

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION DU POTENTIEL D'INTRUSION AU NIVEAU DES JOINTS
D'ÉTANCHÉITÉ DES CONDUITES PLASTIQUES EN PVC

DAVID ABIVEN
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)
AOUT 2006



Library and
Archives Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Published Heritage
Branch

Direction du
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 978-0-494-19273-3

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-494-19273-3

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

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

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

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

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.


Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉVALUATION DU POTENTIEL D'INTRUSION AU NIVEAU DES JOINTS
D'ÉTANCHÉITÉ DES CONDUITES PLASTIQUES EN PVC

Présenté par : ABIVEN David

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. DESJARDINS Raymond, M. Ing, président du jury

M. MARCHE Claude, D. Sc. A., membre et directeur de recherche

Mme PRÉVOST Michèle, Ph.D., membre et codirectrice de recherche

M. LAVOIE Jean, M. Sc. A., M.B.A, membre externe

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier les dirigeants de mon école française, l'I.C.A.M., qui m'ont permis de venir étudier à Montréal et de réaliser ma maîtrise. Je les remercie de leur confiance.

Cette maîtrise a été réalisée au sein de la Chaire industrielle CRSNG en eau potable de l'Ecole Polytechnique de Montréal. Je souhaiterais exprimer ma reconnaissance envers M. Claude Marche, mon directeur de recherche et à Mme Michèle Prévost, ma co-directrice de recherche, pour m'avoir offert ce projet et soutenu durant ces deux dernières années. Leurs commentaires constructifs, leurs aides, leurs soutiens et leurs patiences m'ont été d'une aide inestimable. Merci également à M. Raymond Desjardins et M. Jean Lavoie pour avoir accepté de juger mon travail.

Je souhaite également remercier M. André Ducharme, M. Antonio Gatien, M. Yves Fontaine pour leur grande contribution à la réalisation du pilote. Sans leurs aides et leur ingéniosité, je serais certainement encore au laboratoire à monter le pilote.

Mes remerciements s'adressent également à M. Louis-Philippe Dubé, de la compagnie IPEX, pour m'avoir fourni gracieusement le matériel utilisé dans mes expériences ainsi que son support technique.

Enfin, je tiens à remercier toute l'équipe de la Chaire en eau potable, notamment Marie-Claude Besner pour ses disponibilités et ses conseils avisés. Un grand merci à mes collègues étudiants du B616 et du B627, pour leur écoute, leur aide et leur amitié que j'ai reçues tout au long de ces deux années d'études. Je remercie finalement ma famille proche et l'ensemble de mes amis qui ont su me redonner le moral et le courage nécessaires pour réaliser ce projet.

RÉSUMÉ

Cette recherche a été réalisée avec pour objectif principal d'évaluer le potentiel d'intrusion de contaminants au niveau des joints d'étanchéité des conduites plastiques en PVC. Le second objectif de cette étude est de hiérarchiser les paramètres critiques engendrant les fuites au niveau de ces joints d'étanchéité.

Pour atteindre les objectifs fixés, un montage expérimental a été réalisé au laboratoire d'Hydraulique de l'École Polytechnique de Montréal sur lequel trois paramètres ont été testés. Ceux-ci sont l'intensité de la dépression, la déflexion ou fléchissement de la conduite, ainsi que l'angle de déviation au niveau du joint d'étanchéité.

Durant cette étude, il est apparu que l'intensité de la dépression n'était pas capable à elle seule de créer une fuite au niveau des joints d'étanchéité, même si cette dépression dépassait les normes pour lesquelles les joints sont conçus.

De même, il est apparu que la déflexion de la conduite ne constituait pas un paramètre critique dans l'évaluation du potentiel d'intrusion. En effet, les déflexions appliquées sur la conduite afin d'engendrer une fuite au niveau du joint d'étanchéité se sont avérées fortement supérieures à celles que subissent ce type de conduites dans la réalité.

Finalement, seules deux fuites se sont révélées critiques, c'est-à-dire qu'elles ont été observées dans des conditions où les manufacturiers garantissent l'étanchéité du système. Celles-ci sont apparues lors des tests réalisés sur la déviation de l'angle entre deux conduites, pour un angle inférieur à 3° , ce qui correspond à la limite recommandée par les constructeurs. Ces fuites sont intervenues seulement pour chaque premier essai réalisé sur les différentes conduites en PVC étudiées (DR 18 et 25). Par conséquent, l'angle de déviation entre les deux conduites joue un rôle prépondérant dans

l'augmentation du risque d'intrusion au niveau des joints d'étanchéité, tandis que les autres paramètres étudiés semblent négligeables.

En conclusion, les résultats obtenus montrent que le risque d'intrusion existe dans des conditions réelles de pose et d'enfouissement. Cependant, celui-ci peut être jugé relativement faible car ce risque apparaît seulement lors de la première vague de pressions transitoires négatives, lorsque la conduite est soumise à un angle de déviation.

Néanmoins, il est important de souligner que le potentiel d'intrusion réel au niveau des joints d'étanchéité pourrait se révéler plus important que celui qui a été observé durant cette étude. En effet, les tests ont été réalisés avec des conduites neuves dans des conditions de laboratoire qui sont supposées idéales. Ainsi, de nombreux paramètres réels n'ont pas pu être pris en compte dans cette étude. Ceux-ci sont par exemple, le mode d'assemblage des conduites sur les chantiers de construction, le vieillissement des conduites et des joints, les propriétés physiques et chimiques du sol et de l'eau, ainsi que la température du sol environnant et de l'eau. Or, tous ces paramètres constituent des facteurs qui influencent les caractéristiques mécaniques et fonctionnelles des conduites, ainsi que celles des joints d'étanchéité, c'est pourquoi ils peuvent entraîner une dégradation plus rapide de ces éléments, provoquant par la même occasion une augmentation du risque réel d'intrusion au niveau des joints d'étanchéité.

ABSTRACT

The main objective of this study was to estimate the potential of intrusion of contaminants at the level of the gasket joints of PVC pipes. The second objective of this study has to rank the critical parameters that may cause a leak at the level of gasket joints.

To reach the objectives, pilot-scale testing was completed in the laboratory of Hydraulics of the Ecole Polytechnique of Montreal. Three parameters were tested : the intensity of the depression, the deflection or the bending of the pipe, as well as the angle of deflection at the level of the gasket joint.

During this study, it seemed that the intensity of the depression applied was not sufficient to create a leak at the level of the gasket joint even if this depression exceeded the current standards.

Also, it appears that the deflection of the pipe did not constitute a critical parameter in the evaluation of the potential of intrusion. Indeed, deflections applied to the pipe sufficient to cause a leak at the level of the gasket joints exceeded specifications from the manufacturers and typical constraints in actual installations.

Finally, only two leaks were found to be critical, that is they were observed within the boundary conditions specified by the manufacturers to ensure the watertightness of the system. These appeared during the tests realized on the deflection of the angle between two pipes, for an angle lower than 3° , that corresponds to the limit recommended by manufacturers. These leaks were only observed during every initial assays on the various PVC pipes tested (DR 18 AND 25). Consequently, the angle of deflection between two pipes is a determining factor in the increase of the risk of intrusion at the level of the gasket joints, whereas the other studied parameters were not shown to be significant.

In conclusion, the results obtained show that the risk of intrusion exists in real conditions of installation and burying. However, this risk can be considered relatively low because it only appears during the first transient negative pressure wave, when the pipe is subjected to an angle of deflection.

Nevertheless, it is important to underline that the real potential of intrusion at the level of gasket joints could be more important than that was observed during this study. In fact, our testing was completed with new pipes in laboratory conditions which are quasi ideal. A number of factors were not evaluated in this study. These are, for example, the joining method of the pipes on building sites, the ageing of the pipes and the joints, the physical and chemical properties of the ground and the water, as well as the temperature of the surrounding ground and the water. These parameters constitute factors which influence the mechanical and functional characteristics of the pipes as well as those of the gasket joints. Therefore, they could influence the degradation of elements, therefore increasing the actual risk of intrusion at the level of the gasket joint.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	iv
RÉSUMÉ.....	v
ABSTRACT	vii
TABLE DES MATIÈRES.....	ix
LISTE DES TABLEAUX.....	xiii
LISTE DES FIGURES	xiv
LISTE DES ANNEXES.....	xvi
 CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	 1
 CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE.....	 3
2.1. Le polychlorure de vinyle (PVC).....	3
2.1.1. Les propriétés générales du PVC	4
2.1.1.1. La viscoélasticité	4
2.1.1.2. La résistance à la corrosion interne et externe	6
2.1.1.3. La résistance chimique.....	6
2.1.1.4. La perméation.....	6
2.1.1.5. La résistance UV	6
2.1.1.6. L'abrasion	7
2.1.1.7. Le coefficient de friction.....	7
2.1.2. Les normes	7
2.1.3. Les types de joints d'étanchéité utilisés pour les conduites plastiques en PVC	8

2.2. Les pressions transitoires	9
2.2.1. Description du phénomène.....	9
2.2.2. Les équations gouvernantes	11
2.2.3. L'analyse des pressions transitoires dans des réseaux de distribution.....	13
2.2.4. Les causes du phénomène	13
2.2.5. Les conséquences des pressions transitoires	14
2.2.5.1. Le risque lié aux infrastructures	14
2.2.5.1.1 Les surpressions dans le réseau.....	14
2.2.5.1.2 Les phénomènes de dépression ou de cavitation	15
2.2.5.1.3 Les vibrations hydrauliques	15
2.2.5.2. Le risque sanitaire	16
2.2.5.2.1 Red water/Qualité de l'eau	16
2.2.5.2.2 La contamination/intrusion	16
2.3. Évaluation du potentiel d'intrusion.....	17
2.3.1. Pressions transitoires négatives ou basses	19
2.3.2. Routes d'entrée.....	21
2.3.2.1. Les bris de conduites : un indice du nombre de voies d'accès pour les contaminants	22
2.3.2.2. Les modes de défaillance des conduites.....	26
2.3.3. Source de contaminants extérieurs.....	28
2.3.4. Quantification de l'intrusion	31
2.4. La théorie des conduites flexibles enfouies	33
2.4.1. Les charges imposées.....	33
2.4.1.1. Les charges statiques dues au poids du sol	34
2.4.1.2. Les autres charges statiques	35
2.4.1.3. Les charges vives	35
2.4.2. La rigidité de la conduite (Pipe Stiffness).....	36
2.4.3. La rigidité du sol ou module de réaction.....	37
2.4.4. L'équation de déflexion de Sprangler's Iowa	37

CHAPITRE 3 OBJECTIFS DE RECHERCHE	39
3.1. Problématique	39
3.2. Objectifs	40
CHAPITRE 4 MATÉRIEL ET MÉTHODES	42
4.1. Description des pilotes	42
4.1.1. Conduite droite.....	43
4.1.2. Conduite droite avec fléchissement de la conduite	44
4.1.3. Conduite déviée.....	46
4.2. Description de la méthode expérimentale	47
4.2.1. Tests préliminaires	48
4.2.2. Essais en «conduite droite».....	49
4.2.3. Essais en «conduite droite avec fléchissement de la conduite»	49
4.2.3.1. Essais sous vide.....	49
4.2.3.2. Essais sous pression	50
4.2.4. Essais en «conduite déviée».....	50
4.2.5. Essais annexes.....	51
4.2.5.1. Mesure de l'ovalisation de la conduite	51
4.2.5.2. Déflexions interne et externe	52
4.3. Description des méthodes utilisées pour caractériser les paramètres critiques.....	53
4.3.1. Méthode de caractérisation des fuites	53
4.3.2. Méthode de caractérisation de la force critique	54
4.3.3. Méthode de caractérisation de la déflexion critique	55
4.3.4. Méthode de caractérisation de l'angle critique	56

CHAPITRE 5 RÉSULTATS ET DISCUSSION	57
5.1. Résultats expérimentaux	57
5.1.1. Conduite droite.....	57
5.1.1.1. Etude de l'effet de l'intensité des dépressions	57
5.1.1.2. Etude du phénomène d'ovalisation sous pression négative	58
5.1.2. Conduite droite avec fléchissement de la conduite	59
5.1.2.1. Force critique	59
5.1.2.2. Déflexions interne et externe	61
5.1.3. Conduite déviée.....	66
5.2. Discussion des résultats.....	68
5.2.1. Impact de l'intensité de la dépression	68
5.2.2. Impact du fléchissement de la conduite	69
5.2.3. Impact de la déviation de l'angle au niveau du joint	72
5.2.4. Hiérarchisation des paramètres provoquant une fuite	74
5.2.5. Evaluation globale du risque d'intrusion au niveau des joints d'étanchéité des conduites en PVC	75
CHAPITRE 6 CONCLUSION	78
BIBLIOGRAPHIE.....	80
ANNEXES.....	90

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Hiérarchisation des voies d'entrée des pathogènes.....	18
Tableau 2.2 : Événements transitoires négatifs observés.....	20
Tableau 2.3 : Données sur la longueur des conduites et les bris de conduites annuels auprès de 21 municipalités canadiennes	22
Tableau 2.4 : Données sur les bris de conduites annuels anglaises pour différents types de matériaux.....	23
Tableau 2.5 : Données sur les bris de conduite en PVC auprès de 17 municipalités américaines, australiennes et canadiennes	24
Tableau 2.6 : Comparaison entre les modes de défaillance dans les réseaux de distribution de différents pays pour les conduites en PVC	27
Tableau 2.7 : Comparaison entre les modes de défaillance pour différents types de matériel auprès de 17 municipalités canadiennes	27
Tableau 2.8 : Concentration des organismes retrouvés dans les égouts	29
Tableau 2.9 : Durée de vie des pathogènes dans l'eau de surface ou usée et le sol	30
Tableau 2.10 : Comparaison des résultats entre les méthodes volumétrique, chimique et théorique.....	32
Tableau 4.1 : Désignation des pilotes en fonction du paramètre étudié.....	42
Tableau 5.1 : Résultats des essais réalisés en « conduite droite ».....	57
Tableau 5.2 : Déflexions des conduites (DR 18 et 25) pour différents charges.....	69
Tableau 5.3 : Hiérarchisation des paramètres étudiés dans le mécanisme de fuite des joints d'étanchéité.....	74

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Comportement typique d'un plastique subissant un essai de fluage	5
Figure 2.2 : Joints d'étanchéité par emboîtement pour les conduites en PVC.....	8
Figure 2.3 : Pressions transitoires	9
Figure 2.4 : Vitesse des ondes de pression pour différents types de matériels avec différents diamètres et épaisseurs de conduites	10
Figure 2.5 : Conditions susceptibles de mener à une intrusion dans les réseaux de distribution	18
Figure 2.6 : Taux de rupture moyen vs. age pour les conduites anglaises en PVC de diamètre compris entre 50 mm et 500 mm : Tous les modes de défaillance	25
Figure 2.7 : Conduites d'égout et d'eau potable à proximité.....	28
Figure 4.1 : Schéma du pilote utilisé pour les essais en « conduite droite ».....	43
Figure 4.2 Pilote utilisé pour les essais en « conduite droite »	44
Figure 4.3 : Schéma du pilote utilisé pour les essais en « conduite droite avec fléchissement de la conduite »	45
Figure 4.4 : Pilote utilisé pour les essais en « conduite droite avec fléchissement de la conduite »	45
Figure 4.5 : Schéma du pilote utilisé pour les essais en « conduite déviée ».....	46
Figure 4.6 : Pilote utilisé pour les essais en « conduite déviée ».....	47
Figure 4.7 : Système de plomberie située en amont des conduites en PVC	48
Figure 4.8 : Disposition des points de mesure du diamètre de la conduite	51
Figure 4.9 : Emplacement de la bague	52
Figure 4.10 : Montage expérimental utilisé pour l'essai de déflexions externe et interne.....	53
Figure 4.11 : Visualisation d'une fuite.....	54
Figure 4.12 : Schéma de la détermination de la force critique pour une dépression p_1 ...	55
Figure 5.1 : Essai à -45 kPa.....	58

Figure 5.2 : Force critique provoquant une fuite pour des conduites de 150 mm (DR 18 et 25).....	60
Figure 5.3 : Déflexions interne et externe pour la conduite de type DR 18.....	62
Figure 5.4 : Déflexions interne et externe pour la conduite de type DR 25.....	62
Figure 5.5 : Déflexions critiques externes provoquant une fuite pour des conduites de 150 mm (DR 18 et 25).....	64
Figure 5.6: Déflexions critiques internes provoquant une fuite pour des conduites de 150 mm (DR 18 et 25).....	65
Figure 5.7 : Angle critique provoquant une fuite pour des conduites de 150 mm (DR 18 et 25).....	67
Figure 5.8 : Comparaison entre déflexions réelles et déflexions critiques pour la conduite de type DR 18.....	70
Figure 5.9 : Comparaison entre déflexions réelles et déflexions critiques pour la conduite de type DR 25.....	71
Figure 10 : Comparaison entre angles critiques et angle limite pour les conduites de 150 mm (DR 18 et 25).....	73

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A : Rigidité des conduites en PVC	91
ANNEXE B : Classification des modules de réaction du sol selon différents paramètres	92
ANNEXE C : Mesures de l'ovalisation des conduites sous l'effet de pressions négatives.....	93
ANNEXE D : Résultats des essais en «conduite droite avec fléchissement de la conduite»	96
ANNEXE E : Résultats des essais de déflexions interne et externe	97
ANNEXE F : Résultats des essais en «conduite déviée».....	98
ANNEXE G : Caractérisation de flambage des conduites en PVC enfouies dans le sol.....	101

Chapitre 1 Introduction

Entre 1971 et 1998, 619 épisodes de maladies hydriques ont été rapportés aux Etats-Unis (Craun et Calderon 2001). Les deux grandes causes de ces épidémies ont été identifiées comme l'inefficacité de la filière de traitement et le résultat d'une intrusion dans le réseau de distribution située après l'usine de traitement (Craun et Calderon 2001 ; Besner et *al.* 2002). Pendant de nombreuses années, la recherche réalisée dans le domaine de l'eau potable a porté sur le développement de techniques avancées de traitements, afin d'améliorer la qualité de l'eau. Néanmoins, dernièrement quelques études ont été aussi réalisées plus spécifiquement sur les phénomènes de contamination des réseaux de distribution (Kirmeyer et *al.* 2001 ; Friedman et *al.* 2004). Cette contamination peut se produire par différentes voies d'entrées telles que les points de fuites situés sur les conduites, des bris de conduites, des réparations, des purgeurs d'air submergés, des connexions-croisées ou bien des joints défectueux. Payment et *al.* ont complété deux études épidémiologiques (Payment et *al.* 1991 ; Payment et *al.* 1997) qui suggèrent que les réseaux de distribution sont responsables en partie de l'augmentation du niveau de maladies gastro-entériques attribuables à la consommation d'eau potable au robinet. Les modélisations des pressions transitoires réalisées par Kirmeyer et *al.* (2001) montrent que le système étudié par Payment est extrêmement sujet aux pressions transitoires négatives. Il est donc possible que l'impact des pressions transitoires négatives sur la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution ne soit pas négligeable. En effet, ces événements pourraient être critiques car ils génèrent des fluctuations hydrauliques importantes. Aussi, la répétition de tels événements crée des contraintes et des déformations qui peuvent amener lentement à la fatigue des éléments du réseau de distribution, comme par exemple les joints d'étanchéité. Une étude récente réalisée par Burn et *al.* (2005) montre que plus de 30% des défaillances observées sur les conduites en PVC sont liées à la fuite des joints ou des raccords.

Dans ce contexte, le but principal de ce mémoire est d'évaluer l'impact des pressions transitoires négatives sur l'intégrité du réseau de distribution et plus particulièrement d'étudier le rôle de ces pressions dans le mécanisme de dégradation des joints d'étanchéité des conduites plastiques en PVC.

La présentation de ce mémoire s'articule comme suit. Une revue de littérature est présentée sur les différents aspects du sujet au chapitre 2. Le chapitre 3 présente la problématique de ce sujet et les objectifs spécifiques à ce mémoire. Le chapitre 4 décrit le matériel et les méthodes utilisées dans le cadre de cette étude afin d'atteindre les objectifs fixés. Le chapitre 5 contient les résultats des essais réalisés en laboratoire ainsi qu'une discussion et une évaluation des résultats obtenus. Enfin la synthèse de ces résultats et les perspectives du projet concluent ce mémoire au chapitre 6.

Chapitre 2 Revue de littérature

Bien que les premiers réseaux de distribution d'eau potable datent de plusieurs millénaires avant Jésus-Christ (Mays 2000 ; Crouch 1993), ceux-ci se sont véritablement développés au cours du XIX^{ème} siècle grâce à la révolution industrielle et l'urbanisation des villes nord-américaines et européennes. Jusque dans les années 1950, presque tous les réseaux de distribution étaient constitués de conduites en fonte grise. Puis, l'offre s'est diversifiée au cours du temps grâce aux innovations technologiques réalisées sur les matériaux existants et à la découverte de nouveaux types de matériaux, si bien qu'actuellement les municipalités ont le choix entre différents types de conduite pour l'agrandissement ou la réhabilitation de leurs réseaux (Grigg 2004). Ces différentes conduites sont la fonte ductile, l'acier, le béton, le béton armé, le béton précontraint, le polychlorure de vinyle (PVC) ou bien encore le polyéthylène haute densité (PEHD). Durant cette même période, certains types de matériaux furent abandonnés car ils présentent des risques sanitaires importants (e.g. conduites en plomb et en amiante-ciment) ou bien de mauvaises propriétés mécaniques qui entraînent la dégradation rapide des conduites (e.g. conduites en fonte grise ou en polyéthylène basse densité) (Berland, et *al.* 2005).

2.1. Le polychlorure de vinyle (PVC)

Le terme PVC est une dénomination commune pour nommer le polychlorure de vinyle non plastifié (PVC-U), le polychlorure de vinyle modifié (PVC-M) et le polychlorure de vinyle orienté (PVC-O). Étant donné que la majorité des conduites en PVC sont des PVC-U, nous limiterons nos propos à cette catégorie dans la suite de notre étude.

La présence des conduites en PVC dans les réseaux de distribution d'eau a fortement augmenté depuis les années 1970 (Burn *al.* 2005) grâce à la mise en place des premières normes anglo-saxonnes (BSI 1973) et américaines (ASTM 1973 et AWWA 1975). Le

développement de nouvelles normes plus exigeantes a permis d'améliorer significativement les procédés de fabrication du PVC, ainsi que ses performances. Une étude statistique réalisée en 1999 montre que les conduites en PVC représentent 66 % des parts du marché dans le domaine de l'eau potable. Cette part de marché culmine même à 95 % sur le continent nord-américain pour les conduites de petits diamètres inférieurs à 100 mm (4 po) et 60 % pour les conduites de diamètres supérieurs à 150 mm (6 po) (Rahman 2002). Le développement rapide du PVC dans l'industrie de l'eau potable est attribué aux bonnes performances de ses propriétés mécaniques en comparaison avec celles des tuyaux métalliques, ainsi que la facilité de pose de ce type de conduites.

2.1.1. Les propriétés générales du PVC

2.1.1.1. La viscoélasticité

Le polychlorure de vinyle est un plastique thermoplastique qui possède des propriétés viscoélastiques, c'est-à-dire qu'il présente à la fois des caractéristiques élastiques et visqueuses. La particularité de ce type de matériau est son comportement au fluage, c'est-à-dire son comportement à l'application d'une contrainte constante (Figure 2.1). Ce comportement se caractérise tout d'abord par une déformation instantanée (1) qui est une caractéristique des solides élastiques, puis par une déformation «retardée» (2) qui s'effectue graduellement dans le temps. Enfin, la suppression de la contrainte conduit d'abord à une recouvrance partielle instantanée (3) suivie d'une recouvrance «retardée» (4). Si la contrainte a été trop importante, la recouvrance n'est pas complète et une certaine déformation permanente restera présente (5) (Fisa et Sanschagrin 2002).

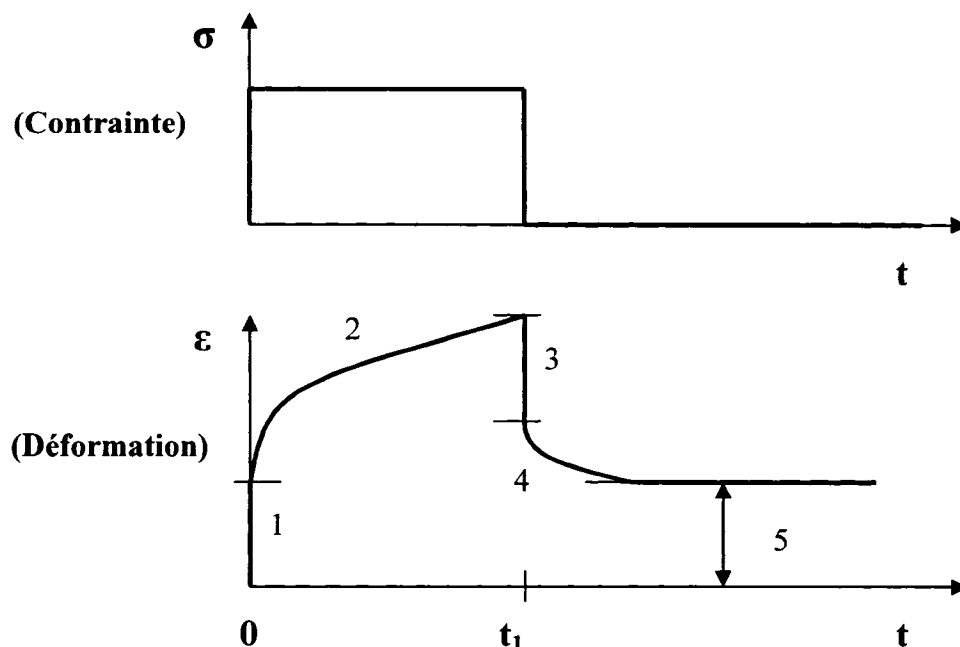


Figure 2.1 : Comportement typique d'un plastique subissant un essai de fluage (Tiré de Fisa et Sanschagrin 2002).

