berme une plus grande stabilité.

Le concept de berme est relativement récent, il a été adopté et mis en pratique par Baird et Hall [1984a, 1984b]. Actuellement, il n'existe que deux modèles de conception pour ce type d'ouvrages, tous deux développés à partir d'essais en laboratoire, principalement pour les ouvrages de protections côtiers tels que les brise-lames, c'est à dire des structures reposant sur des fonds quasi-horizontaux [KAO et HALL 1990, VAN DER MEER 1988a]. Dans ce cas, les comportements ainsi que les mécanismes d'évolution du profil stable commencent à être bien documentés. Par contre, la construction de bermes sur des talus de barrages en remblais n'est pas bien connue et il n'existe actuellement que très peu de données et d'informations sur leur comportement.

Le modèle de Kao et Hall a été développé pour une configuration géométrique bien spécifique, ce qui rend son utilisation difficile pour d'autres configurations. Le modèle de Van Der Meer quant à lui est valable surtout pour la stabilité dynamique. Pour les bermes statiques, il préconise l'utilisation des formules de stabilité établies pour les perrés conventionnels, moyennant un coefficient de perméabilité correspondant à celle des bermes. Mais cette façon de faire pourrait

surestimer la stabilité de ces dernières. En effet, contrairement au perrés conventionnels, les bermes sont déversées et se caractérisent en fin de construction par des pentes assez raides et une moins bonne imbrication, ce qui peut les rendre, pour une même hauteur de vague de sollicitation, plus sensibles à l'endommagement. De plus, concernant l'influence de certains paramètres, ces deux modèles sont parfois contradictoires comme c'est le cas pour la gradation des enrochements et la période des vagues.

De part l'économie qu'elles procurent et leur facilité d'exécution, les bermes peuvent constituer une bonne alternative aussi bien comme ouvrages principaux de protection contre les vagues que comme ouvrages additionnels de confortement des ouvrages existants. Pour cela, la présente étude comprend aussi une étude approfondie sur le comportement des bermes construites sur des pentes de barrages en remblais. Les principaux objectifs étaient d'examiner les concepts de stabilité statique et dynamique ainsi que les mécanismes et les paramètres influençant l'évolution du profil stable, pour aboutir enfin à un modèle de dimensionnement.

Ainsi, ce document présente les résultats d'une étude de trois différentes méthodes de réparations et de confortement des perrés de protection contre les vagues des barrages en remblais. Ces résultats ont fait l'objet de plusieurs rapports de recherche [LEFEBVRE et Coll. 1991 et 1992a; BEN BENFADHEL et coll. 1991; BAHIDJ et coll. 1995]. Le programme expérimental a été orienté de façon à examiner l'ensemble des aspects relatifs aussi bien à la construction, aux mécanismes, qu'à l'influence des différents paramètres sur chacune des méthodes. Les conditions générales d'expérimentation étaient proches de celles rencontrées sur les ouvrages de la région La Grande, qui ont servi de référence pour l'établissement des modèles réduits en laboratoire.

Le chapitre 2, présente l'état des connaissances actuelles sur les mécanismes d'endommagement, les réparations et les concepts de stabilité statique et dynamique. Les principaux paramètres influençant la stabilité sont ensuite examinés, en comparant les deux concepts.

Le chapitre 3 présente les conditions expérimentales et les différentes variables considérées dans la présente étude.

Le chapitre 4, est consacré à l'étude expérimentale des réparations locales. Cette étude a été réalisée en considérant des perrés à pentes raides et à pentes douces. Elle a permis aussi d'étudier l'influence sur l'efficacité des réparations, de la grosseur des blocs, du mode de mise en place des blocs de réparation, ainsi que la présence des matériaux fins dans le perré original.

Le chapitre 5, quant à lui, présente l'étude des réparations par recouvrements. La grosseur des blocs et le pourcentage de recouvrement ont été les principaux paramètres étudiés.

Le chapitre 6 est consacré aux résultats de l'étude expérimentale sur la technique de réparation par bermes. Ce chapitre présente une description détaillée des bermes en fin de construction et en fin de sollicitation, ainsi qu'un examen des paramètres influençant le profil stable. Au terme de cette analyse, un modèle de dimensionnement a été présenté.

Le chapitre 7 présente une comparaison des différentes méthodes de réparation testées.

Finalement, les conclusions générales et la synthèse des principaux résultats sont présentées au chapitre 8.

## CHAPITRE 2

### ÉTAT DES CONNAISSANCES

#### 2.1 Généralités

Les structures en enrochements destinées à la protection des ouvrages contre les vagues, peuvent être classées suivant leurs concepts de stabilité, en structures statiquement ou dynamiquement stables.

Les structures statiquement stables, tels que les perrés minces, sont les structures pour lesquelles les dommages et les déformations du profil original sont peu tolérés. Dans ce cas, la résistance face aux attaques répétées des vagues est assurée par le poids et l'imbrication des enrochements. Par contre, pour les structures dynamiquement stables, telles que les bermes, une évolution du profil original, jusqu'à atteindre un profil plus stable en forme de "S", est tolérée. Cette évolution entraîne un déplacement important des enrochements qui se traduit par un adoucissement de la pente. Cet adoucissement provoque une réduction considérable des forces hydrodynamiques et contribue à la stabilité des structures.

Dès les années 60, plusieurs auteurs ont montré que les profils en forme de "S", développés lors des sollicitations, étaient plus stables que les profils uniformes desquels ils dérivait [POPOV, 1961; PRIEST et coll., 1964; BRUUN et coll., 1976]. Par la suite, en adoptant le profil en "S", de nouvelles méthodes de conception, non conventionnelles, ont été introduites. La figure 2.1 montre des coupes typiques de structures conventionnelles, tels les perrés minces, et non conventionnelles, tels les perrés en forme de "S" et les bermes.

Le concept de bermes a été introduit par Baird et Hall [1984a, 1984b]. Il a été surtout développé pour la protection des ouvrages maritimes et la majorité des études existant jusqu'à présent ont été réalisées dans ce sens. Par contre, il est moins connu pour la protection contre les vagues des talus amont des barrages en remblais où il n'existe que très peu d'études. Les bermes peuvent être conçues aussi bien comme ouvrages principaux de protection contre les vagues que comme ouvrages de confortement d'ouvrages existants.

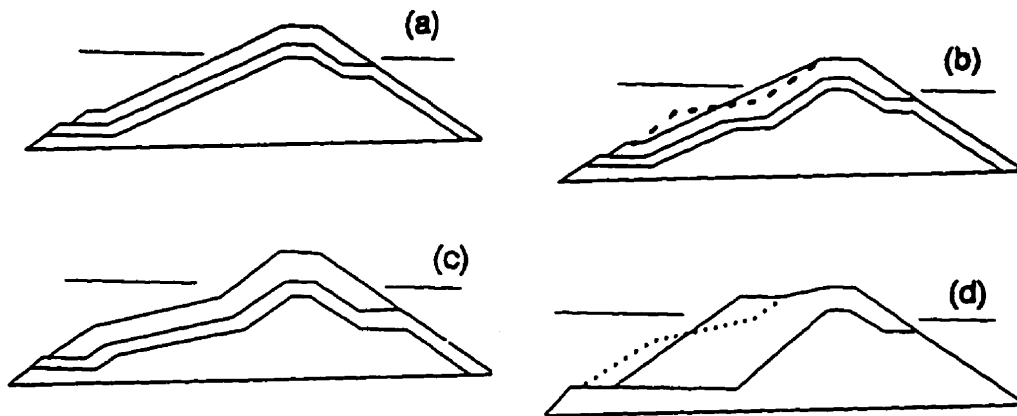


Figure 2.1 Schémas types de structures:  
a) conventionnelle  
b) avec terrasse  
c) profil en S  
d) berme  
[MEDINA et coll., 1992]:



Le concept de stabilité statique est relativement bien connu et largement utilisé. Le concept de stabilité dynamique, par contre, est relativement récent et moins connu surtout pour les barrages en remblais. Ainsi, dans le cadre de cette étude, dont l'un des objectifs principaux est d'examiner les aspects de stabilité statique et dynamique dans un contexte de réparation ou de confortement des perrés endommagés, l'état des connaissances sera développé en passant en revue successivement l'endommagement des perrés et leur réparation, l'évolution des méthodes de conception ainsi que les principaux facteurs influençant la stabilité.

## 2.2 Endommagement des perrés

Les structures conventionnelles en enrochement sont généralement conçues de façon à assurer, sans dommages appréciables, la protection des ouvrages contre les vagues. De façon générale, l'endommagement des perrés est relié à une sollicitation dépassant la résistance de la structure. Les causes de ces dépassements sont diverses et parfois complexes, résultant d'un ensemble de facteurs environnementaux (vagues) et structuraux (perrés). Les dommages sont définis comme étant un changement dans l'état de la structure, qui peut être caractérisé par:

- le profil extérieur;
- la section;
- l'intégrité des éléments constituants.

Dans le cas des enrochements, les dommages correspondent à un déplacement de blocs ou une perte de matériaux, engendrant une réduction de la fonction de protection. Ces dommages peuvent évoluer plus ou moins rapidement jusqu'à atteindre la rupture qui peut être définie comme étant l'ultime degré de dommage correspondant à une perte inacceptable de la fonction de protection.

En pratique, un perré est dit excellent s'il n'a subi aucun dommage et en rupture s'il a subi d'importants dommages (coussin visible), ou a nécessité plusieurs opérations de maintenance et de réparation [ESMIOL, 1968; PETERS et TOWLE, 1979].

Les causes des dommages sont variées. Esmiol [1968] a résumé les résultats d'une enquête réalisée sur les perrés de cent quarante-neuf barrages de l'ouest des États-Unis par l'US Bureau of Reclamation. Il en ressort que cinquante et un perrés ont été jugés en état de rupture du fait qu'ils

avaient nécessité plusieurs réparations. L'action des vagues et des glaces ainsi que la fragmentation ont été identifiées comme étant les principales causes des dommages.

Sherman et Nylander [1970], lors d'une enquête sur les perrés en Suède, rapportent les causes suivantes de dommage :

- hauteur de revanche insuffisante;
- présence de matériaux meubles;
- mise en place inadéquate du perré;
- altération des blocs par les cycles de séchage-mouillage.

Hoff et Nielsen [1985], quant à eux, ont recensé les causes suivantes de dommage pour certains barrages norvégiens:

- décomposition des blocs;
- sous-dimensionnement du perré;
- placement instable du perré;
- loi des filtres non respectée entre le perré et le coussin.

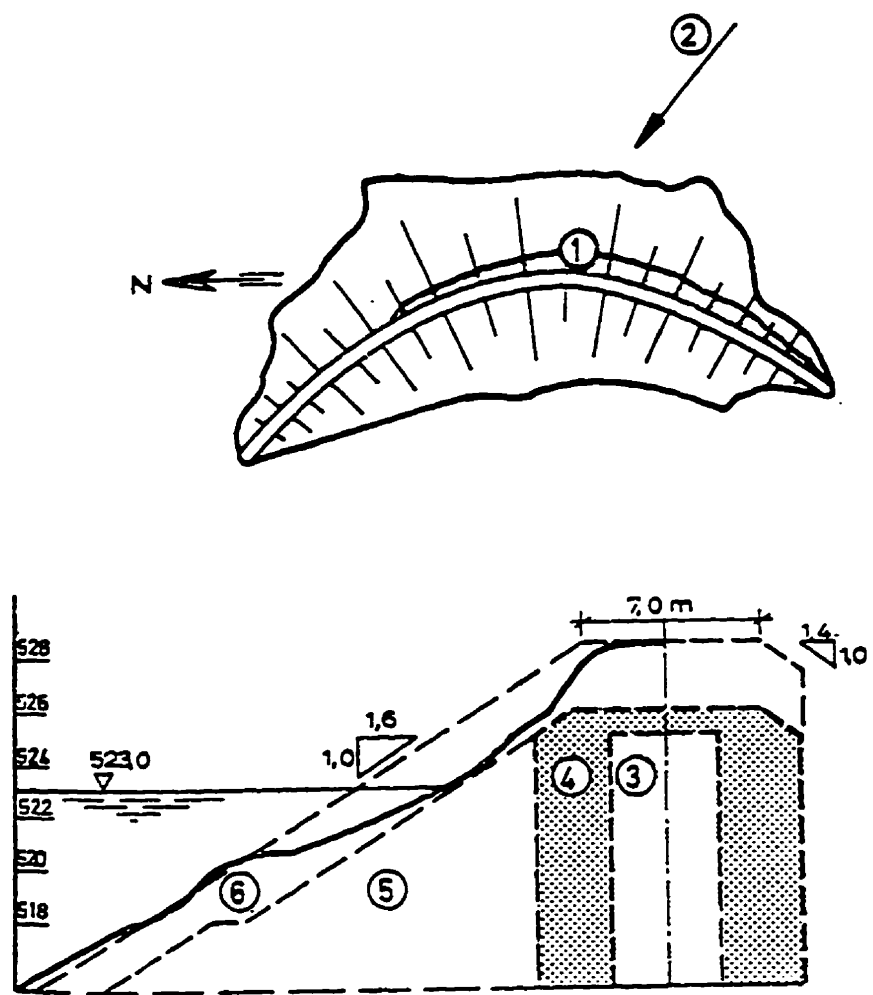
Les ouvrages suédois et norvégiens se caractérisent par des pentes raides d'environ 1.6:1. Dans les deux études rapportées précédemment, les dommages se caractérisent par un déplacement des blocs entre le niveau d'eau et la crête et essentiellement par l'affaissement de cette dernière. La figure 2.2 présente un exemple de dommage ayant lieu sur un barrage en Suède.

Au Québec (Canada), une étude détaillée a été menée sur le comportement des perrés de quatorze ouvrages du complexe hydroélectrique de la région La Grande (Québec) [BEN BELFADHEL 1987; LEFEBVRE et coll., 1992b, 1995; ROHAN et coll. 1994]. Ces ouvrages sont caractérisés par des pentes variant de 1.5:1 à 2.25:1 et des hauteurs pouvant atteindre jusqu'à 162 m. Cette étude a montré que les dommages recensés sont dus essentiellement à:

- un sous-dimensionnement des perrés;
- la présence de matériaux fins dans les enrochements, surtout dans le cas des pentes raides.

De même, cette étude a permis de recenser les mécanismes de dégradation suivants:

- l'érosion ou l'entraînement progressif des blocs à la surface du perré;



Dam Akersvatn. Sliding of upstream slope autumn 1975  
 Barrage d'Akersvatn. Glissement du parement amont à l'automne 1975

- |                               |                                  |
|-------------------------------|----------------------------------|
| 1. Sliding area               | 1. Surface de glissement         |
| 2. Wind direction             | 2. Direction du vent             |
| 3. Moraine core               | 3. Noyau en moraine              |
| 4. Filter zone — sandy gravel | 4. Zone de filtre sable/graviers |
| 5. Rockfill                   | 5. Enrochement                   |
| 6. Selected blocks > 0,5 m'   | 6. Blocs sélectionnés > 0,5 m'   |

Figure 2.2 Exemple de dommages subis par des perrés en Suède.  
 [HOFF et NILSEN, 1985]

- l'entraînement localisé des blocs du perré qui laisse une nette dépression;
- le lessivage du coussin;
- la formation de terrasses ou de plages en surplomb par rapport à la pente du talus;
- des effondrements, jusqu'à la crête, suite à des affaissement au niveau du plan d'eau;
- la fragmentation des blocs due à l'action du climat et des chocs imposés par les vagues.

En 1992, une étude similaire à la précédente a été menée par la Société d'énergie de la Baie James (SEBJ) sur les ouvrages du complexe La Grande, (Québec). Suite à cette étude, Levay et coll. [1994] ont retenu les causes suivantes de dommage:

- la présence de matériaux fins (moins de 300 mm);
- la mauvaise imbrication des blocs et la présence de vides;
- le sous-dimensionnement du perré pour certains cas.

### **2.3 Réparation et maintenance des perrés**

Les perrés endommagés doivent être réparés afin d'assurer la sécurité des ouvrages qu'ils protègent. Pour être fiables, ces réparations doivent tenir compte des causes ayant engendré les dommages, des mécanismes d'endommagement et des critères de conception.

Jusqu'à présent, les réparations sont réalisées de façon quasi empiriques selon le jugement et l'expérience des ingénieurs, sans pouvoir prédire leur compétence et leur fiabilité. De même qu'il n'existe que très peu études permettant une approche rationnelle de cette question.

Ben Belfadhel et coll., [1991] ont présenté les résultats des relevés de terrain des zones réparées en 1990 et 1991, de six ouvrages du complexe hydroélectrique La Grande (Québec). Ces relevés ont montré que, de façon générale, les réparations ont été effectuées dans les zones comprises entre le niveau d'eau et la crête, en remplaçant les blocs déplacés et en ajoutant de nouveaux blocs. Un réarrangement général du perré a été effectué afin de donner à ce dernier une allure régulière, une pente uniforme et conférer une meilleure imbrication aux enrochements. Ces relevés ont aussi montré que dans certains cas, les réparations ont conduit à un adoucissement de la pente ou à une augmentation de la taille des enrochements de 1 à 49% en termes de  $D_{50}$ . D'autre part, ces relevés ont permis de constater les difficultés techniques liées à l'utilisation de ce type de réparation, surtout lorsque les distances entre les zones à réparer et la crête deviennent

importantes. Les figures 2.3, 2.4 montrent l'état général du perré avant et après réparation pour le barrage TA-BN du réservoir La Grande 3 (LG3).

Naheer et Buslov [1983] ont présenté le cas des réparations effectuées sur un brise-lames du port d'Ashdod en Israël. Une coupe typique de cette réparation est présentée à la figure 2.5. Initialement cet ouvrage était protégé par des tétrapodes. Après endommagement, une quantité importante d'éléments a été déplacée vers le pied du brise-lames, formant ainsi une pente très douce sous le niveau d'eau de sollicitation. Lors des réparations, les ingénieurs ont décidé de garder cette pente telle quelle et de réparer la partie supérieure, en y ajoutant des enrochements, profitant ainsi d'une considérable réduction de l'effet des vagues. Lors d'une autre tempête, ces réparations ont subi d'autres dommages qualifiés de mineurs. D'après Naheer et Buslov [1983], ces dommages sont dus à un manque d'imbrication suite aux difficultés rencontrées lors de la mise en place.

Kibly et coll., [1964] ont présenté des cas de réparations effectuées sur des jetées des côtes de l'Oregon, (USA). Ces réparations ont été réalisées par déversement d'enrochement à partir de la crête au droit des zones endommagées. La majorité de ces réparations a été à nouveau endommagée dès les premières tempêtes. Un examen détaillé des réparations non endommagées a révélé la présence de blocs dont l'axe le plus long était perpendiculaire à la pente, susceptibles d'avoir contribué à augmenter la résistance. Cette disposition particulière des blocs a été préconisée plus tard pour d'autres réparations. La figure 2.6 présente un schéma de cette disposition.

Hoff et Nielsen [1985] ont présenté différentes techniques de réparation et de confortement dans le cas des barrages. La figure 2.7 résume ces techniques.

La figure 2.8, quant à elle, présente différentes techniques de réparation proposées par la SEBJ [LEVAY et coll., 1994] pour les barrages du complexe La Grande, (Québec). Ces différentes techniques ont fait l'objet d'une étude sur modèle hydraulique, réalisée au laboratoire du Conseil National de Recherches du Canada (Ottawa) [Davies et coll. 1994]. À noter que des travaux de réfection ont été entrepris en 1993 au Complexe hydroélectrique La Grande (nord québécois) et qu'en fin 1995, environ 1800000 tonnes d'enrochements ont été placés, principalement sous forme de bermes.

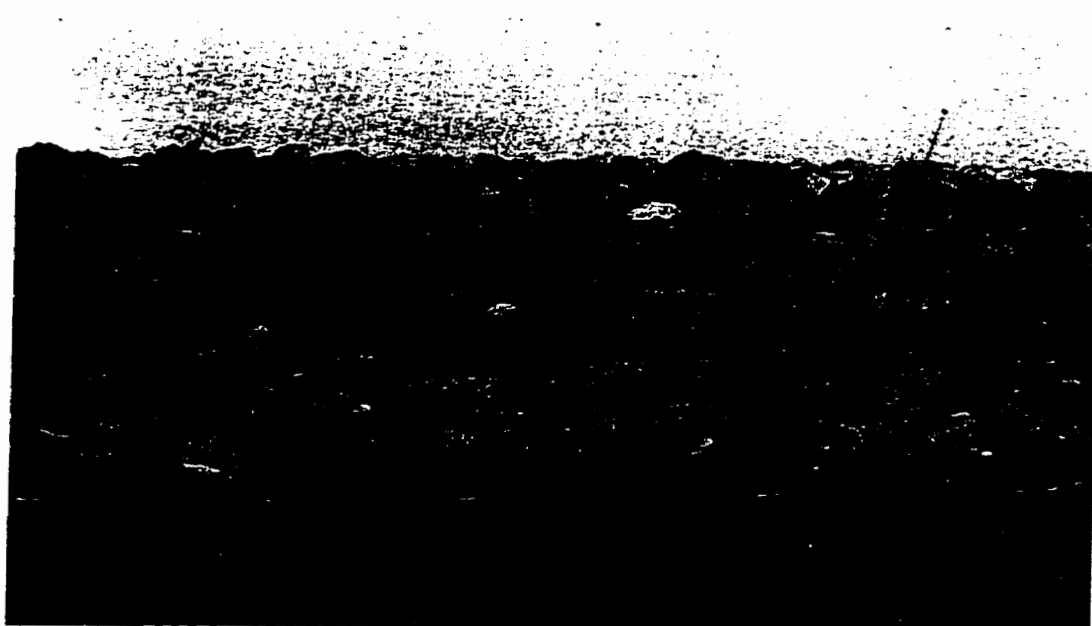


Figure 2.3 Barrage TA-BN (LG3), avant réparation.

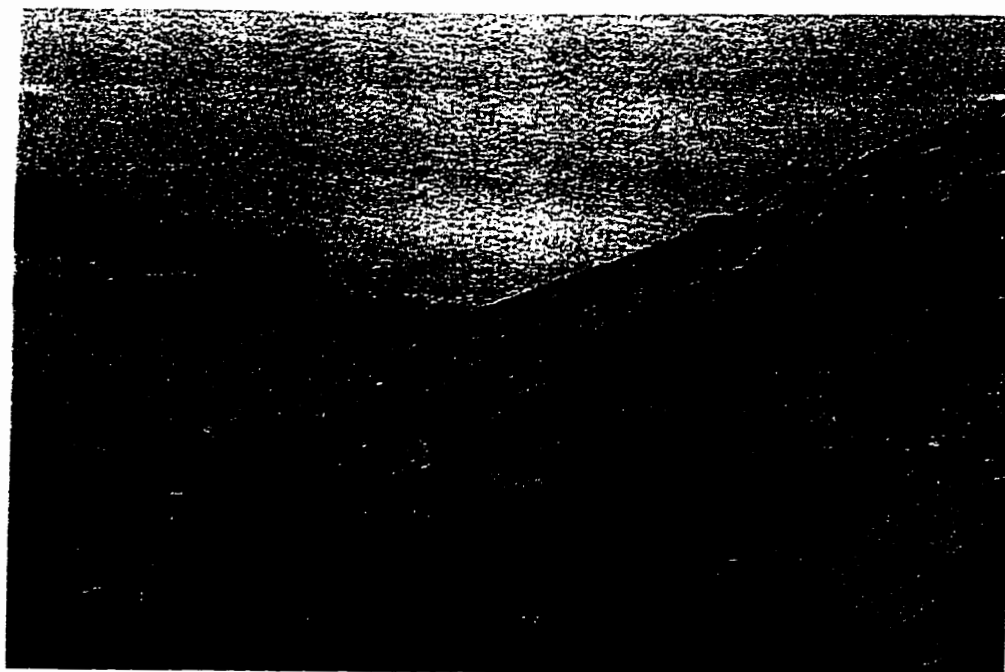


Figure 2.4 Barrage TA-BN (LG3), après réparation.

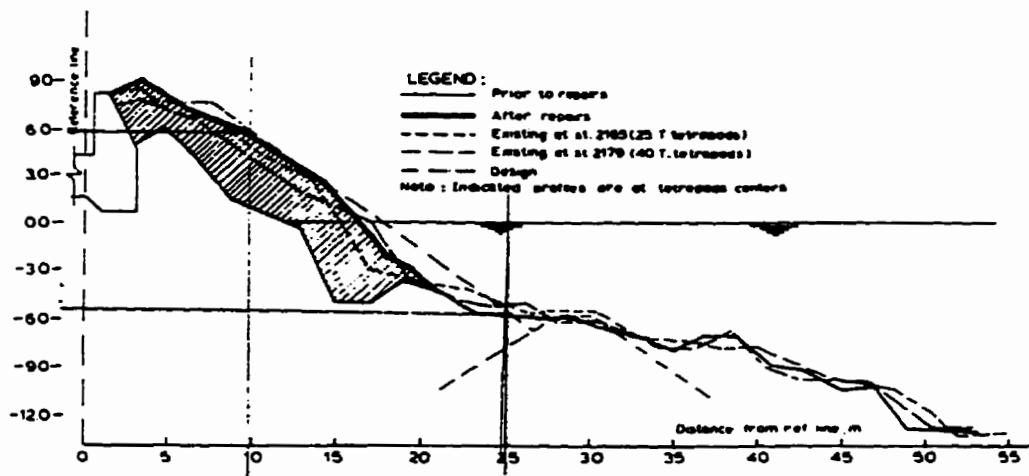


Figure 2.5 Brise-lames d'Ashdod (Israël). Profil après endommagement et schéma des réparations. [NAHER et BUSLOV, 1983]

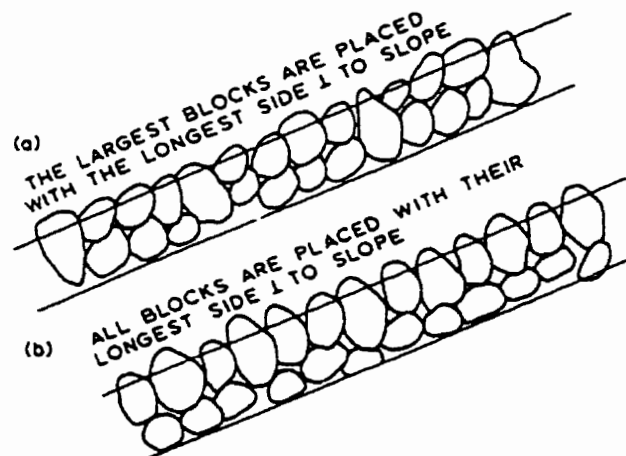
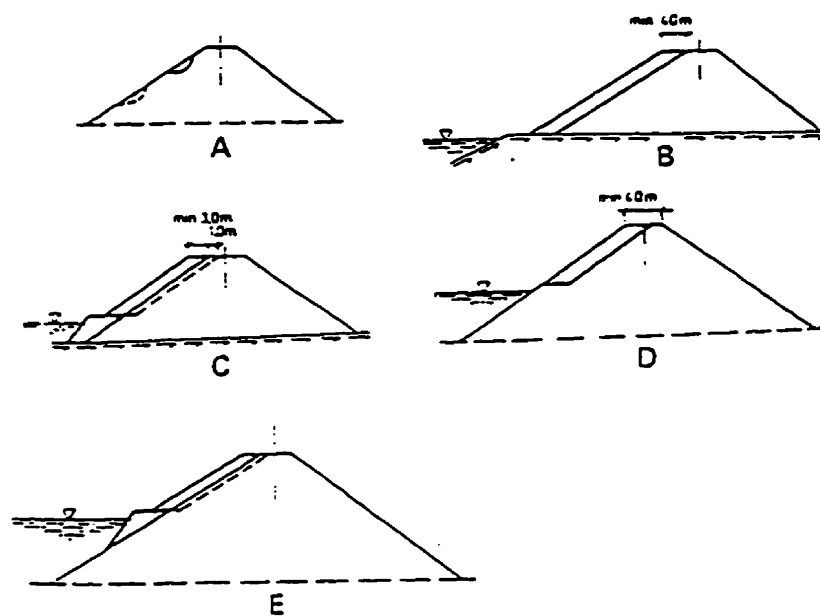


Figure 2.6 Schémas de placement des blocs en vue d'augmenter la stabilité. [BRUUN et KJELSTRUP, 1981]



Different ways of repairing and strengthening upstream slope protection  
*Possibilités de réparation et de renforcement de la protection du parement amont*

- |   |   |   |   |
|---|---|---|---|
| A | Partial repair  | A | Réparation partielle  |
| B | Enlarging   | B | Epaississement  |
| C | Enlarging from dumped coarse fractionated rockfill        | C | Epaississement par décharge de gros blocs fractionnés             |
| D | Replacement of slope protection                           | D | Remplacement de la protection du parement                         |
| E | Partly enlarging from dumped coarse fractionated rockfill | E | Partiel élargissement par décharge de gros blocs de roche choisis |

Figure 2.7 Possibilités de réparation des perrés [HOFF et NILSEN, 1985]



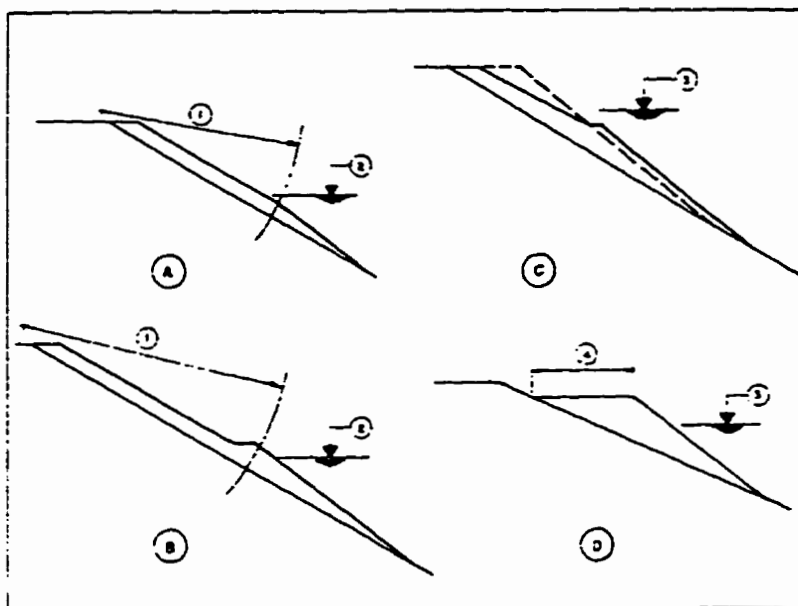


Fig. 12

Systematic repair  
*Réparation systématique*

- |   |  |
|---|--|
| (A) Single layer of riprap                | (A) <i>Couche mince de riprap</i>                  |
| (B) Single layer of riprap with mini berm | (B) <i>Couche mince de riprap et mini-risberme</i> |
| (C) Berm at crest level                   | (C) <i>Risberme au niveau de la crête</i>          |
| (D) Berm below crest level                | (D) <i>Risberme sous le niveau de la crête</i>     |
| (1) Reach of equipment                    | (1) <i>Portée de l'équipement</i>                  |
| (2) Water level during repair             | (2) <i>Niveau d'eau durant la réparation</i>       |
| (3) Maximum reservoir level               | (3) <i>Niveau maximal du réservoir</i>             |
| (4) 7.0 m minimum                         | (4) <i>Minimum 7,0 m</i>                           |

Figure 2.8 Types de réparations envisagées pour les digues de la région La Grande. [LEVAY et coll., 1994]

Groeneveld et coll., [1984] ont présenté une méthode d'approche des réparations. Cette méthode préconise l'analyse préalable des conditions environnementales et structurales ainsi que les causes des dommages afin de pouvoir choisir le type de réparation le plus adéquat.

Ahrens et Ward [1991] préconisèrent la possibilité de réparation et de confortement par construction de bermes ajoutées aux ouvrages déjà existants.

Ben Belfadhel [1990], a présenté les résultats de quelques essais de réparation, réalisés à l'Université de Sherbrooke. Les principales techniques de réparation testées sont (figure 2.9):

- les réparations locales, qui consistent à remplacer les blocs déplacés;
- les recouvrements, qui consistent à recouvrir partiellement ou totalement le perré d'une nouvelle couche de blocs, au niveau de la zone exposée.
- le déversement d'une épaisse couche d'embrochements à partir de la crête.

Ces essais de réparation ont été réalisés en vagues régulières sur des perrés réguliers, c'est à dire sans matériaux fins, en considérant une seule pente de 1.5:1 et une seule période de vagues. Pour les réparations locales, les variables examinées étaient: la taille des enrochements de réparation, exprimée par le rapport des diamètres médians des blocs de réparation et ceux du perré original  $(D_{50})_R/D_{50}=1.13$  et  $1.43$ ; la gradation des blocs de réparation  $(D_{85}/D_{15})_R$  compris entre 1.2 et 2.1; le type de coussin exprimé par le rapport des diamètres médians des enrochements du coussin et du perré original  $D_{50}/(D_{50})_C=2.8$  (coussin grossier) et 6.2 (coussin fin). Les résultats obtenus pour ce type de réparation ont montré que:

- la gradation ne semble exercer aucune influence sur la stabilité des perrés réparés;
- le type de coussin semble avoir une faible influence sur la stabilité des perrés réparés, pour le critère de 5% de dommages. Par contre, cette influence était plus marquée pour le critère de stabilité limite, dans les cas des coussins fins;
- pour les deux tailles d'embrochements utilisées, la stabilité des réparations semble augmenter avec l'augmentation du diamètre médian.

Bien que limités en nombre, ces essais ont montré dans l'ensemble une certaine amélioration des performances des perrés réparés et que les techniques de réparation proposées semblent être efficaces lorsque les moyens techniques de leur réalisation sont disponibles. Une

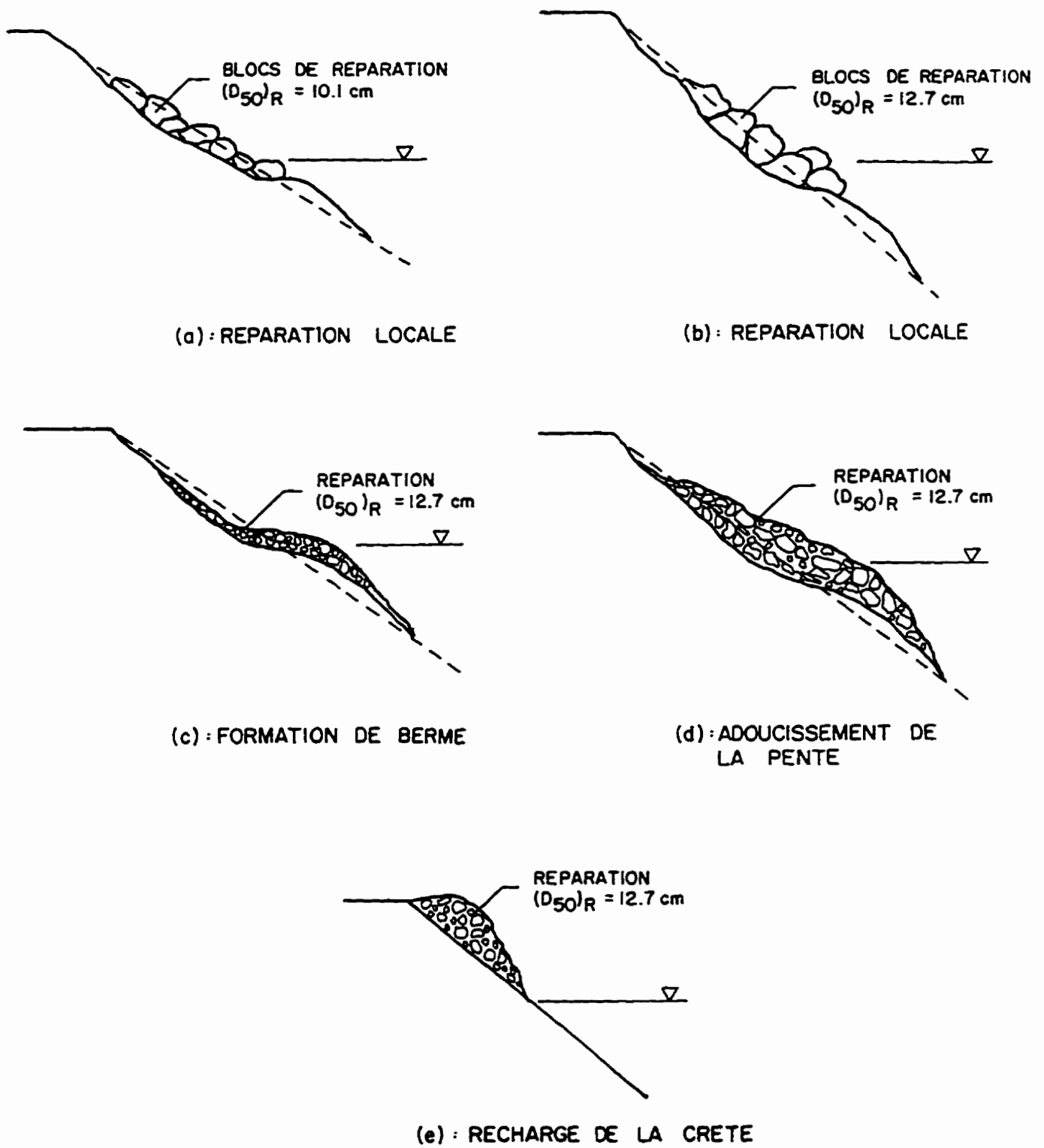


Figure 2.9 Techniques de réparation testées. [BEN BELFADHEL, 1990]

ormule de stabilité, applicable pour les réparations locales, a été développée, mais sa validité se limite aux conditions expérimentales de son établissement et de ce fait elle doit être considérée avec précaution.

Pour les réparations par recouvrement, ces essais ont montré que:

- la performance des perrés recouverts ne dépendait pas de l'état d'endommagement avant réparation;
- les gradations uniformes des blocs de recouvrement étaient plus stables que les gradations étalées;
- les performances des perrés recouverts augmentaient avec le pourcentage de recouvrement et que cette augmentation était plus importante pour des taux supérieurs à 70%.

Cependant, ces essais ont été réalisés en considérant un seul diamètre des enrochements, correspondant à un rapport d'augmentation des blocs de recouvrement de 14% par rapport à ceux du perré original. De plus, aucun relevé de profil n'a été réalisé, l'analyse a été effectuée à partir des observations uniquement.

Vu les coûts élevés de construction et de réparation, Kashima et coll., [1989], CIRIA [1991], Ryu et coll., [1992] préconisèrent des méthodes d'analyse tenant compte des critères de conception, de la probabilité de dommages, des coûts de construction et des coûts de réparation afin d'estimer le coût total d'un ouvrage. Cette approche serait un outil intéressant pour le concepteur dans le choix des critères de conception et d'estimation des coûts des ouvrages. La figure 2.10 présente un schéma global de cette méthode.

#### 2.4 Conception des ouvrages de protection contre les vagues

Généralement, la conception des ouvrages se fait selon le concept de stabilité statique ou de stabilité dynamique. Actuellement, la différenciation entre ces deux concepts se fait par le nombre de stabilité  $N_s$  [HUDSON, 1961a; BRUUN et JOHANNESSON, 1976; BRUUN et GUMBAK, 1976]:

$$N_s = \frac{H_s}{(S_r - 1) D_{n50}} \quad (2.1)$$

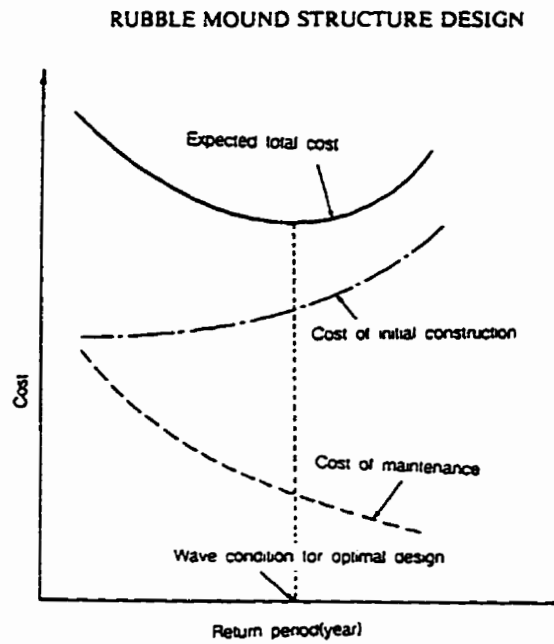


Figure 2.10 Coûts de construction et de maintenance en fonction de la période de retour de la vague de conception. [RYU et coll., 1992]

$H_S$  : hauteur de vague significative

$S_r = \frac{\rho_r}{\rho_w}$   $\rho_r$  : masse volumique des roches

$\rho_w$  : masse volumique de l'eau

$D_{n50} = \left( \frac{W_{50}}{\rho_r} \right)^{1/3}$  : diamètre nominal des roches.

$N_S$  peut être défini comme étant le rapport de forces déstabilisatrices (Hauteur des vagues) et stabilisatrices (densité et taille des blocs).

Van Der Meer [1988a] et CIRIA [1991] proposent la délimitation suivante des concepts de stabilité statique et dynamique en fonction de  $N_S$ :

Stabilité statique	$1 < N_S < 4$
Stabilité dynamique	$N_S > 6$
Stabilité dynamique des bermes	$3 < N_S < 6$

Burcharth et Frigaard [1987] proposent une plage plus large pour chaque concept.

Stabilité statique au début des dommages	$1 < N_S < 3$
Stabilité statique à la rupture	$2 < N_S < 5$
Stabilité dynamique des bermes	$3 < N_S < 7$

D'après ces deux classifications, on constate que les bermes dynamiquement stables, généralement utilisées pour la protection des ouvrages maritimes, se situent dans une plage intermédiaire comprise entre la stabilité statique et la stabilité dynamique. A noter que pour ces bermes, l'évolution du profil se fait par un processus dynamique mettant en jeu un déplacement important d'enrochements. Mais une fois le profil stable atteint, le processus dynamique s'estompe et la berme se comporte comme un ouvrage statiquement stable jusqu'à une certaine limite de hauteur de vague de sollicitation. Mais les bermes peuvent être conçues en stabilité statique ( $N_S < 3$ ). Dans ce cas, les déformations du profil sont peu tolérées.

### 2.4.1 Stabilité statique

Plusieurs formules de conception ont été développées ces cinquante dernières années, afin d'évaluer la stabilité statique des structures conventionnelles, généralement constituées d'une couche d'enrochements de  $2D_{50}$  d'épaisseur, posée sur un coussin. Dans cette étude, seules les formules de Hudson, de Van Der Meer, de Bertram et de l'Université de Sherbrooke seront présentées et comparées.

#### a) Présentation des formules

- **La formule de Hudson [1958, 1959, 1961a, 1961b].**

La formule de Hudson est la plus connue et la plus utilisée par les ingénieurs. Elle a été développée à partir d'essais en laboratoire réalisés en utilisant des vagues régulières. Cette formule s'exprime par:

$$W = \frac{\rho_r H_D^3}{K_D (s_r - 1)^3 \cot g\alpha} \quad (2.2)$$

$W$  : masse médiane des blocs dans la gradation par masse;

$\rho_r$  : masse volumique des roches;

$H_D$  : hauteur de la vague de conception;

$S_r = \rho_r / \rho_w$

$K_D$  : coefficient de stabilité;

$\cot\alpha$  : pente du talus.

Cette formule a été principalement développée pour des enrochements uniformes. Pour des gradations étalées (riprap), Hudson et Jackson [1962] proposèrent une expression similaire à la précédente en changeant  $K_D$  par  $K_{RR}$ .

L'avantage indéniable de la formule de Hudson est sa simplicité et sa validité pour différents types de protection et configuration pour lesquels les valeurs de  $K_D$  et  $K_{RR}$  ont été établies. Néanmoins, elle présente certains inconvénients dont:

- son développement à partir de vagues régulières uniquement;
- la non-considération de la période;
- l'absence d'une définition claire du niveau de dommage;

- les difficultés dans le choix du coefficient de stabilité ( $K_D$  ou  $K_{RR}$ .)

La formule de Hudson peut être réécrite sous la forme:

$$\frac{H_D}{(S_r - 1) D_{n50}} = N_S = (K_D \cot\alpha)^{1/3} \quad (2.3)$$

Le Shore Protection Manual SPM [1984] recommande un  $K_{RR} = 2.2$  pour les vagues déferlantes et un dommage de 0 à 5% de la zone active; la rupture quant à elle est définie par un dommage de 30% ce qui correspond à un rapport  $H/H_z = 1.37$ ,  $H$  et  $H_z$  étant respectivement la hauteur de rupture et de dommage nul. Selon Ben Belfadhel et coll. [1993], un  $K_{RR}$  de 2.2 est plus représentatif des conditions de début de dommages. Ahrens [1975] propose l'utilisation des valeurs de  $K_{RR}$  aussi élevées que 4.37 dans le cas où des dommages sont tolérés. Ahrens [1981] propose les expressions du nombre de stabilité suivantes:

$$N_S = 1.45 (\cot\alpha)^{1/6} \quad \text{pour dommage nul} \quad (2.4)$$

$$N_S = 1.37 (\cot\alpha)^{1/3} \quad \text{pour 5% de dommage.} \quad (2.5)$$

Pour les perrés, l'US Soil Conservation Service [1983] recommande un  $K_{RR}$  de 3.2 pour des fetchs maximums de 10 km et des hauteurs de vagues de design  $H_D < 1.5$  m.

Pour le choix de la hauteur de la vague de design et afin de tenir compte de l'aspect aléatoire des vagues, le SPM [1984] recommande l'utilisation de  $H_D = H_{10\%} = 1.27 H_S$ .  $H_S$  étant la moyenne du plus haut tiers d'un train de vagues irrégulières (hauteur significative).

- **La formule de Van Der Meer [1984, 1988a]**

En se basant sur les travaux de Thompson et Shutler [1976], un grand nombre d'essais ont été menés au laboratoire d'hydraulique de Delft (Hollande). Ces essais ont conduit à l'élaboration de la formule dite de Van Der Meer qui s'exprime comme suit:

$$\text{Pour vagues plongeantes (plunging waves)} \quad \frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = 6.2 P^{0.18} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (2.6)$$



Pour vagues gonflantes (surging waves) 
$$\frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = 1.0 P^{-0.13} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} (\sqrt{\cot \alpha}) \xi_m^P \quad (2.7)$$

Le nombre d'Iribarren 
$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{2\pi H_S / g T_m^2}} \quad (2.8)$$

avec  $0.005 < \sqrt{\frac{2\pi H_S}{g T_m^2}} < 0.06$  (cambrure des vagues).

$H_S$  : hauteur de vague significative;

$N$  : nombre de vagues;

$D_{n50}$  : diamètre nominal médian des roches;

$\Delta$  : masse relative déjaugée des enrochements;  $\Delta = (S_r - 1)$ ;

$P$  : facteur de perméabilité de la structure;

$\cot \alpha$  : pente du talus;

$T_m$  : période moyenne des vagues;

$S_d$  : dommage,  $S_d = A / (D_{n50})^2$        $A$ : section érodée.

D'après Van Der Meer [1988a], l'utilisation de la période moyenne  $T_m$  au lieu de la période de pic, permet de réduire l'effet de la forme du spectre sur la stabilité

La stabilité minimale est atteinte à la limite entre les vagues plongeantes et gonflantes et correspond au nombre d'Iribarren critique qui s'exprime comme suit:

$$\xi_{mc} = \left[ 6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \theta} \right]^{(1/P+0.5)} \quad (2.9)$$

Le choix du coefficient de perméabilité  $P$  dépend du jugement du concepteur et varie de 0.1 pour une structure imperméable à 0.6 pour une structure homogène en enrochement. La figure 2.11 montre différents types de structures avec les valeurs du coefficient de perméabilité  $P$  appropriées. Pour le nombre de vagues  $N$ , le CIRIA [1991] préconise une valeur maximale  $N$  de 7500, correspondant à la stabilisation des dommages.

Le dommage  $S_d = \frac{A}{(D_{n50})^2}$  est défini comme étant le nombre de blocs cubiques de côté

$D_{n50}$ , érodés dans une bande de largeur  $D_{n50}$ . La figure 2.12 montre une distribution typique du dommage le long de la pente de la structure. Le tableau 2.1, quant à lui, donne les dommages tolérables en fonction des pentes pour un perré d'une épaisseur de  $2 D_{n50}$ . À noter que d'après Van Der Meer, le niveau de dommage  $S = 2$  correspondrait à la définition "de dommage nul" de Hudson.

Tableau 2.1 Variation des dommages tolérables  $S_d$  en fonction de la pente. D'après Van Der Meer [1988a]

Pente	Début des dommages	Dommages acceptables	Rupture
1:1.5	2	3 - 5	8
1:2	2	4 - 6	8
1:3	2	6 - 9	12
1:4	3	8 - 12	17
1:6	3	8 - 12	17

Certes, la formule de Van Der Meer est plus complexe que la formule de Hudson mais elle a l'avantage de tenir compte de façon explicite des paramètres tels que la période, la durée de la tempête et la perméabilité. Son utilisation requiert une grande expertise pour la détermination des paramètres nécessaires à son utilisation. À titre d'exemple, les essais réalisés par Medina et coll [1990 et 1994] ont montré que pour les structures testées, le coefficient de perméabilité  $P$  peut être pris dans une plage allant de 0.1 à 0.4, ce qui impliquerait une erreur d'environ 50% dans l'estimation des dommages par les formules de Van Der Meer.

Selon Ben Belfadhel et coll. [1996], un coefficient  $P=0.4$  consisterait une en bonne approximation de la perméabilité des perrés tels que ceux des barrages de la région La Grande.

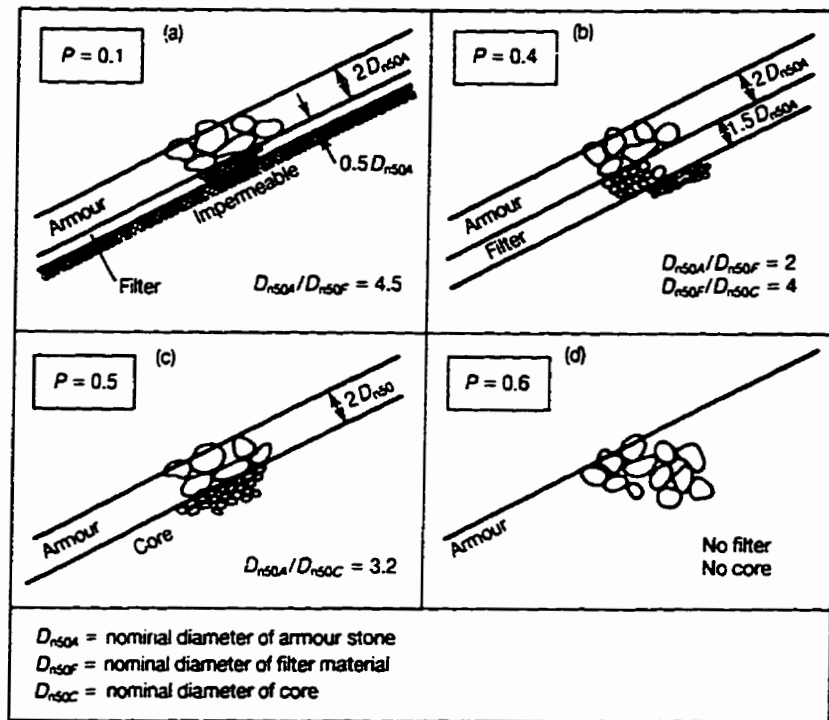


Figure 2.11 Coefficient de perméabilité pour différentes structures. [VAN DER MEER, 1988]

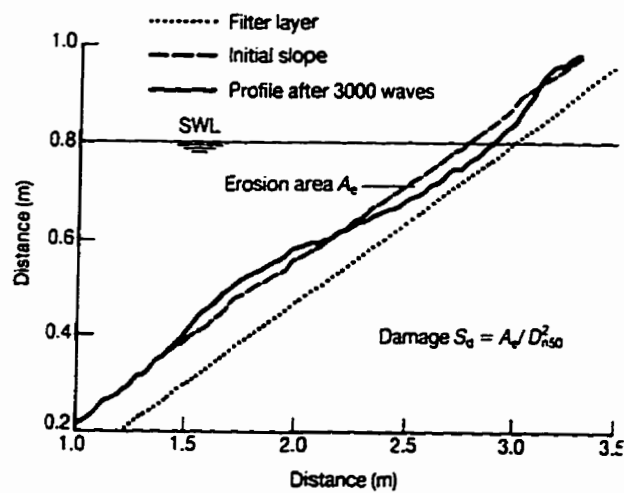


Figure 2.12 Description du dommage  $S_d$ . [CIRIA, 1991]

- **La formule de Bertram [TAYLOR, 1973]**

Cette formule a été utilisée pour le dimensionnement des perrés des digues de Churchill Falls au Labrador et plus tard pour ceux du complexe La Grande au Québec (phase 1). Elle s'exprime comme suit:

$$H_D = 0.388 W_{50}^{3/8} (b \cot \alpha)^{3/5} \tanh \left( \frac{2\pi d}{L} \right)^a \quad (2.10)$$

- $W_{50}$  : masse médiane de l'enrochement (livres);
- $H_D$  : hauteur de la vague de dimensionnement (pieds);
- $a$  : coefficient,  $a = 0.2$  pour  $1.5 < \cot \alpha < 3$ ;
- $b$  : coefficient,  $b = 0.75$  pour  $1.5 < \cot \alpha < 3$ ;
- $d$  : profondeur de l'eau au pied de l'ouvrage (pieds);
- $L$  : longueur d'onde (pieds);
- $\cot \alpha$  : pente de la structure.

Mais Taylor [1973] ne fournit aucune information quant au choix de la période (T) pour le calcul de la longueur d'onde (L). De plus cette formule n'est pas adimensionnelle [Ben Belfadhel et coll. 1996]

- **Formule de l'Université de Sherbrooke [Ben Belfadhel et coll., 1993]**

Cette formule a été développée à partir d'essais de laboratoire réalisés avec des vagues régulières sur des pente de 1.5:1 et 2.5:1. Elle s'exprime comme suit:

$$N_s = 0.81 \cot(\alpha)^{0.77} P_d^{0.2} \quad (2.11)$$

ou sous une forme proche de la formule de Hudson:

$$W_{50} = \frac{1.88 \rho_r H_D^3}{(S_r - 1) \cot \theta^{2.31} P_d^{0.6}} \quad (2.12)$$

$P_d$  étant le pourcentage de dommage ayant lieu dans la zone active, délimitée par une élévation d'une hauteur de vague  $H_z$  au-dessus et au-dessous du niveau d'eau de sollicitation,

comme indiqué sur la figure 2.13.  $H_z$  étant la hauteur de vague correspondant au début des dommages. Le pourcentage de dommage s'exprime comme suit:

$$P_d = \frac{A \sin \alpha}{E_p 2H_z} 100 \quad (2.13)$$

A : section érodée  $A = S \cdot (D_{n50})^2$

$E_p$  : épaisseur du perré  $E_p = 2 D_{n50}$

$\text{Cot} \alpha$  : pente de l'ouvrage

Dans ce cas, le critère de début de dommage adopté correspond au déplacement de quelques blocs et est équivalent à  $S = 1$ . Le critère de rupture, quant à lui, correspond à l'exposition du coussin sur une ouverture moyenne de  $(D_{50})/2$  de côté et est équivalent à un pourcentage de dommage compris entre 15 et 30%. Un résumé des pourcentages de dommages est présenté au tableau 2.2.

Tableau 2.2 Variation du pourcentage de dommages  $P_d$  en fonction de la pente.

pentes	Début des dommages		5 % de dommages	
	$P_d$	S	$P_d$	S
1.5	4.5	1	5	1.16
2	3	1	5	1.79
2.5	2.5	1	5	2.56
3	1.5	1	5	3.46

#### b) Comparaison des formules

La figure 2.14 présente une comparaison théorique des formules de Van Der Meer et Hudson. Cette comparaison a été réalisée par Van Der Meer [1988b] en considérant pour la formule de Hudson  $K_D = 4$  et  $H_D = 1.27 H_S$  et pour la formule de Van Der Meer un noyau imperméable et  $N = 1\ 000$  (a); puis un noyau perméable et  $N = 5\ 000$  (b).  $N$  étant le nombre de vagues.

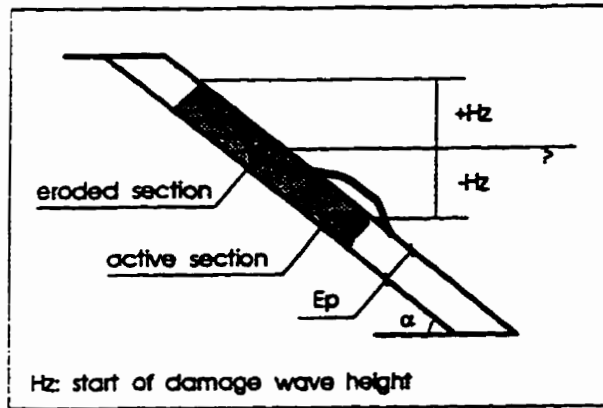


Figure 2.13 Description de la zone active. [BEN BELFADHEL et coll. 1993]

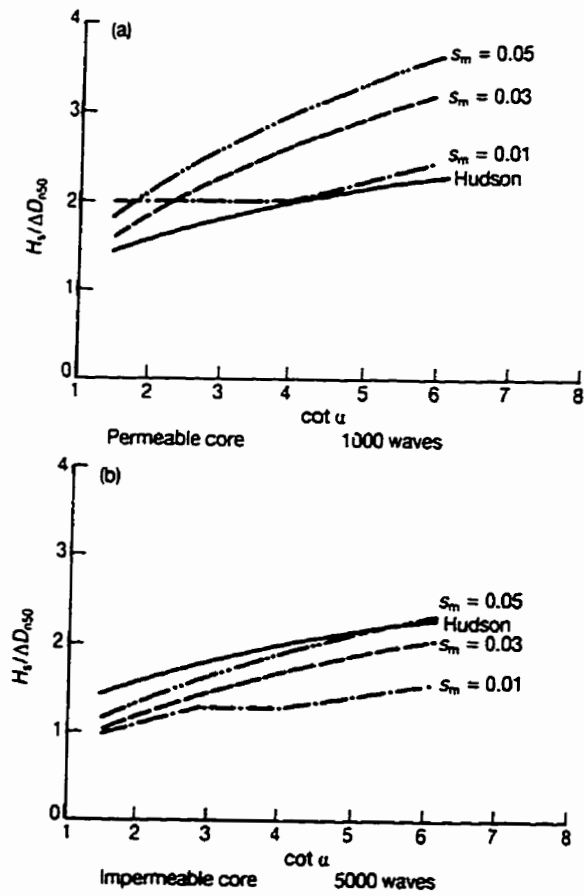


Figure 2.14 Comparaison des formules de Hudson et Van Der Meer. [CIRIA 1991]

Cette comparaison montre une certaine différence entre les deux formules, ce qui a permis à Van Der Meer [1988b] de conclure que la formule de Hudson ne peut être utilisée que pour une estimation de la stabilité et non pour le design définitif.

Une autre comparaison a été réalisée par Ben Belfadhel et coll. [1996], en considérant des conditions proches de celles de l'établissement de la formule de Hudson; C'est à dire des déferlements critiques et un nombre de vagues de 7 000 correspondant à la stabilisation des dommages. Cette comparaison, montrée en termes de variation de  $N_s$  en fonction de la pente à la figure 2.15, indique que ces deux formules sont similaires. Contrairement à Van Der Meer [1988b], Ben Belfadhel et coll. concluent que la formule de Hudson reste un bon outil de design, dans le cas où les conditions de houle ne sont pas bien connues.

Les figures 2.16 et 2.17, quant à elles, présentent une comparaison des formules de Hudson, de Van Der Meer, de Bertram et de l'Université de Sherbrooke. Cette comparaison a été effectuée par Ben Belfadhel et coll. [1996] pour des pentes de 1.5:1 (figure 2.16) et de 3:1 (figure 2.17). Ces figures montrent qu'il existe une bonne similarité entre les formules de Hudson, Van Der Meer et celle de l'Université de Sherbrooke. Par contre la formule de Bertram sous-estime la masse requise des enrochements, surtout pour les grandes vagues.

### c) Critères de stabilité et définitions des dommages

L'examen des formules de conception vues au paragraphe 2.4.1.a et d'autres formules disponibles dans la littérature, révèle une certaine confusion quant à la définition même des dommages et des critères de stabilité aussi bien à la rupture qu'au début des dommages, ce qui rend leur comparaison particulièrement difficile.

Les dommages sont généralement évalués soit par comptage visuel des blocs [HEDAR 1960], soit par comparaison des profils successifs avant et après dommages (c'est le cas de la majorité des auteurs), soit par les deux méthodes en même temps [VIDAL et coll. 1995].

Hudson [1958] a défini un "dommage nul" équivalent au déplacement de moins de 1% du nombre totale de blocs de la protection. Pour Hedar [1960], l'état de dommage nul correspond au moment où les blocs commencent juste à bouger. Hudson et Jackson [1962] ont défini un "dommage tolérable" comme équivalent à un dommage de 5% pour une pente de 2:1. Ahrens

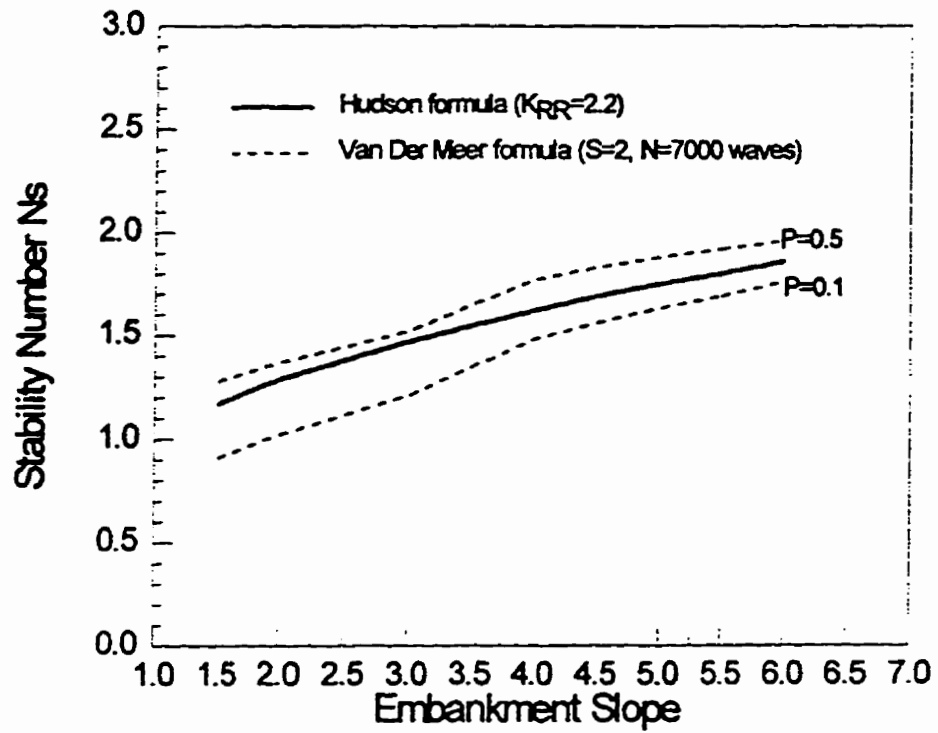
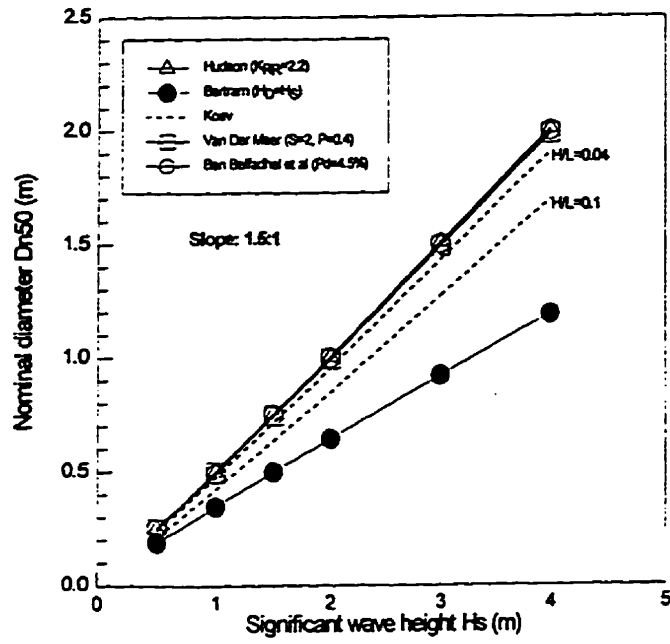
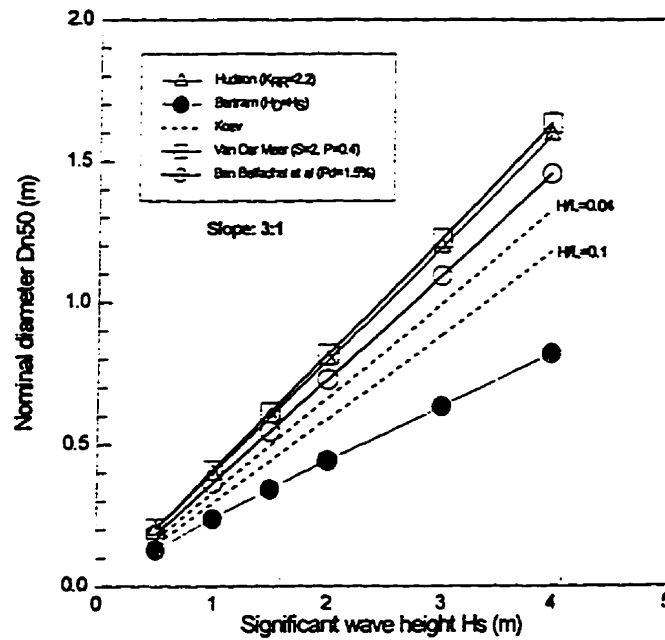


Figure 2.15 Comparaison des formules de Hudson et de Van Der Meer.  
[BEN BELFADHEL et coll. 1996 ]





Figures 2.16 Comparaison des formules de stabilité, pour une pente de 1.5:1. [BEN BELFADHEL et coll. 1996 ]



Figures 2.17 Comparaison des formules de stabilité, pour une pente de 3:1. [BEN BELFADHEL et coll. 1996 ]

[1975] a défini le dommage nul comme étant équivalent au déplacement de 1.5 "pieds cube" de blocs par pieds de largeur du modèle. Le SPM [1984] indique qu'un dommage de 0 à 5% de la zone active correspond à la condition de "non dommage". Dans ce cas, la zone active est définie par une bande partant du milieu de la distance entre la crête et le niveau d'eau et se prolongeant jusqu'à profondeur  $H_z$  en dessous du niveau d'eau.  $H_z$  étant la hauteur de vague correspondant à zéro dommage.

Iribarren [1965] puis Broderick [1984] ont utilisé la notion de "bloc cubique"  $(W/\rho_r)^{1/3}$  pour normaliser les dommages. Broderick a défini le dommage nul pour  $D=2$  pour une pente de 3.5:1. Dans ce cas, le dommage  $D$  est défini par:

$$D = \frac{A}{\left(\frac{W_{50}}{\rho_r}\right)^{2/3}}$$

- A: section érodée sur une bande de largeur  $D_{50}$  ( $m^2$ );  
 $W_{50}$ : masse médiane des enrochements utilisés (Kg);  
 $\rho_r$ : masse volumique des enrochements ( $Kg/m^3$ ).

Van Der Meer a utilisé cette même notion pour définir le diamètre nominal médian  $D_{n50}$  et le dommage  $S$ .

$$D_{n50} = \left(\frac{W_{50}}{\rho_r}\right)^{1/3} \quad \text{et} \quad S = \frac{A}{(D_{n50})^2}$$

Pour Van Der Meer [1988a], le début des dommages varie avec la pente et est équivalent à  $S=2$  pour des pentes de 1.5:1, 2:1 et 3:1 et  $S=3$  pour 4:1 et 5:1. Pour évaluer le nombre de blocs déplacés, Van Der Meer préconise de multiplier le dommage  $S$  par un facteur dépendant de la forme des blocs et variant de 0.7 à 1.

Ben Belfadhel [1990] a défini le dommage par le pourcentage ( $P_d$ ) de blocs déplacé par rapport au volume de blocs contenu dans une zone active de  $\pm H_z$ ,  $H_z$  étant la hauteur de vagues qui initie les premiers dommages (2.4.1 a). Dans ce cas, le début des dommages correspond à des pourcentages de dommages de 4.5 et 2.5 respectivement pour des pentes de 1.5:1 et 2.5:1. Le

dommage  $S$  étant constant quelque soit la pente et est égale à 1. D'après cet auteur, le dommage  $S=2$  de Van Der Meer correspond dans ce cas à un dommage d'environ 13% pour une pente de 1.5:1, ce qui est fort appréciable si l'on considère que d'après le SPM [1984] la rupture a lieu pour un dommage d'environ 30% de la zone active. De même que l'examen des données expérimentales de Hudson et Jackson [1962] a permis de constater que le dommage de 5% correspond à  $S=0.8$  à 1 pour une pente de 2:1.

Pour Medina et coll. [1992, 1994] le début des dommages correspond à un dommage minimal détectable et est équivalent à  $S=1$ . Selon les conditions expérimentales des essais réalisés par ces auteurs et pour une pente de 2:1, le début des dommages défini par  $S=1$  correspond à un dommage de 3% de la zone active, suivant les critères du SPM [1984].

Cette revue montre que le critère de début des dommages ne semble pas facile à définir vu la multiplication des définitions utilisées par les différents auteurs. Cependant une analyse des travaux de Ben Belfadhel [1990] et Medina et coll. [1992, 1994] tend à montrer que contrairement à Van Der Meer, le début des dommages correspond plus à  $S=1$  (1 à 4.5 % de la zone active) ce qui semble être en accord avec le SPM [1984].

La rupture d'un perré, quant à elle, est définie comme étant le moment où le coussin devient visible à travers une brèche de  $D_{50}/2$ , suivi d'un déplacement de matériaux. Van Der Meer [1988a] a défini la rupture pour  $S=8, 12$  et  $17$  respectivement pour des pentes de 1.5:1 à 2:1, 3:1 et 4:1 à 6:1. Pour le SPM [1984], elle est atteinte pour un dommage d'environ 30% de la zone active. Selon les essais réalisés par Medina et coll. [1992, 1994], en considérant le critère du SPM, pour une pente de 2:1, la rupture serait atteinte pour un dommage  $S=14$ .

#### **2.4.2 Stabilité dynamique**

Le concept de stabilité dynamique a été introduit durant les années 60 [POPOV, 1961; PRIEST et coll., 1964]. Par la suite, Bruun et Johannessen [1976], Bruun et Gumbak [1976], Moutzouris [1978], Kogami [1978], Naheer et Buslov [1983], Torum et coll. [1988] et Ergin et coll. [1989] montrèrent que les perrés construits en "S", ou ayant atteint ce profil après sollicitation, présentent des performances supérieures à celles des perrés conventionnels à profil uniforme pour lequel les déformations ne sont pas tolérées. Le profil en "S", se caractérise par trois pentes tel que montré à la figure 2.18.

La figure 2.19 montre, pour des essais effectués en vagues régulières, l'évolution du pourcentage de dommage pour deux perrés, l'un conçu avec un profil uniforme et l'autre avec un profil en "S". On constate alors que ce dernier présente une meilleure performance que le profil uniforme.

C'est durant les années 80 que le concept de bermes proprement dit a été introduit [BAIRD et HALL, 1984a, 1984b]. Les bermes sont conçues de façon à ce que le profil original, évolue progressivement vers un profil stable en forme de "S", d'où une diminution des forces hydrodynamiques. Elles se caractérisent par une masse homogène d'enrochement de largeur variable, mais assez épaisse, assurant la protection des ouvrages contre les vagues (Fig. 2.20). Leur construction se fait généralement par déversement à partir de la crête, ce qui ne nécessite pas d'engins spéciaux et coûteux. Généralement les enrochements utilisés sont de taille plus petite que ceux requis pour un perré conventionnel (dimensionné pour la même vague). De plus, l'usage des bermes permet l'utilisation d'une large fraction des produits de carrières. Selon Baird et Hall, [1984a et 1984b], au Canada, les coûts de construction des bermes sont de 30 à 50% moins élevés que ceux d'un perré conventionnel.

L'augmentation des performances des bermes par rapport à celle des perrés conventionnels est due à :

- la porosité de la masse homogène, ce qui permet une meilleure dissipation d'énergie. En effet, contrairement aux perrés conventionnels (minces), où les vitesses dues à l'écoulement sont assez élevées, dans les bermes, l'écoulement parcourt une plus grande distance à l'intérieur de la masse homogène ce qui réduit considérablement les vitesses d'écoulement et donc les forces hydrodynamiques agissant sur les blocs;
- l'évolution du profil vers un profil plus stable à pente plus douce qui diminue l'effet des vagues;
- le remplacement des blocs. En effet, lors de l'évolution du profil, les blocs tendent à se replacer en occupant les configurations les plus stables, provoquant ainsi une meilleure imbrication et une consolidation de la berme.

