UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

INTERCEPTION DES SOLIDES FLOTTABLES ET DIMENSIONNEMENT DES DÉVERSOIRS LATÉRAUX DANS LES CHAMBRES DE DÉBORDEMENT DES RÉSEAUX D'ÉGOUTS UNITAIRES

GISCARD LEFEBVRE
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
DÉCEMBRE 1997

© Giscard Lefebvre, 1997.

National Library of Canada
Bibliothèque nationale du Canada

Acquisitions and Bibliographic Services
Acquisitions et services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

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.

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.

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 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.

0-612-33149-0

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

INTERCEPTION DES SOLIDES FLOTTABLES ET DIMENSIONNEMENT DES DÉVERSOIRS LATÉRAUX DANS LES CHAMBRES DE DÉBORDEMENT DES RÉSEAUX D'ÉGOUTS UNITAIRES

présenté par : LEFEBVRE Giscard
en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BRIÈRE François G., Ing., M.Sc.A., M.E., président
M. MARCHE Claude, Ing., M.Sc.A., D.Sc.A., membre et directeur de recherche
M. DEMARD Hubert, Ing., M.Sc.A., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier en tout premier lieu M. Claude Marche, mon directeur de recherche, pour ses conseils judicieux, sa disponibilité et sa patience au cours des deux dernières années.

Je souhaite remercier CEGEO Technologies Inc., particulièrement MM. Hubert Demard et Martin Couture, qui m'ont permis d'utiliser les résultats de leurs essais pour les fins de cette maîtrise.

Merci aussi à M. René Kahawita et à mon père Gilles Lefebvre, qui ont eu respectivement la gentillesse d'accepter de traduire le résumé de ce mémoire et de m'aider à soigner la qualité de la langue dans ce mémoire.

Enfin, je désire exprimer ma reconnaissance aux personnes et organismes qui m'ont fourni le soutien financier nécessaire pour la réalisation de ce projet, soient M. Claude Marche et les Fonds FCAR du Gouvernement du Québec.

RÉSUMÉ

En période de pluie, les infrastructures de traitement des eaux usées ne peuvent généralement pas absorber toutes les eaux qui parviennent des réseaux d'égouts unitaires. C'est pourquoi on installe des structures de débordement qui permettent de contrôler le débit vers l'usine de traitement à sa valeur maximale et de diriger le débit excédentaire directement au cours d'eau récepteur. On tente habituellement d'appliquer un traitement minimal à ces rejets, soit l'interception des solides flottables.

Une des structures fréquemment utilisée pour remplir ces fonctions est la chambre de débordement avec cloison en amont d'un seuil. Bien que le contrôle hydraulique obtenu avec ce type d'installation soit très satisfaisant, l'efficacité de la cloison pour retenir les déchets flottables est mal connue et difficilement vérifiable sur les sites réels. La première condition permettant à une cloison d'être efficace est la remontée à la surface des débris en amont de cette dernière.

La première partie de ce mémoire présente les résultats d'une série d'essais en laboratoire visant à déterminer les vitesses de remontée de débris types ainsi que l'influence des conditions d'écoulement sur cette même vitesse de remontée. Les essais de remontée en eau calme et dans différentes conditions d'écoulement montrent que l'augmentattion de la turbulence a pour effet de ralentir la remontée des solides flottables. Le traitement de ces résultats a permis d'établir des relations exprimant la vitesse de remontée d'un débris flottable en fonction de ses caractéristiques propres, ainsi que des caractéristiques de l'écoulement. Ces équations permettent d'évaluer la taille nécessaire d'une chambre ou encore les conditions d'écoulement adéquates pour permettre la remontée des solides flottables en amont de la cloison.

Une fois les débris parvenus à la surface, ils doivent y être retenus par la cloison. La série d'essais effectués à ce sujet semblent montrer qu'une cloison simple ne remplit cette fonction que pour des vitesses horizontales relativement faibles par rapport à celles qu'on retrouve en réalité. D'après ces résultats, les conditions de réentraînement sous une cloison semblent beaucoup plus critiques que celles qui permettent la montée à la surface.

Il arrive fréquemment qu'on utilise des déversoirs latéraux aux sites de débordement. La deuxième partie du texte présente une étude sur modèle physique qui a permis d'établir une relation charge hydraulique-débit pour le cas précis des déversoirs latéraux en amont d'une forte contraction. En période de pluie, de 90% à 95% du débit total peut être évacué par ces déversoirs. Leur capacité est sensible aux dimensions relatives de la chambre et du déversoir, ainsi qu'à la charge hydraulique. Dans le cas d'un déversoir long par rapport à la largeur du canal d'approche et pour une forte charge hydraulique, la capacité de ces déversoirs latéraux peut être de 50% inférieure à celle d'un déversoir frontal pour une même charge.

ABSTRACT

During periods of rainfall, water treatment plants are generally incapable of handling the total discharge arriving from the combined sewer network. To circumvent this problem, overflow structures that may or may not contain detention basins are used to limit the discharge that is diverted to treatment. This discharge is limited to the maximum capacity of the water treatment facility, while the excess is discharged into a receiving water body such as a river. This excess is generally subjected to some minimal treatment, such as the removal of floating solids, before being discharged into the river.

One of the combined sewer overflow (CSO) control technology frequently employed to achieve hydraulic control and removal of floatables is the stilling pond with baffle. Although the hydraulic characteristics of this type of installation are fairly satisfactory, the efficiency in retaining floating solids is not well known and is difficult to verify "in situ". A necessary condition for this structure to be effective is that all debris entrained in the incoming flow rises to the top and floats at some distance upstream of the baffle or "scum board".

In the first part of this thesis, the results of a series of laboratory experiments aimed at assessing the rise velocities of typical solid debris as well as the influence of the flow conditions on these rise velocities have been presented. Tests conducted under "still water" as well as under other flow conditions, demonstrate that an increase in the ambient turbulence of the flow tends to retard the rise time of the floatable. An analysis of these results has permitted the development of expressions relating the rise time of the debris to its intrinsic characteristics as well as to the flow conditions. These equations are likely to find application in the preliminary dimensioning of a stilling pond as well as the hydraulic flow conditions necessary for the efficient removal of floating debris.

Once the debris has risen to the surface and floats, it must be retained by the baffle. This is the second necessary condition for the stilling pond to be effective in removing floatables. A series of tests devoted to the retention characteristics of the baffle has

indicated that a simple baffle is ineffective except for very low flow velocities that are rarely encountered in practice. These results indicate that re-entrainement of the floating solids so that they pass under the baffle is more critical than their rise velocity from a completely submerged condition.

Very frequently, side weirs are used for overflow. The second part of the thesis presents a physical model study which has resulted in the development of an expression relating the hydraulic head to the lateral discharge for a side weir located upstream of a strong constriction. During a rainfall episode, between 90% and 95% of the total flow may be evacuated by these weirs. It appears that the discharge capacity is influenced by their dimensions relative to those of the stilling pond and the hydraulic head. For a weir that is relatively long with respect to the width of the approach channel and for a strong hydraulic head, its capacity could be as much as 50% of that of a simple front weir.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....IV

RÉSUMÉ.....V

ABSTRACT.....VII

TABLE DES MATIÈRES.....IX

LISTE DES TABLEAUX.....XII

LISTE DES FIGURES.....XIII

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS.....XV

1.0 INTRODUCTION.....1

PARTIE 1 : INTERCEPTION GRAVITAIRE DES SOLIDES FLOTTABLES...6

2.0 ÉQUILIBRE D'UN CORPS FLOTTABLE IMMERGÉ.....6

3.0 SUSPENSION D'UN SOLIDE FLOTTABLE EN ÉCOULEMENT D'EAU: APPROCHES ET DOMAINES D'APPLICATION.....11

3.1 Transport de sédiments.....11

3.2 Embâcles de glace.....13

3.3 Séparateurs huile-eau.....14

3.4 Bois de flottage.....15

4.0 REMONTÉE DES DÉBRIS FLOTTABLES EN ÉCOULEMENT : ÉTUDE EXPÉRIMENTALE **19**

4.1 Choix des débris **19**

4.2 Description des essais réalisés **20**
4.2.1 Vitesses de remontée en eau calme 20
4.2.2 Vitesses de remontée en écoulement d'eau 21
4.2.3 Essais de replongée 23

4.3 Résultats et analyse **24**
4.3.1 Vitesse horizontale d'un solide flottable 24
4.3.2 Vitesse verticale d'un solide flottable W en eau calme 26
4.3.3 Vitesse verticale d'un solide flottable W' en écoulement d'eau 28
4.3.4 Réentraînement 34

4.4 Comparaisons avec d'autres approches **36**

5.0 APPLICATION DES RÉSULTATS AU DIMENSIONNEMENT DE CHAMBRES DE DÉBORDEMENT AVEC CLOISON **40**

5.1 Utilisation des résultats pour une efficacité visée de 80% **40**

5.2 Exemples d'applications **43**
5.2.1 Exemple 1 44
5.2.2 Exemple 2 46
5.2.3 Exemple 3 48

5.3 Critères de dimensionnement complémentaires traités dans la littérature **50**

6.0 EFFICACITÉ DES CLOISONS POUR RETENIR LES SOLIDES FLOTTANTS **54**

6.1 Description des essais **55**

6.2 Présentation des résultats **56**

6.3 Commentaires et observations recueillis dans la littérature **58**

PARTIE 2 : DIMENSIONNEMENT DES DÉVERSOIRS LATÉRAUX 64

7.0 INFLUENCE DE LA CONFIGURATION D'UNE CHAMBRE SUR LA CAPACITÉ DE SON DÉVERSOIR LATÉRAL 64

7.1 Description du montage et des essais 65

7.2 Résultats et analyse 66

7.3 Comparaisons avec d'autres résultats 73

8.0 CONCLUSION 75

BIBLIOGRAPHIE 77

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4.1 - Conditions hydrauliques des essais de remontée en écoulement d'eau 22
Tableau 4.2 - Vitesses de remontée en eau calme 27
Tableau 4.3 - Résultats comparatifs des essais de replongée 36
Tableau 5.1 - Résultats des vitesses de remontée en écoulement (condoms, essai # 6) 41

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 - Schéma d'un réseau d'égouts unitaire type 2
Figure 1.2 - Chambre de débordement avec cloison en amont d'un seuil 3
Figure 2.1 - Forces et vitesses agissant sur un corps flottable immergé 7
Figure 3.1 - Types de mises en suspension d'un corps flottable 17
Figure 4.1 - Schéma du montage (essais de remontée en écoulement) 21
Figure 4.2 - Paramètres de l'étude expérimentale (essais de remontée en écoulement) 23
Figure 4.3 - Facteur K_1 en fonction de u_* 26
Figure 4.4 - Facteur K_2 en fonction de u_* 29
Figure 4.5 - Courbe Z - K_2 intuitive 30
Figure 4.6 - Relation entre le facteur Z et la vitesse de remontée W' 31
Figure 4.7 - Relation entre le facteur Z_f et la vitesse de remontée W' 33
Figure 4.8 - Comparaison entre la relation expérimentale et des relations provenant d'autres domaines (débris rigide, W = 0,20 m/s, C_f = 1) .. 38
Figure 4.9 - Comparaison entre la relation expérimentale et des relations provenant d'autres domaines (débris rigide, W = 0,15 m/s, C_f = 1) .. 39
Figure 4.10 - Comparaison entre la relation expérimentale et des relations provenant d'autres domaines (débris rigide, W = 0,07 m/s, C_f = 1) .. 39
Figure 5.1 - Relation entre le facteur Z_f et la vitesse de remontée W' pour une efficacité de 80% ($W'_{80\%}$) 42
Figure 6.1 - Schéma du montage (essais avec cloison) 55
Figure 6.2 - Efficacité des cloisons en fonction de leur profondeur et de la vitesse d'approche (profondeur d'eau constante de 1 m) 57
Figure 6.3 - Patron d'écoulement permettant la rétention des solides flottables, selon Sharpe et Kirkbride (1959) 59
Figure 7.1 - Schéma du montage et identification des paramètres étudiés (essais de déversoirs latéraux) 65
Figure 7.2 - Évolution du coefficient de débit C_D en fonction de la géométrie de la chambre et de la charge hydraulique sur le déversoir 68
Figure 7.3 - Relation entre le facteur J_1 et le rapport L_d/B 70

Figure 7.4 - Pourcentage d'erreur de l'équation expérimentale en fonction de H_{hvd}/B 71

Figure 7.5 - Pourcentage d'erreur de l'équation expérimentale en fonction de la vitesse moyenne d'approche de l'eau 72

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a	profondeur d'une cloison
A_r	aire du débris dans le plan perpendiculaire à U_r
A_l	aire du débris dans un plan parallèle à U_r
B	largeur d'une chambre de débordement
B_{min}	largeur minimale d'une chambre de débordement
C	paramètre pour critères de dimensionnement d'une chambre
C_f	facteur de forme de Corey modifié
C_o	facteur de forme de Corey
C_p	coefficient de portance d'un corps flottable
C_Q	coefficient de débit
C_t	coefficient de traînée d'un corps flottable
D	diamètre de la conduite d'entrée
D_{min}	diamètre minimal d'une conduite
f	facteur de réduction de la vitesse de remontée
F_a	force d'Archimède
F_{dc}	nombre de Froude densimétrique critique
F_p	force de portance
F_t	force de traînée
g	accélération gravitationnelle
h_0	hauteur d'eau sur un déversoir latéral à son extrémité amont
h_1	hauteur d'eau sur un déversoir latéral à son extrémité aval
H	profondeur d'eau
H_{hyd}	charge hydraulique
H_{min}	profondeur d'eau minimale
J_1	coefficient de la relation charge-débit expérimentale
J_2	coefficient de la relation charge-débit expérimentale
K	paramètre pour critères de dimensionnement d'une chambre
K_1	rapport de la vitesse horizontale d'un solide flottable sur la vitesse de l'écoulement
K_2	rapport de la vitesse de remontée d'un solideflottable en écoulement sur sa vitesse de remontée en eau calme

L	longueur d'une chambre de débordement (de la conduite d'entrée à la cloison)
L_d	longueur d'un déversoir
L_{min}	longueur minimale d'une chambre de débordement (de la conduite d'entrée à la cloison)
l_a	longueur du côté long d'un objet
l_b	longueur du côté moyen d'un objet
l_c	longueur du côté court d'un objet
M	longeur d'eau morte en aval d'un déversoir latéral
n	coefficient de rugosité de Manning
P	poids du débris
Q	débit
R	rayon hydraulique d'une section d'écoulement
S	pente de la ligne d'énergie
STEP	station d'épuration des eaux usées
t	temps
T	épaisseur d'un bloc de glace
u	vitesse instantanée de l'eau en un point (horizontale, parallèle à l'écoulement)
u''	fluctuation aléatoire de la vitesse intantanée en un point (horizontale, parallèle à l'écoulement)
$\bar{u}$	vitesse moyenne de l'eau en un point (horizontale, parallèle à l'écoulement)
u_*	vitesse de cisaillement ou vitesse étoilée
u_{*cr}	vitesse de cisaillement critique
U'	vitesse du corps flottable en écoulement (horizontale, parallèle à l'écoulement)
V_{cr}	vitesse d'écoulement critique pour l'entraînement d'un bloc de glace
U_r	vitesse relative d'un corps flottable par rapport à l'eau
v	vitesse instantanée de l'eau en un point (horizontale, perpendiculaire à l'écoulement)

v''	fluctuation aléatoire de la vitesse intantanée en un point (horizontale, perpendiculaire à l'écoulement)
$\overline{v}$	vitesse moyenne de l'eau en un point (horizontale, perpendiculaire à l'écoulement)
vs	versus
V	vitesse moyenne d'un écoulement
V'	vitesse d'un corps flottable en écoulement (horizontale, perpendiculaire à l'écoulement)
V_d	volume d'un corps flottable
w	vitesse vericale instantanée de l'eau en un point
w''	fluctuation aléatoire de la vitesse verticale intantanée en un point
$\overline{w}$	vitesse verticale moyenne de l'eau en un point
W	vitesse de remontée verticale d'un corps flottable en eau calme
W'	vitesse de remontée verticale d'un corps flottable en écoulement d'eau
$W'_{80\%}$	vitesse de remontée verticale d'un corps flottable en écoulement d'eau; 80% des élémentss ont une vitesse de remontée supérieure à cette valeur
X	distance horizontale parcourue par un débris flottable avant qu'il atteigne la surface
Y	profondeur de départ d'un débris
Z	nombre de Rouse
Z_{cr}	nombre de Rouse critique
Z_f	nombre de Rouse modifié avec facteur de forme
$Z_{f,cr}$	nombre de Rouse modifié avec facteur de forme, valeur critique
κ	constante de Von Karman
ρ_d	masse volumique d'un corps flottable
ρ_w	masse volumique de l'eau
$\sigma_{u,v,w}$	intensité des fluctuations turbulentes dans les directions de u, v ou w
φ	coefficient de débit (équation de Dominguez)
%	pourcentage

1.0 INTRODUCTION

Une part importante de la pollution des cours d'eau en milieu urbain provient des rejets des réseaux d'égouts unitaires en temps de pluie[1]. Très peu de villes possèdent les infrastructures nécessaires au traitement des débits recueillis en période de pluie. Il est économiquement impensable de traiter en temps réel ces débits qui peuvent atteindre de quarante à cinquante fois la valeur du débit de temps sec. La solution peut être de retenir les eaux dans de grands bassins pour les traiter ultérieurement, une fois la pluie passée. Le traitement de ces eaux peut alors être complet ou partiel, car les eaux de pluie ont parfois des concentrations en polluants relativement faibles par rapport au débit sanitaire de temps sec, en raison de l'effet de dilution.

Cette solution est encore peu utilisée, du moins au Québec et dans plusieurs autres pays industrialisés. Elle exige des investissements tout de même importants et l'utilisation d'espaces considérables. C'est pourquoi on ne trouve généralement sur les réseaux que de simples structures bétonnées de petites dimensions, appelées chambres de débordement. Elles servent à séparer le débit se rendant vers la station d'épuration (STEP) et le débit de débordement qui, lui, est acheminé directement au cours d'eau récepteur. La figure 1.1 présente de façon schématique un réseau unitaire typique.

Pour les eaux de débordement, on considère généralement comme traitement minimal l'enlèvement des solides flottables. Ces derniers, contrairement aux solides lourds qui se déposent à proximité des points de rejet, ont un impact très étendu spatialement. De plus, ils constituent une pollution visuelle souvent inacceptable. Selon une étude récente menée dans le port de New-York (St. John, 1994), 85% des débris flottants qu'on y trouve proviennent des débordements des réseaux d'égouts par temps de pluie.

---

[1]Dans la littérature anglophone, on les appelle les CSOs (combined sewer overflows)

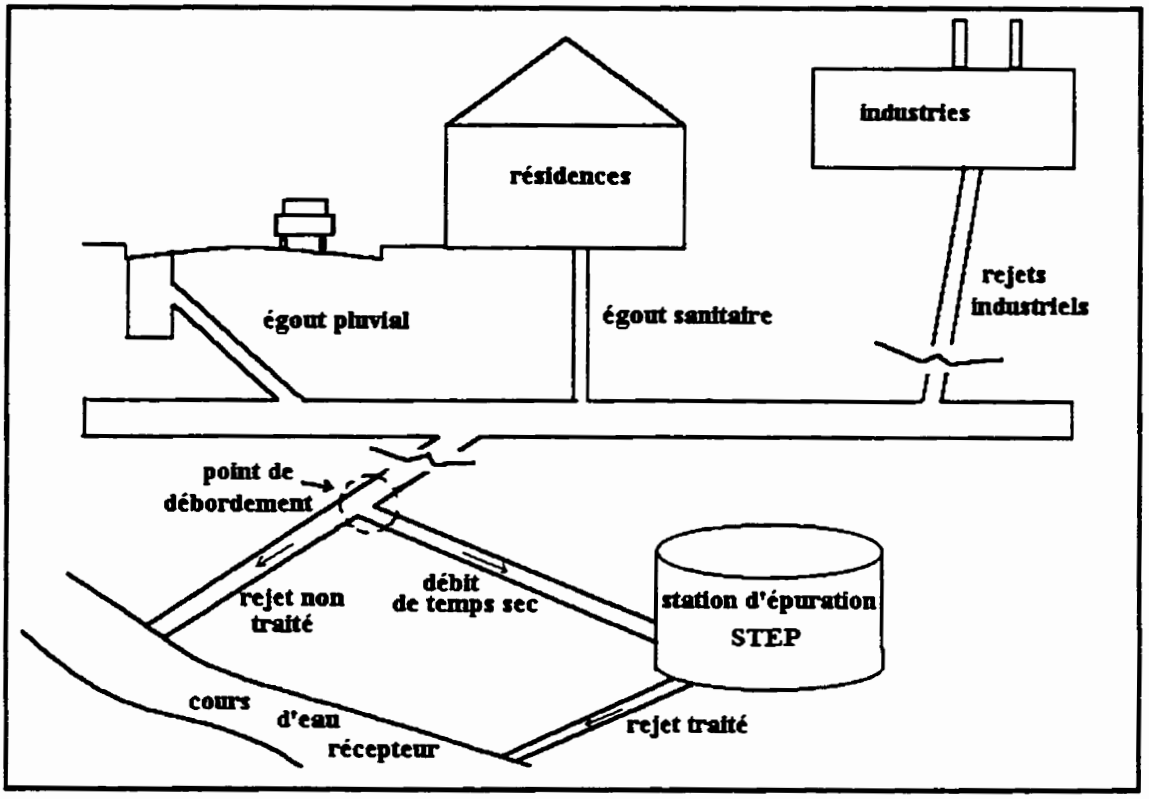


Figure 1.1 - Schéma d'un réseau d'égouts unitaire type

On peut s'attaquer au problème à la source par des nettoyages fréquents des rues et des bouches d'égouts, ou encore tenter de récupérer les débris aux points de rejets à l'aide d'estacades flottantes et de bateaux nettoyeurs. Cependant, ces solutions ne sont pas très économiques et il serait préférable d'intercepter les débris flottables à même les chambres de débordements. Il existe à cette fin des systèmes de dégrillage relativement efficaces, mais ils nécessitent un entretien régulier et les risques de défaillances des systèmes mécaniques par temps de pluie sont importants.