Ce comportement particulier a une influence importante sur les performances mécaniques des conduites en PVC pendant leur durée de vie. Par exemple, le PVC a une contrainte à la rupture à court terme de 62 MPa (9000 psi), tandis que sa contrainte à long terme est seulement de 27,58 MPa (4000 psi) (Uni-Bell PVC Pipe Association 2001). Le facteur temps est donc un paramètre important dans le comportement des matériaux viscoélastiques tel que le PVC. Ce facteur doit être pris en compte lors de la conception de ce type de conduites, contrairement aux conduites métalliques.

Actuellement en Amérique du nord toutes les conduites en PVC sont conçues pour résister à une contrainte à long terme (HDB = Hydrostatic Design Basis) de 27,58 MPa soit 4000 psi (normes AWWA C900). Cette contrainte est suffisante pour assurer une durée de vie aux conduites en PVC comprise entre 50 et 100 ans.

2.1.1.2. La résistance à la corrosion interne et externe

Grâce à ses propriétés non-conductrices, les conduites en PVC sont résistantes aux effets galvaniques et électrochimiques du sol, si bien que les tuyaux en PVC ne peuvent être endommagés ni par une eau agressive ni par un sol corrosif. Ainsi, aucune protection cathodique ou de revêtement plastique n'est nécessaire lorsque des conduites en PVC sont installées dans le sol (AWWA 2002 ; Dingus et *al.* 2003).

2.1.1.3. La résistance chimique

La résistance chimique des conduites en PVC dépend essentiellement de la nature des contaminants contenus dans le sol. L'AWWA dans son Manuel M-23 indique le degré de résistance du PVC à différents types de produits chimiques (AWWA 2002).

2.1.1.4. La perméation

De nombreuses recherches ont démontrées que les conduites plastiques telles que le PVC pouvait être sujet à la perméation par des solvants organiques ou des produits pétroliers de faible poids moléculaire (Rigal 1988 ; Berens 1985 ; Olson et *al.* 1987).

2.1.1.5. La résistance UV

Une exposition prolongée au rayonnement ultraviolet peut provoquer une dégradation structurelle des conduites en PVC (Thomas 1993), amenant à la rupture prématurée de celles-ci (Dingus et *al.* 2003), c'est pourquoi l'utilisation des tuyaux en PVC n'est pas recommandée pour des applications où elles seront exposées directement à la lumière du soleil. Ce mécanisme de dégradation par photo-oxydation est bien documenté dans la littérature (Real et Gardette 2001a et Real et Gardette 2001b), (Qureshi et *al.* 1989). Dans le cas des conduites enfouies dans le sol, ce problème ne se pose pas puisqu'elles ne sont pas exposées au soleil.

2.1.1.6. L'abrasion

De nombreuses études montrent que le PVC résiste plus fortement au phénomène d'abrasion que de nombreux autres matériels (Uni-Bell PVC Pipe Association, 2001).

2.1.1.7. Le coefficient de friction

Les propriétés physiques intrinsèques du PVC lui confèrent une capacité hydraulique plus importante que les matériaux traditionnels à diamètre équivalent puisque son coefficient de Manning est de 0,009 et son coefficient de Hazen-Williams est de 150 (Brière, 2000).

2.1.2. Les normes

Sur le continent nord-américain, la production des conduites en PVC est assujettie à de nombreuses normes provenant d'une pléthore d'organismes tels que l'AASHTO, l'ANSI, l'ASAE, l'ASTM, l'AWWA, BOCA et de nombreux autres organismes (Uni-Bell PVC Pipe Association, 2001). Néanmoins, les conduites en PVC sous pressions sont généralement fabriquées et testées selon les normes ASTM ou AWWA (Burn et *al.* 2005). Au Québec, les conduites en PVC doivent aussi répondre à la norme québécoise BNQ 3624-250 « Tuyaux rigides en polychlorure de vinyle (PVC) pour la conduite et la distribution de l'eau sous pression » et à la norme canadienne B137.3 « Tuyaux rigides et raccords en polychlorure de vinyle (PVC) pour conduites d'eau sous pression » qui ne sont finalement que des adaptations des normes américaines (AWWA et ASTM). Toutes ces normes imposent des spécifications précises sur le matériel brut utilisé (la résine), le dimensionnement de la conduite, le comportement statique et dynamique à la pression, les caractéristiques et performances du joint d'étanchéité, ainsi que différents tests à réaliser par le manufacturier pour que le tuyau soit considéré comme conforme à la réglementation.

2.1.3. Les types de joints d'étanchéité utilisés pour les conduites plastiques en PVC

Actuellement, il existe différents types de joints d'étanchéité pour assembler les conduites en PVC sous pression, mais ce sont les joints par emboîtement qui sont les plus utilisés (Figure 2.2.). Ces joints d'étanchéité sont réalisés à base de caoutchouc, mais la composition exacte de ceux-ci n'est pas connue puisque chaque constructeur possède son propre brevet. Néanmoins, les fabricants doivent répondre à de nombreuses normes qui imposent des spécifications sur les propriétés mécaniques de ce type de joints telles que la dureté, la compression, le comportement au vieillissement, le comportement à l'immersion, la résistance à l'ozone, la résistance à la pression et à la dépression (ASTM F477 et ASTM D3139). Actuellement, il existe peu d'informations dans la littérature sur le mécanisme de dégradation des joints d'étanchéité des conduites en plastiques en PVC. En 2003, le joint par fusion fit son apparition dans l'industrie en PVC, alors qu'il était jusqu'à cette date réservé aux technologies spécifiques au PEHD (Rahman, 2004). Il existe aussi des joints d'étanchéité soudés au solvant. Ce type de joints n'est plus utilisé dans l'industrie de l'eau potable, car des études ont montré que ces joints étaient souvent défectueux (Berland et *al.* 2005). Certaines municipalités aux États-Unis permettent encore l'utilisation de ce type de joint pour des réseaux gravitaires (Rahman, 2004). Enfin, il existe différents types de joints brevetés qui appartiennent à des firmes privées (e.g. Terrabrute™, Certalock™ pour IPEX ou bien encore Cobralock™ pour Royal Pipe). Cependant, ces joints ne sont généralement utilisés que dans des applications d'enfouissement sans tranchée.

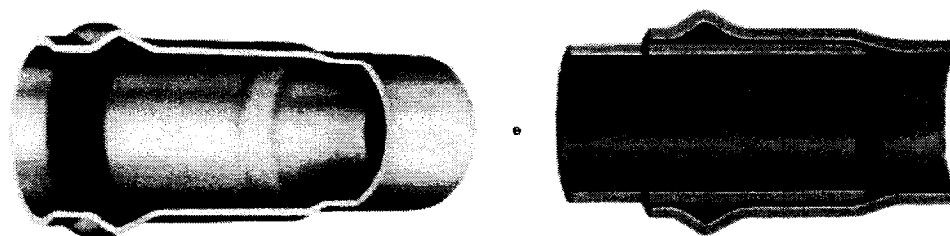


Illustration not to scale.

Figure 2.2 : Joints d'étanchéité par emboîtement pour les conduites en PVC.

2.2. Les pressions transitoires

2.2.1. Description du phénomène

Une pression transitoire est une condition d'écoulement et de pression qui se produit dans un système hydraulique entre un état permanent initial et un état permanent final (Figure 2.3). Ces pressions transitoires peuvent être décrites comme un train de vagues ayant à la fois des amplitudes positives et négatives qui se propagent dans le réseau de distribution jusqu'à leur atténuation par friction/frottement (Simon et Korom 1997 ; Funk et *al.* 1999).

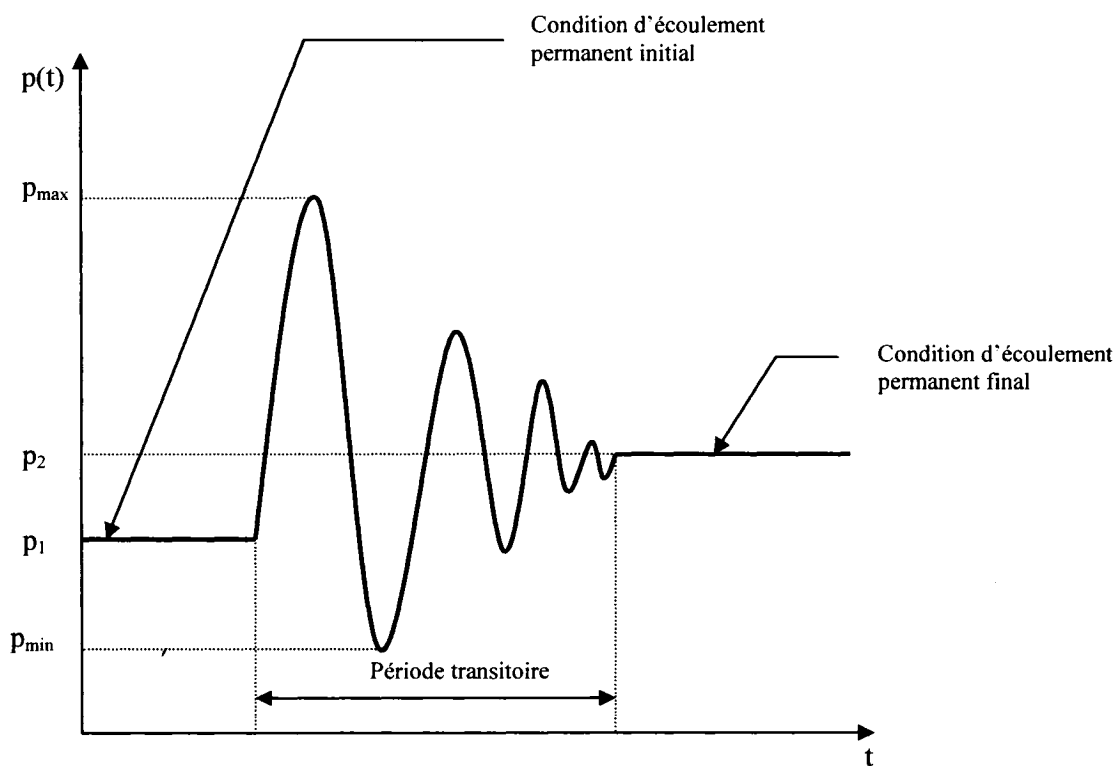
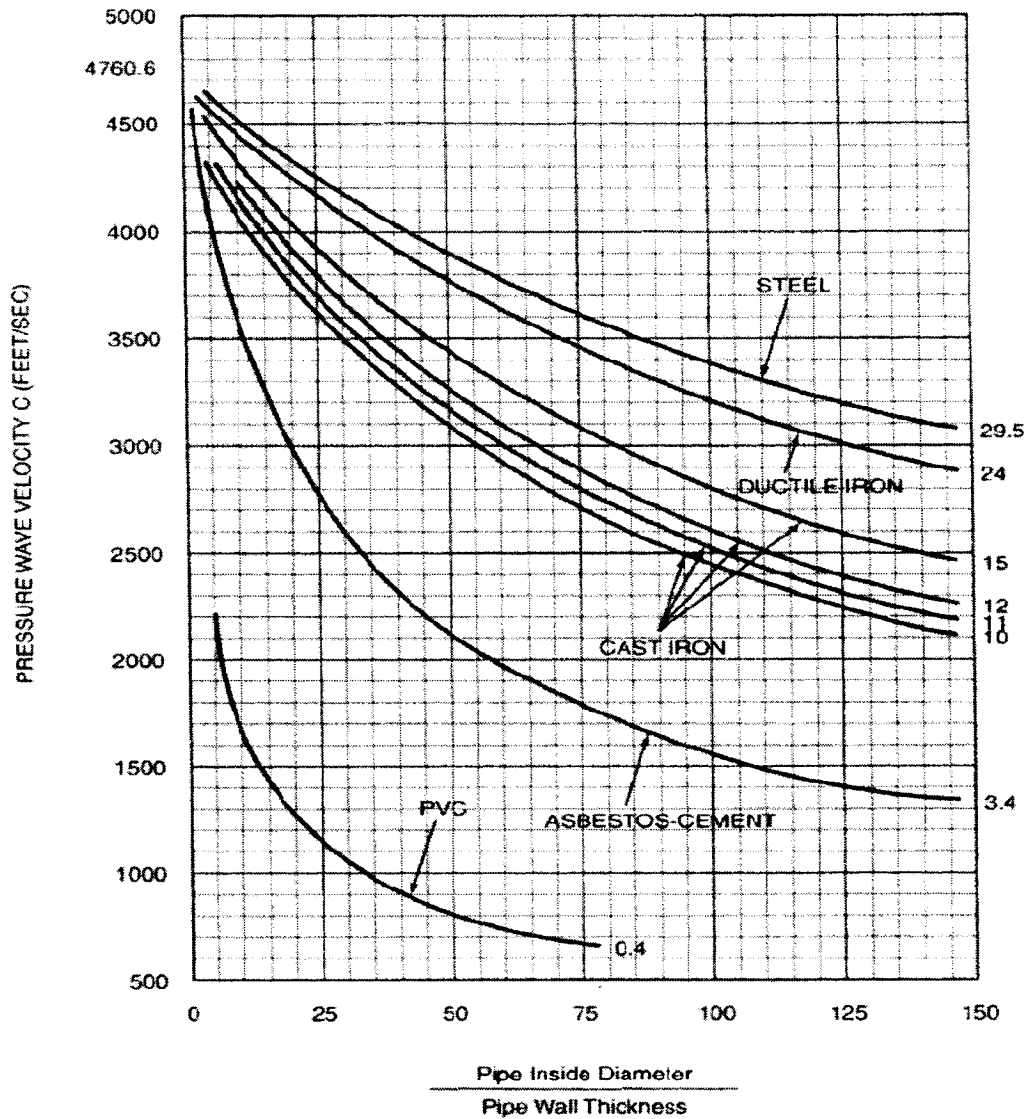


Figure 2.3 : Pressions transitoires (Tiré de Walski *al.* 2003).

La vitesse de propagation de ces ondes dans les réseaux de distribution dépend des propriétés élastiques de l'eau (e.g. température et viscosité de l'eau), mais aussi et surtout des propriétés mécaniques des conduites (e.g. matériaux des conduites, leur épaisseur et leur élasticité). (Figure 2.4)



Number to right of curves indicate modulus of elasticity in 1,000,000 PSI units.
 Restraint coefficient, $K_R = 0.91$

Figure 2.4 : Vitesse des ondes de pressions pour différents types de matériaux avec différents diamètres et épaisseurs de conduites (Adapté de Thorley 2004).

La figure 2.4 illustre le fait que la vitesse de propagation des pressions transitoires à l'intérieur des conduites en PVC est beaucoup plus faible que celle à l'intérieur des conduites en acier ou en fonte. Enfin, il est important de noter que le comportement viscoélastique des conduites en PVC a tendance à atténuer rapidement les ondes de pressions générées lors d'un phénomène transitoire (Fox Jr. et Stepnewski 1974 ; Meißner et Franke 1977, Williams 1977), si bien que celles-ci se propagent moins loin que les ondes créées dans des conduites métalliques.

2.2.2. Les équations gouvernantes

La première approche de la théorie des coups de béliers fut décrite pour la première fois en 1904 par le chercheur russe Joukowski. Cette relation est aussi connue sous le nom de l'équation fondamentale des pressions transitoires ou l'équation de Joukowski :

$$\Delta H = \pm \frac{c}{g} \Delta v \quad (1)$$

Où,

Δv = la variation de vitesse se produisant lors du phénomène (m/s);

g = la constante gravitationnelle (m/s²);

c = la célérité (vitesse) de l'onde qui peut être calculée avec la formule suivante :

$$c = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{K} \right) + \left(\frac{D}{Ee} \right)}} \quad (2)$$

Où,

ρ = la densité volumétrique de l'eau (kg/m³);

K = le module de Young du matériau de la conduite (Pa);

D = le diamètre intérieur de la conduite (m);

e = l'épaisseur de la conduite (m);

E = le module de Young de l'eau (Pa).

Bien que cette équation soit très pratique dans le domaine de l'ingénierie, elle ne présente qu'une approche simplifiée du problème ne s'appliquant que sous certaines conditions (Karney et McInnis 1990). En effet, l'équation de Joukowski est basée sur des hypothèses conservatrices qui ne décrivent pas totalement le phénomène physique des pressions transitoires. Par la suite, de nombreux chercheurs ont travaillé au raffinement de la théorie (Wood et *al.* 1966 ; Parmakian 1955 ; Chaudhry 1979 ; Streeter et Lai 1962 ; Streeter et Wylie 1967). Leurs efforts combinés ont permis d'aboutir aux relations classiques de conservation de la masse (3) et de la quantité de mouvement (4) :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = -\frac{c^2}{gA} \left(\frac{\partial Q}{\partial x} \right) \quad (3)$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} = -\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + f(Q) \quad (4)$$

Où,

H = la hauteur de charge (m) ;

Q = le débit volumétrique (m³/s) ;

c = la célérité de l'onde dans le tuyau (m/s) ;

A = la surface de la section mouillée (m²) ;

g = la constante gravitationnelle (m/s²) ;

f(Q) = le terme pipe-résistance qui est une fonction non linéaire du débit.

Dans ces équations (3) et (4), les pressions et les conditions d'écoulement sont caractérisées par des variations qui sont à la fois dépendante de la position, x, et du temps, t. Ces deux équations ont été simplifiées pour ne considérer qu'un écoulement axial unidimensionnel et négliger certains termes ayant une importance mineure.

2.2.3. L'analyse des pressions transitoires dans des réseaux de distribution

Malheureusement, l'analyse des pressions transitoires n'est pas simple car la description mathématique du phénomène est régie par des équations différentielles non-linéaires (Karney et McInnis 1990). Pendant longtemps, cette analyse s'est limitée à l'équation de Joukowski. Par la suite de nombreuses autres méthodes ont été développées afin de résoudre ce problème. On peut entre autres citer la méthode graphique (Parmakian 1955), la méthode des caractéristiques (Gray 1953 ; Streeter et Lai 1962 ; Chaudhry 1979), la méthode algébrique (Streeter et Wylie 1967), la méthode caractéristique des plans d'onde (Wood et *al.* 1966 ; Boulos et *al.* 2005), la méthode implicite (Amein et Chu 1975), la méthode linéaire (Streeter et Wylie 1967) et la méthode des perturbations (Basha et Kassab 1996). Actuellement les méthodes les plus utilisées dans l'analyse des phénomènes de pressions transitoires sont la méthode des caractéristiques et la méthode de caractéristiques des plans d'ondes.

2.2.4. Les causes du phénomène

Les pressions transitoires apparaissent dans les réseaux de distribution lorsqu'un changement brutal des conditions d'écoulement se produit dans le réseau. Ces événements peuvent être causés par un arrêt de pompe dû à une panne, l'ouverture et la fermeture de bornes fontaines, des opérations de vidange, la fermeture d'une valve située en altitude, la fermeture et l'ouverture de vanne, l'arrêt et le démarrage contrôlé d'une pompe, le bris d'une conduite, le mauvais fonctionnement d'un purgeur à air ou de vide, le drainage et la vidange d'un réservoir, des phénomènes de résonance ou bien un changement soudain de la demande en eau (Kirmeyer et *al.* 2001). En règle générale, les événements transitoires sont plus sévères lors des opérations d'ouverture et de fermeture de vannes ou d'arrêt/mise en marche des pompes, dans des zones élevées, dans des conduites de faible pression et dans des endroits éloignés des réservoirs de régulation de pression (Friedman et *al.* 2004).

2.2.5. Les conséquences des pressions transitoires

Etant donné que les pressions transitoires sont des mécanismes d'ajustement entre deux conditions d'écoulement, de tels événements sont inévitables et se produisent naturellement dans tous les réseaux de distribution (Boulos et *al.* 2005). Or, ces phénomènes transitoires peuvent se révéler particulièrement dangereux et causer des dommages importants.

Les principales conséquences identifiées des pressions transitoires sont la création de surpressions importantes dans le réseau de distribution, l'apparition de conditions locales de vide ou de phénomène de cavitation, la formation de vibrations hydrauliques des conduites, de leurs supports et des éléments du système, le risque ou l'occurrence de contamination (Pejovic et *al.* 1987 ; LeChevallier et *al.* 2003 ; Kirmeyer et *al.* 2001).

2.2.5.1. Le risque lié aux infrastructures

2.2.5.1.1 Les surpressions dans le réseau

Lorsqu'un phénomène transitoire se produit, il se crée des ondes de surpression qui peuvent détruire les conduites, les tunnels, les vannes ou bien d'autres composantes du réseau de distribution. Dans des conditions moins drastiques, ces fortes pressions peuvent causer des fissures internes dans des conduites, endommager des joints, détruire ou déformer des éléments du réseau tels que les vannes, les purgeurs d'air et dispositifs de protection contre les coups de béliers. Parfois, ces dommages n'apparaissent pas immédiatement, et se traduisent simplement par une fuite accentuée des conduites qui, combinée à une répétition d'événements transitoires, entraîne la destruction et l'effondrement de la conduite.

2.2.5.1.2 Les phénomènes de dépression ou de cavitation

Il faut toujours rechercher à éviter les conditions de dépression dans le réseau car celles-ci créent des contraintes et des déformations sur les conduites qui sont beaucoup plus importantes que celles qui se produisent durant les régimes d'opération normaux. Les dépressions peuvent provoquer l'effondrement des conduites aux parois minces et même des sections en béton armé si celles-ci ne sont pas conçues pour résister à de telles contraintes. L'un des exemples les plus connus est l'effondrement d'une conduite alimentant une station hydroélectrique à Oigawa au Japon en 1945.

Les phénomènes de cavitation se produisent lorsque la pression locale est inférieure à la pression de vapeur saturante. A cette pression, le gaz à l'intérieur de l'eau est graduellement libéré et l'eau commence à se vaporiser. Il y a alors formation de cavités remplies de vapeur, puis ces bulles implosent. Elles libèrent alors de fortes énergies, entraînant des dégâts importants sur les parois des conduites ou sur tout autre élément qui se trouve sur leur passage. Malheureusement ce phénomène est difficile à estimer, particulièrement car les paramètres décrivant le processus ne sont pas encore connus.

2.2.5.1.3 Les vibrations hydrauliques

Tout système mécanique possède une fréquence propre d'oscillation. Or, les surpressions générées lors de phénomènes transitoires peuvent entraîner des vibrations hydrauliques sur les conduites qui sont proches de cette fréquence. Il apparaît alors un phénomène de résonance, qui se traduit par une augmentation des oscillations pouvant amener aux déplacements des conduites, à la détérioration des tuyaux, des équipements de contrôle et voire même effriter les conduites en béton. Une répétition prolongée de ce phénomène peut induire graduellement des défaillances de fatigue.

2.2.5.2. Le risque sanitaire

2.2.5.2.1 Red water/Qualité de l'eau

Les pressions transitoires peuvent aussi agir sur la qualité de l'eau et pourraient avoir des implications sur la santé des consommateurs (Boulos et *al.* 2005). En effet, ces événements génèrent un fort cisaillement du fluide qui peut provoquer une remise en suspension des particules et le détachement du biofilm, phénomènes plus connus sous le nom de « red water », entraînant une détérioration de la qualité de l'eau et la plainte de nombreux consommateurs (Smith et *al.* 1997).

2.2.5.2.2 La contamination/Intrusion

Si les différentes voies d'entrée des contaminants dans le réseau sont bien connues (e.g. connections croisées, réparation ou bris de conduites, les réservoirs d'eau découverts, les nouvelles installations, les réservoirs d'eau couverts) ; ce n'est que tout récemment que l'hypothèse d'une contamination lors d'événements transitoires fut émise (Funk et *al.* 1999). Bien évidemment, l'importance de l'impact sanitaire de telles intrusions dépend de nombreux paramètres tels que le nombre et la taille effective des orifices (fuites), le type et la quantité du contaminant externe au système de distribution, l'amplitude de la pression transitoire ou bien encore la population exposée (LeChevallier et *al.* 2003).

En 2004, Blackburn et *al.* rapportent le cas de 6 personnes tombées malades à la suite d'une contamination due à une intrusion lors d'un phénomène de pressions transitoires négatives causé par l'arrêt des pompes (panne d'électricité).

Le potentiel du risque d'intrusion sera discuté plus en détails dans la partie suivante.

2.3. Évaluation du potentiel d'intrusion

La présence de coliformes, de virus, d'organismes pathogènes ou de tout autre type de contaminants dans le réseau de distribution peut s'expliquer par deux modes de défaillance (Besner et *al.* 2002). Le premier est l'inefficacité de la filière de traitement à éliminer ou inactiver le(s) contaminant(s), le second est le résultat d'une intrusion en aval de la station de traitement d'eau (Craun et Calderon 2001). Bien que l'efficacité de la filière de traitement joue un rôle important sur la qualité de l'eau et l'occurrence des microorganismes pathogènes ou de contaminants dans le réseau, c'est le phénomène d'intrusion qui nous intéresse ici plus particulièrement.

Le terme intrusion est défini comme une situation de refoulement dans laquelle de l'eau non potable (c.-à-d. de l'eau contaminée provenant de l'environnement extérieur au réseau de distribution) entre dans les conduites à travers des points de fuites, des joints défectueux ou d'autres ouvertures (Karim et *al.* 2003). Les phénomènes d'intrusion sont la cause de 15% de tous les cas de maladie d'origine hydrique documentés aux États-Unis au cours de ces 30 dernières années (Sadiq et *al.* 2005).

Trois conditions sont nécessaires pour qu'une intrusion se produise dans un réseau de distribution. Ces conditions sont une pression transitoire négative ou basse, une voie d'accès et une source de contaminants. Plus le nombre de conditions réunies est grand, plus le potentiel d'intrusion augmente. Ceci peut s'illustrer sous la forme d'un diagramme de Venne illustré à la Figure 2.5. (Lindley et Buchberger 2002).