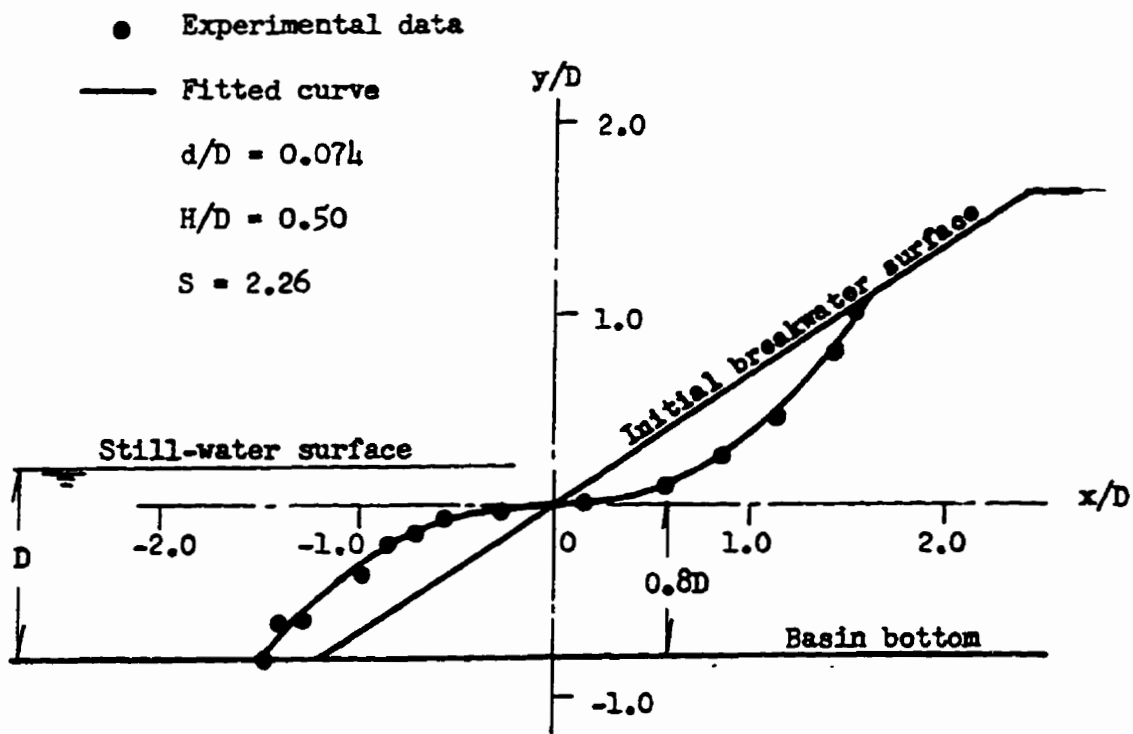


Figure 2.18 Profil en S formé après sollicitation. [PRIEST et coll. 1964]

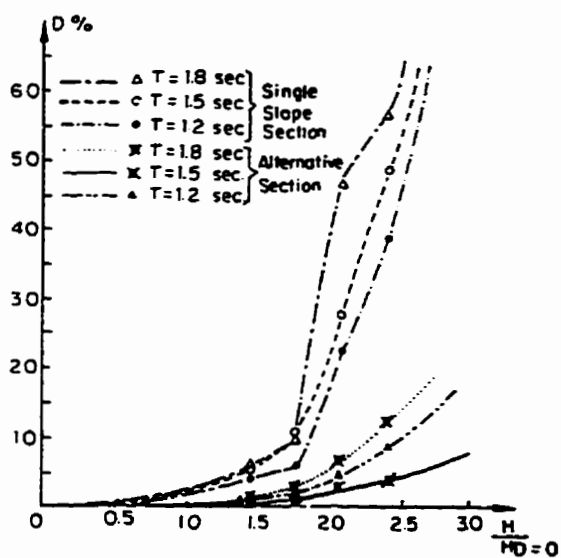


Figure 2.19 Comparaison des dommages d'une structures à pente uniforme et à pente composée [ERGIN et coll. 1989]

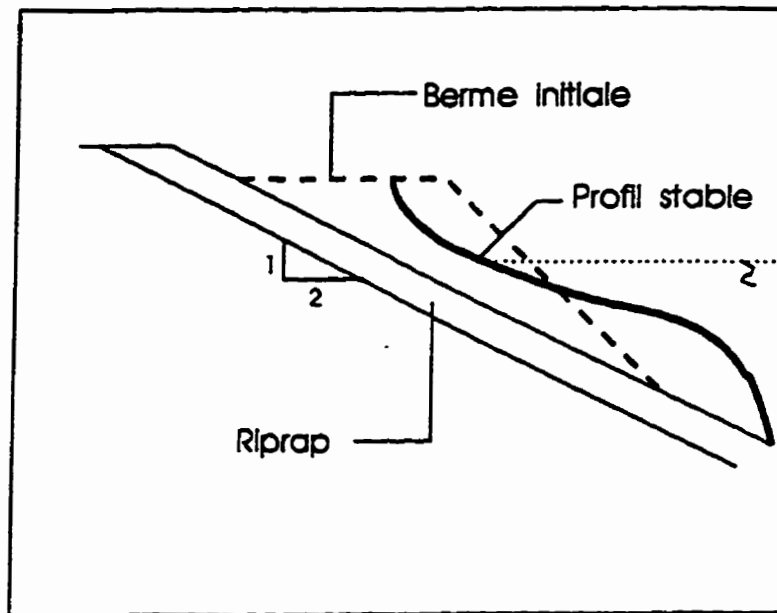


Figure 2.20 - Schéma de berme sur pente.

Popov [1961] a mené des essais en vagues régulières afin de déterminer les caractéristiques du profil stable dans le cas de barrages en terre et réservoirs. Il caractérisa alors le profil stable par cinq hauteurs et trois pentes. Une seule pente initiale de 1:3 a été testée. La figure 2.21 montre la caractérisation du profil stable.

Priest et coll. [1964] étudièrent l'évolution du profil à partir d'une pente initiale de 1.5:1 dans le cas des eaux peu profondes, en utilisant des cubes en béton. Ils conclurent que le profil stable (Fig. 2.18) peut être décrit par l'équation:

$$Y / D = m \left( \frac{X}{D} \right)^n \quad (2.14)$$

X : distance horizontale;

Y : distance verticale;

D : profondeur d'eau;

m ou n = A log (d/D) + B (A et B étant des coefficient dépendant des conditions expérimentales)

d : dimension moyenne des cubes.

Naheer et Buslov [1983] présentèrent les résultats d'une étude en laboratoire et sur terrain, réalisée sur l'évolution des profils originaux des structures de protection. Dans le premier cas, une étude en laboratoire a été menée, en vagues régulières, sur un perré en enrochement, construit avec un profil original en "S". Dans le second cas, un relevé de terrain a été effectué sur le brise-lames du port D'Arshold (Israël), construit en tétrapodes avec une pente originale uniforme de 1.33:1. Dans les deux cas, après sollicitation, les profils originaux ont évolué vers des profils naturels stables en forme de "S" permettant ainsi une grande réduction de l'effet des vagues. Ces profils sont géométriquement identiques, malgré leurs différences à l'origine. Un schéma du profil final du relevé de terrain a été présenté auparavant à la figure 2.5.

Ryu et Sawaragi [1986] présentèrent les résultats d'une étude réalisée en laboratoire avec des vagues régulières et irrégulières sur des perrés dynamiquement stables en enrochement. Ils caractérisèrent le profil stable par deux profondeurs par rapport au niveau d'eau et par la longueur du tronçon à pente douce, situé en dessous du niveau d'eau de sollicitation, comme indiqué sur la figure 2.22. Les valeurs préconisées pour ces trois paramètres sont:

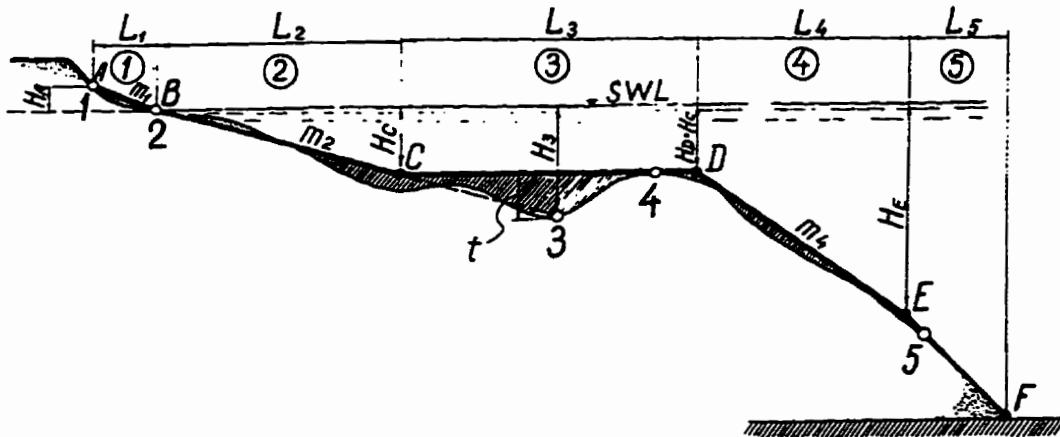
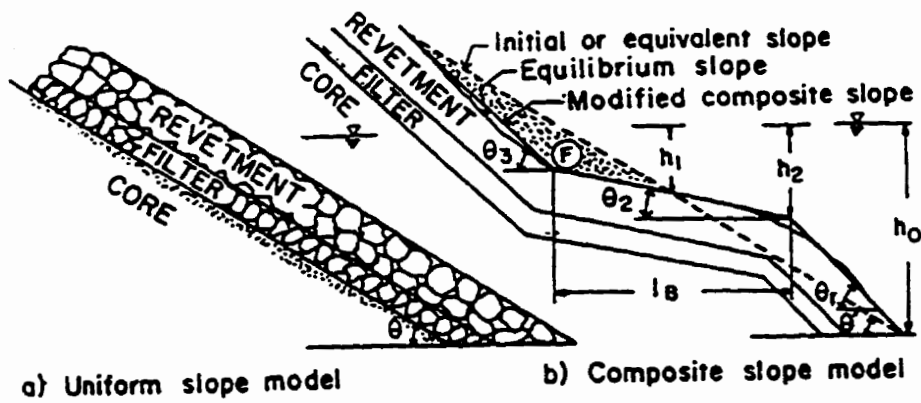


Figure 2.21 Profil en S relevé après sollicitations. [POPOV, 1961]



a) Uniform slope model

b) Composite slope model

Figure 2.22 Caractérisation du profil en S. [RYU et SAWARAGI, 1986]



$$0.4 < h_1/H < 0.5$$

$$0.9 < h_2/H < 1.1$$

$$\frac{L_B}{L_o \text{ max}} = 2.075 \frac{H_{1/3}}{L_{o1/3}} + 0.04 \quad (2.15)$$

- $h_1$  : profondeur minimale;  
 $h_2$  : profondeur maximale;  
 $H$  : hauteur de la vague incidente en vague régulière;  
 $L_B$  : largeur de berme;  
 $H_{1/3}$  : hauteur de vague significative;  
 $L_o$  : longueur d'onde en eau profonde;

les indices "max" et 1/3 sont relatifs respectivement à la hauteur de vague maximale et la hauteur de vague significative.

Ryu et Sawaragi [1986] notèrent qu'au développement du profil stable, la réflexion diminue de 50%, le run up de 10% uniquement et le run down de 20 à 50%, par rapport aux perrés conventionnels à pentes uniformes

Van Der Meer [1987, 1988a, 1992] présenta les résultats d'une étude détaillée sur la stabilité dynamique, menée au laboratoire de Delft (Hollande). Ces essais ont été réalisés en vagues irrégulières et ont porté sur une gamme de  $N_s$  variant de 3 à 250. Un modèle de design informatisé permettant de prédire les caractéristiques géométriques du profil stable a été conçu et commercialisé (BREAKWAT).

D'après Van Der Meer [1988a, 1992], l'évolution du profil dynamiquement stable est indépendante des paramètres suivants:

- la pente initiale pour  $N_s < 10 - 15$ .
- la gradation définie par le  $D_{85}/D_{15}$  ( $D_{85}/D_{15} < 2.5$ );
- la forme des enrochements;
- la forme du spectre (en considérant la période moyenne des vagues).

Par contre, ce même profil est influencé par les paramètres suivants:

- la hauteur de vague significative  $H_s$ ;

- la période moyenne  $T_m$ ;
- le nombre de vagues  $N$ ;
- le diamètre nominal  $D_{n50}$

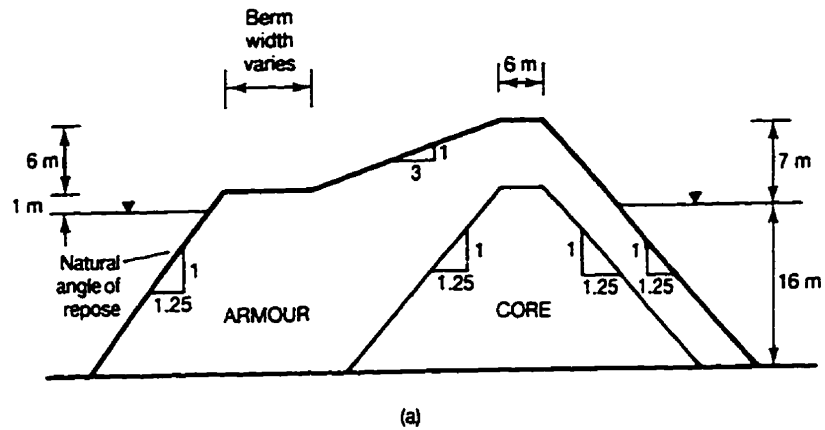
Cependant, il est à noter que pour des nombres de stabilité  $N_S < 6$ , correspondant au concept de berme, les essais ont été réalisés en considérant des pentes originales de bermes de 3:1 et 1.5:1 qui sont inférieures aux pentes d'environ 1.1:1 (pente de repos des enrochements), généralement rencontrées dans le cas des bermes déversées.

Torum et coll. [1988] ont mené une étude en laboratoire sur la stabilité dynamique, ceci dans le cadre de l'aménagement du brise-lames du port d'Arviksand en Norvège. Ces auteurs concluent que l'érosion des bermes était dépendante, entre autres, de la hauteur de vague  $H_S$ , de la période de pic  $T_p$ , de la forme du spectre de vague et de la durée de la tempête. De plus, ils constatèrent des différences de pentes entre les profils relevés lors de cette étude et le profil type prédit par le modèle de Van Der Meer [1987].

Kao [1990], Hall et Kao [1991] ont présenté les résultats d'une étude sur la stabilité dynamique des bermes, menée à Queen's University, (Canada). Les essais ont été réalisés sous vagues irrégulières et les résultats obtenus sont valables pour des  $N_S$  compris entre 2 et 5. La figure 2.23a montre une coupe type des bermes testées. On remarque que la pente originale est très raide et correspond à l'angle naturel de repos, ce qui est le cas dans la pratique. Ces essais ont été réalisés en considérant un diamètre médian de enrochements  $D_{n50} = 1.9$  cm, des gradations  $D_{85}/D_{15}$  variant de 1.35 à 5.4, des périodes de pic  $T_p$  variant de 1s à 2 s, des hauteurs de vagues  $H_S$  comprises entre 6 cm et 14 cm, et un pourcentage de blocs de formes arrondis de 0%, 15% et 30%. Pour cette étude, l'évolution du profil des bermes a été caractérisée par (Fig. 2.23b):

- A : le volume d'enrochement requis,  
 L : la longueur du dépôt d'enrochements au pied de berme après déformation,  
 B : la largeur de berme érodée,

Kao et Hall [1990] concluent que l'évolution du profil dépend du diamètre des blocs, de la hauteur des vagues, de la gradation, de la durée de la tempête, du nombre de vagues et de la forme des blocs. Par contre, cette évolution du profil était indépendante de la période de pic ( $T_p$ ),



$A$  = volume of armour stones required for stable reshaping  
 $L$  = width of toe after reshaping  
 $B$  = width of berm eroded  
 $R_p$  = percentage of rounded stones in armour

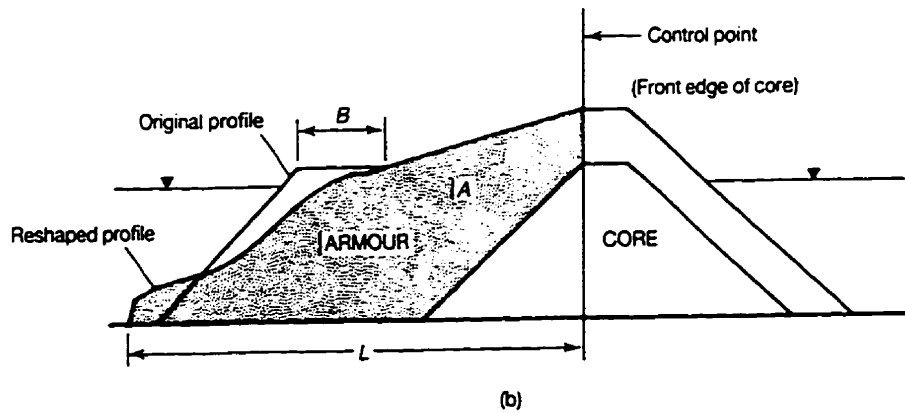


Figure 2.23 Modèle de dimensionnement des bermes de Kao et Hall  
 a) Schéma de la bermée testée  
 b) Caractérisation des éléments de dimensionnement  
 [CIRIA 1991]

(période considérée) et du facteur de groupement (GF). Le modèle proposé pour un nombre de vagues de 3 000 s'exprime comme suit:

$$A_{3000} / D_{n50}^2 = 104 + 29.5N_s^{1.9} + 137Cu - 18.9Cu^2 \quad (2.16)$$

$$L_{3000} / D_{n50} = 22.1 + 1.2N_s^{2.2} + 9.28Cu - 1.23Cu^2 \quad (2.17)$$

$$B_{3000} / D_{n50} = 8.7 + 0.66N_s^{2.5} + 6.32Cu - 0.9Cu^2 + 5.14R_p \quad (2.18)$$

L'extrapolation pour un nombre de vagues N est réalisée comme suit:

$$A_N / A_{3000} = (N / 3000)^{0.043} \quad (2.19)$$

$$L_N / L_{3000} = (N/3000)^{0.042} \quad (2.20)$$

$$B_N / B_{3000} = 1 + 0.11L_N(N / 3000) \quad (2.21)$$

avec  $N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}}$  et  $Cu = \frac{D_{85}}{D_{15}}$

Récemment, Grilli et coll. [1992], Torum et Gent [1992] et Torum [1994] ont mené des études afin de mesurer et de prédire les vitesses et les forces agissant sur les bermes. Norton et Holmes [1992], quant à eux, ont proposé un modèle numérique basé sur une analyse des forces et des vitesses d'écoulement afin de prédire l'évolution des profils des bermes.

## 2.5 Paramètres influençant la stabilité

### 2.5.1 Généralités

Depuis une décennie, l'usage du concept de stabilité dynamique devient de plus en plus courant vu la facilité d'exécution et l'économie qu'il procure, comparé au concept de stabilité statique. Ces deux concepts sont totalement différents, le premier tolère une déformation du profil jusqu'à atteindre un profil stable. Le second par contre, n'accepte que peu ou pas de dommages. Par conséquent, il devient indispensable de voir l'influence des différents paramètres en distinguant les deux concepts. Ces paramètres peuvent être divisés en deux grands groupes: les paramètres structuraux et les paramètres environnementaux.

### 2.5.2 Paramètres structuraux

Parmi les paramètres structuraux influençant la stabilité, on retrouve la masse médiane des enrochements ( $W_{50}$ ), ou le diamètre médian correspondant ( $D_{50}$ ), la gradation des enrochements ( $D_{85}/D_{15}$ ), la densité ( $\rho_r$ ), l'angle de repos naturel ( $\phi$ ) incluant la friction et l'imbrication, la forme des enrochements et leur résistance, la perméabilité, la pente de la structure ( $\cot\alpha$ ) et la méthode de construction. Dans ce qui suit, seuls les paramètres les plus importants seront passés en revue.

#### a) Influence de la masse des enrochements

La masse des blocs constituant la protection contre les vagues est un facteur important dans la stabilité. Dans les formules de design, la masse est représentée par la masse médiane  $W_{50}$  ou par le diamètre médian  $D_{50}$  lui correspondant. À partir du diamètre, la masse peut être estimée par l'expression suivante:

$$W = K \cdot \rho_r \cdot D^3 \quad (2.22)$$

$\rho_r$  : masse volumique des blocs ( $\text{kg/m}^3$ )

$D$  : diamètre des enrochements (m)

$K$  : coefficient d'équivalence dépendant de la forme des blocs et diamètre considéré.

Dans la littérature, les valeurs du coefficient  $K$  varient d'un auteur à l'autre. Ainsi on trouve:

K= 0.52	[BURGESS et HICKS, 1966]
K= 0.55	[THOMPSON et SHUTLER, 1976]
K= 0.65	[THOMPSEN et coll., 1972]
K= 0.75	[TAYLOR, 1973]
K= 0.60	[LAAN, 1981] d'après CIRIA [1991]
K= 0.7	[DAVIES et coll., 1994]
K= 0.68	[LATHAM et coll., 1981] d'après CIRIA [1991]
K= 0.57	[BEN BELFADHEL, 1990]
K= 0.68	[SENOUCL, 1993]

Van Der Meer et Pilarczyk [1984] proposèrent l'utilisation du diamètre nominal  $D_{n50}$  à la place du  $D_{50}$ :

$$D_{n50} = \left( \frac{W_{50}}{\rho_r} \right)^{1/3} \quad (2.23)$$

L'usage du  $D_{n50}$  a largement été adopté par les différents chercheurs. Mais, au besoin, des diamètres autres que le diamètre médian sont utilisés afin d'expliquer certains comportements rencontrés lors des essais [KAO, 1990; KAO et HALL, 1990, HALL et KAO, 1991].

#### b) Influence de la gradation

La gradation est définie par le rapport  $D_{85}/D_{15}$  ou  $W_{85}/W_{15}$ . Le CIRIA [1991] a adopté la classification suivante pour les différentes gradations:

	$D_{85}/D_{15}$	$W_{85}/W_{15}$
gradation uniforme	< 1.5	1.7 à 2.7
gradation étalée	1.5 à 2.5	2.7 à 16.0
gradation très étalée	2.5 à 5.0 et plus	16.0 à 125 et plus.

De même, le CIRIA [1991] définit le riprap comme étant une gradation étalée d'enrochements naturels.

Bradbury et Allsop [1992] ont présenté une classification des gradations des enrochements, suivant les critères de stabilité adoptés pour la conception:

$D_{85}/D_{15}$	Concept de stabilité
1.25 à 1.5	Stabilité statique avec déplacement minimum des blocs,
2.25 à 2.5	Faibles déformations du profil tolérées,
2 à 5	Importantes déformations du profil tolérées sous la vague de design.

Pour les perrés minces (stabilité statique), les essais réalisés par Van Der Meer et Pilarczyk [1984] et Van Der Meer [1988a] en vagues irrégulières, et des gradations, exprimées en  $D_{85}/D_{15}$ , variant de 1.25 à 2.25, ont montré que la gradation n'influence pas la stabilité. Rohan et coll. [1994] sont arrivés à la même conclusion suite à des essais en vagues régulières et des gradations variant de 1.3 à 3.

Bradbury et Allsop [1992], et Bradbury et coll. [1990] ont présenté les résultats d'essais réalisés en vagues irrégulières et des gradations de 1.25 et 4. Pour la gradation uniforme, les résultats obtenus ont confirmé ceux obtenus par Van Der Meer [1988a]. Par contre, pour la gradation très étalée, les dommages étaient plus importants que ceux prédits par la formule de Van Der Meer [1988a]. De même qu'il notèrent, pour la gradation très étalée, la difficulté de mise en place à cause des gros blocs dont la taille peut dépasser l'épaisseur du perré, entraînant de grandes disparités dans la taille de blocs, ce qui peut engendrer des dommages locaux très importants.

Dans le cas des bermes, les travaux réalisés par Van Der Meer [1988a] en vagues irrégulières, pour des nombres de stabilité  $N_s$  compris entre 3 à 250, et des gradations  $D_{85}/D_{15}$  comprises entre 1.25, 1.5 et 2.25, ont montré qu'il n'y a pas d'effet de la gradation sur l'évolution du profil stable. Par contre, Kao [1990], Hall et Kao, [1991] ont montré que pour les bermes, avec des  $N_s$  compris entre 2 et 5 et des gradations variant de 1.35 à 5.4, ces dernières avaient une influence directe sur l'évolution des profils. Ils conclurent que la capacité de déformation d'un profil augmente avec le rapport  $D_{85}/D_{15}$  en autant que ce rapport reste inférieur à 3. Pour un  $D_{85}/D_{15}$  égal à 5.4, la tendance citée plus haut se renverse, c'est-à-dire qu'on observe moins de déformation.

Kao [1990] et Hall et Kao [1991] attribuèrent ce renversement de tendance au poids des gros blocs, présents dans une gradation très étalée, qui devient prépondérant devant la diminution de la perméabilité due à l'étalement de la gradation. Dans ce cas, l'analyse de la variation des paramètres du profil stable a été réalisée en utilisant le  $D_{90}$  au lieu du  $D_{50}$  afin de mieux évaluer l'effet de la gradation.

**c) Influence de la forme des blocs**

D'après Bradbury et Allsop [1992] la forme des blocs influence la stabilité statique. Ils constatèrent que les blocs très arrondis présentaient la plus faible stabilité comparée à celle des blocs allongés. Les blocs angulaires et irréguliers avaient des performances identiques. La figure 2.24 montre la classification des blocs selon leur forme, tel que présentée par le CIRIA[1991].

Dans le cas de la stabilité dynamique, Van Der Meer [1988a, 1992], en utilisant des blocs angulaires et allongés, annonça que la forme des blocs avait une influence faible à nulle sur l'évolution des profils stables. Kao [1990] Hall et Kao [1991] utilisèrent des enrochements avec 0%, 15% et 30% de blocs arrondis. Ils conclurent que la forme des blocs avait un effet sur la largeur de la berme érodée uniquement.

**d) Influence de la résistance des blocs**

La résistance intrinsèque des blocs est un paramètre important dans la stabilité générale d'une protection en enrochement. Allsop et Latham [1987] et Van Der Meer [1992] insistèrent sur les précautions à prendre dans ce sens, particulièrement pour les ouvrages conçus en stabilité dynamique où les déformations des profils donnent lieu à de violents chocs, pouvant fragmenter les blocs de la protection.

**e) Influence de la pente**

Il est bien connu que la pente a une grande influence sur la stabilité générale des perrés. Cette influence se manifeste sur les forces stabilisatrices et déstabilisatrices mises en jeu, ainsi que les mécanismes d'endommagement.

Dans le cas des pentes raides, la composante déstabilisatrice du poids (parallèle à la pente) est prépondérante et les blocs se déplacent toujours de leur position originale vers le bas. Dans le cas d'une sur pente douce, cette composante diminue, ce qui augmente la stabilité. D'autre part,



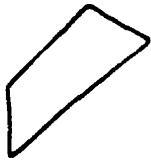

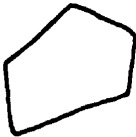


	ANGULAR Blocks with surfaces bounded by sharp edges and corners			ROUNDED Most corners and edges show clear signs of wear or crushing	
Shape class	Elongate + tabular (ET)	Irregular (IR)	Equant (EQ)	Semi-round (SR)	Very round (VR)
					

Figure 2.24 Classification des enrochements suivant la forme. [CIRIA 1991]

pour une pente douce, l'équilibre entre les forces dues à l'écoulement (runup, rundown) et la gravité change et les blocs peuvent également être entraînés vers le haut.

Svée [1962] et Hedar [1986] fixèrent la limite entre la pente douce et la pente raide à 2.6:1, Jensen et Sorensen [1987], quant à eux, fixèrent cette limite à 3:1. Les figures 2.25 et 2.26 montrent les profils de dommage pour des pentes de 5:1 et 2.5:1 dans le cas des perrés statiquement stables, obtenus par Ahrens [1975].

La figure 2.27 montre l'évolution typique des profils dynamiquement stables pour des pentes de 1.5:1, 3:1 et 6:1 [CIRIA, 1991]. On constate que pour des pentes  $> 3:1$  un déplacement d'enrochement a lieu vers le haut, ce qui n'est pas le cas pour des pentes  $< 3$ .

D'après Van Der Meer [1992], la pente initiale n'a aucun effet sur le profil dynamiquement stable, pour des  $N_s > 10 - 15$ . Ahrens [1990], suite à des essais réalisés avec des vagues irrégulières et des  $N_s$  compris entre 5 et 16 (stabilité dynamique), conclut que la pente initiale n'a aucun effet sur le profil.

#### **f) Influence de la perméabilité**

La perméabilité des structures de protection en enrochement joue un rôle important dans la stabilité. Cette perméabilité dépend de l'épaisseur de la couche de protection et de la granulométrie du filtre et du noyau. Pour les perrés conventionnels, l'effet de la perméabilité est souvent vérifiée par la comparaison des dommages. Pour les bermes, la notion de dommages n'est plus valable et l'effet de la perméabilité est souvent évaluée par la comparaison des coefficients de réflexion ou du runup.

Hedar [1960, 1986], Timco et coll., [1984], Thompson et Shutler [1975], Bruun et Johannesson [1976], Van Der Meer et Pilarsczyk [1984] ont montré que la stabilité augmente avec la perméabilité du noyau. La figure 2.28 montre la variation du pourcentage de dommage en fonction de la hauteur de la vague de sollicitation pour quatre types de noyau. On constate alors que la stabilité augmente avec la perméabilité, caractérisée par le diamètre moyen des grains constituant le noyau.

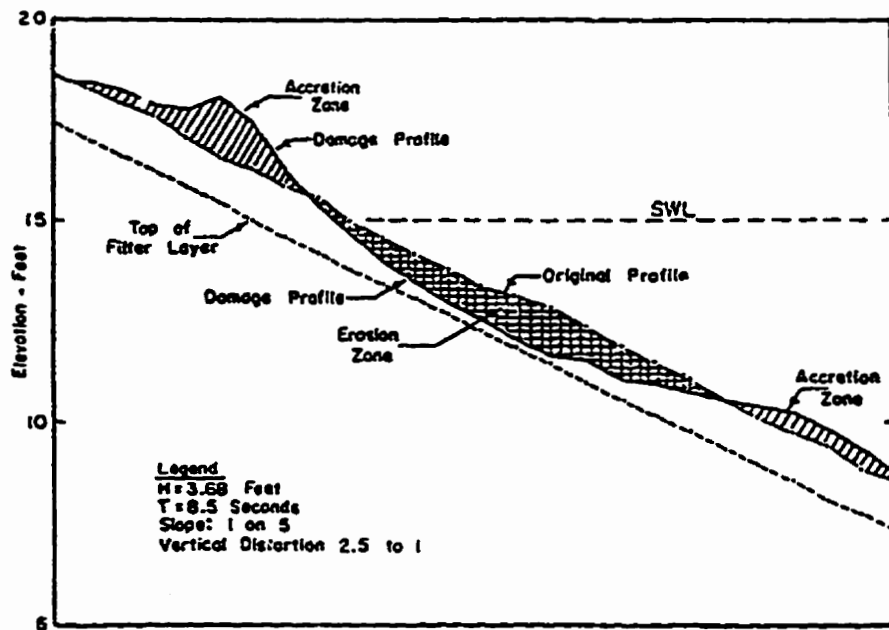


Figure 2.25 Profil de dommage type d'un perré pour une pente de 5:1 [AHRENS , 1975]

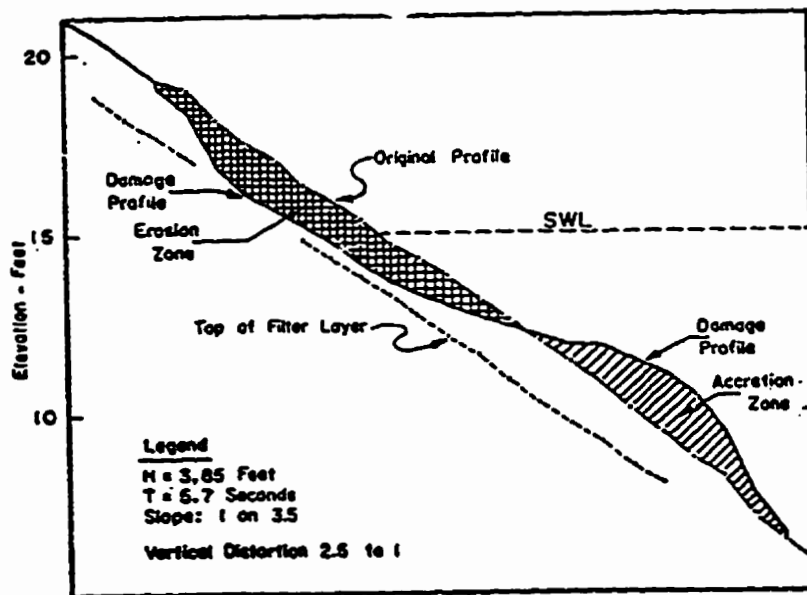


Figure 2.26 Profil de dommage type d'un perré pour une pente de 3.5:1 [AHRENS , 1975]

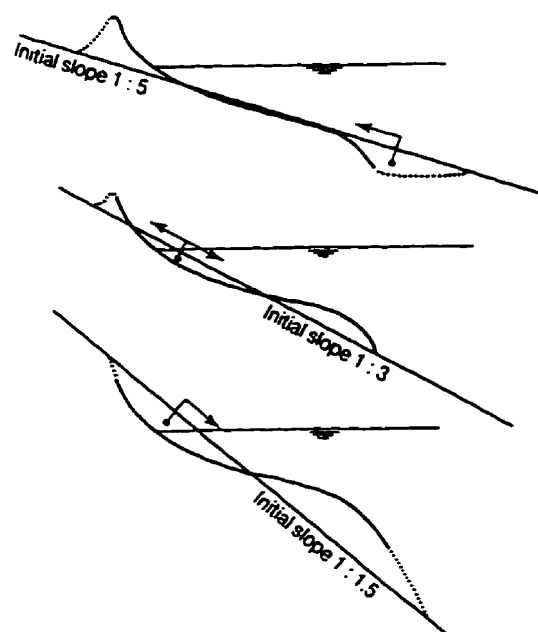


Figure 2.27 Exemples de profils dynamiquement stables pour différentes pentes. [CIRIA 1991]

Note: Damage is more pronounced and occurs earlier for finer core material (alt. II) than with a more coarse core, mainly for higher damage ratios.  $k$  = coefficient of permeability. Armor was 6 cm in diameter.

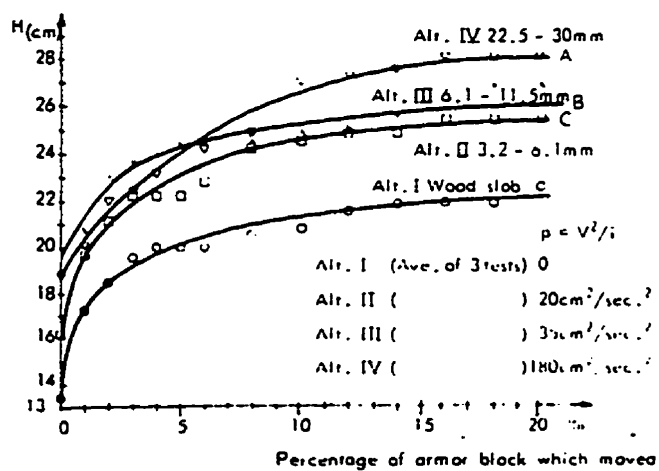


Figure 2.28 Influence de la granulométrie du noyau sur le dommage. [BRUUN et JOHANNESSEN, 1976]

Pour les structures dynamiquement stables, conçues avec des épaisseurs relativement importantes, de l'ordre de 5 à 10  $D_{50}$ , Hall [1987] a montré que la perméabilité de la couche d'enrochement de protection devient prépondérante devant celle du noyau.

D'après Van Der Meer [1988b], dans le cas des perrés minces et pour une même hauteur de vague de design, le passage d'un coefficient de perméabilité  $P = 0.1$  (structure imperméable) à  $P = 0.6$  (structure homogène), implique une augmentation de la stabilité de 35% et une diminution de la masse requise des blocs de 2.5 fois.

D'après Ruy et Sawaragi [1986], le profil en "S" optimum permet une réduction du runup de 10%, du rundown de 20 à 50% et de la réflexion d'environ 50%.

À la suite des travaux réalisés au CERC (Coastal Engineering Research Center), afin d'estimer la réduction du runup due à la présence de bermes, Ahrens et Ward [1991] conclurent que la réduction du runup est modeste, environ 20%, mais, par contre, l'augmentation de la stabilité est relativement plus importante.

D'après Kao [1990] et Hall et Kao [1991], la perméabilité est plus importante pour les gradations uniformes que pour les gradations étalées.

Twu et Wang [1994], Mallayachari et Sundar [1993], Wurjanto et Kobayashi [1993], Kobayashi et Jacobs [1986] ont proposé des modèles numériques pour estimer l'influence de la perméabilité.

### **2.5.3 Paramètres environnementaux**

Les paramètres environnementaux sont ceux qui décrivent les conditions de sollicitation des structures. Parmi les paramètres environnementaux, on peut citer la hauteur des vagues, la période, la profondeur d'eau et la durée des tempêtes.

#### **a) Influence de la période**

La période influence la stabilité des structures de protection à travers son influence sur le type de déferlement des vagues sur une structure. La figure 2.29 caractérise, en fonction du nombre d'Iribarren ( $\xi$ ), les différents types de déferlement rencontrés dans la nature, qui sont:

- les déferlements par déversement ou déversant (spilling);
- les déferlements gonflants (surging);
- les déferlements avec effondrements (collapsing);
- les déferlements plongeants (plunging).

Dans le cas de la stabilité statique, les études menées par Ahrens [1975, 1981], Losada et Gimenez-Curto [1979], Bruun et Gumbak [1976], Bruun et Johannesson [1976] Ahrens et McArtney [1975] et Van Der Meer et Pilarczyk [1984], ont montré que les déferlements avec effondrement étaient plus dommageables pour la stabilité. A titre d'exemple, la figure 2.30 montre la variation du nombre de stabilité à dommage nul,  $N_{SZ}$ , en fonction du nombre d'Iribarren ( $\xi$ ), pour des pentes de 2.5:1, 3.5:1 et 5:1. La stabilité minimale est atteinte pour des valeurs de  $\xi$  comprises entre 2 et 3, ce qui correspond au déferlement avec effondrement.

Dans le cas de la stabilité dynamique, les études sont peu nombreuses et les résultats sont contradictoires. D'après Van Der Meer [1987, 1988a], la période, estimée par la période moyenne  $T_m$ , influence l'évolution des profils pour des  $N_s$  compris entre 3 et 250 (figure 2.31). Alors que pour Kao [1990] et Hall et Kao [1991], la période (période de pic), n'exerce aucune influence sur l'évolution des profils pour des  $N_s$  compris entre 2 et 5.

Suite aux travaux de Hall et Kao, Van Der Meer [1992], déclara que probablement pour des  $N_s < 5$ , la période n'a pas d'effet sur la stabilité dynamique.

Torum et coll. [1988] ont réalisé des essais sur des bermes avec des  $N_s$  compris entre 1 et 4. Ils constatèrent qu'en stabilité dynamique, les volumes déplacés lors de l'évolution des profils sont influencés par la période de pic et la forme du spectre, particulièrement les spectres étroits.

#### **b) Influence du nombre de vagues**

Pour les structures conventionnelles, Hudson [1959] et Ahrens [1975] ont montré qu'en utilisant des vagues régulières, la stabilisation des dommages a lieu autour de 1 000 vagues. Pour des vagues irrégulières, la stabilisation a lieu autour de 7 000 vagues [VAN DER MEER, 1988a].

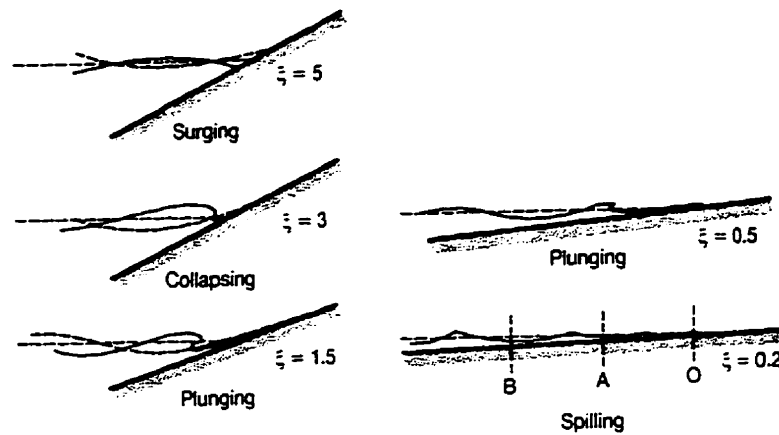


Figure 2.29 Caractérisation des déferlements en fonction du nombre d'Iribarren. [CIRIA 1991]

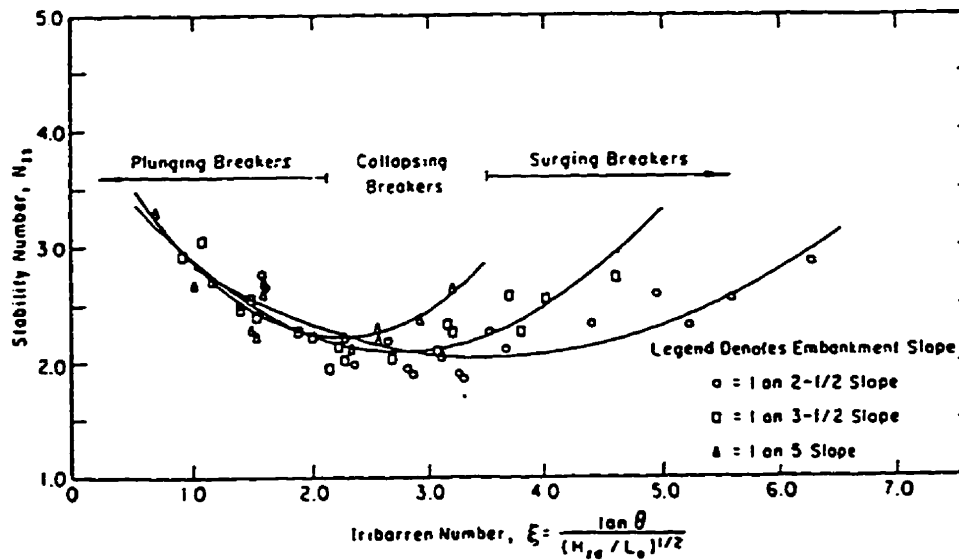


Figure 2.30 Nombre de stabilité de dommage-nul en fonction du nombre d'Iribarren. [AHRENS et Mc CARTNEY]

L'analyse des résultats de Thompson et Shutler [1976] par Van Der Meer et Pilarczyk [1984] a montré que pour des vagues irrégulières, le nombre de vagues influence les dommages. Ceci a été confirmé par Van Der Meer [1988a].

Pour les bermes, Van Der Meer [1987, 1992], Kao [1990] et Hall et Kao [1991] ont montré que l'évolution des profils était fonction du nombre de vagues. Néanmoins, une différence dans les mécanismes a été observée par rapport aux perrés conventionnels. En effet, la majorité des déplacements a lieu sous les premières centaines de vagues, après quoi, une diminution des déplacements est observée.

D'après Hall et Kao [1991], à partir de 3 000 vagues, l'endommagement est très faible. D'autre part, pour un passage de 3 000 à 36 000 vagues, ils ont constaté une augmentation des dommages de 10% seulement.

### c) **Influence de l'angle d'attaque**

L'angle d'attaque des vagues peut influencer la stabilité des structures. Actuellement, il existe peu d'information sur ce sujet et ces dernières sont parfois incomplètes. Burges et Hicks [1966], en se basant sur d'autres travaux, conclurent que la stabilité augmente pour une structure attaquée avec un angle de  $66^\circ$ .

Whillock [1977] a réalisé des essais en laboratoire concernant l'influence de l'angle d'approche des vagues sur la stabilité. Les structures testées étaient constituées de blocs artificiels de type "Dolos". Ses résultats montrent qu'il y a une diminution de la stabilité pour un angle d'approche compris entre  $0$  et  $45^\circ$  par rapport à la normale, et qu'au-delà de  $50^\circ$ , la stabilité de la protection augmente rapidement. D'après Allsop et Jones [1993], pour un pourcentage de dommage inférieur à 5%, la réduction des dommages est relativement faible pour des angles d'attaque par rapport à la normale compris entre  $0$  et  $60^\circ$ . Par contre, elle devient plus importante à  $75^\circ$ .

Pour ce qui est des structures dynamiquement stables, en plus des déplacements d'enrochement et des déformations du profil, les vagues obliques peuvent créer un déplacement des blocs le long de l'axe longitudinal de la structure.

Van Hijum et Pilarczyk [1982] conclurent que pour des structures de protection en gravier ou en sable correspondant à des  $N_s$  élevés, un angle d'attaque de  $30^\circ$  produit une réduction



du profil formé. Dans ce cas, le coefficient de réduction des paramètres du profil est égal à  $\sqrt{\cos\beta}$ .  $\beta$  étant l'angle d'attaque des vagues mesuré par rapport à la normale de la structure

Burcharth et Frigaard [1987] étudièrent l'influence des vagues obliques sur les bermes. Les essais ont été réalisés en considérant:  $D_{n50}=1.69$  cm,  $\rho_f=2.65$ ,  $H_S=10$  à 20 cm,  $\beta=15^\circ$  à  $30^\circ$  et  $N_S=3$  à 7. Ils constatèrent alors qu'un transport de masse a lieu le long de la berme. L'intensité de ce transport était fonction de l'angle d'attaque  $\beta$  et de la hauteur de vague.

Van Der Meer [1992] présenta des résultats d'essais réalisées avec  $N_S$  compris entre 3 et 3.9 et des angles d'attaque de  $25^\circ$  et  $50^\circ$ . En comparant ses résultats aux résultats de Burcharth et Frigaard [1987], Van Der Meer [1992] constata que pour  $\beta = 50^\circ$ , le transport de masse le long de la berme était beaucoup plus faible que pour des angles d'attaque de  $15$  à  $30^\circ$ . Van Der Meer [1992] conclut que dans le cas des bermes, le transport de masse est maximum entre  $15$  et  $40^\circ$  et qu'il est moins important pour des angles plus grands ou plus petits.

#### d) Influence de la hauteur de vague

La hauteur de vague est un paramètre important, elle influence directement la stabilité, le design et les coûts des ouvrages. Sa détermination constitue une part importante d'un projet de construction d'une protection contre les vagues.

La plupart des formules de stabilité ont été développées à partir d'essais en vagues régulières et la façon de les extrapoler à des conditions de houle naturelles n'est pas encore bien définie. La hauteur de vague de conception ( $H_D$ ) proposée par différents auteurs varie généralement de  $H_S$  à  $H_{5\%}$ . Rogan [1969] et Ouellet [1972] ont proposé l'utilisation de la hauteur significative alors que Carstens et coll. [1965], Feuillet et Sabaton [1980] et Feuillet et coll. [1987] ont proposé une hauteur de vagues comprise entre  $H_S$  et  $H_{5\%}$  des vagues irrégulières. Pour Broderick [1984], l'équivalence entre vagues irrégulières et régulières est atteinte pour des valeurs comprises entre  $H_{10\%}$  et  $H_{5\%}$ . Le Shore Protection Manual (SPM) [1984], quant à lui, recommandent d'utiliser  $H_D = H_{10\%} = 1.27 H_S$ .

D'après Vidal et coll. [1995], suite à une comparaison d'essais en vagues régulières avec la formule de Van Der Meer considérée avec 3000 vagues, l'utilisation de  $H_{3\%}$  donnerait une meilleure équivalence entre les vagues régulières et irrégulières.

Les figures 2.32a et 2.32b montrent une comparaison des formules de Van Der Meer établies sous vagues irrégulières, considérées avec 5000 vagues, et celle de l'Université de Sherbrooke établies sous vagues régulières [BEN BELFADHEL et coll., 1993].

La figure 2.32a, montre que pour une pente de 1.5:1,  $H_D$  est proche de  $H_{5\%}$  pour le début des dommages et de  $H_{10\%}$  pour un plus grand dommage. Par contre, la figure 2.32b montre que pour une pente de 2.5:1,  $H_D$  est comprise entre  $H_{10\%}$  et  $H_S$ . Ben Belfadhel et coll. [1993] concluent que  $H_{10\%}$  serait probablement une valeur acceptable pour la détermination de la vague de design.

Les études et les comparaisons citées plus haut concernent surtout les structures statiquement stables. Pour les structures dynamiquement stables, une seule étude a été réalisée par Hijum et Pilarczyk [1982] sous vagues régulières et irrégulières avec des valeurs de  $N_S$  très élevées. Hijum et Pilarczyk conclurent que dans ce cas, les profils seraient identiques pour des hauteurs et des périodes de 15% supérieures à  $H_S$  et  $T_S$ .

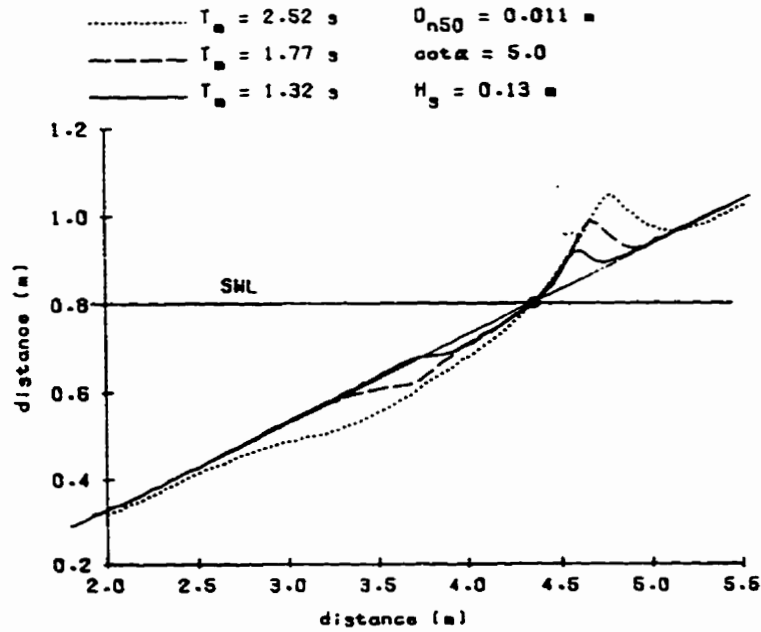


Figure 2.31 Influence de la période sur le profil dynamiquement stable.  
[VAN DER MEER 1992]

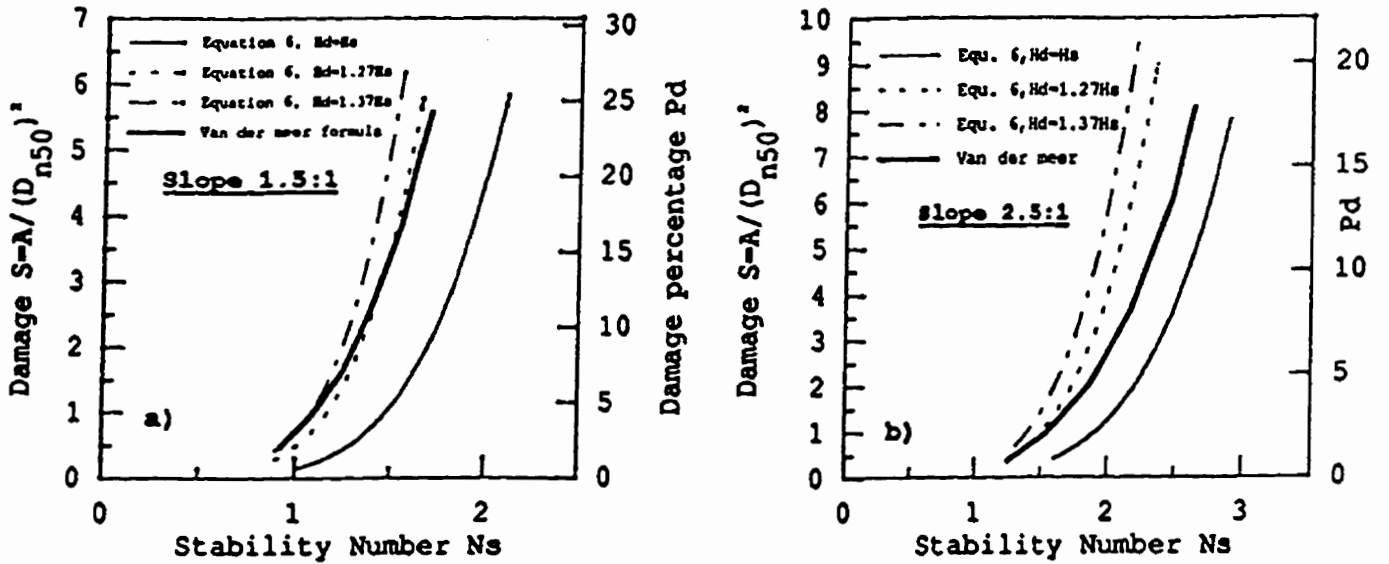


Figure 2.32 Comparaison des vagues régulières et irrégulières:  
 a) pente de 1.5 :1  
 b) pente de 2.5:1  
 [BEN BELFADHEL et coll. 1993]

## 2.6 Discussion

Ce chapitre a passé en revue les connaissances acquises dans le domaine des ouvrages de protection contre les vagues, particulièrement ceux construits en enrochement. La revue a porté sur les méthodes de conception, le comportement, la réparation et les principaux paramètres environnementaux et structuraux, influençant la stabilité de ces ouvrages.

Les ouvrages de protection subissent régulièrement des dommages plus ou moins importants, nécessitant des réparations onéreuses afin d'assurer leur fonctionnement et la sécurité des ouvrages protégés. La connaissance des causes et des mécanismes d'évolutions de ces dommages est capitale pour le choix d'une méthode de réparation efficace. Jusqu'à présent, ces réparations sont effectuées de façon empirique sans pouvoir prédire leur compétence. De même qu'il n'existe que très peu d'études de laboratoire permettant une approche rationnelle des réparations, d'où un manque d'information sur les comportements de ces dernières.

Force est de constater l'évolution des concepts de stabilité où les ingénieurs tentent de profiter de certaines prédispositions naturelles afin de réduire les coûts et augmenter la compétence des ouvrages de protection contre les vagues. Ainsi, du concept de stabilité statique, où les dommages ne sont pas ou peu tolérés, on a introduit le concept de stabilité dynamique où les profils évoluent progressivement vers des configurations naturelles plus stables.

Dans le domaine de la stabilité statique, la littérature est assez riche en études et l'influence des différents paramètres est maintenant bien connue. De nombreuses formules de conception ont été développées. Une comparaison de quatre d'entre elles, a montré que ces formules peuvent donner le même résultat, à condition de bien connaître leurs conditions d'établissement et de les utiliser en respect de ces conditions.

Pour la stabilité dynamique, par contre, les travaux sont moins nombreux d'où un manque dans la connaissance des mécanismes et des comportements. De plus, leurs conclusions sur l'influence de certains paramètres sont parfois contradictoires, comme c'est le cas pour la période et la gradation. Dans le cas des bermes ( $N_s < 6$ ), il n'existe, à notre connaissance, que deux études systématiques ayant abouti à des modèles de conception. Ces études ont été réalisées pour les cas de brise-lames où les bermes construites reposent directement sur le fond horizontal. Par contre, pour les bermes construites sur des pentes, il n'existe que très peu de travaux.

## CHAPITRE 3

### CONDITIONS GÉNÉRALES DE L'ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

#### 3.1 Généralités

L'étude expérimentale a été réalisée sur modèles réduits, au laboratoire d'hydraulique de l'Université de Sherbrooke. L'objectif principal visé est l'étude approfondie des différentes méthodes de réparation et de confortement des protections en enrochements contre les vagues, des barrages en remblais, afin d'en estimer les compétences et de définir les mécanismes de comportement. Les réparations testées incluent les réparations locales, les recouvrements et les réparations par construction de bermes.

Les conditions générales adoptées lors de cette étude sont similaires à celles prévalant sur les barrages de la région La Grande. L'étude expérimentale a été réalisée en vagues régulières, en considérant une seule période de vagues qui, à l'échelle du prototype, correspond à environ 6 s et reproduit assez bien les conditions de sollicitation rencontrées sur le terrain. Les modèles réduits ont été construits à des échelles géométriques d'environ 1/10 et 1/20 par rapport aux ouvrages de la région La Grande, avec des pentes de 1.5:1 et 2.5:1 qui englobent la plage des pentes de talus rencontrées sur ces ouvrages.

Le présent chapitre a pour objectifs de présenter les différents paramètres étudiés, les installations, les procédures expérimentales et les conditions générales liées à la présente étude.

#### 3.2 Variables intervenant dans la stabilité

La sollicitation par les vagues des structures de protection en enrochements est un phénomène hydrodynamique complexe, faisant intervenir plusieurs paramètres. De nos jours et malgré le développement des outils informatiques et des modèles mathématiques, l'approche basée sur les essais au laboratoire, sur modèles réduits, restent la plus sûre et la plus reconnue pour étudier les conséquences de ces sollicitations sur la stabilité des protections en enrochements. L'un des objectifs des essais expérimentaux est de tenter d'expliquer et d'établir des relations numériques entre les groupements adimensionnels représentatifs du phénomène étudié, afin de

pouvoir transposer au prototype les résultats obtenus sur modèle. En général, les groupements (variables) adimensionnels sont déterminés à partir des variables physiques, moyennant l'analyse dimensionnelle

### 3.2.1 Variables physiques

Généralement les variables physiques intervenant dans la stabilité des ouvrages en enrochements, destinés à la protection contre les vagues, peuvent être classées en variables environnementales, c'est à dire liées aux conditions de sollicitations (vagues) et en variables structurelles, c'est à dire liées à la structure même de protection. C'est variables peuvent aussi être classées en variables indépendantes tel que la hauteur de vagues  $H$  ou le diamètre des enrochements  $D_{n50}$  et en variables dépendantes tel que le dommage  $S=A/(D_{n50})^2$ . Différents auteurs tels que Hudson [1959], Raichlen [1974], Thompsen et coll. [1972], Thompson et Shutler [1976] ont établi des listes explicites de ces différentes variables.

Les variables environnementales sont: la hauteur de vagues de conception ( $H$ ); la période de vagues ( $T$ ); la durée de la tempête, représentée par le nombre de vagues ( $N$ ); l'angle d'attaque des vagues ( $\beta$ ) qui varie selon la disposition de la structure par rapport à la direction principale des vagues; la profondeur de l'eau ( $d$ ) qui peut influencer la propagation des vagues (eau profonde, intermédiaire ou peu profonde) ou le genre de sollicitation (condition de franchissement ou non de la crête) et le type de vagues. À ces variables, s'ajoute la masse volumique de l'eau ( $\rho_e$ ), sa viscosité cinématique ( $\nu$ ) et l'accélération de la pesanteur ( $g$ ).

Les variables structurelles, quant à elles, sont représentées par: la masse médiane des enrochements de la couche de protection, exprimée par le diamètre médian ( $D_{50}$ ) ou le diamètre nominal médian ( $D_{n50}$ ); la gradation des enrochements du perré original ( $D_{85}/D_{15}$ ); l'épaisseur de la couche de protection ( $E_p$ ); la forme des enrochements; l'angle naturel de repos des enrochements ( $\phi$ ); le rapport entre la taille des enrochements du perré original et ceux du filtre (coussin) ( $D_{50}/D_{50c}$ ); la pente de la structure  $\cot(\alpha)$ .

Pour la présente étude, plusieurs méthodes de réparation ont été testées. Les variables relatives à ces méthodes sont: la masse médiane des enrochements de réparation ( $D_{50}R$ ); la gradation des enrochements de réparation ( $D_{85}/D_{15}R$ ); le pourcentage de matériaux fins présents

dans la couche de protection originale (PF); le mode de placement des enrochements (avec ou sans réarrangement des blocs); le pourcentage de recouvrement de la surface endommagée (PR) (dans le cas des essais de réparation par recouvrement); le dommage S pour évaluer la stabilité, surtout lors des réparations locales et réparations par recouvrement.

Pour les essais de réparation par construction de bermes, la stabilité est évaluée par l'évolution du profil stable qui est caractérisé par: la pente originale de la berme en fin de construction ( $\cot\theta_0$ ); la pente principale formée au niveau d'eau de sollicitation ( $\cot\theta$ ); les pentes au dessus et au dessous du niveau d'eau de sollicitation ( $\cot\theta_1$  et  $\cot\theta_2$ ); l'épaisseur de berme érodée au niveau d'eau de sollicitation ( $E_R$ ).

### 3.2.2 Variables adimensionnelles

À partir des variables physiques intervenant dans la stabilité, l'analyse dimensionnelle, moyennant le théorème des  $\pi$  de Buckingham, permet de définir des groupements adimensionnels correspondant aux différentes variables considérées. Ces groupements adimensionnels doivent être conservés en passant du modèle au prototype (et réciproquement) afin d'assurer une similitude du phénomène étudié. Le tableau 3.1 résume l'ensemble des groupements adimensionnels que l'on peut obtenir à partir des variables physiques listées au 3.2.1.

L'importance pour l'étude expérimentale des différentes variables adimensionnelles et leur influence sur les résultats dépend des objectifs de l'étude et de ses conditions expérimentales. Ainsi, certaines variables adimensionnelles peuvent être négligées, soit par ce que les variables physiques leur correspondant n'ont pas été variées, soit par ce que, sous certaines conditions, leur influence sur le phénomène étudié n'est pas importante. Pour la présente étude, les conditions expérimentales étaient les suivantes:

- Les essais ont été réalisés en considérant des vagues régulières;
- une seule période de vagues a été considérée, imposant ainsi le type de déferlement;
- pour les essais de réparation par construction de bermes, les essais ont été réalisés en variant le niveau d'eau. La profondeur d'eau minimale a été déterminée de telle façon que, pour l'ensemble des essais, la génération et la propagation des vagues correspondaient aux conditions d'eau profonde ( $d/L_0 > 0.25$ ,  $L_0$  étant la longueur d'onde en eau profonde  $L_0 = gT^2/2\pi$ ) et donc sans influence sur les caractéristiques des vagues;

Tableau 3.1 Résumé des variables adimensionnelles.

Hauteur de vagues (H) et taille des enrochements ( $D_{n50}$ )	$N_s = H/(\Delta D_{n50})$
Période de vagues (T)	$s_m = 2\pi H/gT^2$ ou $\xi_m = \tan\alpha/(s_m)^{1/2}$
Profondeur d'eau (d)	d/H
Nombre de vagues (N)	N
Angle d'attaque des vagues ( $\beta$ )	$\beta$
Nombre de Reynolds ( $Re$ )	$Re_c$
Nombre de Froude ( $F_r$ )	$F_r$
Épaisseur de la couche de protection ( $E_p$ )	$E_p/D_{n50}$
Gradation des enrochements du perré original	$D_{85}/D_{15}$
Pente de la structure	$\cot\alpha$
taille des enrochements du filtre ( $D_{50}_c$ )	$D_{50}/(D_{50})_c$
Forme des enrochements	//
Taille des enrochements de réparation ( $(D_{50})_R$ )	$(D_{50})_R/D_{50}$
Gradation des enrochements de réparation	$(D_{85}/D_{15})_R$
Pourcentage de matériaux fins	PF
Pourcentage de recouvrement	PR
Mode de placement des blocs de réparation	//
Domage S	$S = A/(D_{n50})^2$
Angle de repos des enrochements	$\phi$
Pente originale des bermes	$\cot\theta_0$
Pentes du profil stable des bermes	$\cot\theta, \cot\theta_1, \cot\theta_2$
Épaisseur érodée ( $E_r$ )	$E_r/D_{n50}$



- l'angle d'attaque des vagues n'a pas été varié, seule la direction perpendiculaire à la structure a été considérée;
- le nombre de vagues n'a pas été considéré, les essais ont été réalisés en prolongeant l'attaque des vagues jusqu'à stabilisation des dommages;
- l'épaisseur de la couche de protection originale a été maintenue constante et égale à  $2D_{50}$ ;
- une seule forme de blocs, correspondant à des blocs anguleux, a été considérée;
- un seul type de filtre (coussin) a été considéré avec  $D_{50}/(D_{50})_c = 7.8$ ;
- la pente originale des bermes  $\cot\theta_0$  est supposée constante et égale à la pente de repos des enrochements utilisés  $\cot\phi$ . Il en est de même pour les pentes  $\cot\theta_1$  et  $\cot\theta_2$ .
- l'échelle choisi a été suffisamment grande pour minimiser l'effet du nombre de Reynolds. Vu l'importance de ce dernier sur les résultats expérimentaux, son influence sera étudiée plus en détail dans ce qui suit.

### 3.2.3 Effet d'échelle

Lors des sollicitations des enrochements par les vagues, les forces de pesanteur sont dominantes devant les forces de viscosité et de tension superficielle. Dans ce cas, les modèles sont généralement conçus suivant la loi de similitude de Froude. Le nombre de Froude ( $F_r$ ) qui caractérise le rapport des forces d'inertie et des forces de gravité s'exprime comme suit:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (3.1)$$

V : vitesse d'écoulement;

g : accélération de pesanteur;

L : dimension géométrique caractéristique.

En similitude de Froude, si l'échelle choisie est trop petite, les forces de viscosité risquent de ne plus être correctement représentées ce qui peut conduire à un effet d'échelle. Pour pallier à cette situation il devient indispensable d'imposer une échelle limite, d'où la notion de nombre de Reynolds limite. Le nombre de Reynolds ( $R_e$ ) caractérise l'importance relative des forces d'inertie et des forces de viscosité, il s'exprime comme suit:

$$R_e = \frac{VL}{\nu} = \frac{D_{50}\sqrt{gH}}{\nu} \quad (3.2)$$

- g :accélération de la pesanteur;  
 H :hauteur de vagues;  
 D<sub>50</sub> :diamètre médian des enrochements;  
 ν :viscosité cinématique de l'eau (ν=10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s à 20°C).

Pour les perrés conventionnels, les effets du nombre de Reynolds sur la stabilité ont été étudiés par Dai et Kamal [1969], Thompsen et coll. [1972], Sawaragi et coll. [1983], Jensen et Klinting [1983], Sorensen et Jensen [1985], Shimada et coll. [1986], Van Der Meer et Pylarczyk [1988c]. Il ressort de ces études qu'au delà d'un nombre de Reynolds compris entre 1 10<sup>4</sup> et 4 10<sup>4</sup>, les effets d'échelle sont négligeables.

Dans le cas des bermes, une attention particulière doit être portée aux éventuels effets d'échelle. En effets, la grande épaisseur de la structure et la taille des blocs généralement plus petits que ceux des perrés conventionnels ainsi que les gradations assez étalées risquent de provoquer des écoulements qui ne seront plus en similitude avec le prototype ce qui conduirait à des effets d'échelle indésirables.

Le concept de berme est relativement récent et les études portant sur les éventuels effets d'échelle ne sont pas très nombreuses [BURCHARTH et FRIGAARD, 1987; VAN DER MEER, 1992]. D'après Burcharth et Frigaard, pour un nombre de Reynolds compris entre 1.7 10<sup>4</sup> et 2.4 10<sup>4</sup>, les effets d'échelles sont négligeables.

Pour la présente étude, les essais ont été réalisés suivant deux échelles géométriques différentes. Pour la petite échelle, le diamètre médian du perré original (D<sub>50</sub>) était de 3.8 cm, les hauteurs de vagues moyennes quant à elles, étaient comprises entre 7 cm et 20 cm ce qui correspond à un nombre de Reynolds minimum (R<sub>emin</sub>) de 3.14 10<sup>4</sup>, qui satisfait aux exigences théoriques. Afin de vérifier cette conclusion, une comparaison a été réalisée en considérant des essais similaires menés sur le perré original à des échelles de 1/10 et 1/20. Cette comparaison est montrée à la figure 3.1 qui montre de façon adimensionnelle, l'évolution des dommages  $S=A/(D_{n50})^2$  en fonction du nombre de stabilité  $N_S=H/\Delta D_{n50}$ , pour ces deux types d'essais. Cette

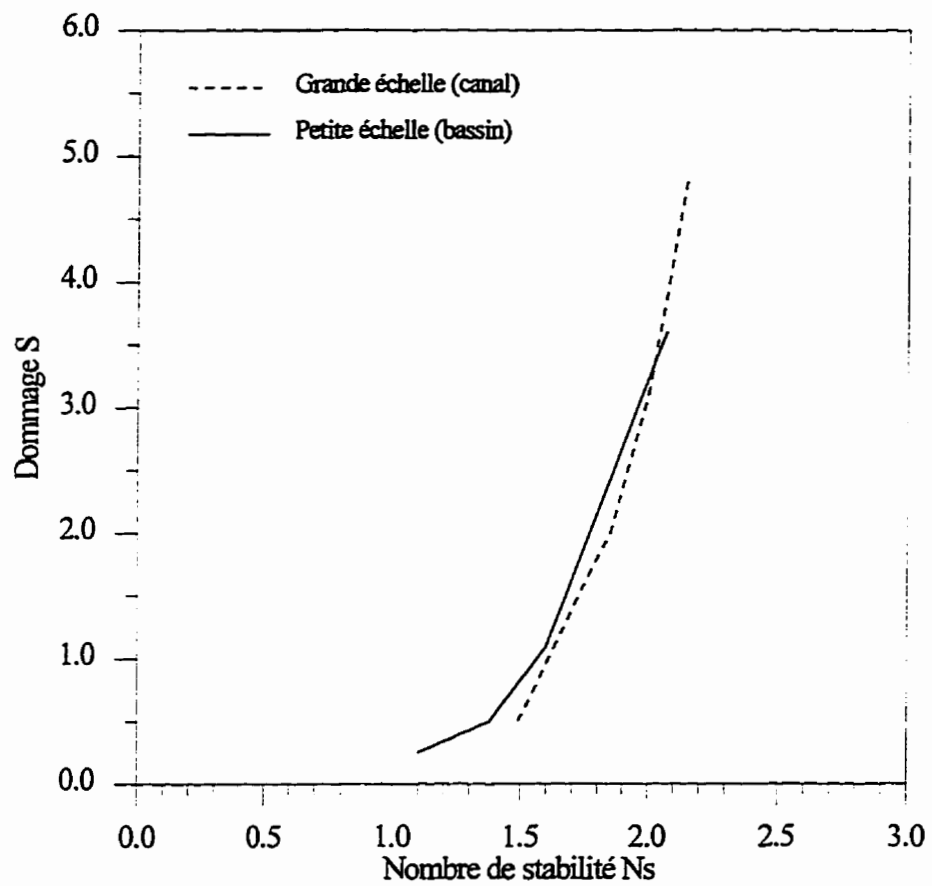


Figure 3.1 Évolution des dommages en fonction du nombre de stabilité et de l'échelle des modèles.

figure montre que de façon générale les effet d'échelle sont négligeables et les courbes présentées sont quasiment similaires. Les différences observées au début des dommages ( $S=1$ ) et à la rupture peuvent provenir de la différence des incréments de vagues considérés pour les deux essais montrés.

Pour les essais de réparation par construction de bermes, le plus petit diamètre médian était de 3.2 cm et les hauteurs de vagues de sollicitations variaient de 6 cm à 20 cm. Ces conditions se traduisent par un nombre de Reynolds minimum ( $R_{emin}$ ) de  $2.45 \cdot 10^4$  qui satisfait lui aussi aux conditions théoriques.

Le tableau 3.2, résume, en similitude de Froude et pour une échelle géométrique  $L_r=L_{modèle}/L_{prototype}$ , les échelles des variables les plus couramment utilisées lors des essais sur modèles réduits.

Tableau 3.2 Résumé des rapports d'échelle en similitude de Froude.

Variable	Dimension	Échelle (modèle/prototype)
Longueur (L)	L	$L_r$
Surface (A)	$L^2$	$A_r = L_r^2$
Volume (V)	$L^3$	$V_r = L_r^3$
Temps (T)	T	$T_r = L_r^{1/2}$
Vitesse (V)	L/T	$V_r = L_r^{1/2}$
Débit (Q)	$L^3/T$	$Q_r = L_r^{5/2}$

### 3.2.4 Variables retenues pour la présente étude

Suite à l'analyse des conditions expérimentales et en fonction de la méthode de réparation testée, certaines variables adimensionnelles peuvent être éliminées. Les variables retenues pour la présente études sont résumées aux tableaux 3.3, 3.4 et 3.5, respectivement, pour les essais de réparations locales, recouvrement et réparation par construction de berme. Les plages de variation de ces variables seront explicitées ultérieurement pour chaque type de réparation.

Tableau 3.3 Résumé des variables retenues pour les essais de réparations locales.

Hauteur de vague H	$N_s = \frac{H}{\Delta D_{n50}}$
Diamètre $D_{n50}$ du perré original	
Pente du talus	$\cot\alpha$
Dommmage S	$S = A/(D_{n50})^2$
Taille des enrochements de réparation par rapport à ceux du perré original	$(D_{n50})_R/(D_{n50})$
Pourcentage de matériaux fins	PF
Mode de placement	//

Tableau 3.4 Résumé des variables retenues pour les essais de réparation par recouvrement.

Hauteur de vague (H)	$N_s = \frac{H}{\Delta D_{n50}}$
Diamètre ( $D_{n50}$ ) du perré original	
Dommmage (S)	$S = A/(D_{n50})^2$
Taille des enrochements de réparation par rapport à ceux du perré original ( $D_{50})_R$	$(D_{n50})_R/(D_{n50})$
Pourcentage de recouvrement	PR

Tableau 3.5 Résumé des variables retenues pour les essais de réparation par construction de berme.

Hauteur de vague (H)	$N_s = \frac{H}{\Delta D_{n50}}$
Diamètre ( $D_{n50}$ ) du perré original	
Pente du talus	$\cot\alpha$
Dommmage (S)	$S = A/(D_{n50})^2$
Taille des enrochements de réparation par rapport à ceux du perré original ( $D_{50})_R$	$(D_{n50})_R/(D_{n50})$
Gradation des enrochements de la berme (réparation)	$(D_{85}/D_{15})_R$
Pourcentage de matériaux fins	PF
Variation du niveau d'eau	//
la pente du profil stable	$\cot\theta$
L'épaisseur de berme érodée ( $E_r$ )	$E_r / D_{n50}$

### 3.3 Conditions expérimentales

#### 3.3.1 Installations

Les essais ont été réalisés à des échelles de 1/10 et 1/20 par rapport aux ouvrages de la région La Grande et en considérant deux pentes de talus de 1.5:1 et 2.5:1. Ces échelles ont été choisies de façon à :

- reproduire avec le plus d'exactitude le phénomène naturel étudié;
- reproduire, sous les mêmes conditions, les mêmes résultats et avec la même précision;
- permettre une bonne visualisation des mécanismes étudiés;
- se rapprocher le plus possible des conditions de réparation et de maintenance sur prototype;
- éviter les éventuels effets d'échelle.

Les essais à grande échelle (1/10) ont été réalisés sur la pente de talus de 1.5:1, dans un canal de 45 m de longueur, 1.8 m de largeur et 2 m de profondeur (figure 3.2). Alors que les essais à petite échelle (1/20) ont été réalisés sur la pente de talus de 2.5:1, dans un canal de 1.5 m de largeur et 1 m de profondeur, aménagé dans un bassin de 25 m de longueur et 8 m de largeur (figure 3.3). Les caractéristiques physiques et géométriques des modèles testés dans le canal et dans le bassin sont présentées aux figures 3.4 et 3.5 et résumées au tableau 3.6.

Tableau 3.6 Résumé des caractéristiques géométriques et physiques des perrés originaux du canal et du bassin.