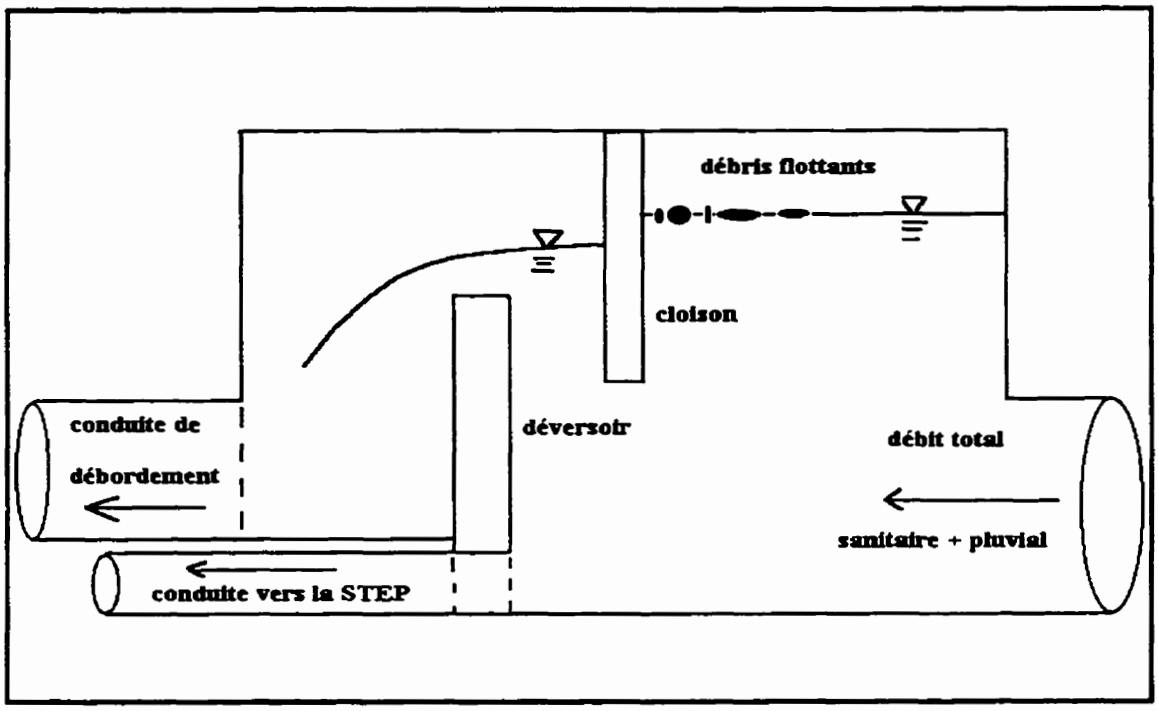


Figure 1.2 - Chambre de débordement avec cloison en amont d'un seuil

Le système idéal serait économique et efficace. L'installation de cloisons dans les chambres de débordement (figure 1.2) dans l'intention de retenir les débris flottants en amont des déversoirs répond sans aucun doute au premier critère. Cependant, il subsiste de sérieux doutes quant à leur efficacité réelle, même si ce type d'installation est très utilisé, notamment au Québec, en Angleterre et aux États-Unis. En 1996, dans la région de Boston (Heath, 1996), dans le cadre d'un vaste programme de contrôle des déversements de solides flottables dans les cours d'eau récepteurs, on recommandait l'installation de cloisons dans 29 des 38 sites étudiés, tout en reconnaissant que leur efficacité est mal connue et que des recherches à ce sujet devraient être entreprises à court terme. Pour qu'une telle installation soit efficace, il faut non seulement que les débris aient la distance horizontale nécessaire pour remonter à la surface, mais aussi que la cloison puisse les empêcher d'être entraînés avec le débit de débordement.

Il existe plusieurs types d'installations de débordement de réseau unitaire, mais dans le cadre du présent travail de maîtrise, nous nous sommes intéressés à deux types de chambres en particulier. Il s'agit de la chambre avec déversoir frontal et cloison en amont du seuil ainsi que de la chambre avec déversoir latéral et dégrilleur pour l'interception des solides. Dans le deuxième type, l'utilisation d'une cloison n'est pas appropriée car les déchets flottants sont très facilement entraînés vers la crête déversante qui est installée tout près de la conduite d'entrée de la chambre.

Dans les deux cas, le débit vers la STEP est restreint par un orifice, une conduite d'étranglement ou un régulateur à vortex, étalonné pour laisser passer le débit maximal permis lorsque le niveau d'eau est maximal dans la chambre. Ce type de contrôle hydraulique est précis et il s'agit là d'un grand avantage de ces deux configurations de chambres.

Le premier et principal sujet traité dans ce mémoire sera l'interception gravitaire des débris flottables dans les chambres avec déversoir frontal et cloison. Le but de l'étude consiste à quantifier l'influence de la vitesse d'écoulement dans la chambre sur la remontée en surface des débris flottables arrivant par la conduite unitaire. Les résultats seront utilisés pour constituer des relations applicables dans un contexte pratique de dimensionnement des chambres. Une brève étude de l'efficacité des cloisons pour retenir les solides flottants en amont des déversoirs complétera cette partie du mémoire, qui comprend les chapitres 2 à 6. Enfin, le deuxième sujet, présenté au chapitre 7, sera le dimensionnement des déversoirs latéraux en fonction de la configuration physique de la chambre dans laquelle il est situé.

Bien que le contrôle des débordements des réseaux unitaires ait fait l'objet d'une littérature abondante, en particulier par l'*Environmental Protection Agency (USA)*, il en existe très peu qui concerne directement les sujets traités dans ce mémoire. C'est

pourquoi le développement qui suit repose sur une série d'essais réalisés au laboratoire d'hydrodynamique de l'École Polytechnique de Montréal au cours des deux dernières années. La majeure partie de ces essais a été commandée par CEGEO Technologies Inc., centre d'expertise en gestion des eaux d'orages affilié au Groupe John Meunier Inc.

PARTIE 1 : INTERCEPTION GRAVITAIRE DES SOLIDES FLOTTABLES

Cette partie du travail vise à quantifier l'influence des conditions d'écoulement sur la vitesse de remontée d'un débris flottable dans une chambre de débordement et à étudier l'efficacité d'une cloison en amont d'un seuil frontal. Les principes de base, l'approche utilisée, les essais réalisés et les résultats obtenus seront décrits.

2.0 ÉQUILIBRE D'UN CORPS FLOTTABLE IMMERGÉ

La figure 2.1 présente les forces agissant sur un débris flottable immergé ainsi que les caractéristiques du milieu qui l'entoure. La force résultante sur le corps est la somme vectorielle de la force d'Archimède (F_a), de son poids (P) ainsi que des forces de traînée (F_t) et de portance (F_p). À l'équilibre, soit au repos ou à vitesse constante, la somme vectorielle de ces quatre forces est nulle. L'orientation des forces de traînée et de portance varie dans le temps avec l'orientation et la valeur de la vitesse relative (U_r) de l'objet par rapport à l'eau.

$$F_a = \rho_w * g * V_d \tag{2.1}$$

$$P = \rho_d * g * V_d \tag{2.2}$$

$$F_t = \tfrac{1}{2} * C_t * \rho_w * U_r^2 * A_r \tag{2.3}$$

$$F_p = \tfrac{1}{2} * C_p * \rho_w * U_r^2 * A_l \tag{2.4}$$

où

ρ_w = masse volumique de l'eau

ρ_d = masse volumique du débris

V_d = volume du débris

g = accélération gravitationnelle

C_p = coefficient de portance du débris

C_t = coefficient de traînée du débris

U_r = vitesse relative du débris par rapport à l'eau

A_r = aire du débris dans le plan perpendiculaire à U_r

A_l = aire du débris dans le plan parallèle à U_r

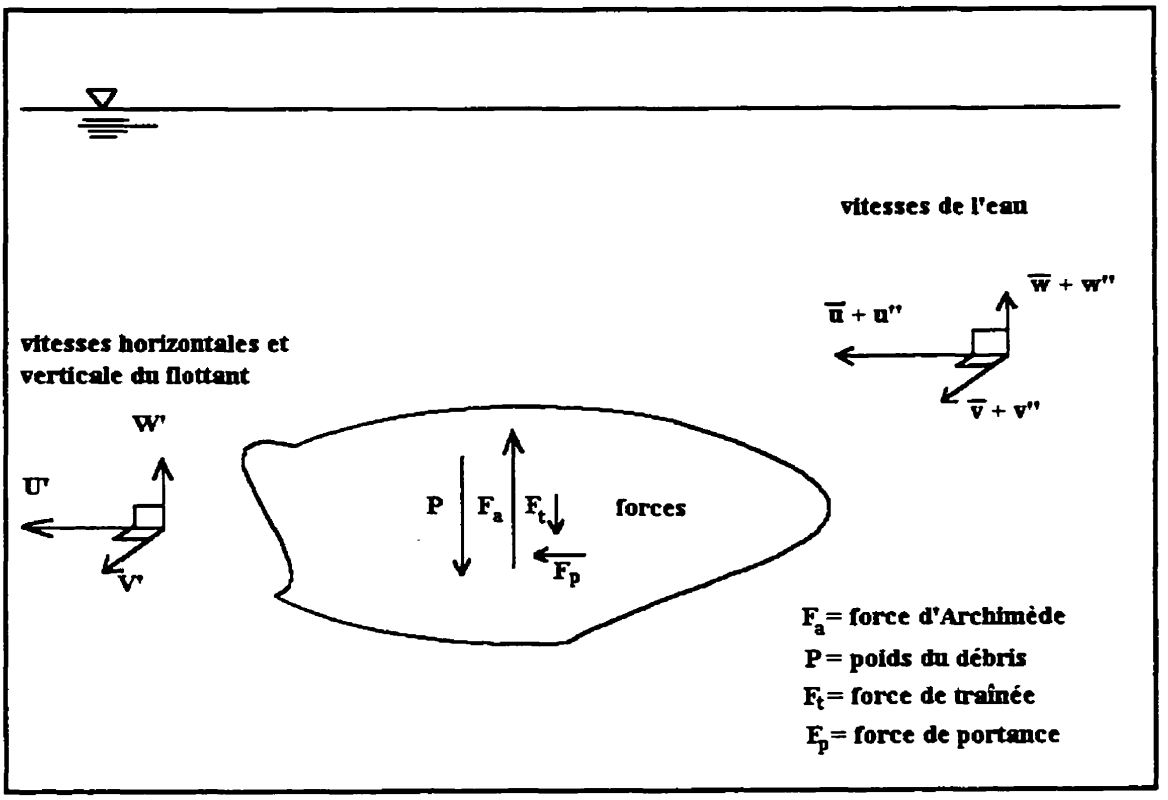


Figure 2.1 - Forces et vitesses agissant sur un corps flottable immergé

Lorsqu'un corps flottable a atteint la surface, une nouvelle force entre alors en jeu, il s'agit de la tension superficielle. Son effet sera discuté plus loin au chapitre 4.

La vitesse du solide flottable peut être exprimée en trois composantes perpendiculaires U', V' et W'. Cette vitesse est transmise par la force d'Archimède (F_a), qui est contrebalancée par le poids de l'objet (P) et la force de traînée (F_t). Elle dépend donc de la masse volumique de l'objet et de sa forme.

La vitesse de l'eau se divise elle aussi en trois composantes perpendiculaires u,v et w. Ces trois vitesses instantanées sont la somme d'une valeur moyenne dans le temps et d'une fluctuation aléatoire liée à la turbulence (u'', v'' et w'').

$$\overline{u''} = \overline{v''} = \overline{w''} = 0$$

et habituellement

$$\overline{v} = \overline{w} = 0;$$

Donc, la vitesse instantanée en un point peut s'exprimer ainsi :

$$u = \overline{u} + u'', v = v'', w = w''$$

Dans le cadre du présent travail, nous nous intéressons particulièrement à la vitesse verticale du débris en écoulement W'. Si cette vitesse est différente de la vitesse de montée du débris en eau calme W, on pourrait l'expliquer de la façon suivante. Les fluctuations turbulentes autour de l'objet modifient l'équilibre des forces sur ce dernier. Il en résulte un mouvement aléatoire qui réduit et qui peut même annuler le mouvement moyen du corps flottable vers la surface de l'eau.

L'intensité de la turbulence (σ) dans chaque direction s'exprime par l'écart type ou valeur quadratique moyenne des fluctuations de vitesses.

$$\sigma_u = \sqrt{\overline{u'^2}}, \sigma_v = \sqrt{\overline{v'^2}}, \sigma_w = \sqrt{\overline{w'^2}} \tag{2.5}$$

On ne peut déduire théoriquement les valeurs de ces intensités. La mesure expérimentale de ces fluctuations exigent un appareillage très sophistiqué, utilisé pour établir des relations empiriques permettant de calculer les intensités de la turbulence (Kironoto, 1994). Par exemple, l'intensité des fluctuations verticales s'exprime ainsi:

$$\sigma_w = u_* * \varepsilon * e^{-\lambda * (\mu/\delta)} \tag{2.6}$$

où

u_* = vitesse de cisaillement

ε, λ = constantes expérimentales

μ = hauteur par rapport au fond du canal

δ = hauteur du point de vitesse maximale par rapport au fond du canal

L'intensité de la turbulence est donc reliée exponentiellement à la position dans l'écoulement et est directement proportionnelle à la vitesse de cisaillement (ou vitesse étoilée), qui se définit comme suit :

$$u_* = \sqrt{gRS} \tag{2.7}$$

où

R = rayon hydraulique de la section

S = pente de la ligne d'énergie

La pente S peut s'exprimer différemment à partir de l'équation de Manning :

$$S = n^2 V^2 / R^{4/3} \tag{2.8}$$

où

n = coefficient de rugosité de Manning

V = vitesse moyenne de l'écoulement

En combinant les équations 2.7 et 2.8, on obtient :

$$u_* = n * V * \sqrt{g} * R^{-1/6} \tag{2.9}$$

L'équation 2.9 permet de mesurer de façon simple le niveau relatif de turbulence dans des écoulements en canal ou en rivière. La vitesse étoilée sera donc le principal paramètre servant à décrire l'écoulement lors de l'étude expérimentale présentée dans les prochains chapitres. Pour décrire le solide flottable, le principal paramètre utilisé dans ce texte sera sa vitesse de remontée en eau calme W. Cette approche est donc la même que celle qu'on utilise en transport de sédiments. Cette dernière est décrite au chapitre suivant.

3.0 SUSPENSION D'UN SOLIDE FLOTTABLE EN ÉCOULEMENT D'EAU: APPROCHES ET DOMAINES D'APPLICATION

La suspension d'un corps dans un écoulement peut se définir comme la l'absence partielle ou totale de l'influence de la gravité sur ce corps. Lorsque la vitesse de l'écoulement augmente et que la turbulence apparaît, il est raisonnable de croire que la remontée d'un corps flottable est affectée à un degré plus ou moins élevé selon l'intensité de cette turbulence. La littérature est pratiquement muette sur ce sujet. Cependant, on peut assimiler ce phénomène au transport de sédiments. Le déplacement et la suspension de particules lourdes dans un écoulement sont des cas bien documentés. Le présent chapitre exposera brièvement les principes et les relations utilisées dans l'étude du transport de sédiments. De plus, d'autres conditions de mise en suspension seront présentées. Il s'agit de conditions limites utilisées dans le calcul d'embâcles de glace, pour le dimensionnement de déshuileurs ou encore pour la conception d'estacades en amont des prises d'eau de centrales hydroélectriques.

3.1 Transport de sédiments

En transport de sédiments, les vitesses W et W' sont des vitesses de chute car la densité des sédiments excède celle de l'eau. La dimension des particules sédimentaires est très petite par rapport aux débris flottables que l'on trouve dans les réseaux d'égouts. Ils ne réagissent peut-être pas exactement de la même façon à la turbulence. Néanmoins, la prise en considération des conditions de mise en suspension et de charriage des sédiments constitue une base de départ intéressante pour l'étude du comportement des corps flottables dans des écoulements.

Tel que discuté au chapitre précédent, en transport solide, la condition de mise en suspension, c'est-à-dire le moment où la turbulence annule la force qui entraîne une particule vers le fond, est basée sur la vitesse de cisaillement u_* et la vitesse de chute en eau calme W. Cette condition est représentée sous la forme du rapport u_*/W (Van Rijn, 1984). La mise en suspension s'effectue lorsque ce rapport excède une valeur variant de 0,25 à 1 selon les auteurs.

$$\frac{u_{*,cr}}{W} = 0{,}25\,; \quad 0{,}4 \text{ ou } 1 \tag{3.1}$$

On trouve aussi dans la littérature le paramètre Z qui s'exprime ainsi :

$$Z = \frac{W}{\kappa u_*} \tag{3.2}$$

Z est appelé nombre de Rouse (Simons, 1977). κ est la constante de Von Karman et sa valeur est de 0,4. En combinant les équations 3.1 et 3.2, la valeur critique du nombre de Rouse (Z_{cr}) serait de l'ordre de 2,5 à 10. La connaissance de ces valeurs critiques ne permet pas de décrire la zone transitoire entre la chute en eau calme et la suspension totale. Si on suppose une influence linéaire de la vitesse étoilée sur la vitesse de chute des particules, on obtient la relation suivante:

$$W' = W - Z_{cr}\kappa u_* \quad \geq 0 \tag{3.3}$$

La vitesse de chute des particules en écoulement serait réduite graduellement avec l'augmentation de la vitesse étoilée, jusqu'à une valeur critique ($Z_{cr}\kappa u_* = W$) où la suspension totale débute. Cela équivaut à dire que la vitesse de remontée W' d'un débris dans un écoulement de vitesse étoilée connue sera égale à sa vitesse de

remontée en eau calme W moins celle du débris qui serait en suspension totale dans ces mêmes conditions.

3.2 Embâcles de glace

Il existe plusieurs études sur les conditions de stabilité des couverts de glace (Pariset, 1966; Uzuner, 1972; Tatinclaux, 1977). Dans ce domaine, on s'intéresse aux conditions d'écoulement qui permettront à certains blocs de glace, retenus en amont d'une accumulation, de passer sous leurs prédécesseurs et d'ainsi créer une embâcle plus en aval. À quelques variantes près, ces études présentent toutes une condition de mise en suspension de la forme suivante :

$$F_{dc} = \frac{V_{cr}}{\sqrt{\frac{\Delta\rho}{\rho_w} g\, T} \quad (1 - T/H)} \tag{3.4}$$

où

F_{dc} = nombre de Froude densimétrique critique

ρ_w = masse volumique de l'eau

$\Delta\rho$ = différence de masse volumique entre l'eau et la glace

V_{cr} = vitesse critique d'écoulement

T = épaisseur du bloc de glace

H = profondeur d'eau

Il s'agit d'un nombre de Froude densimétrique. Expérimentalement, la valeur critique de F_d a été mesurée à 1,4. Lorsque le rapport T/H tend vers zéro, la vitesse critique de mise en suspension s'exprime selon l'équation 3.5.

$$V_{cr} = \sqrt{\Delta\rho / \rho_w \; 2\, g\, T} \tag{3.5}$$

3.3 Séparateurs huile-eau

L'*American Petroleum Institute* (1990) a publié un guide de conception des séparateurs huile-eau dans lequel, sans développement théorique, on fixe les limites suivantes pour un fonctionnement adéquat :

$$V \leq 15\, W \text{ ou } 0{,}015 \text{ m / s} \tag{3.6}$$

où

W = vitesse de remontée d'une goutte d'huile en eau calme

V = vitesse horizontale moyenne de l'écoulement à l'approche de la cloison

Les séparateurs décrits sont sous la forme de bassins rectangulaires avec une cloison de rétention en surface. Pour le calcul de la longueur d'un séparateur, on tient compte d'un facteur de réduction de la vitesse de remontée des gouttes en fonction du rapport V/W. Cette réduction est faite dans le dessein de tenir compte de la turbulence.

$$W' = W / f \tag{3.7}$$

$$f = -0{,}0007\,(V/W)^2 + 0{,}0425\,(V/W) + 1{,}154 \tag{3.8}$$

où

W' = vitesse de remontée en écoulement

f = facteur de réduction lié à la turbulence

Si on introduit dans l'équation 3.8 la valeur limite du rapport *V/W* de l'équation 3.6 (15), on obtient un facteur *f* de 1,634. Cela signifierait que dans ces conditions,même si l'huile remonte, son équilibre à la surface n'est pas garanti et elle pourrait être réentraînée sous la cloison de rétention de la nappe d'huile. Dans ce guide, on ne parle donc pas de vitesse critique pour laquelle on n'observe plus aucune remontée des gouttes d'huiles.

La stabilité de l'interface d'une nappe d'huile en amont d'une cloison a fait l'objet d'autres études plus détaillées (Ertekin, 1995 ; Kordyban, 1990; Leibovich, 1976; Jones, 1972). Il n'est pas utile de décrire ici les équations développées dans ces publications. Les conclusions contradictoires des auteurs laissent supposer que le phénomène de réentraînement des gouttelettes d'huile sous une cloison n'est pas encore bien connu. De plus, ces équations semi-empiriques, basées sur des rapports de densité et sur la tension interfaciale entre l'huile et l'eau, seraient difficilement applicables au comportement de débris solides. Enfin, l'ordre de grandeur des vitesses d'écoulement est totalement différent de celui qu'on trouve dans les réseaux d'égouts.

3.4 Bois de flottage

Sur les rivières où l'on pratique le flottage du bois, on installe généralement en amont des barrages des estacades flottantes qui permettent de diriger les billes vers une rampe. L'estacade évite que les billes parviennent aux prises d'eau où leur accumulation sur les grilles de protection créerait des pertes de charge indésirables. Perham (1987) a réalisé une étude complète sur les différents types d'estacades utilisés pour contenir ou diriger le bois de flottage. Des études en laboratoire ont été menées pour déterminer leur efficacité en fonction de la vitesse d'écoulement.