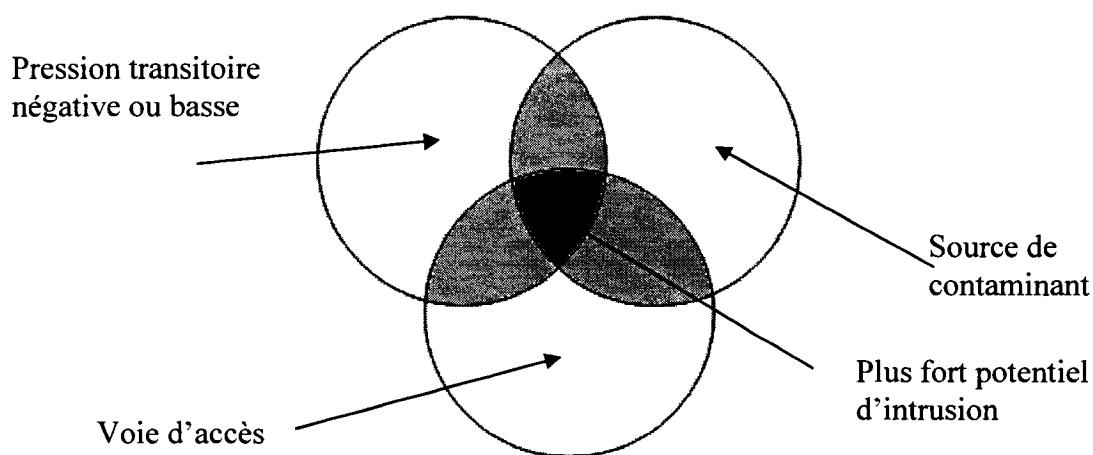


Figure 2.5 : Conditions susceptibles de mener à une intrusion dans les réseaux de distribution (Adapté de Lindley et Buchberger 2002).

Dans une étude réalisée récemment, Kirmeyer et *al.* (2001) concluent que l'intrusion lors d'un événement transitoire constitue un haut risque de contamination, au même titre que les bris ou réparations de conduites, les connexions croisées et l'inefficacité de la filière de traitement (Tableau 2.1). Ces spécialistes estiment donc que le potentiel d'intrusion dans les systèmes de distribution est important et non négligeable, lors de phénomènes de pressions transitoires négatives.

Tableau 2.1 : Hiérarchisation des voies d'entrée des pathogènes (Adapté de Kirmeyer et *al.* 2001).

Voie d'entrée des pathogènes	Hiérarchisation
Inefficacité du traitement; Contamination transitoires; Connexions-croisées; Réparation ou bris de conduite	Haute
Réservoirs d'eau non couverts	moyenne
Installation de nouvelles conduites; Réservoirs d'eau couverts; Contamination délibérée	Basse

Les paragraphes suivants ont pour objectifs de démontrer que les 3 conditions nécessaires à une intrusion ont déjà été observées dans les réseaux de distribution. Par conséquent, le risque de contamination est bien réel.

2.3.1. Pressions transitoires négatives ou basses

Dans cette partie il ne sera ni question des causes des pressions transitoires, ni de leurs conséquences puisque celles-ci ont déjà été traitées dans les paragraphes précédents, mais plutôt de l'occurrence des pressions transitoires ainsi que leurs intensités et leurs durées.

Les problèmes avec les pressions transitoires négatives ou basses ont été reportés dans la littérature depuis déjà quelques années (Walski et Lutes 1994 ; Qaqsih et *al.* 1995). Cependant, l'observation réelle de ces pressions transitoires négatives dans les réseaux de distribution n'est que toute récente (Friedman et *al.* 2004 ; LeChevallier et *al.* 2003 ; Gullick et *al.* 2004). L'étude réalisée par ces auteurs permet entre autres de mieux caractériser la fréquence, la durée et la magnitude de ce type d'événements pour les réseaux de l'étude. Durant ce projet les auteurs observèrent 15 événements de pressions transitoires négatives (Tableau 2.2). Parmi ces 15 épisodes, 12 furent attribuées aux arrêts soudains des pompes, qu'ils soient intentionnels (e.g. arrêts de pompes et tests de démarrage) ou involontaires (e.g. panne d'électricité). La cause des deux autres événements fut allouée à un soudain changement de la demande en eau. Quant à la cause du dernier épisode, elle ne put être déterminée. Pendant ce projet, il est évident que d'autres pressions négatives ont pu se produire à des endroits où les capteurs de pression n'étaient pas installés. Il est donc fort probable que le nombre d'événements de pressions négatives qui se produit dans un réseau de distribution soit plus élevé. Les pressions observées durant cette étude furent variées en magnitude et en durée. La pression minimale observée fut de -93 kPa pour une période transitoire qui dura 13,4 secondes, tandis que le plus long événement observé fut de 165 secondes pour une pression minimum de -26 kPa.

Tableau 2.2 : Événements transitoires négatifs observés (Adapté de Gullick et *al.* 2004).

Événement	Cause de l'événement	Minimum de pression enregistrée	Période totale où la pression est sous 0 kPa
(#)		(kPa)	(s)
1	Arrêt de pompes (Panne)	0	51
2	Arrêt de pompes (Test)	-35	4,5
3	Arrêt de pompes (Test)	-61	6,9
4	Arrêt de pompes (Test)	-70	23,1
5	Arrêt de pompes (Test)	-59	14
6	Arrêt de pompes (Test)	-25	4,5
7	Arrêt de pompes (Test)	-65	14,8
8	Arrêt de pompes (Test)	-63	14,1
9	Arrêt de pompes (Test)	-42	5
10	Arrêt de pompes (Test)	-95	13,4
11	Arrêt de pompes (Test)	-90	8,6
12	Arrêt de pompes (Panne)	-30	23
13	Changement soudain de la demande	-37	1,4
14	Changement soudain de la demande	-1	0,55
15	Inconnu	-26	165

Les résultats de ce projet constituent une base de référence intéressante à titre de comparaison avec de prochaines études. Néanmoins, il faut être prudent avec ces résultats puisque le nombre de pressions négatives observées, leurs intensités et leurs durées dépendent essentiellement des caractéristiques propres du réseau. Actuellement, un projet Awwarf (Susceptibility of distribution systems to negative pressure transients #3008) est en cours pour mieux déterminer la fréquence des pressions négatives dans les réseaux de distribution, mais aussi pour définir les caractéristiques qui augmentent la possibilité de ce type d'événements.

Enfin, il est à noter qu'une pression négative n'est pas la seule condition nécessaire pour qu'une intrusion se réalise dans un réseau de distribution. En effet, il existe aussi des opportunités d'intrusion lorsqu'une conduite est située sous le niveau d'une nappe phréatique. Ainsi, si la pression interne minimale dans la conduite est inférieure à la pression externe environnante imposée par le niveau de la nappe, il se crée alors un écoulement du milieu extérieur vers l'intérieur de la conduite, ce qui peut provoquer une contamination du réseau (LeChevallier et *al.* 2003). Par exemple, une conduite située sous 3 mètres d'eau subirait une pression relative de 30 kPa. Par conséquent, une basse pression de 20 kPa, telle que Kirmeyer et *al.* (2001) l'ont observée, entraînerait une intrusion de contaminants provenant de l'environnement extérieur. Etant donné que 20 % des municipalités interrogées par ces auteurs estimaient que 15 à 30 % de leur réseau était submergé toute l'année, il est fort probable que des intrusions se produisent dans des situations de basses pressions.

2.3.2. Routes d'entrée

Un réseau de distribution n'est jamais totalement étanche. En effet, il n'est pas rare d'observer que les systèmes de distribution en eau potable perdent plus de 10% de leur production totale à travers les fuites situées dans leur réseau (American Water Works Association & American Water Works Association Research Foundation 1992). Ces pertes d'eau peuvent être parfois beaucoup plus importantes dans des vieux réseaux de distribution, puisque les fuites tendent à augmenter avec l'âge des conduites (Smith, 2000). Ainsi, il a même été observé des taux de fuite approchant les 50% dans des régions des États-Unis où les réseaux et les conduites sont âgés et détériorés (Jowitt et Xu 1990). De mêmes débits de fuite furent observés pour les villes canadiennes de Laval et Courville (Moyer 1985). Au niveau national, ces débits peuvent atteindre aussi de hauts niveaux, puisque les pertes d'eau des réseaux malaysiens sont estimées à 40%, tandis que celles des brésiliens et des suédois à 25% (Lai, 1991).

Ces données permettent de mettre en évidence qu'aucun réseau de distribution n'est totalement intègre. Il existe une multitude de routes d'entrée afin que les contaminants pénètrent dans les systèmes de distribution d'eau potable.

2.3.2.1. Les bris de conduites : un indice du nombre de voies d'accès pour les contaminants

Le critère qui est le plus souvent utilisé par les municipalités pour évaluer l'état de dégradation de leur réseau est la fréquence de bris de conduite (nb bris/100km/an). Cette donnée constitue une information essentielle dans le phénomène d'intrusion, puisque chaque bris de conduite représente une voie d'intrusion potentielle. Il est bien évident que la fréquence de bris des conduites dépend de nombreux paramètres tels que le matériau des conduites, leurs âges, les conditions d'opérations hydrauliques du réseau, et des propriétés physiques du sol autour des conduites.

En 1995, le conseil national de recherche du Canada a publié une étude statistique réalisée auprès de 21 municipalités sur les bris de conduites et leurs modes de défaillance selon les matériaux des conduites. Cette étude a montré que le taux de rupture moyen des conduites en fonte grise était beaucoup plus important que le taux de rupture moyen des conduites en PVC (Tableau 2.3). En effet, le nombre de bris de conduite en fonte grise était de 35,9 bris/100 km/an tandis que le bris de conduites pour le PVC était seulement de 0,7 bris/100 km/an (Rajani et *al.* 1995). Il est important de souligner que cette étude ne prend pas en compte de l'âge des conduites ce qui peut expliquer la forte différence entre les bris de conduites en fonte grise et PVC.

Tableau 2.3 : Données sur la longueur des conduites et les bris annuels de conduites auprès de 21 municipalités canadiennes (Tiré de Rajani et *al.* 1995).

Matériel de la conduite	Longueur de la conduite		nb de bris/100 km/an		
	(km)	(%)	1992	1993	moyenne
Fonte Grise	8769,9	50,0	35,1	36,7	35,9
Fonte Ductile	4237,5	24,0	9,3	9,8	9,6
Amiante-ciment	2105,4	12,0	5,4	6,1	5,8
PVC	1818,0	10,0	0,9	0,5	0,7
Béton	623,2	4,0	0,5	0,8	0,7

Dans une étude anglaise réalisée en 2003, (MacKellar et Pearson 2003) montrent que le matériel qui présente le plus fort taux de bris est la fonte grise avec 20,1 bris/100 km/an (Tableau 2.4). Dans cette même étude, les auteurs estiment le taux de rupture moyen des conduites en PVC à 7,3 bris/100 km/an. Contrairement à l'étude canadienne, les conduites en fonte ductile présentent un taux de bris inférieur aux conduites en PVC avec 5,3 bris/100 km/an. Le plus petit taux de rupture de conduite est obtenu pour le polyéthylène avec 3,2 bris/100 km/an. Enfin, d'une manière plus spécifique cette étude montre que le taux moyen de rupture des conduites en PVC anglaise varie entre 7,2 et 9,6 bris/100 km/an pendant les années 1998 à 2002. (Tableau 2.4)

Tableau 2.4 : Données sur les bris annuels de conduites anglaises pour différents types de matériel (Tiré de MacKellar et Pearson 2003).

Matériel de la conduite	nb bris/100 km/an					
	1998	1999	2000	2001	2002	Moyenne
Fonte Grise	23,7	23,7	19,1	21,7	12,3	20,1
Amiante-ciment	16,4	17,1	15,1	15,8	15,6	16
Acier	5	6,1	5,8	5,7	33,1	11,1
PVC	9,6	9,1	7,2	7,4	3,3	7,3
Fonte Ductile	5	5,3	4,8	4,8	6,5	5,3
Polyéthylène	3,5	2,9	3,3	3,1	3	3,2
Inconnu	0,1	0	0	0,1	15,9	3,2
Moyenne	9	9,2	7,9	8,4	12,8	9,5

Une étude plus récente menée par l'AwwaRF en 2005 sur les performances spécifiques du PVC auprès de 17 municipalités américaines, australiennes et canadiennes montre que le taux de rupture de conduite varie de 0,1 bris/100 km/an pour Calgary (Canada) à 6,8 bris/100 km/an pour le South East Water (Australie) (Tableau 2.5) (Burn et al. 2005).

Tableau 2.5 : Données sur les bris de conduite en PVC auprès de 17 municipalités américaines, australiennes et canadiennes (Tiré de Burn et *al.* 2005).

Autorité d'eau	Longueur des conduites en PVC (km)	Nombre des conduites en PVC présents dans le réseau (%)	Nombre de bris enregistrés	Période d'enregistrement	Nb bris/100 km/an
EBMUD, US	513,4	8	21	1996-2002	0,6
Des Moines Water Works, US	241,263	15,6	0	Non disponible	Non disponible
United Water Toms River, US	336,1	Inconnu	8	2003-2004	1,7
Louisville Water Company, US	1012,3	17	390	1976-2004	1,4
City of Calgary WaterWorks, CA	1699,9	41	17	1991-2000	0,1
City of Richmond, CA	157,9	24,9	4	2000-2004	0,5
City of Ottawa, CA	515,5	20,4	16	1992-2002	0,3
Epcor, CA	1098,5	35	71	1977-2004	0,2
City West Water, AUS	544,7	14,3	206	1996-2003	5,4
Hunter Water, AUS	626,1	7,3	323	1992-2003	4,3
South West Water, AUS	250,8	24,3	Inconnu	Inconnu	1,5
Yarra Valley Water, AUS	800,6	9,3	384	1995-2003	5,3
South Australia Water, AUS	587,7	2,4	Inconnu	Inconnu	Inconnu
Ipswich Water, AUS	250,56	19	1	200-2001	0,2
South East Water, AUS	1778,2	24	844	1996-2002	6,8
Gosford Water, AUS	24,4	2,6	3	2000-2001	6,1
Sydney Water, AUS	1262	6,1	134	1997-2002	1,8

La comparaison de ces données (Tableau 2.5) avec celles des études précédentes (MacKellar et Pearson 2003; Rajani et *al.* 1995) montre que le taux moyen de rupture du PVC des municipalités anglaises est comparable aux municipalités australiennes, mais significativement plus important que la plage des municipalités américaines et canadiennes.

Cette forte différence peut s'expliquer par l'effet de l'âge des conduites installées en Angleterre (Figure 2.6). Ce graphique met en évidence que le taux de rupture moyen est quasiment stable (de 1 bris/100 km/an à 4 bris/100 km/an) pendant des années jusqu'à ce qu'une forte augmentation se produise pour les conduites âgées de plus de 35 ans (MacKellar et Pearson 2003). En effet, l'Angleterre possède de nombreuses conduites qui furent installées avant les années 70, date à laquelle la première réglementation pour le PVC fut mise en place (BSI 1973). Cette période coïncide aussi avec le changement de la composition de la résine de PVC qui a eu lieu en Europe à cette époque (1971), permettant ainsi d'améliorer significativement le procédé d'extrusion du PVC ainsi que sa résistance à la rupture (Alferink et *al.* 1997).

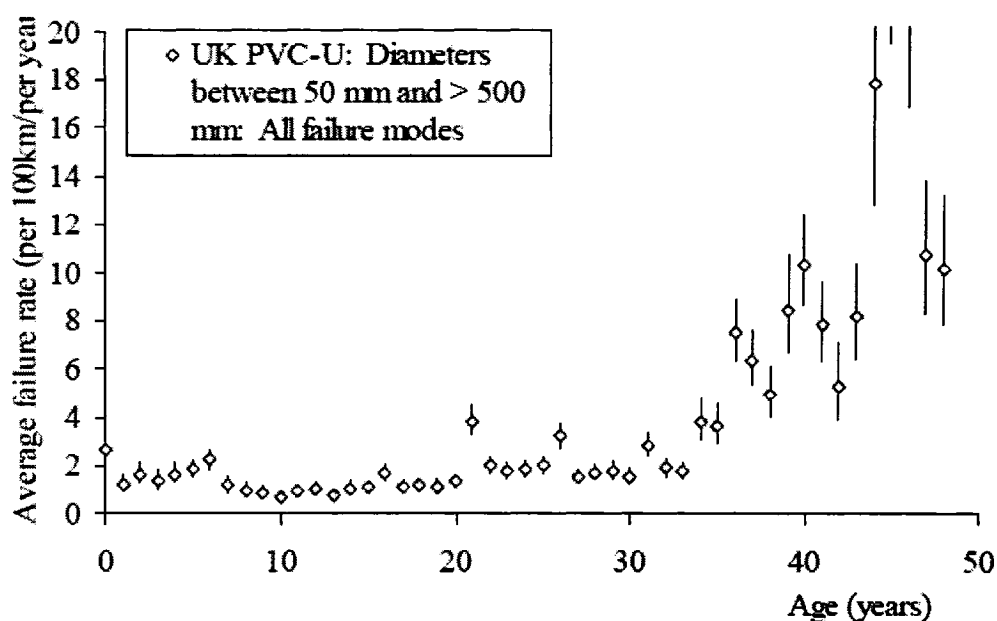


Figure 2.6 : Taux de rupture moyen vs. age pour les conduites anglaises en PVC de diamètre compris entre 50 mm et 500 mm : Tous les modes de défaillance (Tiré de Burn et *al.* 2005).

Ainsi, les conduites qui furent installées en Angleterre avant 1971 présentent un fort taux de rupture contrairement aux conduites installées après cette date.

En Amérique, le taux de rupture observé est beaucoup plus faible que celui des anglais. Cela s'explique tout simplement car le développement du PVC dans le domaine de l'eau potable s'y est fait plus tardivement, c'est-à-dire après l'apparition des premiers standards américains (ASTM 1973, AWWA 1975).

D'une manière générale toutes ces données tendent à montrer et corroborer que le taux de rupture des conduites en PVC est beaucoup moins important que pour les autres types de matériaux (Burn *al.* 2005), mais qu'il existe néanmoins des fuites et par conséquent un potentiel d'intrusion pour ce type de conduite.

S'il est important de connaître le taux de rupture des conduites, il est aussi intéressant d'étudier la nature du bris pour localiser les fuites et les voies d'entrées potentielles des contaminants dans les réseaux de distribution.

2.3.2.2. Les modes de défaillance des conduites

Les fuites et bris de conduites rencontrés dans les réseaux sont des chemins d'accès privilégiés pour l'entrée des contaminants. Ces fuites sont principalement dues à des défaillances structurelles ou bris de conduites qui interviennent dans chaque réseau de distribution.

Les bris de conduites sont souvent classés en 5 catégories (Kleiner 2001 ; Berland et *al.* 2005; Burn et *al.* 2005) :

- des fissures longitudinales causées par des contraintes transversales ;
- des fissures circonférentielles causées par des contraintes longitudinales ;
- des anomalies ponctuelles telles que les trous, perforations, etc. ;
- des défauts d'étanchéités du joint ou des raccords ;
- les autres types de fuite qui ne peuvent pas être classés dans les catégories ci-dessus.

Le tableau 2.6 compare les principaux types de défaillance observée sur les conduites de distribution anglaises, nord-américaines et australiennes. Celui-ci met en évidence que les deux grandes catégories de bris de conduites pour le PVC sont les fissures longitudinales (28,8%) et les joints/raccords (31,9%). Les fissures circonférentielles représentent un mode de défaillance faible pour les conduites en PVC (6,2%)

Tableau 2.6 : Comparaison entre les modes de défaillance dans les réseaux de distribution de différents pays pour les conduites en PVC (Tiré de Burn et al. 2005).

Municipalités	Fissures longitudinales	Fissures circonférentielles	Joints/Raccords
	(%)	(%)	(%)
USA/Canada	36,3	5,4	34,3
Australienne	30,0	10,2	40,5
Royaume-Uni	20,0	3,0	21,0
Moyenne	28,8	6,2	31,9

L'étude de Rajani et al. (1995) montre des données similaires puisque les fissures circonférentielles représentent seulement 3% des bris de conduites pour les conduites en PVC, tandis que les joints représentent 31 % et les fissures longitudinales 34,5% (Tableau 2.7).

Tableau 2.7 : Comparaison entre les modes de défaillance pour différents types de matériel auprès de 17 municipalités canadiennes (Adapté de Rajani et al. 1995).

Matériel de la conduite	Fissures longitudinales	Fissures circonférentielles	Trous/ Perforations	Joints/ Raccords	Autres
	%	%	%	%	%
Fonte Grise	7,0	64,0	20,0	6,0	3,0
Fonte Ductile	1,5	16,5	77,0	3,0	2,0
Amiante-ciment	10,0	62,0	9,0	6,0	13,0
PVC	34,5	3,0	0,0	31	31,5

2.3.3. Source de contaminants extérieurs

La présence de contaminants à proximité directe de conduites d'eau potable a été décelée lors de plusieurs études récentes (Patterson et Focazio 2001 ; Kolpin et *al.* 2002). Ces contaminants sont de toutes sortes : chimiques, pesticides, dérivés du pétrole, fertilisants, solvants, détergents, produits pharmaceutiques, microbiologiques et virus. En 2003, Karim et *al.* (2003) réalisèrent une étude microbiologique sur 33 échantillons de sol prélevés à proximité de conduites mises à nues pour des réparations de conduites ou des constructions de réseaux de distribution. Les résultats de cette étude révèlent que 50% des échantillons analysés contenaient des coliformes fécaux, qui sont des indicateurs de pollution fécale. Cette étude indique aussi que des virus furent détectés dans 19 % des échantillons des sols collectés. Ces résultats ne sont pas étonnants puisque les conduites d'eaux usées sont souvent situées à quelques décimètres des conduites d'eau potable. Les normes d'installation recommandent pourtant une séparation minimum de 3 m entre les deux types de conduites (Recommended Standards for Water Works 2003). Néanmoins cette distance peut être réduite à 50 cm si la conduite d'eau potable est située à une élévation plus haute que la conduite d'égout. En pratique les conduites d'eau potable et d'eaux usées sont souvent posées dans la même tranchée (Figure 2.7.).



Figure 2.7 : Conduites d'égout et d'eau potable à proximité.

Ainsi, l'étude microbiologique des eaux usées provenant des eaux usées se révèle nécessaire, puisqu'elles représentent une grande source de contaminants potentiels. Cette étude démontre la présence de nombreux micro-organismes (e.g. bactéries, protozoaires et virus) à des concentrations très élevées en comparaison de celles observées dans le domaine de l'eau potable (Tableau 2.8). Il est donc important de porter attention à ces contaminants microbiologiques, puisque même avec une dilution des concentrations, certains microbes sont capables de provoquer une infection avec l'ingestion d'un seul organisme (e.g. virus, Crypto, Gardia).

Tableau 2.8 : Concentration des organismes retrouvés dans les égouts (Adapté de Tchobanoglous et al. 2003).

Organismes	Concentration dans les eaux usées (Unité/100 ml)
Bactéries:	
Bactéroïdes	10^7 - 10^{10}
Coliformes totaux	10^7 - 10^9
Coliformes fécaux	10^6 - 10^8
Clostridium perfringens	10^3 - 10^5
Enterococci	10^4 - 10^5
Streptococcus fécaux	10^4 - 10^7
Pseudomonas aeruginosa	10^3 - 10^6
Shigella	10^0 - 10^3
Salmonella	10^2 - 10^4
Protozoaires:	
Cryptosporidium parvum oocysts	10^1 - 10^3
Entamoeba histolytica cysts	10^{-1} - 10^1
Giardia Lamblia cysts	10^3 - 10^4
Helminthes:	
Ova	10^1 - 10^3
Ascaris lumbricoïdes	10^{-2} - 10^0
Virus:	
Virus entériques	10^3 - 10^4

De plus, certains de ces organismes pathogènes sont capables de survivre dans le sol, parfois même durant plusieurs mois (Tableau 2.9). Par exemple la viabilité des kystes de *Giardia* dans les sols est estimée entre 30 et 90 jours selon la température (Wilson et *al.* 1992), tandis que la durée de vie des virus est plus longue que celle des protozoaires. Finalement ce sont les bactéries pathogènes qui ont le plus grand temps de survie dans le sol avec une vie estimée entre 50 et 120 jours (Tchobanoglous et *al.* 2003).

Tableau 2.9 : Durée de vie des pathogènes dans l'eau de surface ou usée et le sol (Adapté de Tchobanoglous et *al.* 2003).

Organismes Pathogènes	Temps de survie (jours)	
	Eau douce ou usée	Sol
Bactéries:		
Coliformes fécaux	<60 mais généralement <30	<120 mais généralement <50
Salmonella spp.	<60 mais généralement <30	<120 mais généralement <50
Shigella	<30 mais généralement <10	<120 mais généralement <50
Vibrio cholerae	<30 mais généralement <10	<120 mais généralement <50
Protozoaires:		
E. Histolytica cysts	<30 mais généralement <15	<20 mais généralement <10
Helminthes:		
A.Lumbricoïdes eggs	Plusieurs mois	< Plusieurs mois
Virus:		
Enterovirus	<120 mais généralement <50	<100 mais généralement <20

Par conséquent, le potentiel ou le risque de contamination est augmenté par la durée de survie de ces organismes dans le sol, car il n'est pas nécessaire que la contamination du sol se produise au même moment qu'une pression transitoire négative pour qu'il y ait une intrusion dans le réseau.

2.3.4. Quantification de l'intrusion

Le volume d'intrusion théorique associé à un événement transitoire peut être estimé par l'équation suivante (Funk, Wood et *al.* 1999 ; Kirmeyer et *al.* 2001) :

$$Q_i = \frac{\pi \cdot C_D \cdot D_i^2}{4} \sqrt{2g(H_{ext} - H_{L,i})} \quad (5)$$

Où :

Q_i = le débit volumétrique (m^3/s) ;

C_D = le coefficient de pertes de charge ponctuelle (sans dimension) ;

D_i = le diamètre de l'orifice (m) ;

g = la gravité (m/s) ;

H_{ext} = la charge à l'extérieure de la conduite (m) ;

$H_{L,i}$ = la charge à l'intérieure de la conduite (m).