	Canal	Bassin
$D_{50}$	8.9 cm	3.8 cm
$D_{85} / D_{15}$	1.9	1.8
$(D_{50}) / (D_{50})_{\text{coussin}}$	7.8	7.8
Épaisseur du perré original, $E_p$	$2 D_{50}$	$2 D_{50}$

Afin d'illustrer la reproduction des essais réalisés sur les modèles, la figure 3.6 montre les courbes d'évolution des dommages des perrés réparés, obtenues pour des essais réalisés sur le même modèle (grande échelle). Les essais codés "R" ont été réalisés par Ben Belfadhel [1990] et ceux codés "E" ont été réalisés lors de la présente étude. Bien que ces deux types d'essais ont été réalisés par deux expérimentateurs différents et à des dates différentes, on constate que pour chaque rapport d'augmentation du diamètre des blocs de réparation  $(D_{50})_R/D_{50}$ , les courbes d'évolution des dommages sont similaires. La rupture (fin de l'essai) a lieu pour la même hauteur

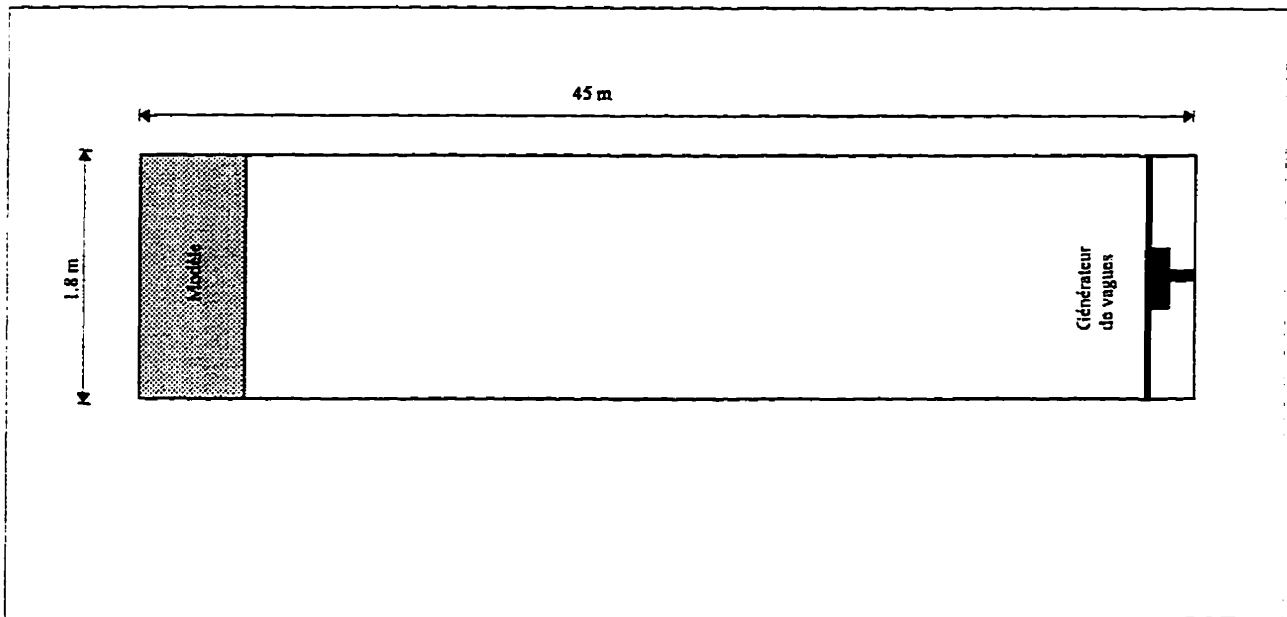


Figure 3.2 Plan d'aménagement du canal (grande échelle).

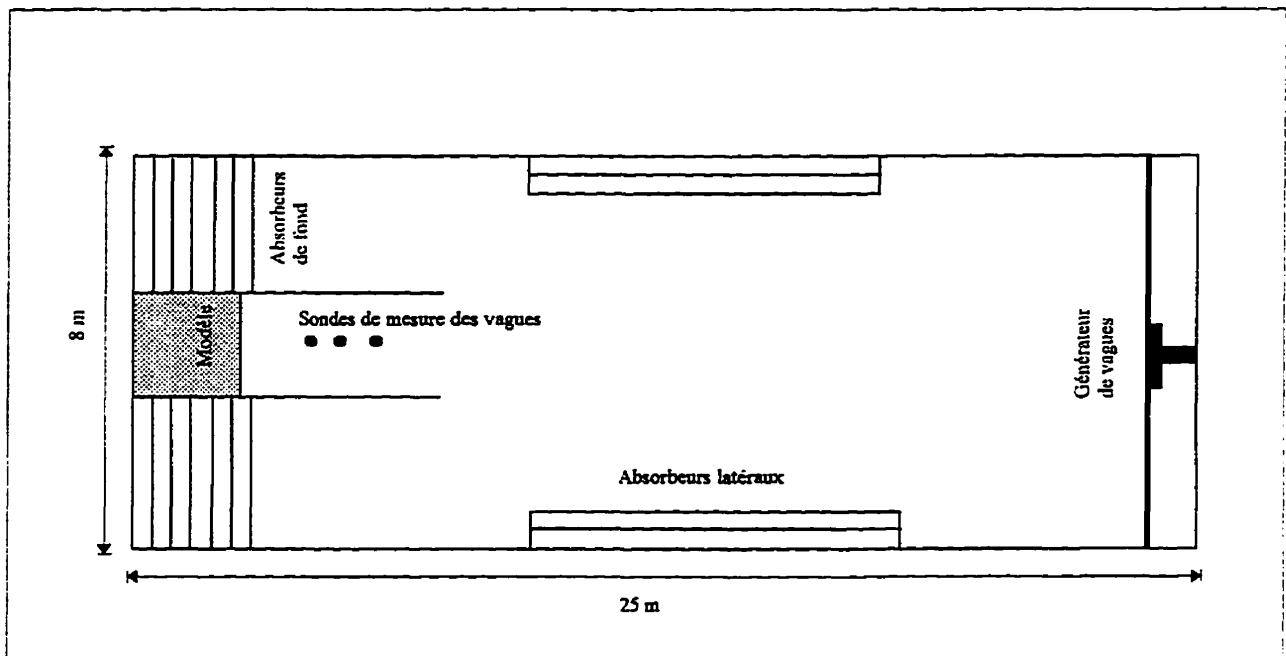
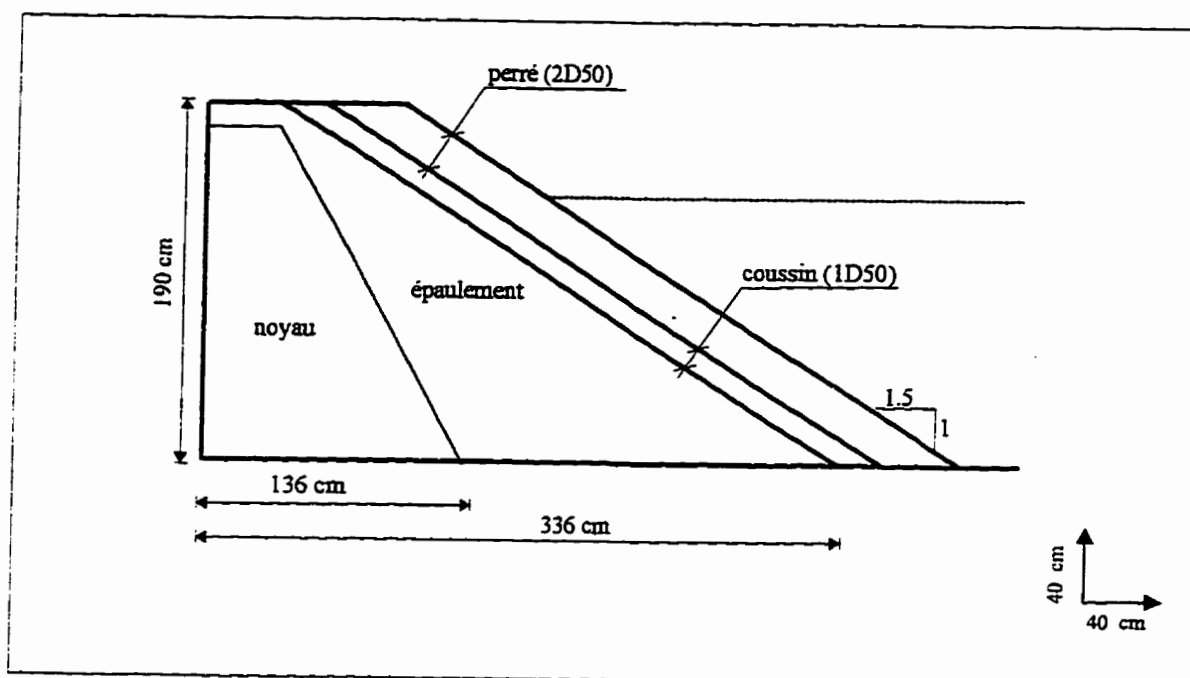
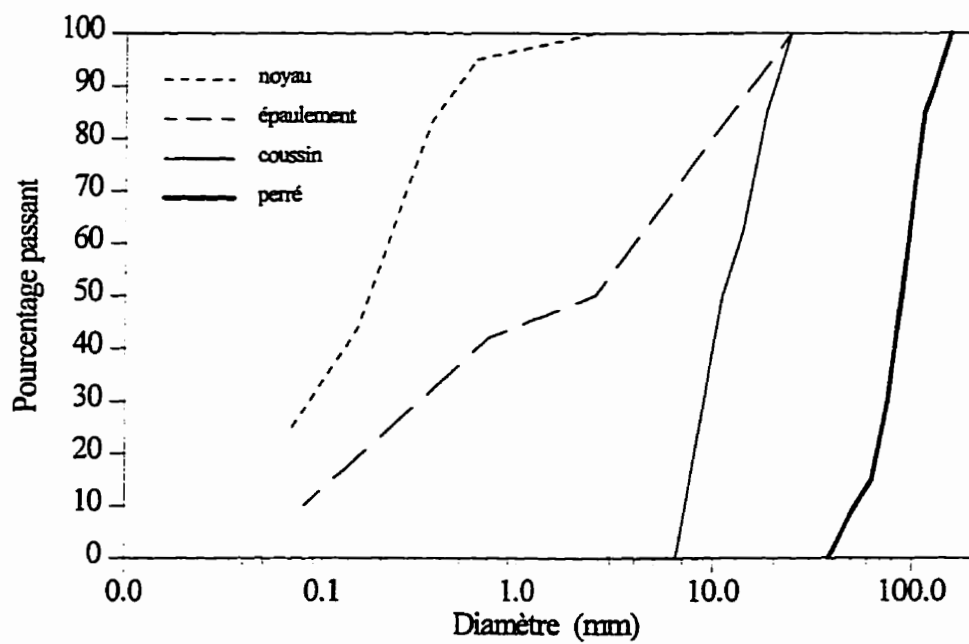


Figure 3.3 Plan d'aménagement du bassin (petite échelle).



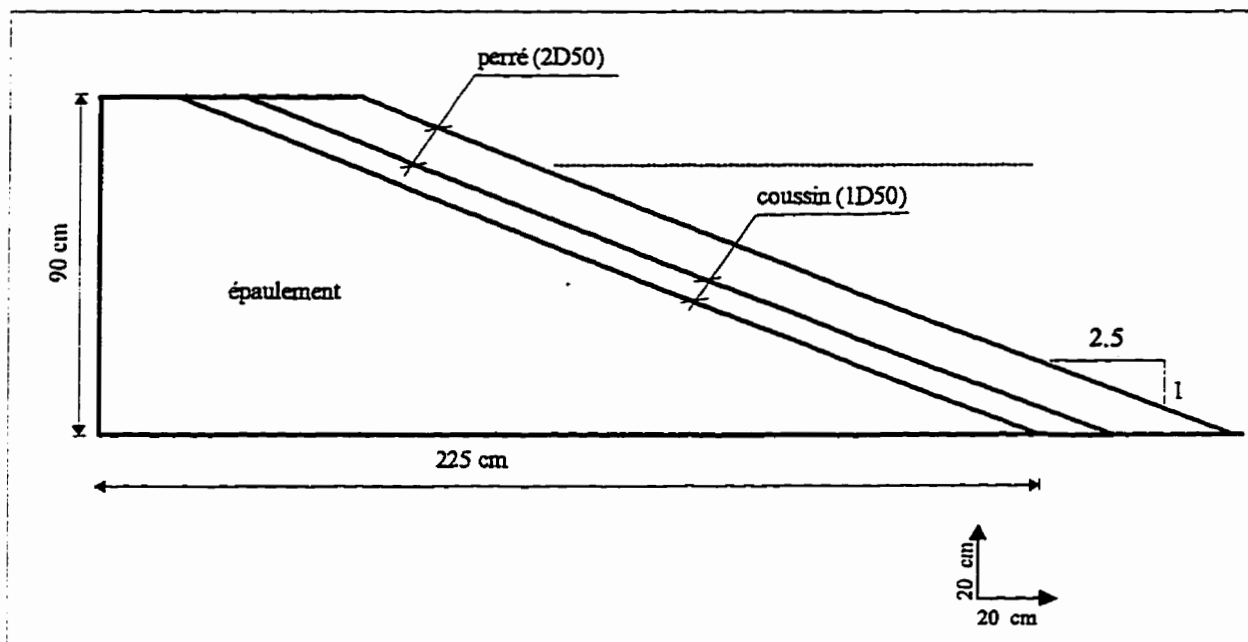
a) Géométrie.



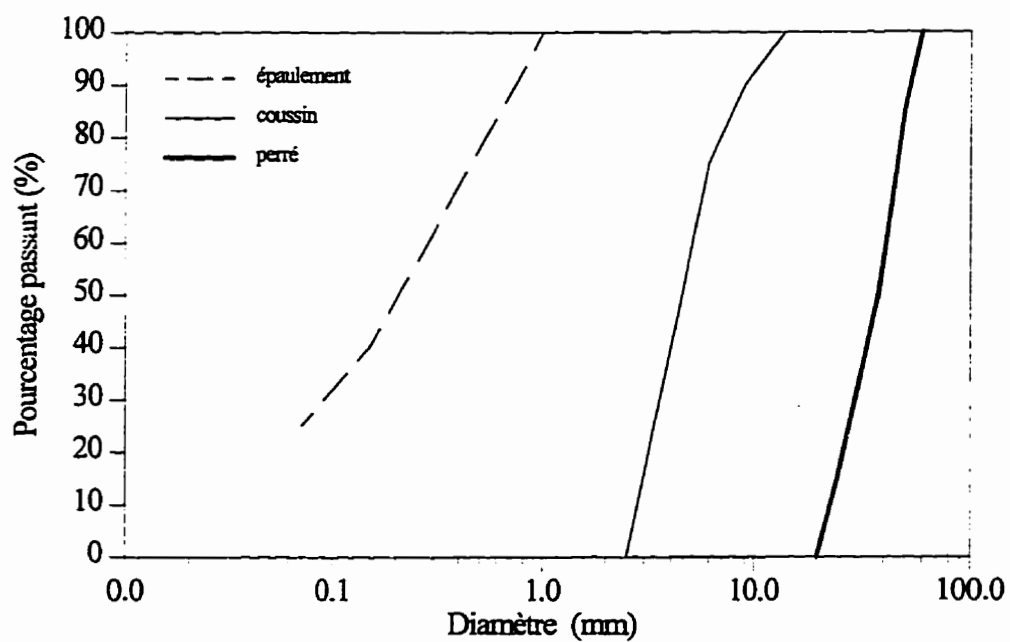
b) Granulométrie

Figure 3.4 Caractéristiques physiques et géométriques du modèle des essais à grande échelle (canal).





a) Géométrie.



b) Granulométrie.

Figure 3.5 Caractéristiques physiques et géométriques du modèle des essais à petite échelle (bassin).

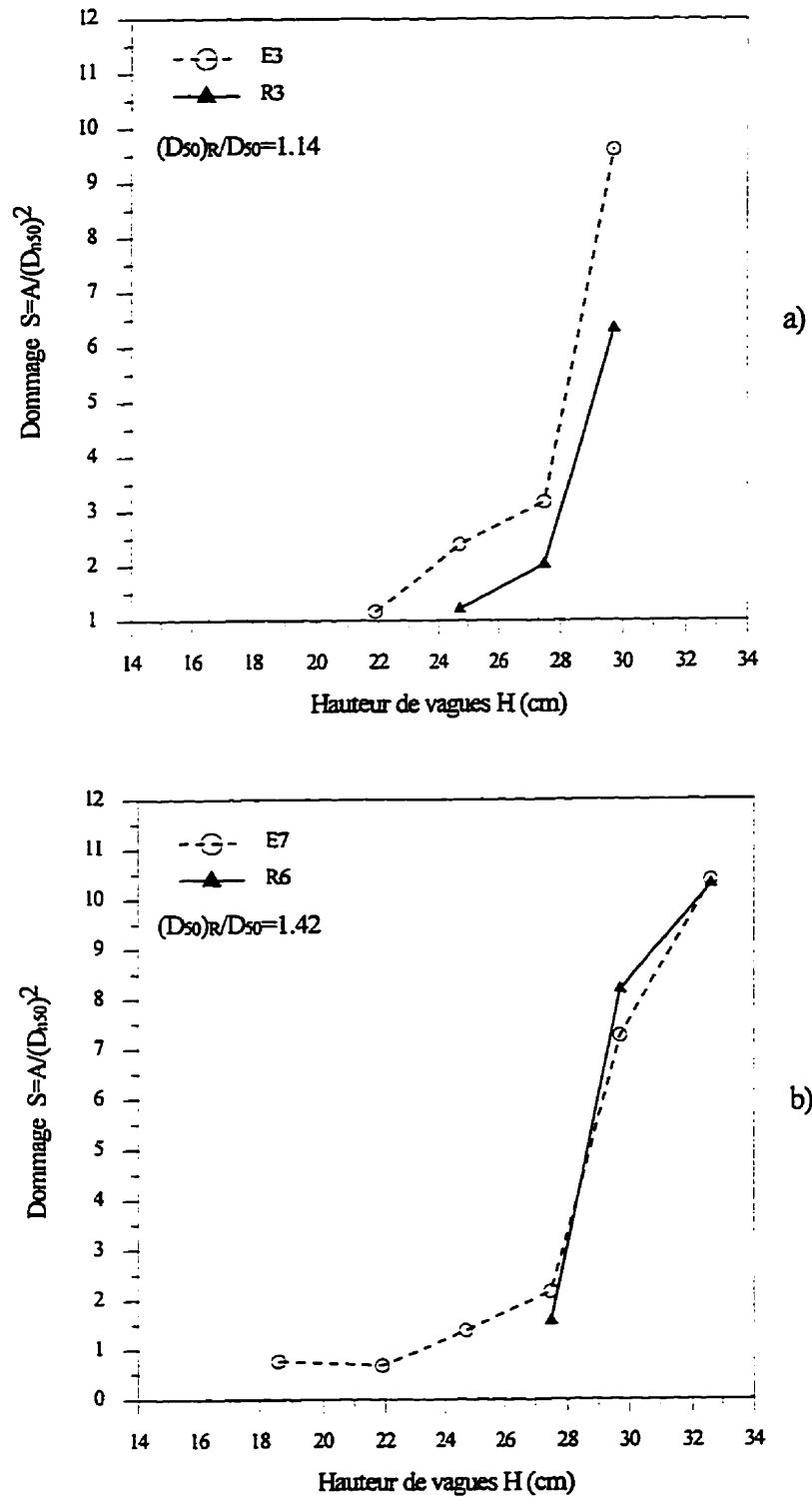


Figure 3.6 Reproduction des essais réalisés dans le canal.

de vagues et correspond à  $H=29.4$  cm et  $32.6$  cm respectivement pour  $(D_{50})_R/D_{50}=1.14$  (figure 3.6a) et  $1.42$  (figure 3.6b). L'accélération des dommages, quant à elle, a lieu respectivement pour  $H=27.5$  cm et  $29.7$  cm.

### 3.3.2 Génération des vagues

Les essais ont été réalisés en utilisant des vagues régulières générées par des batteurs à houle à mouvements sinusoïdaux à piston.

Dans le canal (essais à grande échelle), afin d'éviter les problèmes de réflexion, les vagues étaient générées par cycles de 50 s de durée (environ 27 vagues/cycle). Cette durée correspond approximativement à l'arrivée sur le batteur de la première vague réfléchiée par la structure (pour une période de 1.8 s et une longueur de canal de 45 m). Un temps d'arrêt minimal de 50 s a été observé entre deux générations consécutives afin d'assurer une stabilisation suffisante du plan d'eau.

Dans le bassin (essais à petite échelle), les problèmes de réflexion étaient absents et les vagues étaient générées en continu par cycles de 10 minutes de durée (environ 500 vagues). Dans ce cas, la vague incidente se propageant de part et d'autre du modèle était amortie par les absorbeurs disposés au fond du bassin (figure 3.3). La vague réfléchiée par la structure, quant à elle, était dissipée par diffraction à sa sortie du canal aménagé dans le bassin.

Les vagues étaient enregistrées par un système de trois sondes disposées près de la structure. Pour tenir compte des effets de bords qui se traduisent par l'apparition d'une ou deux plus hautes vagues au début et à la fin de chaque cycle de génération de vagues, la hauteur de vague adoptée  $H$ , correspondait à la moyenne du plus haut tiers de l'enregistrement ("hauteur significative"). Cette méthode a été adoptée par Hudson [1958], Ahrens [1975] et Carver [1983]. À noter que cette "hauteur significative"  $H$  correspondant à des vagues régulières est différente de la hauteur significative  $H_s$  déterminée pour des vagues irrégulières.

### 3.3.3 Période des vagues

Les essais ont été réalisés avec une seule période de vagues. À l'échelle du prototype cette période correspond à une période de vagues d'environ 6 s et reproduit assez bien les conditions de sollicitations rencontrées sur certains ouvrages de la région La Grande. À l'échelle du modèle

cette période se traduit par des périodes d'environ 1.8 s pour les essais à grande échelle et 1.3 s pour ceux réalisés à petite échelle.

Pour chacune des deux échelles, la période de vagues adoptée correspond en général aux conditions de déferlement avec effondrement c'est à dire les plus défavorables pour la stabilité. En effet, lors des déferlements plongeant (plunging), seules les forces dues au runup sont importantes et décisives pour la stabilité et les forces dues au rundown sont relativement faibles. Lors des déferlements gonflants (surging), les forces dues au runup sont relativement faibles et la majorité des dommages sont causés par les forces dues au rundown. Par contre, pour des déferlements avec effondrement les forces déstabilisatrices sont maximales aussi bien pour le runup que pour le rundown.

### 3.3.4 Enrochements utilisés

Les enrochements utilisés sont constitués de schiste à chlorite et sericite de masse volumique moyenne  $\rho_r=2750 \text{ Kg/m}^3$ . La relation entre la masse et le diamètre des blocs est donnée par:

$$W = K \rho_r D^3 \quad (3.3)$$

$\rho_r$  : masse volumique des enrochements ( $\text{Kg/m}^3$ );

$D$  : diamètre de tamisage (m);

$K$ : :coefficient de forme.  $K=0.69$  pour les enrochements utilisés dans le bassin.

Sennouci [1993]

$K=0.59$  pour les enrochements utilisés dans le canal.

Ben Belfadhel [1990]

La relation entre le diamètre nominal médian  $D_{n50}$  et le diamètre médian  $D_{50}$  peut être déduite comme suit:

$$D_{n50} = \left( \frac{W_{50}}{\rho_r} \right)^{1/3} \quad (3.4)$$

$$D_{n50} = K^{1/3} D_{50} \quad (3.5)$$

À noter que, vu que  $D$  est le diamètre de tamisage, le coefficient de forme retenu ici est différent de celui habituellement utilisé.

### 3.4 Procédures générales d'essais

Les essais ont été réalisés en deux étapes. Le perré original est d'abord sollicité en augmentant progressivement la hauteur de vagues jusqu'à la rupture (coussin visible). Ensuite celui-ci est réparé par différentes techniques pour être de nouveau graduellement sollicité jusqu'à la rupture (coussin visible à travers une brèche de diamètre  $D_{50}/2$ ), en commençant par la hauteur de vagues qui a causé les premiers dommages du perré original.

Les essais de réparations locales et réparations par recouvrement ont été réalisés avec des sollicitations à niveau d'eau constant. Les essais de réparation par construction de bermes, quant à eux, ont été réalisés en variant le niveau d'eau de sollicitation. Pour les réparations locales et les réparation par recouvrement, les sollicitations ont été continuées jusqu'à stabilisation des dommages et jusqu'à obtention du profil stable dans le cas de réparation par construction de bermes.

À la fin de chaque essai, des profils ont été relevés au moyen d'un profileur à tige verticale. Pour les essais réalisés dans le canal, ce relevé était effectué au droit d'axes équidistants de 22 cm ( $2.5 D_{50}$ ) avec un pas d'avancement de 1 cm. Pour les essais réalisés dans le bassin, des espacements de 11 cm et un pas de 0.53 cm ont été adoptés. Durant les sollicitations, l'évolution des dommages et des profils ont également été suivis visuellement en notant tous les comportements particuliers tels que le début des dommages et les mécanismes de dégradation.

## CHAPITRE 4

### RÉPARATIONS LOCALES

#### 4.1 Généralités

Parmi les méthodes de réparations préconisées par les différents experts, la réparation des zones endommagées par mise en place de nouveaux enrochements, généralement de plus grosse taille, semble être très répandue dans la pratique. Cette méthode a été utilisée par Hydro-Québec en 1990 et 1991 dans le cadre du programme de réparation et de confortement des perrés de certains ouvrages en remblais de la région La grande. Dans le cadre de la présente étude, une campagne d'inspection et de mesures granulométriques (blocométriques), au droit des zones réparées, a été réalisée sur ces ouvrages. Cette étude de terrain a montré que de façon générale, les réparations ont été effectuées en remplaçant les blocs déplacés et en pratiquant un réarrangement aussi bien des nouveaux blocs, que ceux déjà en place, afin de leur conférer une meilleure imbrication et retrouver la pente et l'aspect général du perré original avant endommagement. Les résultats des mesures ont aussi montré que, globalement, les réparations ont conduit à une augmentation locale de la taille des enrochements, comme le montre le tableau 4.1 qui résume les résultats de mesures effectués avant et après réparation.

L'approche des réparations locales est surtout basée sur l'augmentation de la taille des blocs de réparation. Mais jusqu'à présent les études traitant de cette question sont rares et il n'existe pas de méthode rationnelle, soit pour déterminer le diamètre des blocs de réparation, soit pour estimer la compétence de ces réparations. La seule étude réalisée au laboratoire [BEN BELFADHEL 1990] montre que la compétence des perrés réparés augmente avec la taille des blocs de réparation. Seulement, cette étude, bien qu'elle ait le mérite d'être parmi les premières du genre, a été réalisée en considérant uniquement deux diamètres d'enrochement de réparation, une seule pente et un perré original régulier, c'est à dire sans matériaux fins.

De ce fait, plusieurs questions relatives à la stabilité des réparations locales restent en suspens, telles que l'influence de la taille des enrochements de réparation et sa limite d'efficacité, l'influence des matériaux fins (vu que ces derniers sont parfois cités comme l'une des causes de

dommages, comme c'est le cas pour certains ouvrages à pentes raides de la région La Grande), l'influence de la pente ou l'influence du mode de mise en place des enrochements de réparation.

Pour tenter de répondre à ces interrogations, ce chapitre présente l'étude expérimentale des réparations locales des perrés en enrochements, réalisée au laboratoire sur modèle réduit.

Tableau 4.1 Caractéristiques des zones réparées des ouvrages de la région La Grande.  
Comparaison avant et après réparations

Ouvrage	avant réparation (*)				après réparation (**)				$(D_{50})_R/D_{50}$
	pente (-)	$W_{50}$ (Kg)	$D_{50}$ (cm)	$D_{85}/D_{15}$ (-)	pente (-)	$W_{50}$ (Kg)	$(D_{50})_R$ (cm)	$D_{85}/D_{15}$ (-)	
CD-00 LG2	1.62	1049	86.6	2.0	1.67	2654	116.7	2.6	1.35
TA-BN LG3	//	692	74.7	2.7	1.62	813	81.2	2.1	1.09
QA-00 LG4	1.53	549	70.4	2.6	1.75	1855	105.2	2.3	1.49
KA-03 Caniapiscau	1.42	1488	96.8	1.9	1.6	1727	103.7	2.0	1.07
KA-04 Caniapiscau	1.44	1113	89.1	2.0	1.58	1123	90.0	1.8	1.01
KA-05 Caniapiscau	1.56	625	73.6	2.2	1.65	1023	87.7	2.2	1.19

(\*) Relevés de 1987 et 1988 [LEFEBVRE ET Coll. 1990].

(\*\*) Relevés de 1991 réalisés dans le cadre de la présente étude.

## 4.2 Description de la méthode

La technique de réparations locales, consiste à redonner au perré endommagé son aspect original, en remplaçant le volume d'enrochement entraîné par les vagues, par un volume approximativement égal de nouveaux enrochements, tout en essayant de garder la pente initiale du perré avant son endommagement (figure 4.1). Les réparations sont effectuées en commençant, d'abord, par recouvrir les zones d'exposition du coussin. Ensuite, une recharge est effectuées dans

les zones où le perré est décompacté ou légèrement endommagé, généralement entre le niveau d'eau et la crête.

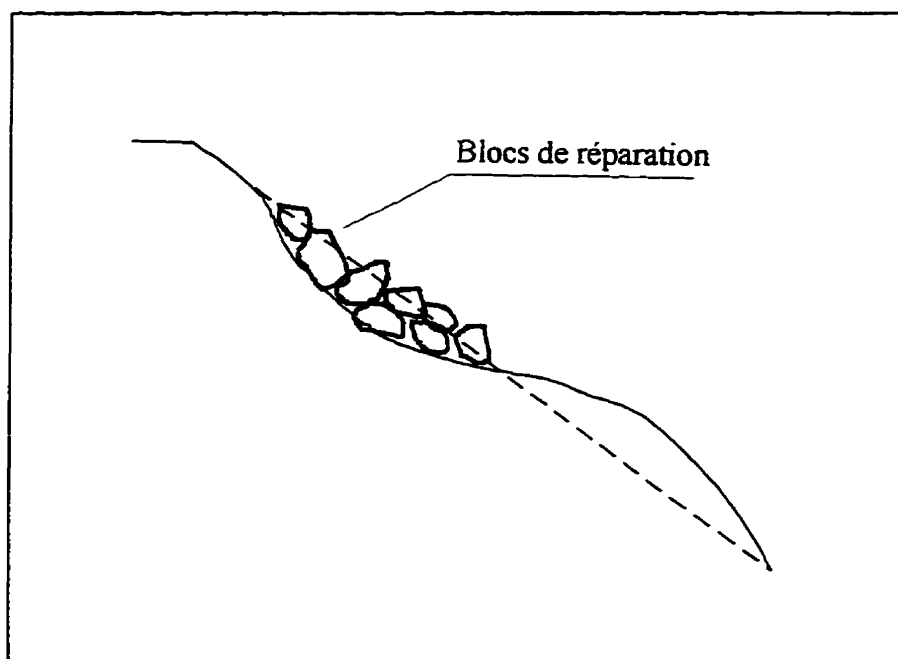


Figure 4.1 Schéma type des réparations locales.

Au laboratoire, les essais réalisés sur pentes raides (1.5:1) ont montré que les dommages n'occupent pas toute la largeur du modèle, mais sont localisés dans des zones qualifiées de "faibles" et les réparations se limitent à ces zones. La surface affectée par les réparations est de l'ordre de 30 à 50% de la zone active qui correspond à une section délimitée par une bande de  $\pm H_z$ ,  $H_z$  étant la hauteur qui initie les premiers dommages. En fonction de la taille des enrochements utilisés, la surface réparée peut présenter un aspect "ramassé" ou "éparpillé" comme le montre la figure 4.2, représentant deux exemples de contours des zones réparées relevés lors des essais. Cette différence est principalement due à la grosseur des blocs de réparation, qui rend difficile l'imbrication, comme c'était le cas pour l'essai E2 (figure 4.2 b) où les blocs de réparation étaient 1.71 fois plus gros que ceux du perré original.



Pour les pentes douces (2.5:1), les mécanismes d'endommagement sont différents. Contrairement aux pentes raides où les dommages sont localisés, sur les pentes douces, les dommages sont quasi uniformément répartis sur toute la largeur du modèle. Dans ce cas, les réparations aussi sont répartis sur toute la largeur du modèle et occupent une surface d'environ 60% de la surface active comme le montre la figure 4.3, représentant deux exemples de contours de surfaces réparées. Les figure 4.4 et 4.5, quant à elles, montrent des profils types relevés pour différents diamètres des blocs de réparation et des pentes de 1.5:1 et 2.5:1.

Durant les essais, les réparations ont été prolongées en dessous du niveau d'eau de sollicitation comme le montrent les figures 4.2, 4.3, 4.4 et 4.5, afin de remplacer tous les blocs entraînés par les vagues et on suppose que cette procédure est réalisable sur terrain, car des essais préliminaires, réalisés en limitant les réparations aux zones comprises entre la crête et le plan d'eau, ont montré que dans ce cas l'efficacité des réparations était grandement diminuée.

### **4.3 Programme expérimental et procédure d'essai**

#### **a) Programme expérimental**

Le programme expérimental ainsi que les plages de variation des paramètres étudiés ont été établis en regard des études de terrain réalisées sur les ouvrages de la région La Grande. La majorité des essais ont été réalisés dans le canal (grande échelle) sur une pente raide de 1.5:1, qui représente les conditions les plus critiques du point de vue stabilité. Les essais sur la pente douce de 2.5:1 ont été réalisés dans le bassin (petite échelle). Les sollicitations ont été réalisées en vagues régulières, en considérant des périodes de vagues de 1.8 s (canal) et 1.3 s (bassin).

En plus des essais préliminaires, 17 essais ont été réalisés afin d'étudier l'influence des paramètres suivants sur le comportement des réparations locales:

- la taille des enrochements de réparation définie par le rapport  $(D_{50})_R/D_{50}$ ,  $(D_{50})_R$  et  $D_{50}$  étant respectivement les diamètres médians des blocs de réparation et du perré original;
- la pente de la structure cote  $\alpha$
- la présence des matériaux fins dans les enrochements du perré original, définie par le pourcentage de matériaux fins par rapport à la masse totale des enrochements (PF);
- le mode de mise en place des blocs de réparation.

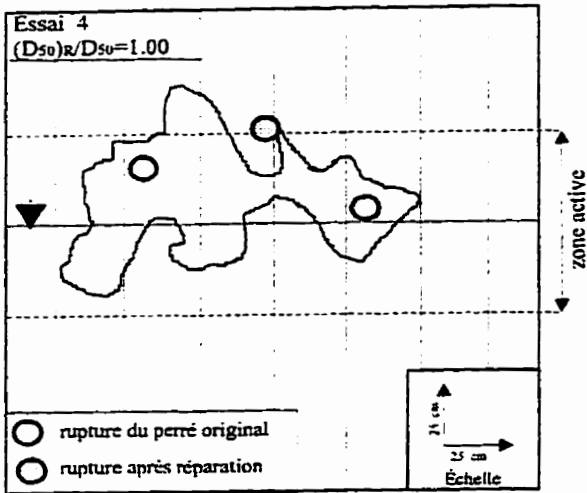


Figure 4.2 a

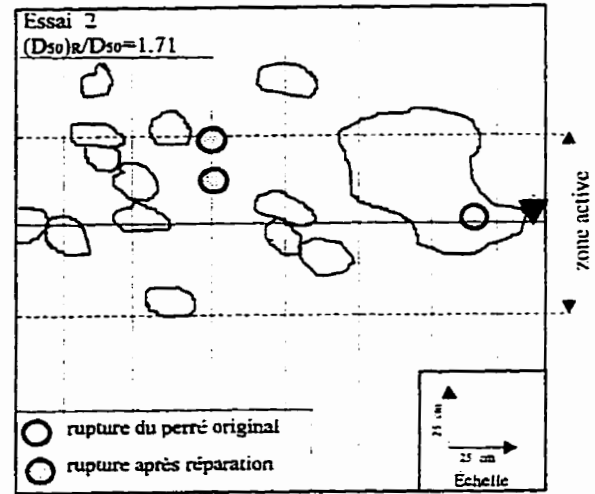


Figure 4.2 b

Figure 4.2 Exemples de contours des surfaces réparées. Réparations locales, 1.5:1.

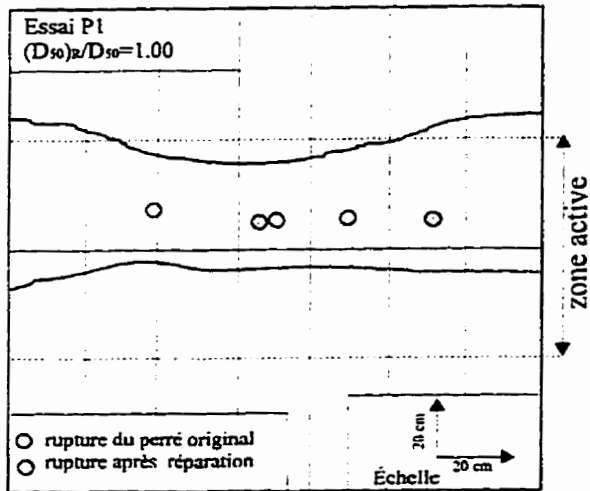


Figure 4.3 a

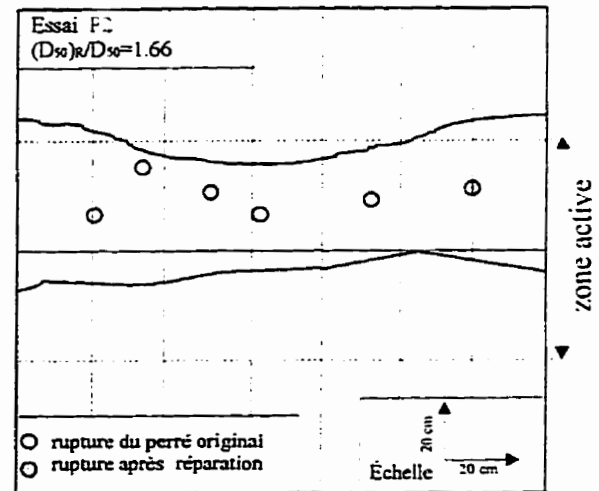


Figure 4.3b

Figure 4.3 Exemples de contours des surfaces réparées. Réparations locales, 2.5:1.

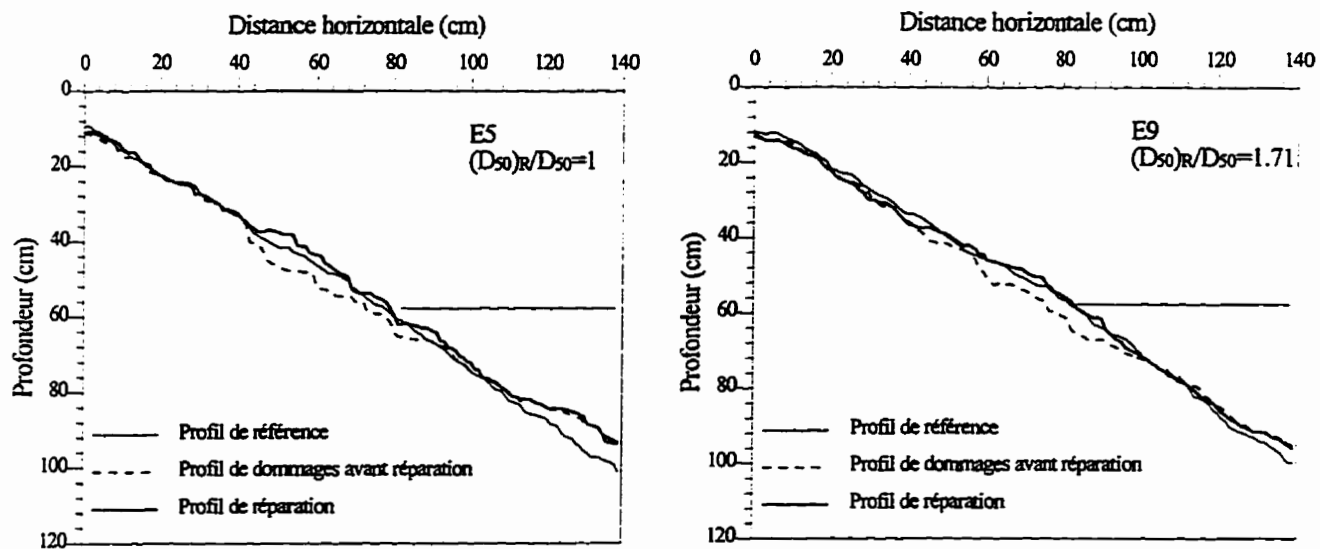


figure 4.4 Profils moyens après réparations. Pente de 1.5:1.

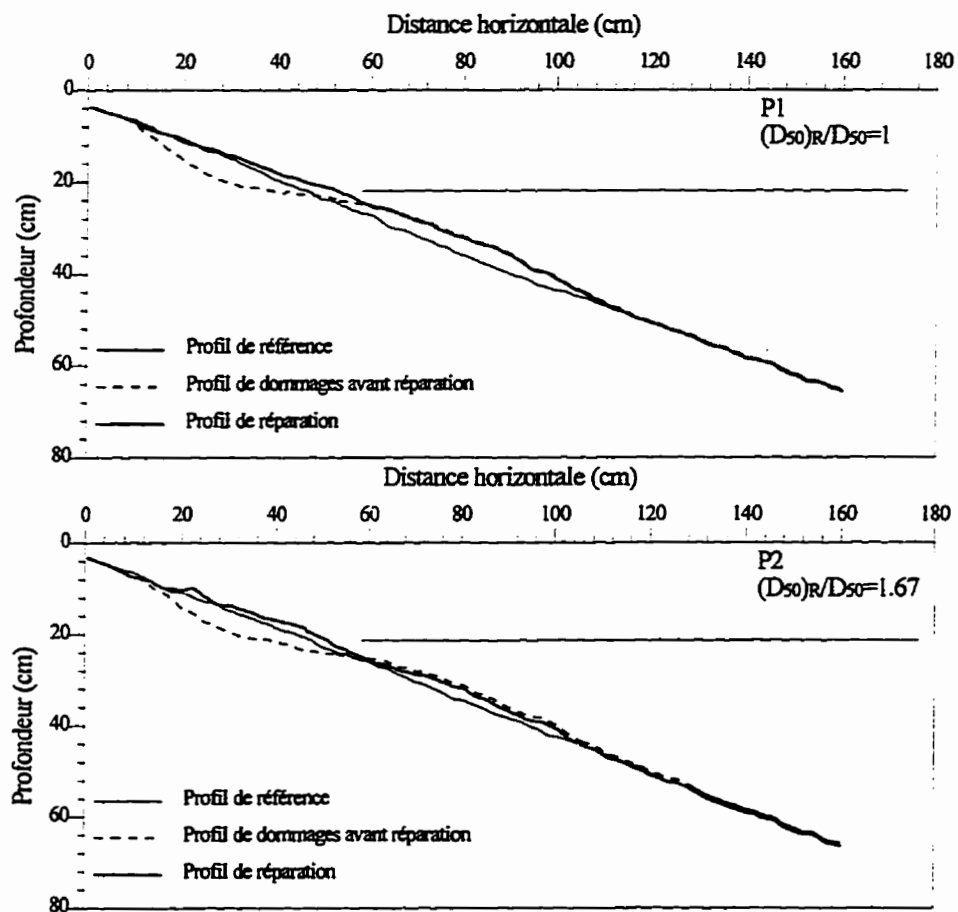


figure 4.5 Profils moyens après réparations. Pente de 2.5:1.

Les plages de variations des différents paramètres étudiés sont résumés au tableau 4.2 et les conditions expérimentales de chaque essai sont résumées au tableau 4.3. Les courbes granulométriques des enrochements des perrés originaux (grande et petite échelle, avec et sans matériaux fins) et des réparation sont montrées à la figure 4.6.

#### **b) Procédure d'essai**

Tous les essais ont été réalisés en considérant des niveaux d'eau constants de 1.3 m dans le canal (grande échelle) et 0.45 m dans le bassin (petite échelle), ce qui correspond à une revanche de 50 à 60 cm et environ 30 cm respectivement pour le canal et le bassin. Les différentes séquences d'un essai complet sont:

- mise en place du perré original et relevé du profil de référence avant réparation;
- sollicitation du perré original jusqu'à la rupture et relevé des profils successifs;
- réparation de perré, relevé des contours de la surface réparée et relevé du profil de référence après réparation. Les blocs de réparation étaient identifiés par une peinture spécifique, afin de les distinguer de ceux du perré original;
- sollicitation du perré réparé en commençant par la hauteur de vagues qui a initié les premiers dommages du perré original;
- augmentation progressive de la hauteur de vagues jusqu'à la rupture du perré réparé et relevé des profils successifs à chaque incrément de vagues.

Pour chaque incrément de hauteur de vagues, la sollicitation est maintenue jusqu'à stabilisation des dommages. À la fin de chaque essai, les enrochements de réparation et du perré en entier sont enlevés et le coussin réarrangé.

### **4.4 Critères et procédures d'analyse**

#### **a) Critère de stabilité**

Généralement la stabilité des perrés conventionnels, c'est à dire constitués d'une couche d'enrochements d'épaisseur  $2 D_{50}$ , est estimée par analyse des courbes d'évolution des dommages pour des critères de stabilité donnés. La compétence des réparations de ce type de structure peut être aussi estimée en comparant les courbes de dommages avant et après réparations, pour les mêmes critères. Les critères les plus significatifs pour l'estimation de la stabilité sont les critères de début des dommages et de stabilité limite, que l'on peut définir comme suit:

Tableau 4.2 Résumé des plages de variation des paramètres étudiés.

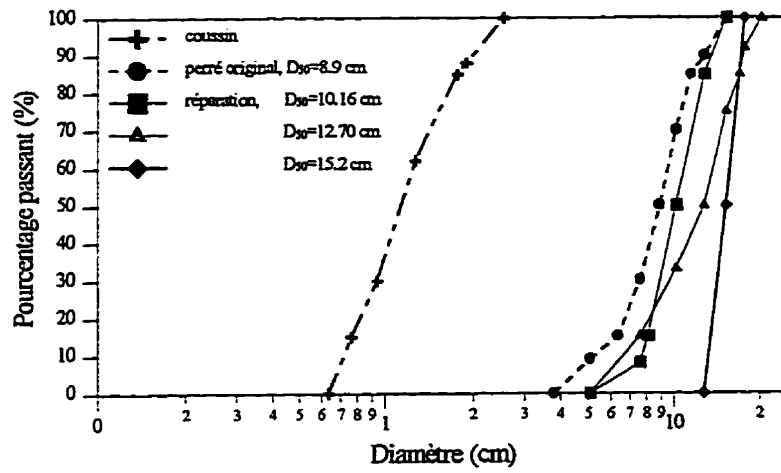
Paramètre	Canal (grande échelle)	Bassin (petite échelle)
Hauteur des vagues (H) (cm)	18 à 33	6 à 21
Période des vagues (T)	1.8	1.3
Rapport $(D_{50})_R/D_{50}$ (-)	1 à 1.71	1 à 1.66
Pourcentage de matériaux fins (PF) (-)	10% et 15%	//
Pente du talus $cot\alpha$ (-)	1.5:1	2.5:1
Mode de mise en place des blocs de réparation	A: placement normal B: placement soigné	//

Tableau 4.3 Résumé des conditions expérimentales des essais de réparations locales.

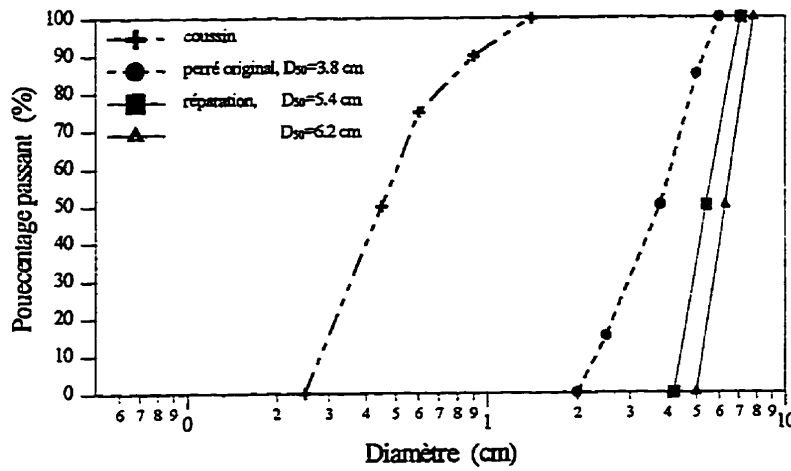
	Essai	perré	original	réparation	
		$D_{50}$ (cm)	$cot\alpha$ (-)	$(D_{50})_R$ (cm)	$(D_{50})_R/D_{50}$ (-)
perrés sans matériaux fins à pente raide	E4	8.9	1.5	8.9	1.00
	E5	8.9	1.5	8.9	1.00
	E3	8.9	1.5	10.1	1.13
	E7	8.9	1.5	12.7	1.42
	E2	8.9	1.5	15.2	1.71
	E9	8.9	1.5	15.2	1.71
	M2*	8.9	1.5	10.1	1.13
	M3*	8.9	1.5	15.2	1.71
	R3**	8.9	1.5	10.1	1.13
R6**	8.9	1.5	12.7	1.42	
perrés avec matériaux fins à pente raide	F1	8.9+10%	1.5	10.1	1.13
	F2	8.9+10%	1.5	10.1	1.13
	F3	8.9+15%	1.5	10.1	1.13
	F4	8.9+15%	1.5	10.1	1.13
	F5	8.9+15%	1.5	15.2	1.71
	F6*	8.9+15%	1.5	10.1	1.13
perrés sans matériaux fins pente douce	P1	3.8	2.5	3.8	1.00
	P2	3.8	2.5	6.4	1.68
	P3	3.8	2.5	5.3	1.40

\* Essais avec réarrangement des blocs lors de la réparation. (Influence du mode de mise en place).

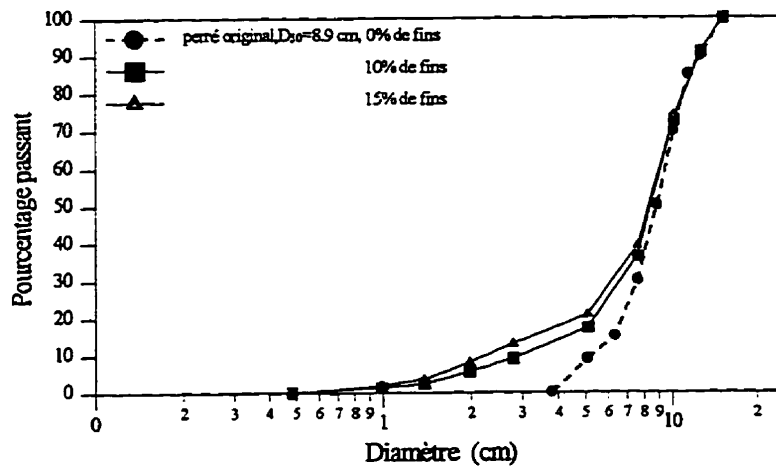
\*\* Essais de Ben Belfadhel [1990], utilisés pour fin de comparaison.



a) grande échelle.



b) petite échelle.



c) Grande échelle.  
Perré original avec matériaux fins.

Figure 4.6 Courbes granulométriques des enrochements.

- Le critère de stabilité limite correspond à la hauteur de vagues au-delà de laquelle la rupture est atteinte. Cette dernière correspond au moment où le coussin est visible à travers une brèche de  $D_{50}/2$ . Ce critère est relativement simple à déterminer et ne dépend pas du dommages S.
- Le critère de début des dommages, quant à lui, est plus délicat à déterminer et dépend du dommage S qui, lui même, varie avec la pente. Dans la littérature (voir section 2.4.1), la définition du début des dommages varie d'un auteur à l'autre. Pour Van Der Meer le début des dommages correspond à  $S=2$  pour des pentes de 1.5:1 à 3:1. Or, les travaux de Ben Belfadhel [1990] et Médina et coll. [1992] ont montré que pour des pentes raides, cette définition revient à tolérer un dommage appréciable (supérieur à 10% de la surface active) par rapport à la rupture qui correspond à un dommage d'environ 30% de la surface active. Par contre les définitions de Ben Belfadhel et Médina et coll. qui considèrent le début des dommages pour  $S=1$  semblent plus réalistes, elles correspondent à des dommages inférieurs à 5% de la zone active, ce qui est en accord avec le SPM [1984]. Pour la présente étude, les essais réalisés ont aussi montré que des dommages S de 1 et 1.5 représentent assez bien le début des dommages respectivement pour les pentes raides (1.5:1) et les pentes douces (2.5:1) et correspond aux déplacements réels des premiers blocs.

#### b) Estimation des dommages

Les dommages sont estimés, après comparaison des profils successifs, par l'expression:

$$S = \frac{A}{(D_{n50})^2} \quad (4.1)$$

A: section érodée

$D_{n50}$ : diamètre médian nominal

Pour le perré original, le diamètre considéré est le diamètre nominal médian du perré même. Mais lors des réparations locales, différentes tailles des blocs de réparations ont été utilisées et les surfaces réparées variaient d'un essai à l'autre, elles correspondaient à environ 30 à 50% de la surface active. De plus les essais ont montré, qu'après réparation, la rupture peut avoir lieu aussi bien dans une zone réparée que non réparée, ce qui se traduit par un déplacement plus intense des blocs de réparation ou du perré original. Ces constats rendent difficile le choix du diamètre à utiliser pour le calcul du dommage S.

Dans le cadre de la présente étude, pour garder une base de comparaison commune à tous les essais, il a été décidé de considérer, lors de l'estimation des dommages après réparation, le diamètre nominal médian ( $D_{n50}$ ) des enrochements du perré original. En réalité, ce choix n'a pas une grande influence sur l'estimation du gain de stabilité selon le critère de stabilité limite car ce dernier est indépendant du dommage S. Pour le critère de début des dommages ( $S=1$ ), ce choix est conservateur dans la mesure où il entraîne une surestimation du dommage par rapport à la réalité.

### c) Procédure d'analyse

L'efficacité des réparations est estimée par la détermination du gain et de la réserve de stabilité obtenus en comparant les courbes de dommage des perrés réparés et des perrés originaux.

- Le gain de stabilité ( $G$ ) est exprimé par la relation  $G=(H)_R/H$ ,  $(H)_R$  et  $H$  étant respectivement pour le perré réparé et le perré original, les hauteurs de vagues correspondant à un critère de stabilité donné, comme montré à la figure 4.7.

$$\text{Pour le début des dommages:} \quad G_{S=1} = \frac{(H_{S=1})_R}{H_{S=1}} \quad (4.2)$$

$$\text{Pour la stabilité limite:} \quad G_L = \frac{(H_L)_R}{H_L} \quad (4.3)$$

$(H_{S=1})_R$  et  $H_{S=1}$  étant les hauteur de vagues correspondent au critère de début des dommages ( $S=1$ ) respectivement pour le perré réparé et pour le perré original

$(H_L)_R$  et  $H_L$ , étant les hauteurs de vagues correspondant au critère de stabilité limite, respectivement pour le perré réparé et pour le perré original.

- La réserve de stabilité ( $R$ ) permet de quantifier la stabilité qui reste au perré réparé pour atteindre la stabilité limite une fois les premiers dommages subis. Elle s'exprime:

$$R = \frac{(H_L)_R}{(H_{S=1})_R} \quad (4.4)$$

$(H_L)_R$  et  $(H_{S=1})_R$  étant les hauteurs de vagues correspondant respectivement au critère de stabilité limite et de début des dommages du perré réparé.



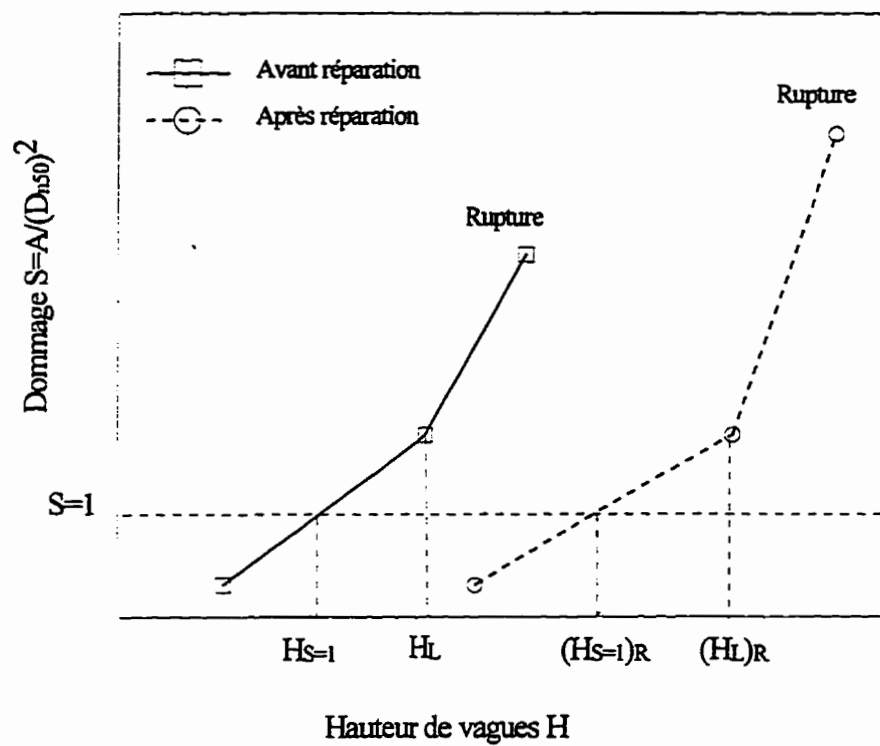


Figure 4.7 Schématisation des critères de stabilité.

À noter qu'aussi bien pour le gain que pour la réserve de stabilité, le critère de début des dommages  $S=1$  correspond aux pentes de 1.5:1. Pour les pentes de 2.5:1, ce critère correspond à  $S=1.5$ .

La réserve de stabilité peut également être définie par rapport au début des dommages du perré original, afin d'estimer la performance de la réparation par rapport à ce dernier, d'où l'appellation de réserve de stabilité relative (RR) qui s'exprime comme suit:

$$RR = \frac{(H_L)_R}{H_{S=1}} \quad (4.5)$$

Dans ce qui suit, l'analyse des essais de réparations locales sera effectuée en considérant le comportement des réparations des perrés suivants:

- sans matériaux fins (réguliers) à pente raide (1.5:1);
- sans matériaux fins à pentes douces (2.5:1);
- avec matériaux fins à pentes raides (1.5:1).

À noter que l'expression "perré original" est attribuée au perré avant réparation et celle de "perré régulier" au perré sans matériaux fins. L'indice "R", quant à lui, réfère aux réparations.

#### **4.5 Réparation des perrés réguliers, à pente raide (1.5:1)**

Les essais de réparation sur des perrés réguliers à pente raide ont porté sur l'étude de l'influence de la grosseur et du mode de mise en place des blocs de réparation. Les caractéristiques des réparations utilisées sont résumées au tableau 4.2. L'analyse des performances des réparations est effectuée en comparant, pour des critères de stabilité donnés, les courbes de dommages avant et après réparation.

##### **4.5.1 Comportement des perrés originaux**

L'analyse des courbes d'évolution des dommages avant réparation, présentées à la figure 4.8, montre que pour les quatre essais, la rupture du perré se produit toujours pour une même hauteur de vagues de 27.5 cm. Cependant, une certaine différence est remarquée quant à l'évolution des dommages, surtout pour le début des dommages. Cette différence est probablement liée au caractère aléatoire de la mise en place du perré qui peut influencer les premiers dommages. Néanmoins, malgré cette différence, les courbes de dommages du perré original, présentent généralement la même allure. Elles se caractérisent toutes par l'existence d'un point singulier correspondant à une hauteur de vagues d'environ 24.5 cm, au delà de laquelle il se produit une certaine accélération des dommages vers la rupture. Ce comportement est propre aux perrés à pentes raides

En terme de mécanisme d'endommagement, l'existence de ce point d'accélération signifie que l'endommagement se produit suivant deux processus distincts. L'un lent, où les dommages progressent lentement jusqu'à atteindre le point d'accélération. Durant cette phase, les dommages sont localisés près du niveau d'eau et correspondent au déplacement individuel de quelques blocs de surface. L'autre processus est rapide, il apparaît lorsque la hauteur de vagues est suffisante pour arracher un ou plusieurs blocs, bien imbriqués, de la matrice du perré. À ce moment, l'imbrication diminue de façon drastique et un point de faiblesse se crée dans la structure. On assiste alors à une accélération des dommages qui se manifestent souvent par des glissement et des éboulements autour de la zone affaiblie et qui peuvent se propager jusqu'à la crête. Ce comportement montre que, dans le cas des pentes raides, l'apparition et l'accélération des dommages sont contrôlées surtout par l'imbrication.

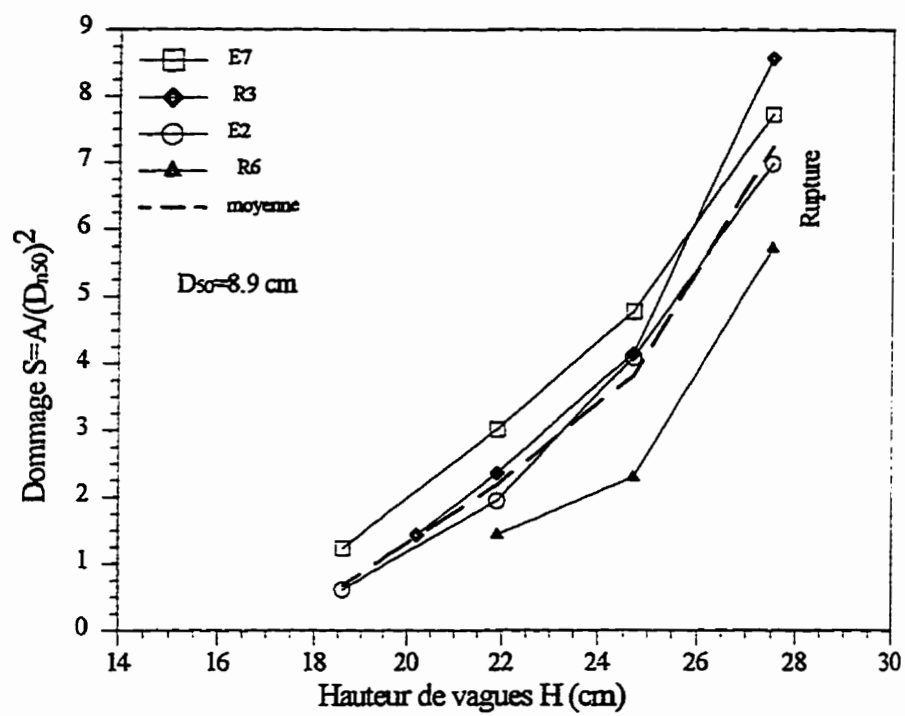


Figure 4.8 Évolution des dommages avant réparation. Pente 1.5:1.

Pour la suite, la courbe moyenne des dommages avant réparation, déterminée à partir des quatre essais présentés à la figure 4.8, sera utilisée pour l'analyse des réparations des perrés à pente raide sans matériaux fins.

#### 4.5.2 Description des réparations

Les observations effectuées lors du déroulement des essais ont montré que dans le cas des pentes raides les dommages sont localisés dans les zones les plus fragiles du perré et le coussin est généralement visible en un seul endroit. Ces dommages prennent la forme d'une dépression qui peut s'étendre jusqu'à la crête, plus haut que la limite de la zone active. Par conséquent, les réparations aussi seront localisées et se limiteront à ces zones uniquement comme le montre la figure 4.2. Durant les essais, les réparations ont été réalisées en remplaçant les enrochements déplacés des zones les plus endommagées et des alentours immédiats. En fonction de la taille des blocs de réparation, les surfaces réparées peuvent présenter des allures homogènes ou éparpillées (figure 4.2).

#### 4.5.3 Influence de la taille des blocs de réparation

Les essais portant sur l'influence de la taille des blocs de réparation ont été réalisés en considérant une pente de 1.5:1, des enrochements du perré original sans matériaux fins et des rapports d'augmentation de la taille des blocs de réparation  $((D_{50})_R/D_{50})$  compris entre 1 et 1.71.

Les courbes de dommages obtenues pour chaque diamètre testé sont montrées à la figure 4.9, puis comparées entre elles à la figure 4.10. Les figures 4.9(a) à 4.9(d) montrent que pour l'ensemble des essais réalisés, les réparations locales augmentent la compétence des perrés, même dans le cas où l'enrochement de réparation est identique à celui du perré original  $((D_{50})_R/D_{50}=1)$ .

L'examen des courbes de dommages, permet de constater que l'allure générale de ces courbes représente assez bien le comportement des perrés à pente raide, surtout par l'existence d'un point d'accélération des dommages. Cette accélération semble se produire, pour la plupart des cas, pour une hauteur de vagues proche de la hauteur de rupture du perré original. L'ensemble des courbes de dommages présentées sur un même graphique à la figure 4.10 montre qu'en dehors des comportements à la rupture où certaines réparation sont plus résistantes, tous les essais présentent généralement la même tendance et le fuseau formé par les différentes courbes est assez étroit.

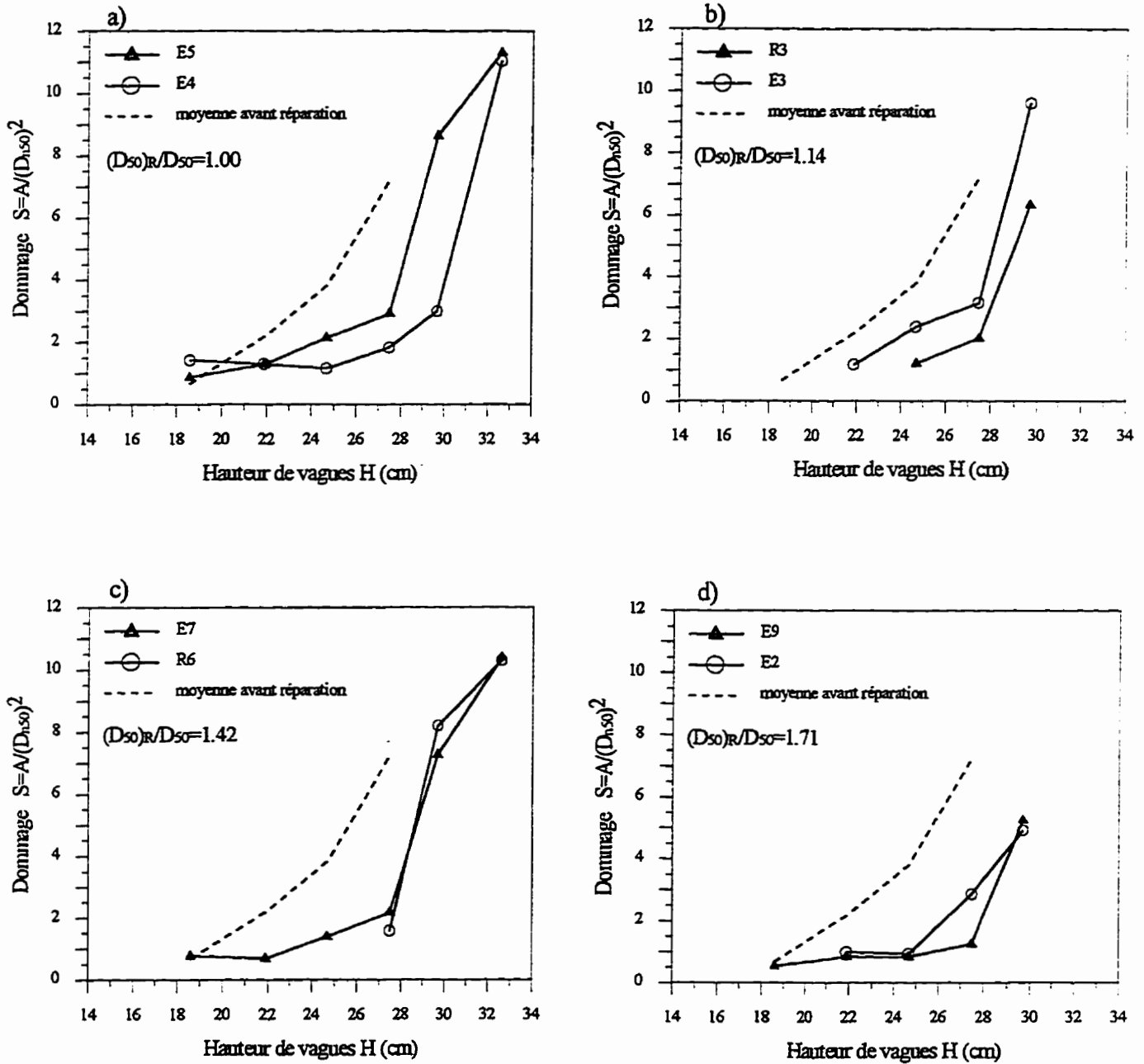


Figure 4.9 Évolution des dommages des perrés réparés localement. Perrés sans matériaux fins, pente raide (1.5:1).

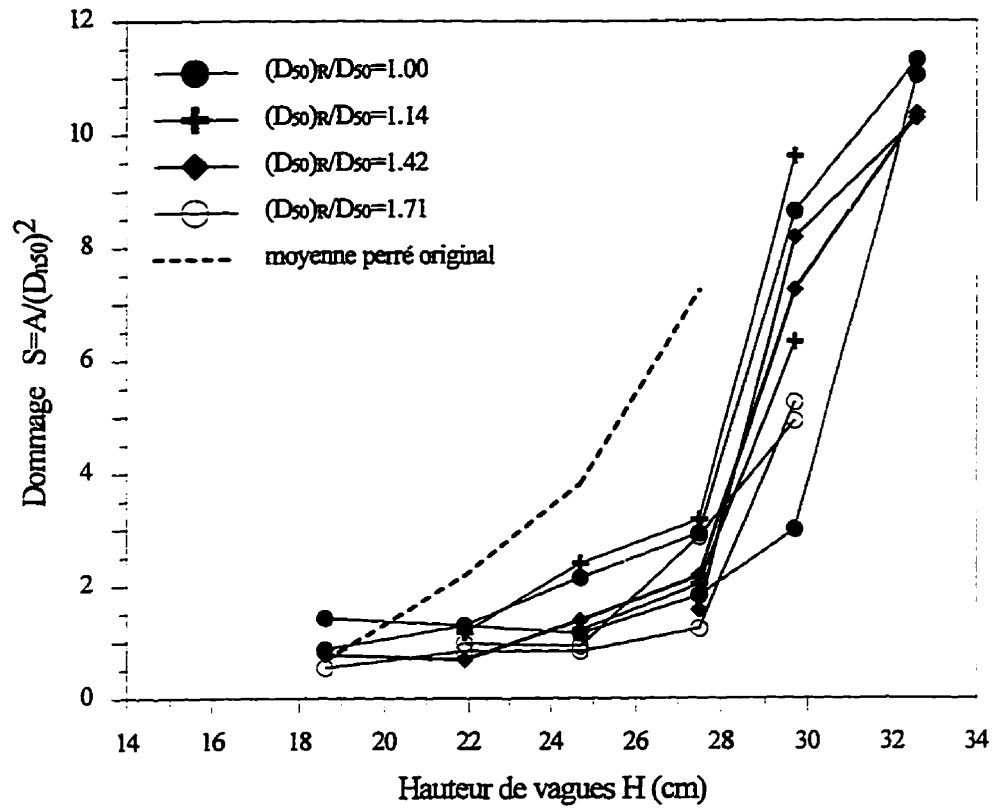


Figure 4.10 Comparaison des courbes des dommages des perrés réparés. Perrés sans matériaux fins, pente raide (1.5:1)

On peut aussi remarquer une assez bonne reproduction des essais, particulièrement au niveau de la rupture où on constate que pour chaque couple d'essais réalisés en utilisant le même diamètre de réparation (figure 4.9), la rupture se produit toujours pour la même hauteur de vagues et dans presque tous les cas, pour un même dommage  $S$ . Pour les plus gros diamètres de réparations ( $(D_{50})_R/D_{50}=1.71$ ), la figure 4.9d montre que la rupture a lieu pour des dommages plus faibles par rapport aux réparations avec des blocs de plus petite taille. Cette différence est principalement due à la grosseur des blocs qui ne permet pas d'assurer une réparation homogène des zones endommagées du perré (figure 4.2). Dans ce cas, le déplacement de quelques blocs de réparation est parfois suffisant pour laisser apparaître le coussin.

**a) Évaluation de la stabilité des réparations**

En terme de compétence du perré réparé, l'influence de la taille des enrochements sera examinée en évaluant les gains de stabilité que les réparations procurent ainsi que la réserve de stabilité qui reste une fois que les premiers dommages se sont produits. Les résultats obtenus sont résumés au tableau 4.4.

Tableau 4.4 Variation des gains et réserves de stabilité des perrés réguliers à pente raide (1.5:1) en fonction de la taille des blocs de réparation.

			Gain de stabilité						Réserve de stabilité	Réserve de stabilité relative
			Début des dommages $S=1$			Stabilité limite				
Essai	$(D_{50})_R$	$(D_{50})_R/D_{50}$	$H_{S=1}$	$(H_{S=1})_R$	$G_{S=1}$	$H_L$	$(H_L)_R$	$G_L$	R	RR
E4, E5	8.9	1	19.3	22	1.13	24.5	29.7	1.21	1.35	1.53
E3, R3	10.1	1.14	19.3	23.3	1.2	24.5	27.5	1.12	1.18	1.42
E7, R6	12.7	1.42	19.3	25.1	1.3	24.5	29.7	1.21	1.18	1.53
E2, E9	15.2	1.71	19.3	25.1	1.3	24.5	27.5	1.12	1.09	1.42



Les variations des gains de stabilité limite et de début des dommages, en fonction du rapport d'augmentation du diamètre des blocs de réparation, sont montrées à la figure 4.11. Pour le critère de stabilité limite, la figure 4.11 montre que l'augmentation de la stabilité n'est pas linéaire. Le gain de stabilité prend une valeur maximale de 1.21 pour des rapports  $(D_{50})_R/D_{50}$  de 1 et 1.43 et une valeur minimale de 1.12 pour des rapports de 1.14 et 1.71. Ces résultats tendent à montrer que l'augmentation de la compétence est assez limitée, avec une valeur moyenne d'environ 16% quel que soit le diamètre des blocs de réparation, ce qui signifie qu'il n'est pas forcément bénéfique d'utiliser des enrochements plus gros que ceux du perré original.

En termes de début des dommages, la figure 4.11 montre que le gain de stabilité est généralement plus important que pour la stabilité limite et qu'il augmente avec la taille des blocs de réparations. Comparé à la réserve de stabilité (figure 4.12), on constate que pour un rapport d'augmentation de la taille des enrochements de réparation variant de 1 à 1.71, le gain de stabilité augmente et passe de 13% à 30% alors que la réserve de stabilité diminue en passant de 35% à 9%. Ce comportement inverse s'explique par le fait que pour les plus petites tailles des blocs de réparation, les dommages évoluent progressivement jusqu'à atteindre le point d'accélération, ce qui laisse une certaine réserve de stabilité. Par contre, pour les plus grosses tailles, les dommages sont faibles et progressent lentement jusqu'au point d'accélération qui conduit rapidement à la rupture, ce qui ne laisse que peu de réserve de stabilité au perré, entre le début des dommages et la rupture (figure 4.9).

La figure 4.13 montre la variation de la réserve de stabilité relative, c'est à dire par rapport au début des dommages du perré original et du gain de stabilité au début des dommages en fonction du diamètre des blocs de réparation. On constate alors que par rapport au début des dommages, la résistance du perré réparé est, en moyenne, d'environ 47% supérieur à celle du perré original.