Les essais sur modèles réduits avaient pour but de comparer les types d'estacades les uns par rapport aux autres et non de déterminer des vitesses critiques absolues applicables pour des cas réels. Les valeurs tirées des lois de similitudes sont donc données en tant qu'ordre de grandeur. Les estacades les plus efficaces sont celles qui descendent le plus profondément dans l'eau, comme les filets de câbles métalliques soutenus par des billots. Pour ce type d'estacade, la vitesse critique réelle déduite des essais serait de 1,2 m/s pour une efficacité de rétention de 80% de billes standard (1,22 m X 20,3 cm de diamètre). En comparaison, une estacade composée de simples billots attachés les uns aux autres à leurs extrémités aurait une vitesse critique correspondante de 0,95 m/s. À ces vitesses, 20% des billes passent sous l'estacade.

L'échelle à laquelle ces essais ont été réalisés (1 : 20) est très comparable à l'échelle réelle d'installations de débordement. Les modèles de billes de bois avaient des dimensions du même ordre que celles des débris flottables qu'on trouve dans les réseaux d'égouts (1 cm X 6 cm). L'entraînement de ces billes sous le modèle d'estacade s'approche donc passablement de l'entraînement de débris flottants sous une cloison de chambre de débordement, à l'échelle réelle. Les vitesses critiques mesurées en laboratoire sont de l'ordre de 0,26 m/s pour une efficacité de rétention de 80%. Cette valeur pourra servir de point de comparaison pour les valeurs expérimentales décrites au chapitre 6.

En somme, il existe plusieurs domaines où la mise en suspension de corps flottables a été étudiée. Dans chaque cas, on a formulé des conditions limites qui semblent assez liées au type de corps flottable concerné. L'approche transport de sédiments, même si elle concerne les sédiments lourds, est plus générale et se prête mieux au type de débris étudié dans le cadre de cette étude. Cependant, peu importe le secteur

d'application, il existe bel et bien des conditions d'écoulement dans lesquelles un corps flottable sera mis en suspension ou ralenti dans sa montée vers la surface.

La figure 3.1 montre les différents types de mise en suspension. Dans le cas de la suspension totale (type 1), le débris flottable aura une trajectoire complètement aléatoire dans l'écoulement et n'atteindra peut-être jamais la surface. Seule la théorie du transport de sédiments permet pour l'instant d'aborder ce cas. La suspension partielle (type 2) peut être abordée par les conditions limites issues de l'étude du transport de sédiments, mais les équations de dimensionnement de séparateurs huile-eau permettent aussi de quantifier le phénomène. Dans ce type de suspension, la remontée du débris flottable est ralentie, mais pas annulée entièrement.

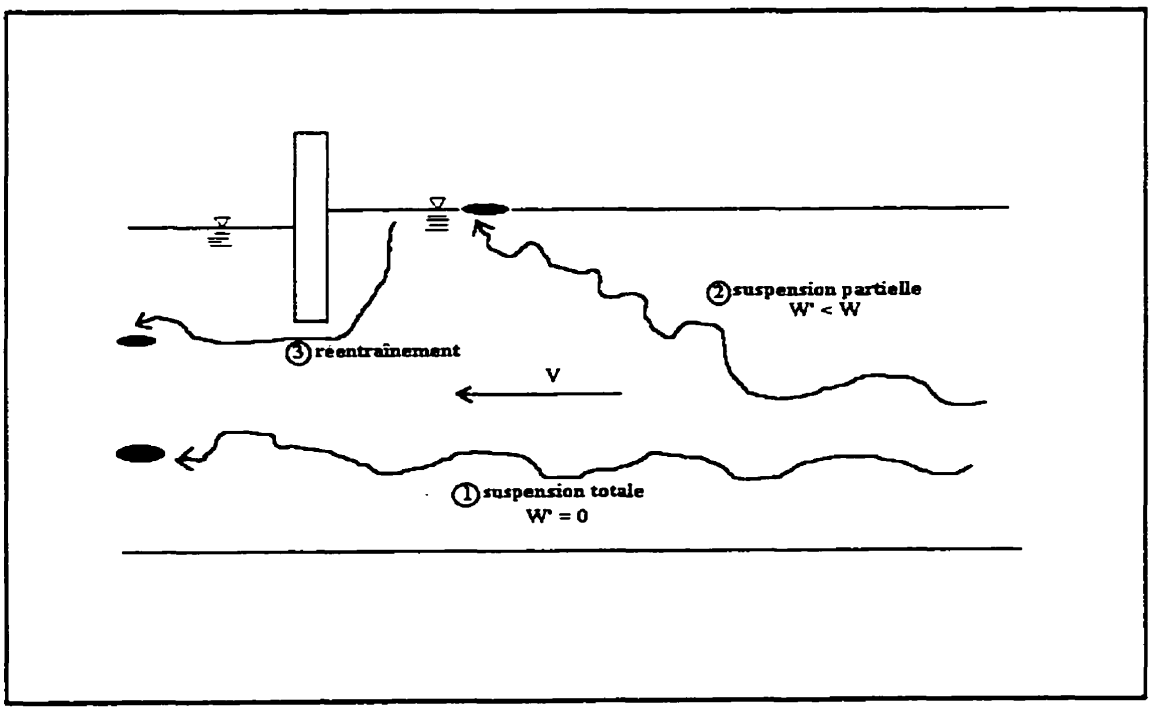


Figure 3.1 - Types de mises en suspension d'un corps flottable

Enfin, le type 3 est le réentraînement d'un débris flottable sous une cloison ou une estacade, après qu'il ait atteint la surface de l'eau. Les calculs d'embâcles de glace,

d'estacades pour bois de flottage et de séparateurs huile-eau traitent de ce type de mise en suspension. Pour le bois et l'huile, la forme et la profondeur de la cloison jouent un rôle important. C'est ce qui distingue le type 3 des types 1 et 2 où seules les conditions d'écoulement moyennes et les caractéristiques du débris flottable sont à considérer. En fait, selon sa configuration, la cloison crée des conditions d'écoulement locales qui peuvent être fort différentes des conditions moyennes à l'approche.

L'étude expérimentale décrite dans les prochains chapitres portera essentiellement sur les deux premiers types de mise en suspension. Le type 3 sera abordé au chapitre 6, mais une étude détaillée de ce phénomène constituerait un projet à elle seule.

4.0 REMONTÉE DES DÉBRIS FLOTTABLES EN ÉCOULEMENT : ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

Comme la littérature à ce sujet est inexistante et qu'il semble à première vue difficile d'appliquer des équations tirées de phénomènes similaires, une étude expérimentale s'avère nécessaire pour connaître le comportement d'un débris flottable immergé en écoulement et les paramètres qui contrôlent ce comportement. À l'été 1996, CEGEO Technologies Inc. a mandaté le laboratoire d'hydrodynamique de l'École Polytechnique pour réaliser une étude de l'influence des conditions d'écoulement sur les vitesses de remontée de débris flottables. Ces essais ont été réalisés dans le cadre d'une série d'études physiques sur des équipements destinés aux points de débordements de réseaux unitaires.

4.1 Choix des débris

Le choix des débris a été fait en fonction d'une étude de caractérisation réalisée dans la région de Montréal à l'automne 1995 (Paradis, 1996). On y a recueilli des solides flottants directement à l'embouchure des points de rejets de réseaux unitaires en période de fortes pluies. De cette collecte, onze débris caractéristiques ont été retenus pour la réalisation des essais en laboratoire :

-condom;
-feuille d'arbre;
-emballage de chocolat en plastique;
-applicateur sanitaire en plastique;
-mégot de cigarette;

-bâtonnet à café en bois (type «popsicle»);

-bâtonnet à café en plastique;

-cure-oreille;

-paquet de cigarettes;

-sac de plastique (type «Zip-Lock»);

-coeur de pomme.

4.2 Description des essais réalisés

4.2.1 Vitesses de remontée en eau calme

Cette première série d'essais est particulièrement importante puisque les valeurs obtenues serviront de références lors de l'analyse des effets d'un écoulement horizontal sur la remontée des débris flottables. Ils ont été effectués dans un bassin où chaque débris pouvait remonter dans sa trajectoire propre. Aucun mur ou obstacle ne pouvait influencer cette dernière.

L'objet était déposé au fond du bassin à l'aide d'une grande pince et ensuite laissé à lui-même. La profondeur d'eau de un mètre et le temps qu'il mettait à atteindre la surface permettaient le calcul de la vitesse de remontée W. Entre 15 et 30 essais sont faits pour chaque débris, selon de la constance des résultats.

Chaque objet était trempé dans l'eau pendant une heure avant l'essai. Cela a été fait dans l'intention d'avoir des conditions uniformes pour les objets qui se dégradent dans l'eau, comme les mégots et les paquets de cigarettes. Cette procédure a aussi été appliquée à toutes les séries d'essais subséquentes.

4.2.2 Vitesses de remontée en écoulement d'eau

Pour ces essais, un canal de un mètre de largeur a été aménagé dans un bassin à houle (figure 4.1). Le jeu des pompes, des vannes et d'un déversoir réglable permettait d'obtenir les conditions d'écoulement voulues dans le canal (tableau 4.1). La longueur effective du canal était de 17,8 mètres.

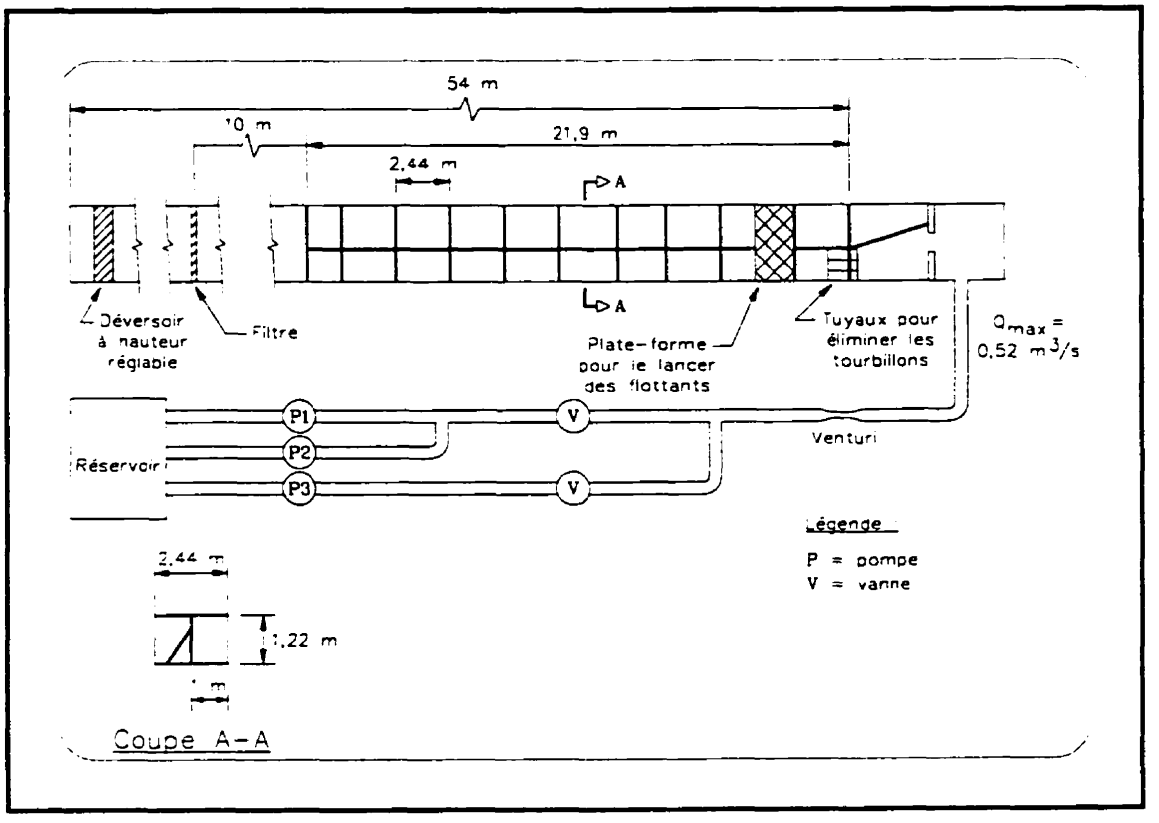


Figure 4.1 - Schéma du montage (essais de remontée en écoulement)

Tableau 4.1 - Conditions hydrauliques des essais de remontée en écoulement

essais #	vitesse horizontale de l'eau V (m/s)	vitesse étoilée U* (m/s)	profondeur de lancement Y (m)	profondeur d'eau H (m)
1-1	0,21	0,013	0,82	1,07
1-2	"	"	0,52	"
2-1	0,36	0,023	0,73	0,98
2-2	"	"	0,48	"
3	0,47	0,031	0,49	0,79
4	0,57	0,037	0,36	0,62
5-1	0,75	0,049	0,64	0,70
5-2	"	"	0,36	"
6	1,04	0,061	0,37	0,51
7	1,42	0,085	0,28	0,42

La procédure d'essai peut se résumer ainsi :

- ajustement des conditions hydrauliques recherchées :

profondeur H, vitesse de cisaillement u_*;

- mesure de la distribution de vitesses dans le canal (transversale et verticale);
- mise en eau des solides flottables :

  - les objets sont déposés sous l'eau avec une grande pince, à une distance fixe du fond;
  - ils sont ensuite laissés à eux-mêmes; la distance X et le temps t sont notés lorsque le débris flottable apparaît à la surface; on considère sa vitesse de remontée comme nulle lorsqu'il parvient à l'extrémité du canal sans avoir atteint la surface;

- dix échantillons de chaque type de débris étaient mis à l'eau pour chacune des sept conditions hydrauliques étudiées;
- pour trois de ces conditions d'écoulement, deux profondeurs de lancement différentes ont été testées (dix échantillons de chaque type de débris pour chaque profondeur).

La figure 4.2 présente les différents paramètres mesurés lors des essais.

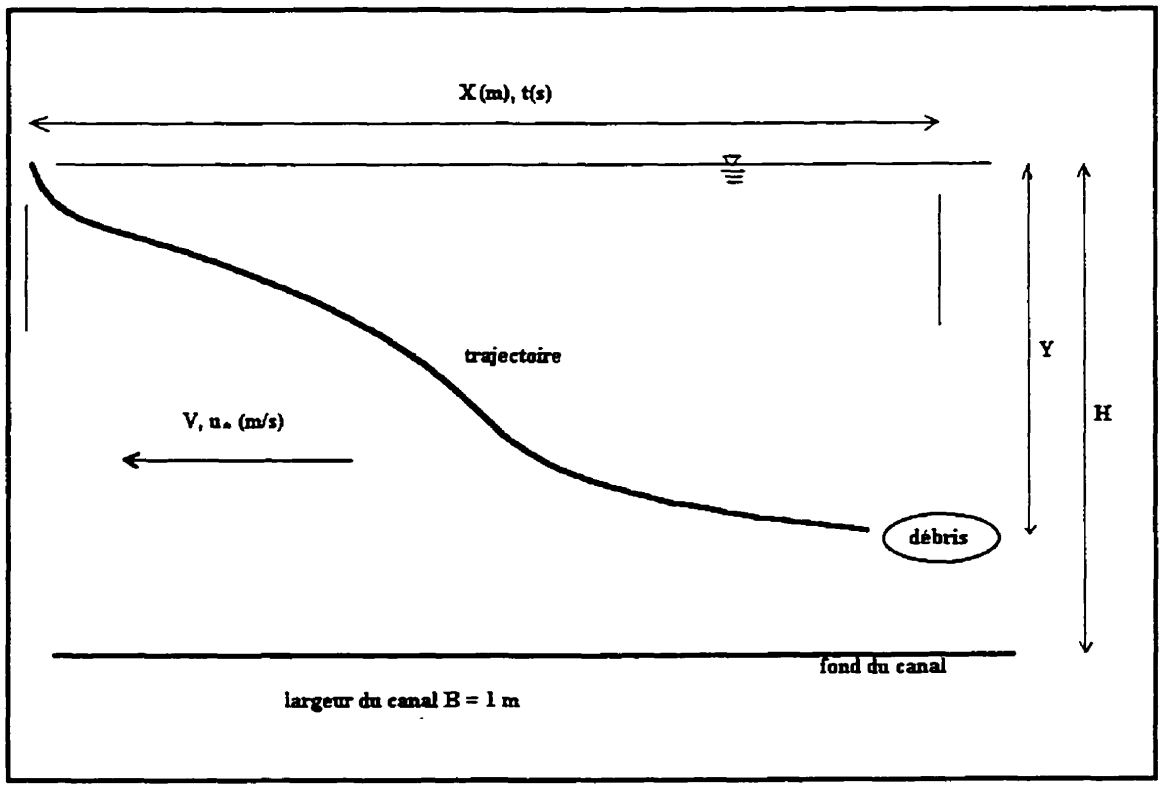


Figure 4.2 - Paramètres de l'étude expérimentale (essais de remontée en écoulement)

4.2.3 Essais de replongée

Cette série d'essais avait pour but de vérifier s'il était possible qu'un débris ayant atteint la surface libre en mouvement soit éventuellement réentraîné sous l'eau. Les

essais ont été effectués aux conditions d'écoulement no 7 seulement, soit les plus critiques. Pour ces conditions, il sera possible de comparer la proportion de débris en suspension totale aux essais précédents (4.2.2) et la proportion de débris réientraînés sous l'eau après avoir atteint la surface.

De dix à vint-cinq échantillons de chaque type de débris étaient déposés à la surface de l'eau et observés sur une distance de douze mètres. On notait, dans chaque cas, si l'objet demeurait à la surface où s'il plongait sous la surface libre.

4.3 Résultats et analyse

Ce sous-chapitre présente les principaux résultats des essais décrits précédemment et l'analyse qui en a été faite. L'influence des conditions d'écoulement sur les vitesses horizontales et verticales d'un solide flottable sera discutée, de même que le réentraînement d'un débris à partir d'une surface libre en mouvement.

4.3.1 Vitesse horizontale d'un solide flottable

Pour observer l'influence des conditions d'écoulement et de turbulence sur la vitesse horizontale d'un débris flottable, un facteur K_1 a été posé. Ce facteur est le rapport de la vitesse horizontale du débris (V') sur la vitesse moyenne de l'écoulement (V).

$$K_1 = \frac{V'}{V} \tag{4.1}$$

La figure 4.3 présente l'évolution du facteur K_1 en fonction de la vitesse étoilée. Comme la vitesse d'écoulement V est une vitesse moyenne, il peut arriver que K_1 excède l'unité si un objet parcours une distance importante dans une zone où la vitesse

de l'écoulement est localement plus élevée, près de la surface par exemple. D'autre part, la marge d'erreur sur les mesures de X et de t est relativement grande lors d'une remontée rapide d'un solide flottable. Dans ce cas, la forte turbulence tout juste en aval de la pince de mise à l'eau devient un autre facteur affectant la vitesse mesurée du débris. Enfin, l'erreur sur l'estimation de la vitesse moyenne s'accroît pour de faibles débits en raison de la faible hauteur de mercure qui en résulte au Venturi.

Chaque point de la figure 4.3 correspond à la moyenne des vitesses V' pour les dix échantillons d'un essai. Dans le cas du paramètre V', la moyenne et la médiane sont très rapprochées et l'écart type relativement faible. Pour chaque valeur de vitesse étoilée, une moyenne a été calculée pour l'ensemble des types de débris. La courbe de la figure 4.3 est tirée de ces valeurs moyennes.

Dans l'intervalle de vitesses étudié, le facteur K_1 diminue légèrement avec l'augmentation de la vitesse étoilée, mais ne descend pas sous la valeur de 0,85, en moyenne. Dans le domaine d'application étudié dans ce mémoire, on peut donc considérer de façon sécuritaire un facteur K_1 comme égal à l'unité.

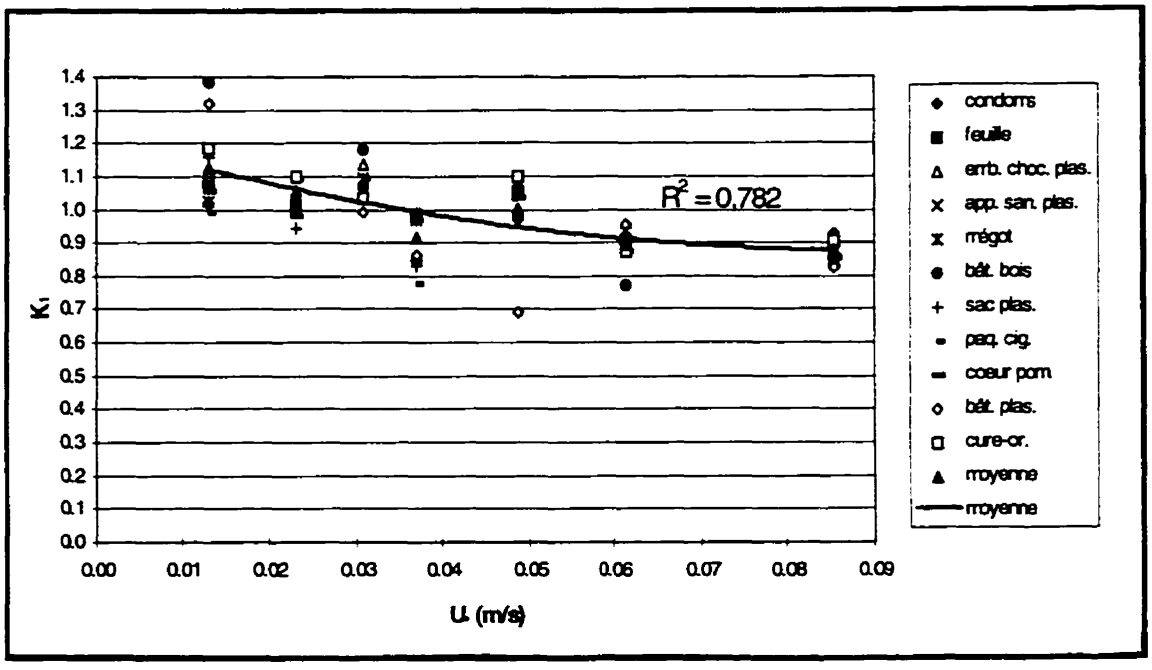


Figure 4.3 - Facteur K_1 en fonction de u.

4.3.2 Vitesse verticale d'un solide flottable *W* en eau calme

Le but étant de déterminer l'influence des conditions d'écoulement sur la vitesse de remontée d'un débris flottable, le paramètre de référence le plus important de l'analyse est la vitesse de remontée en eau calme. Les résultats de ces essais apparaissent au tableau 4.2.