Ainsi, le débit d'intrusion dépend avant tout du diamètre de l'orifice et dans une moindre mesure de la pression externe et interne. Pour l'instant, aucune modélisation mathématique n'a été réalisée pour calculer les débits d'intrusion au niveau des fissures longitudinales, circonférentielles et autres voies d'entrées dans le réseau de distribution.

Récemment, Boyd et *al.* (2004a, 2004b) ont réalisé un banc d'essai afin de comparer les volumes théoriques d'intrusion à deux méthodes empiriques différentes (volumétrique et traceur chimique). Les résultats obtenus montrent une grande disparité entre les résultats théoriques et expérimentaux (Tableau 2.10). Ces différences ont été attribuées à des erreurs inhérentes au protocole expérimental utilisé pour quantifier l'intrusion (perte et dilution du traceur chimique, erreurs humaines associées aux opérations manuelles du contrôle des vannes, phénomène de ré-extrusion).

Tableau 2.10 : Comparaison des résultats entre les méthodes volumétrique, chimique et théorique (Tiré de Boyd et al. 2004).

Diamètre de l'orifice	Charge extérieure = 0,91 m (3 ft)				
	Méthode Volumétrique (ml)	Méthode du Traceur (ml)	Estimation Théorique (ml)	Δ (%) Volumétrique et Théorie	Δ (%) Traceur et Théorie
3,2 mm (1/8 in.)	47,3	11,4	61,8	23	82
6,4mm (1/4in.)	119	71,2	227	48	69
12,7 mm (1/2 in.)	471	-	886	48	-

Diamètre de l'orifice	Charge extérieure = 1,37 m (3 ft)				
	Méthode Volumétrique (ml)	Méthode du Traceur (ml)	Estimation Théorique (ml)	Δ (%) Volumétrique et Théorie	Δ (%) Traceur et Théorie
3,2 mm (1/8 in.)	51,6	-	66,8	23	-
6,4 mm (1/4in.)	133	-	233	43	-
12,7 mm (1/2 in.)	550	-	1014	46	-

2.4. La théorie des conduites flexibles enfouies

Les conduites plastiques en PVC sont considérées comme des conduites flexibles. Historiquement, une conduite flexible peut être définie comme une conduite qui fléchira d'au moins 2 % sans aucun signe de défaillance structurelle majeure, telle qu'une fissure ou craquelure apparente.

Les trois paramètres importants dans la théorie des conduites flexibles enfouies sont :

- Les charges imposées à la conduite;
- La rigidité de la conduite;
- La rigidité du sol.

2.4.1. Les charges imposées

Les charges qui peuvent être imposées sur une conduite sont classées en trois catégories :

1. Les charges statiques dues au poids du sol;
2. Les autres charges statiques;
3. Les charges vives.

2.4.1.1. Les charges statiques dues au poids du sol

La première solution théorique au problème des charges appliquées sur une conduite enfouie fut développée par le professeur Anson Marston de l'université de l'Iowa en 1913.

$$W_c = C_d \cdot w \cdot B_d \cdot B_c \quad (6)$$

Où :

- W_c = la charge sur la conduite (N/m) ;
- C_d = le coefficient de charge pour les conduites installées dans des tranchées ;
- w = le poids unitaire du remblai (N/m³) ;
- B_d = la largeur de la tranchée au dessus de la conduite (m) ;
- B_c = la largeur de la conduite (m).

Bien que cette équation soit utilisée pour calculer la charge appliquée du sol sur une conduite flexible, on utilise plus généralement l'équation de la charge du prisme (7) située au dessus de la conduite enfouie, car l'équation (6) est jugée trop conservatrice.

Charge du prisme : $W_p = H \cdot w \cdot B_c \text{ (N/m)}$ (7)

Cette charge peut être aussi exprimée en termes de pression exercée par le sol :

Pression du sol : $P = w \cdot H \text{ (N/m}^2\text{)}$ (8)

Où :

- P = la pression causée par le poids du sol à une profondeur H (N/m²) ;
- w = le poids unitaire du remblai (N/m³) ;
- H = la profondeur à laquelle la pression est calculée (m).

2.4.1.2. Les autres charges statiques

Il existe de nombreux cas où la charge appliquée sur une conduite enfouie peut être aussi influencée par les fondations d'un bâtiment, d'autres types de fondations ou bien encore d'autres charges statiques. Pour résoudre ce type de problème, la théorie de Boussinesq est utilisée :

$$P_A = \frac{W.Z^3}{96\pi.R^5} \quad (9)$$

Où :

P_A = la pression du sol au point A (N/m^2) ;

W = la charge imposée (N) ;

Z = la distance verticale entre le point d'application de la charge et le radier de la conduite (m) ;

$R = \sqrt{X^2 + Y^2 + Z^2}$, avec X et Y, la distance droite qui sépare le point d'application de la charge et le radier de la conduite.

2.4.1.3. Les charges vives

Les conduites souterraines de PVC sont aussi sujettes à des charges vives provenant du trafic autoroutier, des chemins de fer et aéroportuaires. Le calcul de ces charges est aussi défini par la théorie de Boussinesq :

$$W_L = \frac{C_L.P.I_f}{12} \quad (10)$$

Où :

W_L = la charge vive sur la conduite (N/m) ;

C_L = le coefficient de la charge vive (m^{-1}) ;

P = la charge appliquée (N) ;

I_f = le facteur d'impact (sans dimension).

Afin de faciliter les calculs et la conception des conduites enfouies, des charges vives ont été normalisées par « l'American Society for Tools and Materials » dans sa norme A796M-04a, *Standard Practice for Structural Design of Corrugated Steel Pipe, Pipe-Arches, and Arches for Storm and Sanitary Sewers and Other Buried Application*. Celles-ci sont :

- H20 : Pour modéliser une charge équivalente à un camion (20 000 lbs);
- E80 : Pour modéliser une charge équivalente à un wagon de train (80 000 lbs);
- Airport : Pour modéliser une charge équivalente à un avion (180 000 lbs).

2.4.2. La rigidité de la conduite (Pipe Stiffness)

La rigidité d'une conduite est définie en accord avec la norme ASTM D2412, *Standard Test Method for External Loading Properties of Plastic Pipe by Parallel-Plate Loading*, pour une déflexion arbitraire de 5%.

Ainsi, la rigidité d'une conduite est définie selon la formule suivante :

$$PS = \frac{F}{\Delta Y} = \frac{E.I}{0,149.r^3} = 4,47 \frac{E}{(DR-1)^3} \quad (11)$$

Où :

PS = la rigidité de la conduite (Pa) ;

F = la force (N/m) ;

ΔY = la déflexion verticale de la conduite (m) ;

E = le module d'élasticité de la conduite (Pa) ;

I = le moment d'inertie de la section par unité de longueur (m³) ;

r = le rayon moyen de la conduite (m) ;

DR = le rapport dimensionnel (sans dimension).

Avec,
$$DR = \frac{D_{ext}}{t} \quad (12)$$

Où :

D_{ext} = le diamètre extérieur de la conduite (m) ;

t = l'épaisseur de la paroi de la conduite (m).

Etant donné que les dimensions des conduites sont normalisées, ainsi que leurs propriétés physiques, la rigidité des conduites l'est aussi (Annexe A).

2.4.3. La rigidité du sol ou module de réaction

La rigidité du sol est souvent évaluée à l'aide de l'étude réalisée par Amster K. Howard qui classe le module de réaction du sol selon le type du remblai et le type de sol situé sous la conduite (Annexe B).

Ainsi, la rigidité du sol évolue entre 50 psi (0,34 MPa) et 3000 psi (20,7 MPa) selon les différents paramètres.

2.4.4. L'équation de déflexion de Sprangler's Iowa

L'équation qui définit l'affaissement d'une conduite ou bien sa déflexion peut être écrite conceptuellement de la manière suivante :

$$\text{Déflexion} = \text{Constante} \frac{\text{Charges}}{\text{Rigidité de la conduite} + \text{Rigidité du sol}} \quad (13)$$

De manière plus théorique, la déflexion est exprimée par les équations suivantes :

$$\% \frac{\Delta Y}{D} = \frac{(D_L W_p + W_L) K_x (100)}{0,149 \frac{F}{\Delta Y} + 0,061 E'} = \frac{(D_L W_p + W_L) K_x (100)}{\left[\frac{2E}{3(DR-1)^3} \right] + 0,061 E'} \quad (14)$$

Où :

D_L = le coefficient de retardement d'encastrement (sans dimension) ;

K_X = la constante d'assise (sans dimension) ;

W_p = la charge du prisme (N/m) ;

W_L = la charge vive sur la conduite (N/m) ;

F = la force (N/m) ;

ΔY = la déflexion verticale de la conduite (m) ;

E = le module d'élasticité de la conduite (Pa) ;

I = le moment d'inertie de la section par unité de longueur (m^3) ;

E' = le module de réaction du sol ou rigidité du sol (Pa) ;

DR = le rapport dimensionnel (sans dimension).

Grâce à cette formule, il est possible de déterminer le comportement de chaque conduite selon une situation donnée et des paramètres précis.

En résumé, tous les éléments nécessaires à la compréhension du sujet ont été abordés dans ce chapitre. Ainsi, les propriétés et les caractéristiques des conduites en PVC ont été tout d'abord présentées. Puis, les pressions transitoires ont été traitées et plus particulièrement le risque sanitaire que représente ce type d'événement. Ensuite, une évaluation de ce risque a été réalisée en étudiant les différents paramètres qui sont nécessaires à la réalisation d'une intrusion dans les réseaux de distribution. Enfin, une présentation sommaire de la théorie des conduites flexibles enfouies a été réalisée. La synthèse de ces éléments permet d'acquérir une vision globale du sujet traité et de dégager une problématique qui est énoncée au chapitre suivant.

Chapitre 3 Objectifs de recherche

3.1. Problématique

Apparues au début des années 1970 dans le domaine de l'eau potable, les conduites en polychlorure de vinyle (PVC) sont de plus en plus utilisées, si bien qu'elles représentent actuellement jusqu'à 66% du marché des conduites enfouies sur le continent nord-américain (Rahman 2002). Cette dominance est attribuée à ses bonnes performances mécaniques, à leur faible coût et à leur durabilité comparativement aux autres types de conduites (The Freedonia Group Inc 2003). Par exemple, le PVC présente un faible taux de rupture (de bris) par rapport aux autres types de matériaux généralement utilisés dans l'adduction d'eau potable. Même si ces bris sont faibles, il existe quand même des situations où les conduites en PVC ne sont plus intègres, car elles présentent des zones de fuite. L'une des principales causes de défaillance des conduites en PVC est la disruption aux joints d'étanchéité, même s'ils sont censés être totalement étanches (Uni-Bell PVC Pipe Association 2002).

Ces dernières années, de nombreuses études ont montré l'occurrence de phénomènes transitoires dans le réseau de distribution et plus particulièrement celles de pressions transitoires négatives (Gullick et *al.* 2004 ; Friedman et *al.* 2004). Celles-ci sont considérées particulièrement critiques, puisqu'elles peuvent créer des contraintes et des déformations beaucoup plus importantes que celles qui se produisent durant les régimes d'opérations typiques (Boulos et *al.* 2005 ; Worthington 2005).

A partir de ces remarques la problématique apparaît évidente, à savoir :

Les joints d'étanchéité des conduites en PVC sont-ils capables de supporter les pressions transitoires négatives répétées qui se produisent dans les réseaux de distribution?

Ce problème est d'autant plus important que si l'environnement extérieur à la conduite est contaminé au moment où une pression basse ou négative apparaît, il peut se produire un phénomène d'intrusion et par conséquent une contamination du réseau de distribution.

3.2. Objectifs

A partir de la problématique énoncée au paragraphe précédent, les objectifs spécifiques suivants ont été retenus :

Objectifs 1

L'objectif principal de cette maîtrise est de caractériser le mécanisme de fuite au niveau des joints d'étanchéités lors de pressions transitoires négatives, c'est-à-dire de déterminer les paramètres favorisant la création de ces fuites.

Les paramètres testés sont :

- L'intensité de la dépression ;
- Le fléchissement de la conduite (déflexion) ;
- L'angle de déviation au niveau du joint d'étanchéité.

Objectifs 2

Le second objectif est de hiérarchiser les paramètres critiques provoquant une fuite au niveau du joint d'étanchéité.

Objectifs 3

Le dernier objectif est d'évaluer si ce type de fuites peut se produire dans des conditions réelles d'écoulements hydrauliques (e.g. intensité de la dépression) et des conditions réelles d'enfouissement (e.g. angle limite d'assemblage des conduites, charges appliquées à la conduite), c'est-à-dire d'évaluer le potentiel réel d'intrusion dans les réseaux de distribution.

Chapitre 4 Matériel et Méthodes

Afin d'atteindre les objectifs énumérés au chapitre précédent, il a été décidé de réaliser des tests expérimentaux au laboratoire d'Hydraulique de l'Ecole Polytechnique de Montréal. Ce chapitre présente tout d'abord une description des installations pilotes réalisés pour caractériser le mécanisme de fuite au niveau des joints d'étanchéité. Puis, la seconde partie de ce chapitre s'attarde sur la description de la méthode expérimentale. Enfin, la dernière partie traite des méthodes utilisées pour déterminer la valeur de ces paramètres critiques.

4.1. Description des pilotes

Pour caractériser le mécanisme de fuite des joints d'étanchéité des conduites en PVC, il a été décidé d'étudier trois paramètres qui sont :

- L'intensité de la dépression ;
- Le fléchissement ou déflexion de la conduite ;
- L'angle de déviation au niveau du joint d'étanchéité.

L'étude de ces différentes variables a nécessité la réalisation d'un montage expérimental propre à chacun de ces paramètres. Dans un souci de clarté, un nom a été attribué à chaque pilote en fonction du paramètre étudié (Tableau 4.1).

Tableau 4.1 : Désignation des pilotes en fonction du paramètre étudié.

#	Paramètre étudié	Désignation du pilote
1	Intensité de la dépression	Conduite droite
2	Fléchissement de la conduite	Conduite droite avec fléchissement de la conduite
3	Angle de déviation entre deux conduites	Conduite déviée

Ces montages ou pilotes sont décrits plus en détails aux paragraphes suivants.

4.1.1. Conduite droite

Ce pilote est constitué d'une conduite en PVC ($\varnothing$ 150 mm, L = 2 m), d'un manchon de branchement en PVC ($\varnothing$ 150x20 mm), d'un bouchon métallique femelle ($\varnothing$ 150 mm), d'un bouchon mâle en PVC ($\varnothing$ 150 mm), de deux vannes, d'un capteur de pression (Modèle P3061 -100 kPa, Lucas Schaevitz Inc.) et d'une pompe à vide (Modèle EDM12A, Edwards) (Figures 4.1 et 4.2).

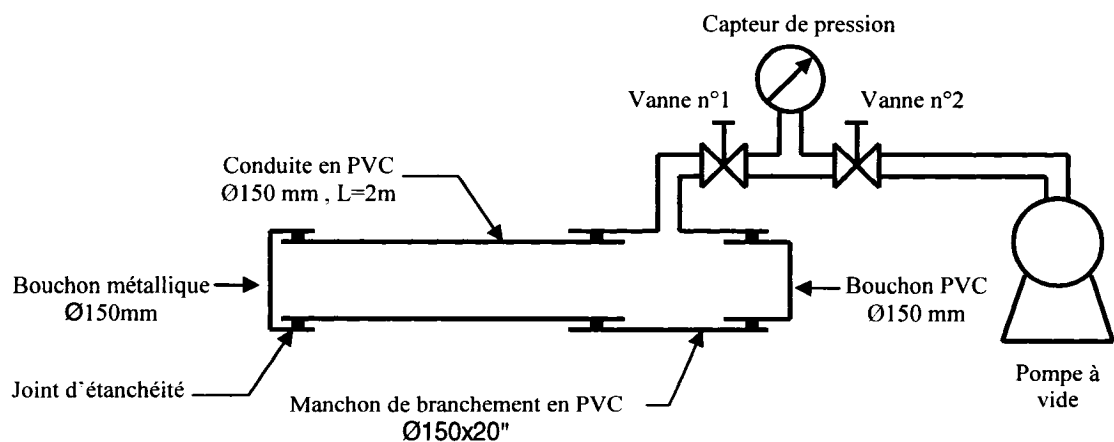


Figure 4.1 : Schéma du pilote utilisé pour les essais en « conduite droite ».



Figure 4.2 Pilote utilisé pour les essais en « conduite droite ».

4.1.2. Conduite droite avec fléchissement de la conduite

Ce pilote est constitué d'une conduite en PVC ($\varnothing$ 150 mm, $L = 2$ m), d'un manchon de branchement en PVC ($\varnothing$ 150x20 mm), de deux bouchons mâles en PVC ($\varnothing$ 150 mm), de deux vannes, d'un capteur de pression (Modèle P3061 -100 kPa, Lucas Schaevitz Inc.), d'une pompe à vide (Modèle EDM12A, Edwards) et d'un vérin pneumatique d'une capacité de 700 kPa (Compagnie Bellafram) auquel est intégré un capteur de force (Modèle 20 kN, BHL) (Figures 4.3 et 4.4). L'application de la charge est effectuée sur une barre métallique ronde ($\varnothing$ 20 mm). Le point d'application de la charge est situé au bord du manchon près de la conduite principale. Enfin, l'écrasement ou le fléchissement de la conduite est mesuré à l'aide d'un capteur LVDT possédant une course de 40 mm. Cet appareil n'est pas représenté à la figure 4.3.

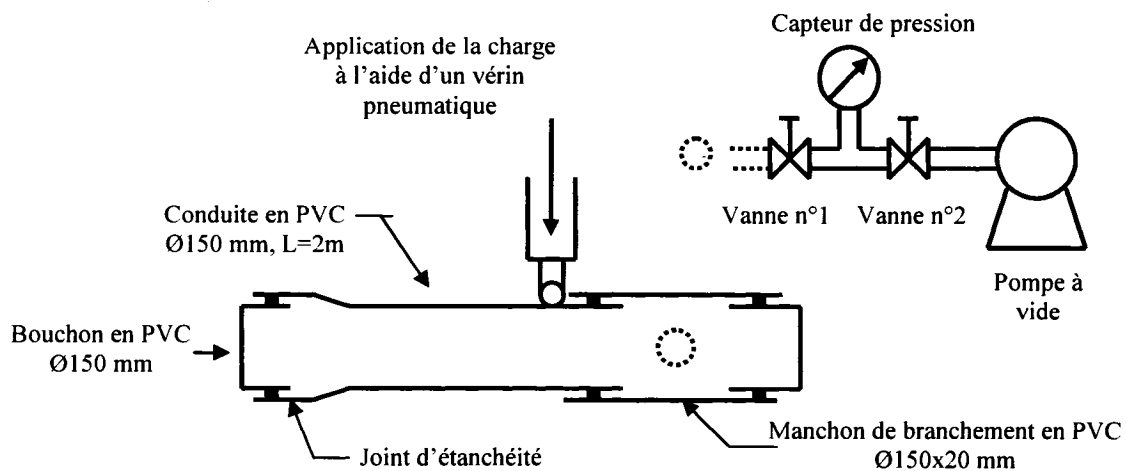


Figure 4.3 : Schéma du pilote utilisé pour les essais en « conduite droite avec fléchissement de la conduite ».



Figure 4.4 : Pilote utilisé pour les essais en « conduite droite avec fléchissement de la conduite ».

4.1.3. Conduite déviée

Ce pilote est constitué de deux conduites en PVC ($\varnothing$ 150 mm, $L = 2$ m), d'un manchon de branchement en PVC ($\varnothing$ 150x20 mm), de deux bouchons mâles en PVC ($\varnothing$ 150 mm), de deux vannes, d'un capteur de pression (Modèle P3061 -100 kPa, Lucas Schaevitz Inc.), d'une pompe à vide (Modèle EDM12A, Edwards) et d'un vérin pneumatique d'une capacité de 700 kPa (Compagnie Bellafram) auquel est intégré un capteur de force (Modèle 20 kN, BHL) (Figures 4.5 et 4.6). Le système repose sur deux appuis ponctuels distants de 1250 mm. L'application de la force s'effectue sur une barre métallique plate d'une épaisseur de 12 mm afin que le manchon de branchement descende uniformément et qu'il n'y ait pas de déformation locale (e.g. déflexion du manchon). Enfin, le déplacement du manchon est mesuré à l'aide d'un potentiomètre à fil possédant une course de 40 cm. Cet appareil n'est pas représenté à la figure 4.5.

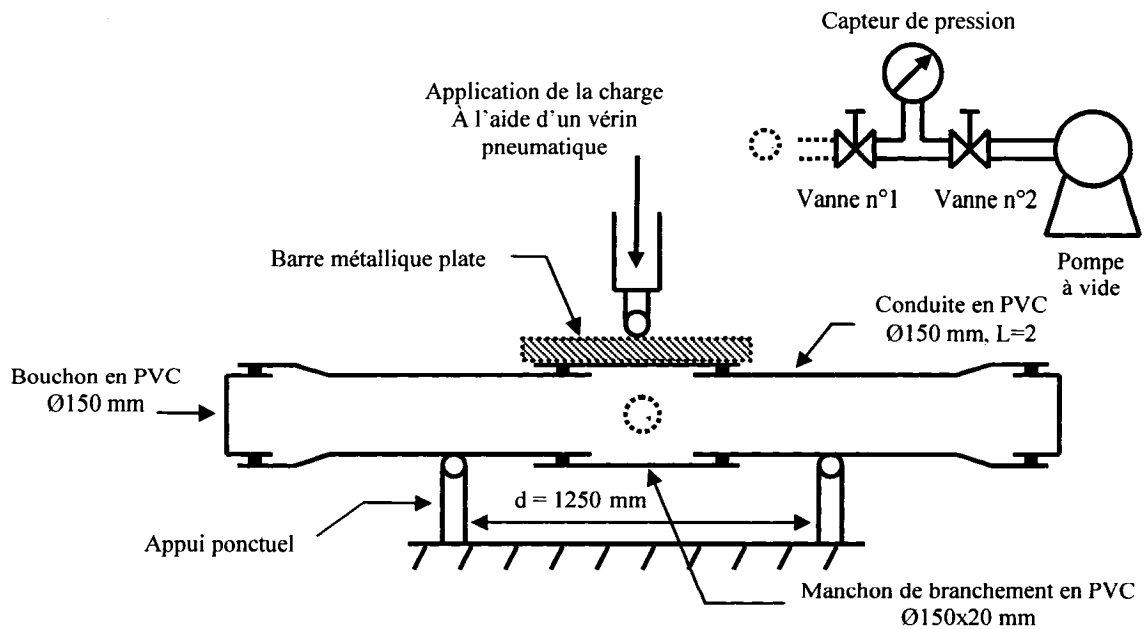


Figure 4.5 : Schéma du pilote utilisé pour les essais en « conduite déviée ».

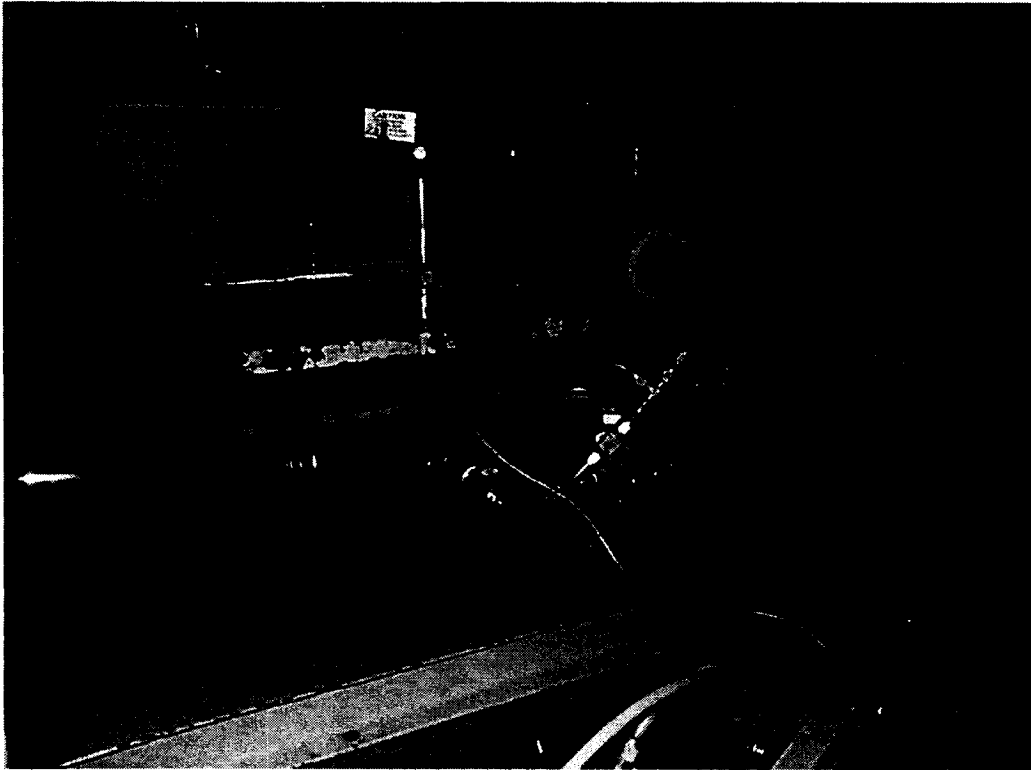


Figure 4.6 : Pilote utilisé pour les essais en « conduite déviée ».

4.2. Description de la méthode expérimentale

Les essais décrits aux paragraphes suivants ont été réalisés pour deux types de conduite en PVC dont les caractéristiques sont :

- Ø150 mm (6") DR-18 (Dimension Ratio) ;
- Ø150 mm (6") DR-25.