#### **b) Mécanismes d'endommagement des réparations**

Vu que les réparations locales se limitent aux zones endommagées et ne s'étendent pas à l'ensemble de la surface du perré, les mécanismes d'endommagement des perrés réparés peuvent être présentés en considérant le comportement globale du perré et le comportement de quelques zones particulières correspondant aux zones réparées ou non réparées. L'examen de ces

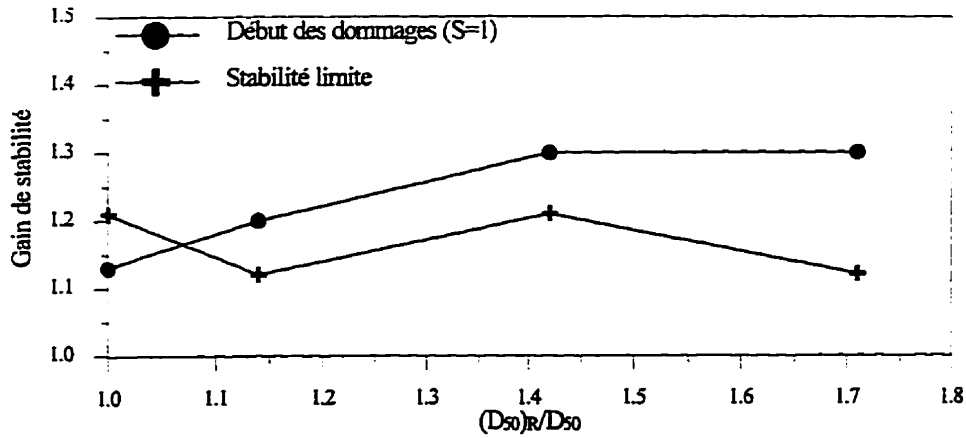


Figure 4.11 Gain de stabilité limite et de début des dommages. Perrés sans fins, pente 1.5:1.

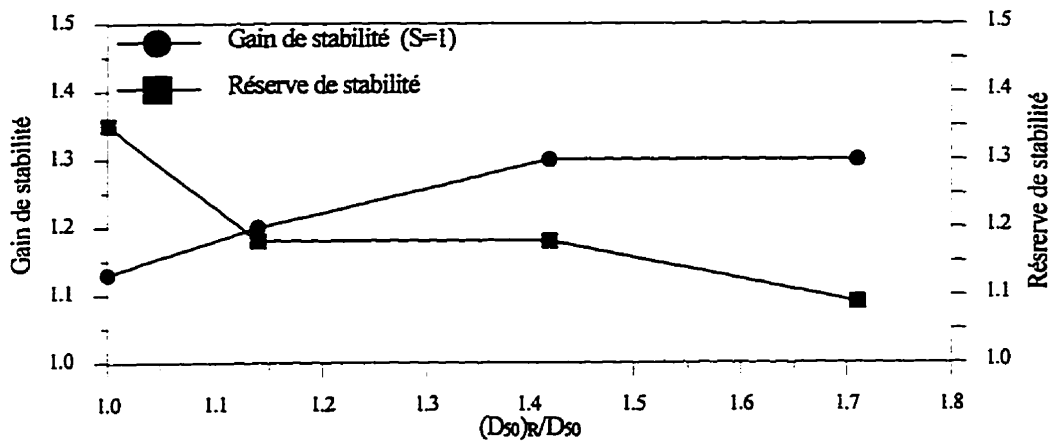


Figure 4.12 Gain de stabilité de début des dommages (S=1) et réserve de stabilité. Perrés sans fins, pente 1.5:1.

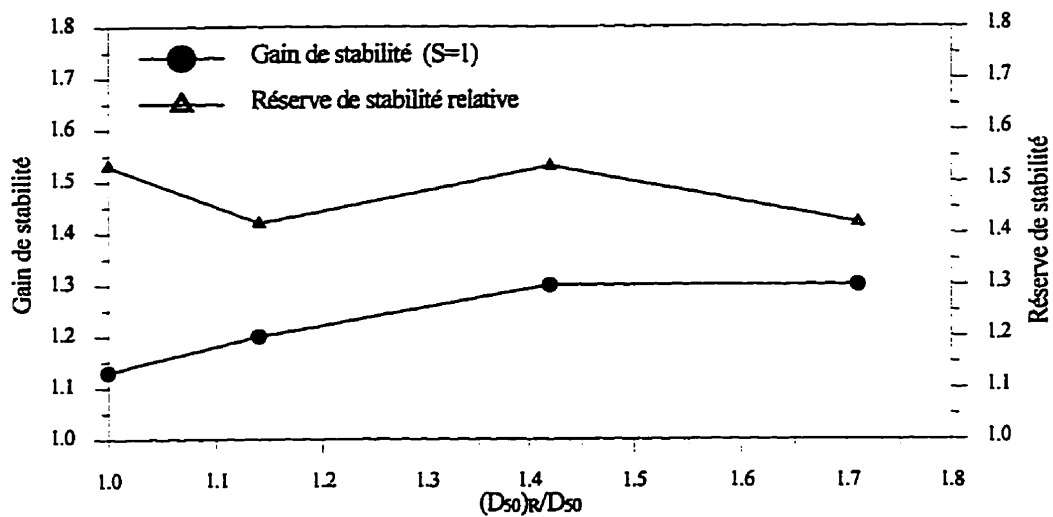


Figure 4.13 Gain de stabilité de début des dommages (S=1) et réserve de stabilité relative. Perrés sans fins, pente 1.5:1.

mécanismes est réalisé à partir des courbes d'évolution des dommages moyennes et par axes, des relevés de contours des surfaces réparées et des observations visuelles.

En termes de comportement global, les observations effectuées ont permis de constater que les courbes d'évolution des dommages des perrés réparés sont similaires à celles du perré original (figure 4.10). Ces courbes présentent deux phases d'évolution des dommages, l'une lente, l'autre accélérée, et un point d'accélération correspondant à une hauteur de vague au delà de laquelle la rupture est rapidement atteinte. Physiquement, le point d'accélération des dommages correspond au moment où la masse et l'imbrication des blocs ne sont plus suffisantes pour assurer la stabilité.

D'autre part on constate que l'augmentation de la taille des blocs de réparation ne produit pas le même effet en termes de début des dommages et de stabilité limite. Au début des dommages, la masse s'ajoute à l'imbrication et les gains de stabilité augmentent avec l'augmentation de la taille des blocs de réparation. Par contre, pour la stabilité limite, l'augmentation de la taille des blocs de réparation (masse) semble être annulée par la diminution de l'imbrication, ce qui fait maintenir le gain de stabilité à une valeur moyenne d'environ de 16%.

On constate aussi que l'augmentation de la taille des blocs de réparation entraîne un comportement fragile du perré réparé, c'est à dire que la rupture est atteinte dès l'apparition des premiers importants dommages.

Les mécanismes des zones particulières, quant à eux, sont examinés en considérant les profils particuliers de dommages pris dans trois zones distinctes du perré, soit, la zone la plus fortement réparée qui est le lieu de rupture du perré original (RPO), la zone peu ou pas réparée (PNR), et la zone correspondant à la rupture du perré réparé (RPR). L'évolution des dommages dans ces trois zones est présentée à la figure 4.14. L'analyse des ces courbes a permis de mettre en évidence les concepts de stabilité suivants:

- les lieux de Ruptures des Perrés Originaux (RPO), sont les plus vulnérables et présentent généralement les dommages les plus élevés à la fin des essais (rupture). De plus on constate que l'intensité de ces dommages diminue avec l'augmentation de la taille des blocs de réparation.
- Les dommages les moins élevés sont obtenus dans les zones Peu ou Non (pas) Réparées (PNR) où le diamètre moyen des blocs est sensiblement égal à celui du perré avant réparation

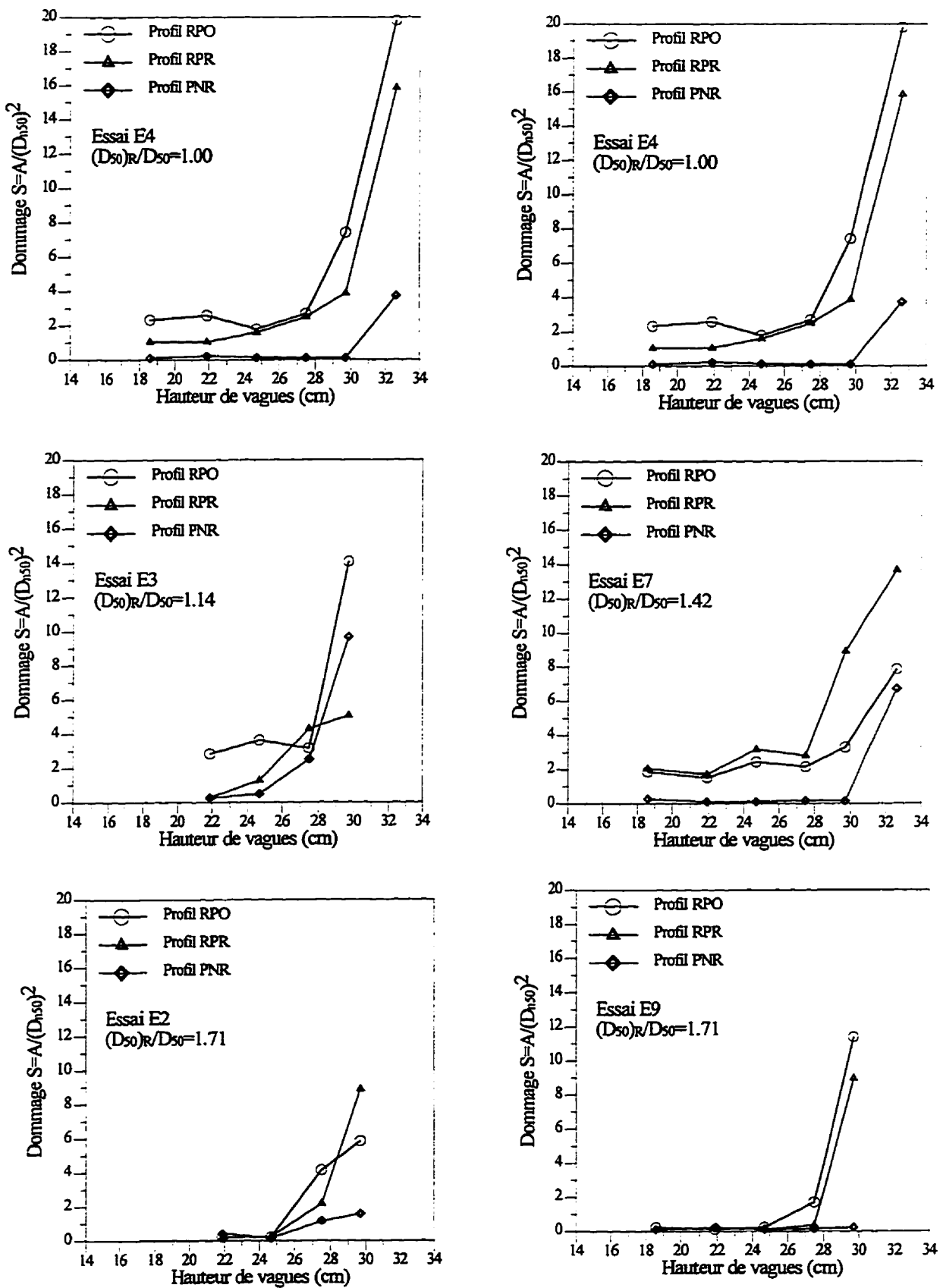


Figure 4.14 Évolution des dommages des perrés réparés suivant trois profils particuliers  
 RPO: lieu de rupture du perré original  
 RPR: lieu de rupture du perré réparé  
 PNR: zone où le perré a été peu ou pas réparé

(original). Ceci signifie que pour le perré original, les dommages se limitent aux zones faibles uniquement et que les zones non endommagées lors des premières sollicitations peuvent résister à une hauteur de vagues supérieur à la hauteur de vagues de rupture du perré original.

- Les zones de Rupture du Perré Réparé (RPR), présentent en général un comportement intermédiaire par rapport à celui des zones fortement réparées et peu ou pas réparées. Les observations effectuées lors du déroulement des essais ont montré que les lieux de rupture du perré après réparation (RPR) sont souvent localisés assez près des zones RPO.

#### 4.5.4 Influence du mode de mise en places des blocs de réparation

De façon générale, la résistance des blocs d'un perré face aux forces des déstabilisatrices des vagues est principalement due au poids et à l'imbrication des enrochements. Dans la littérature, l'influence de l'imbrication a été examinée par plusieurs auteurs [FONT, 1970; PRICE, 1979; BRUUN 1985; WANG ET PEENE, 1990]. Les résultats de ces études ont montré que l'imbrication dépend surtout de:

- la forme des blocs qui influence le degré d'imbrication par le nombre de points de contact avec les blocs adjacents qu'elle procure. Les blocs anguleux permettent une meilleure imbrication par rapport aux blocs arrondis
- la pente de la structure. Pour une même forme d'enrochement, l'imbrication des blocs est plus importante pour une pente raide que pour une pente douce. Cette différence est principalement due à la pression qu'exerce chaque bloc sur les blocs adjacents et qui augmente avec la raideur de la pente.

Pour la présente étude, lors de la construction des perrés originaux et des réparations, les enrochements ont été posés sans arrangement particulier afin de simuler les conditions de construction habituelles sur terrain. Pour les réparations, les résultats obtenus ont montré que le gain de stabilité qui devrait être associé à l'augmentation de la taille des blocs de réparation semble être annulé par une imbrication plus faible, qui se traduit par un gain de stabilité limite constant (environ 16%) quelque soit la taille des enrochements utilisés.

Afin de vérifier l'influence du mode de mise en place des blocs de réparation, donc de l'imbrication, deux essais ont été réalisés dans le canal (grande échelle) en réarrangeant systématiquement le perré lors de la réparation. Ces essais ont été réalisés sur une pente de 1.5:1

en considérant deux diamètres d'encrochements de réparation, correspondant à un rapport  $(D_{50})_R/D_{50}$  de 1.14 et 1.71.

Pour ces essais, la mise en place des blocs de réparation a été effectuée en se rapprochant le plus possible des procédures utilisées sur terrain, comme constaté lors de la campagne de mesure effectuée sur les ouvrages de la région La Grande. Les blocs ont été placés un à un en essayant à chaque fois de leur conférer la meilleure imbrication possible. Dans les zones les plus endommagées, généralement près du plan d'eau, les blocs originaux ont été réarrangés de façon à agrandir les dépressions pour mieux y insérer les blocs de réparation. Entre le niveau d'eau et la crête, là où se produisent généralement les glissements, le perré a été densifié en rapprochant les blocs entre eux et en y insérant de nouveaux blocs. Une fois la réparation terminée, la surface du perré était régulière et les blocs apparemment bien imbriqués entre eux. En termes de volume d'encrochements, ce type de réparation a nécessité un volume presque double du mode de mise en place sans réarrangement.

Les courbes de dommages obtenues sont comparées à la figure 4.15 avec celles des essais de réparation réalisés avec les mêmes diamètres mais sans réarrangement et à la figure 4.16 avec l'enveloppe des courbes de dommages obtenues pour l'ensemble des essais de réparations locales.

Les figures 4.15 et 4.16 montrent que pour les deux diamètres des blocs de réparation testés, les courbes de dommages présentent la même allure. De même, on note sur les deux courbes la présence d'un point d'accélération des dommages, caractéristique du comportement des perrés à pentes raides. Ces figures montrent aussi que le réarrangement des blocs au moment de la réparation semble procurer au perré une certaine stabilité additionnelle par rapport aux essais de réparation sans réarrangement des blocs, surtout au début des dommages. On constate aussi que le point d'accélération des dommages, qui correspond à la stabilité limite, a lieu pratiquement pour la même hauteur de vagues comprise entre 28 cm et 30 cm.

#### a) **Évaluation de la stabilité**

Les résultats de l'analyse en termes de gains et de réserve de stabilité sont résumés au tableau 4.5 et montrés aux figures 4.17, 4.18, et 4.19. Les figures 4.17 et 4.18 montrent les variations des gains de stabilité des essais avec et sans réarrangement, en fonction du rapport d'augmentation de la taille des blocs de réparation  $((D_{50})_R/D_{50})$ . Pour le critère de stabilité limite

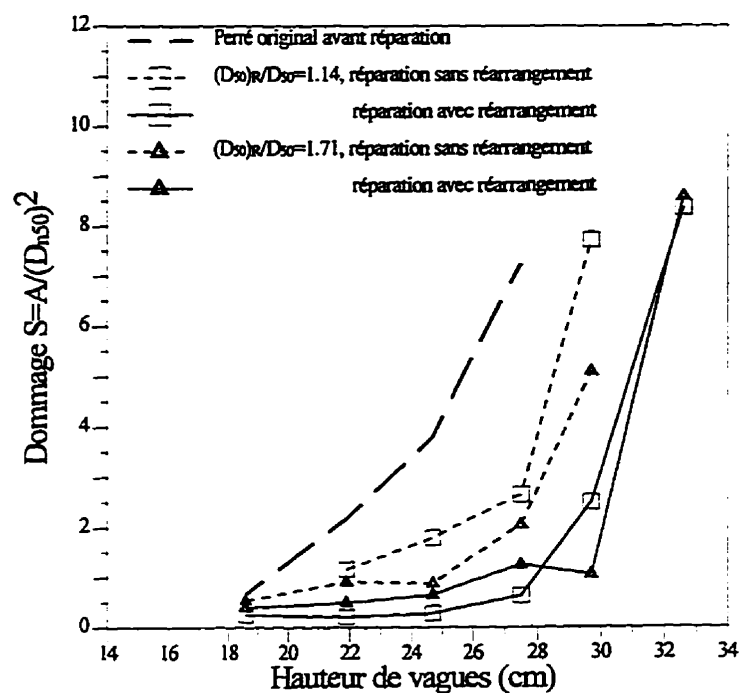


Figure 4.15 Réparation avec réarrangement des blocs. Pente 1.5:1.

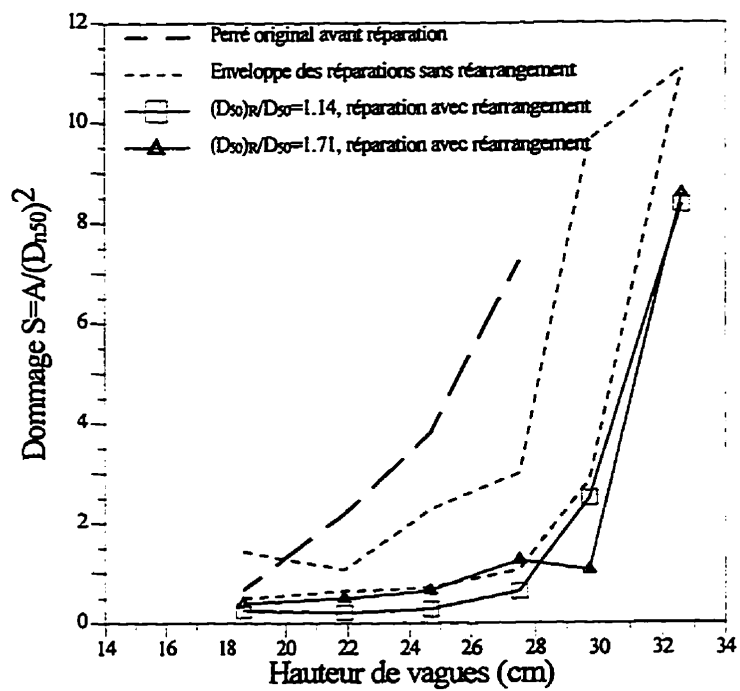


Figure 4.16 Réparation avec réarrangement des blocs. Pente 1.5:1.

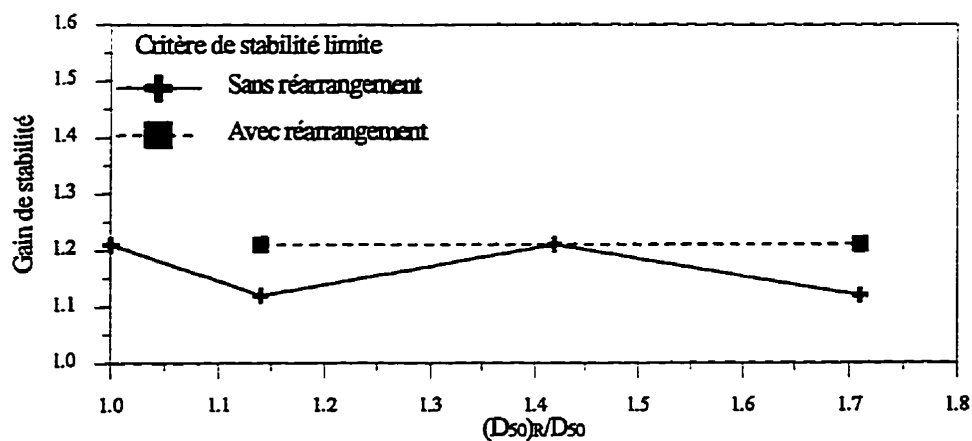


Figure 4.17 Gain de stabilité en fonction du mode de mise en place et du diamètre des blocs de réparation. Critère de stabilité limite. Pente 1.5:1.

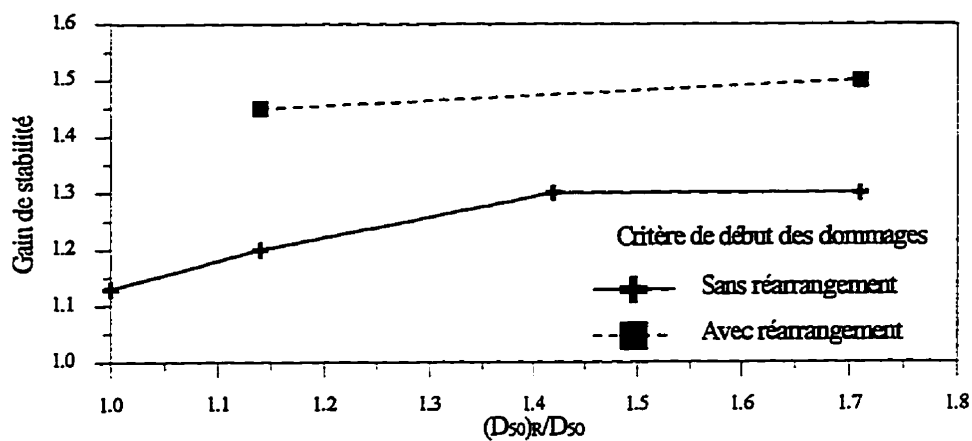


Figure 4.18 Gain de stabilité en fonction du mode de mise en place et du diamètre des blocs de réparation. Critère de début des dommages. Pente 1.5:1.

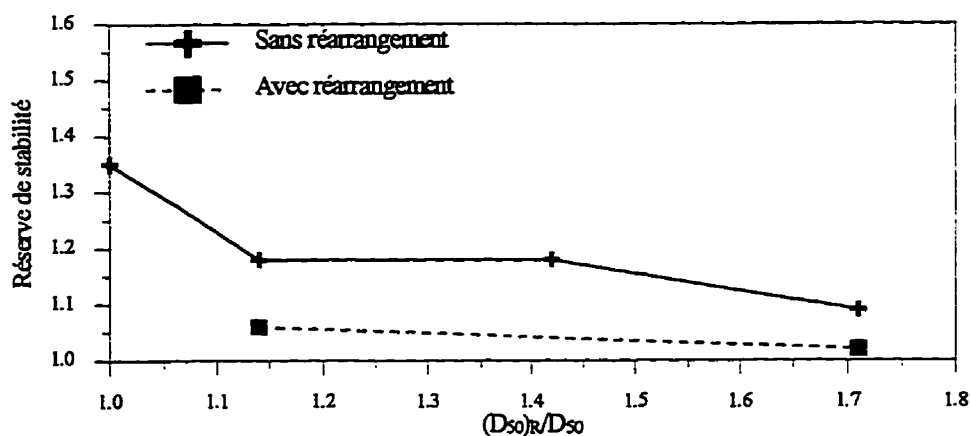


Figure 4.19 Réserve de stabilité en fonction du mode de mise en place et du diamètre des blocs de réparation. Pente 1.5:1.



(figure 4.17), le gain de stabilité obtenu pour les deux diamètres testés est constant et égale à 21%. Ce gain de stabilité limite est plus élevé que celui obtenu pour les essais réalisés avec les mêmes diamètres mais sans réarrangement des blocs de réparation, où il n'était, en moyenne, que de 12%. Pour le critère de début des dommages (figure 4.18) on constate un gain de stabilité d'environ 50%, alors qu'il n'était que de 20% et 30% pour les mêmes diamètres testés sans réarrangement. Mais la réserve de stabilité associée au début des dommages est pratiquement nulle comme montré à la figure 4.19, ce qui confirme le caractère fragile de la réparation, comme c'était le cas pour les gros diamètres lors des réparations sans réarrangement.

Les résultats obtenus montrent que le réarrangement des blocs de réparation semble améliorer de façon considérable la stabilité suivant le critère de début des dommages. Mais cette amélioration n'a aucun effet sur la performance finale de la réparation et la stabilité limite qui reste similaire à celle obtenue pour les essais sans réarrangement.

Tableau 4.5 Variation des gains et réserves de stabilité des perrés réguliers à pente raide (1.5:1) en fonction de la taille des blocs de réparation. Essais avec réarrangement des blocs de réparation.

			Gain de stabilité						Réserve de stabilité	Réserve de stabilité relative
			Début des dommages S=1			Stabilité limite				
Essai	$(D_{50})_R$	$(D_{50})_R/D_{50}$	$H_{S=1}$	$(H_{S=1})_R$	$G_{S=1}$	$H_L$	$(H_L)_R$	$G_L$	R	RR
M2	10.1	1.14	19.3	28	1.45	24.5	29.7	1.21	1.06	1.53
M3	15.2	1.71	19.3	29	1.50	24.5	29.7	1.21	1.02	1.53

#### b) Mécanismes d'endommagement

Les courbes de dommages et les observations réalisés au cours du processus de dégradation montrent que les perrés réparés offrent d'abord une très bonne résistance sans subir de dommages jusqu'à leur stabilité limite ( $H=29.7$  cm). Ensuite, pour un faible accroissement de la hauteur de vague, l'imbrication est subitement rompue entraînant une dégradation très importante,

surtout sous forme de glissements des zones réparées puis des zones adjacentes jusqu'à apparition du coussin. Ce qui indique l'existence d'un comportement fragile. C'est à dire que la rupture est atteinte dès l'apparition des premiers importants dommages, ce qui laisse très peu de réserve de stabilité au perré.

Au cours de la dégradation, le comportement des zones fortement réparées était similaire à celui des zones peu ou pas réparées. Ceci est du au réarrangement général opéré durant la réparation, qui confère au perré une meilleur imbrication et un comportement quasi homogène. À titre d'exemple, les figures 4.20a et 4.20b montrent, pour les deux essais réalisés, l'évolution des dommages suivant les axes correspondant à des zones fortement et peu ou pas réparées. On remarque alors que, contrairement aux essais sans réarrangement (figure 4.14), les zones les plus fortement réparées subissent moins de dommages en début de sollicitation. De plus on remarque que l'accroissement du diamètre de réparation a fait reculer, en terme de hauteur de vague, l'apparition des premiers dommages.

#### **4.6 Réparation des perrés sans matériaux fins à pente douce (2.5:1)**

Les comportements et les mécanismes d'endommagement des perrés dépendent énormément des forces agissant sur les enrochements. Or, pour des conditions de sollicitation et d'enrochements données, l'intensité et l'effet des forces, aussi bien stabilisatrices (masse et imbrication) que déstabilisatrices (vagues), sont largement influencés par la pente de la structure. Ces différences dans l'action des forces, en fonction de la pente, se traduisent par des comportements et des mécanismes d'endommagement différents, qui se répercuteront sur l'ampleur et le comportement des réparations.

Afin d'avoir une vision globale sur le comportement des perrés réparés et en complément des essais réalisés sur pentes raides (1.5:1), trois essais de réparation ont été réalisés dans le bassin (petite échelle) sur des pentes douces (2.5:1), en considérant un perré régulier, c'est à dire sans matériaux fins. Les réparations, quant à elles, ont été effectués suivant un mode de placement normal, c'est à dire sans réarrangement des blocs. Seule l'influence de la taille des enrochements de réparation a été étudiée, en considérant trois diamètres de blocs de réparation correspondant à des rapports d'augmentation  $(D_{50})_R/D_{50}$  de 1, 1.41 et 1.66.

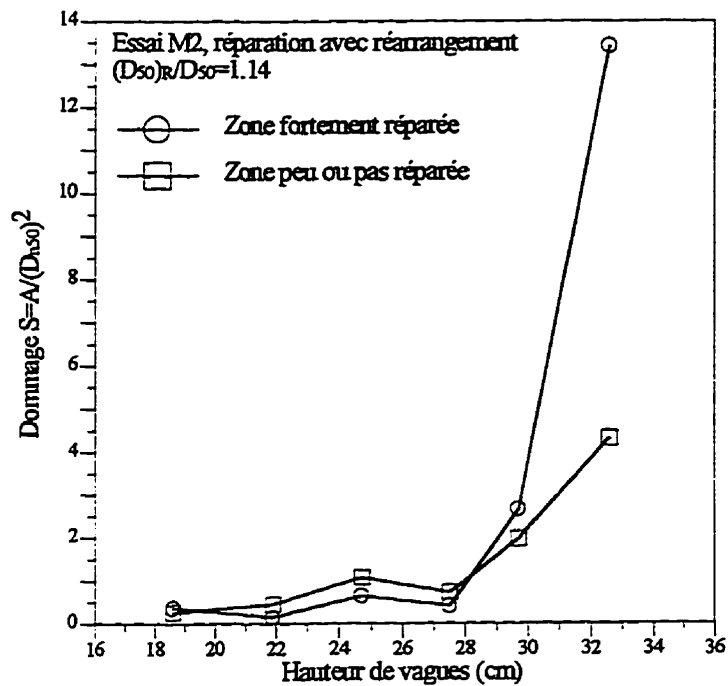
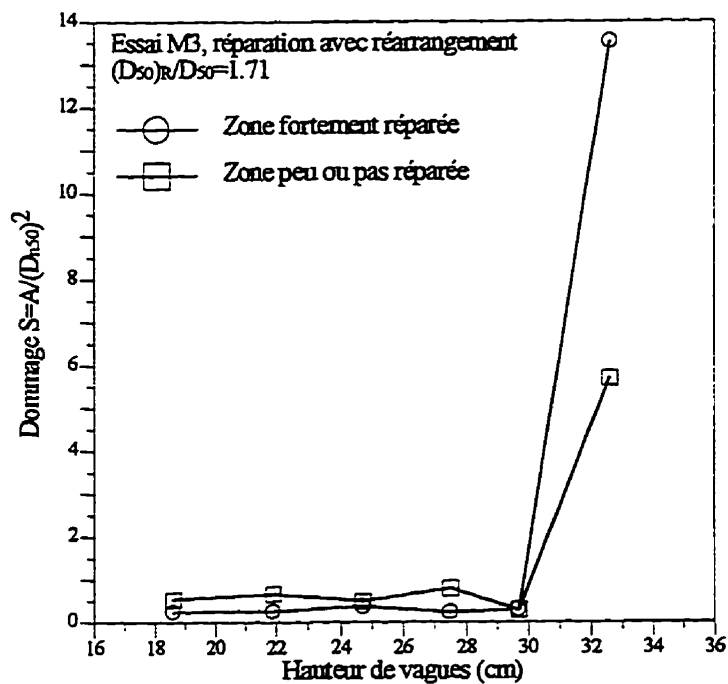
a) (D<sub>50</sub>)<sub>R</sub>/D<sub>50</sub>=1.14b) (D<sub>50</sub>)<sub>R</sub>/D<sub>50</sub>=1.71

Figure 4.20 Évolution des dommages dans des zones fortement réparées et peu ou pas réparées. Réparations locales avec réarrangement. Pente 1.5:1.

#### **4.6.1 Comportement des perrés originaux**

Contrairement aux perrés à pente raide où les courbes de dommages se caractérisent par deux phases d'évolution et l'existence d'un point d'accélération (figure 4.10), la figure 4.21 montre que la courbe moyenne d'évolution des dommages avant réparation des perrés à pente douce ne présente aucune accélération et semble évoluer linéairement. Cette figure montre l'influence de la pente sur les comportements et les mécanismes d'endommagement des perrés originaux.

Pour les pentes raides, les forces dues à l'imbrication sont importantes et jouent un rôle prédominant dans le processus de dégradation. Au début des sollicitations, les dommages progressent lentement. Ensuite, au delà du point d'accélération, l'imbrication est localement rompue et les dommages progressent rapidement vers la rupture sous forme de glissements et d'éboulements. Par contre, dans le cas des pentes douces, les forces d'imbrication sont moins importantes et le processus de dégradation semble être contrôlé, surtout par la masse des blocs, c'est à dire par la gravité. Les dommages se manifestent par un entraînement continu et individuel des blocs et l'évolution des dommages ne montre aucune accélération, c'est à dire que les dommages se produisent sans glissements ni éboulements.

#### **4.6.2 Description des réparations**

Comme la pente influence les mécanismes d'endommagement et l'état de dégradation des perrés originaux, il est normal que cette influence se répercute aussi sur l'aspect des réparations locales. Dans le cas des pentes raides, les dommages sont localisés et le coussin est généralement visible en un seul endroit. Au moment de la rupture, le perré présente une zone d'endommagement majeur, sous forme d'une dépression qui s'étend vers la crête, plus quelques zones à dommages de moindre importance. Les réparations sont elles aussi localisées et se limitent pratiquement aux zones endommagées (figure 4.2). Dans le cas des pentes douces, les dommages sont quasi-uniformément répartis sur toute la largeur du modèle et occupent une bande relativement étroite. Le coussin est visible en plusieurs endroits. Les réparations, quant à elles, sont aussi étendues et occupent toute la zone endommagée (figure 4.3).

#### **4.6.3 Influence de la taille des blocs de réparation**

Les courbes d'évolution des dommages des perrés réparés ainsi que la courbe moyenne du perré original sont montrées à la figure 4.21. Cette figure montre que les courbes d'évolution des

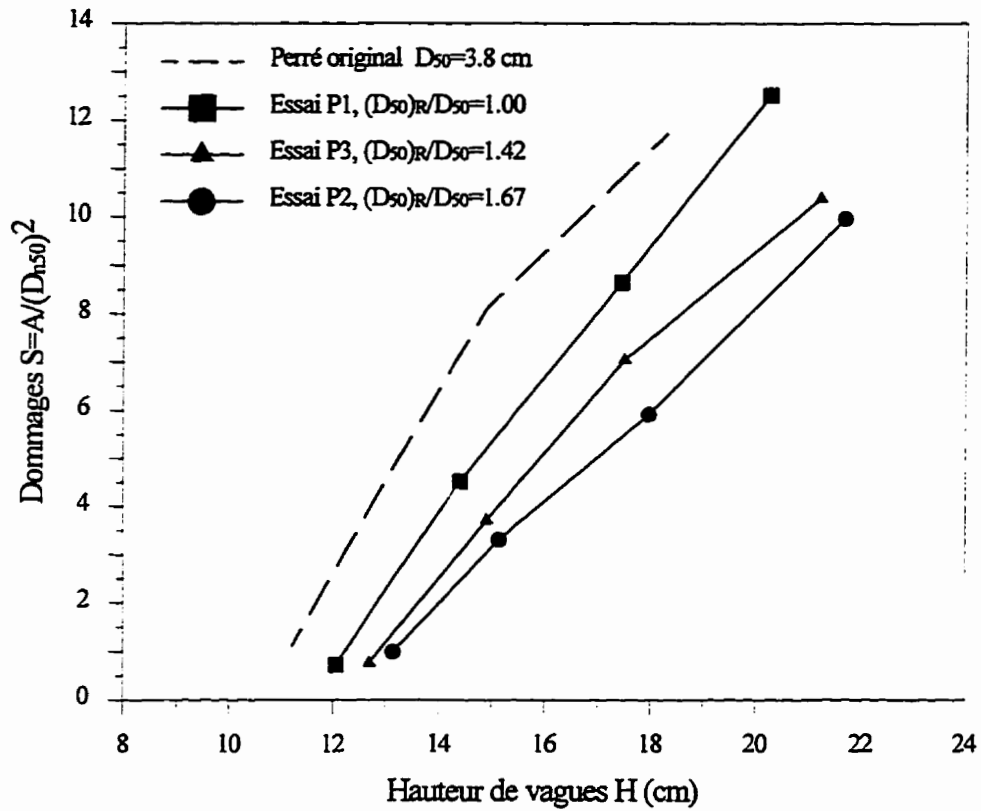


Figure 4.21 Évolution des dommages avant et après réparations locales. Perrés sans matériaux fins, pente douce (2.5:1)

dommages des perrés réparés sont similaires entre elles et aussi similaires à la courbe moyenne d'endommagement du perré original. Ce comportement signifie que les processus d'endommagement du perré original et des perrés réparés sont semblables, quelque soit la taille des enrochements de réparation. On constate que, contrairement aux pentes raides, les courbes de dommages après réparation ne présentent aucune accélération et semblent évoluer linéairement elles aussi.

En termes de compétence, la figure 4.21 montre aussi que, contrairement aux tendances observées pour les pentes raides, la compétence des perrés réparés à pentes douces semble croître avec l'augmentation de la taille des blocs de réparation. Ce résultat était attendu vu l'étendue des réparations dans le cas des pentes douces et la différence des mécanismes de dégradation observés entre les pentes raides et douces.

**a) Évaluation de la stabilité**

Les résultats obtenus, en termes de gains et de réserve de stabilité, sont résumés au tableau 4.6. Les gains de stabilité obtenus sont présentés et comparés à ceux des perrés à pentes raides à la figure 4.22, pour les critères de stabilité limite et début des dommages. Le critère de début des dommages correspondent à  $S=1$  pour les pentes raides et  $S=1.5$  pour les pentes douces. Le critère de stabilité limite, quant à lui, est indépendant de la pente et correspond à la rupture du perré.

En terme de stabilité limite (figure 4.22a), le gain de stabilité augmente considérablement et passe de 17% à plus de 43% pour des rapports d'augmentation des blocs de réparation de 1 à 1.66. Pour les pentes raides, ce gain de stabilité se maintenait à une moyenne d'environ 16% pour des rapports d'augmentation des blocs de réparation de 1 à 1.71. À noter que pour l'essai P2 ( $(D_{50})_R/D_{50}=1.66$ ), l'essai a été arrêté avant la rupture du perré réparé, sinon, le gain aurait été plus élevé. Pour le critère de début des dommages, la figure 4.22b montre que, comme pour les pentes raides, le gain de stabilité augmente en fonction de la taille des blocs de réparation en passant de 11% à 20%. Toutefois, on remarque que ce gain reste inférieur à celui obtenu pour les pentes raides.

Concernant la réserve de stabilité, la figure 4.23 montre que, contrairement aux pentes raides où la réserve de stabilité évoluait inversement du gain de stabilité, pour les pentes douces, la réserve de stabilité associée au gain de stabilité augmente considérablement. Cette dernière passe de 38% à 60% alors que pour les pentes raides, elle baisse en passant de 35% à 9% seulement.

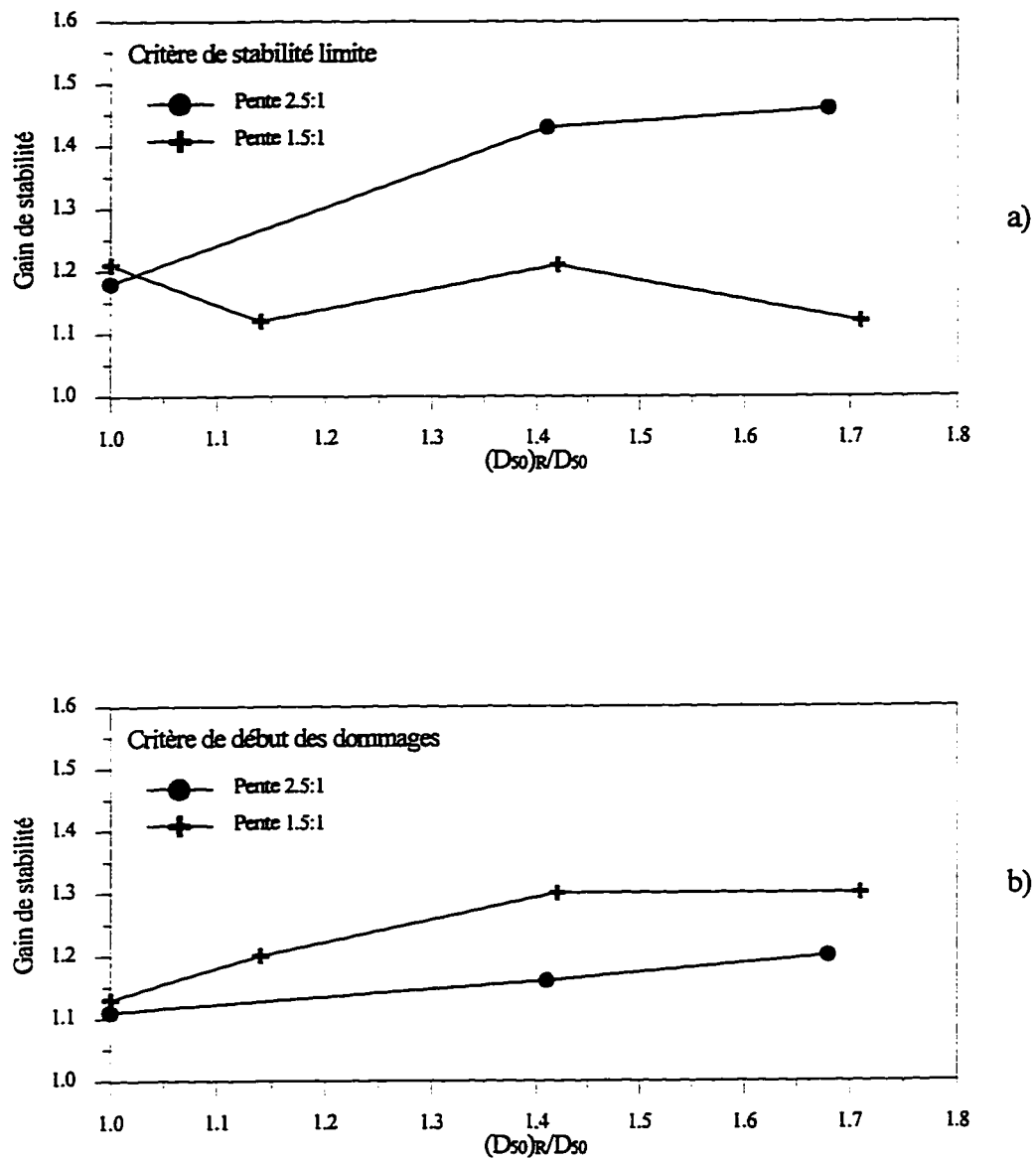


Figure 4.22 Comparaison des gains de stabilité pour des perrés sans matériaux fins et des pentes de 1.5:1 et 2.5:1.

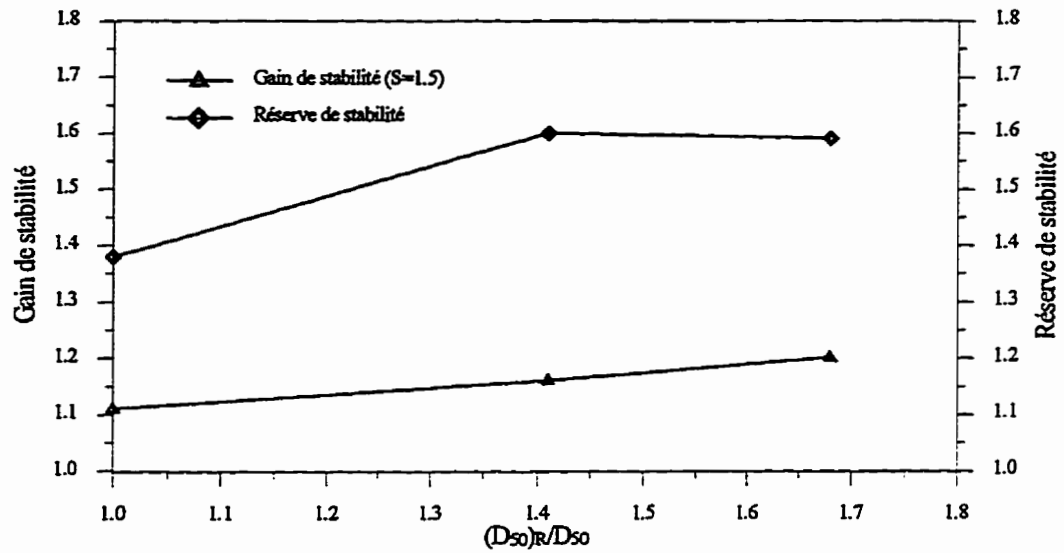


Figure 4.23 Réserve de stabilité en fonction de la taille des blocs de réparation. Pente de 2.5:1.

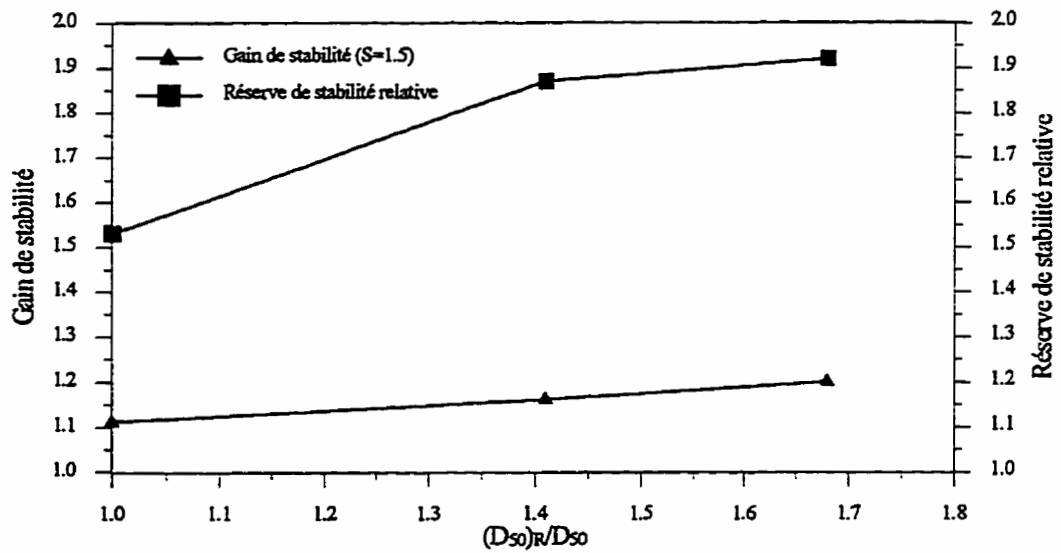


Figure 4.24 Réserve de stabilité relative en fonction de la taille des blocs de réparation. Pente de 2.5:1.



Pour la réserve de stabilité relative, la compétence des réparations par rapport au perré original est très appréciable (figure 4.24), où elle atteint des valeurs comprises entre 53% et 87%.

Cette analyse montre que la performance des réparations sur pentes douces est plus élevée que celle obtenue pour les pentes raides. Les différences de comportement observées sont dues à l'influence de la pente sur les mécanismes d'endommagement des perrés réparés.

Tableau 4.6 Variation des gains et réserves de stabilité des perrés réguliers à pente douce (2.5:1) en fonction de la taille des blocs de réparation.

			Gain de stabilité						Réserve de stabilité	Réserve de stabilité relative
			Début des dommages S=1			Stabilité limite				
Essai	$(D_{50})_R$	$(D_{50})_R/D_{50}$	$H_{S=1}$	$(H_{S=1})_R$	$G_{S=1}$	$H_L$	$(H_L)_R$	$G_L$	R	RR
P1	3.8	1	11.3	12.6	1.11	14.8	17.4	1.17	1.38	1.53
P3	5.4	1.42	11.3	13.2	1.16	14.8	21.2	1.43	1.60	1.87
P2	6.3	1.66	11.3	13.6	1.20	14.8	>21.7	>1.46	>1.59	>1.92

#### b) Mécanismes d'endommagement

Concernant le comportement des réparations, les courbes d'évolution des dommages ainsi que les observations effectuées durant le déroulement des essais montrent que, quelque soit la taille des blocs de réparation, les perrés réparés ont un comportement similaire à celui du perré original. C'est à dire que les courbes de dommages ne présentent aucune accélération et que les dommages sont réparties sur toute la largeur du modèle. De plus, comme pour le perré original, la rupture du perré réparé a lieu en plusieurs endroits.

D'autre part, on remarque que la stabilité semble être contrôlée surtout par la gravité et que les performances générales augmentent avec l'augmentation de la taille des blocs de réparation. En

termes de début des dommages (figure 4.22a), les gains de stabilité augmentent avec la taille des enrochements de réparation, mais sont généralement plus faibles que ceux obtenus pour les pentes raides. Ce comportement peut provenir, d'une part, du fait que pour les pentes raides, les forces d'imbrication sont importantes et contribuent avec la gravité à la stabilité du perré. Par contre, dans le cas des pentes douces, les forces d'imbrication sont relativement faibles et la stabilité est assurée surtout par la gravité. D'autre part, ce comportement peut être aussi lié à l'étendue des surfaces réparées et au fait qu'après réparation, les zones les plus vulnérables sont les zones réparées.

Pour la stabilité limite (figure 4.22b), on remarque que la compétence des perrés en pentes douces augmente considérablement en fonction des blocs de réparation, alors qu'elle reste pratiquement constante pour les pentes raides. Pour les pentes douces, ce comportement est normal vu que dans ce cas, c'est la gravité qui contrôle la stabilité. Alors que pour les pentes raides, le gain de compétence que devrait procurer l'augmentation de la taille des blocs est annulé par la diminution de l'imbrication.

#### **4.7 Réparation des perrés avec matériaux fins, à pente raide**

Les observations rapportées par Lefebvre et coll. [1987], ont montré que la présence des matériaux dans les enrochements du perré original étaient l'une des causes d'endommagement de certains ouvrages de la région La Grande, particulièrement pour ceux à pentes raides. Ces dommages doivent être réparés afin que les perrés puissent continuer à assurer la protection des ouvrages.

Afin d'évaluer l'influence des matériaux fins sur la stabilité des réparations, six essais ont été réalisés dans le canal (grande échelle) sur une pente raide de 1.5:1, en considérant deux pourcentages de matériaux fins (10% et 15%). Les matériaux fins incorporés au perré original (les enrochements de réparation en étaient exempts) étaient constitués de gravier de grosseur allant de 0 à 28 mm, les courbes granulométriques pour les différents pourcentages de fins testés sont montrées à la figure 4.6c. En plus du pourcentage de matériaux fins, l'étude a porté sur l'influence de la grosseur des blocs de réparation ( $(D_{50})_R/D_{50}=1.14$  et  $1.71$ ) et le mode de mise en place des blocs de réparation (avec et sans réarrangement).

Comme on l'a vu précédemment, le comportement du perré original et les mécanismes de son endommagement influencent énormément l'ampleur et le comportement des réparations. Pour cela, dans ce qui suit, l'influence des matériaux fins sur le perré original sera examinée en premier avant de passer en revue l'influence des autres paramètres sur les réparations.

#### **4.7.1 Influence des matériaux fins sur la stabilité du perré original**

Les courbes d'évolution des dommages des perrés originaux sans matériaux fins ainsi que celles des perrés à 10% et 15% de fins sont montrées à la figure 4.25. La comparaison de ces courbes montre que la présence des matériaux fins réduit la stabilité des perrés testés et que cette réduction est d'autant plus marquée que le pourcentage de fins est grand. On constate aussi que pour les deux pourcentages de matériaux fins testés, la diminution de stabilité est plus importante pour le début des dommages que pour la rupture. Cette différence en termes de réduction de stabilité entre le début des dommages et la rupture est due à la quantité de matériaux fins présents dans les enrochements qui est plus faible au moment de la rupture par rapport à celle du début des dommages.

En générale, la présence des matériaux fins dans le perré exerce un effet "de roulement à billes" entre les blocs, qui amplifie les phénomènes de glissements et les éboulements caractérisant les comportements des perrés à pentes raides. Durant les premières phases des sollicitations, les matériaux fins sont déplacés en grandes quantités entraînant d'importants glissements, ce qui intensifie la réduction de stabilité au début des dommages. Par contre, au stade de rupture, la quantité de matériaux fins est moins importante qu'au début des sollicitations et la perte de stabilité diminue par rapport au perré original.

D'autre part, contrairement aux perrés sans matériaux fins où les dommages sont localisés et se limitent aux zones faibles du perré, pour les perrés avec fins, les dommages sont répartis sur toute la largeur du modèle. Cet endommagement se traduit par des surfaces réparées plus importantes comme montré aux figures 4.26 et 4.27.

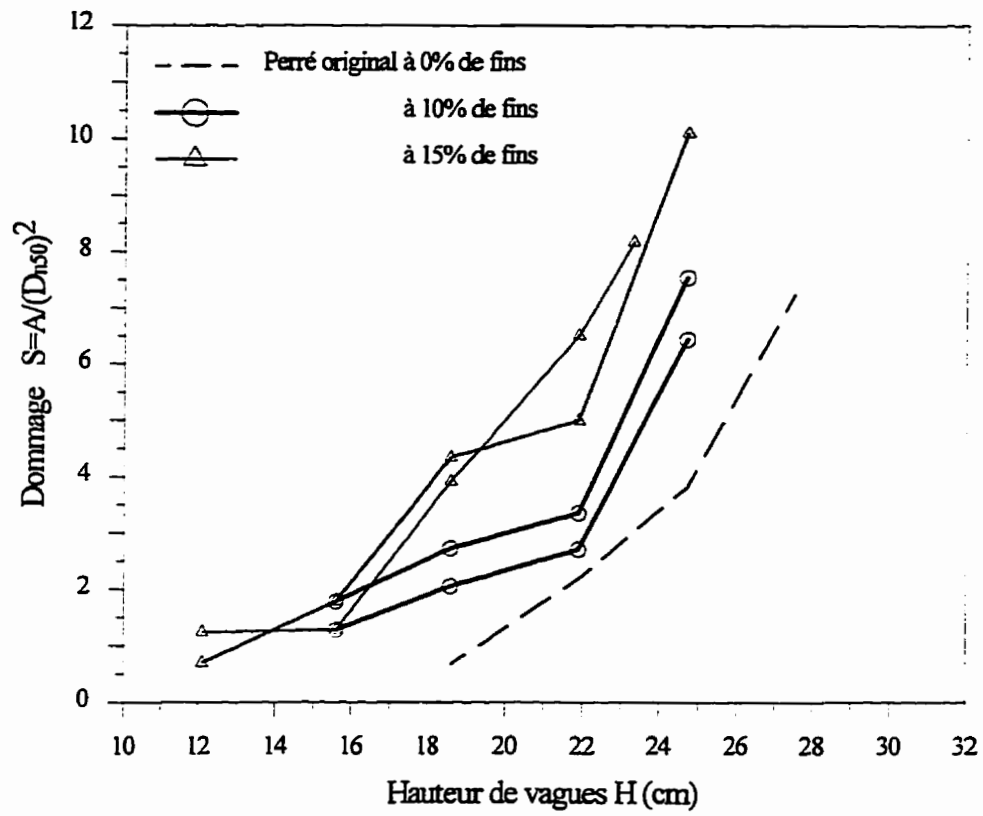


Figure 4.25 Évolution des dommages des perrés originaux à 0%, 10%, et 15% de matériaux fins. Pente de 1.5:1.

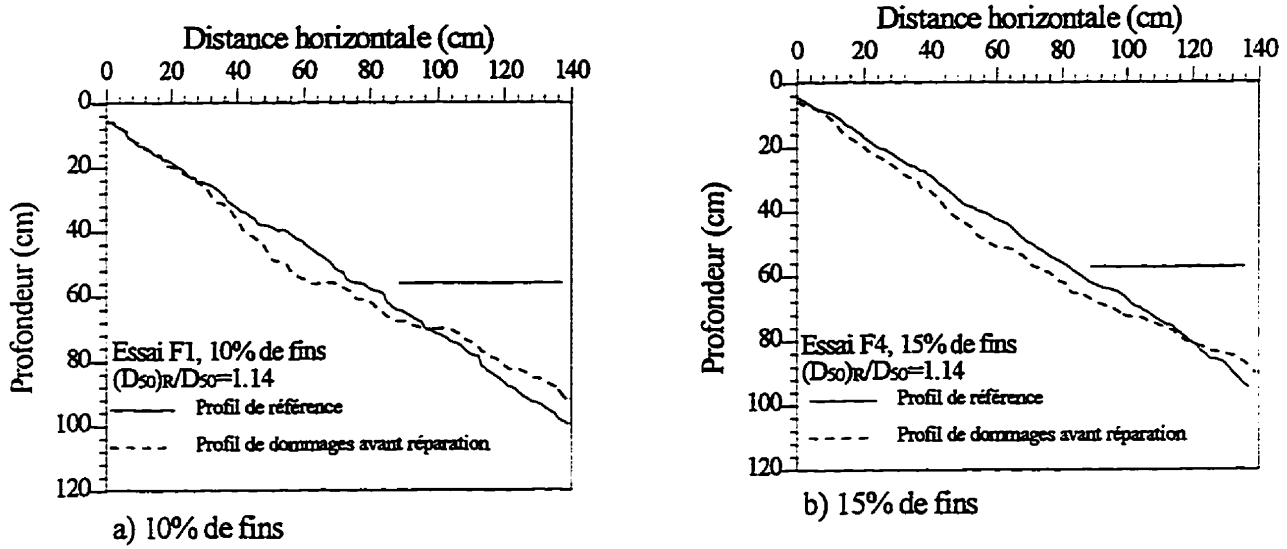


Figure 4.26 Profils moyens des perrés originaux à la rupture. Pentés de 1.5:1, 10% et 15% de fins.

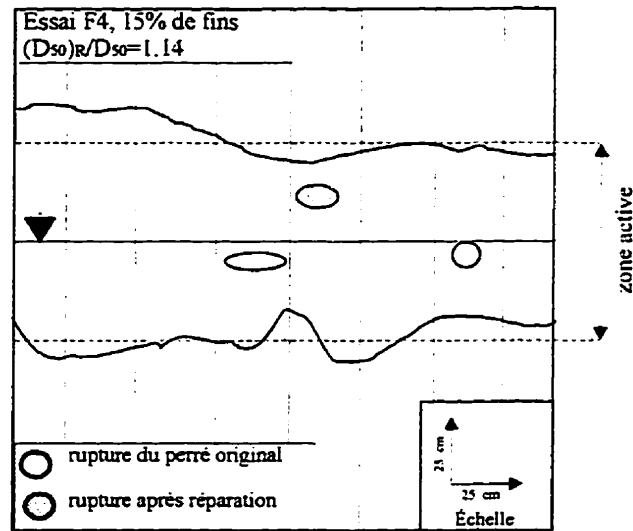


Figure 4.27 Contours des réparation. Essais à 15% de matériaux fins.

#### 4.7.2 Stabilité des réparations

##### a) Influence du pourcentage de matériaux fins

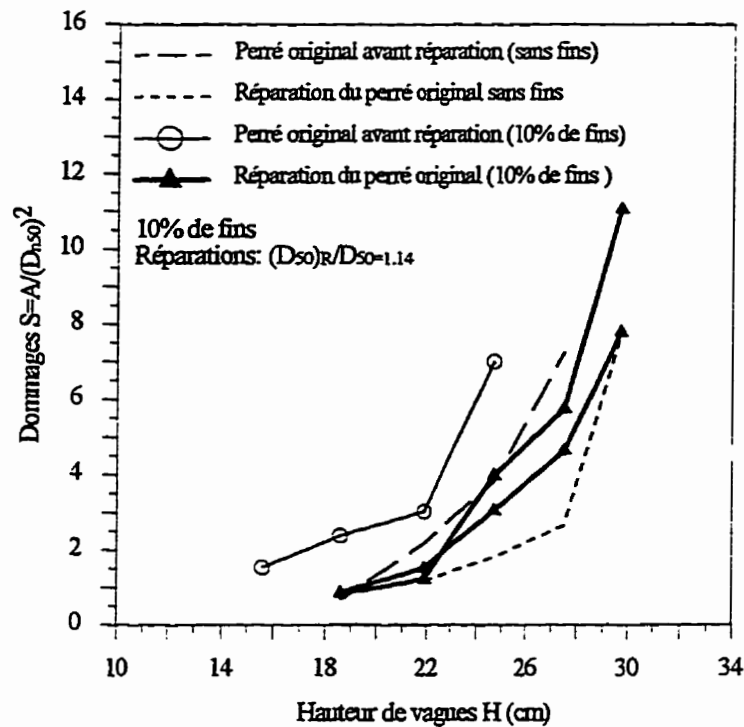
La figure 4.28 montre les courbes d'évolution des dommages des perrés originaux et des réparations réalisées avec un rapport d'augmentation  $(D_{50})_R/D_{50}=1.14$  et des pourcentages de matériaux fins de 10% (figure 4.28a) et 15% (figure 4.28b). Sur ces mêmes figures sont aussi portées, pour fin de comparaison, les courbes de dommages du perré original sans fins et des réparations correspondant au même rapport d'augmentation de la taille des blocs de réparation.

Les figures présentées montrent que, quel que soit le pourcentage de matériaux fins, les réparations se traduisent par une amélioration de la stabilité par rapport au perré original contenant des matériaux fins. Cette amélioration est d'environ 25% pour le critère de stabilité limite et 41% pour le critère de début des dommages. Mais par rapport à un perré régulier, c'est à dire sans matériaux fins, ces gains de stabilité demeurent cependant assez faibles avec des valeurs de 12% pour la stabilité limite et seulement 9% pour le début des dommages.

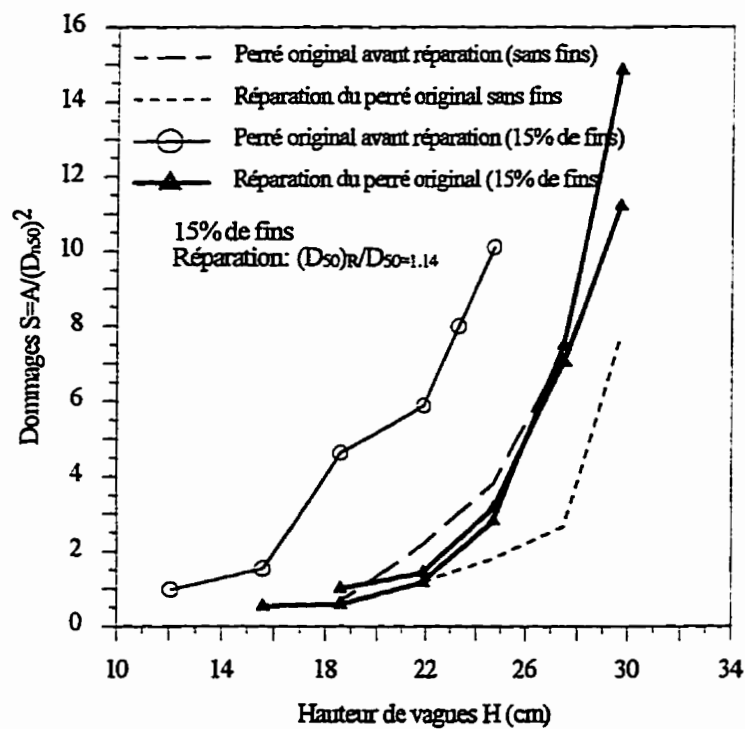
La figure 4.29 montre, ensembles, les courbes de dommages des essais réalisés avec 10% et 15% de fins. On constate alors que les performances des perrés réparés sont identiques pour les deux pourcentages de fins utilisés. Ce comportement semble être normal car au moment de la réparation (enrochements de réparation sans matériaux fins), une grande partie des matériaux fins a été entraînée par les vagues, ce qui diminue, sans l'éliminer, l'influence de ces derniers sur la réparation et entraîne un comportement similaire quelque soit le pourcentage de matériaux fins présents dans les enrochements du perré original.

##### b) Influence de la taille des blocs de réparation

La figure 4.30 compare les courbes de dommage des essais réalisés sur un perré original contenant 15% de matériaux fins et des rapports d'augmentation des blocs de réparation  $(D_{50})_R/D_{50}$  de 1.14 et 1.71. Les courbes moyennes de dommage des perrés originaux et des perrés réparés avec et sans matériaux fins y sont également portées. Cette figure montre que le diamètre des blocs de réparation n'exerce aucun effet sur la stabilité des perrés réparés. Les performances des réparations sont identiques quelle que soit la grosseur des blocs de réparation. Ceci signifie que la présence des matériaux fins, même plus en faible quantité par rapport au perré original, est toujours prédominante par l'effet de "roulement à billes" qu'elle provoque. Les observations



a) Perré avec 10% de fins.



b) Perré avec 15% de fins.

Figure 4.28 Évolution des dommages des perrés réparés localement. Pente de 1.5:1, 10% et 15% de fins.

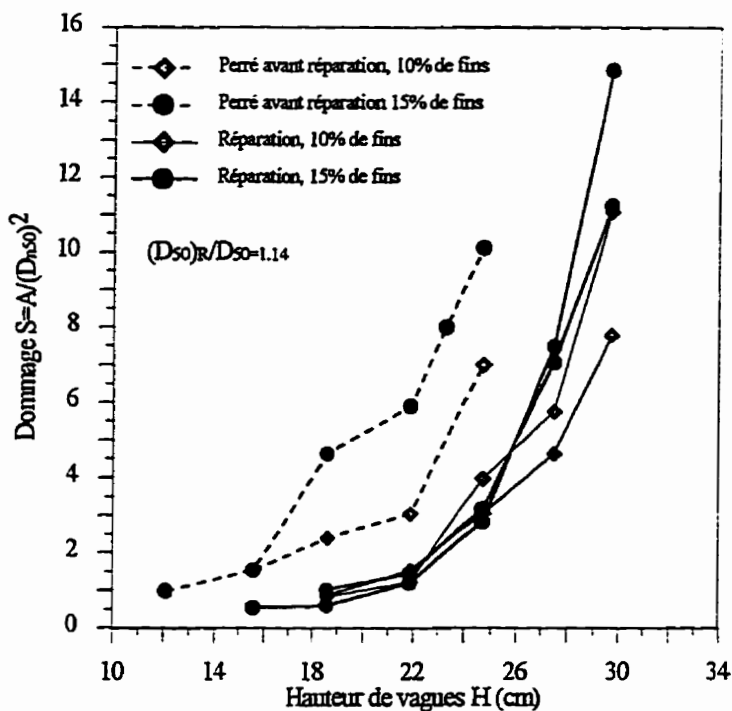


Figure 4.29 Évolution des dommages des perrés réparés en fonction du pourcentage de matériaux fins. Perrés à 10% et 15% de fins. Pente 1.5:1.

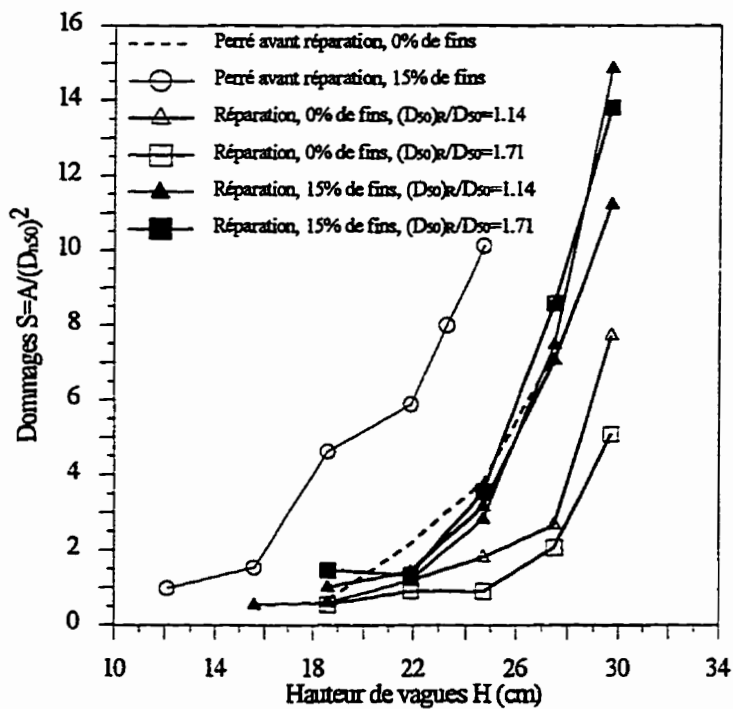


Figure 4.30 Évolution des dommages des perrés réparés en fonction de la taille des blocs de réparation. Perrés à 0% et 15% de fins. Pente de 1.5:1.



effectués lors du déroulement des essais ont montré que les dommages ont lieu de façon sporadique et se caractérisent surtout par des glissements.

**c) Influence du mode de mise en place des blocs de réparation**

Un essai de réparation avec réarrangement des blocs a été réalisé, afin d'augmenter l'état d'imbrication des enrochements aussi bien du perré original que ceux de la réparation. La figure 4.31, montre, pour un même rapport  $(D_{50})_R/D_{50}$  de 1.14, une comparaison des courbes de dommages de cet essai et celles des essais réalisés sans réarrangement. On constate alors que les courbes de dommages des essais considérés sont presque confondues. Le mode de mise en place ne semble influencer ni l'évolution des courbes de dommages ni la performance des perrés réparés et aucun gain de stabilité n'est noté par rapport aux essais réalisés sans réarrangement.

En termes de mécanismes de dégradation, ces résultats signifient que le gain de stabilité par amélioration de l'imbrication, qu'est supposée avoir la réparation après réarrangement, est presque entièrement annulé par la présence des matériaux fins. Les dommages se produisent en continu, sous forme de glissements et d'éboulements.

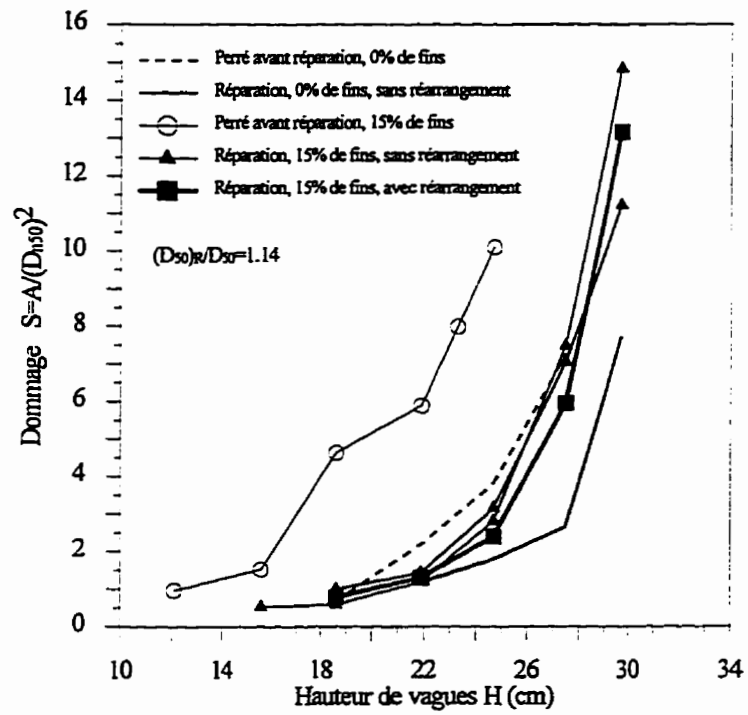


Figure 4.31 Évolution des dommages des perrés réparés, en fonction du mode de mise en place. Perrés à 10% et 15% de fins. Pente de 1.5:1.

### **Commentaires**

Le programme expérimental pour l'étude des réparations locales à été établi de façon à étudier l'influence de la taille des enrochements de réparation et leur mode de mise en place, la pente de la structure et la présence des matériaux fins sur la stabilité ainsi que le comportement et les mécanismes d'endommagement des perrés réparés. Les résultats de ces essais ont montré que:

- de façon générale, les réparations effectuées ont abouti à une amélioration des performances des perrés. Cette amélioration est plus marquée dans le cas des pentes douces que pour les pentes raides;
- les perrés réparés conservent les mêmes comportements et mécanismes d'endommagement que les perrés originaux quelque soit la pente de la structure;
- pour les pentes raides, la stabilité semble être contrôlée surtout par la masse des blocs de réparation et l'imbrication. Pour les pentes douces, l'imbrication est relativement faible et la stabilité est plutôt contrôlé par la masse;
- pour les pentes raides, les courbes de dommages montrent deux phases d'évolution et l'existence d'un point d'accélération des dommages. Au début des sollicitations, les déplacements touchent surtout les blocs de surface et les dommages progressent très lentement. Une fois la hauteur de vagues correspondant au point d'accélération atteinte, les dommages s'accélèrent et se manifestent surtout par des glissements et des éboulements. Physiquement le point d'accélération correspond au moment où l'imbrication des blocs est rompue. Pour les pentes douces, par contre, les dommages progressent linéairement sans aucune accélération;
- pour les pentes raides les dommages sont localisés et se limitent aux zones faibles du perré. Pour les pentes douces, ils sont généralisés et étalés sur toute la largeur du modèle;
- pour le critère de stabilité limite, le gain de stabilité des pentes raides est pratiquement constant (environ 16%) quelque soit l'augmentation du diamètre des blocs de réparation. Pour les pentes douces , par contre, il augmente en fonction de la taille des blocs de réparation;

- pour le critère de début des dommages, pour les deux pentes testées, le gain de stabilité augmente en fonction de la taille des blocs de réparation. Néanmoins on remarque qu'il est plus important pour les pentes raides que pour les pentes douces;
- dans les cas des pentes raides, le mode de mise en place n'entraîne pas une grande amélioration des performances des perrés réparés, particulièrement pour la stabilité limite.
- La présence des matériaux fins est néfaste pour la stabilité des perrés. Dans ce cas, les performances des réparations restent inchangées quels que soient le mode de mise en place, la taille des blocs de réparation et le pourcentage de matériaux fins du perré original.

Les résultats de cette étude ont été obtenus sans tenir compte de la variation du niveau d'eau. L'influence de ce paramètre doit être examiné dans des travaux futurs particulièrement pour les cas des pentes raides.

Les essais réalisés ont montré que pour être efficaces, les réparations doivent être prolongées jusqu'à une profondeur suffisante sous le niveau d'eau. Du point de vue pratique, le respect de cette condition nécessiterait l'utilisation d'engins spéciaux, particulièrement dans les cas où la distance entre la crête et le niveau d'eau minimal est importante, ce qui pourrait faire augmenter les délais et les coûts de réalisation.

En présence de matériaux fins dans le perré original, les performances des réparations locales restent toujours inférieures à celles des perrés exempts de matériaux fins. Dans ce cas, d'autres techniques de réparations, plus efficaces, doivent être envisagées.

Pour les pentes raides, le choix d'un diamètre de réparation est un compromis à faire entre le gain de stabilité de début des dommages et la réserve de stabilité, c'est à dire le degré de dommage acceptable.

L'augmentation de la taille des blocs de réparation ou de l'imbrication, certes, se traduit par une diminution des dommages initiaux, avant le point d'accélération, mais en même temps, elle entraîne un comportement fragile, c'est à dire que la rupture intervient rapidement après l'apparition des premiers dommages.

## CHAPITRE 5

### RÉPARATIONS PAR RECOUVREMENT

#### 5.1 Généralités

Ce chapitre présente les résultats de l'étude expérimentale réalisée au laboratoire afin d'évaluer les performances des réparations par recouvrement des perrés endommagés. Contrairement à la méthode de réparations locales où on se limite à réparer les zones endommagées uniquement, les réparations par recouvrement concernent aussi bien les zones endommagées que les zones non endommagées du perré. Par ailleurs, cette méthode peut être aussi utilisée dans le but d'augmenter les performances d'un perré sous dimensionné, par exemple, sans pour autant qu'il soit endommagé.