La très grande variabilité des résultats s'exprime par l'écart parfois important entre la moyenne et la médiane de même que par les écarts types considérables. Cette variabilité peut s'expliquer, dans le cas des objets flexibles, par les différentes formes que pouvaient prendre chaque débris. De plus, la quantité d'air plus ou moins importante emprisonnée dans ces objets influence leur flottabilité. Enfin, pour tous les débris, la vitesse de remontée dépendra grandement de la rapidité avec laquelle le débris se placera dans sa position de remontée optimale. Par exemple, pour les objets

longs et minces comme les bâtonnets, la remontée sera beaucoup plus rapide en position verticale qu'en position horizontale.

Tableau 4.2 - Vitesses de remontée en eau calme

débris	***W* moyenne (m/s)**	***W* médiane (m/s)**	**écart type de *W* (m/s)**
condom	0,076	0,071	0,025
feuille	0,040	0,035	0,020
emb. choc. plas.	0,131	0,114	0,069
app. san. plas.	0,071	0,061	0,043
mégot	0,039	0,000	0,047
bât. bois	0,310	0,313	0,164
sac plas.	0,132	0,105	0,077
paq. cig.	0,086	0,066	0,043
coeur de pomme	0,133	0,137	0,015
bât. plas.	0,226	0,191	0,116
cure-oreille	0,193	0,196	0,057

Les vitesses *W* retenues pour l'analyse sont les valeurs médianes, puisque cette valeur centrale est moins affectée par les extrêmes. La moyenne a été retenue seulement dans le cas des mégots de cigarettes, car la médiane était nulle. Ce débris était particulièrement problématique lors des essais, puisqu'une part importante des mégots ne flottent tout simplement plus lorsqu'ils sont dans l'eau depuis plusieurs minutes. Le débris a toutefois été conservé pour l'analyse en raison de sa part très importante dans les rejets d'égouts en temps de pluie (Paradis, 1996).

4.3.3 Vitesse verticale d'un solide flottable *W'* en écoulement d'eau

Pour la présentation des résultats de ces essais, un facteur K_2 a été posé. Il s'agit du rapport de la vitesse de remontée du solide en écoulement (*W'*) sur sa vitesse de remontée en eau calme (*W*).

$$K_2 = \frac{W'}{W} \tag{4.2}$$

La figure 4.4 présente l'évolution de ce facteur en fonction de la vitesse étoilée. Chaque point est la médiane de toutes les vitesses *W'* mesurées pour un débris donné à une vitesse étoilée fixe. Encore une fois, la dispersion des résultats est très grande. Les raisons mentionnées pour expliquer la dispersion des résultats précédents .(4.3.1 et 4.3.2) sont encore valables ici. De plus, il faut ajouter la petite taille de l'échantillon qui peut influencer la valeur de la tendance centrale. Malgré tout, il est possible de tirer une courbe moyenne sur tous les types de débris qui montre une décroissance du facteur K_2 avec l'augmentation de la vitesse étoilée, soit jusqu'à une valeur de 0,63 à l'extrémité du domaine étudié. Cette décroissance débute à partir d'une vitesse étoilée de l'ordre de 0,02 m/s. La tendance moyenne n'empêche aucunement de trouver fréquemment des valeurs de K_2 supérieures à l'unité.

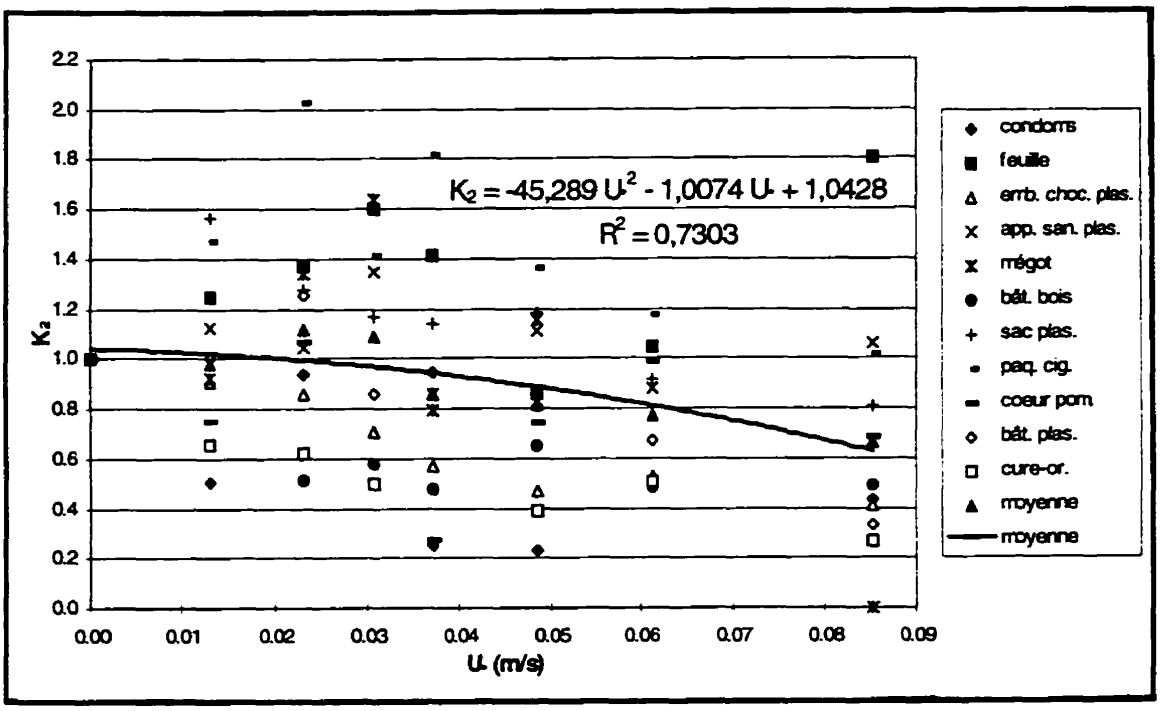


Figure 4.4 - Facteur K_2 en fonction de u_*

Cette dernière représentation ne permet pas d'extrapoler les résultats de manière à obtenir une condition critique (K_2 = 0) dépendante à la fois des conditions d'écoulement et du type de débris. L'utilisation du paramètre Z (équation 3.2) décrit au chapitre 3 est donc plus appropriée. L'obtention d'une relation adimensionelle entre Z et K_2 serait intéressante pour quantifier l'effet de l'écoulement sur la remontée d'un débris flottable. On trouve dans la littérature une étude similaire sur la vitesse de chute de particules dans un écoulement oscillant (Hwang, 1985). En s'inspirant de cette étude et de la théorie du transport de sédiments présentée au chapitre 3, on pourrait s'attendre à obtenir une relation Z - K_2 comme celle qui est schématisée à la figure 4.5. Pour des Z élevés, la valeur de K_2 tendrait vers l'unité. Avec la diminution de Z, on aurait une diminution de K_2 jusqu'à une valeur critique de Z où K_2 serait nul. Dans l'étude de Hwang, le paramètre K_2 tend vers une valeur limite et non une valeur nulle. Donc, selon son étude, même pour des conditions oscillatoires très sévères, il

n'y aurait jamais de suspension totale, mais seulement une réduction de la vitesse de chute.

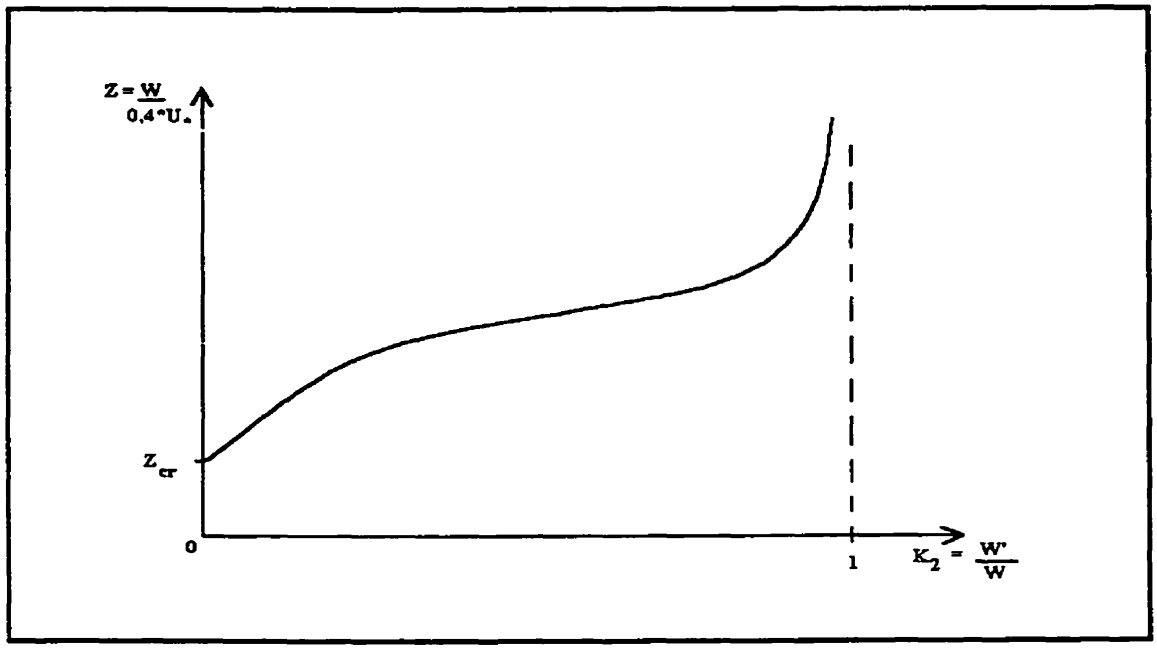


Figure 4.5 - Courbe Z - K_2 intuitive

Il a été impossible d'obtenir une représentation comme celle de la figure 4.5 à partir des résultats des essais, peut-être en raison de la très grande variabilité des résultats. Cependant, une corrélation intéressante a été obtenue pour la relation Z - W'. La figure 4.6 présente cette relation exponentielle. Elle a l'inconvénient de ne pas être adimensionelle et cela implique que son domaine de validité peut difficilement s'étendre hors du domaine des valeurs étudiées. Chaque point de cette figure correspond à la médiane des vitesses de remontée mesurées pour chaque type de débris et pour chacune des conditions hydrauliques présentées au tableau 4.1.

La relation montre assez clairement l'existence d'une valeur critique de Z pour laquelle la vitesse de remontée d'un débris flottable devient nulle, même si un seul point le confirme (mégot de cigarette, essai #7). Il est important de garder à l'esprit que

chaque point est la médiane de dix à vingt données. En effet, pour la plupart des débris types, une part importante des valeurs de *W'* mesurées étaient nulles et ce pour plusieurs conditions d'écoulement (voir 4.3.4 et chap. 5). Tel que mentionné précédemment, une valeur de *W'* nulle est notée lorsque le débris ne parvient pas à la surface au bout des 17,8 mètres du parcours. Cette valeur est liée aux contraintes physiques du montage. Cela équivaut à prendre comme hypothèse que si le solide flottable n'est pas parvenu à la surface au bout de 17,8 mètres, il n'y parviendra probablement jamais. À ce stade de l'analyse, on peut donc tirer la relation suivante ainsi que la valeur critique de *Z*.

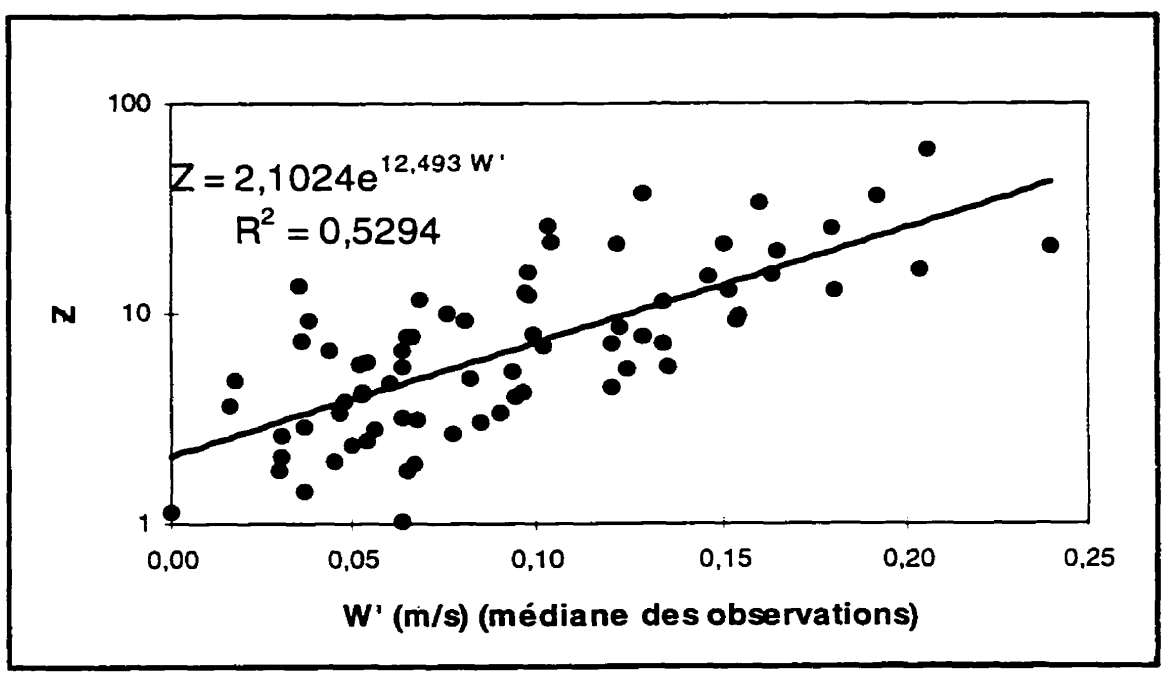


Figure 4.6 - Relation entre le facteur *Z* et la vitesse de remontée *W'*

$$Z = 2,1\, e^{12,5W'} \qquad (4.3)$$

$$Z_{cr} = 2,1$$

En y intégrant l'équation 3.2, la relation 4.3 peut aussi s'exprimer sous la forme suivante:

$$W' = \frac{1}{12,5} \ln\left(\frac{W}{2,1\,\kappa u_*}\right) \tag{4.4}$$

$$W' \leq W$$

Lorsque Z augmente, la relation diverge rapidement et on trouve des valeurs de W' supérieures à W. C'est pour cette raison que la limite sur W' est posée.

Dans le facteur Z, la seule valeur caractérisant le débris est sa vitesse de remontée en eau calme. L'ajout d'un facteur de forme pour caractériser davantage le débris s'est avéré concluant. Le facteur de forme utilisé s'inspire du facteur de forme de Corey (Julien, 1995). Le facteur de Corey s'exprime ainsi :

$$C_o = \frac{l_c}{\sqrt{l_a\, l_b}} \tag{4.5}$$

où

l_a = côté long

l_b = côté moyen

l_c = côté court

Le facteur utilisé est noté C_f:

$$C_f = \sqrt{C_o} \tag{4.6}$$

Ce facteur de Corey modifié a été préféré car il permettait une meilleure corrélation des résultats. Pour une sphère, C_f est égal à 1. Pour les débris utilisés lors des essais,

sa valeur variait de 0,0165 pour les feuilles d'arbres à 0,58 pour mégots de cigarettes. Le nombre de Rouse modifié s'exprime alors ainsi :

$$Z_f = \frac{Z}{C_f} = \frac{W}{\kappa u_* C_f} \tag{4.7}$$

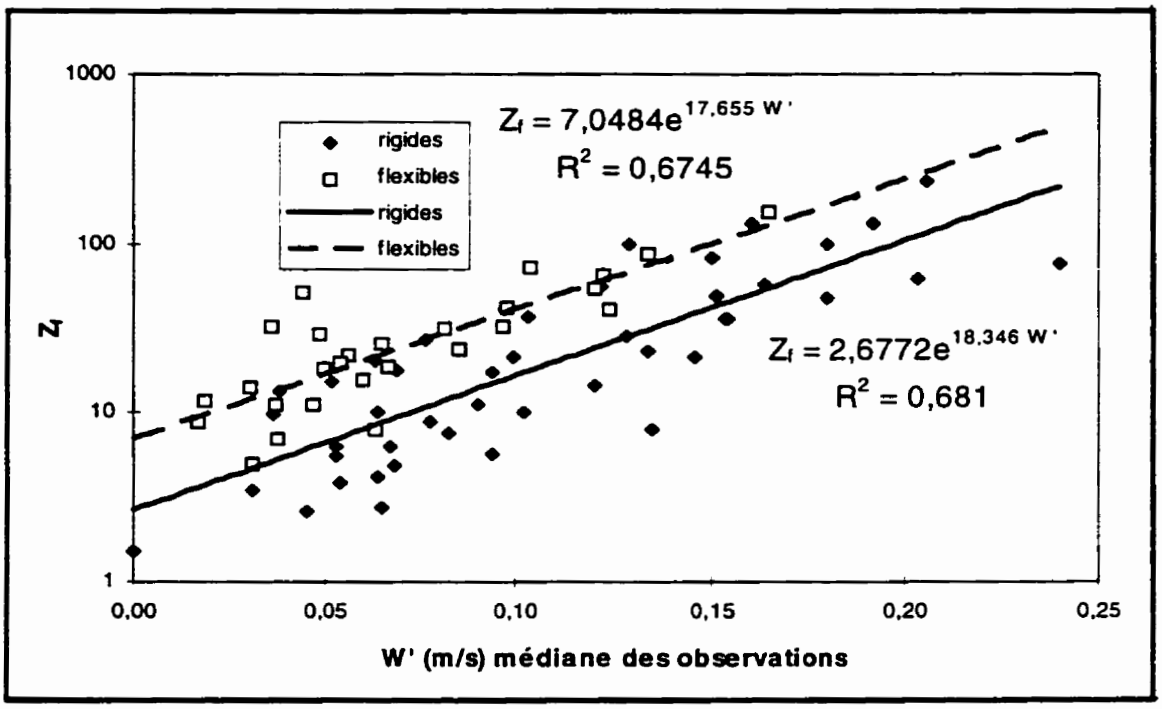


Figure 4.7 - Relation entre le facteur Z_f et la vitesse de remontée W'

La relation Z_f - W' est représentée à la figure 4.7. La corrélation est meilleure qu'avec le facteur Z. Cela signifie que la forme du débris a un effet différent en écoulement et en eau calme. La simple vitesse de remontée en eau calme ne suffirait donc pas à caractériser adéquatement un débris. De plus, il semble que la remontée des débris flexibles soit davantage influencée par l'écoulement que celle des débris rigides. En effet, pour une même valeur de Z_f, un débris flexible aura en moyenne une vitesse de remontée W' plus faible.

De cette analyse plus poussée, on tire maintenant les relations suivantes :

débris flexibles :

$$W' = \frac{1}{17,7} \ln\left(\frac{W}{7,0\ \kappa u_* C_f}\right) \tag{4.8}$$

$$W' \leq W$$

$$Z_{f.cr} = 7,0$$

débris rigides :

$$W' = \frac{1}{18,3} \ln\left(\frac{W}{2,7\ \kappa u_* C_f}\right) \tag{4.9}$$

$$W' \leq W$$

$$Z_{f.cr} = 2,7$$

4.3.4 Réentraînement

Tel que décrits en 4.2.3, les essais de réentraînement visaient, sans prétendre à réaliser une étude détaillée du phénomène, à donner une idée de la stabilité d'un débris flottant lorsqu'il a atteint une surface libre en mouvement. On entend par surface libre en mouvement une surface libre qui n'est pas bloquée par une cloison en aval, comme ce sera le cas pour les essais du chapitre 6. Les débris se déplacent donc à une vitesse qu'on considère comme égale à celle de l'eau.

Les résultats sont présentés au tableau 4.3. On y voit clairement que pour des conditions d'écoulement identiques, il est nettement moins probable de voir un débris flottant être entraîné sous la surface libre que de voir un débris flottable immergé demeurer en suspension totale dans ce même écoulement.

Ces résultats peuvent s'expliquer par l'apparition d'une force de tension superficielle lorsqu'un débris entre en contact avec la surface de l'eau. En plus de cette force favorable à la stabilité du débris, la force de traînée qui s'opposait à la force d'Archimède pendant la remontée du solide est pratiquement inexistante en surface car la vitesse relative du fluide et du débris est très faible.

Lors des essais, il était très fréquent de voir un débris ayant parcouru toute la distance en surface être entraîné sous l'eau à l'extrémité du canal. En effet, à cet endroit, il y avait un changement de section brusque qui créait de la turbulence. Les débris descendaient sous l'eau et entraient en suspension totale. Il semble donc que l'équilibre des débris en surface soit très fragile.

Tableau 4.3 - Résultats comparatifs des essais de replongée

débris	% de replongée aux conditions de l'essai #7	% de suspension totale à l'essai #7
condom	19	45
feuille	15	20
emb. choc. plas.	8	22
app. san. plas.	0	33
mégot	33	92
bât. bois	0	0
sac plas.	0	19
paq. cig.	0	13
coeur de pomme	0	0
bât. plas.	0	5
cure-oreille	0	26

4.4 Comparaisons avec d'autres approches

Tel que mentionné au chapitre 3, les valeurs de $Z_{f,cr}$ utilisées en transport de sédiments varient de 2,5 à 10 selon les auteurs, en considérant un facteur de forme C_f égal à 1. Les valeurs expérimentales de 2,7 (débris rigide) et de 7,0 (débris flexible) sont incluses dans cet intervalle. Les conditions de mise en suspension totale seraient donc les mêmes pour une particule lourde et pour un débris flottable. La relation linéaire tirée de l'approche transport de sédiments pourrait s'exprimer ainsi dans le cas d'un débris rigide (équations 3.3, 4.7 et 4.9) :

$$W' = W - Z_{f.cr}\,\kappa\, u_*\, C_f \quad \geq 0 \tag{4.10}$$

où $Z_{f.cr} = 2,7$

Comme il est dit plus haut, pour le même débris, la relation expérimentale prend la forme suivante :

$$W' = \frac{1}{18,3}\ln\left(\frac{W}{Z_{f.cr}\,\kappa\, u_*\, C_f}\right) \tag{4.9}$$

$W' \leq W$

$Z_{f.cr} = 2,7$

Dans une intention de comparaison, on peut ajouter les équations 3.7 et 3.8 utilisées pour les séparateurs huile-eau, dans lesquelles on remplace la vitesse V par $u_*/0,057$. Cela correspond à un rayon hydraulique R de 0,3 et un n de Manning de 0,015.

$$W' = W/f \tag{4.11}$$

$$f = -0,0007\left(\frac{u_*}{0,057\,W}\right)^2 + 0,0425\left(\frac{u_*}{0,057\,W}\right) + 1,154$$

Les figures 4.8 à 4.10 présentent ces trois équations mises en graphique. Pour permettre la comparaison, pour chaque figure, les valeurs de W et de C_f sont fixes. La troisième équation se démarque assez nettement des deux premières. En fait, la gamme de vitesses pour laquelle on utilise cette équation est d'un tout autre ordre que celle qui a été utilisée au cours des présents essais. La séparation huile-eau, comme mentionné dans le document de l'*American Petroleum Institute* (1990), doit se faire à des vitesses d'écoulement inférieures à 0,015 m/s (équation 3.6). Les équations utilisées dans ce contexte ne peuvent être extrapolées au phénomène étudié dans ce mémoire, où les vitesses d'écoulement variaient de 0,21 m/s à 1,42 m/s.