Ces deux types de conduites répondent aux normes suivantes :

- Américaine : AWWA C900 ;
- Canadienne : B137.3 ;
- Québécoise : BNQ 3624-250.

4.2.1. Tests préliminaires

Avant chaque nouvelle expérience les appareils de mesure (le capteur de pression, le capteur de force, le potentiomètre à fil et le capteur LVDT) ont été dûment calibrés et étalonnés afin d'obtenir des résultats précis et valides. Il est aussi important de préciser qu'avant chaque nouveau test, l'étanchéité du système de plomberie situé entre la vanne n°1 et n°2 (Figures 4.1, 4.3, 4.5 et 4.7) était testée en pression négative (-90 kPa) pendant deux heures. Ainsi, si une fuite se produisait lors des essais, elle provenait obligatoirement des joints d'étanchéité situés sur la(es) conduite(s) en PVC ou sur le manchon de branchement.

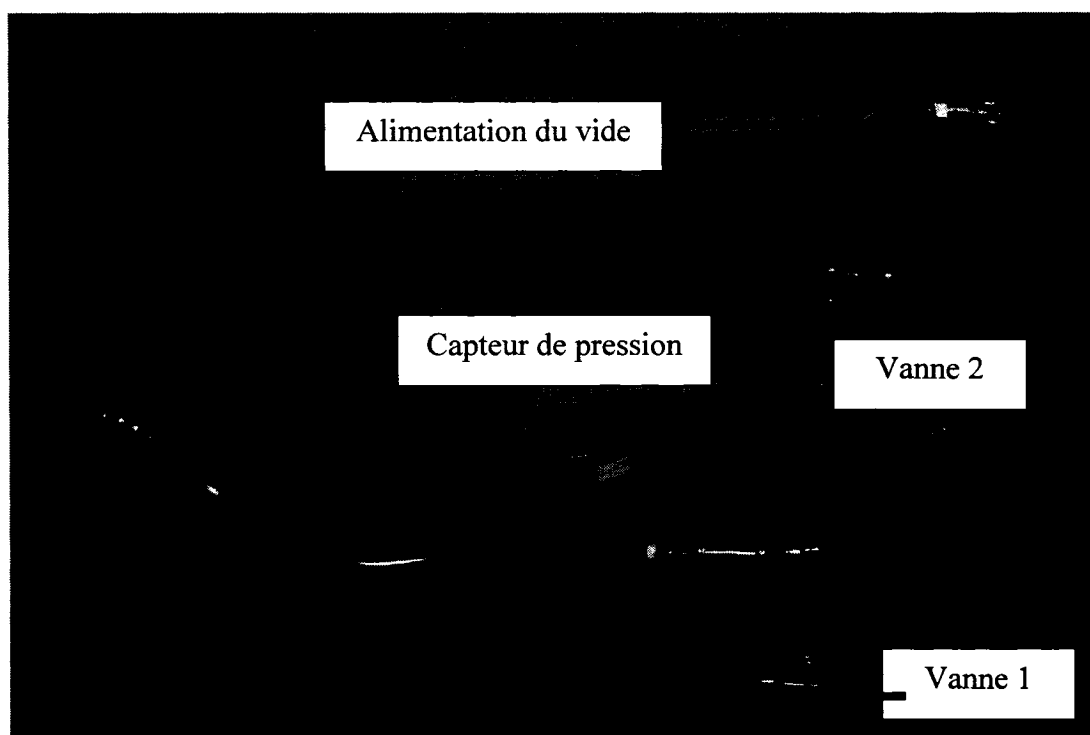


Figure 4.7 : Système de plomberie située en amont des conduites en PVC.

4.2.2. Essais en «conduite droite»

Les essais ont été réalisés pour une gamme de dépression variant de -15 kPa à -90 kPa. A chaque essai, le vide est réalisé à l'intérieur du pilote grâce à la pompe à vide. Lorsque la dépression désirée est atteinte, la conduite et le manchon de branchement sont isolés en fermant la vanne n° 2 (Figures 4.1 et 4.7) et la pompe à vide est stoppée. La pression est mesurée à l'aide du capteur de pression analogique. Ensuite, le signal analogique est conditionné et converti à l'aide d'un multimètre d'acquisition Agilent Hp 34970A. Enfin, ce signal est traité et enregistré à l'aide d'un système d'acquisition « Hp Vee ». La durée des essais est fixée à une période de deux heures ou bien jusqu'à l'obtention d'une fuite. A la fin de l'essai, le système est ramené à la pression atmosphérique en ouvrant la vanne n°2.

4.2.3. Essais en «conduite droite avec fléchissement de la conduite»

4.2.3.1. Essais sous vide

Les tests ont été réalisés pour une gamme de dépressions variant de -1 kPa à -92 kPa. A chaque essai, le vide est réalisé à l'intérieur du pilote grâce à la pompe à vide. Lorsque la dépression désirée est atteinte, la conduite et le manchon de branchement sont isolés en fermant la vanne n°2 (Figures 4.3 et 4.7) et la pompe à vide est stoppée. Une fois la dépression interne stabilisée, la force est appliquée graduellement sur la conduite à l'aide du vérin pneumatique. La conduite est écrasée jusqu'à l'obtention d'une fuite, c'est-à-dire jusqu'à l'observation d'une augmentation de la pression interne. A la fin de l'essai, la charge appliquée sur la conduite est enlevée, puis le système est ramené à la pression atmosphérique en ouvrant la vanne n°2. La pression, la force appliquée et le fléchissement de la conduite sont mesurés réciproquement à l'aide d'un capteur de pression, du capteur de force et du capteur LVDT. Puis, les signaux analogiques de ces appareils de mesure sont conditionnés et convertis à l'aide d'un multimètre d'acquisition

Agilent Hp 34970A. Enfin, ces signaux sont traités et enregistrés à l'aide d'un système d'acquisition «Hp Vee».

4.2.3.2. Essais sous pression

La méthode expérimentale appliquée à ce type d'essai est quasiment identique à celle décrite au paragraphe précédent. La seule différence est que ces essais ont été réalisés sous pression positive (1 kPa à 138 kPa), au lieu de pression négative. La pression positive était obtenue grâce au réseau d'air comprimé de l'Ecole Polytechnique. De plus, un capteur de pression positive (Modèle P3061 +100 PSIG, Lucas Schaevitz Inc) a été installé à la place du capteur vacuométrique. Il est à noter que les conduites étaient placées entre deux butées afin que les bouchons ne s'échappent pas lors de la mise sous pression du système.

4.2.4. Essais en «conduite déviée»

Les tests ont été réalisés pour une gamme de dépression variant de -15 kPa à -90 kPa. A chaque essai, le vide est réalisé à l'intérieur du pilote grâce à la pompe à vide. Lorsque la dépression désirée est atteinte, les conduites et le manchon de branchement sont isolés en fermant la vanne n°2 (Figures 4.5 et 4.7) et la pompe à vide est stoppée. Une fois la dépression interne stabilisée, la force est appliquée graduellement à l'aide du vérin pneumatique. Cette force provoque un déplacement vertical uniforme du manchon de branchement. Ce déplacement est appliqué jusqu'à l'obtention d'une fuite, c'est-à-dire jusqu'à l'observation d'une augmentation de la pression interne. A la fin de l'essai, la charge appliquée sur le manchon est enlevée, puis le système est ramené à la pression atmosphérique en ouvrant la vanne n°2. La pression, la force appliquée et le déplacement vertical du manchon sont mesurés réciproquement à l'aide d'un capteur de pression, d'un capteur de force et d'un potentiomètre à fil. Puis, les signaux analogiques de ces appareils de mesure sont conditionnés et convertis à l'aide d'un multimètre d'acquisition Agilent Hp 34970A. Enfin, ces signaux sont traités et enregistrés à l'aide d'un système d'acquisition «Hp Vee».

4.2.5. Essais annexes

4.2.5.1. Mesure de l'ovalisation de la conduite

Le but de ce test est d'étudier le comportement d'ovalisation des conduites en PVC sous l'effet de pressions négatives. Afin d'étudier ce comportement, douze mesures du diamètre extérieur de la conduite principale ont été effectuées à chaque essai réalisé en «conduite droite». Les six premières mesures étaient prises avant la mise en dépression du système, tandis que les six dernières étaient prises deux heures après que la dépression désirée ait été établie à l'intérieur du système. Ces mesures étaient espacées d'un angle de 30° (Figure 4.8). Les mesures du diamètre ont été effectuées avec un micromètre ou « Palmer » (Mercier). Les points de mesure du diamètre étaient situés sur la conduite principale, au bord du manchon de branchement (Figure 4.9)

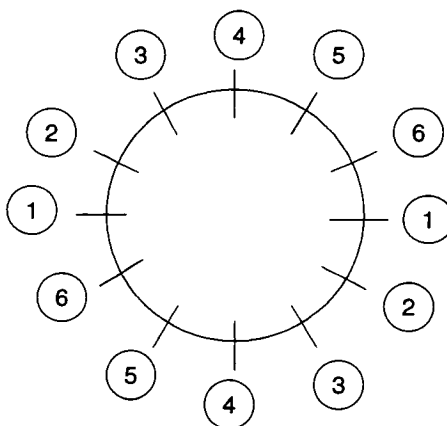


Figure 4.8 : Disposition des points de mesure du diamètre de la conduite.

Afin de faciliter la prise des mesures, une bague percée de trous dont les diamètres sont légèrement supérieurs à ceux des touches du micromètre a été ajoutée autour de la conduite (Figure 4.9). Ce dispositif permet d'obtenir des résultats plus précis et plus reproductibles.



Figure 4.9 : Emplacement de la bague.

4.2.5.2. Déflexions interne et externe

La dernière expérience réalisée est l'étude du fléchissement de la conduite aussi bien au niveau de l'application de la charge (déflexion externe) qu'au niveau du joint d'étanchéité du manchon de branchement (déflexion interne). La mesure de la déflexion externe a été assurée par le capteur LVDT situé sur le vérin pneumatique, tandis que la mesure de la déflexion interne a été réalisée à l'aide d'un micromètre simple (Mercier) accroché à une potence (Figure 4.10). Cet essai a été réalisé à pression atmosphérique. Le bouchon du manchon de branchement avait préalablement été enlevé afin de pouvoir insérer le micromètre à l'intérieur du manchon.

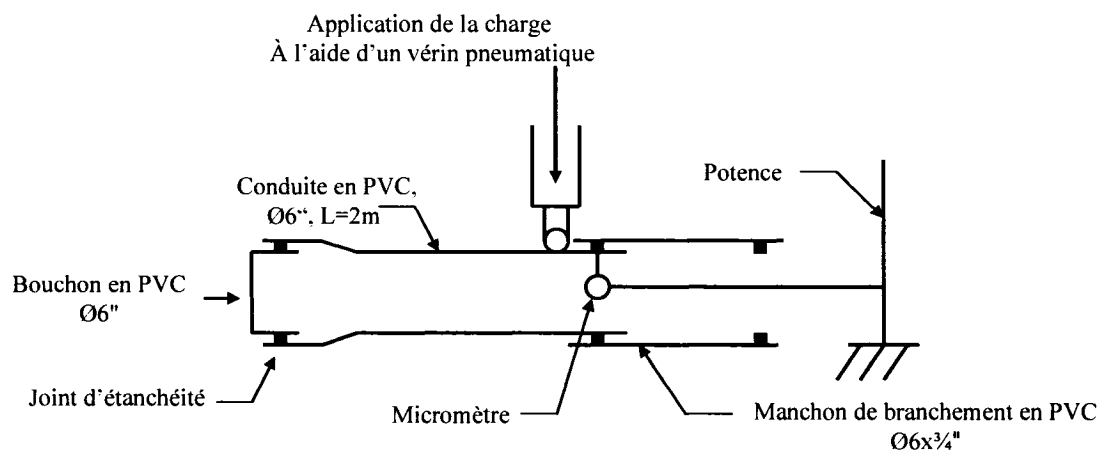


Figure 4.10 : Montage expérimental utilisé pour l'essai de déflexions externe et interne.

4.3. Description des méthodes utilisées pour caractériser les paramètres critiques.

4.3.1. Méthode de caractérisation des fuites

La méthode adoptée dans ce projet pour détecter les fuites est très simple. Lorsque le vide désiré est établi dans le système de conduite, la vanne n°2 est fermée afin d'isoler le système (Figures 4.1, 4.3, 4.5 et 4.7). Le capteur de pression mesure en continu la pression à l'intérieur des conduites qui est visualisée en temps réel à l'aide du logiciel d'acquisition de données «Hp Vee». Ainsi, lorsque la pression est stable dans le système, il n'y a pas de fuite, à l'inverse, lorsque la dépression à l'intérieur du système diminue, il y a une fuite (Figure 4.11).

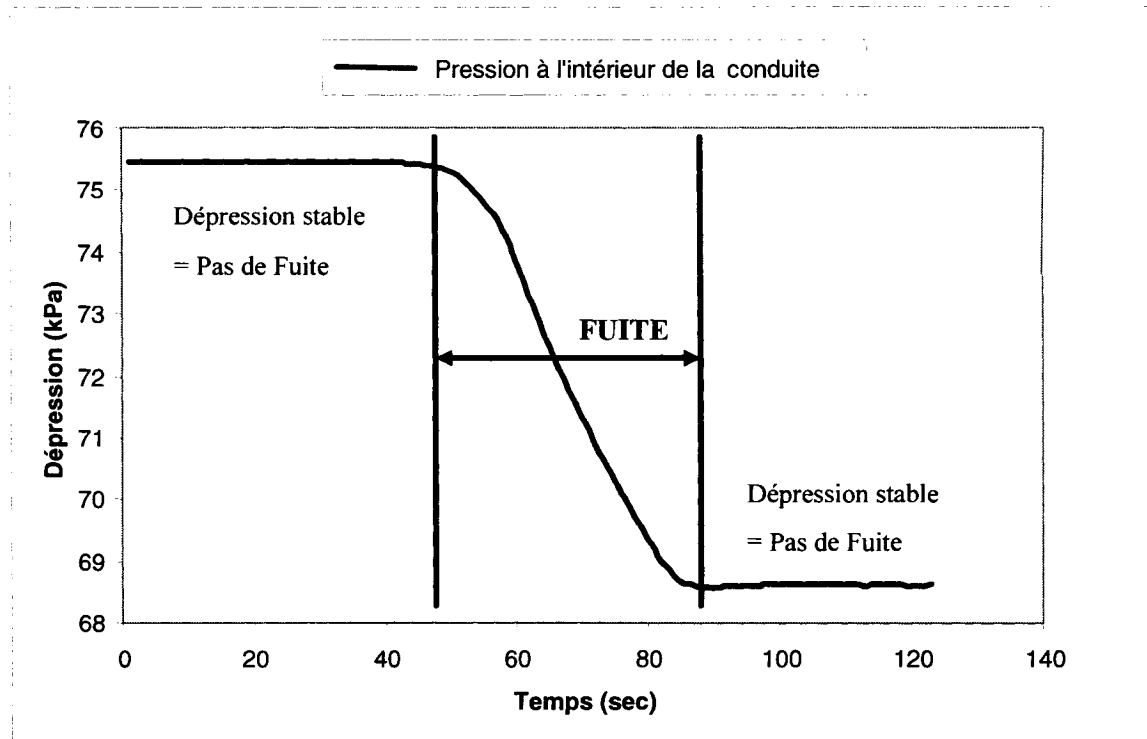


Figure 4.11 : Visualisation d'une fuite

4.3.2. Méthode de caractérisation de la force critique

La force critique est la force appliquée par le vérin pneumatique qui génère une fuite au niveau du joint d'étanchéité du manchon de branchement. Par définition, cette force est atteinte au moment même où la fuite apparaît. Etant donné que les mesures de la force et celles de la pression négative sont enregistrées simultanément grâce aux appareils de mesure et au système d'acquisition, il est simple de déterminer graphiquement la force critique à laquelle la fuite se crée. En effet, il suffit de tracer une droite verticale au moment précis t où la fuite se déclare. L'intersection de cette droite avec la courbe de la force correspond à la valeur de la force critique (Figure 4.12).

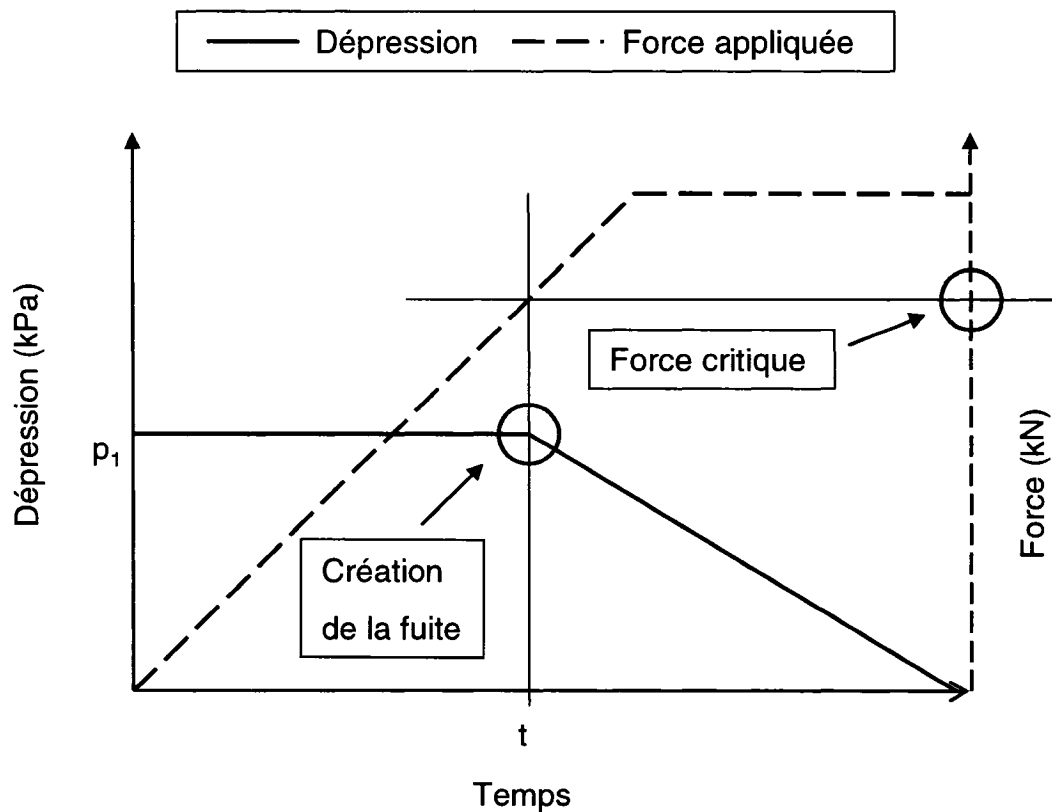


Figure 4.12 : Schéma de la détermination de la force critique pour une dépression p_1 .

4.3.3. Méthode de caractérisation de la déflexion critique

La déflexion critique est la déformation verticale de la conduite qui génère une fuite au niveau du joint d'étanchéité du manchon de branchement. Cette déflexion critique est déterminée par la relation suivante :

$$\% \text{ Déflexion} = \frac{\Delta y}{D}$$

Où,

Δy = la déformation verticale de la conduite (m) ;

D = le diamètre nominal (m).

La méthode employée pour déterminer la déformation verticale critique de la conduite est la même que celle décrite au paragraphe 4.3.2. En effet, lors de l'écrasement de la conduite avec le vérin pneumatique, la déformation de la conduite est mesurée simultanément à la dépression. Le diamètre nominal des conduites est de 6" (150 mm).

4.3.4. Méthode de caractérisation de l'angle critique

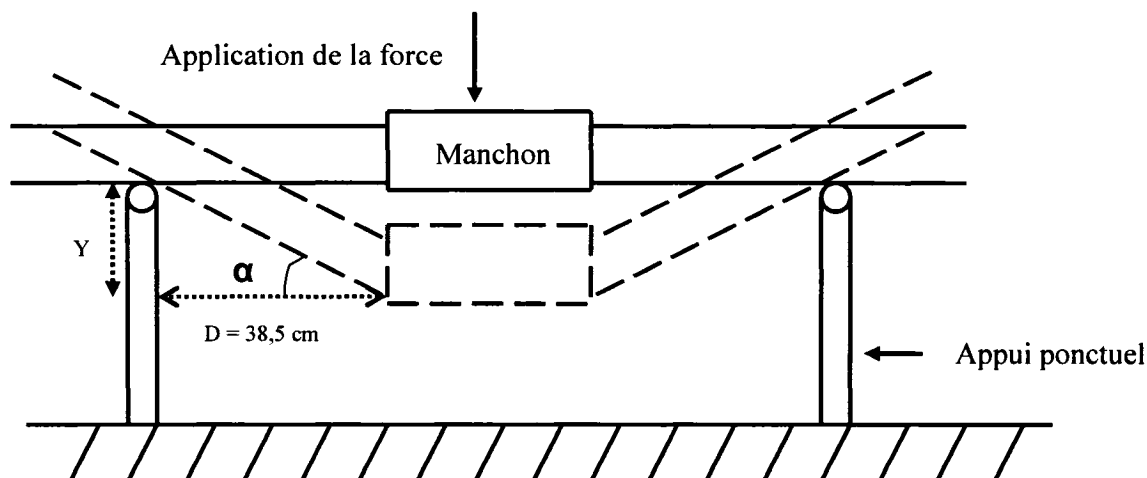
L'angle critique correspond à l'angle qui génère une fuite au niveau du joint d'étanchéité du manchon de branchement. L'angle critique est déterminé par la relation suivante :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{y}{d}\right)$$

Où,

y = le déplacement vertical du manchon de branchement (m) ;

d = la distance entre l'appui ponctuel et le bord du manchon de branchement (m) ;



Le déplacement vertical critique du manchon de branchement est déterminé par la même méthode que celle décrite au paragraphe 4.3.2. En effet, le déplacement du manchon est mesuré simultanément à la dépression. Enfin, la distance entre l'appui ponctuel et le bord du manchon est de 38,5 cm.

Chapitre 5 Résultats et discussion

Ce chapitre présente les principaux résultats obtenus lors de la réalisation de ce projet de maîtrise, puis une discussion des résultats observés.

5.1. Résultats expérimentaux

5.1.1. Conduite droite

5.1.1.1. Etude de l'effet de l'intensité des dépressions

Les résultats obtenus pour les essais réalisés en conduite droite sont résumés au tableau 5.1. Durant ces essais, aucune fuite n'a été observée pour les différents types de conduites testées (DR 18 et 25).

Tableau 5.1 : Résultats des essais réalisés en « conduite droite ».

	Dépression (kPa)	-15	-30	-45	-60	-75	-80	-85	-90
DR 18	Fuite observée	non	non	non	non	non	non	non	non
DR 25	Fuite observée	x	x	x	x	non	non	non	non

La figure 5.1 illustre un résultat typique observé lors de ces essais. Dans un premier temps, le vide est réalisé dans la canalisation avec l'aide de la pompe à vide. Une fois la dépression désirée atteinte, la vanne n°2 est fermée (Figure 4.1 et 4.7), afin d'isoler le système. La pression interne est mesurée avec le capteur de pression. Durant l'essai aucune perte significative du vide n'est remarquée. La pression interne est stable : il n'y a pas de fuite. A la fin de la durée de l'essai, c'est-à-dire au bout de deux heures, la vanne n°2 est ouverte et le système est ramené à la pression atmosphérique.

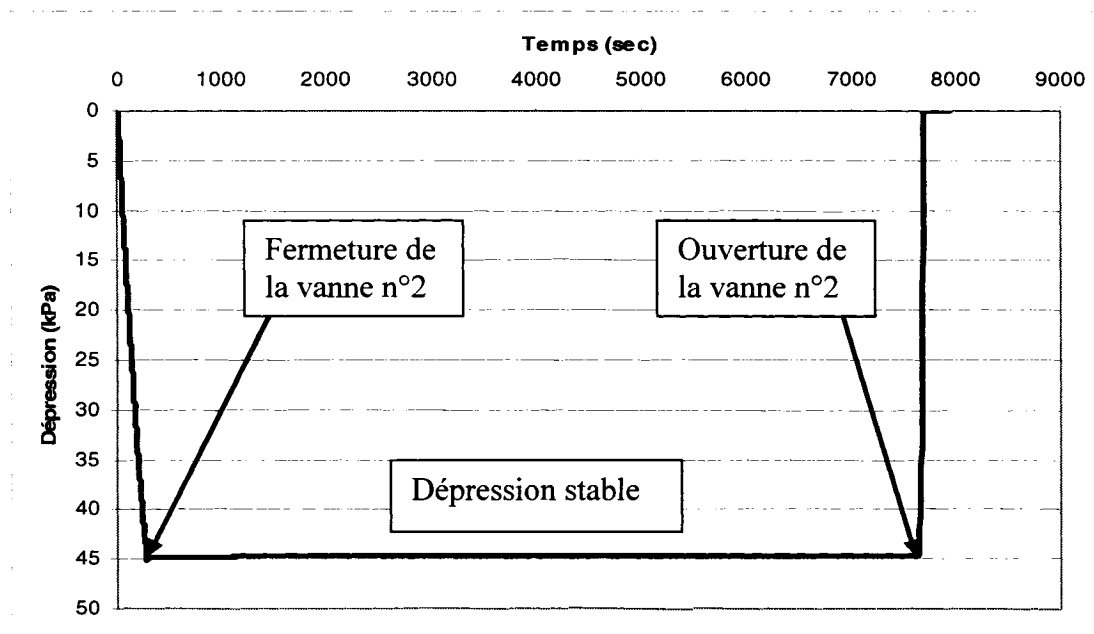


Figure 5.1 : Essai à -45 kPa.