Le perré recouvert est considéré comme un perré mince et obéit au concept de stabilité statique, c'est à dire que les déformations du profil original sont très peu tolérées. De ce fait, l'amélioration des performances est souvent obtenue par augmentation de la taille des blocs de recouvrement.

#### 5.2 Description de la méthode

La méthode de réparation par recouvrement consiste à recouvrir, entièrement ou partiellement, le perré d'une couche de blocs généralement plus gros que ceux du perré original, afin d'augmenter ses compétences. Dans le cas où le perré a été endommagé, celui-ci est d'abord réparé localement avant qu'il ne soit recouvert, comme le montre le schéma de la figure 5.1. La figure 5.2, quant à elle, présente un profil type tel que relevé lors des essais.

Durant les essais au laboratoire, le recouvrement a été prolongé jusqu'à une profondeur suffisante sous le niveau d'eau, au delà de la profondeur active des vagues. Dans le souci de se rapprocher le plus possible des conditions de réalisation sur terrain, le taux de recouvrement n'a pas été fixé à l'avance mais a été dicté par un choix de configurations plus faciles à exécuter sur terrain. Ces configurations, basées sur l'espacement entre les blocs, se résument comme suit:

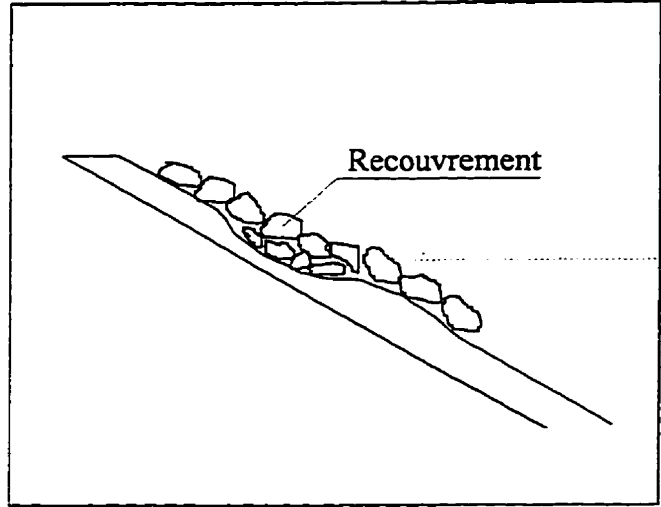


Figure 5.1 Schéma type du recouvrement.

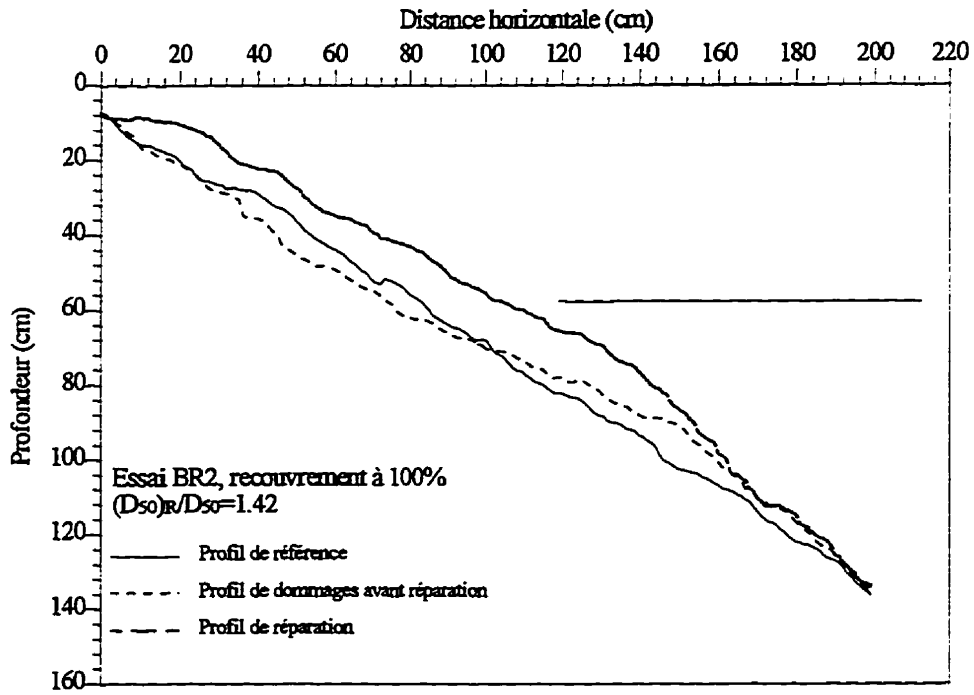


Figure 5.2 Profil moyen de la réparation par recouvrement. Essai BR2.

- recouvrement de toute la surface par une couche compacte et homogène cachant complètement le perré, soit un recouvrement de 100%;
- recouvrement par une couche de blocs placés en contact les uns avec les autres, soit un recouvrement à 70%. Dans ce cas le perré original pouvait être visible à travers la nouvelle couche;
- recouvrement par une couche de blocs espacés d'une distance de  $D_{50}/2$ , soit un recouvrement de 64%;
- recouvrement par une couche de blocs espacés d'une distance de  $D_{50}$ , soit un recouvrement de 45%.

### 5.3 Programme et conditions expérimentales

Les essais ont été réalisés en vagues régulières dans le canal (grande échelle), sur une pente raide de 1.5:1. Un seul niveau d'eau (1.3 m) et une seule période ( $T=1.8$  s) ont été considérés. Six essais ont été réalisés afin d'étudier l'influence de la taille des blocs de réparation et du pourcentage de recouvrement. Les enrochements de réparation utilisés étaient caractérisés par une gradation uniforme et un diamètre de 10.1 cm (1 essai) et 12.7 cm (5 essais), correspondant à des rapports  $(D_{50})_R/D_{50}$  de 1.14 et 1.42. Les conditions expérimentales détaillées pour chaque essai sont résumées au tableau 5.1.

Tableau 5.1 Résumé des conditions expérimentales des essais de réparation par recouvrement.

essai	perré original		réparation		
	$D_{50}$ (cm)	cota (-)	% (-)	Densité (Kg/m <sup>3</sup> )	$(D_{50})_R/D_{50}$ (-)
BR1	8.9	1.5:1	100	172	1.14
BR2	8.9	1.5:1	100	153	1.42
BR3	8.9	1.5:1	70	92	1.42
BR4	8.9	1.5:1	45	65	1.42
BR5	8.9	1.5:1	64	--	1.42
BR6	8.9	1.5:1	60	89	1.42

Les procédures d'essais étaient similaires à celles suivies lors des réparations locales. Le perré original était initialement sollicité jusqu'à la rupture, ensuite, il était réparé localement avant d'être recouvert par une nouvelle couche d'enrochement suivant les conditions citées plus haut. Le perré ainsi réparé était à nouveau sollicité jusqu'à la rupture.

Les dommages ont été estimés à partir de la comparaison des profils successifs relevés durant les essais. Cependant, le dommages  $S$  a été calculé en utilisant le diamètre nominal médian des enrochements de recouvrement ( $S=A/(D_{n50})^2_R$ ). Ce choix a été fait après comparaison des profils relevés à la fin des essais où on a constaté que la majorité des dommages avaient entraîné le déplacement des blocs des recouvrements surtout, comme le montrent les profils des essais BR3 et BR4 réalisés avec des recouvrements respectifs de 70% et 45% et présentés à la figure 5.3. Ce choix est fait afin de donner une idée sur l'évolution des courbes de dommages uniquement car ces dernières sont difficiles à comparer entre elles vu que le diamètre qui caractérise le mieux les dommages dépend aussi du pourcentage de recouvrement.

#### 5.4 Analyse des résultats

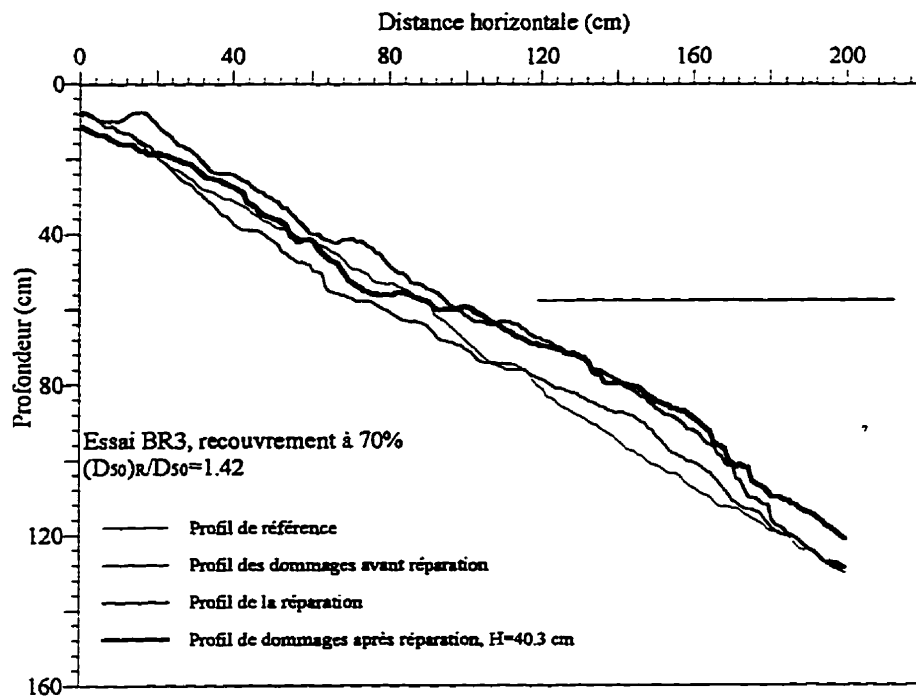
L'analyse des résultats se fera en examinant l'évolution des courbes de dommages, les gains de stabilité et les mécanismes d'endommagement.

##### 5.4.1 Évolution des courbes de dommages

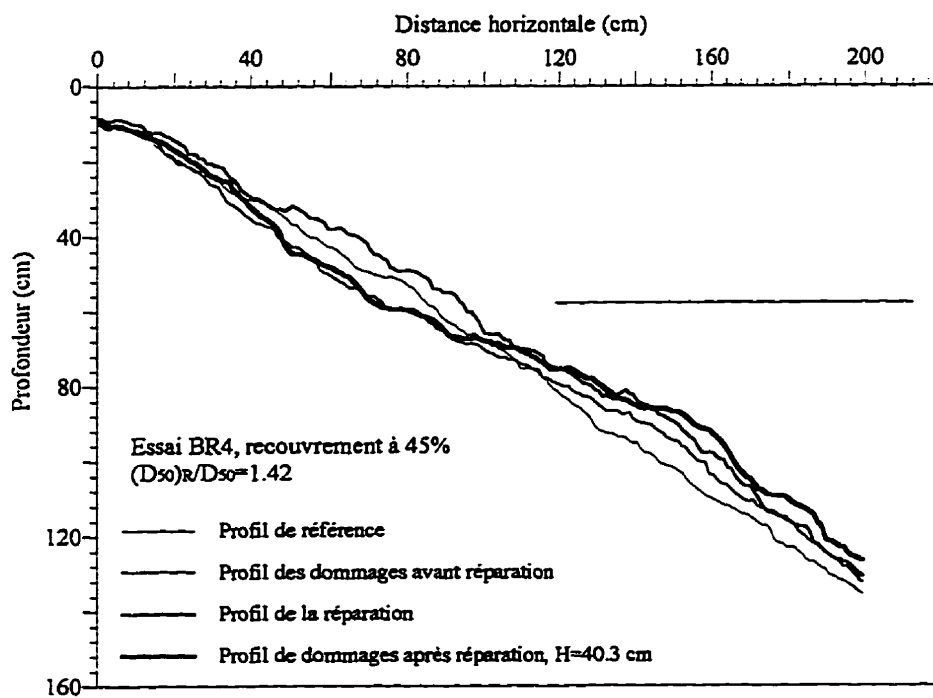
Les courbes d'évolution des dommages des perrés recouverts ainsi que la courbe moyenne du perré original sont montrées à la figure 5.4. Cette figure montre que, globalement, tous les essais de réparation par recouvrement ont conduit à une amélioration des performances des perrés. Cette amélioration est plus marquée pour des pourcentage de recouvrement supérieurs à 60% et un rapport d'augmentation de la taille des blocs  $(D_{50})_R/D_{50}=1.42$ .

La figure 5.4 montre aussi que les courbes de dommages des perrés recouverts présentent, en général, les mêmes comportements que le perré original. De façon similaire aux essais réalisés sur des pentes raides (1.5:1), elles présentent presque toutes des points d'accélération même si, pour certains cas, cette accélération est moins prononcée que dans le cas du perré original ou celui des perrés réparés localement. Pour le rapport  $(D_{50})_R/D_{50}=1.42$ , et des pourcentages de recouvrements supérieurs à 60%, les courbes présentent un taux d'endommagement relativement





a)



b)

Figure 5.3 Profils moyens, à la rupture des réparations par recouvrement.

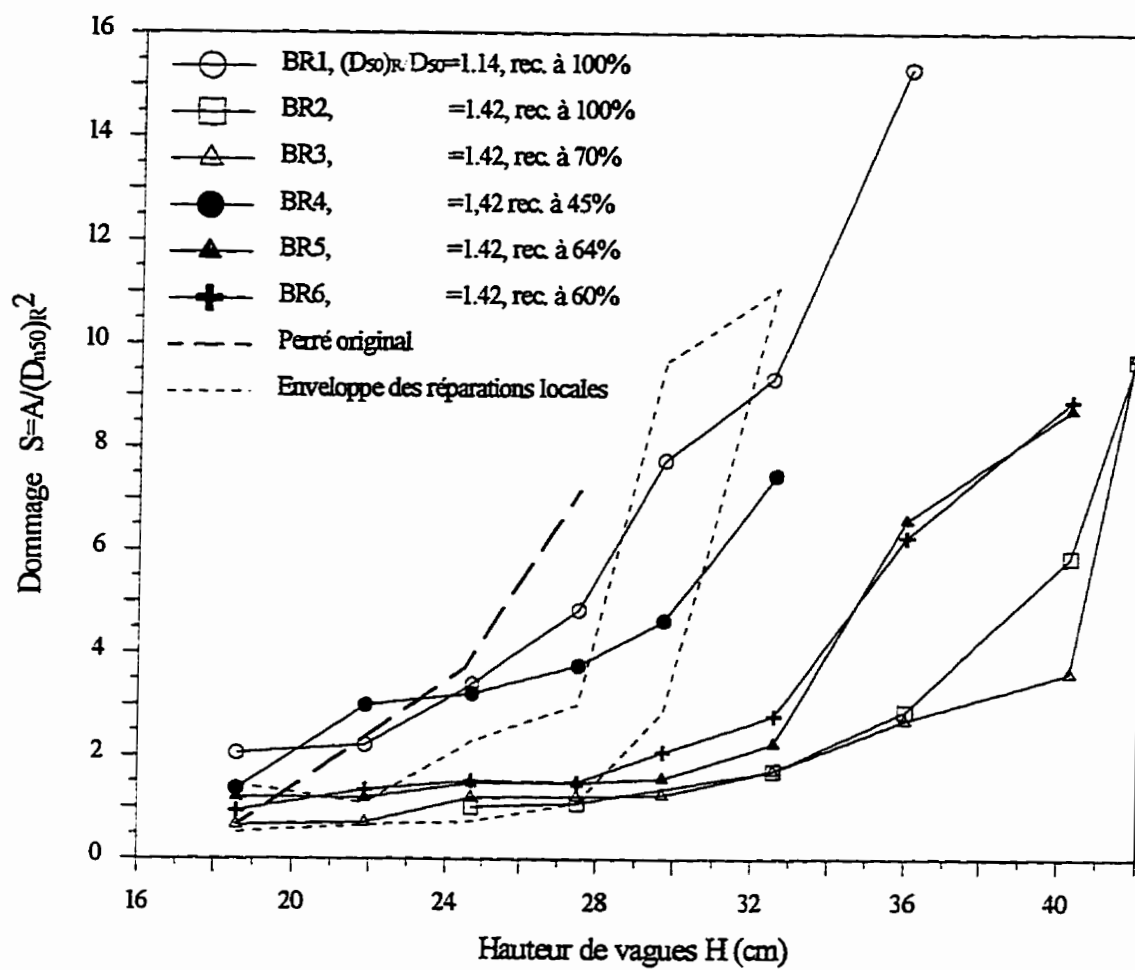


Figure 5.4 Évolution des dommages des perrés réparés par recouvrement.

faible au début des sollicitations. Par contre, pour des rapports  $(D_{50})_R/D_{50}$  de 1.14 et 1.42 et des taux de recouvrement respectifs de 100% et 45 %, on constate que les dommages sont plus élevés.

L'analyse des courbes de dommages (figure 5.4) et les observations effectuées durant le déroulement des essais ont permis de constater que le pourcentage de recouvrement influence de façon significative l'évolution des dommages ainsi que la stabilité. En général, les dommages sont d'autant plus importants que le recouvrement est faible. Pour les essais réalisés avec un rapport  $(D_{50})_R/D_{50}$  de 1.42, la stabilité limite est atteinte pour une hauteur de vague de 29.7 cm pour le recouvrement de 45%, 36 cm pour les recouvrements de 60% et 64% et 40.3 cm pour les recouvrements de 70% et 100%. Pour les faibles pourcentages de recouvrements, les blocs sont isolés les uns des autres et offrent moins de résistance face aux vagues, comme c'est le cas pour le recouvrement de 45%, où les blocs de recouvrement ont commencé à être déplacés dès les premières sollicitations. Dans ce cas, le recouvrement était inefficace. Pour les pourcentages de recouvrements supérieurs à 60%, les blocs de recouvrements sont plus rapprochés protègent assez bien le perré original.

Pour le rapport  $(D_{50})_R/D_{50}$  de 1.14, un seul essai a été réalisé et en considérant un pourcentage de recouvrement de 100% uniquement. Les résultats obtenus semblent montrer une certaine amélioration des performances, surtout en stabilité limite qui est atteinte pour une hauteur de vagues de 32 cm, alors qu'elle était d'environ 28 cm pour les réparation locales.

#### 5.4.2 Gains de stabilité

Les résultats de l'analyse des essais de réparation par recouvrement sont résumés au tableau 5.1 et montrés aux figures 5.5 et 5.6 respectivement pour le gain de stabilité limite et la réserve de stabilité relative. Afin de compléter l'analyse pour le rapport d'augmentation du diamètre des blocs de recouvrement  $(D_{50})_R/D_{50}=1.14$ , deux essais provenant des travaux de Ben Belfadhel [1990] ont été rajoutés. Ces deux essais ont été réalisés dans les mêmes conditions que ceux de la présente étude, c'est à dire, en vagues régulières, sur une pente de 1.5:1 et des gradations uniformes.

La figure 5.5 montre que le gain de stabilité est plus important pour les blocs de réparations correspondant au rapport  $(D_{50})_R/D_{50}=1.42$ . Pour le rapport de 1.14 le gain de stabilité est presque équivalent à celui des réparations locales. De plus, on remarque qu'en deçà d'un

certain pourcentage, l'efficacité des recouvrements est diminuée. Cette limite d'efficacité est d'environ 50% pour  $(D_{50})_R/D_{50}=1.42$  et environ 75% pour  $(D_{50})_R/D_{50}=1.14$ . De même qu'on remarque pour le rapport  $(D_{50})_R/D_{50}=1.42$ , qu'au delà d'un recouvrement de 70%, la stabilité est nullement influencée par le recouvrement. Pour le rapport  $(D_{50})_R/D_{50}=1.14$  et des pourcentages de recouvrements inférieurs à 75%, le gain de stabilité est de l'ordre de 21% et correspond au gain maximum obtenu pour les réparations locales.

La figure 5.6, quant à elle, montre, pour chacun des deux rapports d'augmentation du diamètre testés, l'analyse en termes de réserve de stabilité relative, c'est à dire en comparant la hauteur de stabilité limite des recouvrements avec celle du début des dommages du perré original. On constate que cette réserve de stabilité est très appréciable, surtout pour les rapports  $(D_{50})_R/D_{50}=1.42$  et des pourcentages de recouvrement supérieurs à 60%.

Tableau 5.2 Variation des gains de stabilité limites et réserves de stabilité relatives des perrés réparés par recouvrement.

Essai	Caractéristiques des recouvrements			Gain de stabilité limite			Réserve de stabilité relative	
	$(D_{50})_R$	$(D_{50})_R/D_{50}$	% de recouvrement	$H_L$	$(H_L)_R$	$G_L$	$H_{S=1}$	RR
BR1	1.14	1.14	100	24.5	32.6	1.31	19.3	1.68
BR2	1.42	1.42	100	24.5	40.3	1.63	19.3	2.08
BR3	1.42	1.42	70	24.5	40.3	1.63	19.3	2.08
BR4	1.42	1.42	45	24.5	29.7	1.20	19.3	1.53
BR5	1.42	1.42	64	24.5	36.0	1.45	19.3	1.86
BR6	1.42	1.42	60	24.5	36.0	1.45	19.3	1.86

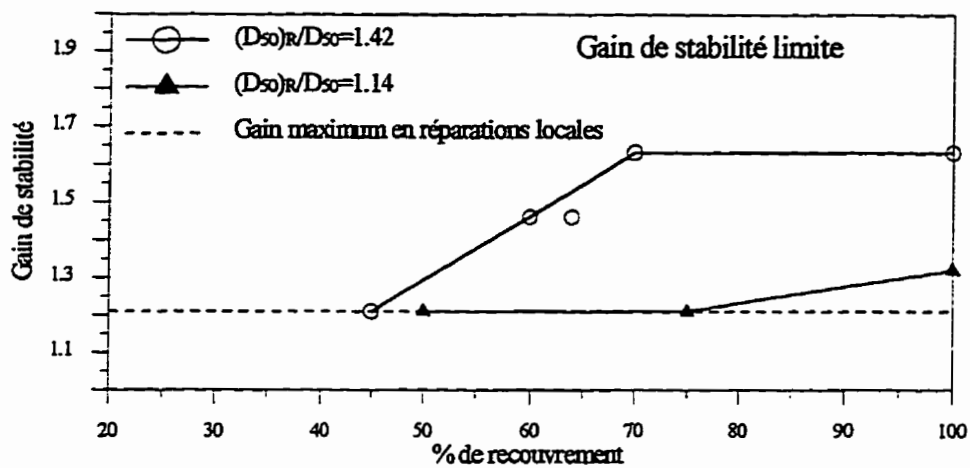


Figure 5.5 Réparation par recouvrement. Variation du gain de stabilité en fonction du % de recouvrement.

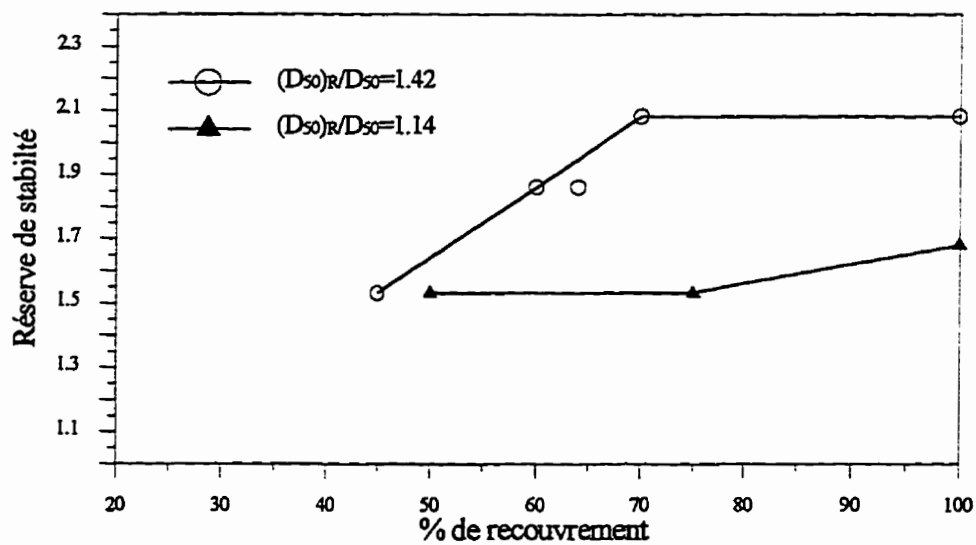


Figure 5.6 Réparation par recouvrement. Réserve de stabilité en fonction du % de recouvrement.

### 5.4.3 Mécanismes d'endommagements

Les observations effectuées durant le déroulement des essais ont montré que les mécanismes d'endommagement des perrés réparés par recouvrement sont sensibles au pourcentage de recouvrement. De manière générale, chaque bloc de recouvrement semblait avoir une zone d'influence dans laquelle il assure la stabilité du perré original. Les dommages n'apparaissent que lorsque les blocs de recouvrements sont entraînés sur de larges surfaces.

Pour des pourcentages de recouvrement élevés, les blocs sont juxtaposés, ce qui améliore la résistance par imbrication. Dans ce cas, les dommages progressent très lentement comme le montrent les essais BR2, BR3, BR5 et BR6, réparés avec un pourcentage de recouvrement supérieur à 60% en considérant un rapport d'augmentation de la taille des blocs  $(D_{50})_R/D_{50} = 1.42$  (figure 5.4). Une fois le point d'accélération atteint, quelques blocs sont arrachés (parfois il suffit d'un seul bloc) et l'imbrication est diminuée. À ce moment les dommages s'accélèrent et se manifestent par des glissements, aussi bien des blocs de réparations que ceux du perré original qui ne sont plus protégés.

Dans le cas des faibles pourcentages de recouvrement, les forces d'imbrication sont relativement faibles et les dommages commencent à être importants dès les premières sollicitations. Ces dommages correspondent à un entraînement individuel des blocs de réparation qui laissent une partie du perré sans protection. Par la suite, avec l'augmentation de la hauteur de vagues, les dommages ont lieu sous forme de glissements aussi.

### Commentaires

Les essais réalisés ont montré que les réparations par recouvrement peuvent augmenter considérablement les compétences des perrés. Cette méthode peut être utilisée aussi bien dans un contexte de réparation que de confortement des perrés. Néanmoins, comme pour les réparations locales, dans le cas où la distance entre le niveau d'eau et la crête est élevée, l'utilisation de cette méthode pourrait nécessiter l'utilisation d'engins spécialisés.

## CHAPITRE 6

### RÉPARATION PAR BERMES

#### 6.1 Généralités

Les études expérimentales réalisées sur la technique de réparations locales, qui consistent à redonner au perré endommagé son aspect original par la mise en place de nouveaux blocs dans les zones endommagées, ont montré que pour les pentes raides, l'efficacité de cette technique est limitée quelque soit l'augmentation de la taille des blocs de réparation. Par contre, la technique de réparation par recouvrement, qui consiste à recouvrir partiellement ou entièrement le perré endommagé par une nouvelle couche de blocs, généralement plus gros que ceux du perré original, s'est avérée plus efficace.

Dans la pratique, pour les techniques de réparations locales et par recouvrement, une sévère sélection des enrochements s'impose, provoquant ainsi un grand rejet dans les produits de carrières. La mise en place des blocs se fait de façon quasi individuelle, nécessitant des engins spéciaux, augmentant ainsi les délais et les coûts de construction. Dans le cas où les marnages sont importants, il est plus difficile de réparer les zones endommagées situées loin de la crête en raison de la portée limitée des engins généralement utilisés, ce qui peut laisser les ouvrages encore vulnérables aux niveaux bas du marnage.

Les essais préliminaires de réparation par bermes ont montré que cette technique est plus efficace et augmente considérablement la performance des perrés. Cette technique consiste à ajouter au perré existant, par simple déversement à partir de la crête, une berme constituée d'une épaisse couche d'enrochement au niveau des zones les plus sollicitées. Contrairement aux techniques de réparations locales et de recouvrement, la construction des bermes est assez rapide et ne nécessite pas d'engins spéciaux. De plus, elle permet de prolonger la protection jusqu'à une profondeur suffisante sous le niveau d'eau, par simple contrôle de l'épaisseur en crête (largeur de la berme). Par conséquent, de part l'économie qu'elles procurent et leur facilité de réalisation, les bermes peuvent constituer une bonne alternative aussi bien comme ouvrages additionnels de confortement des ouvrages existants que comme ouvrages principaux de protection.

Le concept de berme a été développé par Baird et Hall [1984a et 1984b]. Les bermes sont généralement constituées d'une épaisse couche d'enrochement, capable de se déformer jusqu'à atteindre un profil stable en forme de "S", réduisant ainsi l'effet des vagues d'où l'appellation de "stabilité dynamique des bermes". Ce concept a été surtout appliqué pour la protection des ouvrages maritimes à profondeur moyenne (figure 6.1). Dans ce cas, les bermes reposent directement sur le fond horizontal qui sert d'appui aux enrochements déplacés lors de la déformation du profil et la majorité des études existantes jusqu'à présent ont été menées sous ces conditions. Par contre, ce concept est beaucoup moins connu pour les ouvrages élevés, comme c'est le cas des barrages de la région La Grande. Dans ce cas, les bermes reposeraient directement sur les talus dont les pentes varient d'un ouvrage à l'autre et les matériaux déplacés doivent trouver appui sur la pente même (figure 6.2), ce qui peut donner lieu à des comportements différents de ceux observés pour les bermes des ouvrages maritimes.

Les bermes pourraient aussi être conçues en stabilité statique. Dans ce cas une attention particulière doit être portée à leur dimensionnement car il n'est pas évident que les formules de stabilité conçues pour les perrés minces puissent être extrapolées à des pentes d'environ 1.1:1 et des enrochements déversés.

En continuation des études expérimentales sur les techniques de réparations locales et par recouvrement, ce chapitre présente, dans un cadre de réparation et de confortement, l'étude réalisée sur la technique de réparation par construction de bermes aussi bien statiques que dynamiques.

## **6.2 Description du concept de bermes**

Les bermes sont constituées d'un important volume d'enrochements, disposés en forme de prisme sur la surface exposée d'une structure ou d'un talus à protéger contre l'attaque des vagues. Cette importante épaisseur confère aux bermes grande perméabilité donc une aptitude à une grande dissipation d'énergie. Les dimensions des bermes telles que la largeur et la profondeur, dépendent de la hauteur des vagues de sollicitation, de la taille des enrochements disponibles, de la position du niveau d'eau maximum et minimum (marnage) et de la pente de l'ouvrage.

La perméabilité des bermes est un facteur important pour leur stabilité. En effet, la porosité relativement élevée de la masse d'enrochement, estimée entre 30 et 40% par différents auteurs,



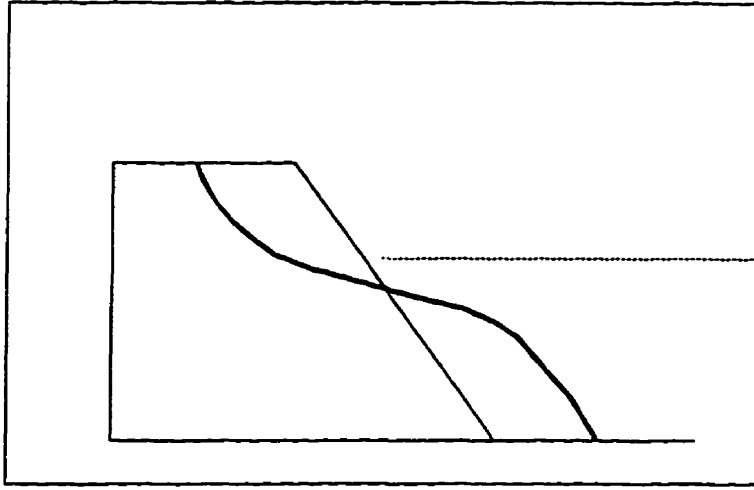


Figure 6.1 Berme sur fond horizontal (brise-lames).

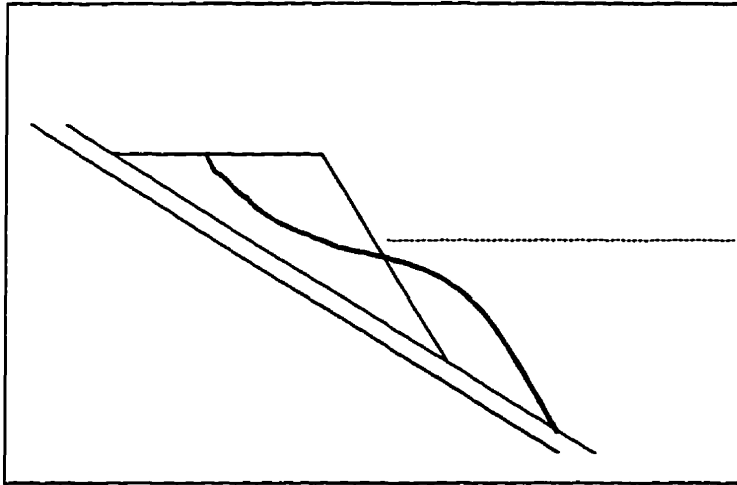


Figure 6.2 Berme sur pente de digue en remblais.

permet à l'écoulement provoqué par les vagues de pénétrer en profondeur dans l'épaisse couche de blocs et ainsi provoquer une grande dissipation d'énergie. Cette dissipation d'énergie entraîne une diminution des vitesses d'écoulement et par conséquent, une diminution des forces hydrodynamiques déstabilisatrices agissant sur les blocs, qui se traduit par une augmentation de la stabilité.

Du point de vue classification, les ouvrages de protection contre les vagues sont classés, suivant leur comportement, en fonction du nombre de stabilité de Hudson  $N_S$ . La stabilité statique correspond à  $N_S < 3$  à 4, et la stabilité dynamique à  $N_S > 6$  à 7.

$$N_S = \frac{H}{(S_r - 1) D_{n50}} \quad (6.1)$$

Dans la littérature, les bermes, généralement utilisées dans les ouvrages côtiers, sont définies par des  $N_S$  compris entre 3 et 6, se situant ainsi dans une zone intermédiaire entre la stabilité statique et la stabilité dynamique. Pour cette gamme de  $N_S$ , des déformations du profil jusqu'à atteindre un profil stable sont tolérées et les bermes sont dites en "stabilité dynamique". Pour des  $N_S < 3$ , les déformations du profil original ne sont pas tolérées et les bermes sont dites en "stabilité statique".

Pour les bermes en stabilité dynamique, une réduction appréciable de la taille des enrochement utilisés est possible. Dans ce cas, elles acquièrent leur stabilité, par adoucissement de la pente, par effet de perméabilité et aussi par compaction (densification). En effet, lors de l'évolution du profil, les blocs se déplacent et tendent à occuper des positions naturellement stables, augmentant ainsi leur degré d'imbrication. D'après Anglin et coll. [1987], cette compaction n'affecte pas la porosité initiale qui reste constante. En plus de la réduction de la taille des blocs, les bermes dynamiquement stables permettent l'utilisation d'un plus grand pourcentage des produits de carrières, en respect des gradations recommandées. Ceci, ajouté à la facilité de mise en place, permet une réduction non négligeable des coûts.

Les bermes pourrait aussi être conçue en stabilité statique, c'est à dire en ne tolérant que peu de déformations du profil original sous l'action des vagues. Ce concept implique l'utilisation d'enrochement plus gros ce qui peut faire diminuer les volumes à mettre en place par rapport aux bermes dynamiques.

### 6.3 Programme expérimental et procédures d'essais

Les essais ont été réalisés sur des pentes de talus de 1.5:1 et 2.5:1, respectivement pour les essais à grande échelle (canal) et à petite échelle (bassin), en considérant des vagues régulières et une seule période de vagues.

Deux niveaux de sollicitation ont été utilisés soit, 1.2m et 1.5m dans le canal et 0.45m et 0.6m dans le bassin, ce qui correspond à un marnage d'environ 3 m à l'échelle du prototype. L'ordre de variation des niveaux d'eau était le suivant: bas, haut, bas, haut. Pour chaque niveau d'eau (phase), les hauteurs de vagues ont été augmentées progressivement et pour chaque incrément, les sollicitations étaient maintenues jusqu'à obtention d'un profil stable. Des profils ont été relevés à la fin de chaque sollicitation.

Contrairement aux perrés conventionnels (perrés minces) où les déformations du profil original ne sont pas tolérées, pour les bermes, une déformation de ce dernier, jusqu'à atteindre un profil stable est tolérée. Par conséquent, pour ces dernières, les critères de stabilité basés sur l'estimation des dommages, comme c'est le cas pour les perrés conventionnels, ne sont plus significatifs. Dans ce cas la stabilité des bermes est mieux représentée par les caractéristiques géométriques du profil stable.

Au total 20 essais ont été réalisés afin d'étudier l'influence des paramètres suivants sur la stabilité et l'évolution des profils des bermes:

- la hauteur des vagues de sollicitation,
- la taille des enrochements (concepts de stabilité statique et dynamique)
- la gradation des enrochements ( $D_{85}/D_{15}$ ),
- la présence des matériaux fins,
- la variation du niveau d'eau,
- le fond du canal,
- la pente du perré original,
- l'intensité de la première vague de sollicitation (intensité de la première tempête)
- le nombre de vagues.

Les plages de variations des différents paramètres étudiés sont résumées au tableau 6.1 et les conditions expérimentales détaillées pour chaque essais sont résumées au tableau 6.2. Les courbes granulométriques des enrochements utilisés sont montrées aux figures 6.3, 6.4 et 6.5.

Tableau 6.1 Résumé des plages de variations des paramètres étudiés.

Paramètre	Canal (grande échelle)	Bassin (petite échelle)
Hauteur des vagues H (cm)	17.8 à 38.7	5.8 à 21.7
Période T (s)	1.8, 1.28	1.28
Diamètre médian $D_{50}$ (cm)	8.0, 10.16, 3.2	3.2, 5.4
Gradation $D_{85}/D_{15}$ (-)	1.9, 2.3, 2.6	2.3, 4.9, 2.6
Profondeur d'eau (m)	1.3, 1.6	0.45, 0.6
Nombre de stabilité $N_s$ (-)	1 à 4.5	

Tableau 6.2 Résumé des conditions expérimentales des essais.

Essai	Perré		Caractéristiques des bermes en fin de construction				Caractéristiques des sollicitations			
	D <sub>50</sub> (cm)	Pente cotα (-)	D <sub>50</sub> (cm)	Cu (-)	Pente cotα (-)/	largeur de la berme (cm)	(*) N.E. max N.E. min (cm)	Hauteurs de vagues (cm)	(**) Nombre de vagues N (-)	période T (s)
B1	8.9	1.5	8	2.36	1	90	120	17.8 à 34.4	7	1.8
							150	20.0 à 38.7	7	1.8
							120	23.6 à 34.4	5	1.8
							150	26.5 à 35	3	1.8
B2	8.9	1.5	10.16	1.9	1	90	120	14.9 à 34.3	6	1.8
							150	20.0 à 38.7	5	1.8
							120	20.9 à 34.4	4	1.8
							150	23.5 à 35.0	3	1.8
B3	3.8	2.5	3.2	2.6	1.15	100	45	7.0 à 16.8	5	1.3
							6	8.5 à 18.4	4	1.3
							45	10.7 à 15.9	2	1.3
							60	13.7 à 18.3	2	1.3
B4	3.8	1.5	3.2	2.6	1.12	40	130	7.1 à 13.2	3	1.8
							145	7.7 à 11.2	2	1.8
							130	10.2 à 13.3	2	1.8

Tableau 6.2 (suite)

Essai	Perré		Caractéristiques des bermes en fin de construction				Caractéristiques des sollicitations			
	D <sub>50</sub> (cm)	Pente cotα (-)	D <sub>50</sub> (cm)	Cu (-)	Pente cotα (-)/	largeur de la berme (cm)	(*) N.E. max N.E. min (cm)	Hauteurs de vagues (cm)	(**) Nombre de vagues N (-)	période T (s)

B5	3.8	1.5	3.2	2.6	1.08	33	130	5.8 à 17.4	4	1.3
							145	9.7 à 13.7	2	1.3
							130	10.0 à 17.4	3	1.3
B6	3.2	1.5	6.5	1.9	1.01	50	130	36.5	1	1.8
B7	8.9	1.5	10.16	1.9	0.95	90	130	27.3 à 44.4	5	1.8
B8	8.9	1.5	10.16	1.9	1.00	84	120	34.3 à 40.5	3	1.8
B9	8.9	1.5	10.16	1.9	0.94	84	150	34.9 à 38.3	2	1.8
B10	3.8	2.5	3.2	2.6	1.18	76	45	12.0 à 17.6	3	1.3
B11	3.8	2.5	3.2	2.6	1.20	80	45	16.8	1	1.3
B12	3.8	2.5	3.2	2.6	1.16	78	60	19.2	1	1.3
B13	3.8	2.5	3.2	2.6	1.05	80	60	16.8 à 19.9	2	1.3
B14	3.8	2.5	5.4	2.3	1.06	80	45	6.6 à 16.9	5	1.3
B15	3.8	2.5	5.4	2.3	1.06	80	60	8.1 à 19.3	5	1.3
B16	3.8	2.5	5.4	2.3	1.24	80	45	6.3 à 17.0	6	1.3
							60	8.91 à 21.3	6	1.3
B17	3.8	2.5	5.4 +15% de fins	2.3	1.13	80	45	5.8 à 15.9		1.3
							60	8.9 à 21.3	6	1.3
B18	3.8	2.5	5.4 +30% de fins	2.3	1.16	80	45	6.5 à 17.2	6	1.3
							60	9.1 à 22.0	6	1.3
B19	3.8	2.5	3.2	4.9	1.12	80	60	15.41 à 21.0	3	1.3
B20	3.8	2.5	3.2	4.9	1.18	80	0.6	20.28 à	5	1.3
							0.45	20.05	5	
							0.60	6.54 à 18.03 9.20 à 21.08	4	

(\*) Niveau maximum et minimum du marnage.

(\*\*) N=nombre d'incrément de vagues.

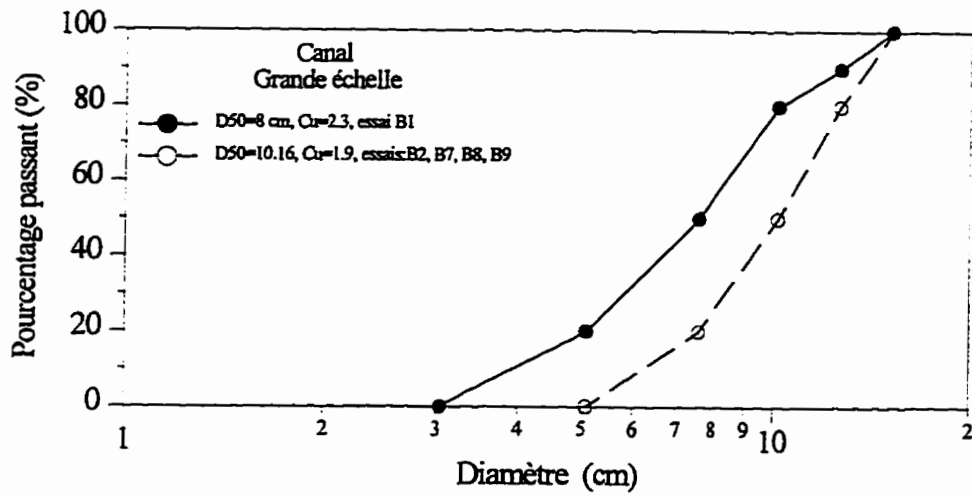


Figure 6.3 Granulométrie des essais dans le canal.

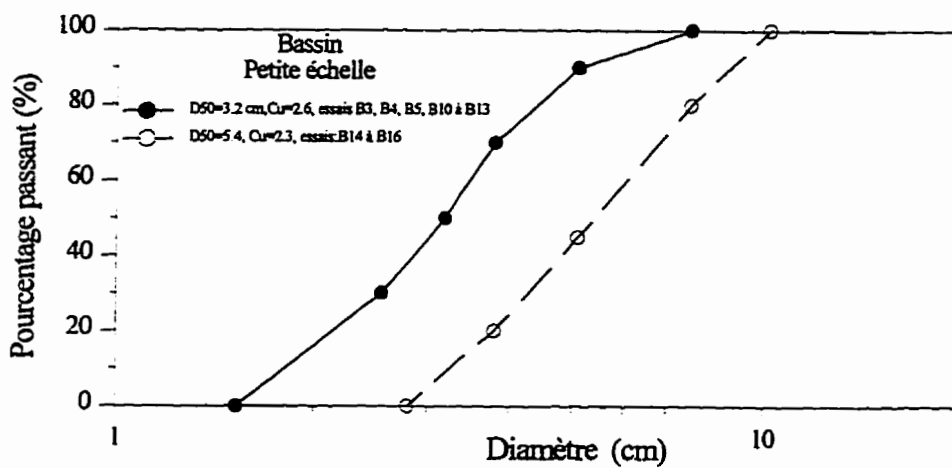


Figure 6.4 Granulométrie des essais dans le bassin.

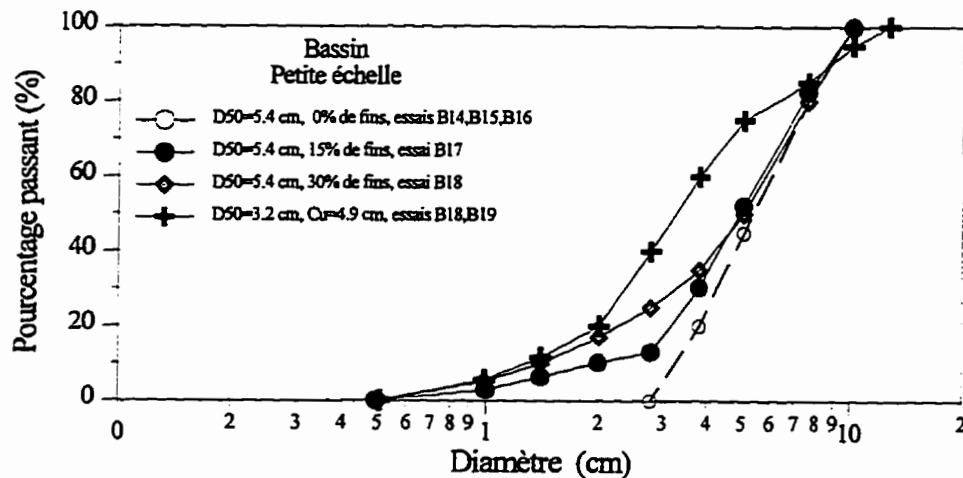


Figure 6.5 Granulométrie des essais avec matériaux fins et gradations étalées.

## 6.4 Construction des bermes

L'ensemble des essais réalisés a permis d'observer les aspects particuliers liés à la construction des bermes comme les irrégularités du profil pour certains cas, la concentration de matériaux, la ségrégation des blocs dans le cas de gradations très étalées ou de présence des matériaux fins dans les enrochements et le glissement des blocs le long de la pente. Dans ce qui suit, ces aspects importants pour la compréhension des mécanismes d'endommagement et du comportement des bermes, seront examinés.

### 6.4.1 Méthode de construction

La construction des bermes s'est effectuée à partir de la crête. Les enrochements, par quantité correspondant à une pelletée, étaient déversés près du bord de la berme à partir d'une hauteur d'environ 20 cm pour les essais dans le canal et 10 cm pour ceux dans le bassin (environ 2 m sur prototype), puis poussés vers la pente du talus, comme schématisé à la figure 6.6. Au moment de la construction de la berme, le niveau d'eau a été monté jusqu'à environ 5 à 10 cm de la crête de la berme, ceci pour simuler une construction sur prototype proche du niveau d'eau maximal du réservoir. À la figure 6.7 sont montrées les étapes successives de la construction pour un essai réalisé dans le canal.

### 6.4.2 Caractéristiques du profil des bermes en fin de construction

La géométrie finale des bermes a été préétablie de façon à ce que l'épaisseur de la berme au niveau d'eau minimum soit égale au moins 1.5 à 2 fois l'épaisseur du perré original, soit environ 3 à 4  $D_{50}$ . Ce critère a été adopté afin d'assurer une protection suffisante lors de la sollicitation au niveau d'eau minimum. Les figures 6.8 et 6.9 montrent deux profils moyens, en fin de construction, pour des bermes construites respectivement dans le canal sur une pente originale du perré de 1.5:1 et dans le bassin sur une pente de 2.5:1. Si l'on considère que par rapport au terrain, les essais sont à une échelle d'environ 1/10 et 1/20 respectivement, pour le canal et le bassin, on constate alors que la largeur des bermes est environ deux fois plus grande pour une pente de 2.5:1 que pour une pente de 1.5:1.

Les pentes des bermes en fin de construction variaient entre 0.94:1 et 1.24:1 avec une moyenne d'environ 1.1:1. Cette pente correspond à la pente naturelle de repos.



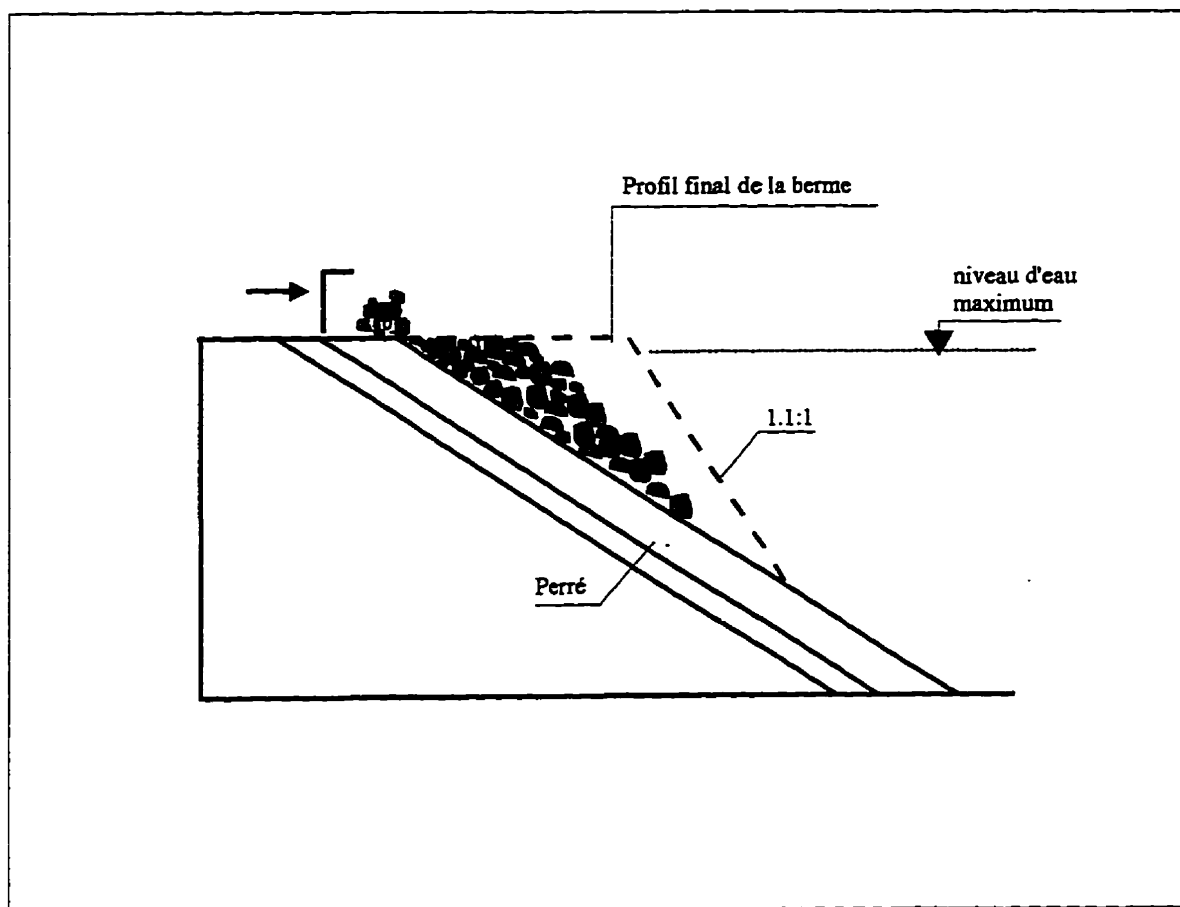


Figure 6.6 Technique de construction des bermes.

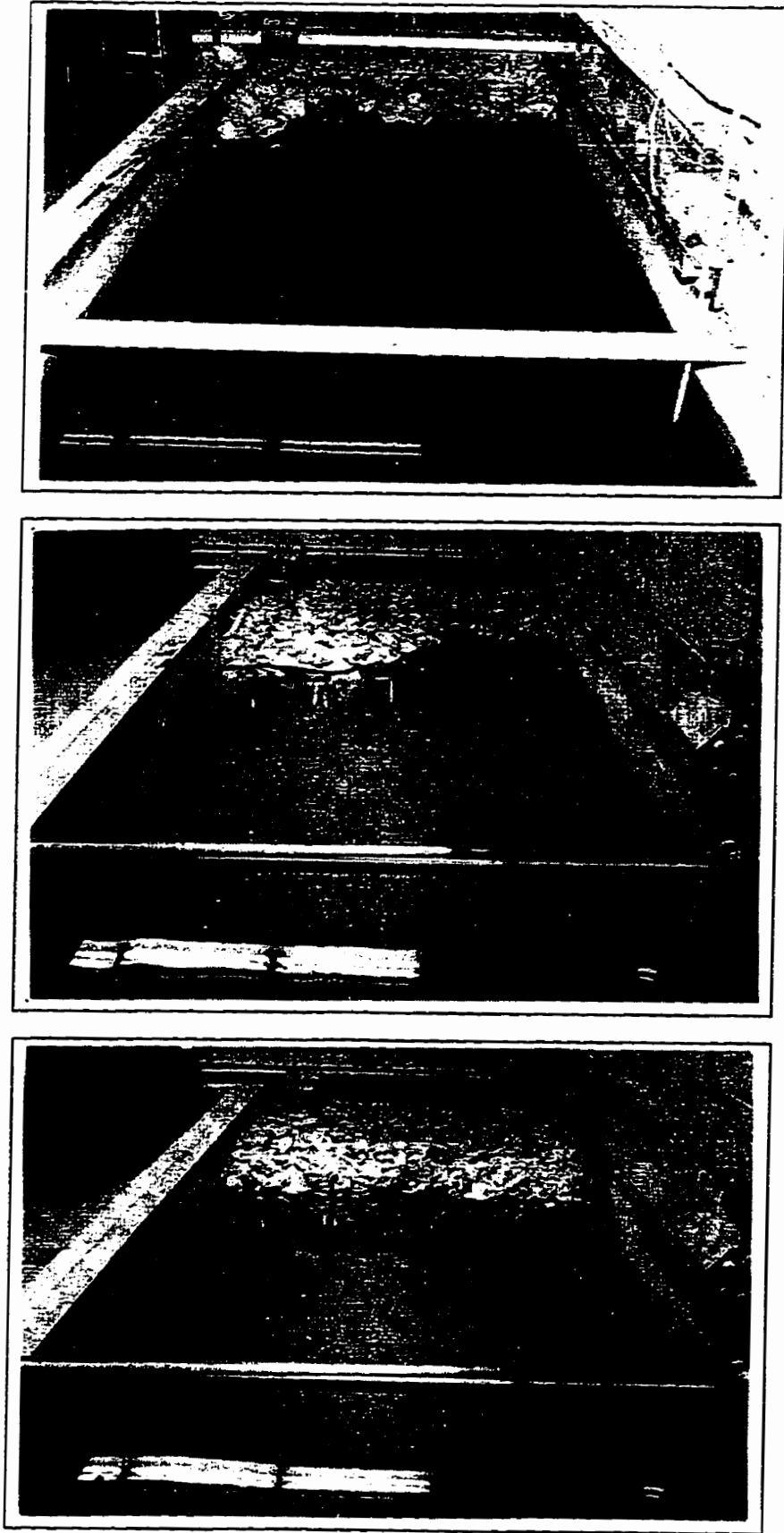


Figure 6.7 Construction de la berme B1 (canal).

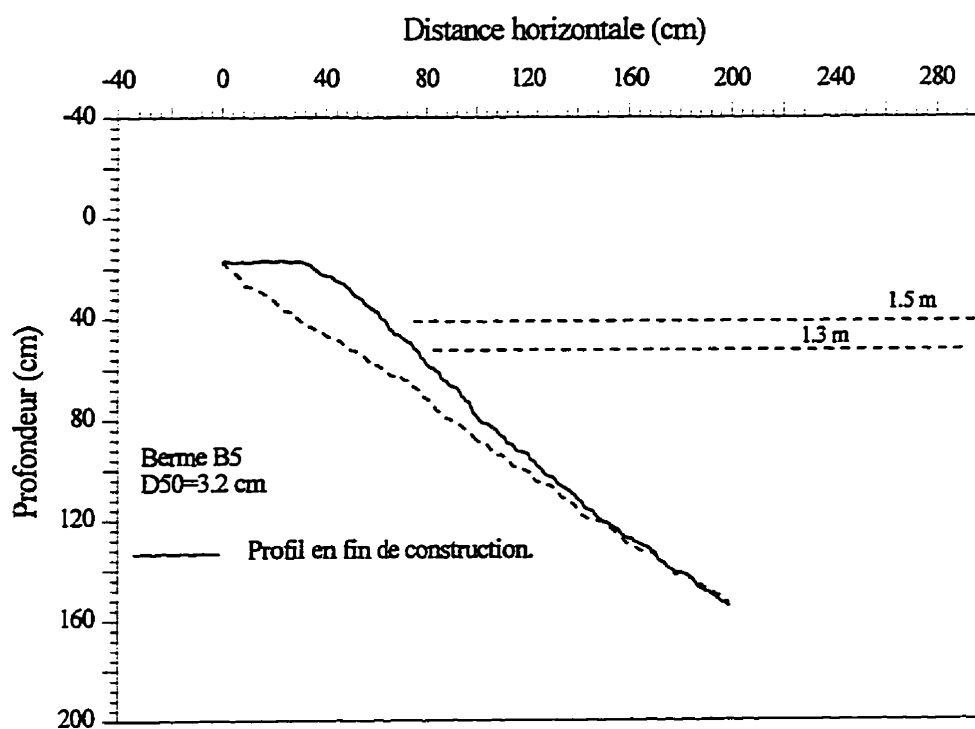


Figure 6.8 Profil en fin de construction de l'essai B5.

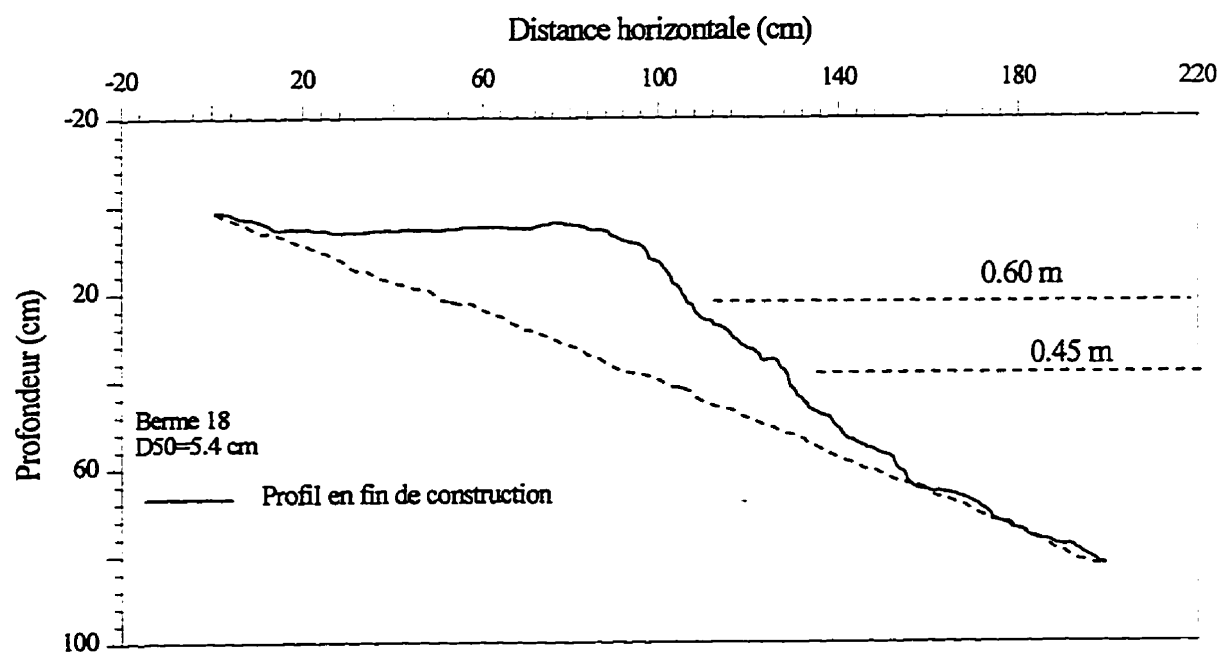


Figure 6.9 Profil en fin de construction de l'essai B18.

En fin de construction, les bermes présentaient un aspect assez régulier sur la partie horizontale (crête), mais présentaient une allure localement accidentée le long de la pente avec des pentes locales très raides. Cette situation, bien qu'aléatoire est souvent due à la présence de très gros blocs qui forment des appuis créant ainsi des points d'accumulation d'enrochement lors du déversement et une rupture dans l'uniformité de la pente.

À titre d'exemple, les figures 6.10, 6.11, et 6.12 montrent des profils moyen, maximum et minimum typiques relevés en fin de construction sur des bermes à gradations différentes lors des essais B7, B10 et B20. Pour des gradations peu étalées ( $D_{85}/D_{15} < 2.6$ ), les figures 6.10 et 6.11 montrent que les profils maximum et minimum ne s'écartent pas beaucoup du profil moyen, témoignant ainsi du caractère très localisé des irrégularités observées. Par contre, pour des gradations très étalées ( $D_{85}/D_{15} = 4.9$ ), la figure 6.12 montre de très grands écarts entre les trois profils. Dans ce cas, les gros blocs peuvent retenir autour d'eux un grand nombre de blocs à diamètre plus petit, créant ainsi localement des fronts très raides.

#### 6.4.3 Ségrégation des blocs.

Lors des essais, une certaine ségrégation des blocs a été observée le long des pentes. La taille des enrochements augmentait de la crête vers le pied de la berme. La figure 6.13a donne la distribution de la taille des enrochements en surface de la pente comme observé lors de l'essai B1 (figure 6.13b). On constate également qu'en plus de la ségrégation, un certain nombre de gros blocs, correspondant aux plus gros diamètres utilisés, ont glissé le long de la pente et ne font plus partie du corps de la berme occasionnant ainsi une perte d'enrochement. Les observations ont montré que cette perte est moins importante dans le cas des bermes construites sur des pentes de 2.5:1. Ce phénomène de ségrégation était beaucoup plus accentué pour les essais B19 et B20 où des gradations très étalées ( $D_{85}/D_{15} = 4.9$ ) ont été utilisées.

Lors des essais B17 et B18 où une quantité de matériaux fins correspondant respectivement à 15% puis 30% de la masse totale a été incorporée aux enrochements originaux de l'essai B16, on a constaté qu'à la fin de la construction, la quasi-totalité des matériaux fins était concentrée dans une couche d'environ 20 cm à partir de la crête.

Afin de mieux comprendre l'influence de la gradation sur la ségrégation, un essai particulier a été réalisé avec une gradation de 4.9 où la construction a été arrêtée à 30 cm, 60 cm et 90

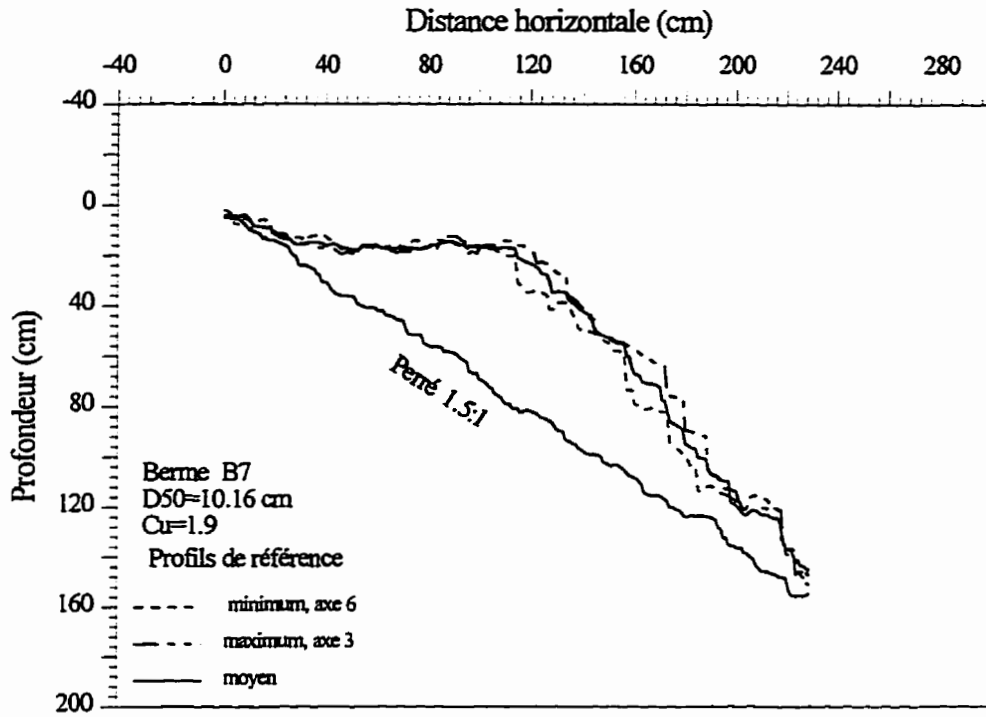


Figure 6.10 Profils maximum, minimum et moyen en fin de construction de l'essai B7.

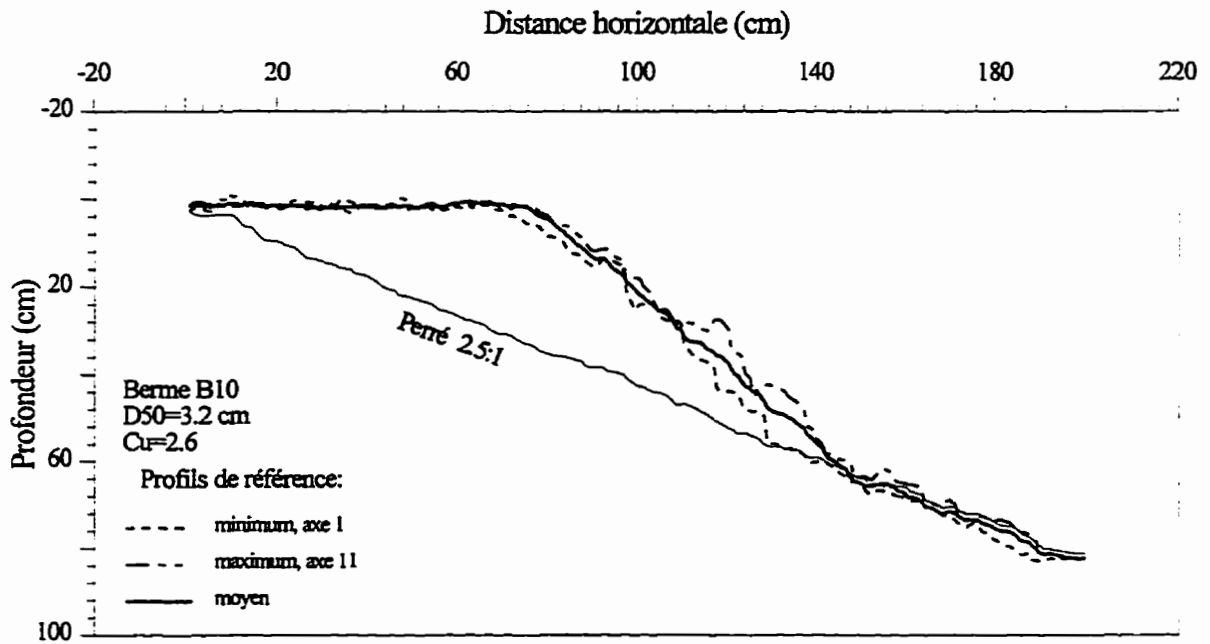


Figure 6.11 Profils maximum, minimum et moyen en fin de construction de l'essai B10.

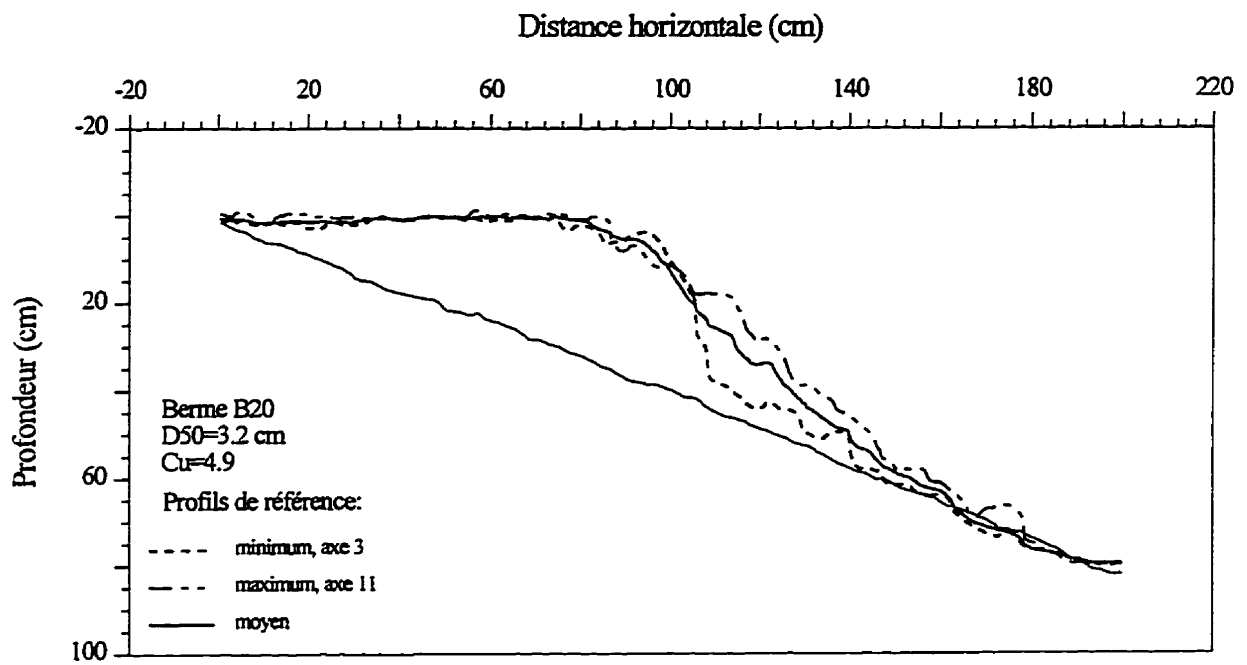
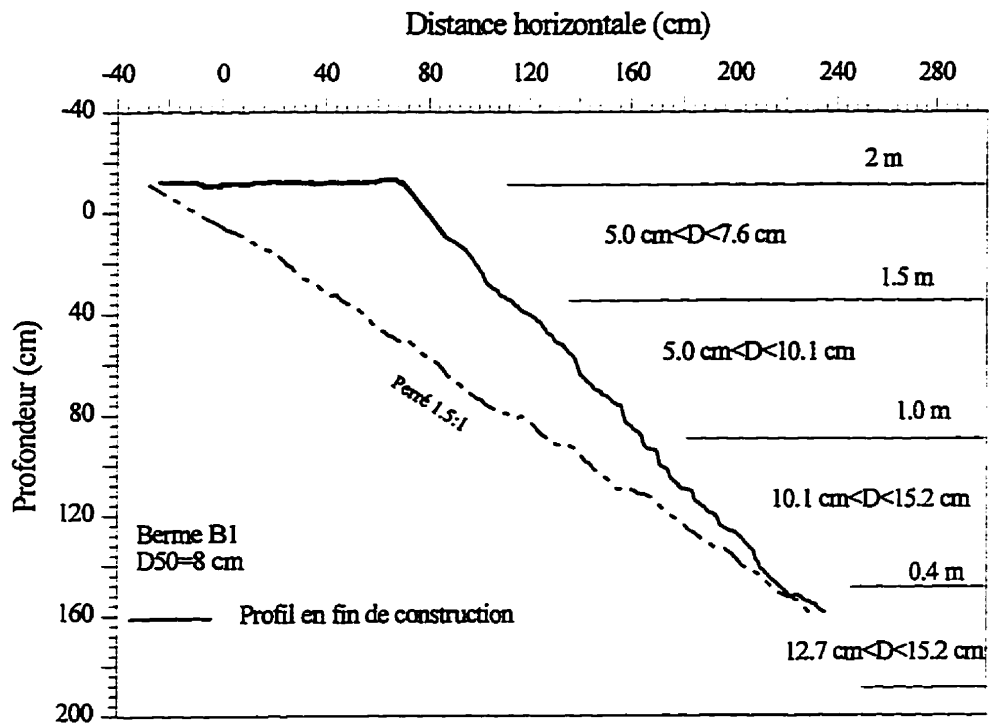
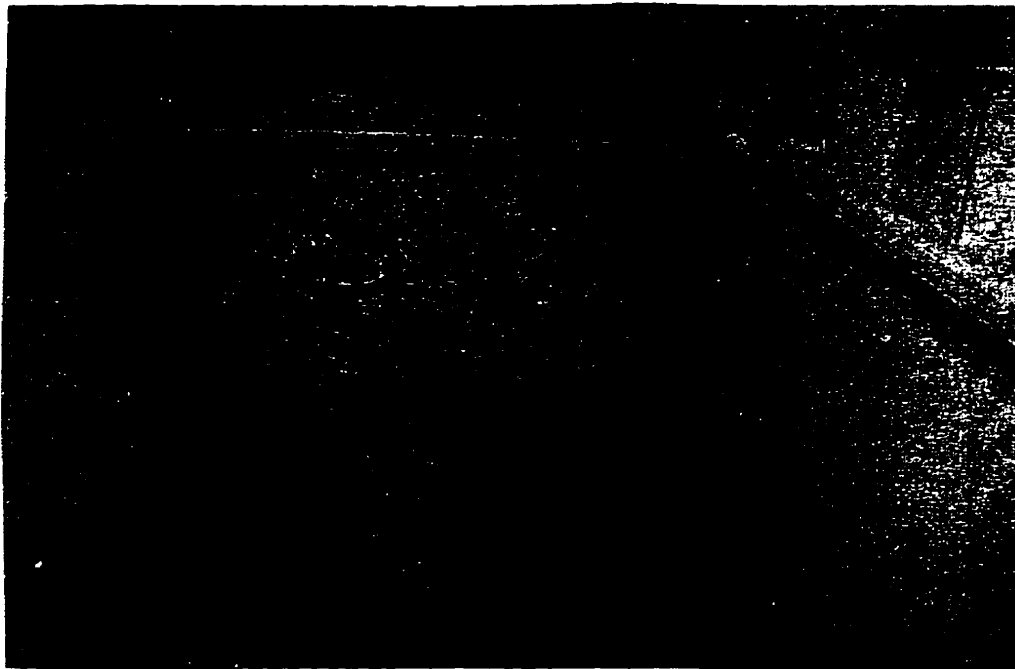


Figure 6.12 Profils maximum, minimum et moyen en fin de construction de l'essai B20.



a)



b)

Figure 6.13 Ségrégation des blocs lors de la construction de la berme B1:

- a) répartition des blocs selon la taille;
- b) photo de la berme en fin de construction.

cm de largeur de berme, afin d'estimer les diamètres des blocs en surface et de relever des profils. Les photos des figures 6.14, 6.15 et 6.16 montrent l'évolution de la construction ainsi que la disposition des blocs sur la pente à la fin de chaque étape. Ces figures montrent que comme pour l'essai B1 (figure 6.13), les gros blocs glissent plus facilement sur la pente et qu'à la fin de chaque étape de construction, ces gros blocs se placent au pied de la berme et forment une couche disposée sur la pente même du perré original. Cette couche de gros blocs était automatiquement recouverte à l'étape suivante où le même scénario se répète. Ce mode d'évolution est schématisé à la figure 6.17 au sein des profils relevés à la fin de chaque étape. Cette reconstitution montre l'existence de trois principales couches disposées en fuseaux et réparties comme suit (du bas vers le haut):

- une couche de gros blocs de diamètre moyen compris entre  $D_{75}$  et  $D_{100}$ , disposée pratiquement sur la pente du perré original;
- une couche de blocs de diamètre moyen compris entre  $D_{30}$  et  $D_{75}$ , disposée au-dessus de la première couche;
- une couche comportant les petits blocs et les matériaux fins de diamètre moyen inférieur au  $D_{30}$ , disposée en surface comme montré à la photo de la figure 6.16.