Quant aux deux premières relations (4.9 et 4.10), bien que menant aux mêmes valeurs critiques, elles peuvent donner des valeurs du simple au double dans la zone de décroissance de W' en fonction u_*. La relation expérimentale 4.9 peut se situer de part et d'autre de la relation linéaire 4.10, selon la valeur de W. Dans un contexte pratique, en tenant compte du facteur d'incertitude élevé associé à ce genre de calcul, la relation linéaire serait tout aussi appropriée que la relation expérimentale. De plus, la relation linéaire est cohérente sur le plan dimensionnel, ce qui n'est pas le cas de la relation expérimentale.

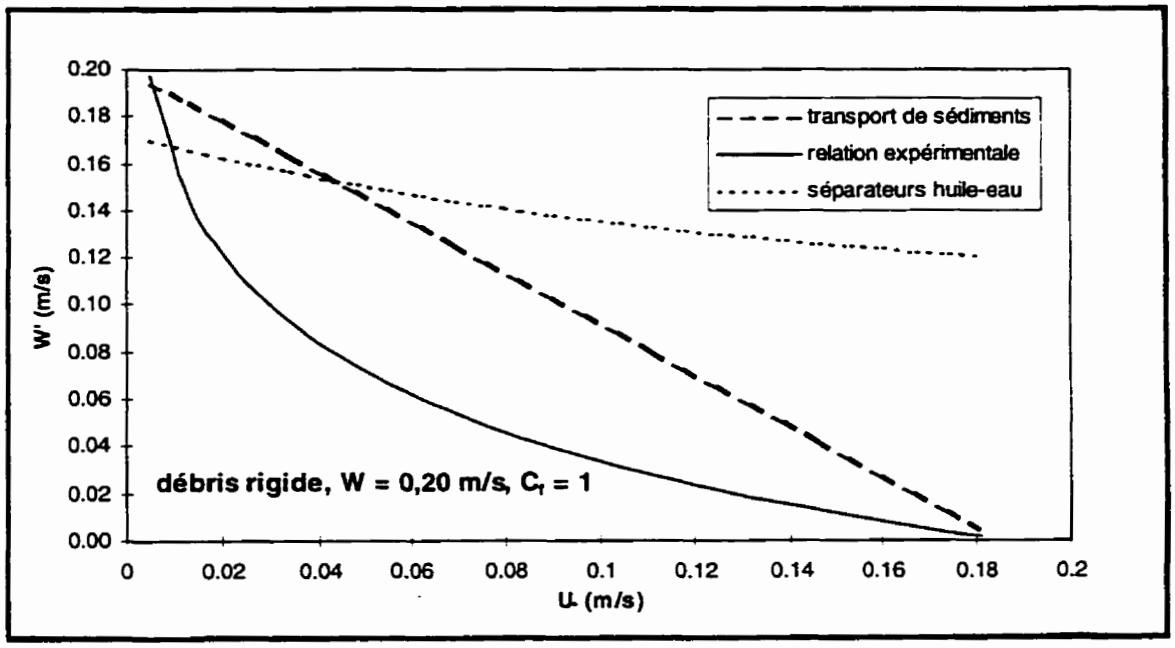


Figure 4.8 - Comparaison entre la relation expérimentale et des relations provenant d'autres domaines (débris rigide, $W = 0{,}20$ m/s, $C_f = 1$)

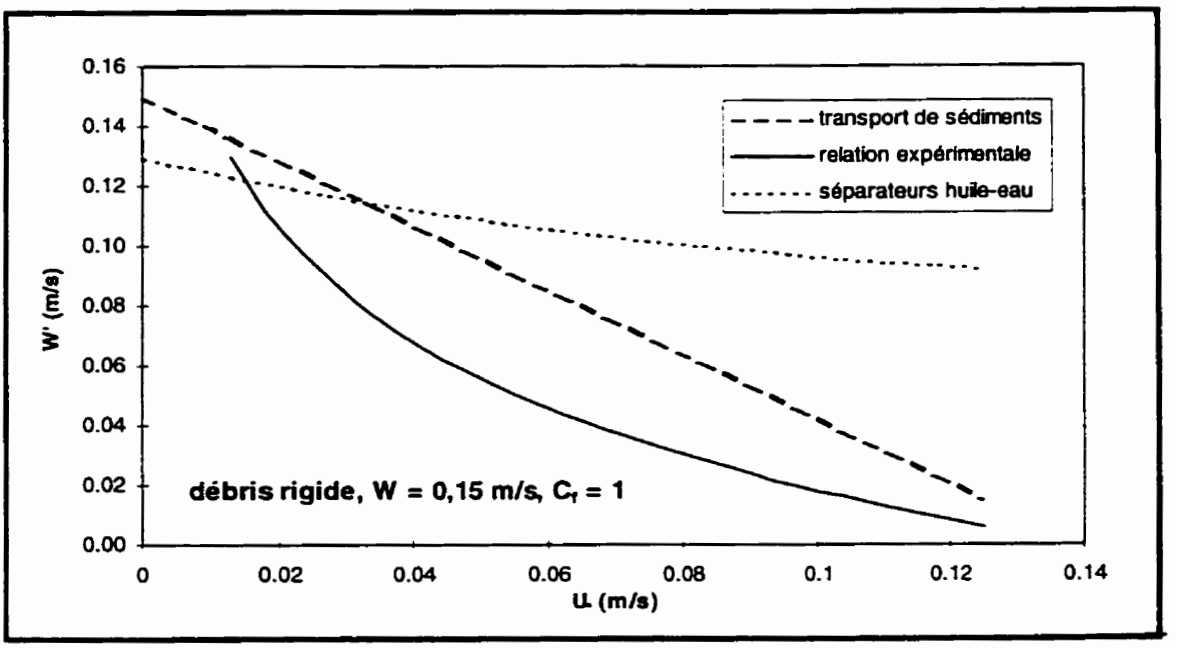


Figure 4.9 - Comparaison entre la relation expérimentale et des relations provenant d'autres domaines (débris rigide, $W = 0{,}15$ m/s, $C_f = 1$)

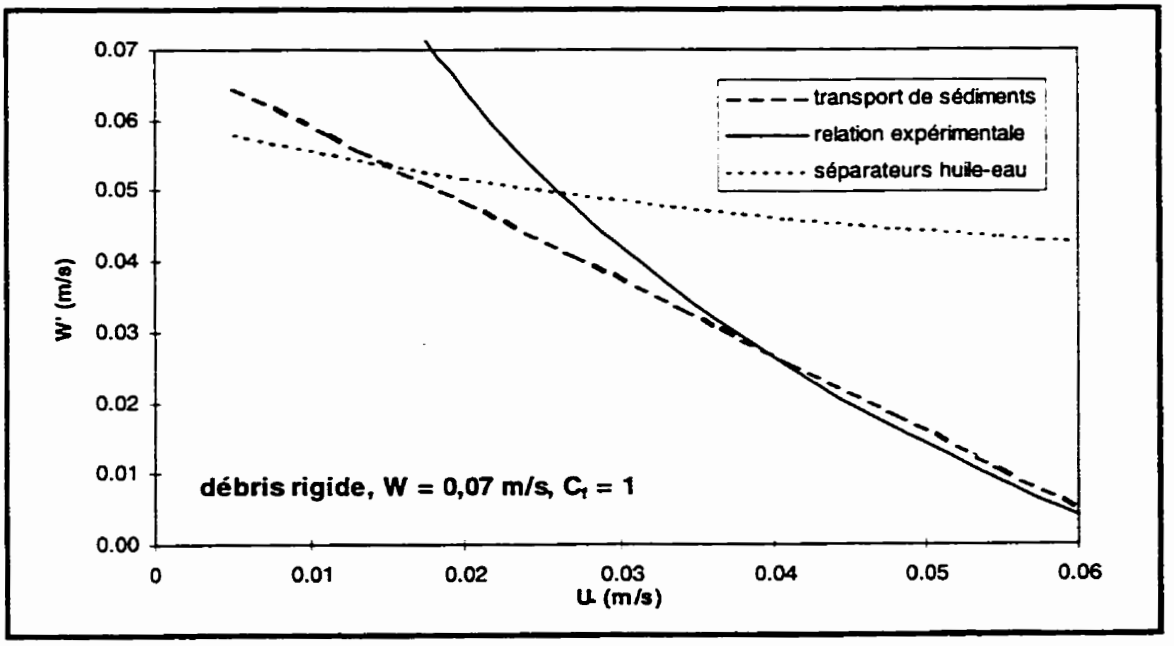


Figure 4.10 - Comparaison entre la relation expérimentale et des relations provenant d'autres domaines (débris rigide, $W = 0{,}07$ m/s, $C_f = 1$)

5.0 APPLICATION DES RÉSULTATS AU DIMENSIONNEMENT DE CHAMBRES DE DÉBORDEMENT AVEC CLOISON

L'intérêt des résultats présentés au chapitre précédent est de les appliquer au dimensionnement de structures vouées à la séparation gravitaire des débris flottables. Les chambres de débordement avec cloison en amont d'un seuil, qu'on trouve en grand nombre dans les réseaux d'égouts unitaires, en sont un bon exemple.

5.1 Utilisation des résultats pour une efficacité visée de 80%

Les relations développées au chapitre précédent sont issues des valeurs médianes des résultats des essais réalisés. Cela signifie que si l'on tire une vitesse W' de la relation 4.8, on peut s'attendre à ce que la moitié des débris d'un type donné remonte plus vite qu'à la vitesse W' calculée. À l'opposé, l'autre moitié remontera à des vitesses inférieures à la vitesse W' calculée.

Dans une application d'interception de débris flottables, une efficacité de 50% est faible. Une efficacité minimale de 80% est souhaitable. Il devient donc intéressant de mettre en relation Z_f et $W'_{80\%}$. Cette valeur de W' est la troisième sur une série de dix classées en ordre croissant. Par exemple, pour les condoms à l'essai #6 (15 valeurs), les résultats sont présentés au tableau 5.1.

Tableau 5.1 - Résultats des vitesses de remontée en écoulement (condoms, essai #6)

#	W' mesurées (m/s)
1	0,000
2	0,000
3	0,000
4	0,000 = $W'_{80\%}$
5	0,029
6	0,031
7	0,033
8	0,037 = W'
9	0,041
10	0,045
11	0,098
12	0,103
13	0,116
14	0,136
15	0,177

Pour ces conditions d'écoulement, il faudrait dimensionner une chambre pour une vitesse de remontée de 0,037 m/s afin de récupérer en surface 50% des condoms. Cependant, pour une efficacité de 80%, les conditions d'écoulement ont dépassé la valeur critique puisque plus de 20% des condoms sont en suspension totale (W' = 0 m/s). Donc, pour ces conditions d'écoulement et d'après cet échantillon de résultats, il serait impossible de récupérer en surface 80% des condoms.

C'est avec ces valeurs de W' reliées à une efficacité de 80% qu'a été construite la relation Z_f - $W'_{80\%}$ apparaissant à la figure 5.1.

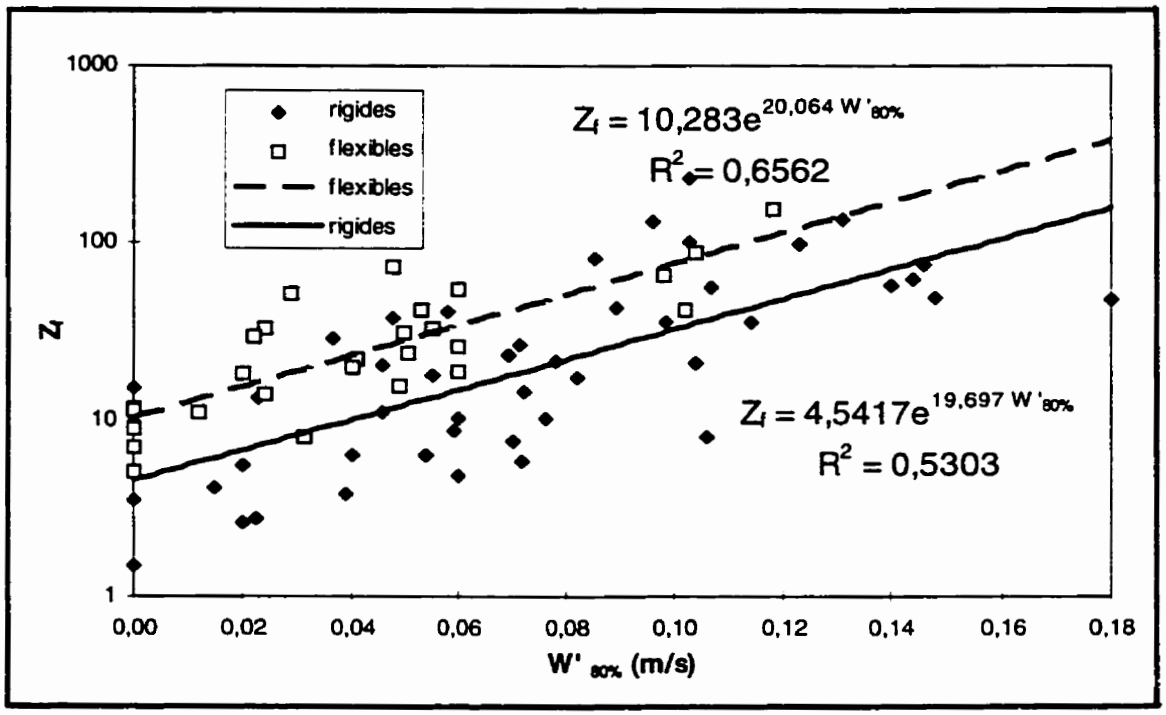


Figure 5.1 - Relation entre le facteur Z_f et la vitesse de remontée W' pour une efficacité de 80% ($W'_{80\%}$)

Ces relations ont la même forme que celles qui ont été présentées à la figure 4.7. Cependant, pour un couple W - W' donné, la valeur de Z_f sera supérieure si l'on vise une efficacité de 80%. Un Z_f plus élevé correspond à une vitesse étoilée plus faible et donc à des conditions d'écoulement moins sévères. Les équations 5.1 et 5.2 présentées ci-dessous sont donc semblables aux équations 4.8 et 4.9. Cependant, elles ont un intérêt pratique supplémentaire puisqu'elles prennent directement en compte une efficacité de remontée de 80%.

débris flexibles :

$$W'_{80\%} = \frac{1}{20,1} \ln\left(\frac{W}{10,3\ \kappa\, u_*\ C_f}\right) \tag{5.1}$$

$$W'_{80\%} \leq W$$

$$Z_{f,cr} = 10,3$$

débris rigides :

$$W'_{80\%} = \frac{1}{19,7} \ln\left(\frac{W}{4,5\ \kappa\, u_*\ C_f}\right) \tag{5.2}$$

$$W'_{80\%} \leq W$$

$$Z_{f,cr} = 4,5$$

La relation linéaire issue de l'approche «transport de sédiments» s'exprime alors ainsi :

$$W'_{80\%} = W - Z_{f,cr}\ \kappa\, u_*\ C_f \tag{5.3}$$

$Z_{f,cr}$ = 10,3 pour débris flexibles

$Z_{f,cr}$ = 4,5 pour débris rigides

5.2 Exemples d'applications

Les exemples suivants présentent trois types de calculs qui peuvent être faits à partir des relations obtenues des essais. Le premier exemple traite du calcul de la longueur minimale d'une chambre pour obtenir une efficacité de 80% sur la remontée en surface d'un débris de caractéristiques connues. Le deuxième explique comment on peut, avec une configuration de chambre donnée, déterminer quels types de débris pourront être recueillis en surface avec une efficacité de 80%. Le troisième présente le calcul des

conditions d'écoulement critiques permettant l'interception d'un débris donné dans une chambre donnée, toujours pour une efficacité de 80%. Dans chaque cas, les calculs sont faits avec les deux types d'équations, soient la relation expérimentale et la relation linéaire tirée de l'approche transport de sédiments.

5.2.1 Exemple 1

Considérons une chambre rectangulaire (voir figure 1.2 ou 6.3) ayant les caractéristiques suivantes :

-largeur B = 3,66 m
-profondeur d'eau H = 2,04 m
-diamètre de la conduite d'entrée D = 1,6 m
-débit de pointe Q = 4,5 m^3/s
-vitesse moyenne dans la chambre V = 0,6 m/s
-coefficient de Manning n = 0,014

Quelle longueur de chambre L permettra la remontée en surface d'au moins 80% des condoms?

-calcul de la vitesse étoilée u_* à partir de l'équation 2.8 :

$$u_* = n * V * \sqrt{g} * R^{-1/6} \tag{2.8}$$
$$R = 0,965\,m$$
$$u_* = 0,026\,m/s$$

Les caractéristiques d'un condom sont :

-débris flexible

-vitesse de remontée en eau calme $W = 0{,}071$ m/s

-facteur de forme $C_f = 0{,}17$

-calcul de la vitesse de remontée en écoulement $W'_{80\%}$ à partir de l'équation 5.1 :

$$W'_{80\%} = \frac{1}{20{,}1} \ln\left(\frac{W}{10{,}3\, \kappa u_* C_f}\right) \tag{5.1}$$

$$W'_{80\%} = 0{,}068\, m/s$$

-calcul de la longueur de la chambre :

En supposant que le débris arrivent au centre de la conduite, il aura à parcourir une distance verticale $Y = H - 0{,}5 * D = 1{,}24\, m$.

Considérant un facteur $K_1 = \frac{V'}{V} \cong 1$, on calcule alors la longueur de chambre minimale avec l'équation 5.4.

$$L = \frac{V * Y}{W'} \tag{5.4}$$

$$**** L \geq 11\ m$$

D'après ce calcul, cette chambre devra avoir une longueur minimale de 11 m (36 pieds) pour permettre la remontée de 80% des condoms. Pour cette longueur, les

objets flexibles ayant un rapport W/C_f supérieur à celui d'un condom remonteront à plus de 80%. Inversément, les débris flexibles ayant un rapport W/C_f inférieur à celui du condom remonteront à moins de 80%.

Dans cet exemple, en utilisant la relation 5.1, on obtient une vitesse W' pratiquement égale à W. Cela montre bien que même en considérant uniquement les vitesses de remontée en eau calme pour un dimensionnement, la taille de la chambre requise peut être considérable.

Le problème précédent peut aussi être résolu avec l'équation 5.3 :

$$W'_{80\%} = W - Z_{f.cr}\ \kappa u_* C_f \tag{5.3}$$
$$W'_{80\%} = 0{,}053\, m/s$$

$$L = \frac{V * Y}{W'} \tag{5.4}$$

$$**** L \geq 14\ m$$

5.2.2 Exemple 2

En supposant que la chambre de l'exemple 1 ait une longueur de 7,62 m (25 pieds), quels sont les débris pour lesquels la remontée en surface sera assurée à 80%?

Toujours en supposant un facteur $K_1=V'/V$ égal à 1, l'équation 5.4 permet le calcul de la vitesse W' nécessaire pour que le solide flottable parcoure la distance verticale Y à l'intérieur de la distance horizontale L.

$$W' = \frac{V * Y}{L} \tag{5.4}$$

$$W' = 0{,}098\, m/s$$

-calcul du rapport W/C_f minimal avec l'équation 5.1 (débris flexible) :

$$Z_f = \frac{W}{\kappa\, u_*\, C_f} = 10{,}3\, e^{20{,}1\, W'_{80\%}} \tag{5.1}$$

$$****\, W/C_f \geq 0{,}768$$

En supposant un C_f de 0,3, les débris ayant une vitesse de remontée en eau calme W supérieure à 0,23 m/s remonteront en surface à plus de 80%.

$$****\, W \geq 0{,}23\, m/s$$

Avec l'équation 5.3 pour un débris flexible, le calcul se fait ainsi :

$$W = W'_{80\%} + Z_{f.cr}\, \kappa\, u_*\, C_f \tag{5.3}$$

Avec un C_f de 0,3, on a alors :

$$****\, W \geq 0{,}13\, m/s$$

Pour cette condition, on peut identifier dans notre liste de débris (tableau 4.2) les bâtonnets de bois et de plastique, les coeurs de pommes, les cure-oreilles et les emballages de chocolat en plastique.

5.2.3 Exemple 3

Pour la chambre de l'exemple 2, quelle devrait être la vitesse maximale de l'écoulement pour permettre la remontée en surface de 80% des condoms?

En jumelant les équations 5.1 et 5.4, on trouve par itération la vitesse V satisfaisant le système.

$$W'_{80\%} = \frac{1}{20,1}\ln\left(\frac{W}{10,3\,\kappa u_* C_f}\right) \tag{5.1}$$

$$W' = \frac{V * Y}{L} \tag{5.4}$$

avec $u_* = f(V)$

$$\frac{V * Y}{L} = \frac{1}{20,1}\ln\left(\frac{W}{10,3\,\kappa u_* C_f}\right)$$

$$V \leq 0,48\, m/s$$

Cependant, il faut s'assurer que cette vitesse V ne correpond pas à une vitesse W' supérieure à W. Comme il a été mentionné au chapitre précédent, cela est possible avec la relation expérimentale. Cette dernière n'est alors plus valide et on doit considérer à des fins pratiques $W' \leq W$.