5.1.1.2. Etude du phénomène d'ovalisation sous pression négative

Les résultats obtenus sont présentés en Annexe C. Les numéros 1 à 6 sur la Figure 4.8 correspondent à l'emplacement où les mesures ont été réalisées. Durant cette étude aucune ovalisation significative des conduites n'a été constatée. En effet, les différences relatives observées entre les diamètres extérieurs de la conduite avant et après la mise en dépression sont extrêmement faibles, voire négligeables en comparaison avec la précision du protocole expérimental utilisé pour ces mesures. Il est à noter que les différences relatives sont légèrement plus importantes pour les essais réalisés avec les conduites de DR 25 que celles avec les conduites de DR 18, car la paroi des conduites de DR 25 sont plus minces que celles de DR 18.

5.1.2. Conduite droite avec fléchissement de la conduite

5.1.2.1. Force critique

Les résultats obtenus sur la force critique, c'est-à-dire la force provoquant une fuite au niveau du joint d'étanchéité, sont situés en Annexe D et illustrés à la Figure 5.2. Les essais ont été réalisés tout d'abord en pression positive puis en pression négative pour une gamme de pressions variant de 138 kPa à -90 kPa.

Pour les essais réalisés en pression positive, aucune fuite n'a été observée pour la conduite de type DR 25. Par contre, une fuite s'est produite lors du premier essai réalisé sur la conduite de type DR 18. Celle-ci est apparue en appliquant une force de 7,75 kN sur la conduite pour une pression de +67,5kPa. Par la suite, d'autres essais ont été menés en pression positive (e.g : 1,36 kPa, 2,5 kPa, 5 kPa, 34,5 kPa et 138 kPa), mais aucun n'a abouti à une fuite au niveau du joint d'étanchéité. En effet, durant ces essais la capacité physique du vérin hydraulique a été atteinte (17 kN), sans qu'aucune fuite n'ait été remarquée.

Pour les essais en pression négative les courbes observées à la Figure 5.2 montrent un comportement identique dans la réponse du joint d'étanchéité pour les deux types de conduites (DR 18 et 25). Lorsque la pression à l'intérieur des conduites est inférieure à -30 kPa, la force appliquée reste relativement constante. Cette force est de 4,89 kN (valeur moyenne) pour la conduite ayant un DR 25 et de 7,17kN (valeur moyenne) pour la conduite ayant un DR 18. Au delà de cette pression, la réponse observée devient asymptotique. Ainsi, pour la conduite de type DR 18, la force passe de 7,43kN à 14,84 kN ce qui correspond à un gain de +112 % pour une variation de pression légèrement inférieure à 30 kPa. De même, pour la conduite de type DR 25, la force appliquée augmente de +105% en passant d'une force de 5,34 kN à 11 kN, pour une pression variant respectivement de -31,3 kPa à -1 kPa.

Enfin, la force qu'il est nécessaire d'appliquer pour obtenir une fuite sur la conduite de type DR 18 est toujours supérieure à celle appliquée sur la conduite de type DR 25.

Pour conclure, ces résultats montrent que la force critique est fortement influencée par la dépression interne, puisque deux comportements distincts sont identifiables. En dessous de -30 kPa, la force critique reste quasiment constante : elle est indépendante de la dépression interne. Inversement pour des pressions supérieures à -30 kPa, la force critique augmente très rapidement de manière asymptotique : elle est dépendante de la dépression interne. Enfin, le premier essai qui a été réalisé pour la conduite de type DR 18 en pression positive constitue un événement critique. L'explication de ce phénomène est donnée au paragraphe 5.2.3.

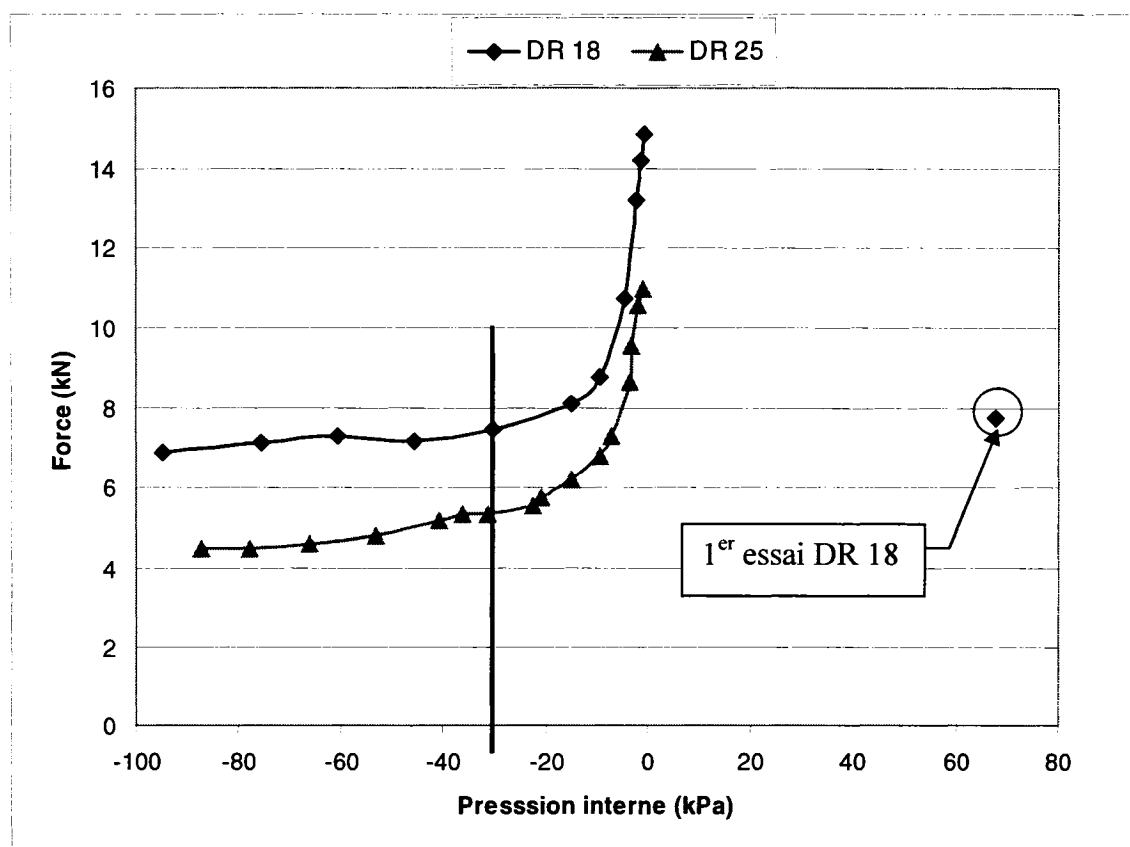


Figure 5.2 : Force critique provoquant une fuite pour des conduites de 150 mm (DR 18 et 25).

5.1.2.2. Déflexions interne et externe

La déflexion externe telle que définie au paragraphe 4.2.5.2 correspond au fléchissement de la conduite au niveau du point d'application de la charge, tandis que la déflexion interne correspond au fléchissement de la conduite situé au niveau du joint d'étanchéité à l'intérieur du manchon de branchement. Les résultats obtenus sur ces deux paramètres sont situés en Annexes D et E et illustrés aux Figures 5.3, 5.4, 5.5 et 5.6.

Les figures 5.3 et 5.4 montrent respectivement un essai de chargement pour une conduite de 150 mm de type DR 18 et de type DR 25, sur lesquelles les déflexions internes et externes sont représentées. La flèche indique le sens de chargement de la conduite. Ces essais mettent en évidence le comportement des conduites (DR 18 et 25) à l'application d'une force externe. Ce comportement se traduit par un phénomène d'hystérésis, qui se caractérise tout d'abord par une relation linéaire entre la force appliquée et la déflexion (interne ou externe) de la conduite, puis par un décalage entre ces deux paramètres lorsque la force est relâchée conformément à la méthode expérimentale retenue. Dans notre cas, seule la partie linéaire des courbes des déflexions internes et externes nous intéresse, puisque la fuite se crée dans cette zone. Ces résultats sont très importants puisqu'ils ont permis par la suite de faire la corrélation entre la déflexion interne et externe de chacune des conduites. En effet, la déflexion interne ne pouvait pas être mesurée directement lors des essais de déflexion, car il aurait été impossible d'installer un capteur de mesure à l'intérieur de la conduite lors des essais sous vide, sans créer une perte d'intégrité. Par exemple pour la conduite de type DR 18, lorsque la force maximale est appliquée (17 kN), la déflexion interne est de 11,46 mm tandis que la déflexion externe est de 18,30 mm (Figure 5.3). De la même manière, pour une conduite de type DR 25, lorsque la force maximale est appliquée (11 kN), la déflexion interne observée est de 14,96 mm tandis que la déflexion externe est de 22,30 mm (Figure 5.4).

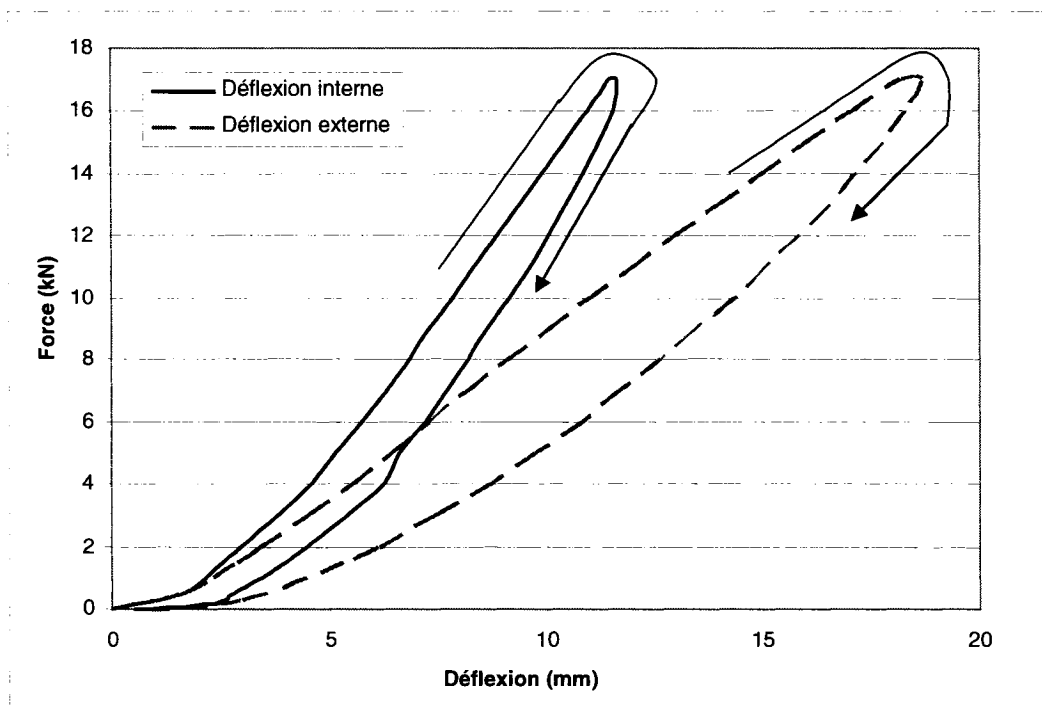


Figure 5.3 : Déflexions interne et externe pour la conduite de type DR 18.

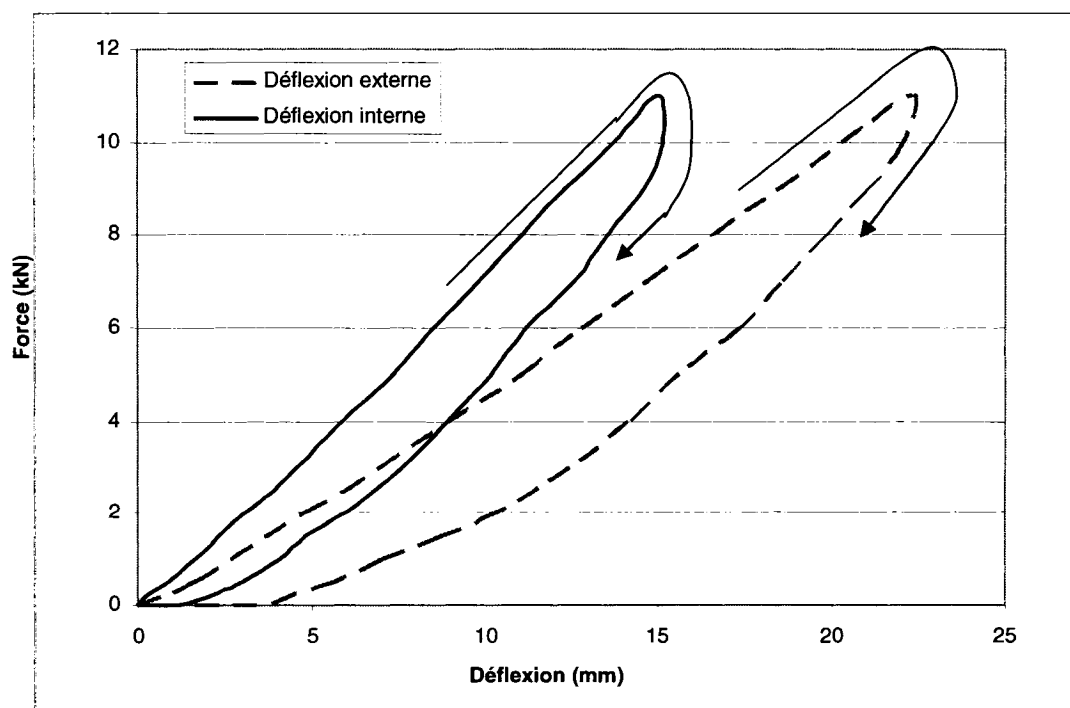


Figure 5.4 : Déflexions interne et externe pour la conduite de type DR 25.

Les figures 5.5 et 5.6 représentent les déflexions critiques externe et interne mesurées pour chaque type de conduites, c'est-à-dire les déflexions provoquant une fuite au niveau du joint d'étanchéité. Les déflexions critiques externes ont été obtenues directement tandis que les déflexions critiques internes ont été calculées à partir des résultats précédents (Figures 5.3 et 5.4).

Les essais ont été réalisés tout d'abord en pression positive puis en pression négative pour une gamme variant de 138 kPa à -90 kPa. Etant donné que la relation entre la déflexion (interne ou externe) et la force est linéaire (Figures 5.3 et 5.4), il est normal d'observer des courbes dont le comportement est similaire à celles obtenus dans l'évaluation de la force critique.

Pour les essais en pression positive, une seule fuite a été observée comme il a été expliqué au paragraphe 5.1.2.1. Cette fuite est intervenue seulement pour le premier essai réalisé avec la conduite de type DR 18 pour une pression de +67,5 kPa.

Pour les essais en pression négative, lorsque la pression interne est inférieure à -30 kPa, la déflexion externe est égale à 6,28 % (valeur moyenne) pour les conduites ayant un DR 25 et à 5,51 % pour les conduites ayant un DR 18 (Figure 5.5). Quant à la déflexion interne, elle est égale à 4,69 % (valeur moyenne) pour les conduites ayant un DR 25 et à 4,20 % pour les conduites ayant un DR 18 (Figure 5.6). Puis, lorsque la pression interne dépasse -30 kPa, les variations de déflexions deviennent plus importantes. Ainsi, pour la conduite de type DR 18, la déflexion externe passe de 5,66 % à 10,39 % ce qui correspond à un gain de +84% pour une pression variant respectivement de -30,5 kPa à -0,82 kPa (Figure 5.5), tandis que la déflexion interne augmente de +58% en passant d'une déflexion de 4,30 % à 6,78 % pour la même gamme de pression (Figure 5.6). De même, pour la conduite de type DR 25, la déflexion externe augmente de +211 % en passant d'une déflexion de 6,84 % à 14,44 %, pour une pression variant respectivement de -31,3 kPa à -1 kPa (Figure 5.5), tandis que la déflexion interne augmente de +93 % en

passant d'une déflexion de 5,07 % à 9,82 % pour la même gamme de pression (Figure 5.6). Enfin, il faut souligner que les déflexions internes et externes à appliquer à la conduite de DR 25 afin d'obtenir une fuite, sont toujours supérieures à celles à appliquer sur la conduite de DR 18.

Pour conclure, ces résultats montrent que pour une dépression inférieure à -30 kPa, les déflexions internes et externes restent constantes : les déflexions sont indépendantes de l'intensité de la dépression. Puis au delà de cette pression, les réponses observées deviennent asymptotiques : les déflexions sont dépendantes de la dépression.

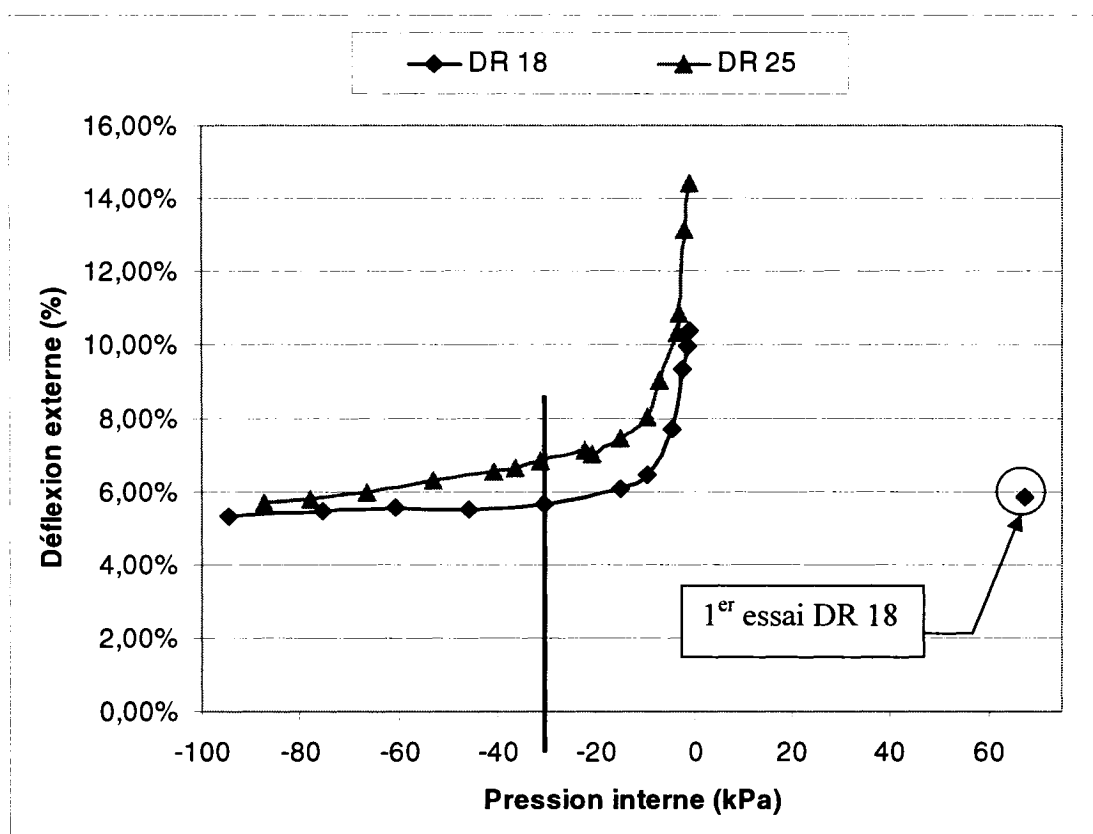


Figure 5.5 : Déflexions critiques externes provoquant une fuite pour des conduites de 150 mm (DR 18 et 25).

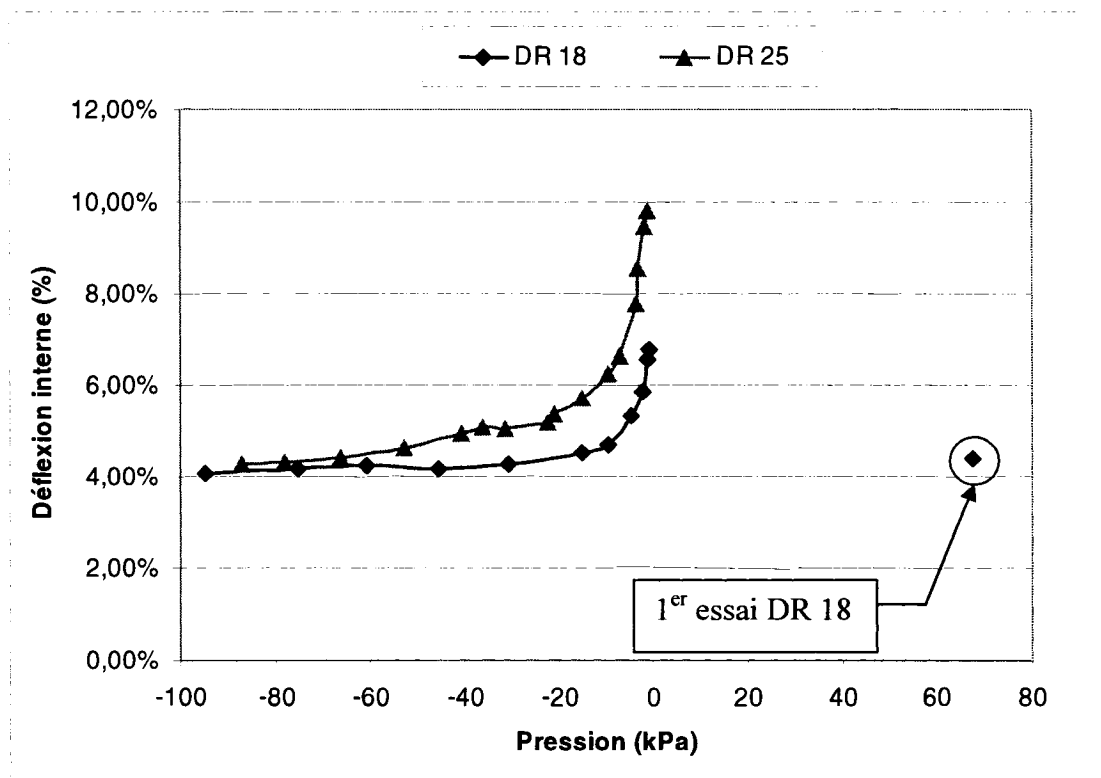


Figure 5.6: Déflexions critiques internes provoquant une fuite pour des conduites de 150 mm (DR 18 et 25).

5.1.3. Conduite déviée

Les résultats obtenus sur l'angle critique, c'est-à-dire l'angle de déviation entre deux conduites provoquant une fuite au niveau du joint d'étanchéité, sont situés en Annexe F et illustrés à la Figure 5.7.

Pour chaque type de conduite, une régression linéaire a été réalisée afin de modéliser le phénomène de fuite. Le coefficient de corrélation (R^2) pour la conduite de type DR 18 est de 0,68¹ tandis que celui pour la conduite de type DR 25 est égal à 0,82. Il est important de préciser que les premiers essais réalisés sur chacune des conduites n'ont pas été pris en compte dans la modélisation du phénomène, car ils correspondent à des résultats extrêmes, c'est-à-dire nettement inférieurs aux résultats observés pour les autres essais de chaque conduite. Ainsi, pour la conduite de type DR 18, la première fuite a été observée pour un angle de 2,17° à une dépression de -89,2 kPa. Pour la conduite de type DR 25, la première fuite a été provoquée pour un angle de 3,05° à une dépression de -88,4 kPa.

D'une manière générale, on constate que les essais réalisés pour les deux types de conduites aboutissent à un comportement similaire. L'angle critique évolue légèrement avec la dépression : ce paramètre est donc dépendant de la dépression interne. Ainsi, pour la conduite de type DR 18, l'angle critique passe de 4,52° à un angle de 5,95°, ce qui correspond à un gain de +35%, pour une gamme de pression variant de -90 kPa à -10 kPa. De même, pour la conduite de type DR 25, l'angle critique augmente de 43 % en passant de 3,48° à un angle de 4,98° pour une gamme de pression variant de -90 kPa à -10 kPa. Il est à noter que la différence relative entre l'angle critique de la conduite de

¹ Cette faible valeur peut-être attribuée à un biais inhérent dû à l'imprécision du protocole expérimental et plus particulièrement à la remise à zéro du système entre les différents essais. En effet, l'alignement horizontal des conduites s'effectuait manuellement à l'aide d'un niveau à bulle. Enfin, ce biais a certainement diminué avec la répétition des essais, ce qui peut expliquer la différence obtenue entre les deux facteurs de corrélation.

DR 18 et celui de la conduite de DR 25 reste toujours constante selon l'intensité de la dépression et est égale à 1° . De plus, l'angle critique pour la conduite de type DR18 est toujours supérieur à celui de la conduite de type DR 25.