Le  $D_N$  représente le diamètre correspondant aux N pour-cent de la courbe granulométrique.

Cette disposition des blocs en couches, suivant des classes de diamètres, risque d'influencer énormément la stabilité et l'évolution des profils lors des sollicitations car la stabilité ne sera plus contrôlée par le diamètre médian des enrochements utilisés, mais plutôt par le diamètre moyen de la couche sollicitée.

## 6.5 Présentation et analyse de résultats

### 6.5.1 Évolution des profils des bermes

Les figures 6.18 et 6.19 montrent l'évolution des profils des essais B3 et B5, réalisés respectivement sur une pente du perré original de 2.5:1 et 1.5:1. On constate alors que, de façon générale, les profils évoluent progressivement en fonction de l'intensité de la hauteur de vague de





Figures 6.14, 6.15, 6.16 Disposition des blocs suivant les étapes de construction. Essai avec  $D_{85}/D_{15}=4,9$ .

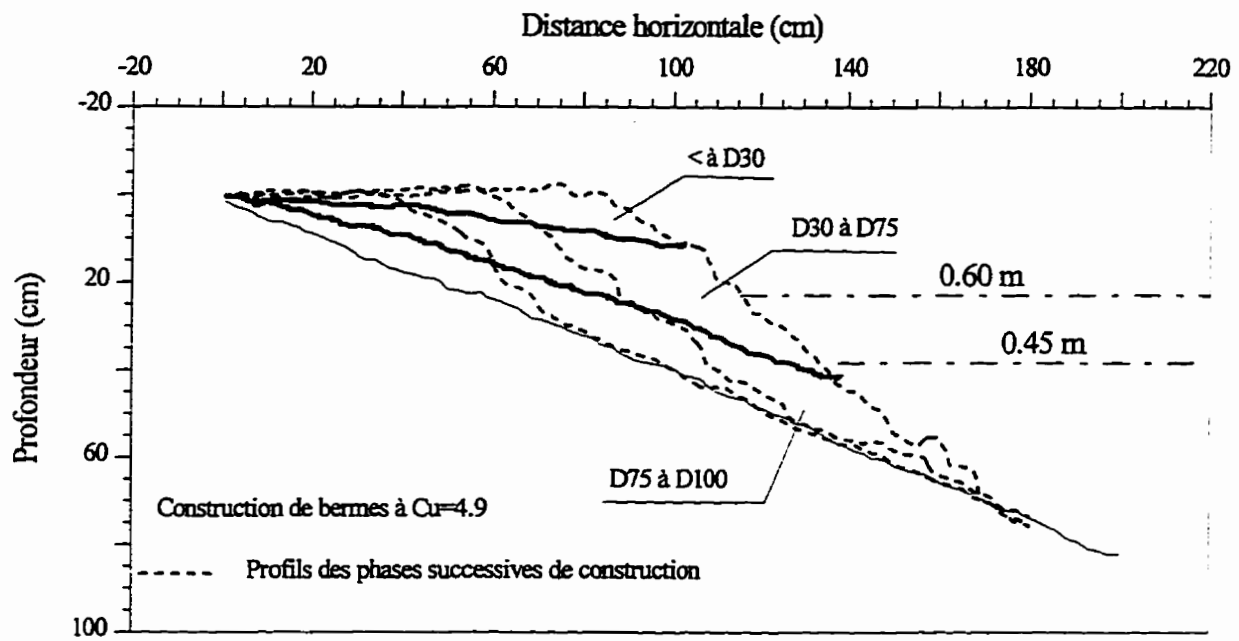


Figure 6.17 Ségrégation des blocs lors de la construction. Répartition des blocs suivant la taille.

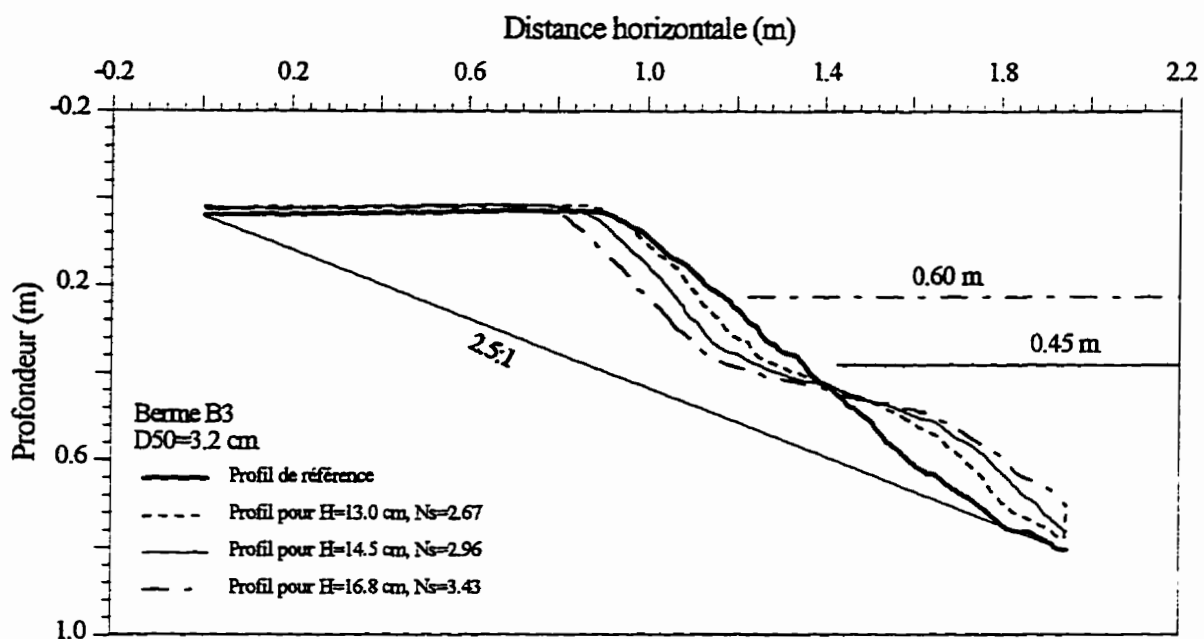


Figure 6.18 Essais B3. Évolution des profils pour le niveau de sollicitation bas.

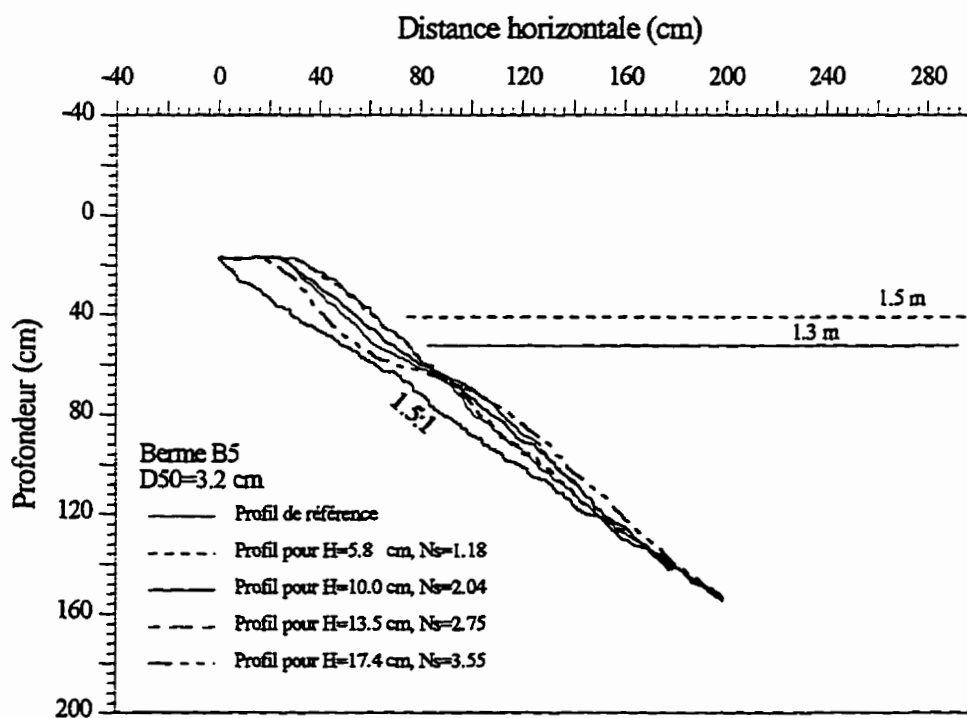


Figure 6.19 Essai B5. Évolution des profils pour niveau de sollicitation bas.

sollicitation. À partir d'un profil initial, caractérisé par une pente moyenne très raide d'environ 1.1:1, la berme change de géométrie et une pente douce commence à se former juste au-dessous du niveau d'eau de sollicitation. Cet adoucissement de la pente s'effectue par un déplacement d'enrochement de la crête vers le pied de la berme. À la fin des sollicitations, les bermes présentent un profil typique en 'S' caractérisé par trois pentes.

On remarque aussi que le processus général d'évolution décrit plus haut ne semble pas être influencé par le changement de pente du perré original, ni par la variation du niveau d'eau de sollicitation.

### 6.5.2 Mécanismes de dégradation

De façon générale, le déplacement des blocs soumis aux forces hydrodynamiques a lieu lorsque ces dernières dépassent les forces stabilisatrices. Pour les pentes raides, la composante de la gravité parallèle à la pente et dirigée vers le bas est importante et le déplacement a toujours lieu vers le bas. Pour les pentes douces, cette composante diminue et l'équilibre entre les forces dues à l'écoulement et la gravité est plus facilement atteint ce qui augmente la stabilité. Si cet équilibre est rompu, alors les blocs peuvent se déplacer aussi bien vers le haut que vers le bas.

D'autre part, plusieurs auteurs ont montré l'importance de la perméabilité et son effet sur l'intensité des forces hydrodynamiques déstabilisatrices [SIGURDSON, 1962; BRUUN et JOHANNESSON, 1976; HALL, 1987]. Dans le cas d'un perré conventionnel, l'écoulement est dirigé le long de la pente à travers la couche d'enrochement généralement d'une épaisseur de  $2 D_{50}$ , ce qui permet une moins bonne dissipation d'énergie et implique des vitesses d'écoulement très élevées et des forces très élevées (figure 6.20). Par contre, dans le cas des bermes, la vague dissipe une grande partie de son énergie en passant à travers l'épaisse couche d'enrochement, réduisant ainsi les vitesses et les forces agissant sur les blocs (Figure 6.21).

Dans le cas des bermes, en fin de construction, les blocs de surface sont disposés sur une pente raide d'environ 1.1:1. Dans certaines zones, ces blocs sont mal imbriqués et se trouvent alors dans des positions instables. Dès les premières sollicitations, à des hauteurs de vague généralement assez faibles variant de une fois et demie à deux fois le diamètre médian ( $D_{50}$ ), les premiers dommages apparaissent. Ces dommages semblent être anarchiques, sans schéma de dégra-

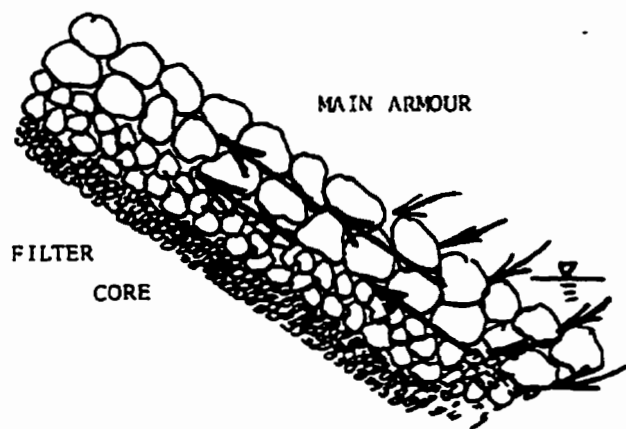


Figure 6.20 Perré mince.

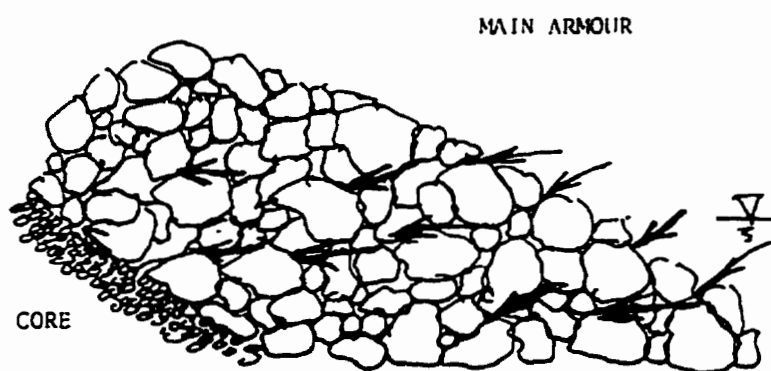


Figure 6.21 Perré épais.

Figures 6.20 et 6.21 Comparaison des écoulements pour un perré conventionnel (mince) et un perré épais. [Hall, 1987].

dation particulier. En fait, il s'agit là d'un réarrangement des blocs instables sans incidence sur la pente originale de la berme qui reste raide, mais qui devient un peu plus régulière.

Par la suite, avec l'augmentation de la hauteur de vagues, les dommages commencent à se produire au niveau de sollicitation, sous forme de déplacements individuels des blocs vers le bas. Une fois qu'un certain volume de blocs a été entraîné, les premiers éboulements se produisent, en général, pour des hauteurs de vague d'environ trois à quatre fois le diamètre médian ( $D_{50}$ ). Ces éboulements se caractérisent par le glissement d'une couche d'enrochement au-dessus du niveau d'eau dont l'ampleur atteint la crête même. Ce volume d'enrochement déplacé est redistribué sous le niveau d'eau, formant ainsi les premiers adoucissements de la pente. Pour une même hauteur de vague, ce processus se répète jusqu'à stabilisation des dommages. Les pentes au-dessus du niveau d'eau restent raides et parfois inférieures à 1.1:1.

Ces dommages montrent que malgré une forte perméabilité réductrice des forces hydrodynamiques, la composante déstabilisatrice de la gravité, accentuée par une pente raide, reste prédominante et contribue énormément au déplacement des blocs.

Les enrochements déposés juste au-dessous du niveau d'eau de sollicitation, se replacent de façon quasi-uniforme pour former une pente très douce dont les blocs sont bien imbriqués, offrant ainsi une meilleure résistance, donc une plus grande stabilité. Cet adoucissement de la pente réduit considérablement l'effet des vagues et constitue la pente stable de la berme. La longueur de cette pente dépend de la profondeur active des vagues ( $h_r$ ), qui est fonction de la hauteur des vagues.

Une fois les dommages stabilisés, la berme adopte un profil stable en forme de "S" caractérisé par 3 pentes comme montré à la figure 6.22.

### 6.5.3 Caractérisation du profil stable

Pour les perrés conventionnels, la stabilité est décrite par le degré de dommages. Pour les bermes, une évolution du profil initial, mettant en jeu le déplacement d'un volume important, est tolérée jusqu'à atteindre un profil stable. Dans ce cas, la stabilité est mieux définie par la géométrie du profil stable tel que montré à la figure 6.22. Les éléments caractéristiques de ce profil sont:

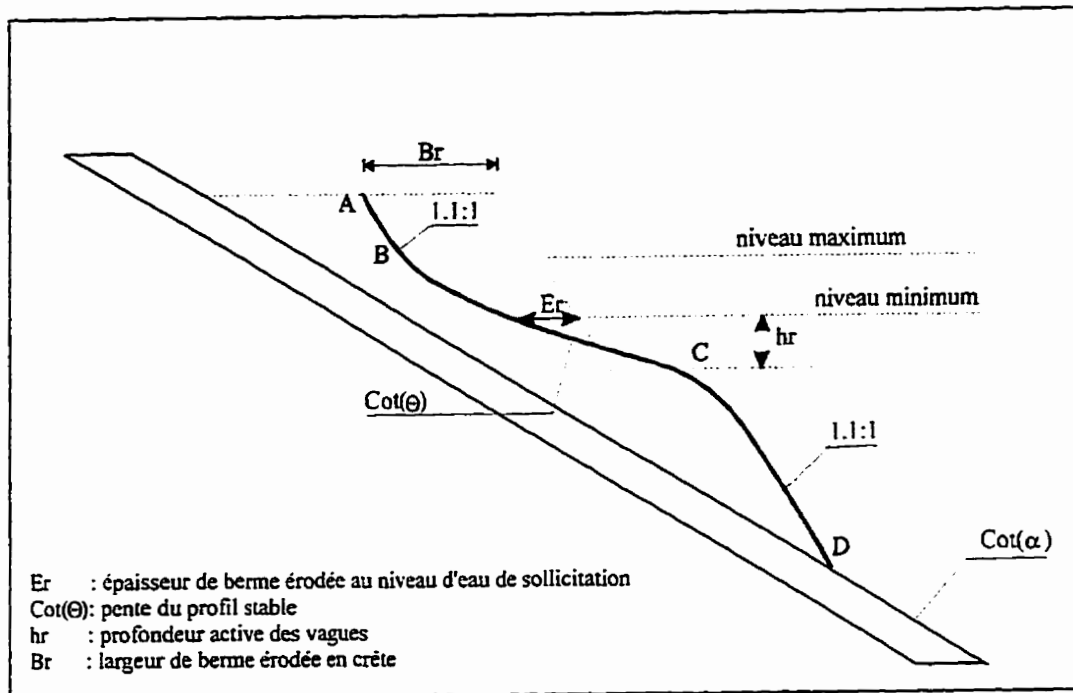


Figure 6.22 Caractéristiques du profil stable.

- les pentes par rapport à l'horizontale:

$\cot(\theta_1)$  : pente de la portion de profil AB, comprise entre la crête de la berme (A) et l'intersection du plan d'eau avec le profil stable;

$\cot(\theta)$  : pente de la portion de profil BC, comprise entre (B) et l'intersection du profil stable avec la verticale de profondeur  $h_r$  (C);

$\cot(\theta_2)$  : pente de la portion de profil CD, comprise entre (C) et l'intersection du profil stable avec la pente du perré original, ou le fond horizontal (D).

- les épaisseurs érodées:

$B_r$ : épaisseur de la berme érodée au niveau de la crête,

$E_r$ : épaisseur de la berme érodée au niveau du plan d'eau.

- $h_r$ : profondeur active des vagues en dessous du niveau d'eau.

Dans ce qui suit, ces différents éléments caractéristiques du profil stable seront discutés. Cette discussion portera d'abord sur les essais généraux (B1, B2, B3, B5, B14, B15 et B16). Les autres essais réalisés suivant des conditions particulières de sollicitation (B7 à B13) ou d'enrochement (B17 à B20) seront examinés ultérieurement.

#### a) Les pentes $\cot(\theta_1)$ et $\cot(\theta_2)$

Les pentes  $\cot(\theta_1)$  et  $\cot(\theta_2)$  respectivement, pente de la partie du profil au-dessus du niveau d'eau (AB) et de la partie du profil en dessous du niveau d'eau (CD) sont des pentes issues du processus naturel d'évolution des profils. La pente  $\cot(\theta_1)$  est due au glissement des couches d'enrochement lors des sollicitations tandis que la pente  $\cot(\theta_2)$  est due au dépôt des enrochements transportés lors du ressac. Ces deux pentes sont des pentes naturelles de repos. Les mesures effectuées ont révélé que  $\cot(\theta_1)$  et  $\cot(\theta_2)$  sont comprises entre 0.9 et 1.2. Les pentes les plus raides ont été obtenues pour  $(\theta_1)$ . Dans la littérature, les valeurs des pentes naturelles de repos varient d'un auteur à l'autre. Hedar [1960], pour des enrochements, mesura des pentes de 1.07:1 à 1.14:1. Van Der Meer [1984] mesura des pentes de 1.19:1 pour des enrochements uniformes et des pentes 1.32:1 pour enrochements étalés.



Pour cette étude, la moyenne des pentes mesurées sera adoptée, c'est-à-dire une pente de 1.1:1.

**b) La profondeur  $h_T$**

La profondeur  $h_T$  définit la limite de la profondeur active des vagues sous le niveau d'eau. Au delà de cette limite, les vagues n'ont aucun effet sur la formation du profil stable.  $h_T$  sera exprimée de façon adimensionnelle par le terme  $h_T/H$  où  $H$  est la hauteur de la vague incidente. Les mesures effectuées ont donné des résultats éparses où le rapport  $h_T/H$  variait de 0.9 à 1.7

En vagues régulières, Ryu et Sawaragi [1985], pour la conception des perrés en forme de "S", proposèrent des valeurs de  $h_T/H$  comprise entre 0.9 et 1.1. Beaudevin [1955] proposa  $h_T/H=1.3$  pour les talus homogènes en enrochement. Sigurdson [1962] trouva que  $h_T/H$  devrait être supérieur à 1. Birkmeir [1985], Suh et Dalrymple [1988], suite à des essais réalisés en vagues irrégulières et des mesures de terrain, trouvèrent  $h_T/H_0 = 1.6$ .  $H_0$  étant la hauteur des vagues en eau profonde. Pour les digues de la région La Grande, les travaux de réparation effectués par la SEBJ, ont été prolongés jusqu'à une profondeur de  $2 H_S$  sous le niveau d'eau afin d'assurer une protection suffisante, [LEVAY et coll., 1994].  $H_S$  étant la hauteur significative des vagues naturelles.

À partir des valeurs relevées dans la littérature, on peut constater une différence entre les valeurs provenant d'essais avec vagues régulières et ceux réalisés avec vagues irrégulières. Cette différence peut être due à la présence de vagues dépassant la vague significative ( $H_S$ ) et qui affectent la profondeur active.

Devant le manque d'informations plus précises, particulièrement pour le cas des bermes, un rapport moyen  $h_T/H_S$  compris entre 1 et 1.5. Cette valeur devrait être vérifiée par des essais ultérieurs.

**c) Pente du profil stable  $\cot(\theta)$**

$\cot(\theta)$  constitue la pente douce du profil stable; elle est localisée juste en dessous du niveau d'eau comme indiqué à la figure (6.22). Cette pente a été estimée à partir du profil moyen et représente la pente moyenne. L'analyse des profils obtenus a montré que la pente  $\cot(\theta)$  varie avec la hauteur des vagues de sollicitation  $H_D$  et le diamètre médian des enrochements  $D_{n50}$ . Dans ce qui suit, la variation de  $\cot(\theta)$  sera représentée en fonction du nombre de stabilité  $N_S$ .

$$N_S = \frac{H_D}{(S_r - 1)(D_{n50})}$$

$H_D$  : hauteur de la vague de conception.

$S_r = \rho_r / \rho_w$  :  $\rho_r$  et  $\rho_w$  étant respectivement les masses volumiques de la roche et de l'eau;

$D_{n50}$  : diamètre nominal des enrochements de la berme,  $D_{n50} = (W_{50}/\rho_r)^{1/3}$ .

Les figures 6.23a à 6.23d montrent la variation de  $\cot(\theta)$  en fonction du nombre de stabilité  $N_S$ , pour chacune des phases de sollicitation. On constate alors qu'il existe une relation nette entre  $\cot(\theta)$  et  $N_S$  pour chaque niveau d'eau de sollicitation (phase). De plus, on constate que cette variation est similaire pour toutes les phases.

La variation de  $\cot(\theta)$  en fonction de  $N_S$  pour toutes les phases de sollicitation est présentée à la figure 6.24. Cette figure montre que dans les conditions de la présente étude, la variation de  $\cot(\theta)$  en fonction de  $N_S$  pour l'ensemble des essais cités, peut être exprimée par une relation unique. Ceci implique l'existence d'une pente unique caractérisant le profil stable, pour un nombre de stabilité  $N_S$  donné.

La figure 6.24 montre également que la pente du profil stable semble évoluer, en fonction du nombre de stabilité, suivant deux processus distincts. Cette évolution se fait d'abord lentement puis s'accélère au-delà d'un nombre de stabilité compris entre 2.7 et 3. Ces deux processus qui sont reliés aux concepts de stabilité statique et dynamique seront examinés en détail à la section 3.6.

#### d) Épaisseur de berme érodée au niveau d'eau de sollicitation $E_r$

Pour un niveau d'eau de sollicitation donné, l'épaisseur érodée  $E_r$  a été mesurée en comparant le profil moyen en fin de sollicitation avec le profil moyen de référence déterminé avant le début de la toute première sollicitation. Ainsi, en changeant de niveau d'eau, le profil relevé à la fin de la dernière sollicitation du niveau d'eau précédent, devient le profil de référence de la berme pour le nouveau niveau d'eau. L'épaisseur érodée  $E_r$ , peut être représentée de façon adimensionnelle en fonction du nombre de stabilité  $N_S$  en la normalisant par rapport à la taille des enrochements de la berme, c'est-à-dire en utilisant le rapport  $E_r/D_{n50}$ .

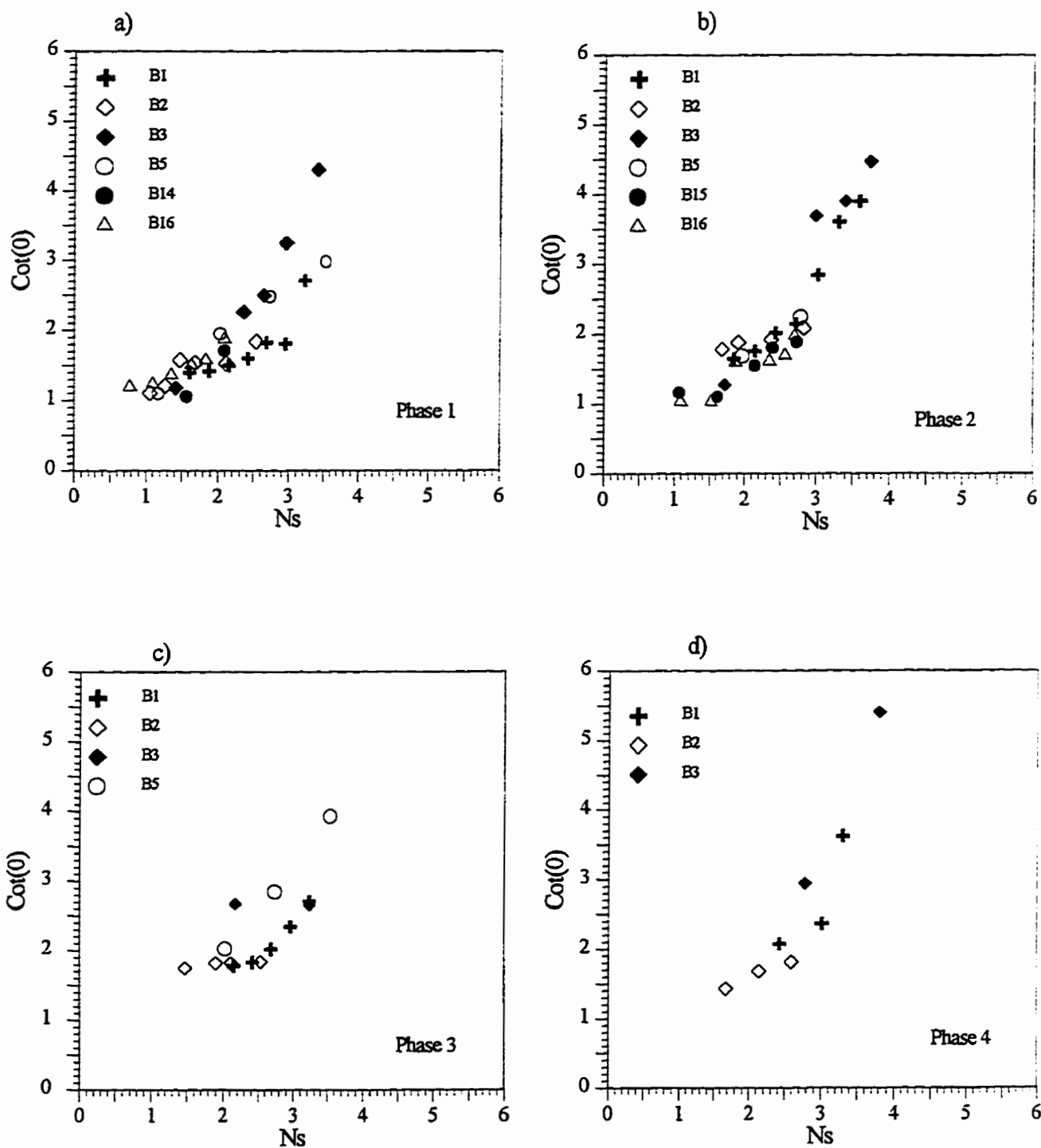


Figure 6.23 Variation de la pente du profil stable en fonction de  $N_s$ .

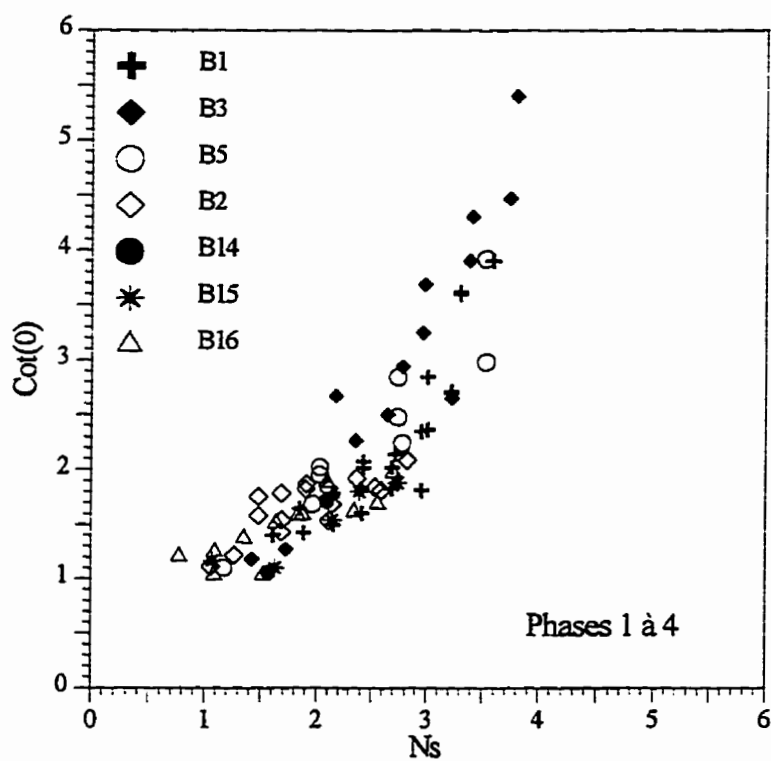


Figure 6.24 Variation de la pente du profil stable en fonction du nombre de stabilité  $N_s$ . Phases 1 à 4.

Pour les essais B1, B2 et B3, la variation du rapport  $E_r/D_{n50}$  est représentée en fonction du nombre de stabilité  $N_s$  pour chaque niveau d'eau de sollicitation aux figures 6.25a à 6.25d, puis sur le même graphe pour tous les niveaux d'eau à la figure 6.26. L'analyse de ces figures montre que pour la phase 1, (figure 6.25a), correspondant à la première série de sollicitations après la construction de la berme, il semble exister une relation entre  $E_r/D_{n50}$  et  $N_s$ . Par contre, pour les autres phases (figures 6.25b, 6.25c 6.25d), cette relation n'est pas évidente. Ce résultat est prévisible car, de façon générale, le degré de dommage que définit la largeur de berme érodée dépend de la pente initiale du talus avant sollicitation et de l'état d'imbrication des enrochements. Or, ce n'est que pour la phase 1 que la pente du profil initial et l'état d'imbrication étaient identiques pour ces trois essais. D'autre part, on remarque que la variation de  $E_r/D_{n50}$  en fonction du nombre de stabilité  $N_s$ , ne révèle aucune accélération dans le processus d'érosion comme l'indique la variation de la pente (figure 6.24). En fait, l'accélération des dommages, se manifeste par des glissements de tranches d'enrochement qui ont lieu pour des épaisseurs érodées relativement petites.

Pour la suite de cette étude, seule l'épaisseur érodée durant la première phase (représentée en fonction de  $N_s$  à la figure 6.25a) sera considérée. En fait,  $E_r$  définit l'épaisseur minimale que la berme doit avoir au niveau d'eau minimal.

## 6.6 Processus de formation du profil stable: Comportement statique et dynamique

Dans la littérature, la stabilité statique des ouvrages de protection contre les vagues est définie pour  $N_s < 3$  et la stabilité dynamique des bermes est définie pour des  $N_s$  compris entre 3 et 6. Ainsi, dans le but d'examiner les processus d'évolution du profil stable, les bermes testées seront analysées par groupes d'essais, suivant la plage de variations du nombre de stabilité leur correspondant. Ces deux groupes sont:

- |    |                   |      |               |
|----|-------------------|------|---------------|
| 1) | B1, B3, B5        | pour | $1 < N_s < 4$ |
| 2) | B2, B14, B15, B16 | pour | $1 < N_s < 3$ |

Les figures 6.27 et 6.28 montrent les variations des pentes du profil stable respectivement pour les essais B1, B3 et B5 réalisés avec des diamètres d'enrochement relativement petits pour avoir un  $N_s > 3$  et les essais B2, B14, B15 et B16 réalisés avec des enrochements relativement gros pour avoir un  $N_s < 3$ . La figure 6.28 montre que pour  $N_s < 3$ , les bermes ont un comportement statique, où

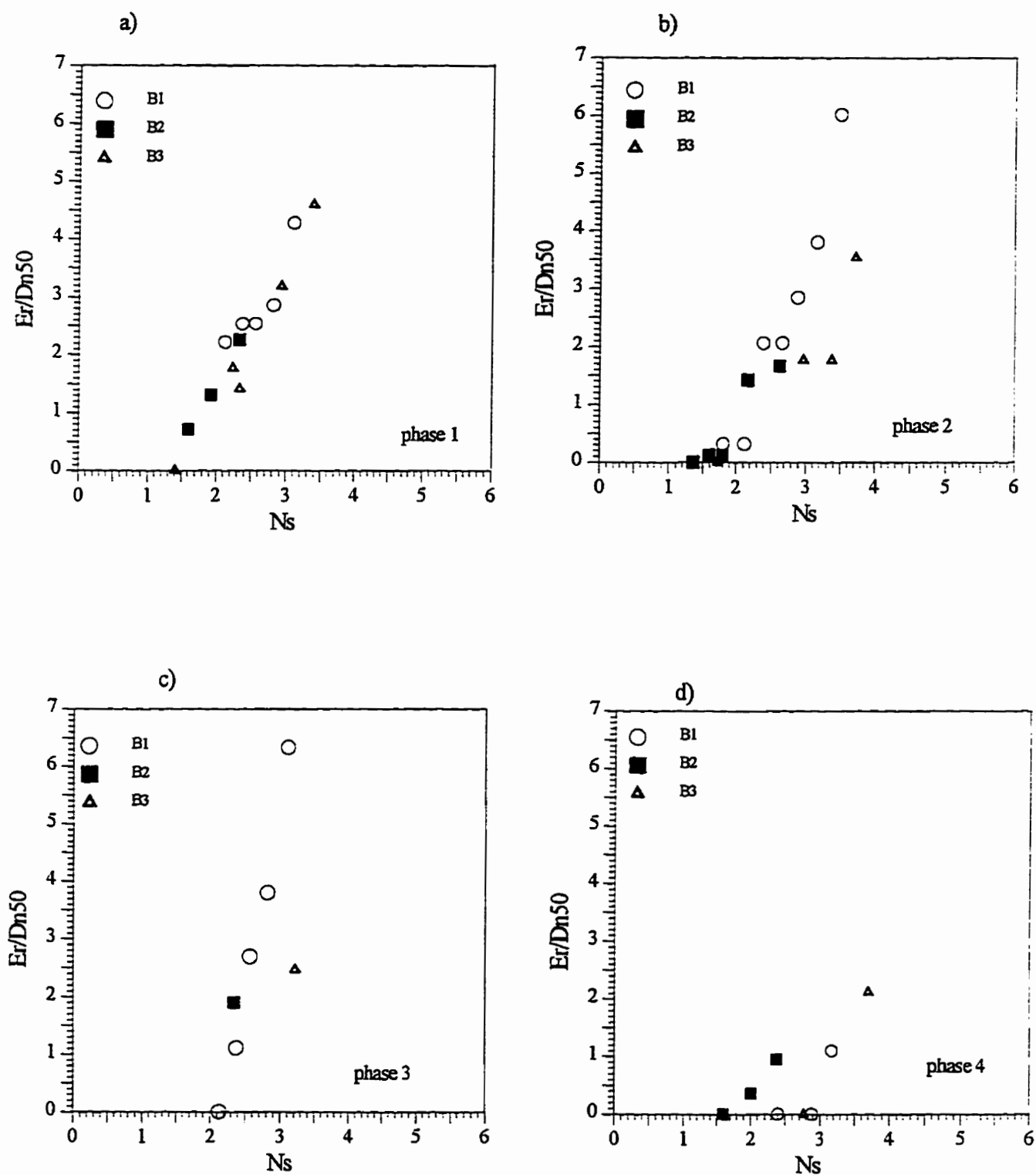


figure 6.25 Variation de l'épaisseur érodée en fonction de  $N_s$ , pour chaque phase.

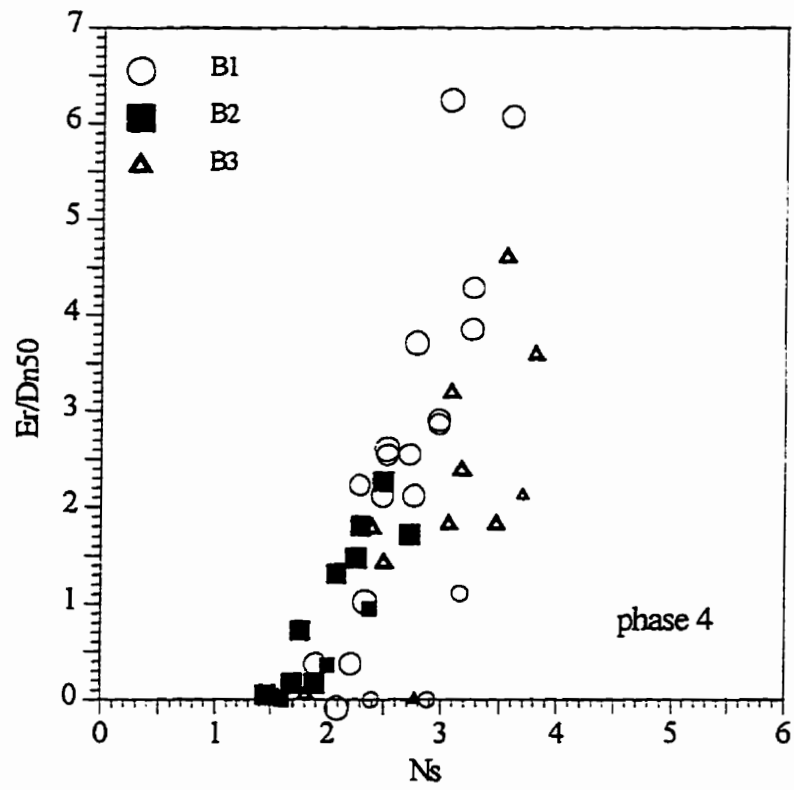


Figure 6.26 Variation de l'épaisseur érodée en fonction de  $N_s$  pour les phases 1 à 4.

la pente du profil stable varie peu avec le nombre de stabilité  $N_s$  pour atteindre une pente maximale d'environ 2:1 pour  $N_s$  compris en 2.5 et 3. La figure 6.27, quant à elle, montre l'existence de deux mécanismes d'évolution de la pente complètement différents l'un de l'autre. L'un statique, identique à celui vu précédemment, où la pente du profil stable varie peu avec  $N_s$  pour atteindre elle aussi une pente maximale de 2:1 pour  $N_s$  compris entre 2.5 et 3. L'autre mécanisme est dynamique où l'on constate une nette accélération de la variation de la pente pour  $N_s > 3$ . Dans ce cas, la pente passe rapidement de 2:1 pour  $N_s = 3$  à 5:1 pour  $N_s = 4$ .

D'autre part, on a vu précédemment lors de l'étude des mécanismes de dégradation, que la pente du profil stable était directement liée au volume de matériaux déplacés. Par conséquent, les concepts de stabilité vus plus haut peuvent être vérifiés en considérant les courbes de dommage; ainsi, la figure 6.29 montre l'évolution du dommage  $S$  en fonction de  $N_s$ , pour deux essais réalisés dans le bassin sur une pente du perré original de 2.5:1, l'essai B3 réalisé avec un  $D_{50}$  de 3.2 cm et l'essai B15 avec un  $D_{50}$  de 5.4 cm. Le dommage  $S$  est définie par  $S = A/(D_{n50})^2$ , où  $A$  est la section érodée et  $D_{n50}$  le diamètre nominal.

Cette figure montre que les courbes de dommage suivent les mêmes tendances que l'évolution de la pente du profil stable. On constate que le dommage  $S$  augmente progressivement jusqu'à atteindre un dommage de 8 pour  $N_s$  compris entre 2.5 et 3. Au-delà de  $N_s = 3$ , les dommages s'accroissent et passent de  $S = 8$  à une moyenne de  $S = 70$  pour une valeur de  $N_s$  proche de 4.

Cette analyse, réalisée en termes d'évolution du dommage et de la pente du profil stable montre que les comportements statiques et dynamiques des bermes sont complètement différents. Le premier se caractérise par un processus de déformation progressif tandis que le second se caractérise par un processus accéléré. De même elle montre que le comportement d'une berme passe de statique à dynamique pour  $N_s > 3$ . Cette limite entre les deux comportements correspond à un dommage de  $S = 8$  qui, de façon générale caractérise la rupture pour les perrés conventionnels à pente raide. Suivant la figure 6.25a, représentant la variation de l'épaisseur érodée en fonction de  $N_s$ , cette limite correspond à l'érosion d'une couche  $E_r$  de 2.5 à 3  $D_{n50}$ . Ce dernier critère, peut être utilisé afin de caractériser le comportement des bermes lors de l'évolution du profil stable.



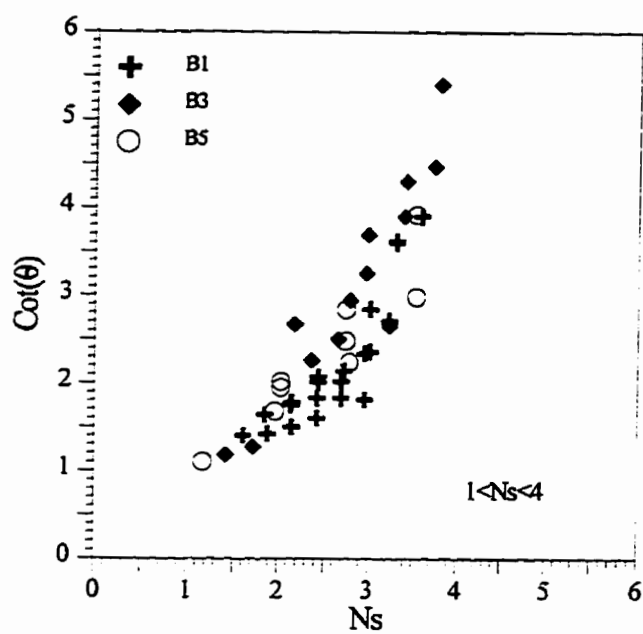


Figure 6.27 Variation de la pente du profil stable des bermes dynamiques.

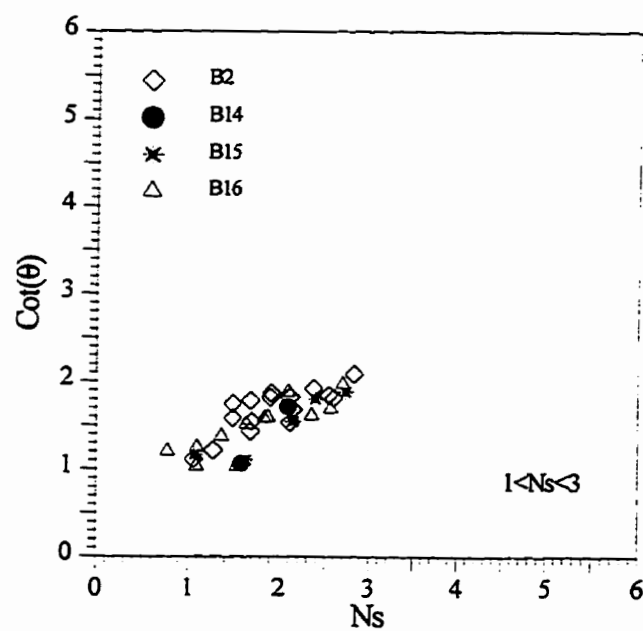


Figure 6.28 Variation de la pente du profil stable des bermes statiques.

## **6.7 Paramètres influençant l'évolution du profil stable**

### **6.7.1 Influence de la hauteur des vagues et de la taille des enrochements**

La hauteur des vagues et la taille des enrochements influencent directement l'évolution des profils stables et les concepts de stabilité des bermes. Dans l'analyse, ces deux paramètres sont pris en compte simultanément par le biais du nombre de stabilité  $N_s$ . Pour une taille d'enrochement fixée, la pente du profil stable augmente avec la hauteur de vagues. Par contre, pour une hauteur de vague donnée, l'augmentation de la taille des enrochements diminue la pente du profil stable.

### **6.7.2 Influence de la variation du niveau d'eau de sollicitation**

La majorité des essais réalisés durant la présente étude l'ont été en variant le niveau d'eau de sollicitation dans l'ordre suivant: minimum, maximum, minimum, maximum (bas, haut, bas, haut). La figure 6.24 montre que cette variation ne semble avoir aucune influence sur l'évolution des profils stables.

Dans certains cas, les essais ont montré un certain ralentissement des dommages, après la première phase de sollicitation, ce qui se traduit par des pentes légèrement moins douces pour des hauteurs de vagues relativement faibles (comportement statique). Cette différence s'explique par le fait qu'après la première phase de sollicitation, il y a une densification de la berme donc une meilleure imbrication des enrochements et une plus grande résistance. D'autre part, l'adoucissement de la pente au niveau de la zone de déferlement des vagues diminue l'effet de ces dernières. Ces deux facteurs, combinés, confèrent à la berme une réserve de stabilité supplémentaire et font que le profil stable est atteint pour des pentes plus raides que celles obtenues lors de la première phase de sollicitation. Mais cette diminution n'a lieu que pour les vagues de faible hauteur, car avec l'augmentation de la hauteur des vagues (comportement dynamique), le processus d'érosion reprend normalement.

### **6.7.3 Influence du nombre de vagues**

La figure 6.30 montre l'évolution des profils stables relevés durant l'essai B20. Ces profils ont été relevés après 500, 1 000 et 1 500 vagues. On remarque alors que la majorité des dommages a lieu lors des 500 premières vagues et qu'au-delà de 1 000 vagues, aucun dommage remarquable n'est relevé. D'autre part, les observations effectuées durant le déroulement de cet essai et d'autres essais ont montré que la majorité des dommages ont eu lieu lors des 200 premières vagues et qu'au-delà de 600 vagues aucun dommage n'a été observé visuellement. Ce constat est conforme aux résultats

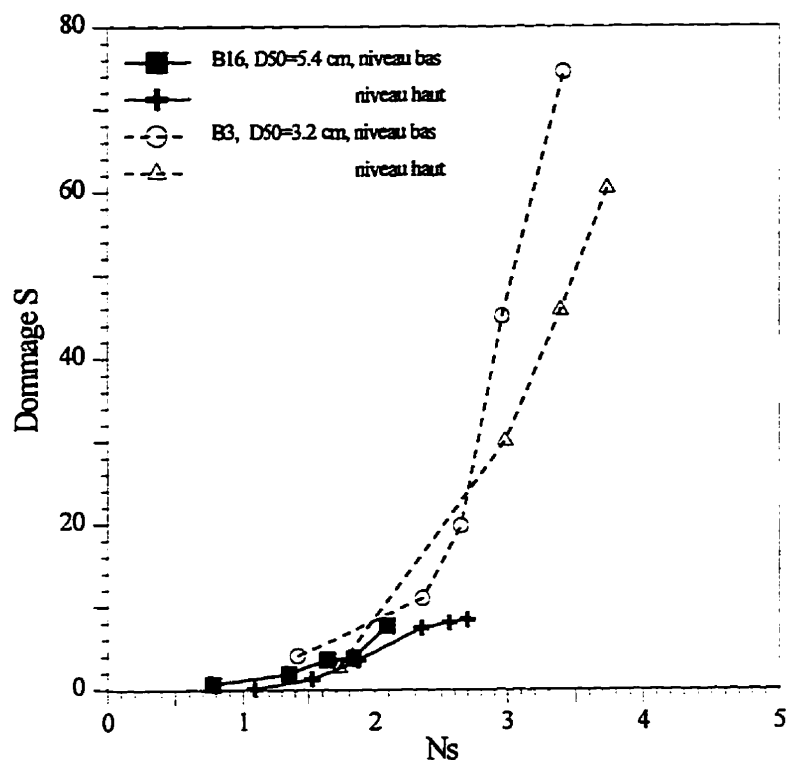


Figure 6.29 Évolution des dommages des essais B3 et B16.

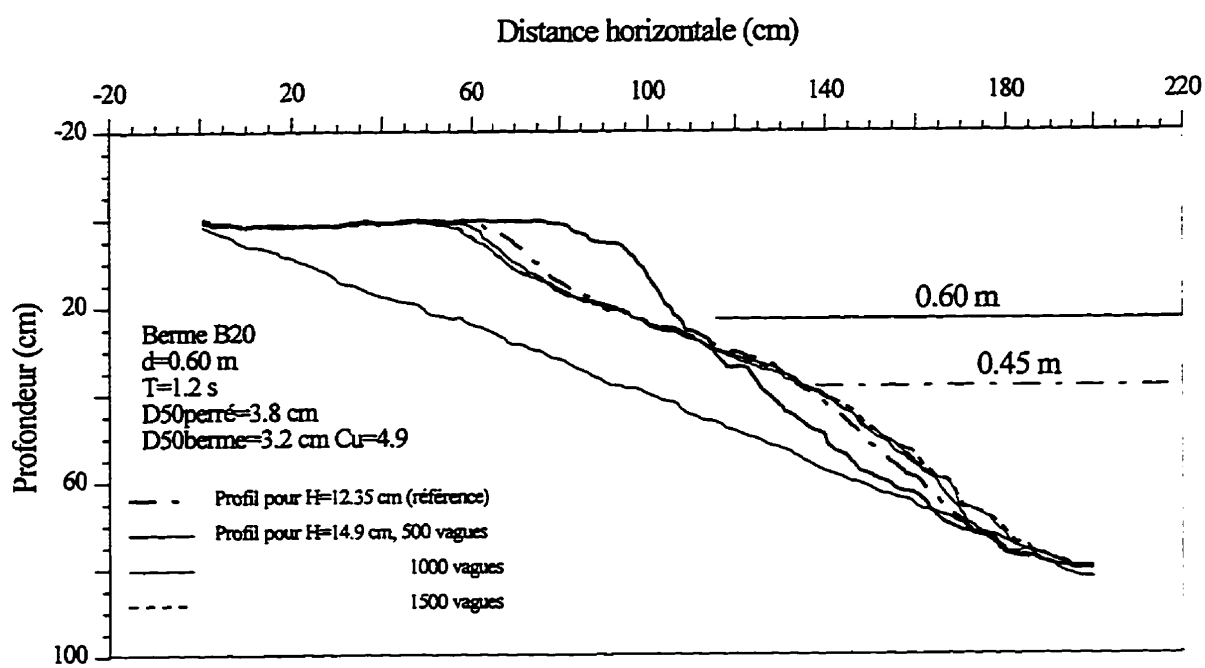


Figure 6.30 Essai B20, effet du nombre de vagues.

obtenus par Hall et Kao [1990] lors des essais sur des bermes réalisés avec des vagues irrégulières. En effet, selon ces deux auteurs, une augmentation du nombre de vagues de 3 000 à 36 000 a engendré une augmentation des dommages de 10% uniquement. En considérant les perrés conventionnels où la stabilisation des dommages a lieu à environ 1 000 vagues pour les essais en vagues régulières et autour de 7 000 pour les vagues irrégulières, on constate que les bermes atteignent leur profil stable pour des durées de tempêtes inférieures à celles des perrés conventionnels.

#### 6.7.4 Influence de la pente du perré original

Lors de cette étude, les essais ont été menés sur des pentes du perré original  $\cot(\alpha)$  de 2.5:1 dans le bassin et 1.5:1 dans le canal. Afin de vérifier l'influence de cette pente sur l'évolution du profil stable, deux essais seront comparés, l'essai B3 réalisé sur une pente de 2.5:1 et l'essai B5 sur une pente de 1.5:1. Ces deux essais ont été construits avec des enrochements de même taille ( $D_{50} = 3.2$  cm) et sollicités dans les mêmes conditions.

La figure 6.31 montre que l'évolution des pentes des profils stables  $\cot(\theta)$  en fonction du nombre de stabilité  $N_s$  suit la même tendance pour les deux essais, aussi bien pour le comportement statique ( $N_s < 3$ ) que pour le comportement dynamique ( $N_s > 3$ ). Ceci porte à croire que la pente du perré original ne semble pas influencer l'évolution de la pente du profil stable. Néanmoins l'analyse des courbes de dommage de ces deux essais (figure 6.32) montre que pour  $N_s < 2.75$ , la formation du profil stable de l'essai B5 a nécessité le déplacement d'un volume environ quatre fois plus important que celui de l'essai B3. Ceci s'explique par le fait que dans le cas des pentes raides, il faut déplacer plus de matériaux afin d'assurer un appui suffisant à la formation et au développement du profil stable. Une fois cette appui formé, les dommages deviennent similaires, comme le montre la figure 6.32 où on observe une diminution des écarts pour des  $N_s > 2.75$ . Donc, il semble que la pente n'influence pas la pente du profil stable, mais influence le volume requis pour la construction des bermes. En effet, dans le cas d'un perré à pente raide, le dimensionnement est contrôlé par le volume nécessaire à la formation du profil stable. Tandis que dans le cas d'un perré à pente douce, le respect des épaisseurs nécessaires au niveau d'eau minimum, fait que le volume requis est supérieur au volume nécessaire à la formation du profil stable.

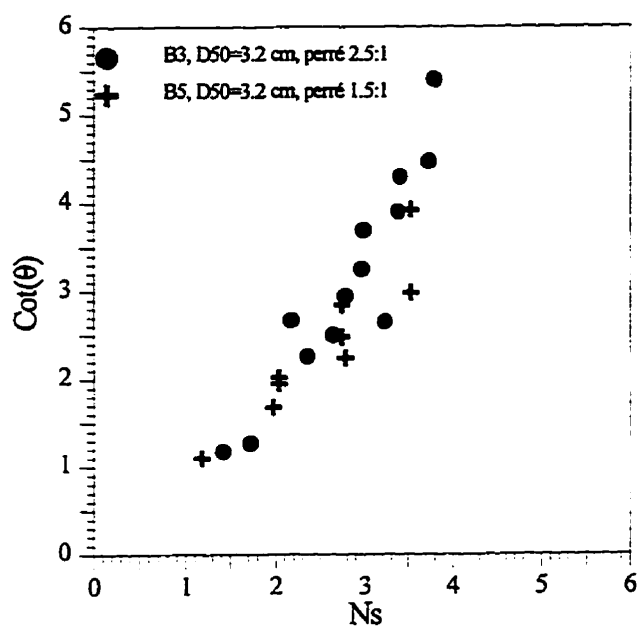


Figure 6.31 Influence de la pente du perré original sur la pente du profil stable.

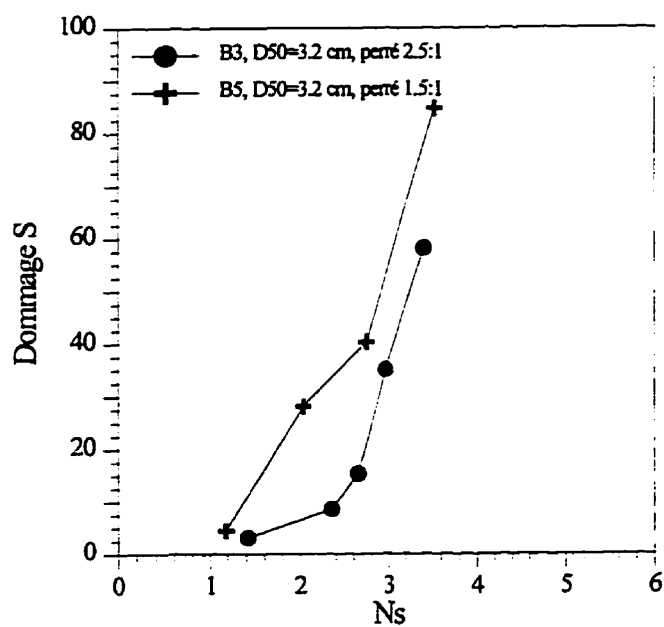


Figure 6.32 Influence de la pente du perré original sur les dommages.

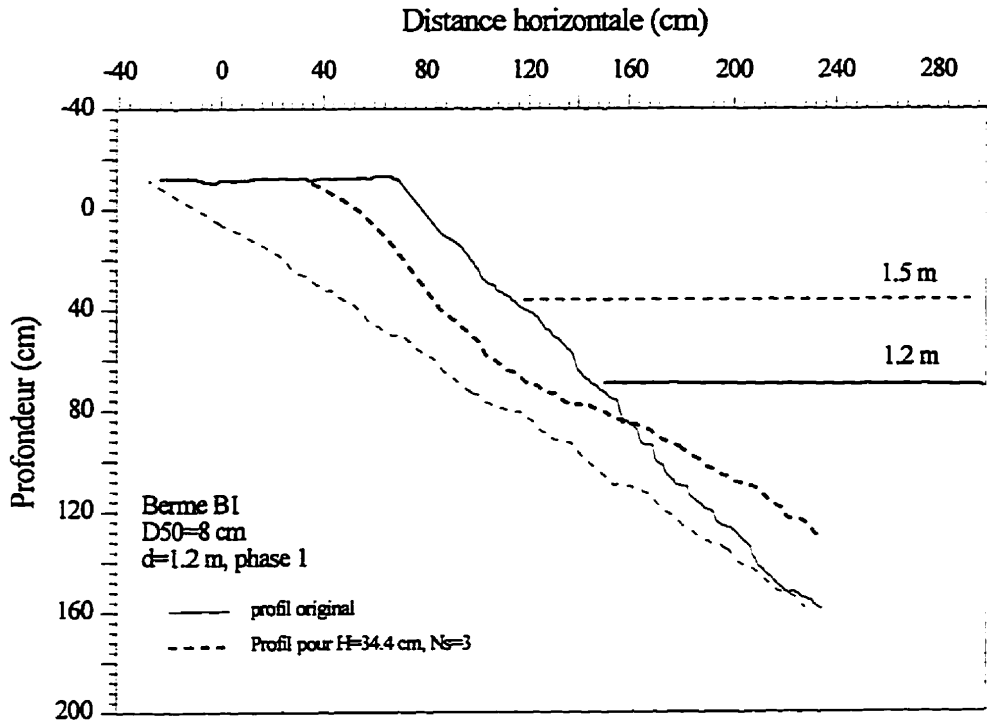
Cette analyse confirme aussi que dans le cas des bermes en stabilité dynamique, la stabilité ne peut être évaluée par la mesure des dommages comme c'est le cas pour les perrés conventionnels, mais uniquement par des paramètres géométriques du profil stable.

Dans le cas où la pente du perré original est très raide, les problèmes de glissement qui risquent de se produire par perte d'adhérence entre les enrochements de la berme et ceux du perré original devront être examinés. Cet aspect devient particulièrement important dans le cas où une partie du pied de la berme reposerait directement sur l'épaulemont amont des ouvrages dont le perré n'a pas été prolongé sur une grande profondeur sous le niveau d'eau, créant ainsi des contrastes de granulométrie très élevés.

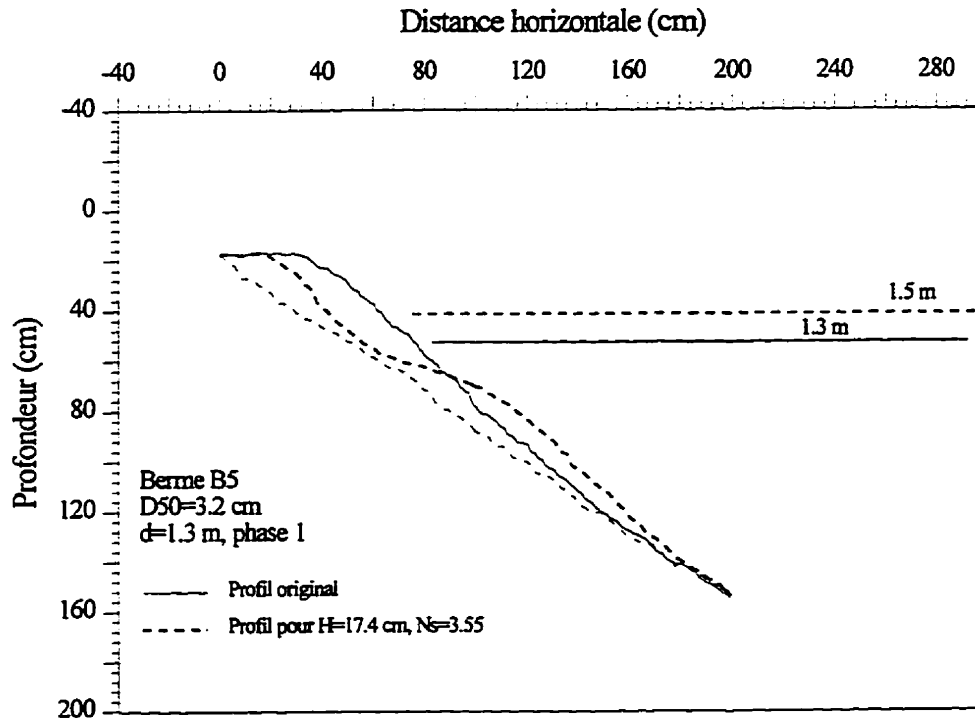
#### 6.7.5 Influence de la proximité du fond

Pour les essais B1 et B2 réalisés à grande échelle, une partie des enrochements, déplacés lors des sollicitations, s'est accumulée sur le fond horizontal du canal, formant ainsi un appui au profil stable (figure 6.33a). Cette situation est similaire à celle des brise-lames, où les matériaux déplacés se déposent généralement directement sur un fond horizontal. Cependant dans le cas des barrages en remblais, les pieds des bermes de confortement sont généralement assez éloignés du fond et le profil stable qui se forme prend appui sur la pente même de l'ouvrage. Pour vérifier cette influence sur la formation du profil stable, l'essai B5 a été réalisé dans le canal, mais à petite échelle afin d'éviter toute accumulation sur le fond. La figure 6.34 qui compare les pentes des profils stables  $\cot(\theta)$  pour ces deux essais, montre que la proximité du fond du canal n'exerce aucune influence sur l'évolution du profil. Cependant la figure 6.33 montre que la formation du profil nécessite plus de volume lorsque le fond du modèle se trouve loin du pied de la berme et provoque donc une dégradation plus importante.

Ces résultats signifient que l'évolution du profil stable des bermes construites sur des fonds horizontaux obéit aux mêmes mécanismes que celle des bermes construites sur des pentes de barrages en remblais et que la relation entre la pente du profil stable  $\cot(\theta)$  et le nombre de stabilité  $N_s$ , établie à partir d'essais sur des bermes construites sur des pentes peut être extrapolée pour le dimensionnement des brise-lames. La seule différence réside dans les volumes nécessaires à la formation du profil stable qui seront plus importants dans le cas des bermes sur pentes.



a) essai B1



b) essai B5

Figure 6.33 Comparaison des profils stables après sollicitation au niveau bas du marnage.

### 6.7.6 Influence de l'intensité de la première tempête

Les essais B1 à B5 et B14 à B16 cités jusqu'à présent, ont été réalisés en augmentant progressivement la hauteur des vagues. Les essais B7 à B13 quant à eux, ont été réalisés en considérant des hauteurs de vagues assez élevées dès la première sollicitation, ceci afin de vérifier la stabilité des bermes sous l'effet d'une tempête ayant lieu juste après leur construction. Les hauteurs de ces premières vagues ont été choisies de façon à vérifier cette influence pour des conditions de stabilité statique ( $N_s < 3$ ) et dynamique ( $N_s > 3$ ). Les pentes des profils stables ainsi obtenues sont montrées à la figure 6.35.

La figure 6.35 montre que, de façon générale, l'intensité de la première tempête ne semble pas influencer de façon significative la pente du profil stable même si une certaine tendance est observée dans le cas où le processus est statique ( $N_s < 3$ ). En effet les pentes obtenues pour des  $N_s$  supérieurs à 3 (essais B10 à B13) sont relativement similaires à celles des essais avec attaque progressive alors que pour des  $N_s$  inférieurs à 3, sauf pour l'essai B8, les pentes obtenues sont légèrement plus douces (essais B7 et B9).

Pour l'essai B7, bien que la sollicitation a été par la suite progressivement augmentée, la pente du profil stable n'a réellement évolué qu'à partir de  $N_s = 2.8$ , soit lorsque le processus est devenu dynamique.

La tendance montrée par les essais B7 et B9 peut s'expliquer par le fait qu'en fin de construction, les enrochements de la berme sont mal imbriqués et l'équilibre est assuré par la pente de repos uniquement. Lorsque la sollicitation se fait brutalement avec une hauteur de vagues qui est bien supérieure à la résistance offerte par la berme, il se produit un mouvement de masse des enrochements donnant lieu à d'importants dommages et donc des pentes plus douces. Dans le cas où l'attaque est progressive, les premières vagues sont assez faibles par rapport à la résistance de la berme, ce qui donne alors aux enrochements l'occasion de se réarranger et d'améliorer progressivement leur état d'imbrication.

### 6.7.7 Influence des matériaux fins

Les essais de laboratoire et les relevés de terrains ont montré que la présence des matériaux fins est néfaste pour la stabilité statique des perrés conventionnels. Afin de vérifier cette influence sur la stabilité des bermes, deux essais (B17 et B18) ont été réalisés en ajoutant respectivement un



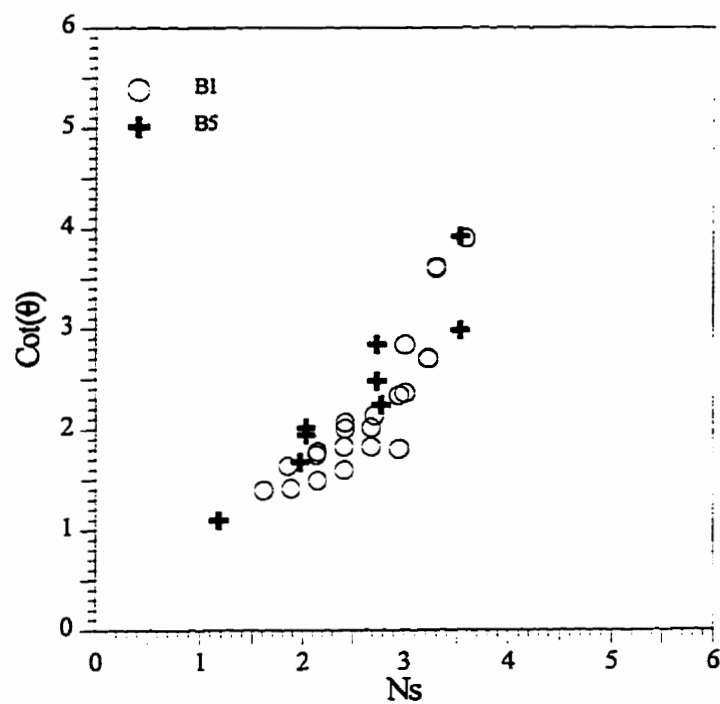


Figure 6.34 Influence du fond du canal sur la pente du profil stable.

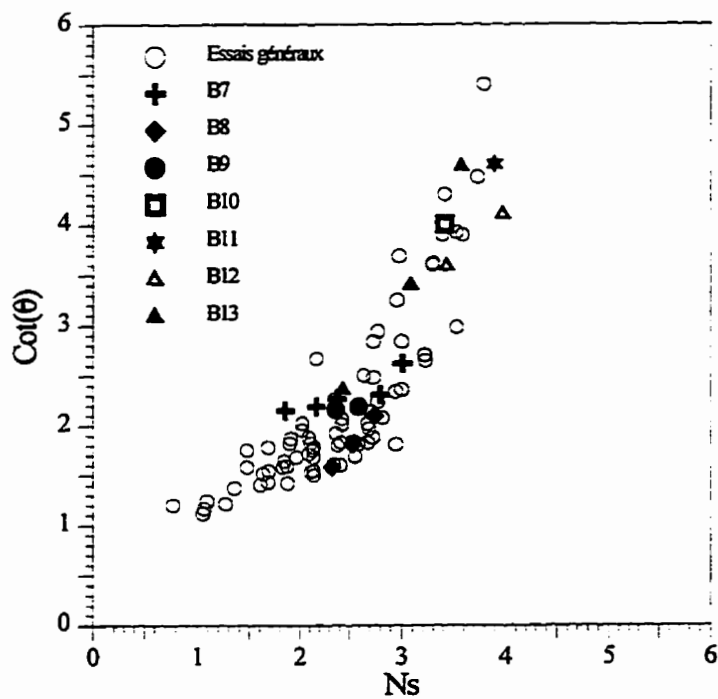


Figure 6.35 Comparaison des pentes des essais généraux et des essais avec attaque brutale.

pourcentage de 15% et 30% de matériaux fins aux enrochements utilisés pour les essais B14, B15 et B16 ( $D_{50}=5.4$  cm). Les courbes granulométriques de ces essais ont été montrées à la figure 6.5. Ces bermes ont été construites dans le bassin sur une pente de 2.5:1 et sollicitées dans les mêmes conditions.

L'influence des matériaux fins se manifeste en premier lieu lors de la construction où une nette ségrégation se produit. Cette ségrégation touche surtout les matériaux fins qui se concentrent au niveau de la crête, sur une couche d'environ 15 à 20 cm de profondeur. Cette disposition des matériaux fins peut influencer les mécanismes de dégradation et d'évolution du profil stable en entraînant une érosion plus ou moins importante de la berme, en fonction du niveau d'eau de sollicitation.

La figure 6.36 montre les variations des pentes des profils stables des essais B16, B17 et B18, pour les deux niveaux d'eau de sollicitation (bas et haut). On constate que pour l'essai B17 à 15% de matériaux fins, il n'y a eu aucun effet de ces derniers sur l'évolution du profil stable et les pentes mesurées sont similaires aussi bien au niveau bas qu'au niveau haut de sollicitation. Par contre l'essai B18 à 30% de fins, montre que l'influence des matériaux fins a lieu uniquement au niveau haut de sollicitation. Cette influence se traduit par des pentes plus douces à des faibles hauteurs de sollicitation, dues à l'intensité des dégradations qui se traduisent par une érosion importante de la berme au niveau de la crête comme le montre la figure 6.37c. L'analyse des profils relevés pour ces trois essais (figure 6.37a, 6.37b et 6.37c), ainsi que les suivis visuels du processus de dégradation, montrent que l'endommagement augmente en passant de 0% à 30% de matériaux fins et que le plus grand écart est enregistré avec 30% de fins. Ces deux constats semblent indiquer qu'un faible pourcentage de matériaux fins contrôlé peut être toléré dans les enrochements.

### **6.7.8 Influence de la gradation des enrochements de la berme**

Dans cette étude, trois gradations ont été testées afin de vérifier l'influence de ces dernières sur la stabilité générale des bermes. Ces gradations correspondent à des coefficients  $D_{85}/D_{15}$  de 1.9 pour l'essai B2, 4.9 pour les essais B19 et B20 et 2.3 pour l'ensemble des autres essais. Pour l'essai B19 la première sollicitation a été menée avec une hauteur de vagues assez importante, correspondant à un  $N_s$  de 3.2, tandis que l'essai B20 a été mené par incréments en augmentant progressivement la hauteur des vagues.

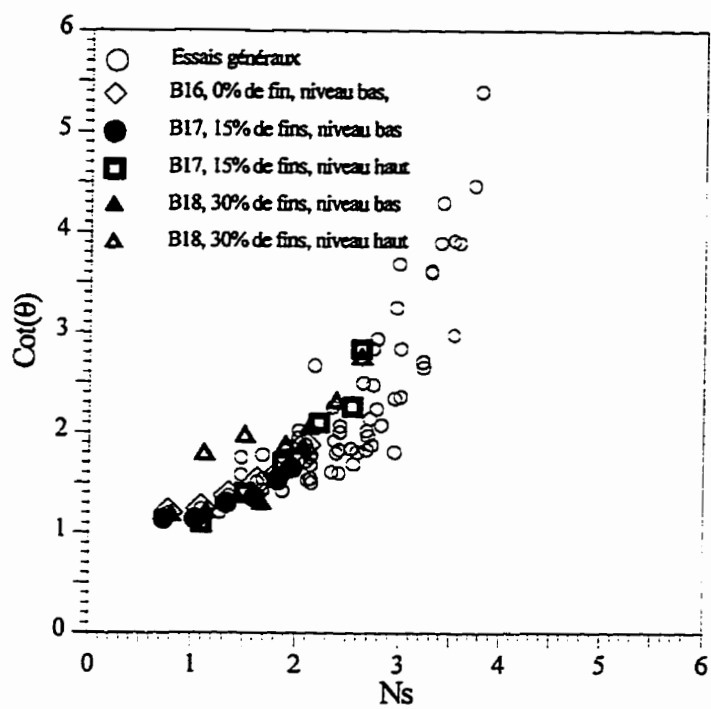


Figure 6.36 Comparaison des pentes des profils stables des essais généraux et des essais avec des matériaux fins.