-vérification :

$$W' = \frac{V*Y}{L} = \frac{0{,}48\,m/s*1{,}24\,m}{7{,}62\,m} = 0{,}078\,m/s \tag{5.4}$$

$$W = 0{,}071\,m/s$$

$$W' \geq W$$

On considérera donc une vitesse $W'=W$ dans l'équation 5.4.

$$V = \frac{W'*L}{Y} \tag{5.4}$$

$$****V \leq 0{,}44\,m/s$$

Si l'on résout ce problème avec les relations 5.3 et 5.4, les calculs sont les suivants :

$$W'_{80\%} = W - 10{,}3\,\kappa\,u_*\,C_f \tag{5.3}$$

$$W' = \frac{V*Y}{L} \tag{5.4}$$

avec $u_* = f(V)$

$$\frac{V*Y}{L} = W - 10{,}3\,\kappa\,u_*\,C_f$$

$$V \leq 0{,}37\,m/s$$

Cette vitesse V correspond à une vitesse W' de 0,06 m/s, donc inférieure à W. Avec l'équation 5.3, la vérification $W' \leq W$ n'est pas nécessaire car l'inégalité est toujours vraie.

$$****V \leq 0{,}37\,m/s$$

Ces trois exemples montrent bien que les deux méthodes de calcul, bien qu'aussi valables l'une que l'autre, peuvent donner des résultats assez différents. Pour l'exemple 2, l'écart est presque du simple au double. Cela met en évidence que les résultats issus des relations développées dans cette recherche doivent être utilisés comme ordre de grandeur et que le jugement de l'utilisateur sera toujours très important.

Enfin, il ne faut pas oublier qu'on a considéré dans ces calculs une chambre comme un canal rectangulaire et sans obstacle avec des conditions d'écoulement uniformes. En pratique, ce n'est pas toujours le cas. De nombreuses singularités de même que la zone de transition entre la conduite d'entrée et la chambre peuvent augmenter significativement la turbulence et ainsi créer des conditions encore moins favorables à la remontée des débris flottables.

5.3 Critères de dimensionnement complémentaires traités dans la littérature

Sharpe et Kirkbride (1959), Frederick et Markland (1967), ainsi que Oakley (1967) ont réalisé des essais en laboratoires sur modèles réduits de chambres de débordement avec cloison. De ces essais, ils ont établi des règles de dimensionnement à appliquer dans la pratique. Certains de ces critères sont repris dans des ouvrages plus récents (White, 1970; Herricks, 1995).

Dans le cas de Sharpe et Kirkbride (1959), les dimensions d'une chambre idéale se déterminent en fonction du diamètre de la conduite d'entrée D. Ce diamètre doit être au moins égal à une valeur minimale D_{min}, qui elle est fonction du débit de dimensionnement Q.

$D_{min} = KQ^{2/5}$, D en pieds, Q en pieds cubes par minute
$0{,}125 \leq K \leq 0{,}130$
$L_{min} = 4{,}2\ D_{min}$
$H_{min} = C\ D_{min}$
$1{,}6 \leq C \leq 1{,}85$

En affectant ces conditions à l'exemple 1 et en les comparant aux dimensions de la chambre étudiée, on obtient les résultats suivants :

$D_{min} = 0{,}6\,m \quad vs \quad 1{,}6\,m$
$L_{min} = 2{,}5\,m \quad vs \quad \approx 14\,m$
$H_{min} = 1{,}0\,m \quad vs \quad 2{,}0\,m$
$B_{min} = 1{,}5\,m \quad vs \quad 3{,}7\,m$

Les dimensions de la chambre de l'exemple 1 sont donc nettement supérieures aux dimensions minimales spécifiées par les auteurs. Ces dimensions minimales seraient donc nettement insuffisantes par rapport aux résultats présentés dans ce mémoire. Cependant, il faut noter que l'efficacité des chambres étudiées par Sharpe et Kirkbride (1959) ne reposait pas sur une remontée graduelle d'un débris vers la surface, mais sur l'entraînement du débris par un courant de retour qui le dirige vers une zone d'eau morte à la surface, en amont de la chambre. Cet élément sera discuté à nouveau au chapitre 6 (voir figure 6.3).

Frederick et Markland (1967) ont établi à partir de leurs essais des règles semblables aux précédentes, Cependant, dans ce cas, la référence est le diamètre réel de la conduite et non un diamètre minimal fonction du débit.

$(L/D)_{min} = 5,3$
$(H/D)_{min} = 2$
$(B/D)_{min} = 2,5$

En considérant la conduite d'entrée des exemples précédents, les dimensions minimales de la chambre seraient les suivantes :

$L_{min} = 8,4\,m \quad vs \quad \approx 14\,m$
$H_{min} = 2,1\,m \quad vs \quad 2,0\,m$
$B_{min} = 4,0\,m \quad vs \quad 3,7\,m$

La chambre des exemples 1 à 3 répondrait mieux à ces conditions. Cependant, ce ne peut être qu'une coïncidence puisque dans leurs règles de dimensionnement, Frederick et Markland ne tiennent aucunement compte du type de débris considérés. De plus, l'influence du débit et des conditions d'écoulement n'intervient pas de manière directe. L'approche utilisée dans ce mémoire a l'avantage de tenir compte directement et de manière quantitative des conditions d'écoulement, de la turbulence et du type de débris considéré.

La dernière référence abordée est l'article de Oakley (1967). L'auteur n'est pas très optimiste quant à l'efficacité des chambres de débordement avec cloison pour intercepter les solides flottables. Mêmes petites, ces structures offrent un bon contrôle hydraulique du débit vers la STEP, mais elles doivent être de très grandes dimensions pour espérer capter les débris flottables par gravité. Ce volume est nécessaire pour réduire la turbulence. À cet effet, la douceur de la transition entre la conduite d'entrée et la chambre a aussi un effet très important. Toujours selon l'auteur, construire de telles chambres est souvent impensable tant du point de vue économique que pratique en raison des espaces restreints dont on dispose habituellement pour ces installations.

Oakley propose comme «règle du pouce» un temps de rétention de trois minutes dans les chambres pour espérer recueillir les débris flottables en surface. Toujours pour la chambre type des exemples, soit pour un débit de 4,5 m^3/s, ce critère exigerait une longueur de 108 m. Même à un débit plus modeste de 2 m^3/s, cette longueur passe à 48 m, ce qui est encore considérable.

Enfin, les trois articles abordés ci-haut présentent également des critères de positionnement de la cloison par rapport au fond de la chambre et au déversoir. Ceci pour minimiser l'entraînement de débris sous cette dernière. À ce sujet, le chapitre suivant présente les résultats d'essais permettant d'évaluer sommairement l'efficacité d'une cloison pour la rétention des solides flottants en surface.

6.0 EFFICACITÉ DES CLOISONS POUR RETENIR LES SOLIDES FLOTTANTS

Les chapitres précédents ont été consacrés à décrire et à quantifier la remontée de débris flottables vers la surface. Cependant, une fois les débris à la surface, il est nécessaire qu'ils y soient maintenus pour ne pas être entraînés par l'écoulement sur le seuil. Dans les chambres étudiées ici, c'est une cloison plongeante placée en amont du seuil qui est sensée jouer ce rôle. Même si cette technique est répendue, son efficacité n'a jamais été vérifiée à l'échelle réelle dans le cas précis des chambres de débordement de réseaux unitaires. La configuration des écoulements dans une chambre, le type de débris concerné et la taille relative des composantes font de ce cas une application fort différente des estacades en rivière ou en bassin.

Certaines études ont été réalisées sur modèles réduits (Ackers, 1967; Frederick, 1967; Sharpe, 1959), mais leurs résultats, au dire même des auteurs, ne permetttent souvent qu'une comparaison entre différents types d'installations plutôt qu'une mesure de leur efficacité réelle. Des études sur des installations réelles sont difficilement réalisables en raison de l'accès aux lieux qui est difficile et peu sécuritaire en période d'opération. De plus, la prise de mesures y est très difficile.

Les essais d'efficacité de cloisons réalisés ici ont l'intérêt d'avoir été faits dans des dimensions proches de la réalité et avec des débris réels fréquemment retrouvés dans les rejets d'égouts. Tel que mentionné précédemment, une étude complète et détaillée du sujet serait un projet en soi. Ce qui sera présenté dans ce chapitre permet d'offrir un aperçu de l'efficacité des cloisons et de juger de l'intérêt de poursuivre des recherches afin de raffiner cette technique.

6.1 Description des essais

Au cours de cette dernière série d'essais, un groupe d'environ 200 débris (10 à 20 de chaque type) était déposé graduellement en surface à 6 mètres en amont de la cloison. Le schéma du montage est présenté à la figure 6.1. Les débris étaient laissés à eux-mêmes pendant 15 minutes. Après cette période, ceux qui étaient demeurés en amont de la cloison étaient dénombrés. La largeur du canal B et la profondeur d'eau H étaient gardées constantes à 1,0 m pour tous les essais. Le débit, et donc la vitesse d'approche V, ainsi que la profondeur de la cloison étaient modifiés d'un essai à l'autre. Un déversoir réglable à l'extrémité du canal servait à ajuster la profondeur d'eau. La gamme de vitesses d'approches étudiée s'étendait de 0,17 à 0,61 m/s. Les profondeurs de la cloison étaient de 15, 30 et 50 cm, créant des diminutions de sections de 15%, 30% et 50% respectivement.

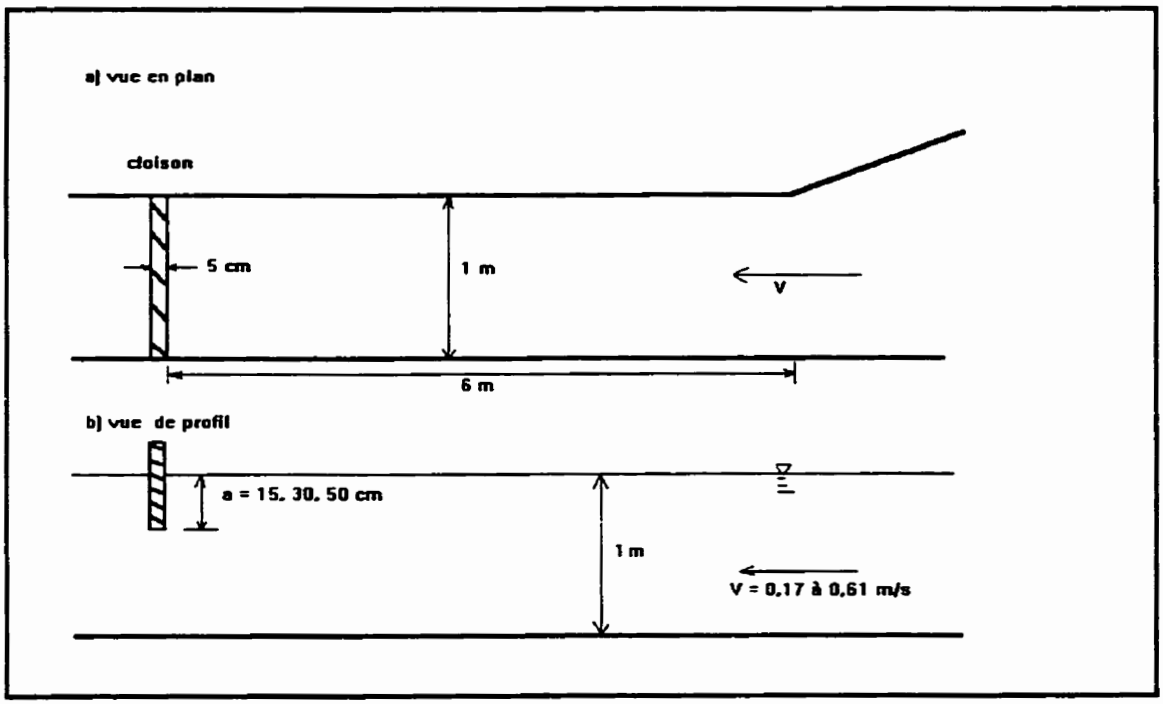


Figure 6.1 - Schéma du montage (essais avec cloison)

Le montage a été fait dans le canal ayant servi aux essais du chapitre 4. Une vue globale est présentée à la figure 4.1.

6.2 Présentation des résultats

La figure 6.2 présente les résultats obtenus. L'efficacité de la cloison est définie comme étant le pourcentage de débris retenus derrière la cloison 15 minutes après leur mise en eau. Ce temps est amplement raisonnable puisqu'on a constaté que la grande majorité des débris entraînés sous la cloison l'étaient au cours des 2 premières minutes. Frederick (1967) avait d'ailleurs observé le même comportement lors de ses essais. Les débris utilisés sont les mêmes que pour les essais de vitesses de remontée. Même si tous les types de débris n'étaient pas représentés en nombre identique, un poids égal leur a été accordé dans le calcul de l'efficacité.

Pour une profondeur fixe de la cloison, l'efficacité d'interception est extêmement sensible aux conditions de l'écoulement d'approche. Pour une vitesse d'approche donnée, l'augmentation de la profondeur de la cloison semble avoir un effet positif moins important, mais tout de même significatif. C'est donc dire que l'augmentation de la profondeur de la cloison est plus déterminante que l'augmentation de la vitesse **sous** cette cloison. Bien qu'on puisse penser que l'augmentation de cette vitesse contribue à aspirer les débris vers le bas, l'abaissement de la cloison a pour effet d'agrandir la zone de «calme» immédiatement en amont de la cloison. Les débris s'y accumulent et se retrouvent plus loin de ia zone d'accélération au contour de la cloison.

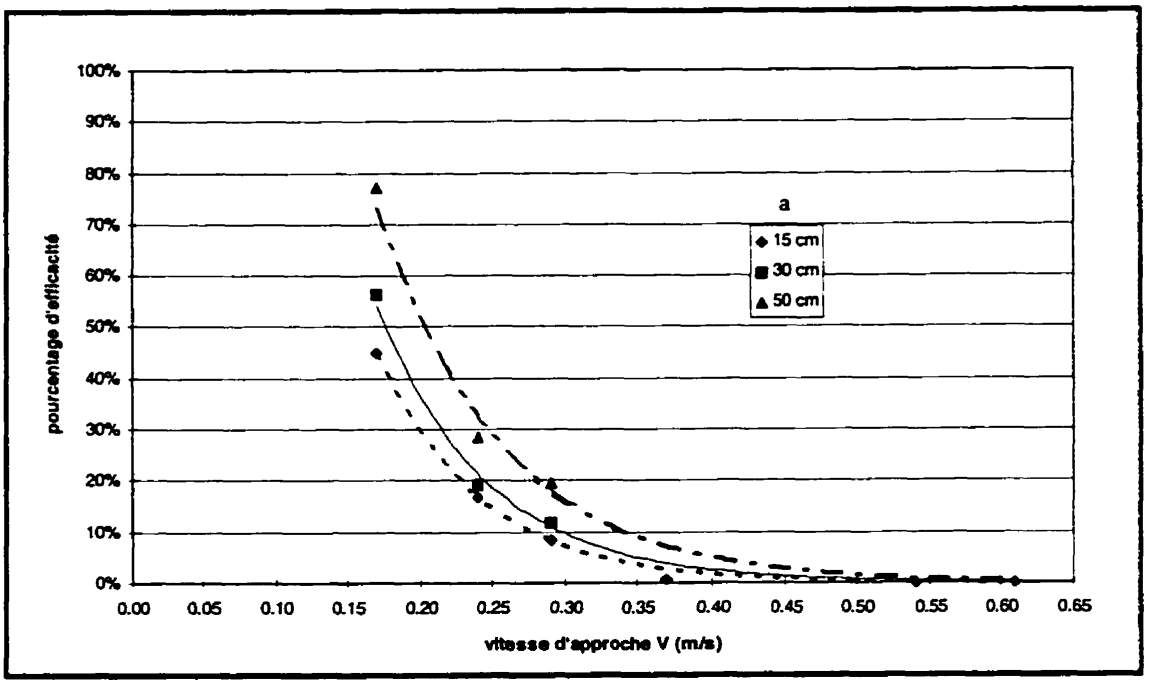


Figure 6.2 - Efficacité des cloisons en fonction de leur profondeur et de la vitesse d'approche (profondeur d'eau constante de 1 m)

Bien qu'on la qualifie de zone calme, la face amont de la cloison est sujette à la présence de vortex intermittents qui sont la cause de l'entraînement pour la grande majorité des débris. Leur fréquence et leur intensité diminuent avec la vitesse d'approche et les observations montrent que l'efficacité s'en voit grandement améliorée. Cependant, on peut considérer ces résultats comme peu satisfaisants puisque pour obtenir une efficacité raisonnable de 80%, on doit maintenir des vitesses de l'ordre de 15 cm/s, ce qui est faible. Une telle limite exigerait la construction de chambres aux dimensions assez considérables. Des essais de rétention de bois de flottage par estacade discutés au chapitre 3.4 (Perham, 1987), on avait établi une vitesse critique de 26 cm/s sur modèle (billes de 1 cm X 6 cm) pour une efficacité de 80%. Considérant la plus grande flottabilité des billes de bois, les valeurs sont cohérentes avec nos résultats.

Pour une vitesse d'approche de 0,29 m/s (u_* = 0,018 m/s), l'efficacité de rétention de la cloison a été de 8,4%, 11,7% et 19.5% pour des profondeurs d'estacades de 15, 30 et 50 cm respectivement. En comparaison, pour une vitesse de 0,36 m/s (u_* = 0,023 m/s) à l'essai de remontée #2, le pourcentage de remontée était de l'ordre de 95% pour une chambre d'une dizaine de mètres. Ces résultats montrent que le type de mise en suspension #3 décrit au chapitre 3 (voir figure 3.1), soit le réentraînement, est fort différent des deux autres et qu'il doit être étudié séparément. À première vue, il semble beaucoup plus critique que la suspension en écoulement. On ne peut donc pas tenir pour acquis que les objets remontés en surface y seront nécessairement retenus par une cloison.

Bien entendu, ces essais ne sont qu'une introduction. Ils ont eu lieu sur une seule taille de chambre. De plus, il n'y avait pas de déversoir tout juste en aval de la cloison. Il est fort probable que la présence d'un déversoir aurait influencé l'écoulement dans la zone de la cloison. Enfin, la cause principale de l'entraînement des débris étant les vortex, il serait intéressant d'étudier des cloisons profilées, qui pourraient faire disparaître ces tourbillons et augmenter grandement l'efficacité.

6.3 Commentaires et observations recueillis dans la littérature

Sharpe et Kirkbride (1959) ont réalisé une série d'essais sur modèles réduits pour des chambres avec conduite d'amenée, cloison et seuil frontal. Plusieurs configurations sont testées et des recommandations sont émises pour un dimensionnement efficace quant à l'interception des débris flottables. Comme ici, les auteurs constatent que lorsque les déchets flottants sont amenés dans le voisinage de la cloison et du déversoir ou lorsqu'ils se mettent à tourner autour de la chambre, ils sont à un moment

ou l'autre entraînés par des courants descendants ou des vortex. Les recommandations des auteurs sont les suivantes :

-La chambre doit être assez longue et les vitesses horizontales assez faibles pour permettre aux solides flottables d'atteindre la surface en amont de la cloison. De fortes vitesses peuvent même entraîner les solides lourds par-dessus le déversoir.
-Il doit exister dans la chambre une ou des zones d'eau morte ou les solides flottants sont acheminés par le patron d'écoulement normal (figure 6.3). Cela nécessite donc d'avoir une conduite d'amenée en charge qui créera un courant de retour en surface. Les zones d'eau morte doivent être situées le plus loin possible de la cloison.
-Les vitesses d'écoulement doivent être suffisamment faibles pour éviter que les débris flottants ne soient réentraînés une fois qu'ils ont atteint la zone d'eau morte.

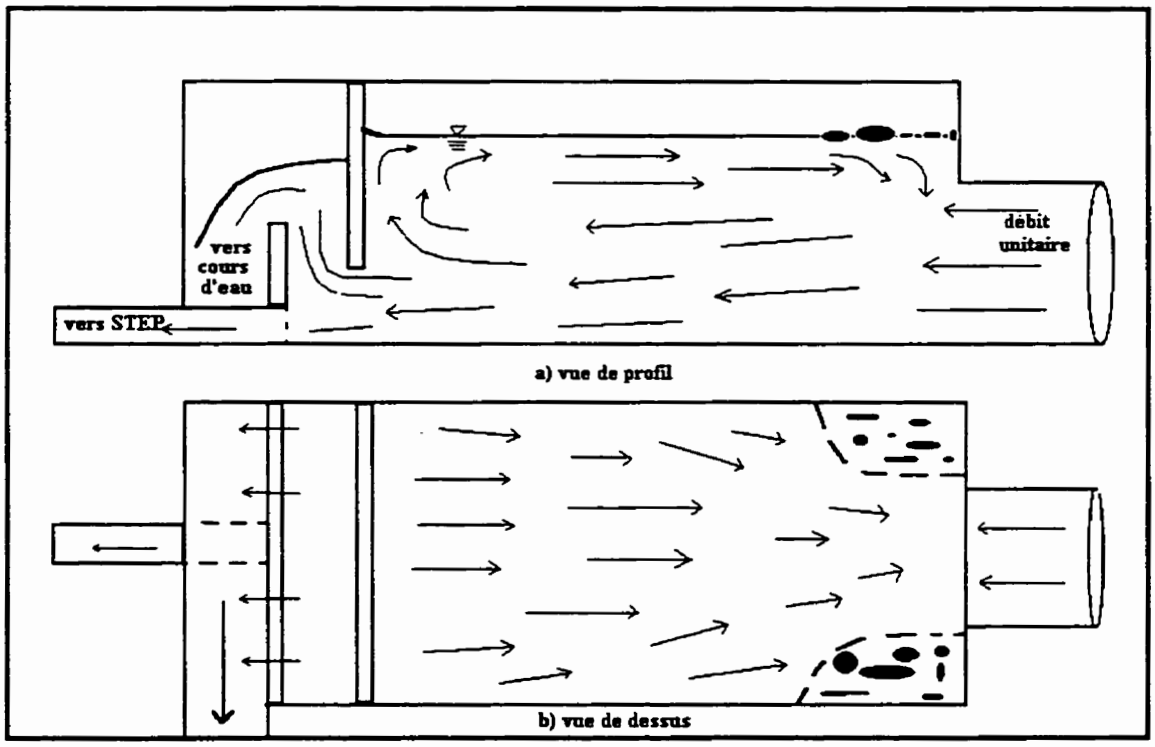


Figure 6.3 - Patron d'écoulement permettant la rétention des solides flottables, selon Sharpe et Kirkbride (1959)

Les auteurs mentionnent eux-mêmes que le patron d'écoulement idéal décrit ci-haut et présenté à la figure 6.3 est fragile à la moindre variation de débit. Il apparaît donc que le respect de ces règles peut devenir assez compliqué, surtout dans un contexte de débit non permanent où les conditions d'écoulement varient beaucoup au cours d'un même événement et d'un événement à un autre.