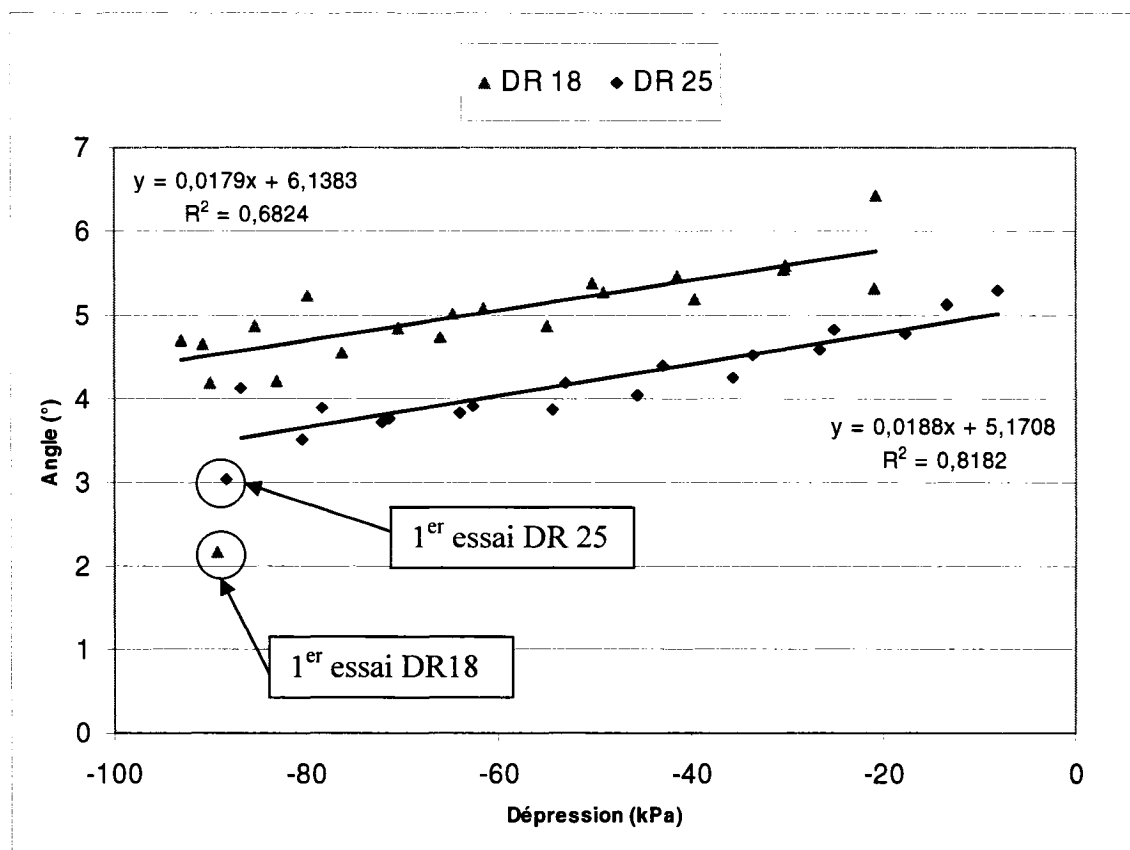


Figure 5.7 : Angle critique provoquant une fuite pour des conduites de 150 mm (DR 18 et 25).

5.2. Discussion des résultats

5.2.1. Impact de l'intensité de la dépression

L'étude réalisée par Gullick et *al.* (2004) montre qu'il est possible d'observer dans un réseau de distribution réel des pressions négatives transitoires atteignant -90 kPa. Or, d'après les normes américaines (AWWA C900 et ASTM D3139) et canadiennes (B137.3), les joints d'étanchéité des conduites plastiques en PVC ne sont censés résister qu'à une pression négative de -75 kPa. Mais, les résultats de cette étude (Tableau 5.1) montrent que ces joints d'étanchéité sont capables de résister à des pressions négatives de plus fortes intensités (-90 kPa), sans connaître de défaillance. De même, l'intensité des pressions négatives n'est pas suffisante pour créer une ovalisation des conduites (Annexe A) ou encore un phénomène de flambement² qui pourrait être à l'origine d'une déformation des conduites et engendrer une fuite au niveau du joint d'étanchéité. En effet, l'épaisseur de ce type de conduites (DR 18 et 25) est surdimensionnée pour subir sans conséquence une quelconque défaillance vis-à-vis du phénomène étudié. Par conséquent, l'intensité de la dépression ne constitue pas à elle seule un facteur critique de fuite au niveau du joint d'étanchéité des conduites en PVC. Il est plus important de s'attarder sur d'autres paramètres tels que la déflexion de la conduite ou bien encore la déviation de l'angle des conduites au niveau du joint d'étanchéité.

² Une étude plus approfondie sur le flambement des conduites a été réalisée en annexe G

5.2.2. Impact du fléchissement de la conduite

Afin d'évaluer le risque d'intrusion, il est intéressant de comparer les déflexions critiques observées en laboratoire avec les déflexions que subiraient ces conduites dans des conditions réelles d'enfouissement. Le tableau 5.2 représente le calcul de ces déflexions pour des conduites de type DR 18 ou DR 25 enfouies à une profondeur typique observée dans la région de Montréal, soit 1,80m. Les déflexions sont calculées pour différentes charges vives et différents modules de réaction à partir de l'équation modifiée de Sprangler's Iowa, telle que décrite au paragraphe 2.4.4.

Tableau 5.2 : Déflexions des conduites (DR 18 et 25) pour différents charges (Adpaté de Uni-Bell PVC Pipe Association, 2001).

		Déflexion (%)					
		DR 18			DR 25		
		Sol	H20 ³	E80 ⁴	Sol	H20	E80
Charge Vive	Module de réaction du sol E' (psi)						
50		0,87	1,11	3,60	2,24	2,86	9,23
200		0,75	0,96	3,10	1,59	2,03	6,55
400		0,64	0,81	2,62	1,14	1,46	4,72
1000		0,43	0,55	1,79	0,62	0,8	2,57
2000		0,28	0,36	1,17	0,5	0,45	1,46

Dans notre cas, il a été décidé de comparer les déflexions observées en laboratoire avec les déflexions engendrées par la charge vive de type H20 (Figure 5.8 et 5.9). Cette charge a été retenue puisqu'elle correspond au cas le plus critique mais aussi et surtout au cas qui pourrait se produire le plus probablement dans des conditions réelles. En effet, les conduites en PVC sont plus souvent soumises au poids d'un camion (ou bus) qui roule ou qui stationne sur une route qu'au poids d'un wagon de train, car il existe peu de conduites qui sont enfouies sous les voies de chemins de fer, contrairement à des conduites enfouies sous les chaussées des routes. C'est pourquoi, il est plus réaliste d'opter pour ce choix. Dans ces conditions, la déflexion d'une conduite de type DR 18

³ H20 représente la charge du sol combinée au poids d'un camion de 20 000 lbs.

⁴ E80 représente la charge du sol combinée au poids d'un wagon de 80 000 lbs.

varie de 1,11% à 0,36% selon le module de réaction du sol, tandis que pour les conduites de type DR 25, le fléchissement de la conduite varie de 2,86% à 0,45% (Tableau 5.2).

Les résultats de cette étude (Figure 5.8 et 5.9) montrent que les déflexions que subissent les conduites (DR 18 et 25) dans des conditions réelles d'enfouissement sont toujours probablement nettement inférieures aux déflexions externes et internes auxquelles les conduites ont été soumises afin de créer une fuite au niveau du joint d'étanchéité. Par conséquent, dans des conditions réelles, la déflexion ou le fléchissement de la conduite ne sera jamais suffisant pour engendrer une fuite. Ce paramètre ne constitue pas à lui seul un facteur critique de fuite au niveau du joint d'étanchéité des conduites en PVC.

Il est à noter que la fuite observée en pression positive correspond à un événement particulier qui est considéré comme critique. L'explication de ce phénomène est donnée au paragraphe 5.2.3.

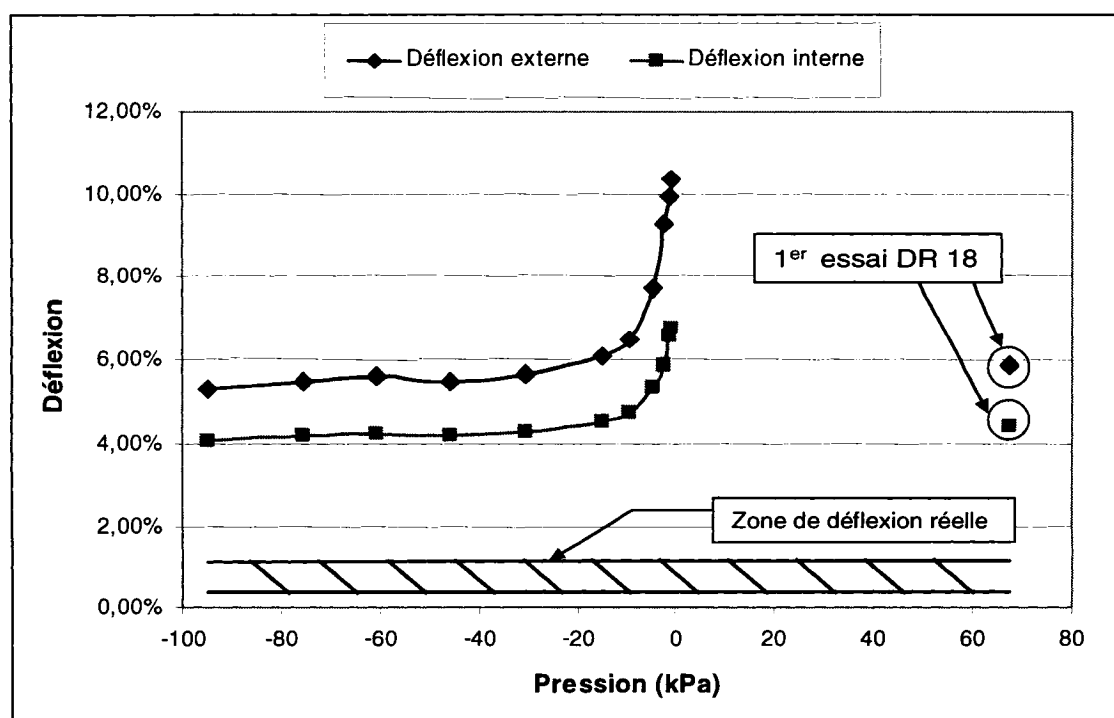


Figure 5.8 : Comparaison entre déflexions réelles et déflexions critiques pour la conduite de type DR 18.

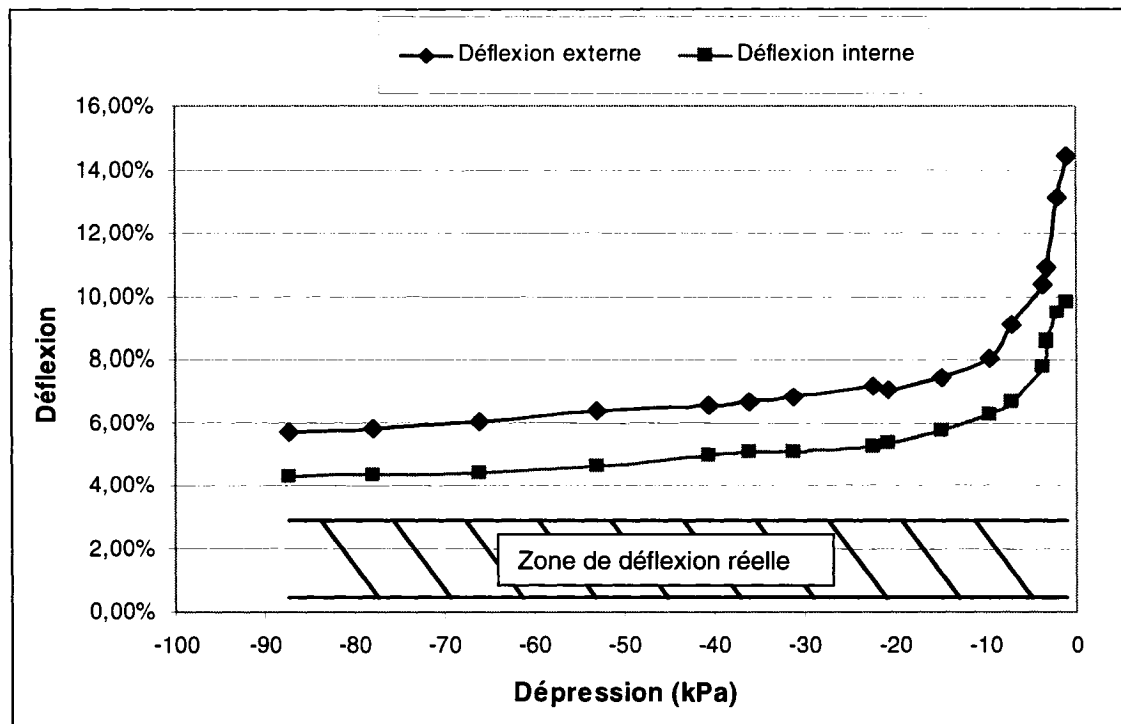


Figure 5.9 : Comparaison entre déflexions réelles et déflexions critiques pour la conduite de type DR 25.

5.2.3. Impact de la déviation de l'angle au niveau du joint

Aucune des normes canadiennes (B137.3) ou américaines (AWWA C900 et ASTM D3139) ne stipule précisément un angle limite de déviation à respecter au niveau du joint d'étanchéité. En effet, les tests d'étanchéités réalisés en pression ou en dépression doivent être seulement effectués en imposant un angle de déviation maximal permis par les tolérances dimensionnelles entre les conduites. Cette déviation doit être exercée sans contrainte. Etant donné le faible jeu dimensionnel entre les conduites, cet angle est très faible. Néanmoins, lors de l'assemblage de deux conduites en PVC, les manufacturiers recommandent en général de ne pas excéder une déviation de l'angle au niveau du joint d'étanchéité de 3° (Royal Pipe Systems™ 2003 et d'Ipex Inc. 2003). Au-delà de cet angle, ils ne certifient plus l'étanchéité du joint et ne garantissent plus l'intégrité du réseau. Les résultats de cette étude (Figure 5.10) montrent que les joints d'étanchéité sont capables de résister sous dépression à un angle de déviation plus important que celui permis par les manufacturiers, sauf lors de la première vague de dépression. En effet, pour chaque type de conduite (DR 18 et 25) une fuite a été observée lors du premier essai pour un angle inférieur ou égale à la limite permise par les constructeurs. L'angle critique observé pour la conduite de DR 18 est de 2,18°, tandis que celui pour la conduite de DR 25 a été estimé à 3,05°. Par conséquent ces événements représentent des événements critiques où le risque de contamination peut être réel puisqu'ils sont situés dans la zone de spécification garantie par les constructeurs. L'angle de déviation constitue un facteur critique au niveau du joint d'étanchéité lors de la première dépression.

Il est important de souligner qu'après chaque premier essai réalisé sur les conduites, il a été impossible d'observer une autre fuite pour un angle inférieur à 3°, même pour un second essai à une dépression équivalente. En d'autres mots, le joint est devenu plus étanche après la première fuite. Ce comportement peut être comparé à une opération de rodage où le joint deviendrait plus performant à la seconde dépression. Ceci peut

s'expliquer par le fait que le joint connaît des tensions et des contraintes importantes lors de l'emboîtement de l'embout mâle dans l'embout femelle. De même, il se peut même que le joint se soit mal placé autour de la conduite lors de l'assemblage. Ainsi, la première fuite permettrait de libérer les tensions et contraintes internes du joint d'étanchéité et par la même occasion de replacer le joint dans de bonnes conditions autour de la conduite femelle. Le joint retrouverait ainsi toutes ses performances.

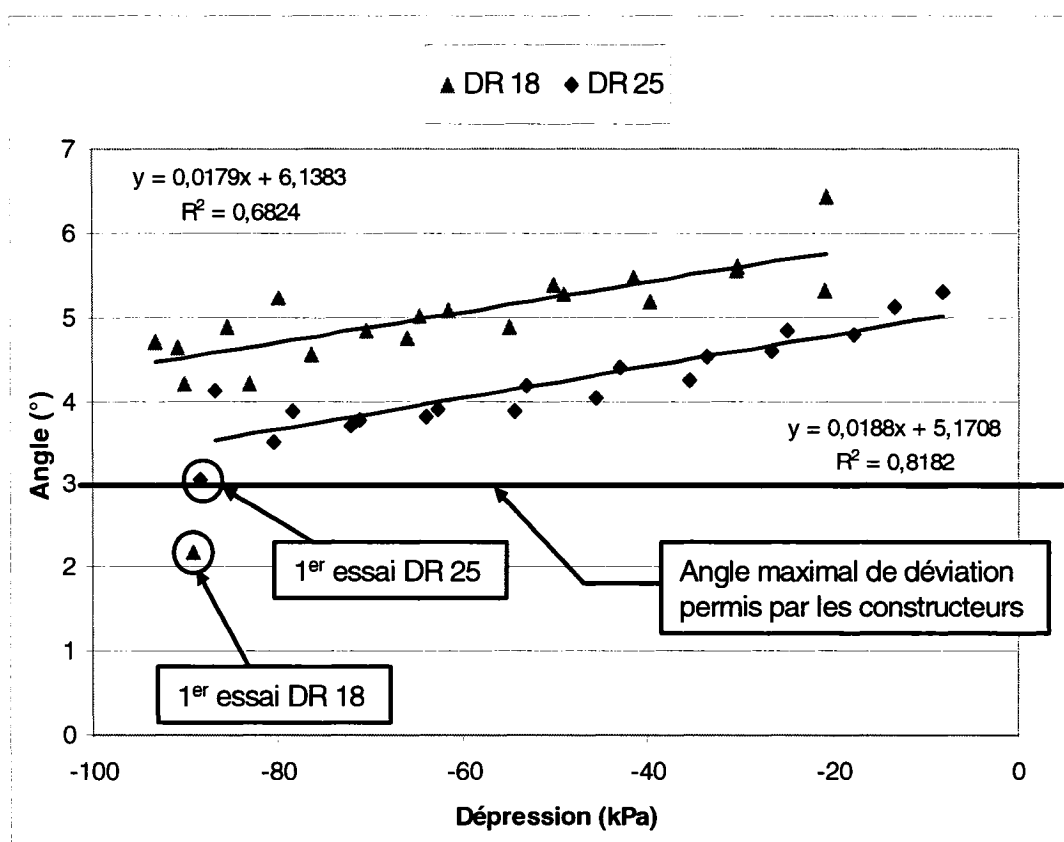


Figure 10 : Comparaison entre angles critiques et angle limite pour les conduites de 150 mm (DR 18 et 25).

5.2.4. Hiérarchisation des paramètres provoquant une fuite

L'analyse de l'impact des différents paramètres qui a été réalisée aux paragraphes précédents permet de tirer les conclusions suivantes :

- Dans les conditions testées, l'intensité de la dépression n'est pas capable à elle seule de créer une fuite au niveau du joint d'étanchéité. En aucun cas, ce paramètre n'a pu endommager temporairement ou bien encore de manière permanente le joint d'étanchéité.
- La combinaison de l'intensité de la dépression avec le fléchissement de la conduite a permis de reproduire des fuites. Néanmoins, il s'est avéré que les déformations nécessaires (déflexions) étaient bien plus importantes que celles que subissent probablement ce type de conduite dans la réalité.
- L'angle de déviation au niveau du joint d'étanchéité constitue le paramètre le plus critique, car des fuites ont été observées à l'intérieur des standards recommandés par les manufacturiers de conduites en PVC, c'est-à-dire pour un angle de déviation inférieur ou égal à 3° .

Ces différentes remarques permettent de hiérarchiser les paramètres provoquant une fuite au niveau du joint d'étanchéité pour les conduites en PVC. Ceux-ci ont été classés selon leur ordre d'importance au tableau 5.3. Ainsi, l'angle de déviation est le paramètre prépondérant dans la création d'une fuite dans des conditions réelles, tandis que la déflexion de la conduite et l'intensité de la dépression jouent respectivement un rôle nul dans la création du phénomène étudié.

Tableau 5.3 : Hiérarchisation des paramètres étudiés dans le mécanisme de fuite des joints d'étanchéité.

#	Paramètre étudié	Rôle dans la création d'une fuite
1	Angle de déviation	Haute
2	Déflexion de la conduite	Nul
3	Intensité de la dépression	Nul

5.2.5. Evaluation globale du risque d'intrusion au niveau des joints d'étanchéité des conduites en PVC

Si les résultats de cette étude n'ont pas permis d'expliquer précisément les causes du mécanisme de fuite des joints d'étanchéité, ils permettent, néanmoins, de réaliser une première évaluation du potentiel d'intrusion au niveau des joints d'étanchéité. En effet, il s'est révélé que les fuites, qui ont été créées en laboratoire à l'aide du pilote, ont été engendrées dans des conditions très critiques, c'est-à-dire largement supérieures aux conditions normales d'enfouissement (e.g. angle limite d'assemblage des conduites, déflexion réelle de la conduite), à l'exception de deux fuites qui ont été observées lors des essais réalisés en «conduite inclinée». Celles-ci se sont produites lors de chaque premier essai effectué sur les conduites de type DR 18 et 25, pour un angle de déviation inférieur à 3 degrés. Par conséquent, le potentiel d'intrusion au niveau des joints d'étanchéité non défailants des conduites en PVC sous l'effet de pressions négatives existe, mais peut être considéré comme faible, voire quasiment nul en comparaison avec d'autres voies d'entrées telles que les nombreux trous ou fissures observés sur les conduites métalliques.

Cependant, cette dernière affirmation doit être nuancée pour deux raisons. La première est que les résultats de cette étude ont été obtenus dans des conditions de laboratoire, c'est-à-dire des conditions de pose et d'assemblage supposées parfaites, en comparaison avec celles observées en réalité. En effet, il n'est pas rare d'observer sur les chantiers de constructions, l'assemblage des conduites en PVC à l'aide d'une pelle mécanique. Or, ce type d'assemblage peut amener un engagement excessif de l'embout mâle à l'intérieur de l'embout femelle, si les repères d'assemblage ne sont pas respectés. L'insertion excessive des conduites lors de leur assemblage a souvent été considérée comme l'un des problèmes les plus courants avec les joints d'étanchéités des conduites en PVC

(Rahman et Watkins 2005). Ainsi, de nombreux bris de conduites⁵ analysés ont été attribués à une contrainte excessive sur l'embout femelle des conduites en PVC due à une insertion trop importante de l'embout mâle.

La deuxième raison est que ces résultats ne prennent pas en compte de nombreux facteurs qui interviennent dans la réalité et qui peuvent amener à une défaillance et à une dégradation plus rapide du joint d'étanchéité ou de la conduite. Ces paramètres sont par exemple le vieillissement des conduites et des joints d'étanchéité, les propriétés physiques et chimiques du sol environnant (e.g. pH, potentiel d'oxydo-réduction, présence de solvants) la température de l'eau, ainsi que l'effet de la température du sol sur les conduites (e.g. frost load). En effet, les tests ont été réalisés sur des conduites neuves, n'ayant subi aucune dégradation physique ou chimique et ne présentant pas de défaut de qualité. Or, il est bien évident que dans des conditions réelles, les bris de conduites⁴ sont plus susceptibles de se produire lorsque les contraintes environnementales et opérationnelles agissent sur des conduites dont l'intégrité physique a été compromise par la corrosion, la dégradation des matériaux, une installation inadéquate ou bien encore des défauts de fabrication.

Par conséquent, les résultats expérimentaux obtenus dans cette étude correspondent à des résultats obtenus dans des conditions idéales, c'est-à-dire des conditions où les performances mécaniques des conduites et des joints d'étanchéité sont supérieures à celles retrouvées en réalité, car les matériaux n'ont subi aucune dégradation physique, chimique ou temporelle. Ainsi, il se peut que le potentiel d'intrusion réel au niveau des joints d'étanchéité des conduites en PVC soit plus important que celui qui a été observé expérimentalement au laboratoire de l'école Polytechnique de Montréal.

⁵ Les bris de conduites englobent aussi bien les fissures des conduites que les fuites des joints d'étanchéité.

Pour conclure, il est important de souligner que dans le cas des conduites viscoélastiques telles que le PVC, les fluctuations de pression sont atténuées rapidement et l'onde de pression est retardée, à cause du délai dans la déformation des parois des conduites (Fox Jr. et Stepnewski 1974 ; Meißner et Franke 1977, Williams 1977). Ainsi, la propagation des pressions transitoires dans les conduites en PVC est moins importante que celle dans les conduites métalliques. De même, les pressions transitoires dans les conduites en PVC durent moins longtemps que dans les conduites métalliques. Par conséquent, le potentiel d'intrusion lors de phénomènes de pressions transitoires dans des conduites en PVC semble plus limité que dans le cas des conduites métalliques.

Enfin, on pourrait s'interroger sur la pertinence des conclusions émises dans cette étude puisque les expériences ont été réalisées en pression statique, alors que dans un réseau de distribution réel les pressions sont dynamiques. Pour bien comprendre ce choix, il faut préciser qu'à pression équivalente (statique ou dynamique) les déformations engendrées sont, elles aussi, identiques. La seule différence est que lors d'une contrainte statique les déformations sont uniformes, tandis que dans le cas d'une contrainte dynamique, ces dernières sont variables dans l'espace. Or, les déformations mesurées lors des tests statiques se sont révélées négligeables (paragraphe 5.1.1.2 et annexe C). Par conséquent, on peut considérer que les déformations de la conduite engendrées par des pressions dynamiques le sont aussi. Ainsi, pour toutes ces raisons il a été jugé inutile et superflu de réaliser des essais en pression dynamique, puisque qu'ils n'apporteraient pas plus d'informations. En effet, dans notre cas les essais en pression statique sont censés refléter la réalité du comportement étudié.

Chapitre 6 Conclusion

Afin d'évaluer le potentiel d'intrusion au niveau des joints d'étanchéité des conduites en PVC, une installation pilote a été utilisée au laboratoire d'Hydraulique à l'Ecole Polytechnique de Montréal. Les différents paramètres étudiés afin de caractériser le mécanisme de fuite au niveau des joints d'étanchéité lors de pressions transitoires négatives sont l'intensité de la dépression, la déflexion (fléchissement) de la conduite et l'angle de déviation.

Les résultats de cette étude permettent de conclure que le risque de contamination du réseau de distribution au niveau des joints d'étanchéité des conduites en PVC sous l'effet de pressions transitoires négatives existe. Néanmoins celui-ci peut être jugé relativement faible, car seulement deux cas de fuites ont été observés dans des conditions réelles de pose et d'enfouissement. Celles-ci sont intervenues lorsque la conduite était soumise à un angle de déviation inférieur à 3° , uniquement lors du premier essai réalisé en dépression sur chaque type de conduite étudié (DR 18 et 25).

Il a aussi été constaté que les joints d'étanchéité étaient capables de résister à des pressions négatives supérieures aux normes en vigueur, sans connaître de défaillance. En effet, ces dernières n'ont engendré aucune déformation structurelle suffisante et nécessaire pour créer une fuite au niveau du joint d'étanchéité.