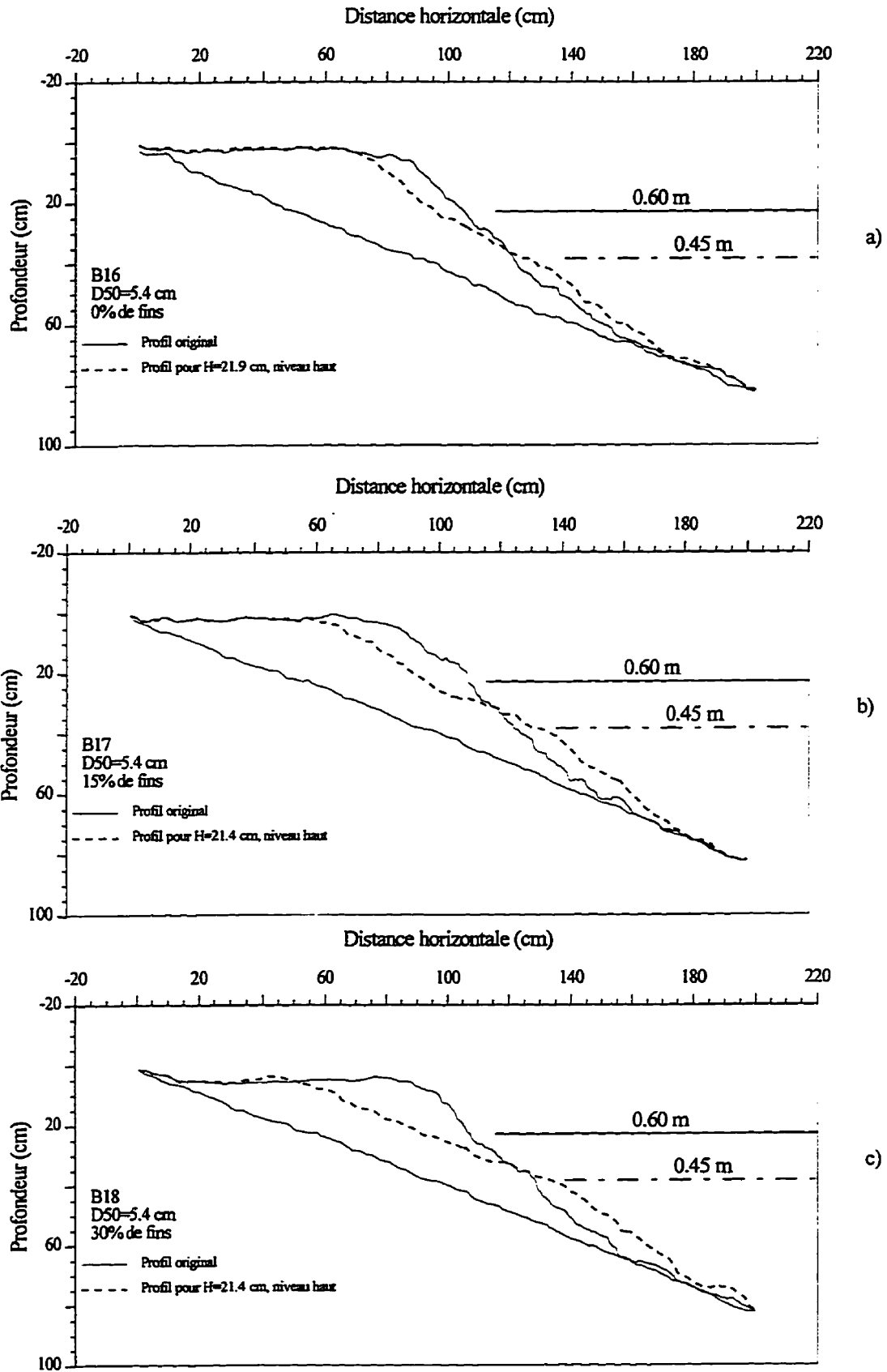


Figure 6.37 Influence des matériaux fins sur les largeurs de bermes érodées.

L'analyse des résultats et les observations menées durant le déroulement des essais ont montré que l'influence de la gradation se manifeste aussi bien lors de la construction des bermes, par la ségrégation qu'elle provoque, que lors de l'évolution du profil stable sous les sollicitations, particulièrement pour des gradations très étalées.

La figure 6.38, montre la variation de la pente du profil stable en fonction du nombre de stabilité  $N_s$ . On constate alors que pour des  $D_{85}/D_{15}$  de 1.9 et 2.3, la gradation ne semble avoir aucun effet sur le développement du profil stable. Par contre, pour la gradation de 4.9 (essais B19 et B20), les pentes sont plus raides que celles obtenues pour les autres gradations surtout pour  $N_s > 3$ , aussi bien pour l'essai B19 que l'essai B20, sollicités de manière différente, et qui semblent offrir plus de résistance que les autres essais. Du point de vue perméabilité, ce comportement est contraire aux prévisions. Avec l'augmentation de la gradation, l'indice des vides diminue ce qui devrait entraîner une diminution de la dissipation d'énergie et donc une plus grande instabilité. Mais pour des gradations très étalées, la ségrégation joue un rôle important et influence la stabilité. En effet, comme on l'a vu précédemment lors de la construction, les enrochements se déposent sur le perré original par couches successives suivant des classes de diamètres, dont les plus gros, compris entre environ le  $D_{75}$  et le  $D_{100}$  de la courbe granulométrique sont posés pratiquement directement sur le perré suivis d'une couche correspondant à des tailles d'enrochement compris entre le  $D_{30}$  à  $D_{75}$  et enfin une couche constituée de plus petits blocs, comme schématisé à la figure 6.17. Lors des sollicitations, le volume d'enrochement déplacé augmente avec l'augmentation de la hauteur des vagues, découvrant ainsi la couche de gros blocs, comme le montre les photos des figures 6.39 et 6.40. Ces gros blocs, par leur masse, offrent une plus grande résistance ce qui réduit considérablement l'endommagement et les pentes du profil stable. Les pentes mesurées pour les essais B19 et B20 (figure 6.38) semblent confirmer ce mécanisme. On constate que pour des  $N_s < 3$  les pentes mesurées suivent la tendance des autres essais. Mais au delà de  $N_s = 3$ , correspondant généralement à l'accélération de l'endommagement et l'apparition du processus dynamique, les pentes sont moins douces et il y a ralentissement de l'endommagement. D'après la figure 6.38, il semble que pour des  $N_s < 3$ , la stabilité est contrôlée par le  $D_{50}$  mais pour des  $N_s > 3$ , elle semble être contrôlée par un diamètre proche du  $D_{90}$ . Ces tendances confirment les résultats obtenus par Hall et Kao (1991) pour une gradation étalée ( $D_{85}/D_{15}$ ).

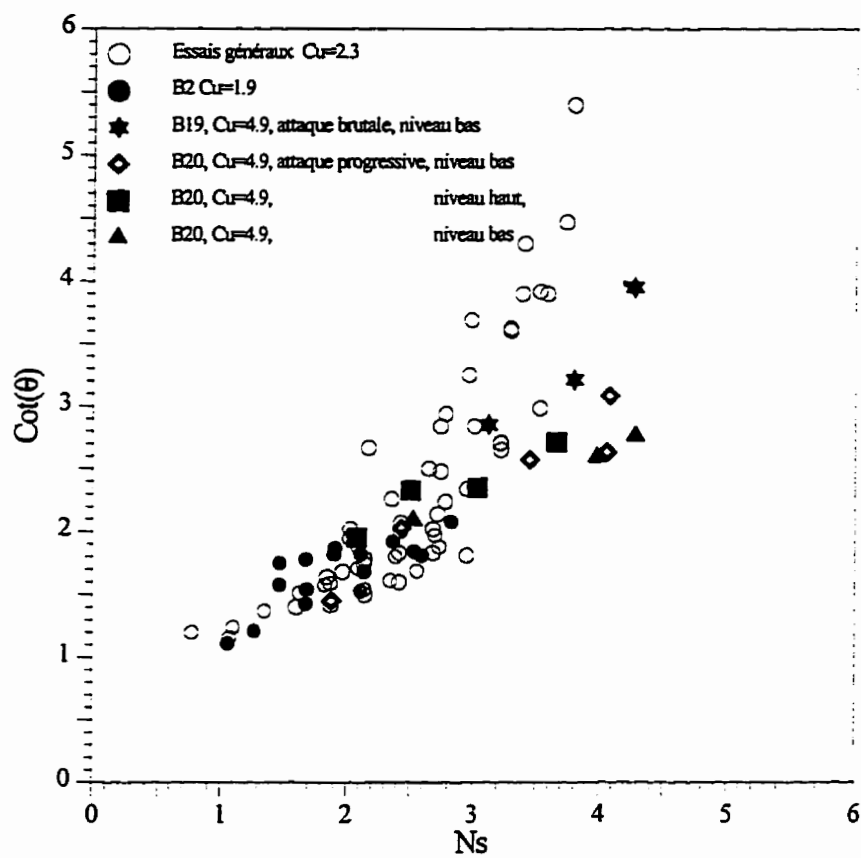


Figure 6.38 Influence de la gradation sur la pente du profil stable.

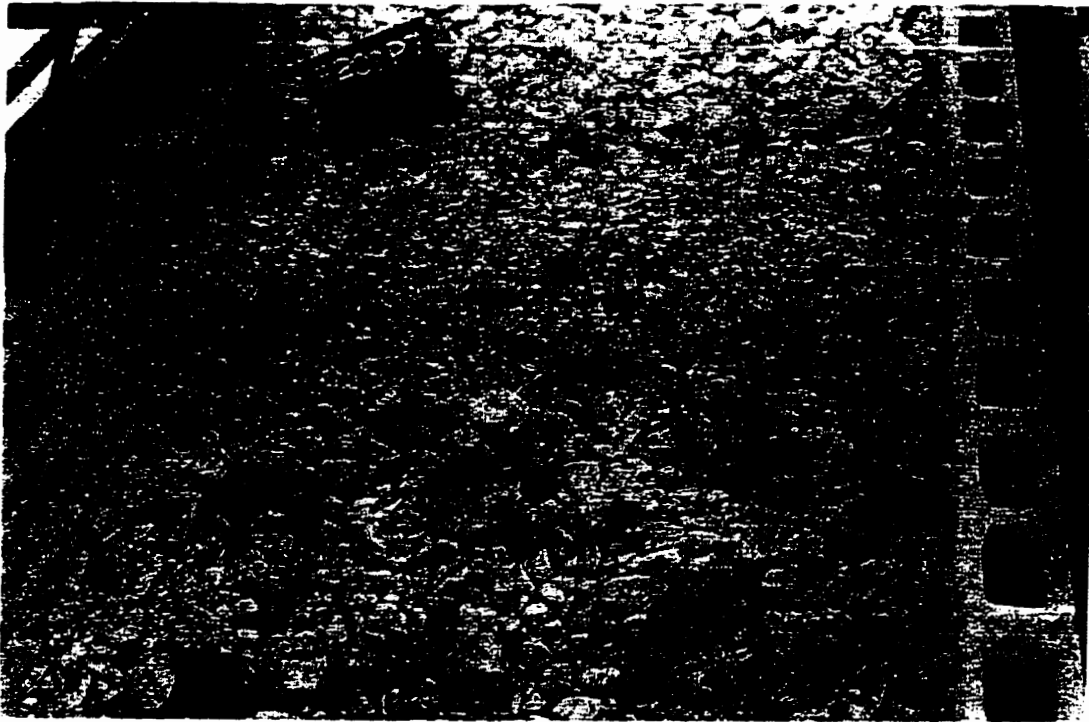


Figure 6.39.

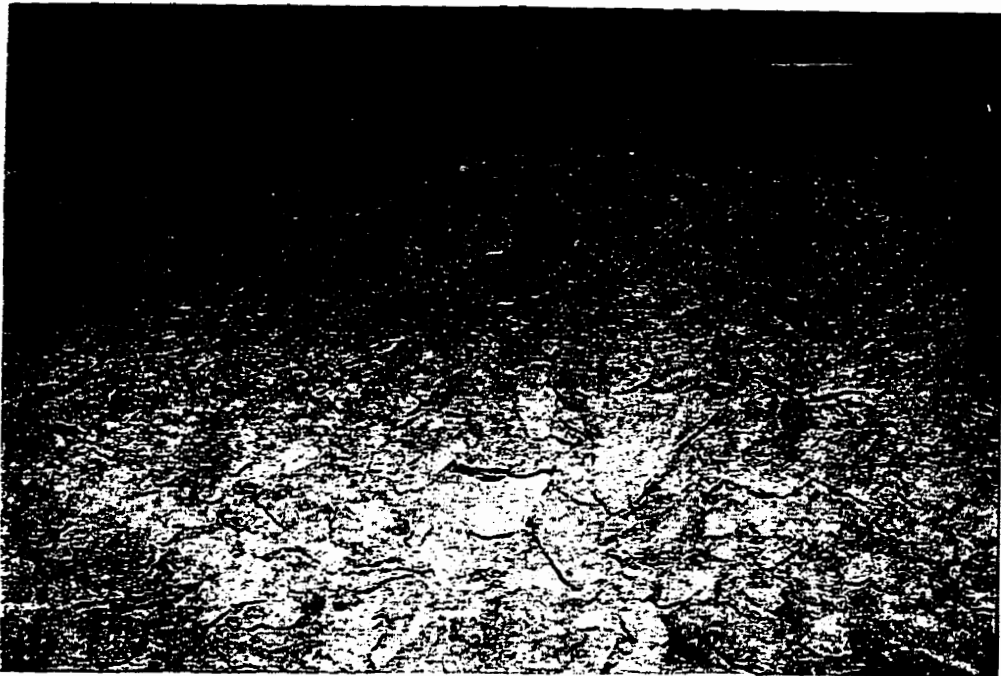


Figure 6.40.

Figure 6.39 et 6.40 Disposition des gros blocs en fin de sollicitation. Essai B20  
(D85/D15)=4.9.

## 6.8 Description de l'état des bermes en fin de sollicitation

Le processus de formation du profil stable engendre un déplacement important de blocs du haut vers le bas des bermes, soit individuellement, soit en masse. Après les premiers glissements, les blocs sont disposés sous le niveau d'eau d'où ils sont entraînés par le ressac et redistribués de façon quasi uniforme le long de la pente.

Les figures 6.41, 6.42 et 6.43 montrent une comparaison des profils moyens et pour différents axes relevés en fin de construction et en fin de sollicitation des essais B7, B10, et B20. Les figures (a), montrent, en fin de construction le profil moyen et des profils suivant des axes choisis à cause de leurs écarts par rapport à ce dernier (maximum, minimum). Les figures (b), montrent en fin de sollicitation les profils de ces mêmes axes ainsi que le profil moyen leur correspondant.

Ces figures montrent que, partant de profils présentant des irrégularités dont l'intensité augmente avec la gradation, les bermes présentent en fin de sollicitation des profils assez réguliers et uniformes, ceci pour des gradations inférieures à 3 où l'effet de la ségrégation est négligeable (essais B7 et B10). Par contre, les profils de l'essai B20, réalisé avec une gradation de 4.9, présentent en fin de sollicitation une allure accidentée et des écarts appréciables par rapport au profil moyen. Cet état est dû à la présence de la couche de gros blocs, mise à nue après l'entraînement de la couche supérieur. Ces gros blocs forment des points de concentration de matériaux, empêchant ainsi les autres blocs de se déplacer et de se redistribuer le long de la pente.

Cet effet de la ségrégation se manifeste aussi au niveau de la crête où se concentre les matériaux fins. En effet lors de la sollicitation au niveau haut, les observations menées durant les déroulements des essais ont montré que par endroit, une érosion excessive des matériaux fins a lieu, laissant apparaître des escarpements plus ou moins importants au niveau de la crête.



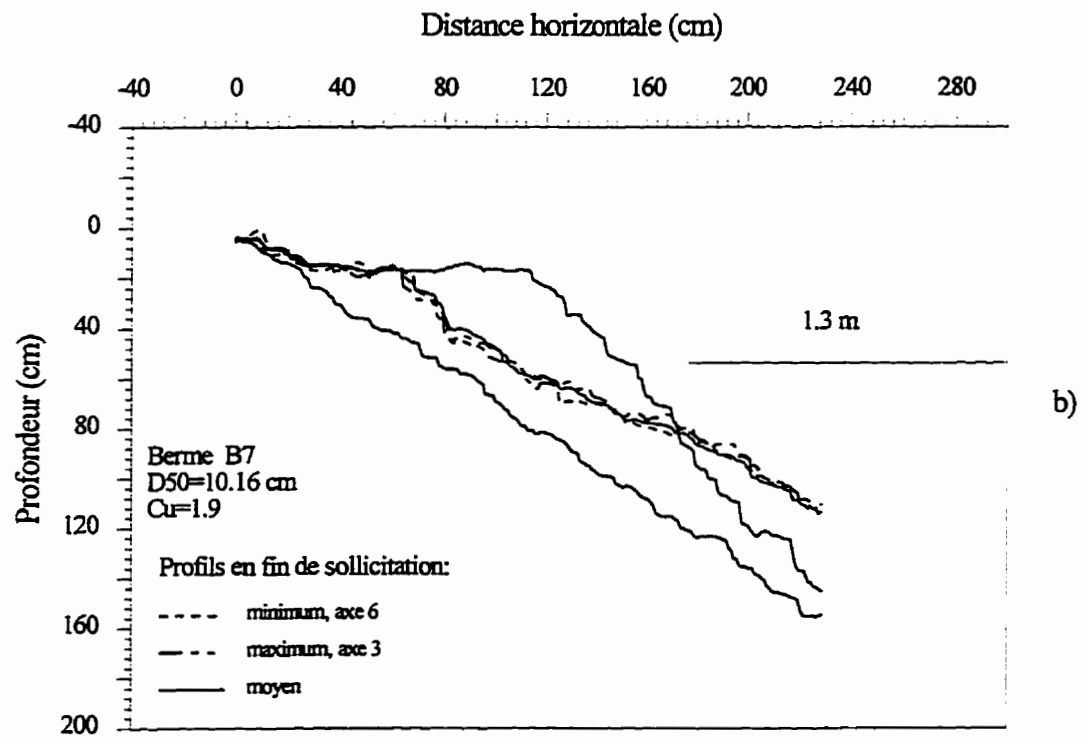
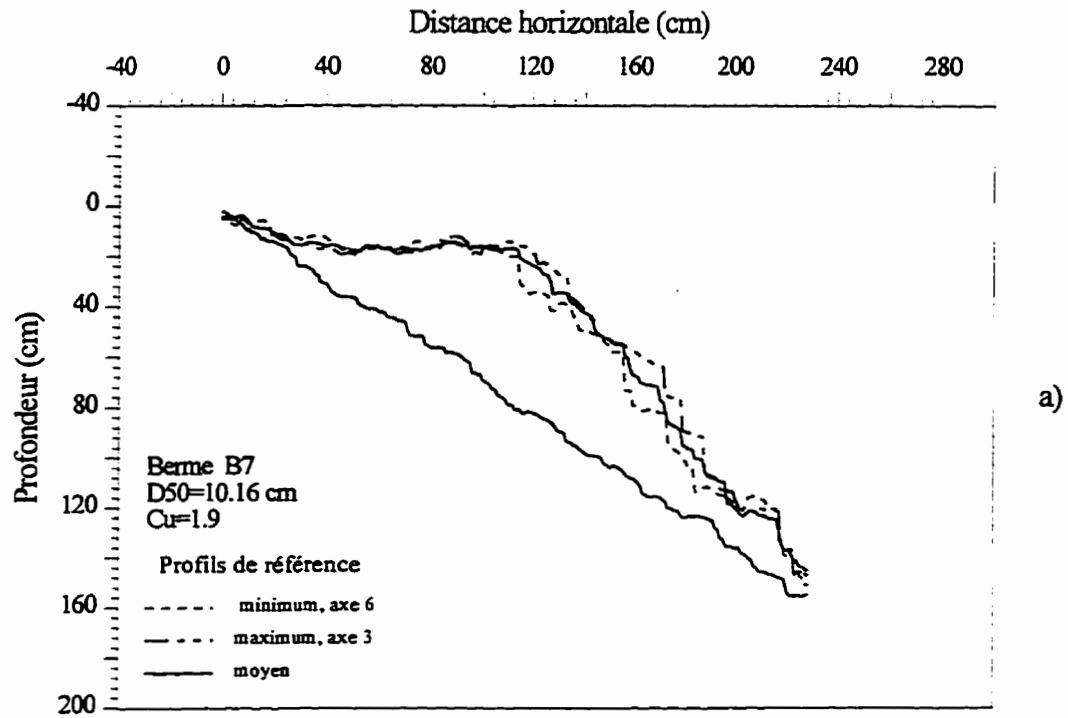


Figure 6.41 Essai B7. État de la berme en fin de construction(a) et en fin de sollicitation(b).

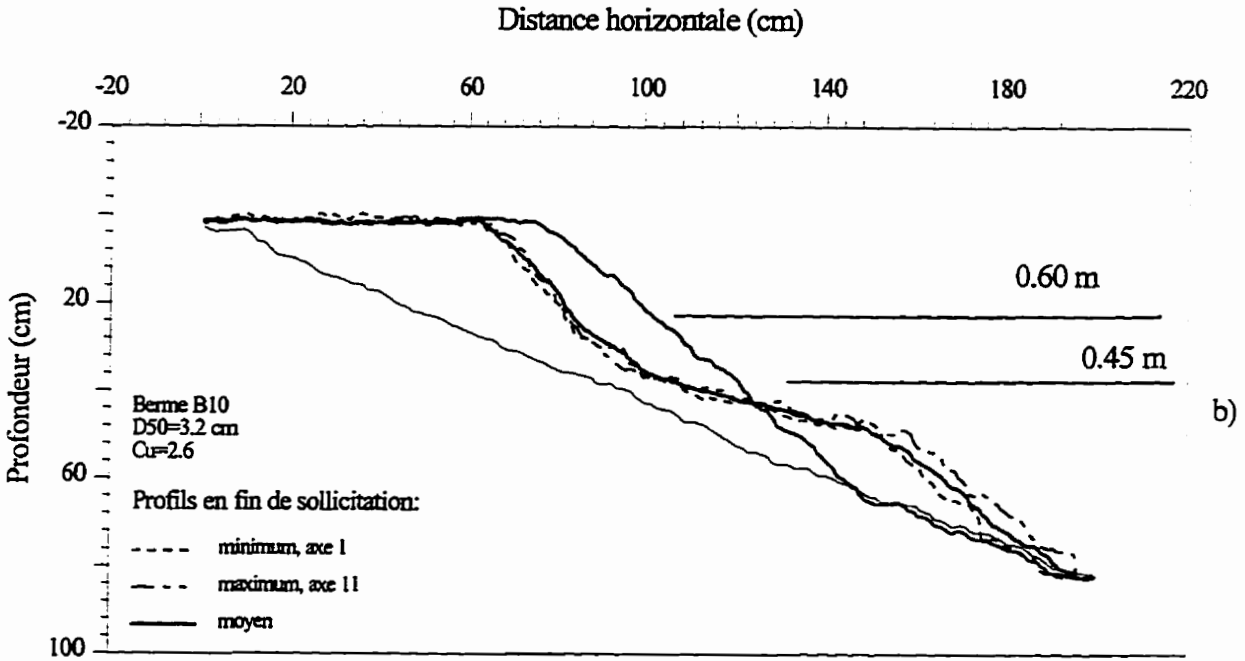
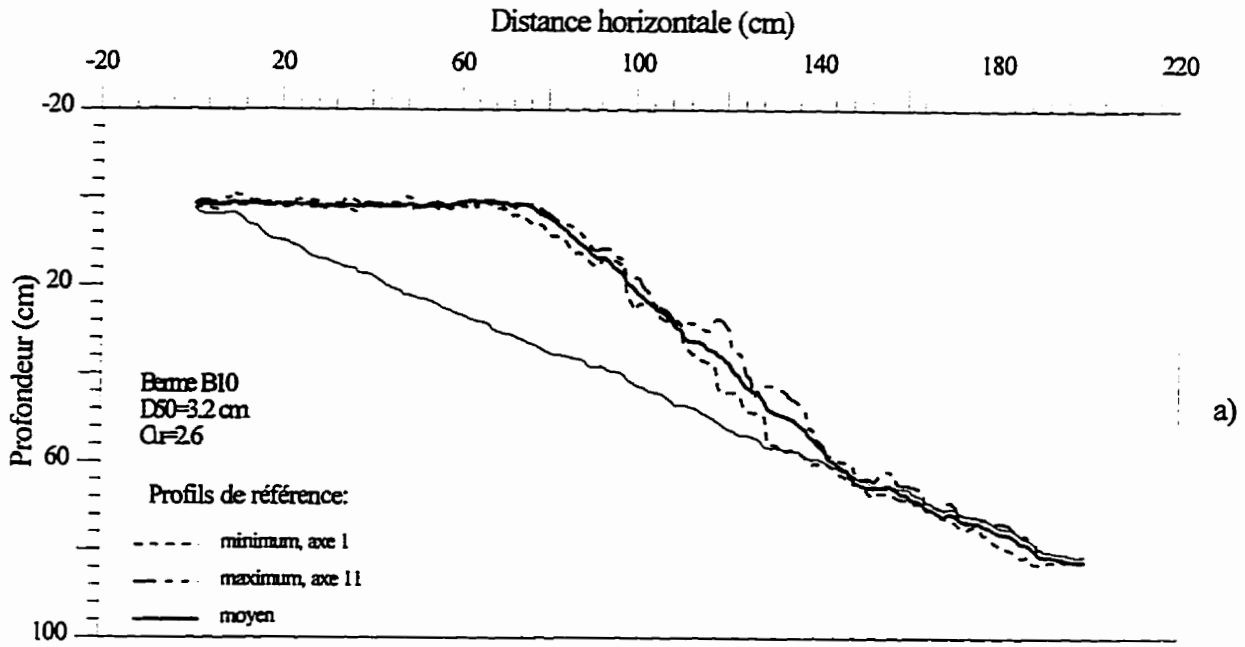


Figure 6.42 Essai B10. État de la berme en fin de construction (a) et en fin de sollicitation (b).

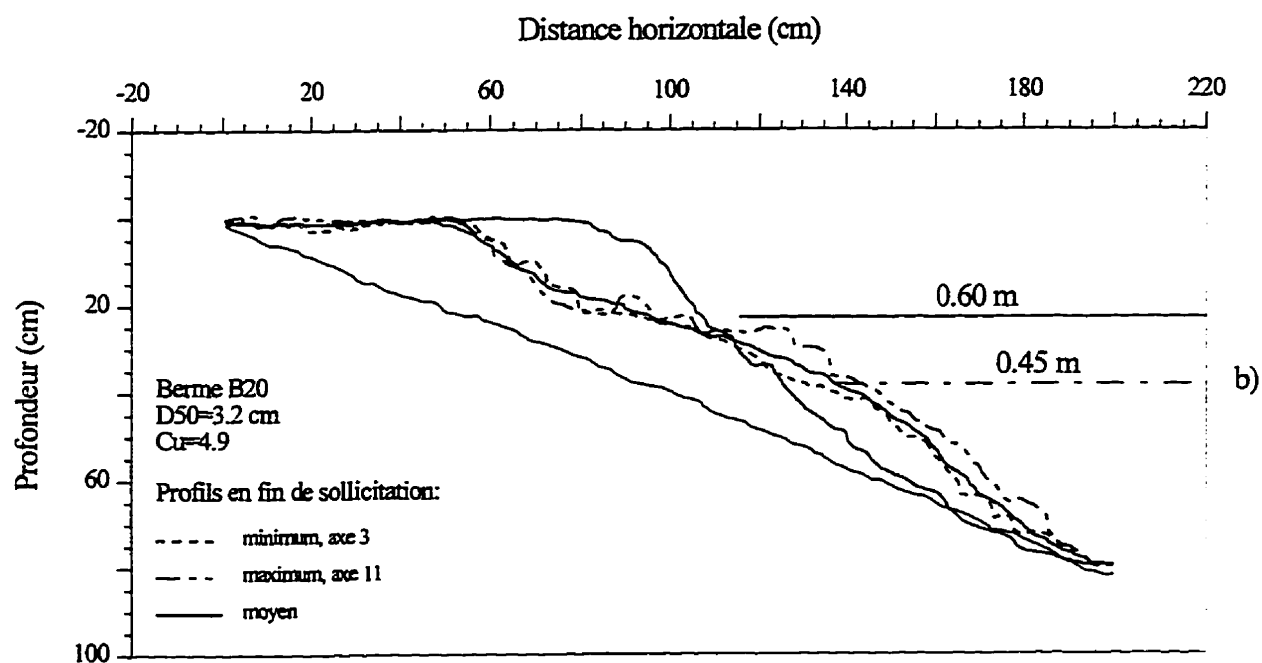
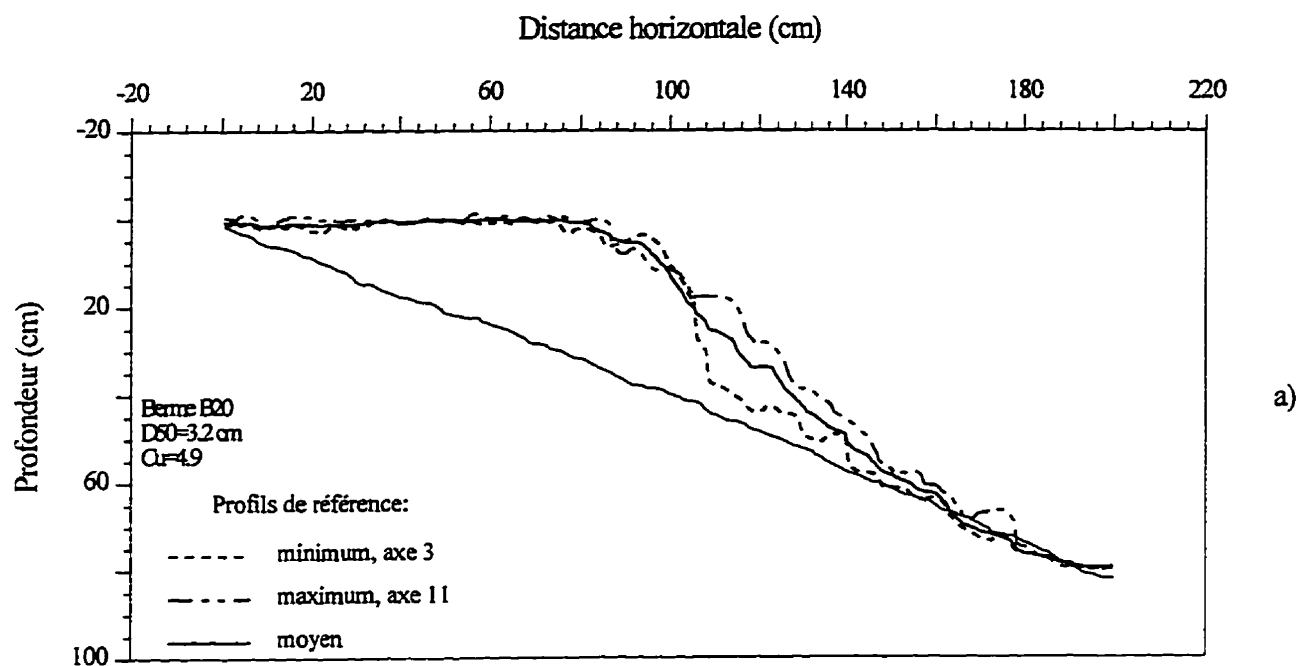


Figure 6.43 Essai B20. État de la berme en fin de construction (a) et en fin sollicitation (b).

## 6.9 Modèle de dimensionnement des bermes

### 6.9.1 Description du modèle

Les essais réalisés ont montré que sous les différentes sollicitations, les bermes déversées, caractérisées par des pentes originales très raides, évoluent progressivement vers un profil stable. Cette évolution se traduit par un déplacement d'enrochement de la crête vers le pied de la berme et un adoucissement de la pente située juste en dessous du niveau d'eau de sollicitation comme décrit à la section 6.5. Pour un niveau de sollicitation donné, ce profil stable est unique et correspond à un nombre de stabilité  $N_s = H_D/\Delta D_{n50}$  avec  $\Delta = (S_r - 1)$ .

De ce fait, le dimensionnement des bermes peut être effectué en considérant que le volume minimal nécessaire en fin de construction est égal au volume d'enrochement mis en jeu lors du développement du profil stable. Ce volume doit être également suffisant pour assurer une dissipation d'énergie adéquate et permettre en fin de construction un recouvrement suffisant au niveau d'eau minimum de marnage.

Ainsi, le modèle proposé est basé sur la prédiction du profil stable et du volume d'enrochement nécessaire à sa formation. Ce volume est ensuite traduit en termes de largeur de berme. Ce modèle a été développé principalement pour les bermes construites sur des pentes de talus, mais peut être aussi utilisé pour les brise-lames, c'est à dire des bermes reposant sur un fond horizontal. Il est valide pour les conditions suivantes:

- des coefficients d'uniformités d'enrochements ( $D_{85}/D_{15}$ ) compris entre 1.8 et 2.6;
- des nombres de stabilité ( $N_s$ ) compris entre 1 et 4, c'est à dire pour la stabilité statique et la zone de transition entre la stabilité statique et dynamique.

### 6.9.2 Données nécessaires

Les données nécessaires au dimensionnement sont la hauteur de la vague de conception  $H_s$ , la taille médiane des enrochements de la berme  $D_{n50}$ , la pente du talus, la pente de la berme en fin de construction, qui, selon les mesures effectuées lors des essais, est d'environ 1.1:1, la hauteur de marnage et la hauteur de l'ouvrage. Une fois le nombre de stabilité  $N_s$  calculé, les paramètres nécessaires caractérisant le profil comme la pente du profil stable  $\cot(\theta)$  et l'épaisseur érodée  $E_r$  au niveau d'eau minimum seront estimés à partir des formules suivantes.

- $\cot(\theta)$ : pente du profil stable

La figure 6.44 montre les variations des pentes  $\cot(\theta)$  en fonction de  $N_S$ . On constate que cette variation peut être représentée par une courbe moyenne définie par l'équation:

$$\cot(\theta) = 1.3 + 0.03(N_S)^{3.65} \quad (6.3)$$

L'ensemble des points expérimentaux, sont compris dans l'enveloppe déterminée par les courbes maximale et minimale. Ces courbes sont définies respectivement par les équations suivantes:

$$\cot(\theta) = 1.6 + 0.03(N_S)^{3.65} \quad \text{courbe maximale} \quad (6.4)$$

$$\cot(\theta) = 1.0 + 0.03(N_S)^{3.65} \quad \text{courbe minimale} \quad (6.5)$$

Les essais représentés à la figure 6.44 ont été réalisés en augmentant progressivement les hauteurs de vagues à partir d'une première sollicitation généralement de hauteur assez faible. D'autres essais ont été réalisés avec des hauteurs de vagues de premières sollicitations assez élevées de façon à simuler l'effet de l'intensité des premières tempêtes sur une berme juste après sa construction (sollicitation brutale). Les pentes mesurées lors de ces essais sont représentées à la figure 6.45 en fonction de  $N_S$ . On constate alors que l'ensemble de ces pentes sont comprises dans l'enveloppe déterminée par les courbes maximale et minimale. On remarque aussi que la courbe maximale (équation 6.4), représente les conditions les plus défavorables pour la stabilité statique.

- $E_r$ : épaisseur érodée au niveau bas de sollicitation

L'épaisseur érodée  $E_r$ , représente l'épaisseur minimal de la berme au niveau minimum de marnage (figure 6.22). La figure 6.46 représente les variations de l'épaisseur érodée  $E_r/D_{n50}$  en fonction du nombre de stabilité  $N_S$ . Cette variation s'exprime par l'équation :

$$E_r/D_{n50} = -0.81 + 0.81(N_S)^{1.57} \quad (6.6)$$

### 6.9.3 Procédure de dimensionnement

Dans le cas des bermes construites sur des pentes de barrages, la géométrie de la berme est déterminée en calculant d'abord le volume d'encrochement minimum nécessaire à la formation du profil stable sans que le perré original ne soit érodé. Ce volume est évalué par construction géométrique en traçant, à partir du point d'intersection du perré avec le niveau d'eau maximum, la pente

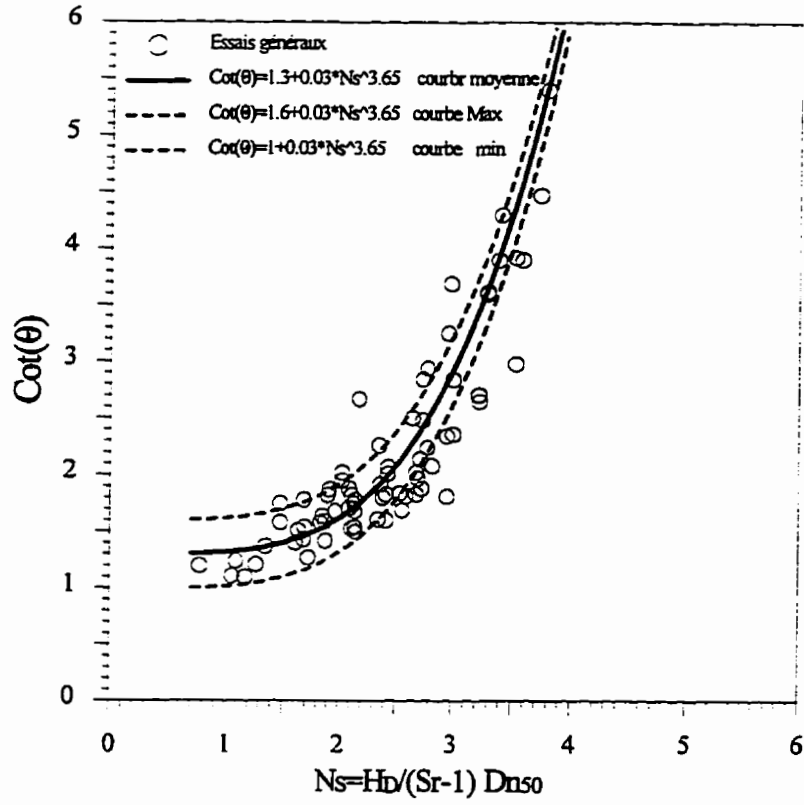


Figure 6.44 Variation de la pente du profil stable.

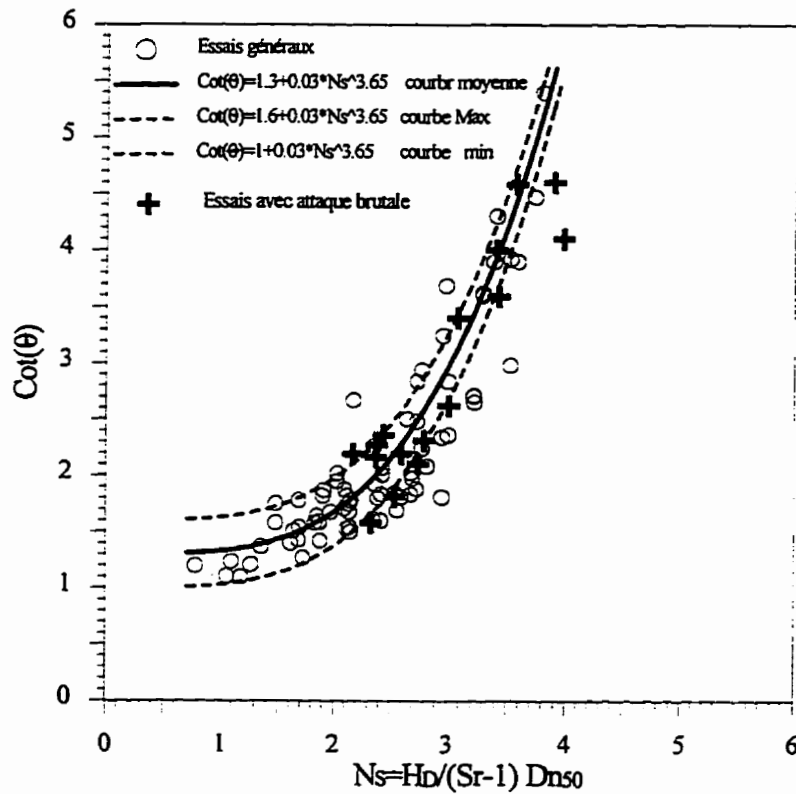


Figure 6.45 Variation de la pente du profil stable. Essais généraux et essais avec attaque brutale.

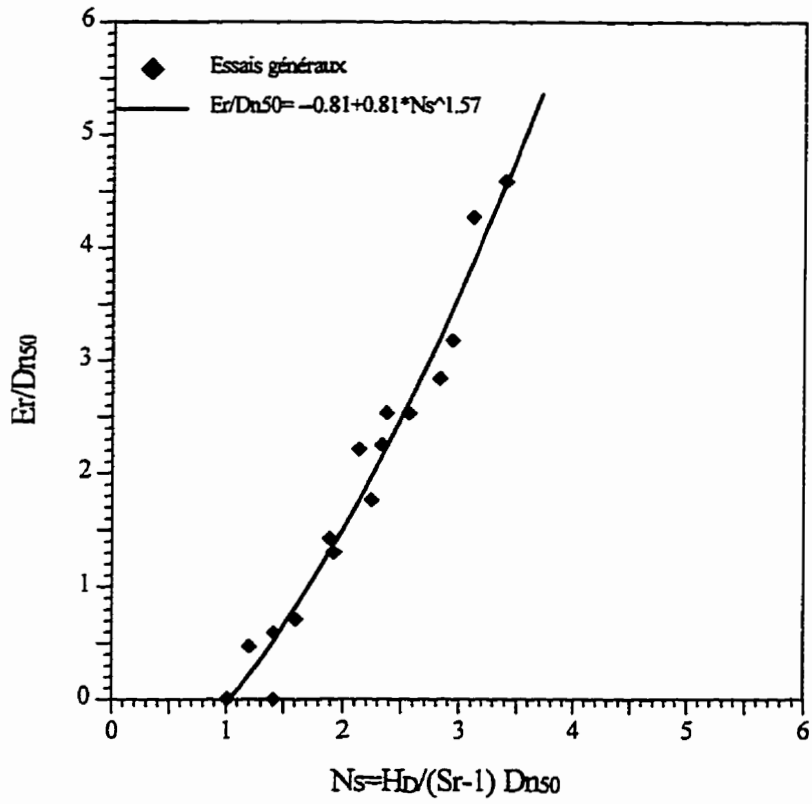


Figure 6.46 Variation de l'épaisseur érodée en fonction de  $N_s$ .

du profil stable  $\cot(\theta)$  jusqu'à une profondeur  $h_T$  qui constitue la profondeur active des vagues, comprise entre  $H_S$  et  $1.5 H_S$  sous le niveau minimum de sollicitation (figure 6.47a). Ensuite le profil stable est joint au perré original par la pente de repos (1.1:1). Le profil stable ainsi déterminé correspond au cas extrême où la berme subit des sollicitations d'intensité égale à la vague de conception sur toute la zone de marnage tel que la pente correspondant à cette hauteur de vague se développe sur toute cette zone.

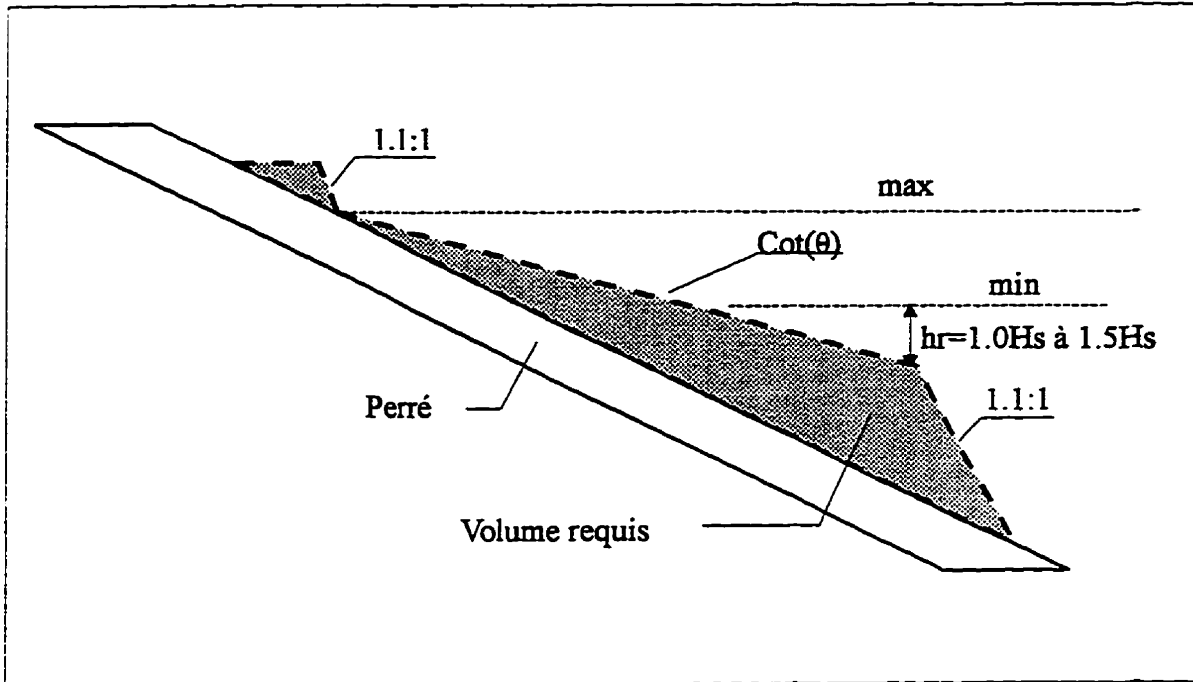
Pour connaître la largeur de berme minimale requise à la formation du profil stable, il suffit de traduire le volume calculé en termes de volume de berme initial tel qu'illustré à la figure 6.47b.

La dernière étape consiste à vérifier le critère de recouvrement du marnage après la mise en place, à savoir que l'épaisseur de la berme au niveau de sollicitation minimum soit supérieure à l'épaisseur érodée déterminée. Si ce critère n'est pas satisfait, le volume devra être augmenté. D'après les essais réalisés une épaisseur minimale de  $3D_{50}$  est recommandée afin d'assurer une dissipation d'énergie et une protection suffisantes.

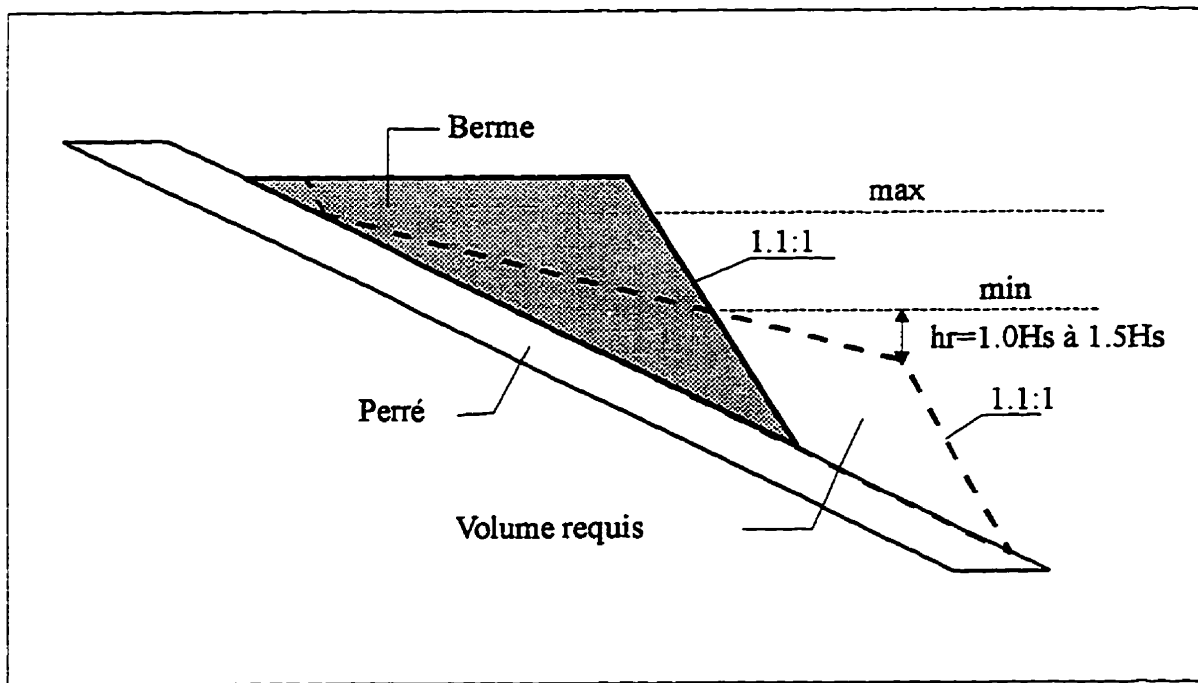
Dans le cas des brise-lames, cette même procédure peut être utilisée pour le dimensionnement comme le montre la figure 6.48a et 6.48b. En effet, dans ce cas, le développement du profil stable obéit aux mêmes mécanismes que dans le cas des bermes reposant sur des pentes de barrages, la seule différence réside dans la géométrie qui peut influencer les volumes d'enrochement à mettre en place. Le volume calculé constitue le volume minimal pour le développement du profil stable.

Cette approche de dimensionnement tient compte du critère de conception choisi (stabilité statique ou dynamique), de même qu'elle tient compte de la géométrie, comme la pente du perré original, le marnage, les hauteurs de l'ouvrage et de la vague de sollicitation. Ceci permet une certaine optimisation entre le volume de la berme et la taille des enrochements. En effet, dans le cas des perrés à pente raide, le dimensionnement est contrôlé par le volume nécessaire à l'établissement du profil stable. Ce volume peut donc être réduit en augmentant la taille des enrochements. Par contre, dans le cas des perrés à pente douce, les conditions géométriques sont prépondérantes et le volume nécessaire à la formation du profil stable est parfois inférieur au volume requis pour couvrir le marnage. Il serait donc possible de prendre avantage du volume excédentaire et réduire la taille des enrochements de la berme.



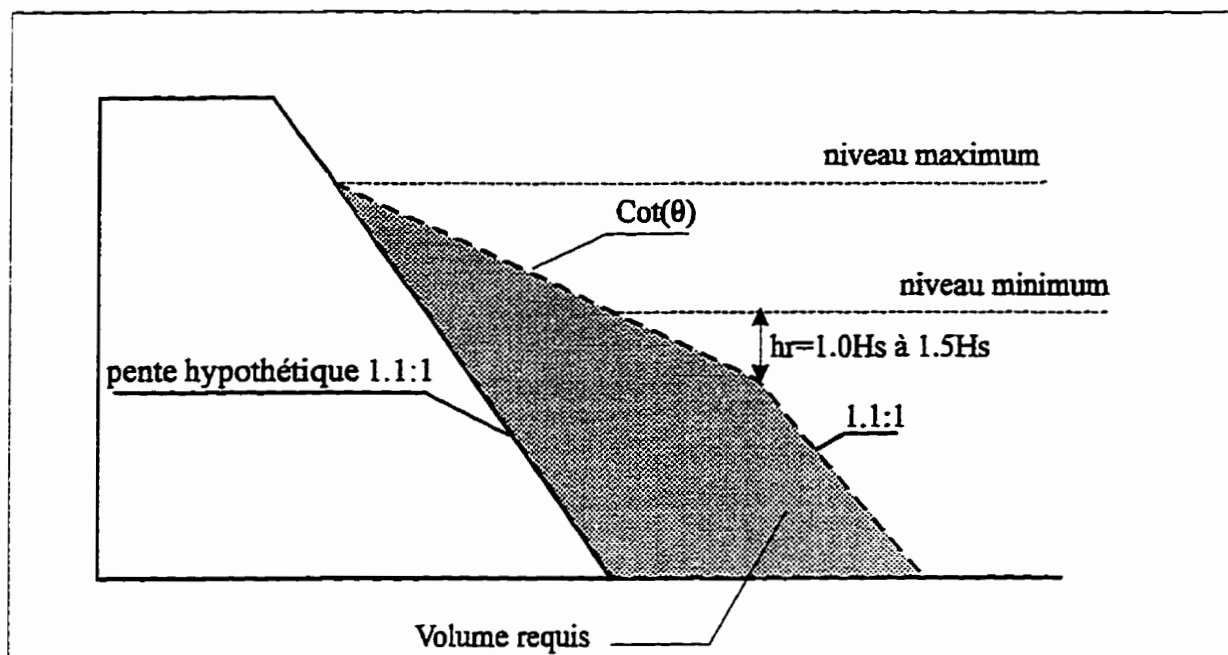


a) Calcul du volume requis

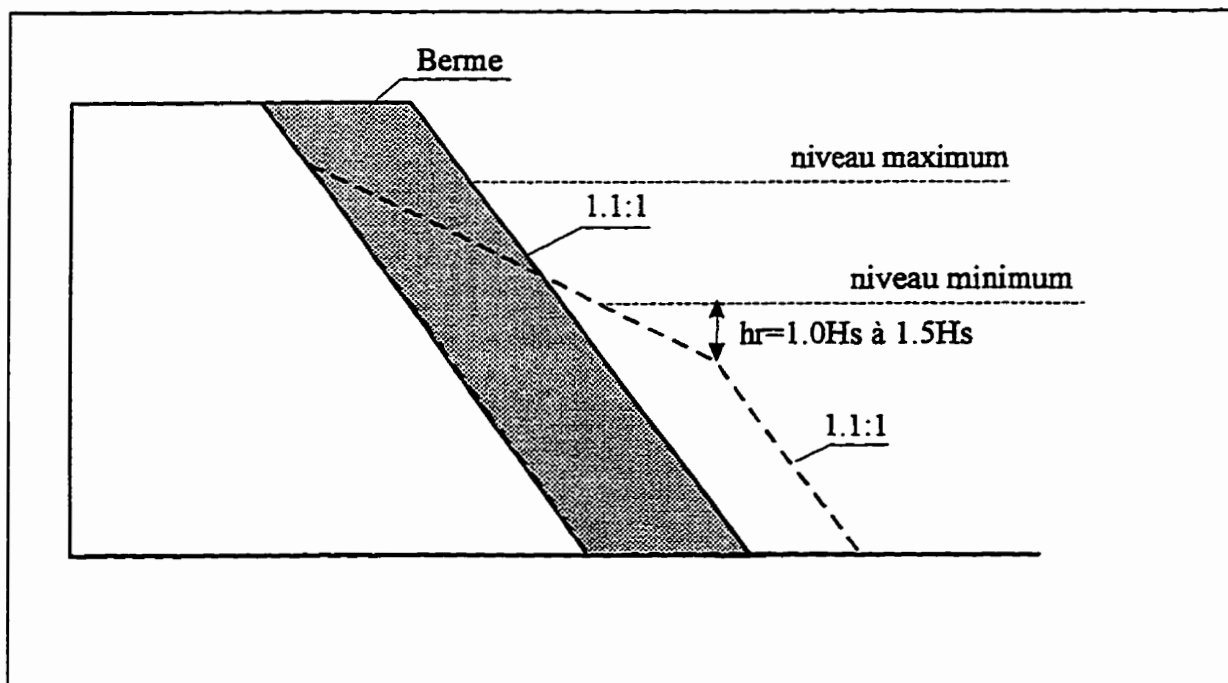


b) Détermination de la géométrie de la berme

Figure 6.47 Étapes de dimensionnement des bermes sur pentes.



a) Calcul du volume requis



b) Détermination de la géométrie de la berme

Figure 6.48 Étapes de dimensionnement des bermes sur fond horizontal.

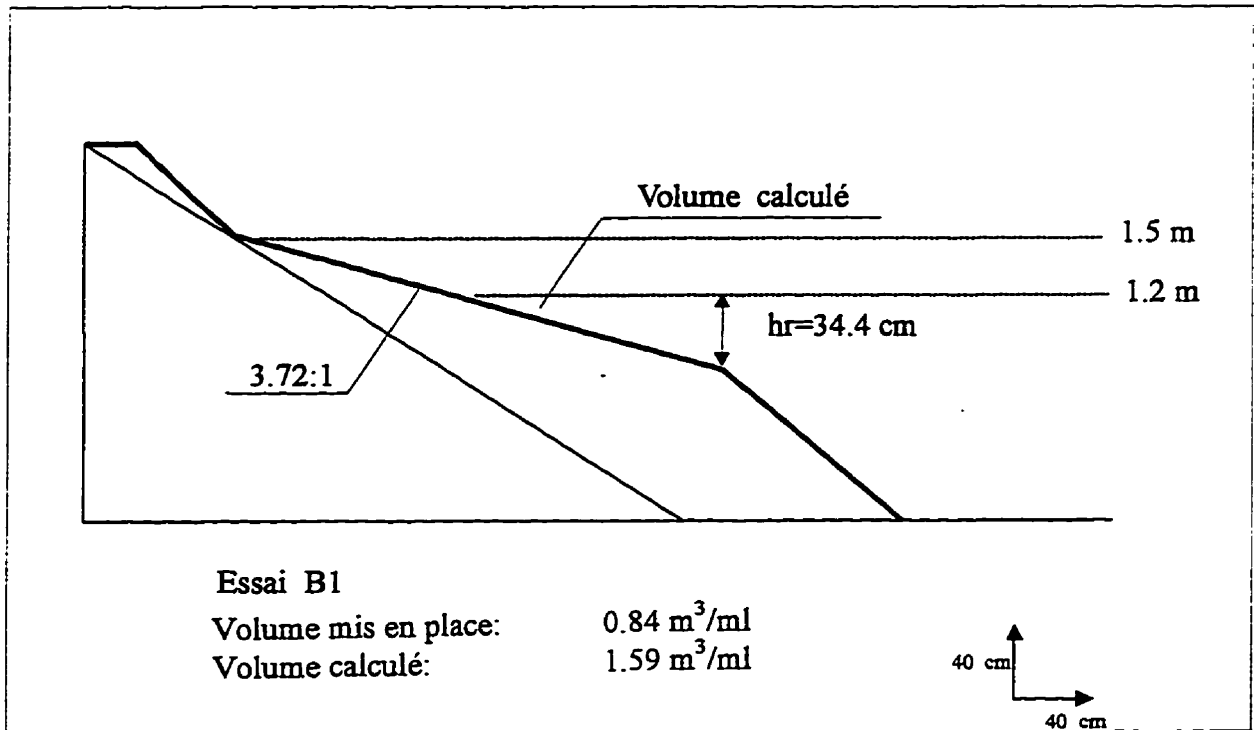
#### 6.9.4 Vérification du modèle

La procédure de dimensionnement est appliquée aux bermes considérées aux essais B1, B2 B3 et B16 afin d'en vérifier les performances. Dans chaque cas, on détermine le profil stable ( courbe moyenne, équation 6.3), à partir duquel on calcul le volume minimum nécessaire pour la formation du profil stable en considérant comme vague de conception la hauteur de vagues maximale subie par la berme et en assurant une profondeur active  $h_r$  équivalente à la hauteur de vagues maximale subie lors des sollicitations au niveau bas. Ensuite, les performances des bermes testées sont analysées en comparant les volumes d'encrochement réellement mis en place avec les volumes calculés par le modèle et l'état de la structure en fin de sollicitation. Ces différents volumes ainsi que les caractéristiques du profil stable sont présentés au tableau 6.3.

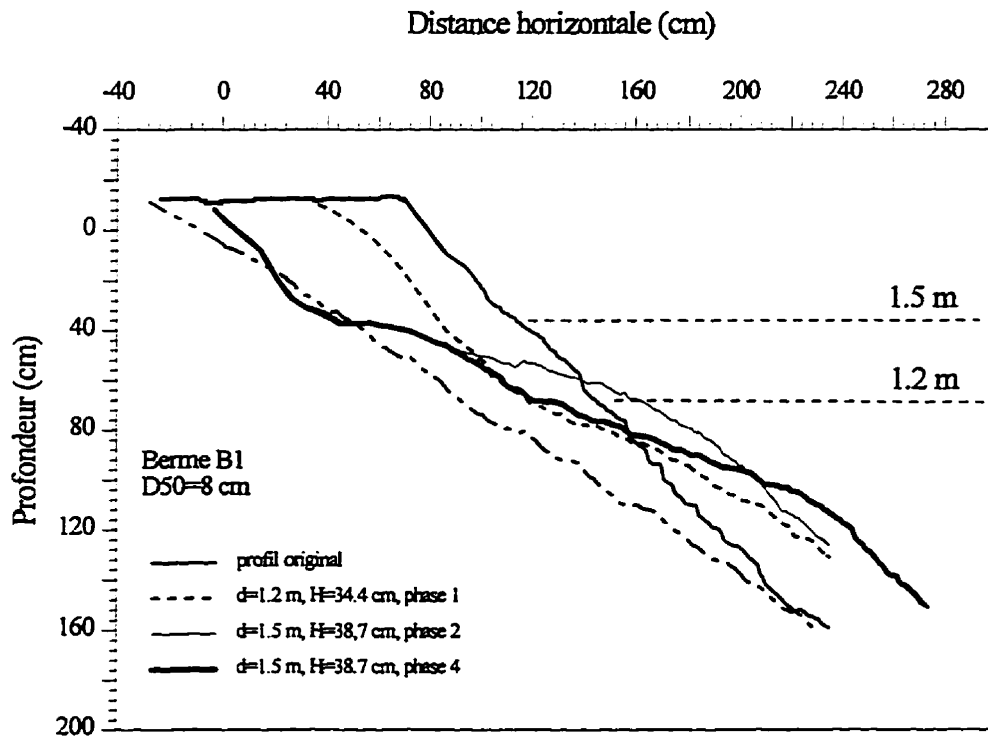
Pour l'essai B1 (figures 6.49a et 6.49b), le tableau 6.3 montre que le volume requis pour la formation du profil stable est de 1.9 fois supérieur au volume mis en place. Ceci reflète bien la réalité étant donné que pour cet essai, la berme mise en place n'a pu empêcher la rupture du perré original comme le montre la figure 6.49b. Les calculs ont montré que pour assurer la stabilité, il aurait fallu, soit construire une berme avec un volume plus important, soit garder les mêmes dimensions mais augmenter la taille des encrochements. Pour les essais B2 (figure 6.50), B3 (figure 6.51) et B16 (figure 6.52) les calculs de volume prédisent également des comportements compatibles avec la réalité. Dans les trois cas, les volumes théoriques nécessaires à la formation du profil stable sont inférieurs aux volumes initialement mis en place, ce qui explique la bonne performance des bermes utilisées.

D'autre part, les essais B1 et B2 réalisés sur une pente raide de 1.5:1, montrent l'influence de la taille des encrochements sur le volume à mettre en place. Ainsi on constate qu'une augmentation de la taille médiane des encrochements de 27 % a entraîné une diminution du volume requis de 194 %. Cette différence est due au fait que l'augmentation de la taille des encrochements a entraîné une diminution du nombre de stabilité  $N_s$  et le passage des conditions de stabilité dynamique à des conditions de stabilité statique, d'où une importante réduction des déformations du profil original et, par conséquent, du volume nécessaire à l'établissement du profil stable (figures 6.49b, 6.50b).

Les essais B3 et B16 (figures 6.51, 6.52) quant à eux, réalisés sur une pente douce de 2.5:1, ne montrent pas la même tendance que précédemment. En effet, on constate qu'une augmentation

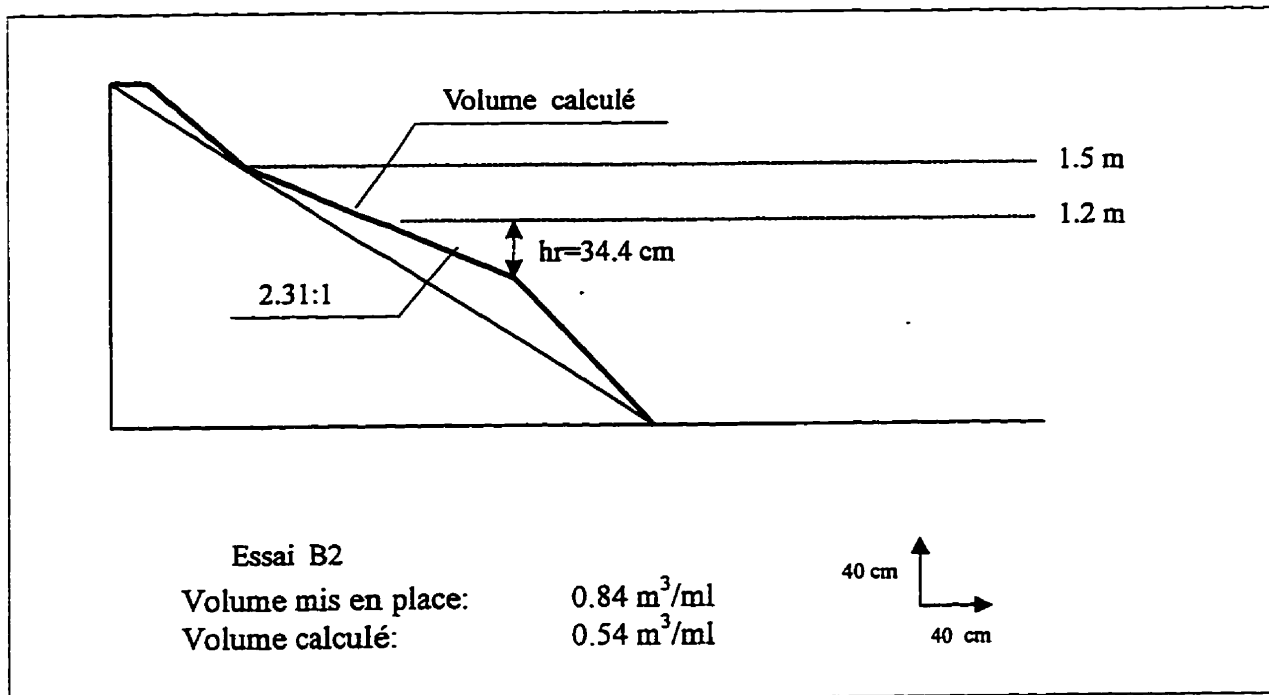


a) Profil prédit par le modèle.

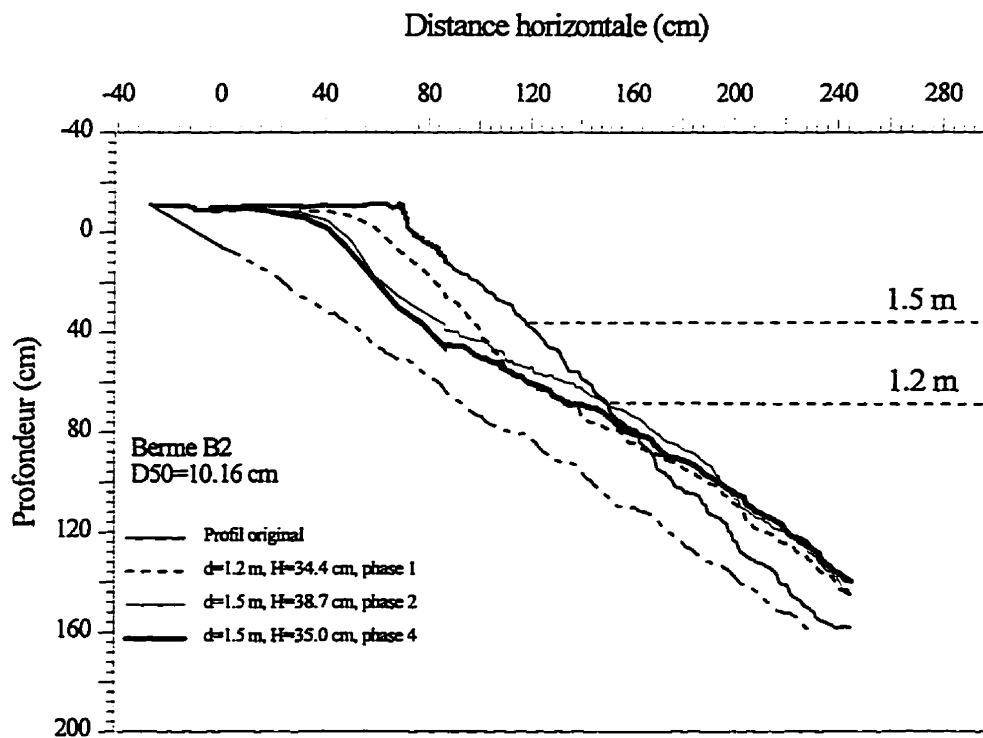


b) Profil relevé en fin de sollicitation.

Figure 6.49 Vérification du modèle pour l'essai B1.

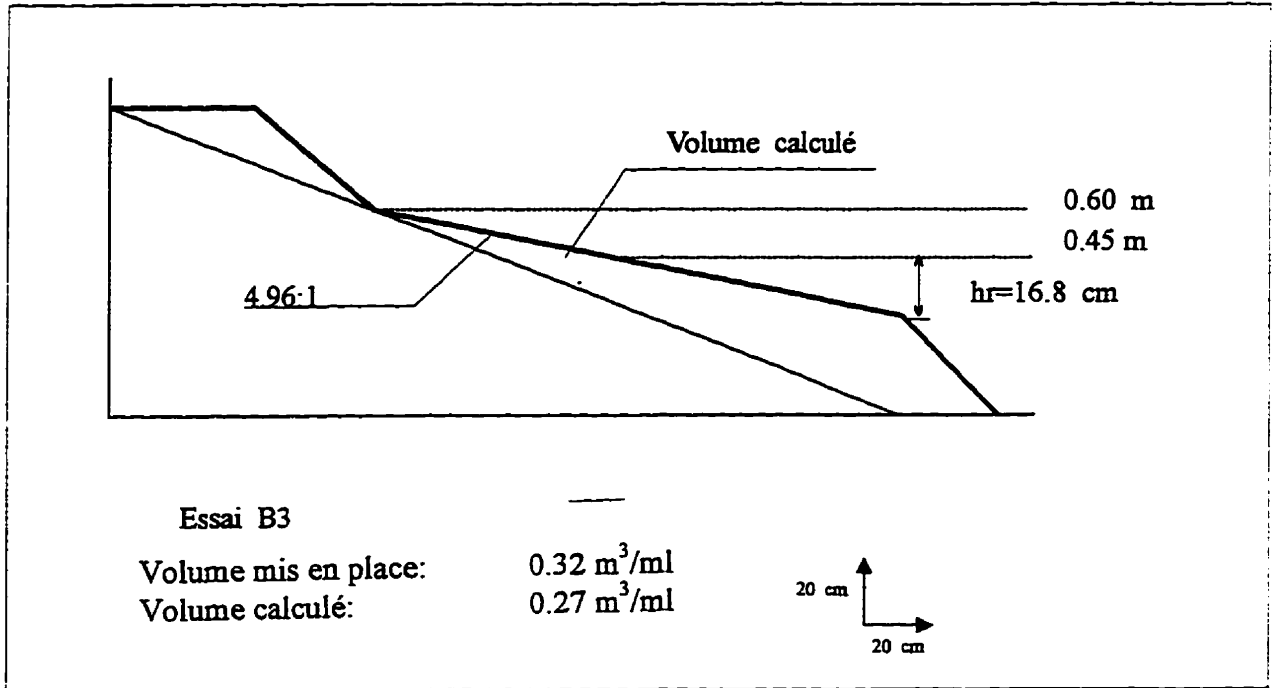


a) Profil prédit par le modèle.

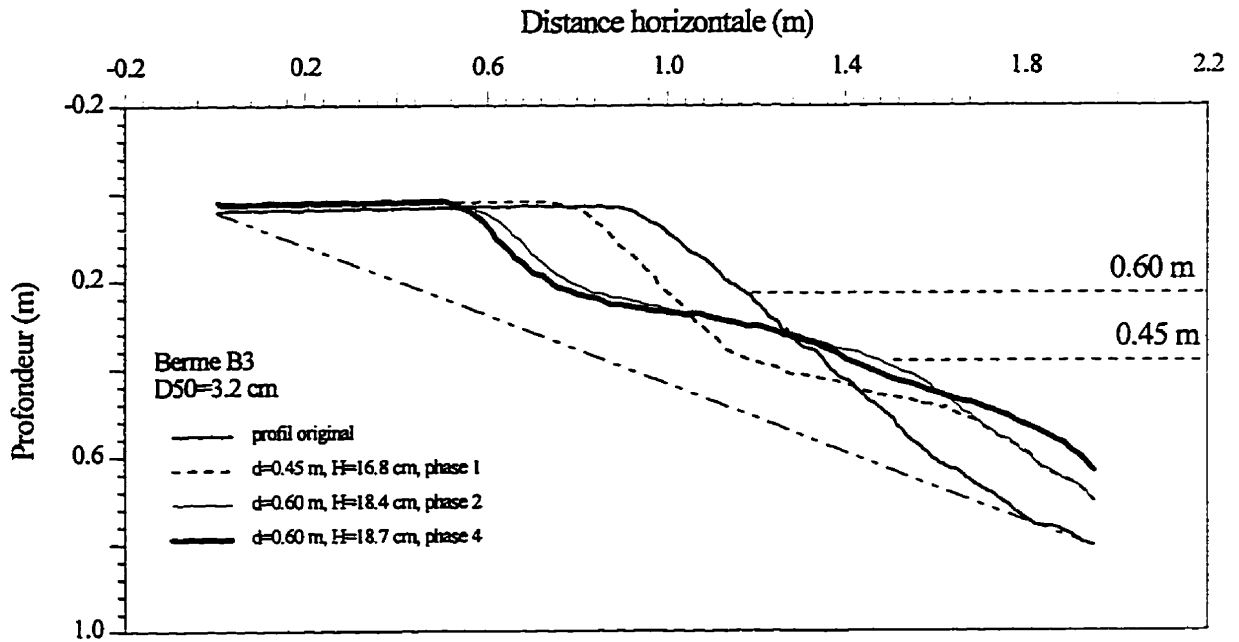


b) Profil relevé en fin de sollicitation.

Figure 6.50 Vérification du modèle pour l'essai B2.