Les vitesses dans la chambre sont d'une grande importance, mais les auteurs ne les quantifient pas précisément. Le critère de vitesse maximale est appliqué à la conduite d'amenée seulement (0,83 m/s). Cependant, si on transforme cette vitesse par le rapport de la section de la conduite d'amenée sur celle de la chambre (valeurs suggérées par les auteurs), on arrive à une vitesse moyenne critique dans la chambre de 15 cm/s pour une efficacité de l'ordre de 80%. Il s'agit donc de résultats similaires à ce qui a été obtenu lors des présents essais, malgré des modèles qu'on ne peut pas vraiment comparer en raison des courants inverses présents dans les modèles de Sharpe.

Ackers (1967), Frederick (1967), Oakley (1967) et White (1970) font aussi des recommandations pour les détails de conception des chambres de débordement avec cloison. Dans le cas de Ackers (1967), il s'agit d'études comparatives entre plusieurs types d'installations de débordement sur modèles réduits. Ces éléments dépassant le cadre du présent travail, la revue de ces références est limitée à ce qui a été présenté à l'article 5.3.

Beauchamp (1989) a réalisé une étude de quelques chambres avec cloison dans la région de Montréal. Elle utilise comme critère de comparaison principal le temps de séjour de 3 minutes proposé par Oakley (1967) (voir article 5.3). Elle constate que les chambres ne répondent pas du tout à ce critère même pour des récurrences de pluies

relativement courtes (4/1 an). Quelques chambres inspectées après des pluies ont montré des débris accumulés en amont des cloisons, mais au moment où de faibles débits s'écoulaient sur le déversoir. Malheureusement, on ne peut conclure à l'efficacité du système avec de telles observations car on n'a aucune idée de ce qui est passé en-dessous de la cloison. On a observé en période de temps sec des quantités de débris importantes en aval des déversoirs. Certains débris demeurés accrochés sur les déversoirs laissent aussi croire qu'il peut y avoir des pertes importantes, surtout à fort débit.

Cela complète la première partie de ce mémoire. Les essais réalisés et leur analyse ont permis de mieux saisir la problématique entourant la conception d'une chambre de débordement avec cloison et seuil frontal. À la lumière de ce qui a été décrit dans les précédents chapitres, on constate que l'interception des solides flottables par ce type d'installation n'est pas chose simple et requiert des structures de très grandes dimensions. Cela peut augmenter l'intérêt pour d'autres solutions, plus compactes à efficacité égale, comme les systèmes de dégrillage statiques ou mécaniques. Bien entendu, ces systèmes ont aussi leurs points faibles comme le manque de fiabilité, le besoin d'entretien et le nettoyage régulier, ainsi que la nécessité d'un déversoir de sécurité en cas de blocage des grilles.

La façon d'aborder le dimensionnement de ces systèmes est différente de celle qu'on utilise pour les structures de séparation gravitaire. Dans le cas des grilles, l'efficacité d'interception ne dépendra que de l'espacement des barreaux, peu importe la taille de la chambre. Dans le cas des chambres avec cloison pour l'interception des débris flottants en surface, l'efficacité dépendra en majeure partie de la taille de la chambre et non de la taille des débris.

Jusqu'ici, l'attention a été portée sur un des deux rôles des installations de débordement, soit la séparation des débris flottables. Le deuxième rôle, qui est souvent dans la pratique encore plus important que le premier, est le contrôle du débit vers la STEP. Les chambres de débordement avec seuil en amont d'une forte contraction (orifice, régulateur à vortex, conduite d'étranglement) sont réputées dans la littérature pour bien remplir cette fonction.

Les seuils peuvent être frontaux ou latéraux. L'avantage des seuil latéraux est qu'il est souvent possible de les faire plus longs, en raison du plus grand espace disponible dans l'axe des conduites principales. Un seuil plus long signifie une différence de charge plus faible pour une même gamme de débits. Comme le débit vers la STEP est fonction de cette charge, il est alors plus facile de le contrôler précisément pendant les périodes de fortes pluies.

Même si on en trouve souvent, une cloison disposée parallèlement à un seuil latéral n'est pas appropriée. En effet, il en résulte un écoulement très turbulent non favorable à la remontée des solides flottables. De plus, dès leur entrée dans la chambre, les débris peuvent être entraînés sous la cloison avant même d'avoir amorcé leur remontée. Pour les déversoirs latéraux, un système de dégrillage est beaucoup plus approprié.

Le dimensionnement hydraulique des seuils frontaux est bien connu et relativement simple. Dans le cas des chambres avec cloison, il ne faut cependant pas oublier de tenir compte d'une perte de charge due à cette dernière. Le dimensionnement des déversoirs latéraux est plus complexe. La deuxième partie du travail traitera donc du dimensionnement de ces déversoirs dans le cas précis des chambres de débordement de réseaux unitaires. Un dimensionnement adéquat est primordial non seulement pour bien contrôler le débit vers la STEP, mais aussi pour éviter tout refoulement vers l'amont.

PARTIE 2 : DIMENSIONNEMENT DES DÉVERSOIRS LATÉRAUX

Les équations pour les déversoirs latéraux sont généralement applicables à des cas où l'écoulement dans le chenal principal poursuit sa route en aval du déversoir latéral. Dans le cas des chambres de débordement, presque tout le débit passe sur le déversoir en période de fortes pluies. Le débit vers la STEP est très faible par rapport au débit total. Dans ces conditions, on peut considérer que pour un canal très large par rapport à la longueur du déversoir, ce dernier se comportera comme un déversoir frontal. Cependant, lorsque la largeur du canal diminue, il est permis de coire que cette hypothèse ne tient plus. C'est dans l'intention de déterminer des relations de dimensionnement adéquates pour ce genre de déversoir que CEGEO Technologies Inc. a mandaté le laboratoire d'hydrodynamique de l'École Polytechnique de Montréal. Une étude sur modèle physique a été réalisée à l'hiver 1997.

7.0 INFLUENCE DE LA CONFIGURATION D'UNE CHAMBRE SUR LA CAPACITÉ DE SON DÉVERSOIR LATÉRAL

L'étude consiste à formuler une relation expérimentale entre la charge hydraulique sur le déversoir latéral (H_{hyd}) et le débit (Q), en fonction de la configuration physique d'une chambre. Les essais effectués, l'analyse des résultats et leurs limites d'application sont décrits dans le présent chapitre.

7.1 Description du montage et des essais

Le montage utilisé apparaît à la figure 7.1. Cette construction a été faite dans le canal à houle ayant servi aux autres essais et dont une vue globale est présentée à la figure 4.1. La sensibilité à trois paramètres géométriques a été étudiée. Il s'agit de la longueur du déversoir L_d, de la longueur d'eau morte en aval M et de la largeur du canal d'approche B. Les dimensions de base du montage étaient de 1,22 m pour L_d, de 1,0 m pou B et de 0,50 m pour M.

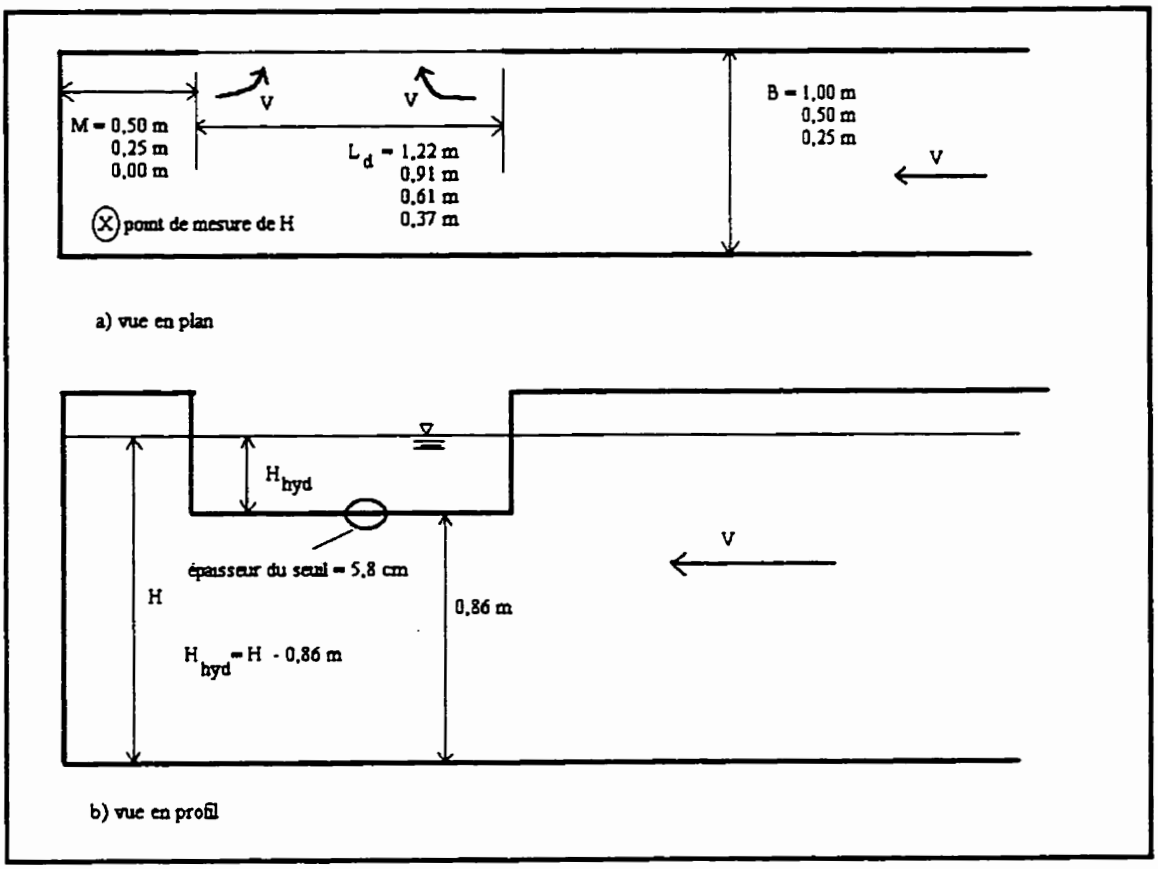


Figure 7.1 - Schéma du montage et identification des paramètres étudiés (essais de déversoirs latéraux)

Pour les besoins de chaque essai, des modules étaient installés pour ajuster les dimensions aux valeurs désirées. Vingt-huit configurations physiques différentes ont été testées pour des débits de 0,22, 0,42 et 0,52 m^3/s ou 0,22, 0,32 et 0,42 m^3/s selon le cas. La gamme de débits dépendait de la capacité des pompes pour une charge hydraulique donnée. Un total de 84 points H_{hyd} - Q étaient alors disponibles pour l'analyse. Pour ces essais, la totalité du débit s'écoule sur le déversoir. Les essais se sont déroulés selon la démarche suivante:

1- ajustement des paramètres géométriques (L_d, M, B);

2- ajustement et lecture du débit avec vannes et tube Venturi;

3- stabilisation du niveau d'eau;

4- lecture de la profondeur d'eau avec pointe électrique;

5- mesure du niveau d'eau au-dessus du seuil en 1, 2, 3 et 4 points pour B = 0,37 m, 0,61 m, 0,91 m et 1,22 m respectivement;

6- observation visuelle de l'allure de l'écoulement dans la zone du seuil;

7- arrêt des pompes pour mise en place de l'essai suivant.

7.2 Résultats et analyse

On trouve dans la littérature quelques équations permettant de calculer le débit des déversoirs. Sinniger (1989) présente une formule spécifique aux déversoirs latéraux, mais lorsqu'on pose dans cette équation que le débit déversé est égal au débit total, on obtient une équation de déversoir frontal simple (équation 7.1).

$$Q = C_Q \sqrt{2g} L_d H_{hyd}^{3/2} \tag{7.1}$$

C_Q = coefficient de débit = 0,424

Dans l'ouvrage de Carlier (1986), on trouve deux autres formules de déversoirs latéraux, soient celles d'Engels (équation 7.2) et de Dominguez (équation 7.3). Ces deux dernières équations considèrent un écoulement continu dans le canal principal en aval du déversoir.

$$Q = 0{,}414 \left(\frac{H_{hyd}}{B}\right)^{0.166} \sqrt{2g}\, L_d H_{hyd}^{3/2} \tag{7.2}$$

$$Q = \varphi\, L_d \sqrt{2g}\, H_{hyd}^{3/2} \tag{7.3}$$

où

φ = coefficient de débit fonction du rapport h_0/h_1 et du type de crête déversante

h_0 = hauteur d'eau sur le déversoir à son extrémité amont

h_1 = hauteur d'eau sur le déversoir à son extrémité aval

En comparant les résultats des essais aux valeurs calculées en utilisant ces formules, on trouve des pourcentages d'erreur considérables sur le débit. Ils atteignent 50% dans plusieurs cas. On peut donc considérer ces formules inadéquates pour le type de déversoir étudié.

Dans une installation réelle, en période de pluie, une partie du débit total est dirigée vers la STEP par une conduite au fond du canal (voir figures 1.2 et 6.3). Pour ces essais, ce débit est nul. L'hypothèse est que le débit vers la STEP est si faible par rapport au débit total qu'il n'influence pas la relation charge-débit du déversoir latéral.

L'approche choisie dans le cadre du présent travail est l'utilisation de la formule 7.1 dans laquelle on trouve une relation entre le coefficient C_Q et deux paramètres

adimensionnels qui englobent la configuration géométrique de la chambre et la charge hydraulique sur le déversoir.

L'analyse des résultats a permis de constater que la longueur de la zone d'eau morte en aval du déversoir latéral (M) n'influence pas le coefficient C_Q, du moins pas dans l'intervalle testé. Cependant, ce coefficient est particulièrement sensible aux rapports L_d/B et H_{hyd}/L_d. Ces résultats sont mis en graphique à la figure 7.2.

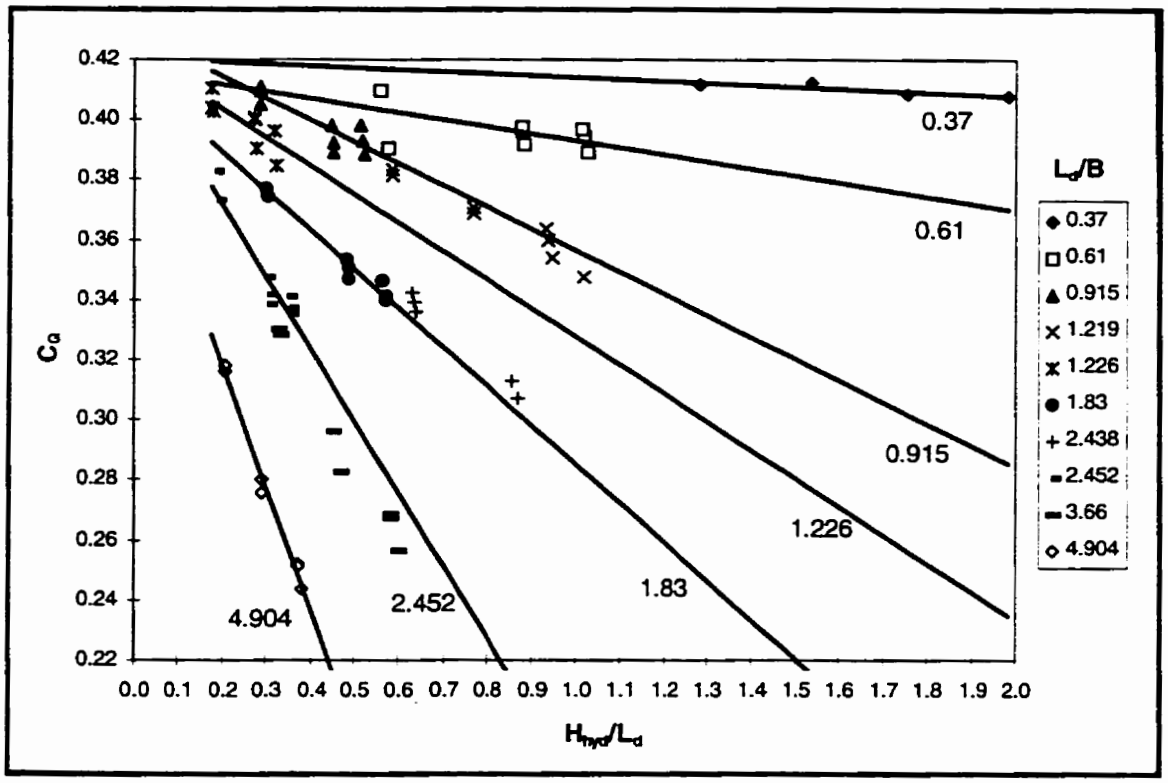


Figure 7.2 - Évolution du coefficient de débit C_Q en fonction de la géométrie de la chambre et de la charge hydraulique sur le déversoir

La relation générale charge-débit se présente sous la forme suivante :

$$Q = C_Q \, L_d \sqrt{2g} \, H_{hyd}^{3/2} \tag{7.4}$$

avec

$C_Q = J_1 (H_{hyd} / L_d) + J_2$

où

$J_1 = -0{,}0831 \, {L_d}/{B} + 0{,}0207$

$J_2 = 0{,}4195$

Pour le cas où l'un des deux rapports (L_d/B ou H_{hyd}/L_d) tend vers zéro, la formule devient celle d'un déversoir frontal avec un C_Q voisinant 0,42. Appliquée aux données expérimentales, la relation 7.4 donne les statistiques suivantes :

erreur moyenne = 0,00 %

erreurs maximales = +15,8 % et -11,9 %

écart type = 5,4 %

L'erreur est calculée par l'équation 7.5 :

$$\frac{\left| C_{Q.calculé} - C_{Q.réel} \right|}{C_{Q.réel}} * 100 = \text{ erreur } (\%) \tag{7.5}$$

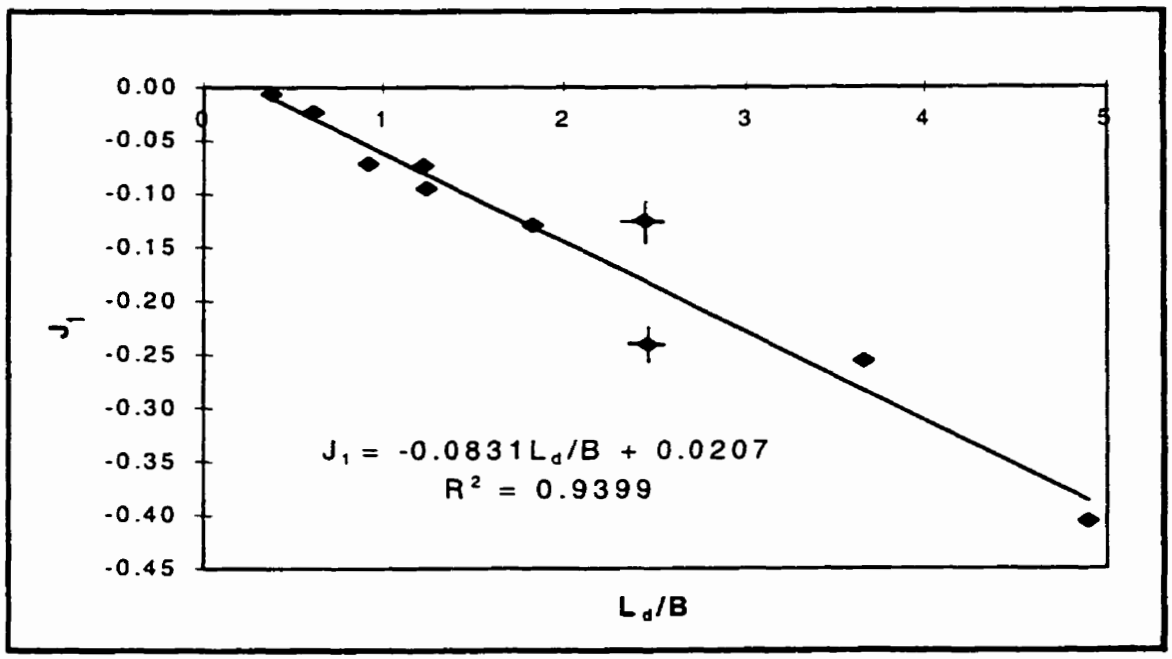


Figure 7.3 - Relation entre le facteur J_1 et le rapport L_d/B

L'évolution des relations C_Q - H_{hyd}/L_d en fonction de L_d/B est assez régulière (figure 7.2), sauf pour les valeurs de L_d/B de 2,438 et 2,452 qui sont assez éloignées l'une de l'autre. Ces deux valeurs correspondent à deux montages dont les dimensions sont liées à l'échelle 1:2, mais pour les mêmes débits. La figure 7.3 montre la relation entre le facteur J_1 et le rapport L_d/B. On remarque les valeurs 2,438 et 2,452 qui sont situées de part et d'autre de la droite. Ces deux valeurs sont identifiées par des croix. Pour la valeur de 2,452, l'équation 7.4 reproduit bien les résultats expérimentaux. Pour la valeur de L_d/B = 2,438, les erreurs sont plus élevées car, dans ce cas, les rapports H_{hyd}/L_d sont plus grands et augmentent l'influence du facteur J_1 sur la valeur du coefficient de débit.

Pour certaines configurations, on retrouvait un écoulement très agité dans la zone du déversoir (vortex, petit ressaut). Souvent dans ces cas, l'erreur exprimée selon l'équation 7.5 était plus importante. Ces constatations amènent à rechercher des

limites d'applicabilité à la relation expérimentale. La figure 7.4 présente les pourcentages d'erreur associés à l'équation 7.4 en fonction du rapport H_{hyd}/B.

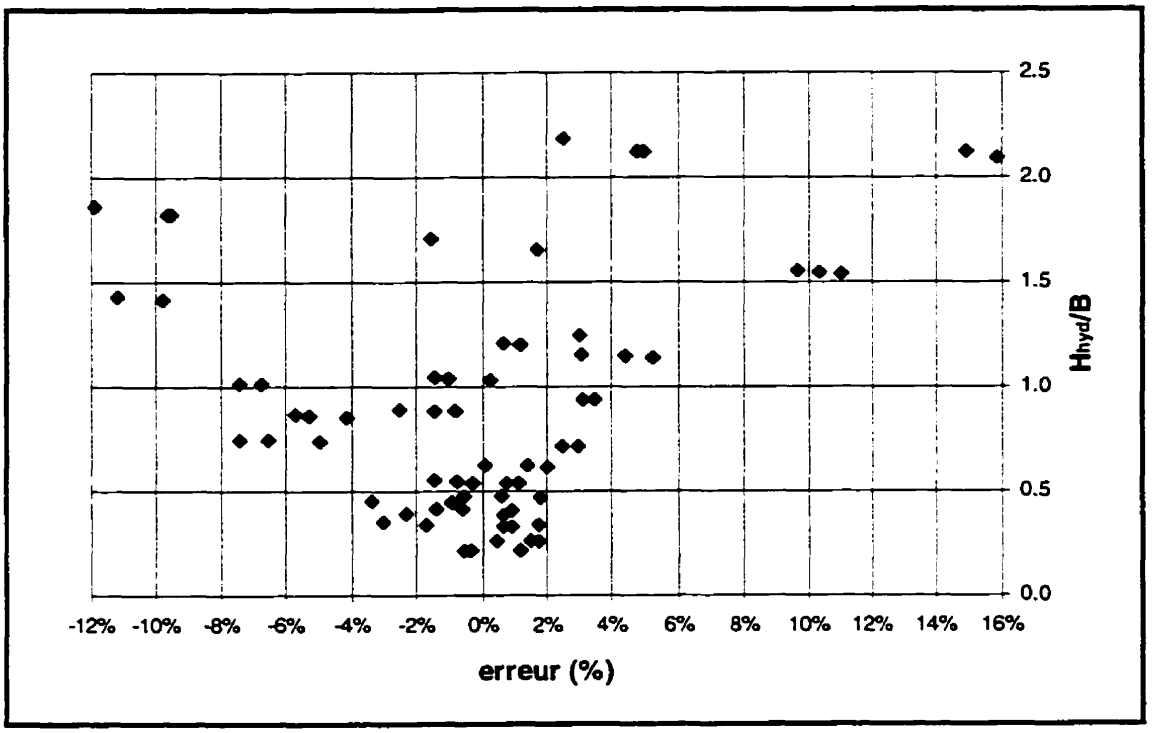


Figure 7.4 - Pourcentage d'erreur de l'équation expérimentale en fonction de H_{hyd}/B

Afin d'obtenir un intervalle de confiance inférieur à 8%, le rapport H_{hyd}/B ne devrait pas dépasser 1,3. Dans le cas du rapport L_d/B de 2,438 discuté plus haut, cette limite est excédée. Aussi, il faut noter que pour chaque essai, l'écoulement à l'approche était fluvial. On ne peut pas juger de l'applicabilité de la formule pour un écoulement torrentiel à l'approche.

Dans certains essais (H_{hyd}/L_d élevés et largeur du canal d'approche B faible (0,25 m)), on voyait apparaître un ressaut sur la lame d'eau devant le déversoir. C'est pour ces cas que l'équation semble moins fiable. En reliant les pourcentages d'erreur à la vitesse moyenne à l'approche (figure 7.5), on trouve qu'une vitesse inférieure à 0,7 m/s

permet d'obtenir une erreur inférieure à 10%. Cependant, ce critère étant dimensionnel, il est moins approprié que le précédent.

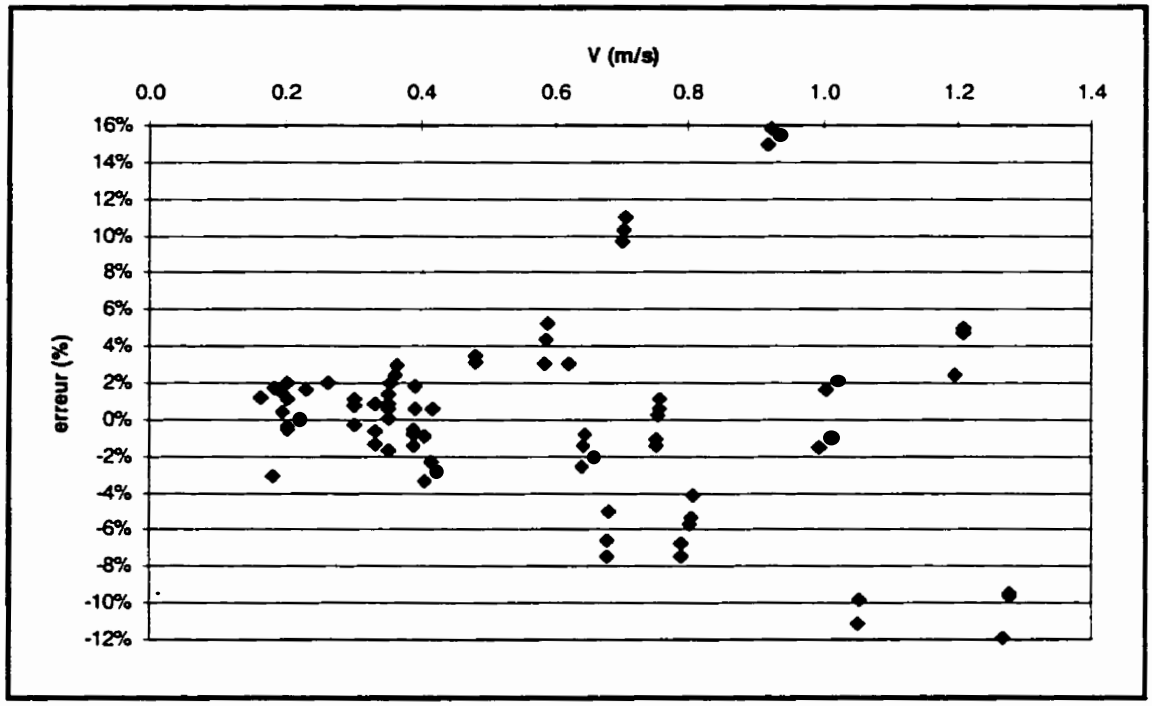


Figure 7.5 - Pourcentage d'erreur de l'équation expérimentale en fonction de la vitesse moyenne d'approche de l'eau

En résumé, les limites de validité de cette formule ne peuvent être poussées loin hors du domaine des résultats expérimentaux sans augmenter l'incertitude attachée aux valeurs calculées. C'est pourquoi les bornes suivantes sont suggérées :

$$0,22 \leq C_Q \leq 0,42$$

$$L_d / B \leq 6$$

$$H_{hyd} / B \leq 1,3$$

Au cours des essais, il était relativement fréquent de constater la présence d'une trompe d'aspiration dans la nappe déversante. Elle apparaît de manière permanente ou intermittente lorsque B diminue ou que H_{hyd}/L_d augmente. On peut constater que cette trompe est moins présente lorsque la longueur d'eau morte M devient nulle. Comme la valeur de M semble être sans influence sur le coefficient de débit, on peut en déduire que la présence de la trompe n'affecte pas significativement la valeur de ce même coefficient.

7.3 Comparaisons avec d'autres résultats

Delo et Saul (1989) ont construit à l'aide d'un modèle numérique une série d'abaques permettant le dimensionnement de déversoirs latéraux dans le cas d'une chambre de débordement. La comparaison avec les présents résultats n'est pas simple parce que les abaques sont difficiles à lire, qu'ils contiennent des paramètres qui n'ont pas été mesurés lors des présents essais et que les simulations tiennent compte d'un débit à l'aval du déversoir variant de 10 % à 25% du débit total. La multitude de paramètres rend très peu intéressante l'utilisation de ces abaques dans un contexte pratique. De plus, aucun point des essais ne se situe à l'intérieur de la zone balayée par les courbes des abaques. Leur zone d'étude se situe entre autre dans des rapports de H_{hyd}/B variant de 0 à 0,3, tandis que les essais décrits ici se situaient dans une gamme de 0,21 à 2,2 pour ce même paramètre. Dans leur étude, on n'a pas exploré la zone où l'on a observé ici des coefficients de débit de l'ordre de 0,25 à 0,35.

En simplifiant quelque peu l'approche des auteurs, les principaux paramètres dont dépend le comportement du déversoir sont les suivants:

$Q_{am}^2/(gB_{am}^5)$, $H_{hyd,am}/B_{am}$, $H_{hyd,av}/B_{am}$, L_d/B_{am} *et* $\Delta H/B_{am}$

- *am* et *av* respectivement pour *amont et aval* du déversoir
- ΔH est la différence entre le niveau d'eau amont et aval le long du déversoir

Leur analyse confirme la grande importance de la largeur du canal B. Cependant, avec les présents essais, le rapport H_{hyd}/B qu'ils ont utilisé ne donnait pas des résultats aussi bien correlés que le rapport H_{hyd}/L_d.

Enfin, les auteurs donnent un exemple d'application qui mène aux résultats suivants: Q = 1,8 m^3/s, B = 1,68 m, H_{hyd} = 0,2 m, L_d = 12,72 m. Pour cette géométrie et cette charge, l'équation charge-débit obtenue de nos essais donne un débit de 2,07 m^3/s, soit un écart de 15%.

En somme, la relation expérimentale obtenue des essais montre clairement que ce type de déversoir ne peut pas être considéré comme un déversoir frontal. Bien qu'étant limitée par un domaine d'échantillonnage relativement restreint lors d'études sur modèles, cette relation peut servir de guide à un dimensionnement adéquat et sécuritaire d'installations réelles. De futurs essais à l'extérieur du domaine expérimenté ici pourraient servir à préciser davantage la forme de l'équation et la valeur des coefficients.

8.0 CONCLUSION

Les travaux et les résultats présentés dans ce mémoire apportent de nouveaux outils qui pourront aider à mieux choisir et à mieux dimensionner les ouvrages destinés à gérer les rejets urbains en temps de pluie.

À propos de l'interception des débris flottables, les essais ont permis de déterminer que la vitesse moyenne de remontée d'un débris diminuait lorsque la turbulence de l'écoulement augmentait. Des relations exprimant la vitesse de remontée d'un débris flottable ont été formulées. Cette vitesse est fonction des caractéristiques propres du débris ainsi que des conditions d'écoulement Ces éléments deviennent un complément intéressant aux «règles du pouce» qu'on retrouvait dans la littérature jusqu'à maintenant. Les informations contenues dans les chapitres précédents confirment que les doutes émis par certains auteurs (Oakley, 1967; Heath, 1996) concernant l'efficacité réelle des structures d'interception gravitaire des débris flottables étaient justifiés. Ces intallations doivent être de grandes dimensions et la présence d'une cloison simple ne semble pas suffisante pour retenir les débris en amont d'un déversoir de débordement. Tel que nous l'avons mentionné précédemment, une suite pertinente à ces travaux serait d'étudier la configuration de ces cloisons pour en augmenter l'efficacité.

Les relations expérimentales présentées dans la première partie de ce mémoire doivent être utilisées avec jugement. Leurs faibles coefficient de corrélation et le fait qu'elles ne soient pas toutes adimensionnelles peuvent parfois entraîner des résultats aberrants qu'on doit être en mesure de rejeter. De plus, les essais de remontée en écoulement d'eau se sont déroulés dans un canal rectangulaire et sans obstacles. L'écoulement y était uniforme et unidirectionnel. Ces conditions se trouvent rarement dans la réalité.

Le contrôle du débit vers une station de traitement (STEP) a été le second aspect étudié dans ce projet. L'étude a porté précisément sur la capacité des déversoirs latéraux des chambres de débordement. L'analyse a permis d'identifier les principaux paramètres influencant la relation charge-débit et de quantifier cette influence. Ces résultats sont fort importants puisqu'ils montrent que la capacité de ces déversoirs peut

être dans certains cas beaucoup plus faible que celle d'un déversoir frontal de longueur égale. Bien que la relation charge-débit obtenue soit adimensionnelle, les essais ont été faits sur modèles réduits et il serait important de vérifier l'effet d'échelle en réalisant quelques autres essais sur d'autres dimensions et pour des configurations nettement en dehors de l'éventail testé ici.

BIBLIOGRAPHIE

ACKERS, P. (1957 fév.). A theoretical consideration of side weirs as storm-water overflows. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol. 6, no 11, 250-269.

ACKERS, P., BREWER, A.J. (1967). Storm overflow performance studies using crude sewage. Symposium on Storm Sewage Overflows, no 6, Institution of Civil Engineers, 63-77.

ACKERS, P., HARRISON, A.J.M., BREWER, A.J. (1967). Laboratory studies of storm overflows with unsteady flows. Symposium on Storm Sewage Overflows, no 4, Institution of Civil Engineers, 37-49.

ALLEN, J.W. (1957). The discharge of water over side weirs in circular pipes. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol. 6, no 12, 270-287.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE (1990 fév.). Monographs on refinery environmental control - management of water discharges : design and operation of oil-water seperators. API Publication 421, 44 pages.

ASHTON, G.D. (1974). Froude criterion for ice-block stability. Journal of Glaciology, vol. 13, no 68, 307-313.

BEAUCHAMP, N. (1989 jan.). Étude de normalisation pour la conception de chicanes aux points de surverse des réseaux d'égoûts. Ministère de l'Environnement du Québec.

BEECHAM, S.C., SABLATNIG, S.J. (1994). Hydraulic modelling of stormwater trashracks. Hydraulics Working with the Environment National Conference Publication - Institution of Engineers, no 94, partie 1, Australia, 97-104.

BUREAU OF RECLAMATION U.S.A (1977). Design of small dams. 2e édition, Washington, 816 pages.

CARLIER, M. (1986). Hydraulique générale et appliquée. Eyrolles, Paris, 565 pages.

COLLINGE, V.K. (1957). The discharge capacity of side weirs. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol. 6, no 13, 288-304.

COMOLET, R. (1982). Mécanique expérimentale des fluides : Tome II - Dynamique des fluides réels, turbomachines. 3e édition, Masson, Paris, 453 pages.

DALKIR, O. (1996 avril). Enlèvement des débris flottants des réseaux unitaires dans la chambre de débordement par cloison en amont du seuil. CÉGÉO Technologies inc., Saint-Laurent, 39 pages.

DALKIR, O., DEMARD, H. (1996 août). Combined sewer overflows : Hydraulic study of overflow basins equipped with weirs and underflow baffles for removal of floatables. CÉGÉO Technologies inc., Saint-Laurent, 40 pages.

DELO, E.A., SAUL, A.J. (1989 juin). Charts for the hydraulic design of high side-weirs in storm sewage overflows. Proceedings - Institution of Civil Engineers, Part 2 : Research and Theory, vol. 87, 175-193.

ERTEKIN, R.C., SUNDARARAGHAVAN, H. (1995 fév.). The calculation of the instability criterion for a uniform viscous flow past an oil boom. Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, vol. 117, 24-29.

FRAZER, W. (1957). The behaviour of side weirs in prismatic rectangular channels. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol. 6, no 14, 305-328.

FREDERICK, MARKLAND (1967). The performance of stilling ponds in handling solids. Symposium on Storm Sewage Overflows, no 5, Institution of Civil Engineers, 51-61.

HEATH, COLLINS, DALY, WALKER (1996 juin). CSO floatables control for greater Boston, Massachusetts. Proceedings - URBAN WET WEATHER POLLUTION : Controlling sewer overflows and stormwater runoff, Water Environment Federation, Québec Qc, 6-11 à 6-22.

HERRICKS, E.E. (1995). Stormwater runoff and receiving systems : impact, monitoring and assessment. Lewis Publishers, New York, 458 pages.

HOPPING, GATTEN, HOUSTON (1991). Physical model of a floating trash boom to control aquatic weeds at the TVA Widows Creek Fossil Plant. Proceedings - National Conference on Hydraulic Engineering, ASCE, New York, 547-542.

HWANG, P.A. (1985 mars). Fall velocity of particles in oscillating flow. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, vol. 111, no 3, 485-502.

JONES, W.T. (1972). Instability of an interface between oil and flowing water. ASME Journal of Basic Engineering, vol. 94, no 4, 874-878.

JULIEN, Pierre Y. (1995). Erosion and sedimentation. Cambridge university Press, 280 pages.

KIRONOTO, GRAF (1994). Turbulence characteristics in rough uniform open-channel flow. Proc. Instn Civ. Engrs Wat., Marit. & Energy, vol. 106, 333-344.

KORDYBAN, E. (1990 juin). The behavior of oil-water interface at a planar boom. ASME Journal of Energy Resources Technology, vol. 112, 90-95.

LEIBOVICH, S. (1976). Oil slick instability and the entrainment failure of oil containment booms. ASME Journal of Fluids Engineering, vol. 98, 98-103, discussion, 103-105.

OAKLEY, H.R. (1967). Practical design of storm sewage overflows. Symposium on Storm Sewage Overflows, no 10, Institution of Civil Engineers, 115-122.

PARADIS, CHAMPIGNY (1996 mars). Activités de caractérisation relatives aux solides flottants issus de débordements de réseaux unitaires par temps de pluie. CEGEO Technologies inc., Montréal.

PARISET, E., HAUSSER, R., GAGNON, A. (1966 nov.). Formation of ice covers and ice jams in rivers. ASCE Journal of the Hydraulics Division, vol. 92, no HY6, article 4965, 1-24.

PARKER, H.W. (1975). Wastewater Systems Engineering. Prentice-Hall, New Jersey, 412 pages.

PERHAM, R.E. (1987 juin). Floating debris control : a litterature review. Technical Report of the U.S. Army Engineers Waterways Experimental Station, REMR-HY-2, 67 pages.

SHARON, J.D. (1989). Combined sewer overflow pollution abatment : manual of practice no FD-17. Water Pollution Control Federation, 272 pages.

SHARPE, D.E., KIRKBRIDE, T.W. (1959 août). Storm-water overflows : the operation and design of a stilling pond. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol. 13, 445-466.

SIMONS, SENTURK (1977). Sediment transport technology. Water resources publications, Fort Collins, USA.

SINNIGER, HAGER (1989). Constructions hydrauliques : écoulements stationnaires. 1re édition, Traité de génie civil de l'École polytechnique fédérale de Lausanne, vol.15, 439 pages.

ST. JOHN, J.P., LEO, W.M., GAFFOGLIO, R. (1994 juin). City streets and csos. Water Environment and Technology, vol. 6, 38-43.

TATINCLAUX, J.C. (1977 sept.). Equilibrium thickness of ice jams. ASCE Journal of the Hydraulics Division, vol. 103, no HY9, 959-974.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1993). Manual : combined sewer overflow control. Office of Research and Development, EPA, 95 pages.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1973). Combined sewer overflow seminar papers. Environmental protection technology series, National Environmental Protection Center, EPA, 216 pages.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1979). Combined sewer overflow treatment by screening and terminal ponding. Environmental protection technology series, Municipal Environmental Research Laboratory, EPA, 125 pages.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1971). Demonstration of rotary screening for combined sewer overflows. Water pollution control research series, EPA, 55 pages.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1972). Screening/flotation treatment of combined sewer overflows. Water pollution control research series, EPA, 172 pages.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1979). Screening/flotation treatment of combined sewer overflows : volume II. , Municipal Environmental Research Laboratory, EPA, 357 pages.

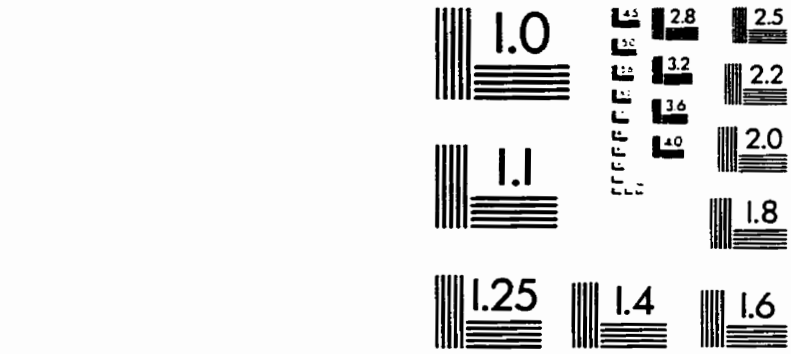
U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1975). Treatment of combined sewer overflows by dissolved air flotation. Environmental protection technology series, Municipal Environmental Research Laboratory, EPA, 213 pages.

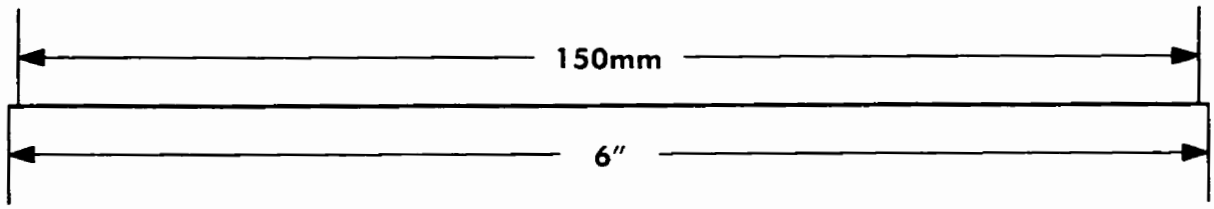
UZUNER, M.S., KENNEDY, J.F. (1972 déc.). Stability of floating ice blocks. ASCE Journal of the Hydraulics Division, vol. 98, no. HY12, 2117-2133.

VAN RIJN, Leo C. (1984). Sediment transport part II : suspended load transport. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, vol. 110, no HY11, 1613-1641.

WHITE, J.B. (1970). The design of sewers and sewage treatment works. Edward Arnold, Londres, 293 pages.

IMAGE EVALUATION TEST TARGET (QA-3)





APPLIED IMAGE, Inc
1653 East Main Street
Rochester, NY 14609 USA
Phone: 716/482-0300
Fax: 716/288-5989

© 1993, Applied Image, Inc., All Rights Reserved