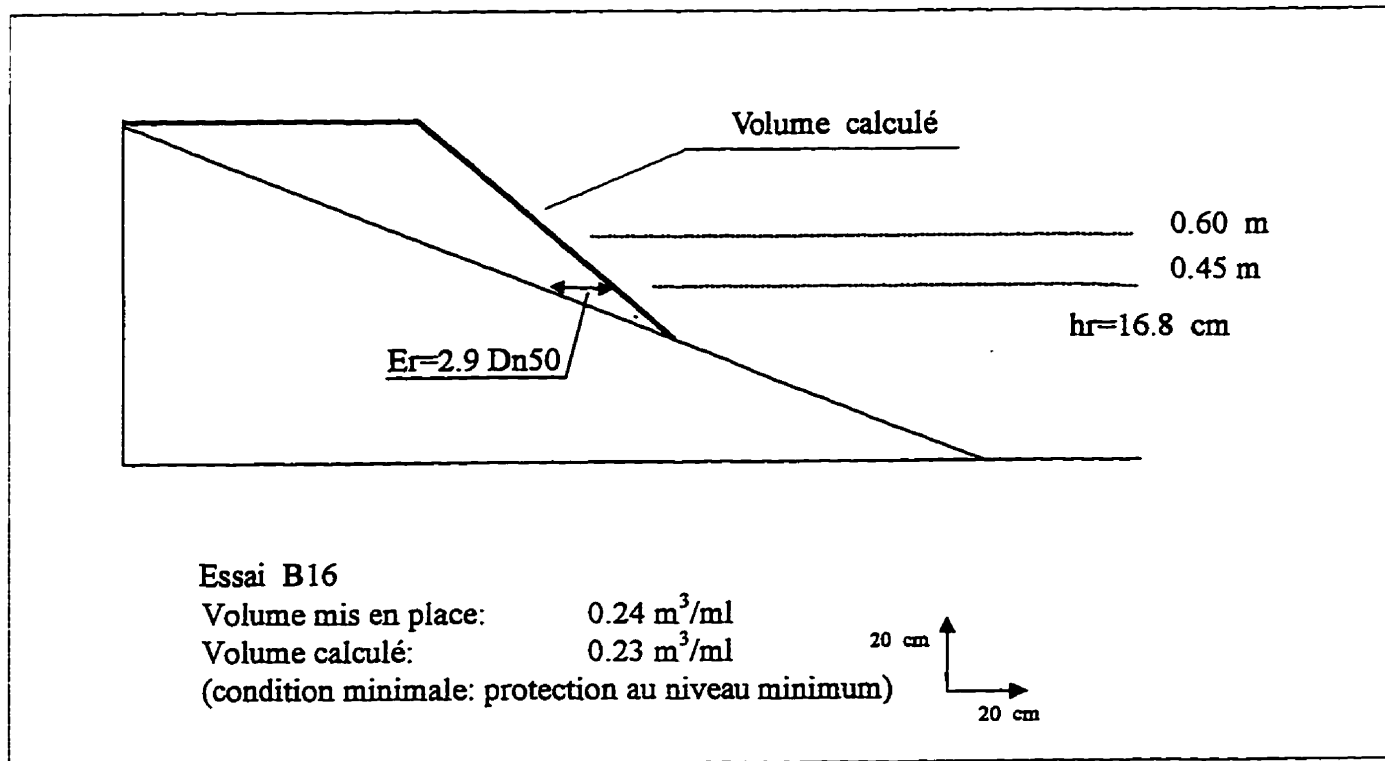


a) Profil prédit par le modèle.

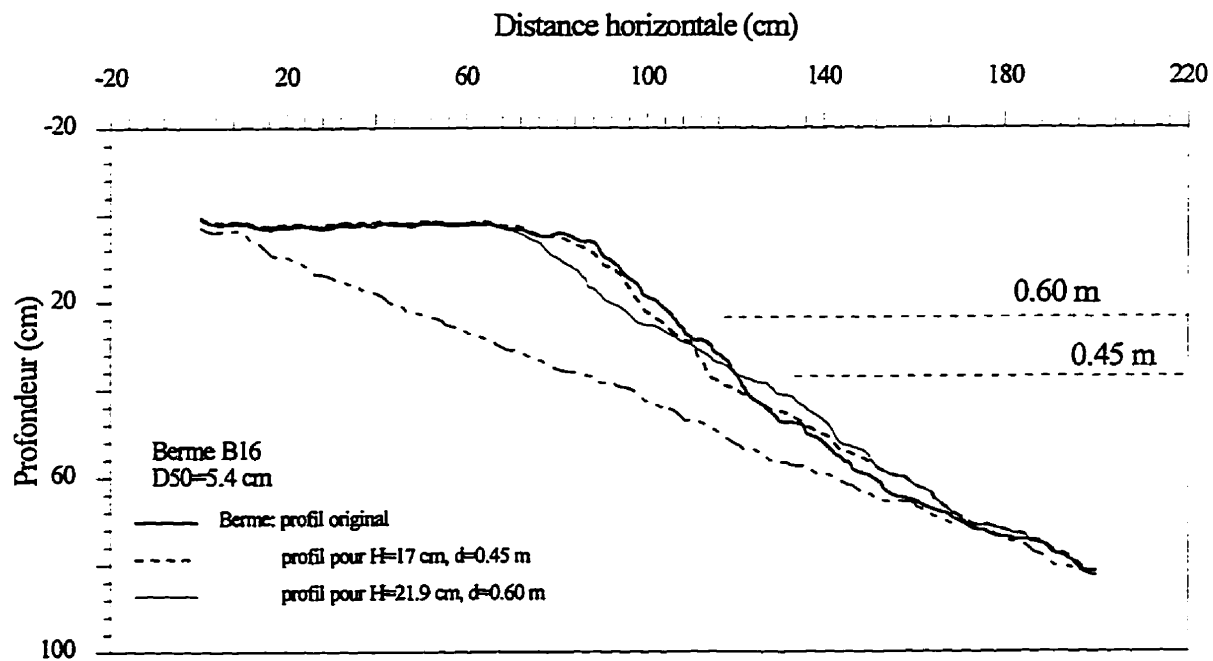


b) Profil relevé en fin de sollicitation.

Figure 6.51 Vérification du modèle pour l'essai B3.



a) Profil prédit par le modèle.



b) Profil relevé en fin de sollicitation.

Figure 6.52 Vérification du modèle pour l'essai B16.

de la taille des enrochements de 65 %, donc une diminution du nombre de stabilité  $N_s$ , a entraîné une diminution du volume de 17 % uniquement. Ceci est dû au fait que pour les pentes douces la nécessité d'assurer une protection adéquate du marnage, à elle seule, entraîne parfois des volumes importants capables d'assurer le développement du profil stable. Pour l'essai B16, la pente calculée est inférieure à la pente du perré original sur lequel a été construite la berme. Dans ce cas, le volume requis a été déterminé à partir de la condition de protection minimale au niveau bas du marnage (figure 6.52a). Ce volume constitue quasiment le volume minimal nécessaire d'où l'intérêt de tirer profit de cette configuration en diminuant la taille des enrochements jusqu'à ce que le volume calculé soit égal au volume minimal.

TABLEAU 6.3 Vérification du modèle de dimensionnement par les essais.

Essai	Enrochements	Sollicitations			Caractéristique du profil stable			Volumes	
	$D_{n50}$ (cm)	$H_{max}$ (cm) (a)	$N_s$ (-)	$Cot(\theta)$ mesuré (-)	$cot\theta$ calculé eq. 6.3 (-)	$Er/Dn50$ calculé eq. 6.6 (- (b)	hr (cm) (c)	Volume calculé ( $m^3/ml$ )	Volume mis en place ( $m^3/ml$ )
B1	6.64	38.7	3.33	3.82	4.72	4.40	34.4	1.59	0.84
B2	8.42	38.7	2.62	2.16	2.31	2.75	34.4	0.54	0.84
B3	2.82	18.7	3.78	4.53	4.96	5.50*	16.8	0.27	0.32
B16	4.64	21.9	2.69	2.1	2.4	2.90	17	0.23**	0.24

(a) hauteur de vague maximale ayant sollicité la berme

(b) niveau d'attaque minimum

(c) correspond à la plus haute vague associée à la sollicitation au niveau d'eau minimum

\* valeur extrapolée

\*\* condition de protection minimale au niveau bas du marnage

### 6.9.5 Comparaison avec d'autres modèles et essais de laboratoire

Le modèle présenté a été développé en vagues régulières pour des nombres de stabilité  $N_s$  variant de 1 à 4, ce qui, en vagues irrégulières, correspond à des  $N_s$  variant de 0.8 à 3 en



considérant  $H_D = 1.27 H_S$ . En termes de comportement, cette plage de valeurs représente en réalité une zone de transition entre le comportement statique et dynamique pour laquelle très peu d'études ont été réalisées.

Le modèle présenté ainsi que les mécanismes de dégradation identifiés représentent une contribution importante dans la conception des bermes déversées en général car il n'existe apparemment aucun modèle de dimensionnement qui a été développé pour la zone de transition entre le comportement statique et dynamique, c'est-à-dire pour des nombres de stabilité variant de 2 à 4.

Le seul modèle ayant considéré des nombres de stabilité inférieurs à 3 est le modèle présenté par Kao et Hall [1990]. Ce modèle ne peut cependant pas être considéré pour la présente comparaison car celui-ci a été développé pour des conditions géométriques très particulières (figure 2.23) et ne peut être utilisé pour d'autres types de configuration.

Le modèle de Van Der Meer [1988] qui est le plus connu et le plus général ne peut également pas être objectivement utilisé pour la comparaison, celui-ci ayant été développé surtout pour des conditions de stabilité dynamique ( $N_S > 3$ ). De plus pour des nombres de stabilité compris entre 3 et 6, proches de la zone de transition, les pentes originales des bermes testées étaient de 1.5:1 et 3:1, ce qui diffère des pentes habituellement rencontrées pour les bermes déversées et qui s'approchent plus de la pente de repos des enrochements utilisés (environ 1.1:1). Pour le dimensionnement des bermes statiques, Van Der Meer suggère l'utilisation des formules de stabilité développées pour les protections minces en considérant des facteurs de perméabilité élevés. La validité de cette méthode de dimensionnement sera vérifiée ultérieurement à l'aide des résultats d'essais obtenus lors de la présente étude.

À défaut de comparaison avec d'autres modèles de dimensionnement, les résultats de l'étude peuvent cependant être comparés avec les essais sur bermes menés par le Conseil National de la Recherche Scientifique pour le compte de la SEBJ [Davies et coll. 1994], au moyen de vagues irrégulières. En plus de vérifier les résultats obtenus, cette comparaison permet de déterminer la vague de design  $H_D$  qui permettra d'utiliser le modèle dans des conditions de houle irrégulière. La comparaison est d'autant plus pertinente que les essais de la SEBJ ont été réalisés en considérant des périodes similaires à celles de la présente étude, c'est-à-dire représentatives des réservoirs de la région La Grande.

Les caractéristiques des essais de la SEBJ considérés pour la comparaison sont présentées au tableau 6.4. Pour chacun des cas, la pente du profil stable obtenue pour une hauteur de vagues donnée a été mesurée directement sur les profils présentés par Davies et coll. [1994]. La plupart des résultats correspondent à des  $N_s$  inférieurs à 3. La comparaison est montrée à la figure 6.53 en considérant, pour le calcul du nombre de stabilité, des hauteurs de vagues de design  $H_D$  équivalentes à  $1.0 H_s$ ,  $1.27 H_s$  et  $1.37 H_s$  (figures 6.53a, 6.53b, 6.53c). Cette figure montre que la meilleure concordance entre les résultats est obtenue pour une hauteur de vague de design équivalente à  $1.37 H_s$ , particulièrement lorsque la stabilité est dynamique. Dans le cas où la stabilité est statique, ( $N_s < 3$ ), une vague de design de  $1.27 H_s$  peut également être considérée comme acceptable.

La figure 6.53 montre que les pentes obtenues par la SEBJ, en stabilité statique, présentent une dispersion un peu plus importante que celles observées pour les essais de la présente étude. Ceci est probablement dû au fait que certains essais de la SEBJ ont été réalisés en considérant des sollicitations moins progressives que celles généralement utilisées lors de cette étude, faisant intervenir ainsi les mécanismes de dégradation discutés à la section 6.7.6.

TABLEAU 6.4 Résumé des essais SEBJ.

Essais	Diamètre moyen des enrochements des bernes $D_{50}$ (m)	Hauteur significative des vagues $H_s$ (m)	Période moyenne des vagues $T_{av}$ (s)	Diamètre nominal moyen des enrochements des bernes $D_{n50}$ (m)	Nombre de stabilité $N_s$ (-)	pente du profil stable mesurée $\cot(\theta)$ (-)
TBb075-07A	0,75	1,05	3,70	0,68	0,90	2,10
TBb075-07A	0,75	2,77	6,20	0,68	2,37	4,08
TBb100-08	1,00	2,91	6,20	0,91	1,87	1,78
KCm115-07	1,15	2,86	6,00	1,05	1,60	2,11
KCm115-07A	1,15	2,80	6,00	1,05	1,56	1,91
KAh115-08A	1,15	3,10	6,20	1,05	1,73	2,00
KAb115-08B	1,15	2,53	5,80	1,05	1,41	2,32
KBm115-09	1,15	2,56	5,80	1,05	1,43	1,81
KBh115-09A	1,15	2,80	4,40	1,05	1,56	1,55
KBh115-09A	1,15	1,48	5,00	1,05	0,83	1,20
KAm135-11	1,35	2,86	6,00	1,23	1,36	1,42
KAb135-11B	1,35	2,53	5,80	1,23	1,20	1,78

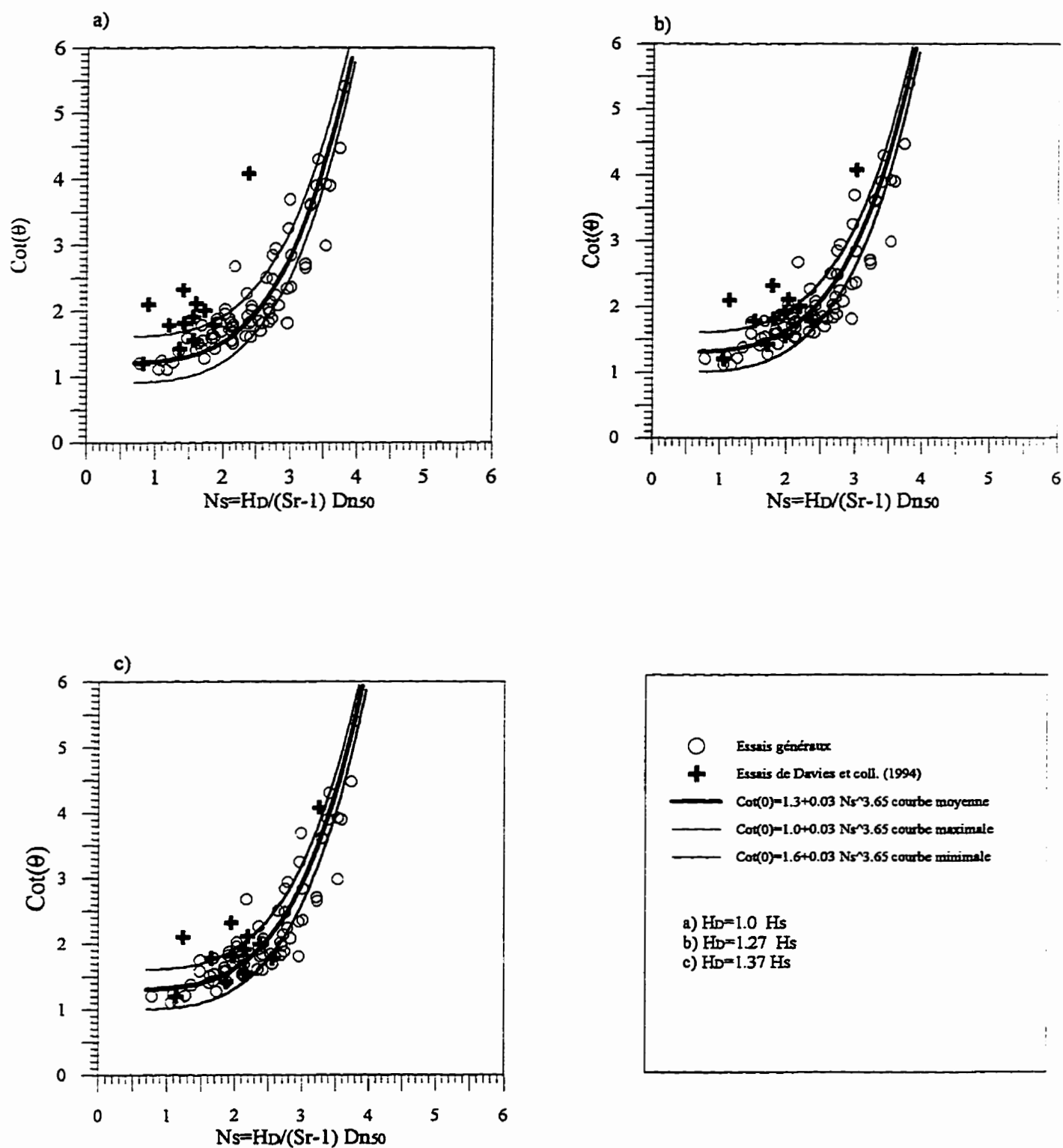


figure 6.53 Comparaison des pentes des profils stables des essais généraux avec celles de Davies et coll. (1994)

### 6.9.6 Vérification de la stabilité statique des bermes par les formules conventionnelles

Les formules de stabilité conventionnelles, c'est-à-dire celles développées pour des perrés minces en stabilité statique, ont été largement vérifiées dans la pratique et dans les études en laboratoire pour des pentes de 1.5:1 et plus. Dans ce qui suit, on tentera de vérifier si ces formules peuvent être extrapolées et appliquées pour le concept de stabilité statique des bermes déversées qui se caractérisent par une forte perméabilité et des pentes originales très raides d'environ 1.1:1, proches des pentes de repos des enrochements les constituant. Cette vérification sera faite en comparant les courbes de dommage obtenues lors des essais avec les courbes de dommage prédites par les formules de Van Der Meer, extrapolées à une pente de 1.1:1 et en considérant un coefficient de perméabilité correspondant à celle des bermes. À noter que parmi les formules de stabilité conventionnelles, seule la formule de Van Der Meer est en mesure de tenir compte de l'effet de la perméabilité à travers le coefficient de perméabilité  $P$ .

La figure 6.54 montre l'évolution des dommages  $S=A/(D_{n50})^2$  en fonction des hauteurs de vagues de sollicitation des bermes des essais B16, et B17, réalisés dans le bassin avec un diamètre médian de 5.4 cm. La figure 6.55, quant à elle, montre l'évolution de la courbe de dommage expérimentale moyenne des deux essais montrés à la figure 6.54 et la courbe de dommage prédite par la formule de Van Der Meer. Cette dernière est établie dans des conditions similaires à celles prévalant dans les essais menés au laboratoire, c'est-à-dire, en considérant un diamètre médian  $D_{50}=5.4$  cm ( $D_{n50}=4.64$  cm), une période moyenne  $T=1.3$  s, un nombre de vagues  $N=7000$  correspondant à la stabilisation des dommages et un coefficient de perméabilité  $P = 0.6$  qui se rapproche le plus de la perméabilité des bermes, suivant la définition de Van Der Meer (figure 2.11). On constate alors que les deux courbes de dommage présentent des allures et des taux d'accroissement similaires. Néanmoins, on constate que les dommages mesurés lors des essais surviennent pour des hauteurs de vagues moins élevées que celles prédites par la formule de Van Der Meer et ceci à tous les degrés d'endommagement.

Du point de vue mécanismes, cette différence de comportement s'expliquerait par le fait que les perrés conventionnels sont construits suivant des méthodes assurant une bonne imbrication des blocs donc une meilleure résistance. Les bermes par contre, sont construites par déversement et se trouvent lors des premières sollicitations, dans un état plus lâche avec des pentes plus raides que celles généralement utilisées pour les perrés minces, ce qui facilite les déplacements des blocs.

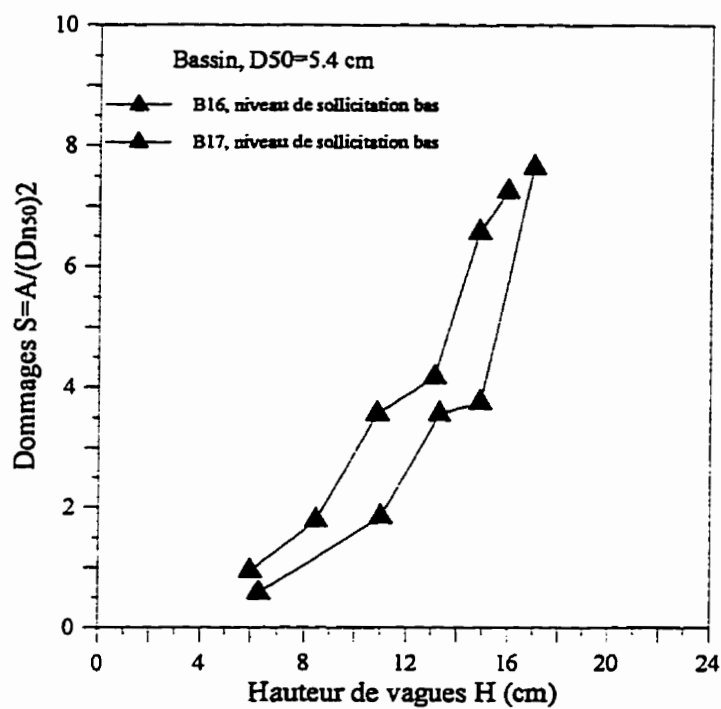


Figure 6.54 Comportement statique des bermes. Évolution des dommages.

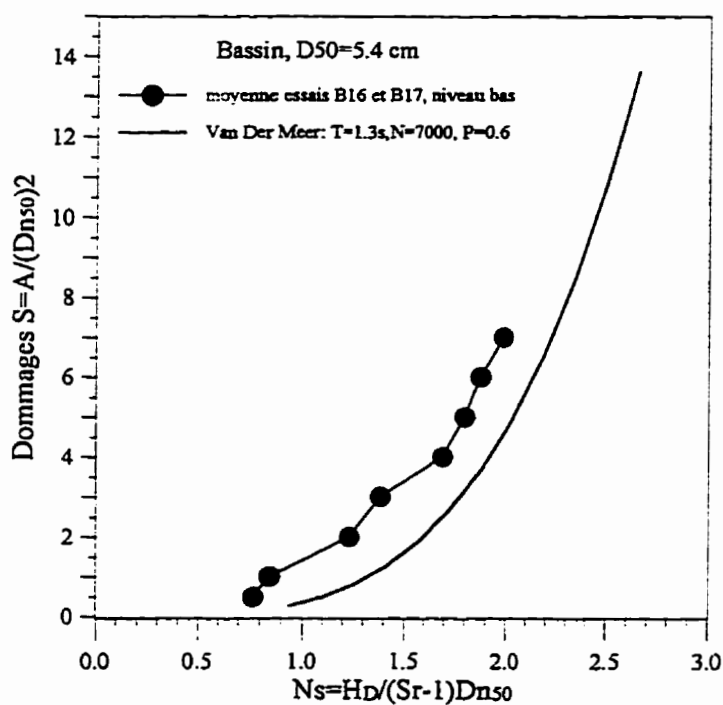


Figure 6.55 Comportement statique des bermes. Comparaison des dommages obtenus avec la formule de Van Der Meer.

Cette comparaison montre que les formules de stabilité conventionnelles, établies pour des perrés minces, comme la formule de Van Der Meer, surestimeraient la stabilité si elles sont utilisées pour des bermes déversées, à pente raide de l'ordre d'environ 1.1:1. La différence est d'environ 50% pour le critère de début des dommages ( $S=1$ ) et d'environ 20% pour un dommage appréciable ( $S=5$ ).

### 6.9.7 Commentaires et réserves concernant le modèle

Le modèle de dimensionnement des bermes proposé est basé sur la détermination du volume d'enrochement nécessaire pour l'établissement du profil stable, pour une taille d'enrochement et une hauteur de vague données. Il a été développé en considérant la plupart des paramètres qui peuvent influencer la formation de ce profil stable, tels que la pente du perré, la hauteur des ouvrages, la taille et la gradation des enrochements de la berme et l'intensité de la première tempête. Le modèle est valide pour des nombres de stabilité variant de 1 à 4 et une gradation d'enrochement ( $D_{85}/D_{15}$ ) comprise entre 1.8 et 2.6.

Les essais ont été réalisés en utilisant des vagues régulières et une période de vague moyenne qui reproduit assez bien les conditions de déferlement rencontrées dans les réservoirs. Les résultats obtenus sont comparables à ceux obtenus par la SEBJ au moyen de vagues irrégulières pour autant que la vague de design soit égale à  $1.27 H_S$  ou  $1.37 H_S$ .

Même si développé dans un contexte de confortement des talus amont des barrages en remblais, le modèle peut également être utilisé pour la conception des brise-lames dans les zones côtières. Il faut, cependant noter que dans ce cas, les conditions de déferlement peuvent être différentes de celles rencontrées dans les réservoirs et donc influencer la pente du profil stable. Cette influence n'est pas encore bien établie dans la littérature et les tendances rapportées par différents auteurs sont contradictoires.

Afin de généraliser le modèle, des essais complémentaires devront être réalisés au moyen de vagues irrégulières, en considérant des nombres de stabilité supérieurs à 4 et en variant les conditions de déferlement, c'est-à-dire la période.

## CHAPITRE 7

### COMPARAISON DES MÉTHODES DE RÉPARATION TESTÉES

#### 7.1 Généralités

Les essais réalisés ont montré que les différentes méthodes de réparation testées permettent, chacune à son degré, une amélioration des performances du perré original endommagé. De part leur comportement, les réparations locales et les recouvrements peuvent être classées parmi les perrés minces (concept conventionnel). Dans ce cas, les déformations du profil original sont peu tolérées et les gains de stabilité peuvent être examinés pour des critères communs tels que le début des dommages et la stabilité limite. Les bermes, par contre, se comportent comme des perrés épais (concept non conventionnel). Dans ce cas, les déformations du profil original, même importantes, jusqu'à atteindre un profil stable, sont tolérées. Alors, les critères de stabilité vu précédemment ne sont plus valides et la stabilité est mieux représentée par la géométrie du profil stable.

Ces différences dans les concepts de stabilité, rendent difficile la comparaison, si on tente de la réaliser pour un critère de stabilité commun aux trois méthodes testées. Pour cela, dans ce qui suit, cette comparaison sera réalisée en considérant l'efficacité de chacune des méthodes dans sa globalité. C'est à dire, en examinant l'amélioration des performances générales ainsi que les aspects techniques rattachés à la conception et la réalisation et leur influence sur le choix d'une méthode de réparation.

#### 7.2 Amélioration des performances

Pour les perrés réguliers à pentes raides (1.5:1), les résultats obtenus ont montré qu'en termes de gain de stabilité limite (eq. 4.3), les réparations par recouvrement sont, en général, plus performantes que les réparations locales (figure 7.1). Dans le cas des réparations locales, pour des rapports d'augmentation de la taille des blocs de réparation  $(D_{50})_R/D_{50}$  variant de 1 à 1.71, le gain de stabilité limite est pratiquement constant et se situe généralement entre 15% et 20%. Pour les réparations par recouvrement, le gain de stabilité limite augmente avec la taille des blocs et le pourcentage de recouvrement. Pour un rapport  $(D_{50})_R/D_{50}=1.42$ , le gain de stabilité augmente en



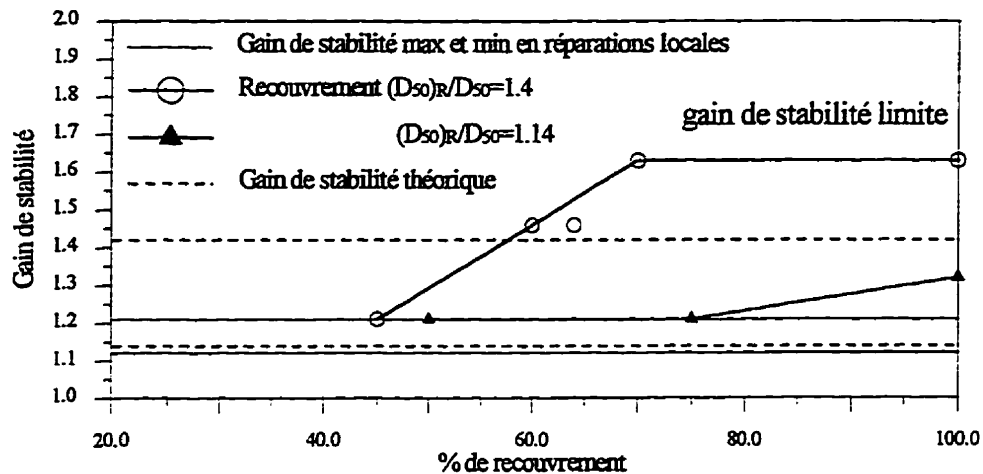


Figure 7.1 Comparaison des gains de stabilité des réparations locales, par recouvrement et théorique pour perrés conventionnels.

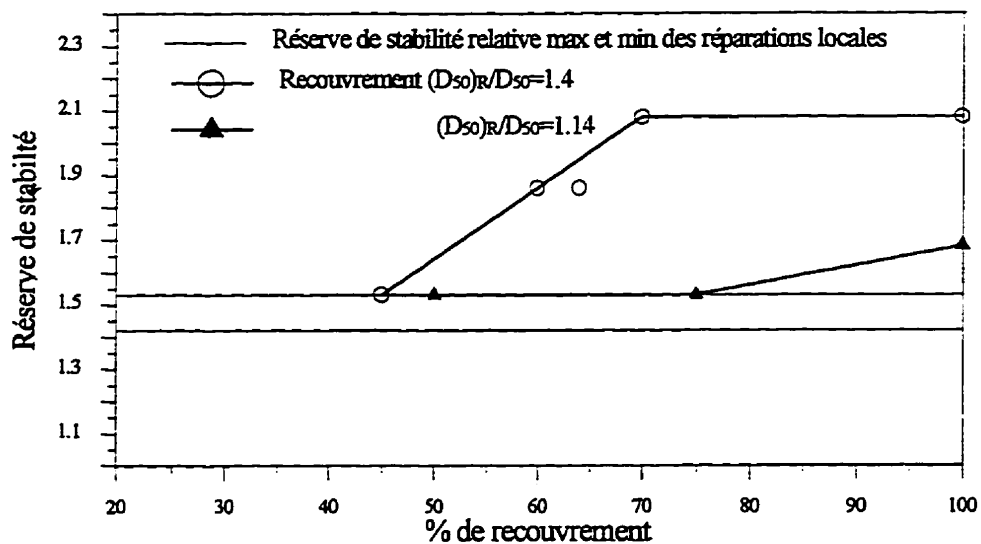


Figure 7.2 Comparaison des réserves de stabilité relatives des réparations locales et par recouvrement.

passant de 21% pour un recouvrement à 45% à un gain maximum de 63% pour un recouvrement de 70%. Au delà de ce pourcentage de recouvrement, le gain reste constant. Pour le rapport  $(D_{50})_R/D_{50}=1.14$ , le gain de stabilité limite est d'environ 21% pour des pourcentages de recouvrements allant de 50% à 75%. Au delà de 75%, il augmente pour atteindre un maximum de 31% pour un recouvrement de 100%.

La figure 7.1 compare aussi, les gains de stabilité des réparations locales et des recouvrements, obtenus en augmentant les diamètres des blocs de réparation de 14% et 42%, aux gains de stabilité théoriques, correspondant à des perrés originaux (avant réparation) construits avec des enrochements de tailles identiques à celles des blocs de réparation. À noter que les gains de stabilité théoriques sont obtenus en considérant que, pour les perrés conventionnels et selon les formules de stabilité, l'augmentation du diamètre médian se traduit par un gain de la stabilité équivalent au rapport d'augmentation du diamètre. Cette comparaison montre que pour un rapport d'augmentation des blocs de recouvrement de  $(D_{50})_R/D_{50}=1.42$  et à partir d'un pourcentage de recouvrement de 60%, les gains de stabilité des réparations par recouvrement sont supérieurs à ceux du perré conventionnel qui serait construit avec des enrochements de taille identique à celle des blocs de réparation. Il en est de même pour le rapport  $(D_{50})_R/D_{50}=1.14$ , à partir d'un pourcentage de recouvrement de 75%. Dans le cas des réparations locales, cette comparaison montre que, pour une augmentation des blocs de réparation de 14%, le gain de stabilité est sensiblement égale au gain de stabilité théorique. Par contre, pour une augmentation de 42%, le gain de stabilité théorique est nettement supérieur à celui des réparations locales. Ces résultats semblent être logiques car le recouvrement conduit à une augmentation de l'épaisseur du perré, donc à une plus grande résistance.

Concernant la réserve de stabilité relative, c'est à dire par rapport au début des dommages du perré original (eq. 4.5), la figure 7.2 montre que les performances des recouvrements restent supérieures à celles des réparations locales.

Pour les pentes douces, les résultats obtenus pour les essais de réparations locales, montrent que les gains de stabilité augmentent avec la taille des blocs de réparations. Pour les réparations par recouvrements, il n'y a pas eu d'essais sur des pentes douces, mais les mécanismes observés laissent prédire, dans ce cas, une augmentation des gains de stabilité en fonction de la taille des blocs et des pourcentages de recouvrements.

Les performances des réparations par construction de bermes ne peuvent être comparées pour les mêmes critères que ceux des réparations locales ou recouvrements. Néanmoins, les résultats obtenus montrent que les réparations par bermes améliorent énormément les performances des perrés endommagés, lorsqu'elles sont convenablement dimensionnées. C'est à dire, lorsque, pour une taille d'enrochement et une hauteur de vagues données, le volume mis en place est suffisant pour assurer le développement du profil stable, sans dégarnir les perré original. À titre d'exemple, la figure 7.3 montre que pour le diamètre médian de 8 cm ( $(D_{50})_R/D_{50} = 0.9$ ) et le volume d'enrochements mis en place, la berme a cessé de protéger le perré original pour une hauteur de vagues de 38.7 cm. Alors que la figure 7.4 montre que pour le même volume d'enrochement de berme, la même hauteur de vagues et un diamètre d'enrochement de 10.1 cm ( $(D_{50})_R/D_{50} = 1.14$ ), la berme continue d'assurer la protection du perré et qu'elle possède encore une réserve de stabilité suffisante, en termes d'épaisseur de berme restante.

### 7.3 Choix d'une méthode de réparation

Le choix d'une méthode de réparation nécessite l'examen de tous les facteurs intervenant dans la stabilité, des causes et des mécanismes d'endommagement ainsi que des conditions de réalisation. Tous ces paramètres varient d'un ouvrage à l'autre et de ce fait, il ne pourrait exister une solution unique, applicable à tous les cas rencontrés dans la nature.

Pour une première approche, le choix d'une réparation peut être fait en regard des causes et des mécanismes d'endommagement. Si un perré est convenablement conçu et réalisé, les dommages observés sont souvent dus à des faiblesses localisées. Dans ce cas, les réparations locales peuvent donner des résultats satisfaisants. Dans le cas où les dommages sont dus à la présence de matériaux fins, les essais de réparations locales ont montré que cette méthode n'est pas très efficace. D'autre part, les mécanismes d'endommagement observés dans ce cas, laissent prédire que les réparations par recouvrement aussi risquent de ne pas être efficaces, à cause de la présence des matériaux fins qui restent dans le perré et qui agissent comme des "roulements à billes". La construction de bermes serait alors une solution appropriée car contrairement aux perrés minces, l'épaisseur des bermes ne permet pas à l'écoulement d'atteindre le perré original avec la même force, ce qui fait diminuer l'effet des matériaux fins. Dans le cas d'un sous dimensionnement, les essais ont montré qu'aussi bien les recouvrements que les bermes peuvent améliorer considérablement la stabilité.

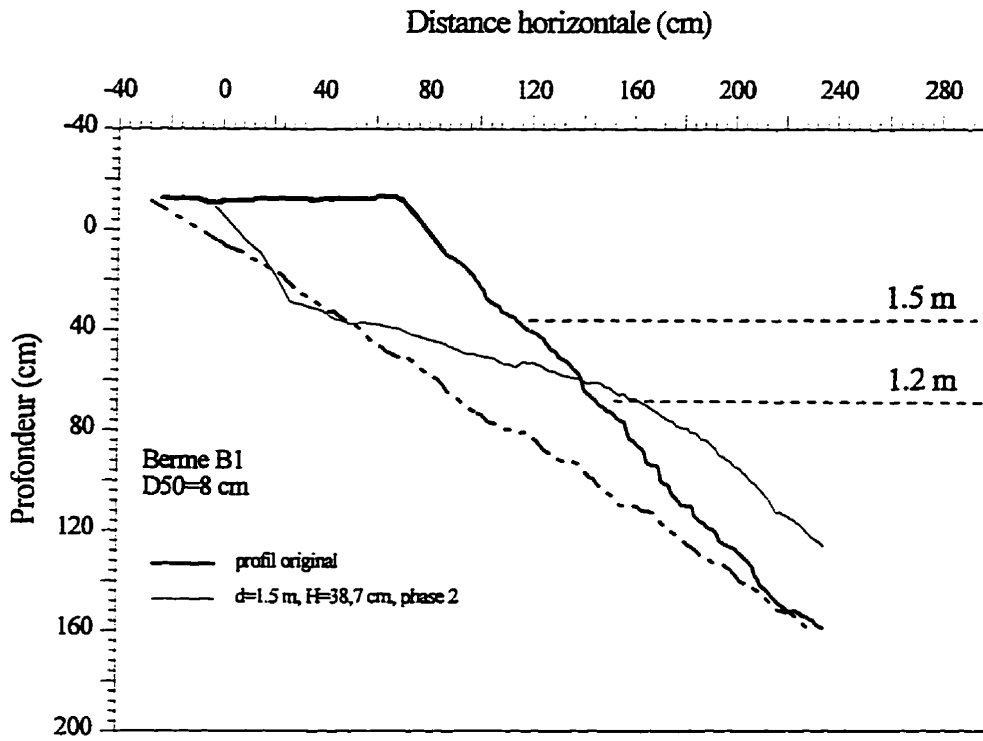


Figure 7.3 Berme B1. fin de l'essai.

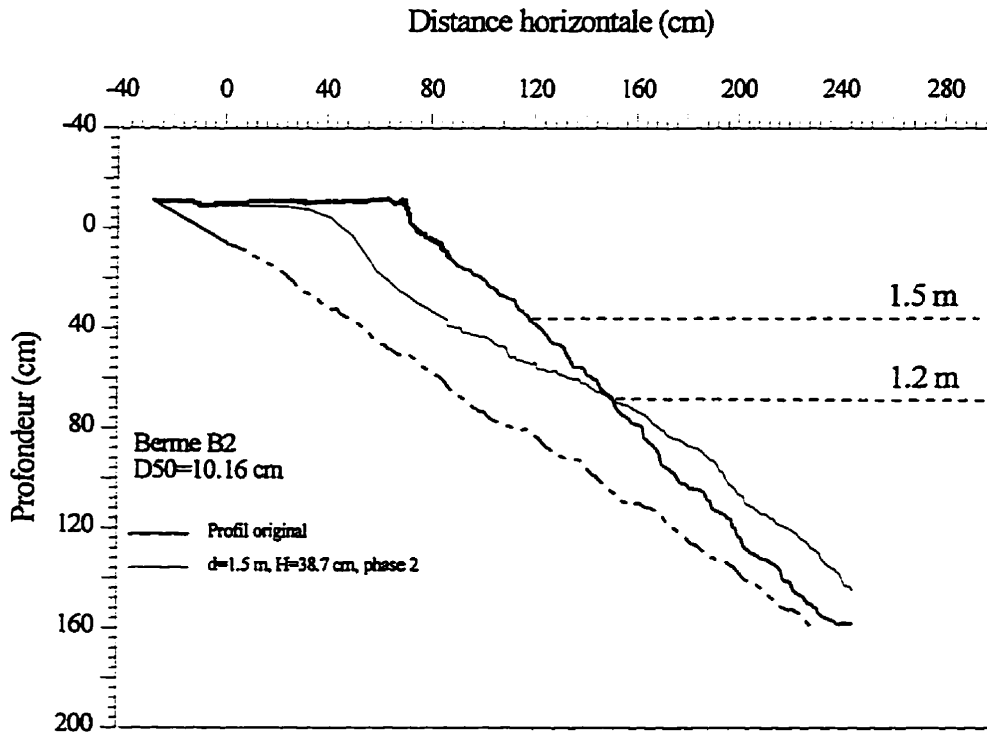


Figure 7.4 Berme b2. fin de l'essai.

Mais le choix d'une méthode de réparation ne se limite pas à l'examen des causes des dommages. D'autres facteurs doivent être pris en considération, comme:

- la technique de construction: en général, elle est plus facile et plus rapide pour les berms. Dans ce cas, la construction est souvent réalisée à partir de la crête en poussant simplement les matériaux, ce qui ne nécessite pas d'engins spéciaux. De même que la protection du niveau bas du marnage est assurée par simple contrôle de la largeur de berm en crête. Dans le cas de réparations locales ou de recouvrements (concept conventionnel), la mise en place des blocs se fait pratiquement un à un et peut nécessiter des engins particuliers pouvant aller jusqu'à l'utilisation de barges, afin d'assurer une protection suffisante sous le niveau d'eau lorsque la distance entre ce dernier et la crête devient importante. Ces différences dans les techniques de construction peuvent avoir des répercussions importantes sur les délais et les coûts de construction de l'ouvrage;
- le taux d'utilisation des produits de carrières: les berms nécessitent un volume d'encrochement plus important que les réparations locales ou les recouvrements, mais permettent l'utilisation d'un pourcentage élevé des produits de carrières. Pour les autres techniques de réparation, le contrôle des encrochements est plus sévère et les rejets sont plus importants. De plus, les berms peuvent être dimensionnées en fonction des encrochements disponibles;
- l'incertitude devant la connaissance des vagues: certes, d'importants progrès ont été accomplis ces dernières années dans la prédiction des vagues. Mais malgré ces progrès, les estimations des hauteurs de vagues sont parfois accompagnées d'incertitudes. Dans le cas d'un dépassement de la hauteur de vague de conception, les réparations locales et les recouvrements risquent de subir d'importants dommages. Par contre, les berms, de part leur flexibilité, peuvent subir jusqu'à une certaine limite ces dépassements sans mettre en péril l'ouvrage qu'elles protègent;
- l'aspect général (l'esthétique): dans certains cas, l'aspect extérieur peut influencer le choix d'une méthode de réparation. Pour les réparations locales et les recouvrements, conçus suivant le concept conventionnel, l'aspect extérieur est décidé par les concepteurs et est atteint à la fin de la construction. Par contre, pour les berms dynamiques, le profil est modifié par les sollicitations et pourrait donc présenter un aspect irrégulier pendant une longue période.

#### 7.4 Détermination de la taille des enrochements

La taille des blocs de réparation est généralement décidée en fonction des dommages tolérables, dans le cas des perrés conventionnels ou en fonction de l'allure du profil stable recherchée, dans le cas des bermes.

Dans les cas des réparations locales, pour une pente raide de 1.5:1 et des rapports d'augmentation de la taille des blocs de réparation variant de 1 à 1.71, les résultats ont montré que la taille des blocs n'influence pas le gain de stabilité limite. Dans ce cas, il n'y aurait aucun avantage à augmenter la taille des blocs de réparation. Par contre, dans le cas des réparations locales sur pentes douces (2.5:1) ou des recouvrements sur pentes raides (1.5:1), les essais ont montré que les performances générales des perrés réparés augmentent en fonction de la tailles des blocs de réparations. Dans ces cas, le choix de la taille des blocs de réparation dépend du degré de dommage tolérable.

Dans le cas des bermes, pour une hauteur de vagues donnée, le choix du diamètre dépend du concept de stabilité recherché. Les bermes peuvent être conçues en stabilité statique, en augmentant la taille des enrochements, ou bien en stabilité dynamique, en diminuant la taille de ces derniers. D'autre part, comme pour les pentes douces la nécessité d'assurer une protection suffisante au niveau bas du marnage conduit généralement à un volume assez important, quelle que soit la taille des enrochements utilisés, il serait donc plus économique de profiter de cette configuration en réduisant la taille des blocs, c'est à dire, en se rapprochant plus de la stabilité dynamique.

## CHAPITRE 8

### CONCLUSIONS

La présente étude a été réalisée en considérant trois techniques de réparation et de confortement des ouvrages de protection contre les vagues des barrages en remblais. Elle a été réalisée en vagues régulières sur modèles réduits correspondant à des échelles moyennes de 1/10 et 1/20 par rapport aux ouvrages de la région La Grande.

Les trois techniques de réparation testées sont: la réparation locale qui consiste à réparer les zones endommagées uniquement, en remplaçant les blocs déplacés et en redonnant au perré son aspect original; la réparation par recouvrement qui consiste à recouvrir entièrement ou partiellement le perré endommagé sur toute sa zone active; la réparation par construction de berme qui consiste à construire, par simple déversement à partir de la crête, une berme assez épaisse, protégeant toute la zone active du perré.

Le comportement des réparations locales et des recouvrements correspond au concept de stabilité statique où les dommages sont peu tolérés. Dans ce cas, l'approche de réparation adoptée, consistait à améliorer les performances des perrés endommagés, en examinant l'influence de l'augmentation de la taille des blocs de réparation par rapport à ceux du perré original. Pour les bermes, deux approches ont été considérées. La première consistait à construire des bermes à comportement statique, en utilisant des enrochements suffisamment gros pour résister aux forces générées par les vagues. La seconde, au contraire, consistait à diminuer la taille des enrochements afin d'arriver à un comportement dynamique, où les déformations du profil, jusqu'à atteindre un profil stable, sont tolérées.

L'état des connaissances a montré, de façon générale, le manque d'informations, aussi bien sur les techniques de réparation, que sur les perrés réparés. Le concept de berme est relativement nouveau. Il a été surtout utilisé dans les ouvrages maritimes tels que les brise-lames. Pour les barrages en remblais, il existe peu d'information sur son utilisation, le seul cas connu, porte sur la réparation des barrages du complexe hydroélectrique La Grande (nord québécois), où près de 1800000 tonnes d'enrochements ont été mis en place (fin 1995). Concernant les études, la plus complète est celle réalisée par Van Der Meer. Cependant, cette étude ne considère que le comportement dynamique et a été développée à partir de bermes à pentes originales supérieures à 1.5:1.

La présente étude expérimentale a permis d'examiner le comportement des différentes techniques de réparations testées ainsi que les principaux facteurs influençant leurs performances. Pour chaque technique, les résultats obtenus peuvent être résumés comme suit:

### **8.1 Réparations locales**

Dans le cas des réparations locales, les principaux paramètres examinés sont: la pente du talus, la taille des blocs de réparation, la présence des matériaux fins dans les enrochements du perré original et le mode de mise en place.

Les observations réalisées lors du déroulement des essais ainsi que l'analyse des courbes de dommages des perrés originaux et des réparations, ont permis de constater que les perrés réparés localement conservent leurs mécanismes de dégradation. Ces mécanismes semblent être très influencés par la pente du talus.

Dans le cas des pentes raides, l'endommagement se produit suivant deux phases; une phase lente et une autre accélérée. Durant la phase lente, les dommages sont faibles et touchent les blocs de surface surtout. Durant la phase rapide, les dommages se produisent sous forme de glissements et d'éboulements. La stabilité semble être contrôlée, jusqu'à une certaine limite, par l'imbrication des blocs. La rupture du perré original a lieu en des endroits faibles et les réparations dites locales se limitent à ces zones. Par contre, dans le cas des pentes douces, la stabilité semble être contrôlée par la masse des blocs, ce qui se traduit par un entraînement graduel des enrochements, sans signes apparents de glissements. Les dommages sont plus généralisés et la rupture du perré original a lieu en plusieurs endroits. Les réparations aussi sont généralisées, c'est à dire qu'elles occupent toute la largeur du modèle.

Après réparations, pour les deux pentes testées, les performances des perrés sont améliorées même si les réparations ont été réalisées avec des enrochements de taille identique à ceux du perré original. Les dommages sont généralement plus importants dans les zones réparées.

Dans le cas des pentes raides, la taille des blocs de réparation ne semble pas avoir une influence notable sur les performances des perrés réparés localement. Pour des rapports d'augmentation des blocs de réparation  $(D_{50})_R/D_{50}$  variant de 1 à 1.71, le gain de stabilité limite est égale en moyenne à 16%. Pour le critère de début des dommages, le gain de stabilité augmente



légèrement en fonction de la taille des blocs de réparation. Mais cette augmentation se fait au détriment de la réserve de stabilité qui reste entre le début des dommages et la rupture. L'effet de l'augmentation de la masse des blocs semble être annulé par une imbrication plus faible.

Dans le cas des pentes douces, les performances générales des perrés réparés augmentent avec la taille des blocs de réparation. Ce comportement semble lié à une meilleure contribution des forces stabilisatrices, dues à la masse des blocs. Il faut aussi noter que, comparées aux pentes raides, les réparations étaient plus généralisées.

La présence des matériaux fins dans le perré original a été testée sur les pentes raides uniquement. Dans ce cas, l'endommagement des perrés originaux est généralisé et ne concerne pas des zones faibles uniquement. Les dommages se produisent sous formes de glissements pouvant s'étendre jusqu'à la crête. Les réparations, aussi, sont généralisées. Dans ce cas, les essais ont montré que la présence des matériaux fins dans le perré original est néfaste pour la stabilité, même après réparation.

Le mode de mise en place des blocs de réparation a été testé sur les pentes raides uniquement. Dans ce cas, une mise en place avec arrangement des blocs de réparation ne semble pas influencer de façon significative les performances des réparations. Cependant, par rapport à un placement normal, on constate une augmentation du gain de stabilité pour le critère de début des dommages. Mais cette augmentation se fait au détriment de la réserve de stabilité qui diminue énormément. Comme pour l'augmentation de la taille des blocs de réparation, un mode de placement soigné se traduit par un comportement fragile du perré réparé, c'est à dire que la rupture intervient rapidement après l'apparition des premiers dommages.

## **8.2 Réparations par recouvrement**

Les essais de réparation par recouvrement ont été réalisés en considérant un perré sans matériaux fins et à pente raide. Le programme expérimental a porté sur l'influence de la taille des blocs et le pourcentage de recouvrement. Cette technique s'est avérée plus efficace que les réparations locales.

Les mécanismes d'endommagement des perrés recouverts restent similaires à ceux observés pour les perrés à pente raide. Au début des sollicitations, les dommages évoluent

lentement puis s'accélèrent au delà d'une hauteur de vagues limite. Cette accélération se traduit par un endommagement sous forme de glissements et d'éboulements. Les courbes de dommages présentent toutes des points d'accélération, caractéristiques des comportements en pentes raides.

Les résultats obtenus montre que les performances des perrés recouverts augmentent avec la taille des blocs et le pourcentage de recouvrement. Pour le rapport d'augmentation de la taille des blocs de recouvrement  $(D_{50})_R/D_{50}=1.42$ , le gain de stabilité limite minimum de 21%, correspond à un pourcentage de recouvrement partiel de 45%. Un gain de stabilité limite maximum de 63% est atteint pour un pourcentage de recouvrement d'environ 70%. Au delà de ce taux de recouvrement le gain de stabilité reste constant. Il faut noter que dans ces conditions, la stabilité du perré recouvert est supérieure à celle d'un perré conventionnel ( $2 D_{50}$ ) qui aurait été construit avec des enrochements de taille identique à celle des blocs de recouvrement, ce qui est normal vu l'augmentation de l'épaisseur du perré réparé. Pour le rapport  $(D_{50})_R/D_{50}=1.14$ , le gain de stabilité minimum est de 21%, il correspond à des pourcentages de recouvrement partiels allant de 50% à 75%. Un gain maximum de 31% est atteint pour un pourcentage de recouvrement de 100%. Pour les mêmes diamètres des blocs de réparation, les gains de stabilité obtenus pour des recouvrements à 100% sont supérieurs à ceux obtenus lors des réparations locales et qui se limitent à une moyenne de 16%.

Les réserves de stabilité relative obtenues sont aussi importantes. Pour un recouvrement à 100%, elles atteignent des maximums de 108% et 68% respectivement pour des rapports  $(D_{50})_R/D_{50}$  de 1.42 et 1.14.

### **8.3 Réparations par construction de bermes**

L'étude expérimentale a permis d'examiner la plupart des paramètres influençant les performances de ce type de protection ainsi que les mécanismes d'évolution du profil stable. Les essais ont été réalisés en considérant des nombres de stabilité  $N_s$  variant de 1 à 4. Les résultats obtenus ont montré que les bermes permettent un accroissement appréciable des performances des perrés endommagés et constituent une alternative intéressante aussi bien comme ouvrages principaux de protection contre les vagues que comme ouvrages de confortement. Un modèle de dimensionnement a été développé. Ce modèle permet la conception des bermes et la prédiction des profils à long terme. Il est valide pour des coefficients d'uniformité  $(D_{85}/D_{15})$  variant de 1.8 à 2.6 et un nombre de stabilité compris entre 1 et 4.

Comparée à la construction des perrés conventionnels et aux autres techniques de réparation, la construction des bermes par simple déversement à partir de la crête est relativement facile et rapide à réaliser. Aussi, elle présente l'avantage de pouvoir recouvrir toute la zone de marnage sans avoir recours à des engins spéciaux.

Pour les bermes en stabilité dynamique ( $N_s > 3$ ), les mécanismes observés lors de l'évolution du profil stable, sont similaires à ceux décrits dans la littérature pour les bermes des ouvrages maritimes construites sur fonds horizontaux. Cette évolution se fait par un déplacement en masse d'encrochements à partir de la crête. Ces encrochements sont ensuite redistribués par la vague pour former une pente plus douce. Une fois le profil stable formé, ce dernier reste constant jusqu'à l'apparition d'une hauteur de vagues plus élevée, dépassant la résistance des encrochements.

En stabilité statique ( $N_s < 3$ ), les encrochements sont suffisamment gros pour résister à l'attaque des vagues. L'endommagement est relativement faible et le profil des bermes évolue très lentement. Les pentes d'équilibre restent inférieurs à 2:1. Par contre, en stabilité dynamique ( $N_s > 3$ ), il y a accélération des dommages et les pentes passent rapidement de 2:1 à 5:1 (pour les conditions testées). La limite entre la stabilité statique et dynamique est obtenue pour un nombre de stabilité compris entre 2 et 3.

Le processus de formation du profil stable se traduit par l'existence d'une relation unique entre la pente de ce profil et le nombre de stabilité  $N_s$ . C'est à dire que, pour une hauteur de vague et un diamètre d'encrochement donnés, le profil de la berme évolue toujours vers la même pente.

La pente initiale du talus ne semble pas influencer l'évolution de la pente du profil stable, mais influence le volume d'encrochements nécessaires à la formation de ce profil. Dans le cas des pentes raides, la géométrie de la berme est contrôlée surtout par le volume nécessaire pour recouvrir par déversement la zone active. En stabilité dynamique, ceci se traduit par la nécessité d'un volume important pour la formation du profil stable. Ce volume pourrait être réduit considérablement en augmentant la taille des encrochements, ce qui revient à se rapprocher de la stabilité statique. Par contre, dans le cas des pentes douces, la nécessité d'assurer une protection suffisante sur toute la zone de marnage implique souvent des volumes supérieurs à ceux

nécessaires à la formation du profil stable. Dans ce cas, il serait plus profitable de réduire la taille des enrochements, ce qui revient à concevoir des bermes en stabilité dynamique.

La gradation des enrochements de la berme ne semble pas influencer, de façon significative, ni la construction, ni l'évolution du profil stable pour autant que le coefficient d'uniformité ( $D_{85}/D_{15}$ ) reste inférieur à 3. Par contre, pour des gradations plus étalées, une très nette ségrégation apparaît lors de la construction des bermes et affecte sensiblement l'évolution du profil, particulièrement en stabilité dynamique ( $N_s > 3$ ). Dans ce cas, les pentes des profils stables sont plus raides et présente une allure irrégulière. La stabilité semble être contrôlée par les plus gros enrochements de la berme.

La présence des matériaux fins dans les enrochements de la berme ne semble pas influencer l'évolution du profil stable pour autant que cette quantité ne dépasse pas 15% de la masse des enrochements.

La variation du niveau d'eau de sollicitation aussi ne semble avoir aucun effet sur le profil stable qui finit par se développer sur toute la zone de marnage.

La comparaison des résultats de cette étude avec ceux obtenus par la SEBJ au moyen de vagues irrégulières montre que ces résultats peuvent être extrapolés aux conditions naturelles (vagues irrégulières) en adoptant une hauteur de conception ( $H_D$ ) comprise entre  $1.27 H_s$  et  $1.37 H_s$ .

#### **8.4 Travaux futurs**

La présente étude a été réalisée en considérant des vagues régulières et une seule période de vagues. Afin de confirmer la relation entre les vagues régulières et irrégulières et d'étendre la validité des résultats obtenus, il serait intéressant de réaliser d'autres essais en considérant des vagues irrégulières et différentes périodes, en examinant l'influence d'autres paramètres tels le type de déferlement, la forme du spectre des vagues irrégulières et les groupements de vagues.

Dans le cas des réparations locales et recouvrements, l'influence de la variation du niveau devrait être examinée. Dans le cas des bermes, d'autres essais seraient souhaitables afin d'élargir la validité du modèle à des nombres de stabilité ( $N_s$ ) supérieurs à 4.

## REFERENCES

Ahrens, J.P. (1975) Large Wave Tank Tests of Riprap Stability, Coastal Engineering Research Center, Technical Memorandum No. 51.

Ahrens, J.P. and McCartney, B.L. (1975) Wave Period Effect on the Stability of Riprap, CERC, rapport technique No. 81-5, USA.

Ahrens, J.P. (1981) Design of Riprap Revetments for Protection Against Wave Attack, CERC, US Army Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, VA.

Ahrens, J.P. (1990) Dynamic Revetements, Coastal Engineering Conference, p. 1836- 1850.

Ahrens, J.P. and Ward, D.L. (1991) Performance of Bermed Revetements, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 117, No 5, pg 534 - 540.

Allsop, N.W.H. and Latham, J.P. (1987) Rock Armouring to Unconventional Breakwater: the Design Implication for Rock Durability, Berme breakwaters: Unconventional Rubble-Mound Breakwaters, Publication de l'ASCE, Edited by Willis, D.H, Baird, W.F. and Magoon, O.T.

Allsop, N.H.W. and Jones, R.J. (1993) Reprints International Riprap Workshop, Fort Collins, Colorado, USA.

Anglin, C.D., Dean, K.B. and Willis, D.H. (1987) Unconventional Rubble-Mound Breakwaters, Berme breakwaters: Unconventional Rubble-Mound Breakwaters, Publication de l'ASCE, Edited by Willis, D.H, Baird, W.F. and Magoon, O.T.

Bahidj, B.; Lefebvre, G.; Rohan, K.; Ben Belfadhel, M.; Senouci, S. (1995) Stabilité et réfection des perrés, étude en laboratoire des réparations par bermes, Rapport technique soumis à Hydro-Québec, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.

Baird, W. F. and Hall, K.R. (1984a) The Design of Breakwaters using Quarried Stones, Coastal Engineering Conference, p. 2580 - 2591.

Baird, W.F. and Hall, K.R. (1984b) The Design of Armour Systems for the Protection of Rubble Mound Breakwaters, Canadian Journal of Civil Engineering, No. 11.

Beaudevin, C. (1955) Stabilité des digues à talus à carapace en vrac, La Houille blanche, No. spécial A.

Ben Belfadhel, M., Lefebvre, G. et Rohan, K. (1987) Stabilité des perrés de protection, observation de la dégradation des perrés de la région Baie James, Rapport technique soumis à Hydro-Québec, département de génie civil, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.

Ben Belfadhel, M. (1990) Stabilité des ripraps de la région Baie James, Thèse de doctorat, département de génie civil, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.

Ben Belfadhel, M., Bahidj, B., Lefebvre, G. et Rohan, K. (1991) Stabilité des perrés de protection: Relevé de terrain dans les zones réparées, région La Grande, Rapport technique soumis à Hydro-Québec, département de génie civil, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.

Ben Belfadhel, M., Lefebvre, G. et Rohan, K. (1993) Clarification on the use of Hudson Formula for Riprap Design, XXV Congrès IAHR, Tokyo.

Ben Belfadhel, M., Lefebvre, G. et Rohan, K. (1996) Comparaison of Several Riprap Stability formulas using Field Performance, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering.(à paraître).

Birkemeir, W.A. (1985) Field Data Seaward Limit of Profil Change, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 111, No. 3.

Bradbury, A.P. and Allsop, N.W.H. (1992) Stability of Rock Armour under Random Wave Attack: Performance of Non-Standard Rock Shapes and Gradings, Durability of Stone for Rubble Mound Breakwaters, publication de l'ASCE, (conference 1991).

Bradbury, A.P., Latham, J.P. and Allsop, N.W.H. (1990) Rock Armour Stability Formulae-Influence of Stone Shape and Layer Thickness, Coastal Engineering Conference, p1446-1459.

Broderick, L.L., (1984) Riprap Stability Versus Monochromatic and Irregular Wave, mémoire de maîtrise, Georges Washington University, USA.

Bruun, P. and Johannesson, P. (1976) Prameters Affecting Stability of Rubble Mounds, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, WW2. Mai 1976.

Bruun, P. and Gumbak, A.R. (1976) New Design Principles for Rubble Mound Structures, Coastal Engineering Conference, p 2429- 2473.

Bruun, P. and Kjelstrup, Sv. (1981) Practical Views on the Design and Construction of Mound Breakwaters, Coastal Engineering, No. 5. p 171- 192.

Burcharth, H.F. and Frigaard, P. (1987) On the Stability of Berm Breakwater Roundheads and Trunk Erosion in Oblique Waves, Berme breakwaters: Unconventional Rubble-Mound Breakwaters, Publication de l'ASCE, Edited by Willis, D.H, Baird, W.F. and Magoon, O.T.

Burgess, I.S. and Hicks, P.H. (1966) Riprap protection for slopes Subject of Waves Attack, CERA, rapport No.4.

Carstens, T., Tatteberg, A. and Torum, A. (1965) The Stability of Rubble-Mound Breakwaters Against Irregular Waves, Coastal Engineering Conferenc, Tokyo, Japan.

Carver, R.D. (1983) Stability of Stone and Dolos Armored, Rubble Mound Breakwater Trunks Subject Breaking Waves WES, Rapport final, USA.

Construction Industry Research and Information Association CIRIA (1991) Manual on the use of Rock in Coastal and Shoreline Engineering, Special publication no.83.

Dai, Y.B.; Kamel, A.M. (1969) Scale Effect Tests for Rubble-Mound Breakwaters, WES, Rapport de Recherche H-69-2, USA.

Davies, M.H., Mansard, E.P.D. et Parkinson, F.E. (1994) Études sur modèles de la stabilité des ouvrages TA13 et KA3, Rapport technique préparé pour la Société d'Énergie de la Baie James, Institut de génie pour l'environnement Canadien, Ottawa, Ontario, Canada.

Ergin, A., Gumbak, R. and Yannaz, M. (1989) Rubble-Mound Breakwaters with S-Shape Design, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineerin, Vol. 115, No. 5

Esmiol, E.E., (1968) Rock as Upstream Slope Protection for Earth Dams-149 Case Histories, United States Dept. of Interior, U.S. Bureau of Reclamation, Rapport No. DD-3.

Feuillet, J. et Sabaton, M. (1980) Stability of Rubble-Mound Breakwater, Coastal Engineering Conference, Sidney, Australia.

Feuillet, J., Coeffe, Y., Bernier, J. et Chaloin, B. (1987) Le dimensionnement des digues à talus, Direction des études et recherches d'Électrecité de France, Editions Eyrolles.

Font, J.B. (1970) Damage Function for Rubble-Mound Breakwater under the Effect of Sewells, Coastal Engineering Conference, p 1567-1585.

Grilli, S.T., Losada, M.A. and Martin, F. (1992) Wave Impact Forces on Mixed Breakwaters, Coastal Engineering Conference, p 1161 - 1174.

Groeneveld, R.L., Mol, A. and Nieuwenhuys. E.H., (1984) Rehabilitation Methods for Damaged Breakwaters, Coastal Engineering Conference, p 2467 -2486.

Hall, K. R. (1987) Experimental and Historical verification of the Performance of Naturally Armouring Breakwaters, Berme breakwaters: Unconventional Rubble-Mound Breakwaters, Publication de l'ASCE, Edited by Willis, D.H, Baird, W.F. and Magoon, O.T.

Hall, K. R. and Kao, J. S. (1991) A Study of the Stabilité of Dynamically Stable Breakwaters , Canadian Journal of Civil Engineering , No. 18, p 916 - 925.

Hall, K.R., Kao, J.S. (1991) The Influence of Armour Stone Gradation on Dynamically Stable Breakwaters, Coastal Engineering, No. 15, p 333-346.

Hedar, P.A. (1986) Armor Layer Stability of Rubble-Mound Breakwaters, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineerin, Vol. 112, No. 3.

Hoff, T. et Nilsen, K.Y. (1985) Erosion and Leakage Problems on some Norwegian Dams, Transactions 15eme Congrès International des Grands Barrages, Vol. IV, Lausanne, Suisse.

- Hudson, R.Y. (1958) Design of Quarry Stone Cover Layers For Rubble Mound Breakwaters WES , Rapport de recherche No. 2-2, USA.
- Hudson, R.Y. (1959) Laboratory Investigations of Rubble-Mound Breakwaters, Compte rendus, ASCE, Waterways and Harbors Division, Vol. 85, No. WW3.
- Hudson, R.Y. (1961a) Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters, Transaction of the American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 126, Prt. IV.
- Hudson, R.Y. (1961b) Waves Forces on Rubble-Mound Breakwaters and Jetties, Miscellaneous Paper 2-453, US Army Engineer Waterways Expériment Station, Vicksburg.
- Hudson, R.Y., Jackson, R.A. (1962) Design of Riprap Cover Layers for Railroad Relocation Fills, Ice Harbor and Day Lock Dam Projects, Hydraulic Model Investigation, Miscellaneous paper 2-465, US Army Engineer Experiment Station, Vicksburg.
- Iribarren, R. (1965) Formule pour le calcul des digues en enrochements naturels , XXI int. Navigation Congr., Sect. II-I, Stockholm, Sweden, 15-46.
- Jensen, O.J.; Klinting, P. (1983) Evaluation of Scale Effects in Hydraulic Models by Analysis of Laminar and Turbulent Flows, Coastal engineering, No 7.
- Jensen, O.J. and Sorensen, T. (1987) Hydraulic Performance of Berm Breakwaters, Berme breakwaters: Unconventional Rubble-Mound Breakwaters, Publication de l'ASCE, Edited by Willis, D.H, Baird, W.F. and Magoon, O.T.
- Kao, J.S (1990) An Evaluation of the Factors Affectings the Sytability of Dynamically Stable Breakwaters, Thèse de doctorat, département de génie civil, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.
- Kao, J.S. and Hall, K.R. (1990) Trends in Stability of Dynamically Stable Breakwaters, Coastal Engineering Conference, p 1730 - 1741.
- Kashima, R. and Shimada, A. (1989) Minimum Lifetime Cost Design of Coastal structures- A Proposal of Design Method for Rubble Sloping Breakwaters-, Proc. ICOSSAR, 5th Int. conf. on Structural Safety and Reliability, p 207-214.
- Kidby, A. H., Powel, S.B. and Roberts, A.L. (1964) "Placed stone" Jetty, Stone Weight Coeficients, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineerin, WW4.
- Kobayashi, N. and Jacobs, B.K. (1985) Stability of Armor Units on Composite Slopes, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineerin, Vol. 111, No. 5.
- Kogami, Y. (1978) Reaserches on Stabillite of Rubble Mound Breakwaters, Coastal Engineering in Japan, Vol. 21.



Lefebvre, G., Rohan, K. et Ben Belfadhel, M. (1990) Stabilité des riprap de la région Baie James, Rapport technique final soumis à Hydro-Québec, département de génie civil, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.

Lefebvre, G. et Rohan, K., Ben Belfadhel, M. et Bahidj, B. (1991) Réparation des perrés de protection: Étude en laboratoire des réparations locales, Rapport technique d'étape soumis à Hydro-Québec, département de génie civil, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.

Lefebvre, G., Rohan, K., Ben Belfadhel, M. et Dascal, O. (1992b) Field Performance and Analysis of Steep Riprap, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, No. 9.

Lefebvre, G., Rohan, K., Ben Belfadhel, M. et Bahidj, B. (1992a) Stabilité des riprap: Étude en laboratoire de différentes techniques de réparation, Rapport technique final soumis à Hydro-Québec, département de génie civil, Université de Sherbrooke, Québec, Canada. Rapport No. GEO-92-08.

Lefebvre, G., Ben Belfadhel, M., Rohan, K. et Dascal, O. (1995) Field and Laboratory Investigation of Steep Riprap, River, Coastal and Shoreline Protection: Erosion Control using Riprap and Armourstone, Edited by Thorne, C.R., Barends, F.B.J., Maynard, S.T. and Pilarczyk, K.W.

Levay, J., Caron, O., Tournier, J.-P. and Arès, R., (1994) . Assesment of Riprap Design and Performance on the La Grande Complex-James Bay, Québec, Canada, XVIII Congrès des Grands Barrages, Durban.

Losada, M.A. and Gimenez-Curto, L.A. (1979) The Joint Effect of the Wave Height and Period on the Stability of Rubble Mound Breakwaters using Iribarren's Number, *Coastal Engineering*, No. 3, p 77-96.

Mallayachari, V. and Sundar, V. (1994) Reflection Characteristics of Permeable Seawalls, *Coastal Engineering*, No. 23, p 135-150.

Medina, J.R. (1992) A Robust Armor Design to Face Uncertainties, *Coastal Engineering Conference*, p 1371-1384.

Medina, J.R.; Hudspeth, R.T.; Fassardi, C. (1994) Breakwater Armor Damage Due To Wave Groups. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineerin*, Vol. 120, No. 2.

Moutzouris, C. (1978) A Profile of a Sloping Breakwater Based on Recent Results Concerning Wave Propagation and Breaking., 7th International Harbour Congress, Antwerp, Belgium.

Naheer, E. and Buslov, V., (1983) On Rubble-Mound Breakwaters of Composite Slope, *Coastal Engineering*, No. 7 , p 253-270.

Norton, P.A., Holmes, P. (1992) Armour Displacement on Reshaping Breakwaters, *Coastal Engineering Conference*, p 1448- 1460.

- Ouellet, Y. (1972) Effect of Irregular Wave Trains on Rubble-Mound Breakwaters, *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*, Vol. 98, No. WW1.
- Peters, N. et Towle, J.E. (1979) Upstream Slope Protection for Earth Dams in the Prairie Provinces, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16, No.3.
- Popov, I.J. (1961) Experimental Research in Formation by Waves of Stable Profiles of Upstream Faces of Earth Dams an Reservoir Shores, *Coastal Engineering Conference*, p 282- 293.
- Priest, M.S. Pugh, J.W. and Singh, R., (1964) Seward Profile for Rubble Mound Breakwaters, *Coastal Engineering Conference*, p 553- 559.
- Raichlen, F. (1974) The Effect of Waves on Rubble-Mound Structures, *Annual Review of Fluid Mechanics*, Vol 7, 2975.
- Rogan, A.J. (1969) Destruction Criteria for Rubble-Mound Breakwaters, *Coastal Engineering Conference*, London.
- Rohan, K., Lefebvre, G., Ben Belfadhel, M. et Dascal, O. (1994) Damage Mechanisms and Influence of Gradation for Steep Riprap, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 3.
- Ryu, C-R. and Sawaragi, T. (1986) A New Design Method of Rubble Mound Structures, *Coastal Engineering Conference*, p 2188- 2202.
- Ryu, C-R., Kang, Y-K. and Kim, J-W. (1992) Optimal Design of Rubble Mound Structures under the Irregular Wave, *Coastal Engineering Conference*, p 1503-1516.
- Scherman, K.A. and Nylander, S. (1970) Supervision of Dams at the Swedish State Power Board, *Dixième Congrès des Grands Barrages*.
- Senouci, S. (1993) Étude en laboratoire de la stabilité des riprap à pente raide sous l'effet des vagues obliques, *Mémoire de maitrise, département de génie civil, Université de Sherbrooke, Québec, Canada*.
- Shore Protection Manual SPM, (1984) U.S. Army Corps of Engineers, *Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir*.
- Sigurdson, G. (1962) Wave Forces on Breakwater Capstones, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineerin*, WW3. p 27-60.
- Sorensen, T.; Jensen. O.J. (1985), Reliability of Hydraulic Models of Rubble Mound Breakwaters as Proven by Prototype Measurments, *The Dock and Harbour Authority*.
- Suh, K. and Dalrymple, R. A. (1988) Expression for Shoreline Advancement of Initially Plane Beach, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineerin*, Vol. 114, No. 6.

- Svee, R. (1962) Formulas for Design of Rubble-Mound Breakwaters, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineerin*, Vol. 88, No. WW2.
- Shimada, A.; Fujimoto, T.; Saito, S.; Sakakiyama, T.; Hirakughi, H. (1986) Scale Effect on Stability and Waves Reflection Reagarding Armor Units, *Coatal Engineering Conference*.
- Taylor, K.V. (1973) Slope Protection on Earth and Rockfill Dams , 11th Int. Congress on Larges Dams, Vol. 3.
- Thompsen, A.L., Wholt, P.E. and Harrison, A.S. (1972) Riprap Stability on Earth Embankments Tested in Large and Small Scale wave Tanks, CERC, Note Technique No. 37.
- Thopson, D.M. and Shutler R.M., (1976) Design of Riprap Slope Protection Against Wind Waves, CIRIA, Report 61, Hydraulics Reasearch Station, Wallingford. England.
- Timco, G.W. and all. (1984) Stability of Breakwater with Variation in Core Permeabilite, *Coatal Engineering Conference*, p 2487-2499.
- Torum, A., Naess, S., Instanes, A. and Vold, S., (1988) On Berm Breakwaters, *Coastal Engineering Conference*, p 1996-2012.
- Torum, A. and Van Gent, M. (1992) Water Particle Velocities on a Berm Breakwater, *Coastal Engineering Conference*, p 1650 1665.
- Torum, A. (1994) Wave-Induced Forces on Armor Unit on Berm Breakwaters, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineerin*, Vol. 120, No, 3.
- Twu, S.W. and Wang, Y.T. (1994) Acomputational Model of the Wave Absorption by the Multilayer Porous Media, *Coastal Engineering*, No. 24, p 97-109.
- U.S. Soil Conservation Service (1983) Riprap for Slope Protection Against Wave Action, Technical report No 69, Engineering Division, Conservation Service, Washigton.
- Van Der Meer, J.W, Pilarczyk, K.W. (1984) Stability of Rubble Mound Slopes under Random Wave Attack, *Coastal Engineering Conference*, p 2620 - 2634.
- Van Der Meer, J.W. (1987) Application of Computational Model on Berm Breakwater Design, *Berm Breakwaters: Unconventionel Rubble Mound Breakwaters*, Publication de l'ASCE, Edité par Willis, D.H., Baird, W.F. and Magoon, O.T, p 92 - 103.
- Van Der Meer, J.W. (1988a) Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack , Thèse de doctorat, Delft University, Pays-Bas.
- Van der Meer, J.W. (1988b) Deterministic and Probabilistic Design of Breakwaters Armor Layers, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineerin*, Vol. 114, No. 1.

Van Der Meer, J.W., Pilarczyk, K.W., (1988c) Large Verification Tests on Rock Slope Stability, Coastal engineering Conference, p 2116 - 2128.

Van Der Meer, J.W. (1992) Stability of the Seaward Slope of Berm Brekwaters , Coastal engineering, No. 16, p 205 - 234.

Van HJum,E. and Pilarczyk, K.W. (1982) Equilibrium Profile and Longshore Transport of Coarse Material under Regular and Irregular wave Attack, Delft Hydraulic, Publication No.274, Pays-Bas.

Vidal, C., Losada, M. and Mansard, E.P.D. (1995) Suitable Wave-Height Parameter for Characterizing Breakwater Stability, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineerin, Vol. 121, No. 2.

Whillock, A.F. (1977) Stability of Dolos Blocks Under Oblique Wave Attack, Rapport No. IT159, Hydraulics Research Station, Wallingford, England.

Wurjanto, A., Kobayashi, N. (1993) Irregular Wave Reflection and Runup on Permeable slopes, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineerin, Vol. 119, No. 5.