De même, il s'est avéré que la déflexion ne constituait pas non plus un facteur critique dans la création des fuites au niveau des joints d'étanchéité des conduites en PVC, puisque les déflexions appliquées sur les conduites pour engendrer une fuite au niveau du joint étaient largement supérieures aux déflexions que subissent ce type de conduites dans la réalité.

Au terme de cette étude, il est donc possible de hiérarchiser les paramètres étudiés vis-à-vis de leur influence et de leur prépondérance dans le mécanisme de fuite au niveau du joint d'étanchéité. En effet, la déviation de l'angle apparaît comme le seul élément critique parmi les paramètres étudiés, puisque deux fuites ont été observées dans des conditions standards de pose, c'est-à-dire à l'intérieur de la gamme de spécifications recommandée par les manufacturiers ($\alpha \leq 3^\circ$). Cet élément constitue donc le facteur le plus propice à provoquer une fuite au niveau du joint dans un milieu réel, tandis que les autres variables (intensité de la dépression et déflexion de la conduite) semblent négligeables.

Enfin, les résultats obtenus lors de cette étude donnent une première évaluation sur le potentiel d'intrusion au niveau des joints d'étanchéité des conduites en PVC sous l'effet de pression transitoires négatives. Néanmoins, il serait intéressant de réaliser des recherches supplémentaires sur l'influence de paramètres externes qui n'ont pas pu être pris en compte lors de cette maîtrise, car les tests ont été réalisés sur des conduites neuves n'ayant subi aucune dégradation physique, chimique ou temporelle. Ces variables sont par exemple, le vieillissement des conduites ou des joints, les propriétés physiques et chimiques du sol et de l'eau, ainsi que la température du sol et de l'eau. En effet, il est fort probable que ces paramètres jouent un rôle important dans la dégradation des propriétés mécaniques et physiques des conduites et plus particulièrement des joints d'étanchéité. Or, une dégradation pourrait entraîner une augmentation plus rapide du taux de défaillance des joints d'étanchéité, ce qui induit certainement que le risque d'intrusion qui a été observé durant cette étude est une évaluation minimale. De même, une comparaison entre les performances des joints d'étanchéité des conduites en PVC et celles d'autres types de conduites (e.g. acier, fonte ductile, fonte grise) serait nécessaire afin de hiérarchiser les conduites qui présentent le potentiel d'intrusion le moins élevé au niveau de leur joint d'étanchéité.

BIBLIOGRAPHIE

ALFERINK, F., JANSON, L.-E., HOLLOWAY, L. 1997. Old unplasticized poly(vinyl chloride) water pressure pipes. Investigation into design and durability. *Plastics, Rubber and Composites Processing and Applications*. 26 : 2. 55-58.

AMEIN, M., CHU, H.-L. 1975. Implicit numerical modeling of unsteady flows. *Journal of the Hydraulics Division*. 101 : 6. 717-731.

AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION & AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION RESEARCH FOUNDATION. 1992. *Water Industry Database : Utility Profiles*. Denver, Colorado, USA. AWWA.

AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION (AWWA). 2002. *PVC pipe - design and installation (Second Edition). Manual of water supply practices M2.3* Denver, Colorado, USA: American Water Works Association Research Foundation and American Water Works Association. 165 p.

AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION (AWWA). *Polyvinyl chloride (PVC) pressure pipe and fabricated fittings, 4 in. through 12 in. (100 mm through 300 mm), for water distribution*. Denver, Colorado, USA : 13 p.

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION (CSA) 1993. *Tuyaux rigides et raccords en polychlorure de vinyle (PVC) pour conduites d'eau sous pression (B137.3-93)*. Rexdale, Toronto, Ontario, Canada

ASTM INTERNATIONAL 1998. *Standard specification for joints for plastic pressure pipes using flexible elastomeric seals (Designation: D 3139-98)*. West Conshohocken, PAS, USA : 3 p.

ASTM INTERNATIONAL 2002. *Standard specification for elastomeric seals (gaskets) for joining plastic pipe (Designation: F 477-02)*. West Conshohocken, PA, USA : 3 p.

ASTM INTERNATIONAL 2002A. *Standard test method for determination of external loading characteristics of plastic pipe by parallel-plate loading (Designation ASTM D 2412 - 02)*. West Conshohocken, PA, USA : 5 p.

ASTM INTERNATIONAL 2002B. *Standard test method for obtaining hydrostatic design basis for thermoplastic pipe materials or pressure design basis for thermoplastic pipe products (Designation: D 2837-02)*. West Conshohocken, PA, USA : 9 p.

ASTM INTERNATIONAL 2004. *Standard Practice for Structural Design of Corrugated Steel Pipe, Pipe-Arches, and Arches for Storm and Sanitary Sewers and Other Buried Application (Designation: A796-04)*. West Conshohocken, PA, USA :

BASHA, H.A., KASSAB, B.G. 1996. Perturbation solution to the transient pipe flow problem. *Journal of Hydraulic Research/De Recherches Hydrauliques*. 34 : 5. 633-649.

BERENS, A.R. 1985. Prediction of organic chemical permeation through PVC pipe. *Journal of the American Water Works Association*. 77 : 11. 57-64.

BERLAND, J.-M., FABY, J.-A., JUERY CATHERINE. 2005. *La gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable : enjeux et recommandations*. Office International de l'Eau (OIEau). 41 p.

BESNER, M.-C., GAUTHIER, V., SERVAIS, P., CAMPER, A. 2002. Explaining the occurrence of coliforms in distribution systems. *Journal of the American Water Works Association*. 94 : 8. 95-109.

BLACKBURN, B.G., CRAUN, G.F., YODER, J.S., HILL, V., CALDERON, R.L., CHEN, N. et al. 2004. Surveillance for waterborne-disease outbreaks associated with drinking water-United States, 2001-2002. *MMWR Surveillance Summary*. 53 : SS8. 23-45.

BOULOS, P.F., KARNEY, B.W., WOOD, D.J., LINGIREDDY, S. 2005. Hydraulic transient guidelines for protecting water distribution systems. *Journal of the American Water Works Association*. 97 : 5. 111-124.

BOYD, G.R., WANG, H., BRITTON, M.D., HOWIE, D.C., WOOD, D.J., FUNK, J.E. et al. 2004a. Intrusion within a simulated water distribution system due to hydraulic transients. I: description of test rig and chemical tracer method. *Journal of Environmental Engineering*. 130 : 7. 774-777.

BOYD, G.R., WANG, H., BRITTON, M.D., HOWIE, D.C., WOOD, D.J., FUNK, J.E. et al. 2004b. Intrusion within a simulated water distribution system due to hydraulic transients. II: volumetric method and comparison of results. *Journal of Environmental Engineering*. 130 : 7. 778-783.

BRIÈRE, F.G. 2000. Distribution et collecte des eaux (Deuxième édition). Anon. Presses Internationales de l'École Polytechnique de Montréal. 399 p.

BRITISH STANDARDS INSTITUTE (BSI) 1973. *Code of Practice for Plastics Pipework (Thermoplastics Materials)*. London, UK ; British Standards Institute

BUREAU DE NORMALISATION DU QUEBEC. 2004. *Tuyaux rigides en polychlorure de vinyle (PVC) pour la conduite et la distribution de l'eau sous pression (BNQ3624-250)*. 13 p.

BURN, S., DAVIS, P., SCHILLER, T., TIGANIS, B., TJANDRAATMADJA, G., CARDY, M. et al. 2005. *Long-Term Performance Prediction for PVC Pipes*. Denver, Colorado, USA: American Water Works Association Research Foundation and American Water Works Association. 244 p.

CHAUDHRY, M.H. 1979. *Applied hydraulic transients*. Anon. New York, USA : Van Nostrand Reinhold Company. 503 p.

CRAUN, G.F., CALDERON, R.L. 2001. Waterborne disease outbreaks caused by distribution system deficiencies. *Journal of the American Water Works Association*. 93 : 9. 64-75.

CROUCH, D.P. 1993. *Water management in ancient Greek cities*. Anon. New York and Oxford : Oxford University Press, Inc. 380 p.

DINGUS, M., AUSTIN, R., HAVEN, J., BARTEL, J., COUGHIN, C. 2003. *Pipe materials selection manual*. Denver, Colorado: American Water Works Association Research Foundation. 127 p.

FISA, B., SANSCHAGRIN, B. 2002. *Plastiques, élastomères et composites - Notes de cours*. Anon. Montréal, Québec, Canada : École Polytechnique de Montréal. 252 p.

FOX JR., G.L., STEPNEWSKI, D.D. 1974. Pressure wave transmission in a fluid contained in a plastically deforming pipe. *American Society of Mechanical Engineers*. 74. 258-262.

FRIEDMAN, M., RADDER, L., HARRISON, S., HOWIE, D., BRITTON, M., BOYD, G. et al. 2004. Denver, Colorado, USA: American Water Works Association Research Foundation and United States Environmental Protection Agency (USEPA). 126 p.

FUNK, J.E., WOOD, D.J., VAN VUUREN, S.J., LECHEVALLIER, M., FRIEDMAN, M. 1999. "Pathogen intrusion into water distribution systems due to transients". San Francisco, California, USA : 3rd ASME/JSME Joint Fluids Engineering Conference.

GRAY, C.A.M. 1953. "Analysis of water hammer by characteristics". American Water Works Association and American Society of Civil Engineers . 119, P. 1176-1194.

GRIGG, N.S. 2004. *Assessment and Renewal of Water Distribution Systems*. Denver, Colorado, USA: American Water Works Association Research Foundation and American Water Works Association. 129 p.

GULLICK, R.W., LECHEVALLIER, M.W., SVINDLAND, R.C., FRIEDMAN, M.J. 2004. Occurrence of transient low and negative pressures in distribution systems. *Journal of the American Water Works Association*. 96 : 11. 52-66.

IPEX INC. 2003. *Notice d'installation : série Brute Bleue™*

JOWITT, P.W., XU, C. 1990. Optimal valve control in water-distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*. 116 : 4. 455-472.

KARIM, M.R., ABBASZADEGAN, M., LECHEVALLIER, M. 2003. Potential for pathogen intrusion during pressure transients. *Journal of the American Water Works Association*. 95 : 5. 134-146.

KARNEY, B.W., MCINNIS, D. 1990. Transient analysis of water distribution systems. *Journal of the American Water Works Association*. 82 : 7. 62-70.

KIRMEYER G.J., FRIEDMAN, M., MARTEL, K., HOWIE, D., LECHEVALLIER, M.W., ABBASZADEGAN, M. et al. 2001. *Pathogen intrusion into the distribution system*. Denver, Colorado, USA: American Water Works Association Research Foundation and American Water Works Association. 254 p.

KLEINER, Y., RAJANI, B. 2001. Comprehensive review of structural deterioration of water mains : statistical models. *Urban Water*. 3 : 131-150.

KOLPIN, D.W., FURLONG, E.T., MEYER, M.T., THURMAN, E.M., ZAUGG, S.D., BARBER, L.B. et al. 2002. Pharmaceuticals, hormones, and other organic wastewater contaminants in U.S. streams, 1999-2000: a national reconnaissance. *Environmental Science and Technology*. 36 : 6. 1202-1211.

LAI, C.C. 1991. Unaccounted for water and the economics of leak detection. *Journal of Water Supply*. 9 : 3-4. 1-16.

LECHEVALLIER, M.W., GULLICK, R.W., KARIM, M.R., FRIEDMAN, M., FUNK, J.E. 2003. The potential for health risks from intrusion of contaminants into the distribution system from pressure transients. *Journal of Water and Health*. 1 : 1. 3-14.

LINDLEY, T.R., BUCHBERGER, S.G. 2002. Assessing intrusion susceptibility in distribution systems. *Journal of the American Water Works Association*. 94 : 6. 66-69.

MACKELLAR, S., PEARSON, D. 2003. *Nationally Agreed Failure Data and Analysis Methodology for Water Mains : Volume 1 - Overview and Findings*. London, UK: UK Water Industry Research. Report 03/RG/05/7.

MAYS, L.W. 2000. *Water distribution systems handbook*. Anon. Montréal, Québec, Canada : McGraw-Hill. 912 p.

MEIßNER, E., FRANKE, P.-G. 1977. "Influence of pipe material on the damping of water hammer oscillations". Baden-Baden : 17th Congress of the International Association for Hydraulic Research. 5, S.,

MOYER, E.E. 1985. *Economics of leak detection. A case study approach*. Denver, Colorado, USA: American Water Works Association. 41 p.

OLSON, A.J., PFAU, J.P., GOODMAN, D. 1987. "Evaluation of permeation of organic solvents through PVC, asbestos/cement and ductile iron pipes". Los Angeles, CA, USA : ANTEC 87 Conference Proceedings - Society of Plastics Engineers 45th Annual Technical Conference & Exhibit. P. 665-668.

PARMAKIAN, J. 1955. Waterhammer analysis. Anon. New York, USA : Dover Publications, Inc. 161.

PATTERSON, G., FOCAZIO, M. 2001. *Contaminants and Drinking-Water Sources in 2001: Recent Findings of the U.S. Geological Survey*. Denver, CO: U.S Geological Survey. Open-File Report 00-510.

PAYMENT, P., RICHARDSON, L., SIEMIATYCKI, J., DEWAR, R., EDWARDES, M., FRANCO, E. 1991. A randomized trial to evaluate the risk of gastrointestinal disease due to consumption of drinking water meeting microbiological standards. *American Journal of Public Health*. 81 : 6. 703-708.

PAYMENT, P., SIEMIATYCKI, J., RICHARDSON, L., RENAUD, G., FRANCO, E., PRÉVOST, M. 1997. A prospective epidemiological study of gastrointestinal health effects due to the consumption of drinking water. *International Journal of Environmental Health Research*. 7 : 1. 5-31.

PEJOVIC, S., BOLDY, A.P., OBRADOVIC, D. 1987. Guidelines to hydraulic transient analysis. Aldershot, Hants, England: Gower Technical Press Ltd. 144 p. 0-291-39723-9.

QAQSIH, A., GUASTELLA, D., DILLINGHAM, J., CHASE, D. 1995. "Control of hydraulic transients in large water transmission mains". *AWWA annual Conference Proceedings-Engineering and Operations*. American Water Works Association (AWWA). P. 507-526.

QURESHI, F.S., HAMID, S.H., MAADHAH, A.G., AMIN, M.B. 1989. Weather-induced degradation of plastic pipes. *Polymer-Plastics Technology and Engineering*. 28 : 7-8. 663-670.

RAHMAN, S. 2002. "PVC Pressure Pipe : Past, Present and Future". Proceedings CIGMAT 2002.

- RAHMAN, S., WATKINS, R. 2005. "Longitudinal Mechanics of Buried Thermoplastic Pipe : Analysis of PVC Pipes of Various Joint Types". *Proceedings of the Pipeline Division Speciality Conference*. American Society of Civil Engineers . P. 1101-1116.
- RAHMAN, S. 2004. Thermoplastics at Work : A Comprehensive Review of Municipal PVC Piping Products. *Underground Construction*. 56-61.
- RAJANI, B., MCDONALD, S., FÉLIO, G. 1995. *Water Mains break Data in Different Pipe Materials for 1992 and 1993*. NRC Canada Report.
- REAL, L.P., GARDETTE, J.-L. 2001a. Ageing and characterisation of PVC-based compounds utilised for exterior applications in the building construction field 2: artificial accelerated ageing with xenon light. *Polymer Testing*. 20 : 7. 789-794.
- REAL, L.P., GARDETTE, J.-L. 2001b. Ageing and characterisation of PVC-based compounds utilised for exterior applications in the building construction field 1: thermal ageing. *Polymer Testing*. 20 : 7. 779-787.
- RIGAL, S. 1988. Test dynamique de perméation à travers les matériaux: Permeation dynamic test through piping materials. *Journal Francais d'Hydrologie*. 13 : 1. 83-89.
- ROYAL PIPE SYSTEMS™. 2003. Royal PVC Pressure Pipe Installation Guide.
- SADIQ, R., KLEINER, Y., RAJANI, B. 2005. *Water mains break data on different pipe materials for 1992 and 1993*. National Research Council Canada (NRC-CNRC). 7 p.
- SIMON, A., KOROM, S. 1997. Hydraulics. Anon. Upper Saddle River, NJ : Prentice Hall. 460 p.
- SMITH, L.A. 2000. Options for leak and break detection and repair of drinking water systems. Anon. American Water Works Association. 180 p.

SMITH, S.E., BISSET, A., COLBOURNE, J.S., HOLT, D.M., LLOYD, B.J. 1997. Occurrence and significance of particles and deposits in a drinking water distribution system. *Journal of the New England Water Works Association*. 111 : 2. 135-150.

STREETER, V.L., LAI, C. 1962. Water-hammer analysis including fluid friction. *American Society of Civil Engineers -- Proceedings: ASCE -- Proceedings -- Journal of the Hydraulics Division*. 88 : HY3. 79-112.

STREETER, V.L., WYLIE, E.B. 1967. Hydraulic transients. Anon. New York, USA : McGraw-Hill Book Company. 329 p.

TCHOBANOGLOUS, G., BURTON, F.L., STENSEL, H.D. 2003. Wastewater Engineering. Treatment and Reuse. Anon. New York, USA : Metcalf and Eddy, Inc., McGraw Hill. 1819 p.

THE FREEDONIA GROUP INC. 2003. World Plastic Pipe - Market Research, Market Share, Market Size, Sales, Demand Forecast, Market Leaders, Company Profiles, Industry Trends. Anon. 328. Cleveland, Ohio : The Freedonia Group Inc.

THOMAS, N.L. 1993. Calcium/zinc stabilisers for PVC pressure pipe. *Plastics, rubber and composites processing and applications*. 19 : 5. 263-271.

THORLEY, A.R.D. 2004. Fluid transient in pipeline systems. A guide to the control and suppression of fluid transients in liquids in closed conduits (Second Edition). Anon. 283. New York, USA : The American Society of Mechanical Engineers (ASME).

UNI-BELL PVC PIPE ASSOCIATION. 2001. Handbook of PVC Pipe : Design and Construction. Anon. Dallas, Texas : Uni-Bell PVC Pipe Association. 522 p.

UNI-BELL PVC PIPE ASSOCIATION 2002. *Recommended Specification for Thermoplastic Pipe Joints, Pressure and Non-Pressure Applications*. Dallas, Texas :

WALSKI, T.M., CHASE, D.V., SAVIC, D.A., GRAYMAN, W., BECKWIGH, S., KOELLE, E. 2003. Advanced water distribution modeling and management. Anon. Waterbury, CT, USA : Haestad Methods Inc. 751 p.

WALSKI, T.M., LUTES, T.L. 1994. Hydraulic transients cause low-pressure problems. *Journal of the American Water Works Association*. 86 : 12. 24-32.

WILLIAMS, D.J. 1977. Waterhammer in non-rigid pipes: precursor waves and mechanical damping. *Journal of Mechanical Engineering Science*. 19 : 6. 237-242.

WILSON, B.R., ROESSLER, P.F., VAN DELLEN, E., ABBASZADEGAN, M., GERBA, C.P. 1992. "Coliphage MS-2 as a UV water disinfection efficacy test surrogate for bacterial and viral pathogens". Denver, Colorado, USA : American Water Works Association-Water Quality Technology Conference.

WOOD, D.J., DORSCH, R.G., LIGHTNER, C. 1966. Wave-plan analysis of unsteady flow in closed conduits. *American Society of Civil Engineers -- Proceedings: American Society of Civil Engineers Proceedings, Journal of the Hydraulics Division*. 92 : HY2. 83-110.

WORTHINGTON, W. 2005. "Monitoring for negative and transient pressures in distribution mains". *September 18-21, 2005*. Tampa, Florida, USA : American Water Works Association - The Conference and Exposition for Water Distribution and Plant Operations Professionals.

ANNEXES

Annexe A : Rigidité des conduites en PVC

Tableau A.1: Rigidité des conduites en PVC

Rigidité pour E = 400 000 psi (2 758 MPa)		
DR	psi	Mpa
51	14	0,10
41	28	0,19
32,5	57	0,39
26	114	0,79
25	129	0,89
21	224	1,54
18	364	2,51
14	815	5,62

Annexe B : Classification des modules de réaction du sol selon différents paramètres

Tableau B.1 : Valeurs des modules de réaction du sol E' (Tiré de Burn et al. 2005)

Soil Stiffness Category	Soil Type-Primary Pipe-Zone Backfill Material (Unified Classification System)*	Dumped	Slight <85% Proctor <40% Relative Density	Moderate 85-95% Proctor 40-70% Relative Density	High >95% Proctor >70% Relative Density
SC5	Fine-grained soil with medium to high plasticity: (CH, MH, OL, OH, PT, or borderline soils CH/MH, and so forth)	Soils in this category require special engineering analysis to determine required density, moisture content, and compactive effort.	Soils in this category require special engineering analysis to determine required density, moisture content, and compactive effort.	Soils in this category require special engineering analysis to determine required density, moisture content, and compactive effort.	Soils in this category require special engineering analysis to determine required density, moisture content, and compactive effort.
SC4	Fine-grained soils with medium to no plasticity: (CL, ML, ML-CL, or borderline soil ML/MH, and so forth) with <30% coarse-grained particles	50 (0.34)	200 (1.4)	400 (2.8)	1,000 (6.9)
SC3	Fine-grained soil with medium to no plasticity: (CL, ML, ML-CL, or borderline soil CL-CH, and so forth) with ≥30% coarse-grained particles	100 (0.69)	400 (2.8)	1,000 (6.9)	2,000 (13.8)
SC3	Coarse-grained soil with fines (GM, GC, SM, SC, GM-GC, GC-SC, and so forth) containing more than 12% fines	100 (0.69)	400 (2.8)	1,000 (6.9)	2,000 (13.8)
SC2	Coarse-grained soils with little or no fines (GW, GP, SW, SP, GW-GC, SP-SM, and so forth) containing 12% fines and less	200 (1.4)	1,000 (6.9)	2,000 (13.8)	3,000 (20.7)
SC1	Crushed rock and GP with 45% sand, max. 25% passing the ¾-in. sieve, and max. 5% fines.	1,000 (6.9)	3,000 (20.7)	3,000 (20.7)	3,000 (20.7)

* ASTM Classification D2487 (see Table 4-6).

Percent proctor density per ASTM D698 and relative density per ASTM D4253 and D4254.

Values for E'_s for in-between soils or borderline proctor densities may be interpolated.

Annexe C : Mesures de l'ovalisation des conduites sous l'effet de pressions négatives

Tableau C.1 : Essai à -15 kPa pour une conduite DR-18

	Diamètre extérieur (po)		Différence relative
	Avant	Après	
1	6,887	6,885	-0,002
2	6,898	6,896	-0,002
3	6,911	6,909	-0,002
4	6,911	6,911	0
5	6,898	6,898	0
6	6,887	6,887	0

Tableau C.2 : Essai à -30 kPa pour une conduite DR-18

	Diamètre extérieur (po)		Différence relative
	Avant	Après	
1	6,886	6,886	0
2	6,896	6,896	0
3	6,910	6,910	0
4	6,911	6,910	-0,001
5	6,900	6,900	0
6	6,887	6,888	0,001

Tableau C.3 : Essai à -45 kPa pour une conduite DR-18

	Diamètre extérieur (po)		Différence relative
	Avant	Après	
1	6,886	6,886	0
2	6,896	6,896	0
3	6,910	6,910	0
4	6,909	6,911	0,002
5	6,900	6,901	0,001
6	6,887	6,888	0,001

Tableau C.4 : Essai à -60 kPa pour une conduite DR-18

	Diamètre extérieur (po)		Différence relative
	Avant	Après	
1	6,886	6,886	0
2	6,896	6,896	0
3	6,910	6,910	0
4	6,909	6,910	0,001
5	6,900	6,900	0
6	6,887	6,887	0

Tableau C.5 : Essai à -75 kPa pour une conduite DR-18

	Diamètre extérieur (po)		Différence relative
	Avant	Après	
1	6,886	6,886	0
2	6,896	6,896	0
3	6,910	6,910	0
4	6,909	6,909	0
5	6,900	6,900	0
6	6,887	6,888	0,001

Tableau C.6 : Essai à -80 kPa pour une conduite DR-18

	Diamètre extérieur (po)		Différence relative
	Avant	Après	
1	6,887	6,887	0
2	6,898	6,897	-0,001
3	6,912	6,911	-0,001
4	6,912	6,911	-0,001
5	6,902	6,900	-0,002
6	6,889	6,887	-0,002

Tableau C.7 : Essai à -85 kPa pour une conduite DR-18

	Diamètre extérieur (po)		Différence relative
	Avant	Après	
1	6,887	6,886	-0,001
2	6,898	6,897	-0,001
3	6,912	6,910	-0,002
4	6,912	6,910	-0,002
5	6,902	6,900	-0,002
6	6,889	6,887	-0,002

Tableau C.8 : Essai à -90 kPa pour une conduite DR-18

	Diamètre extérieur (po)		Différence relative
	Avant	Après	
1	6,887	6,886	-0,001
2	6,898	6,897	-0,001
3	6,912	6,910	-0,002
4	6,912	6,910	-0,002
5	6,902	6,900	-0,002
6	6,889	6,887	-0,002

Tableau C.9 : Essai à -75 kPa pour une conduite DR-25

	Diamètre extérieur (po)		Différence relative
	Avant	Après	
1	6,900	6,895	0,005
2	6,905	6,901	0,004
3	6,895	6,897	-0,002
4	6,911	6,914	-0,003
5	6,901	6,904	-0,003
6	6,900	6,895	0,005

Tableau C.10 : Essai à -80 kPa pour une conduite DR-25

	Diamètre extérieur (po)		Différence relative
	Avant	Après	
1	6,900	6,895	0,005
2	6,905	6,901	0,004
3	6,895	6,897	-0,002
4	6,911	6,914	-0,003
5	6,901	6,904	-0,003
6	6,900	6,895	0,005

Tableau C.11: Essai à -85 kPa pour une conduite DR-25

	Diamètre extérieur (po)		Différence relative
	Avant	Après	
1	6,898	6,895	0,003
2	6,904	6,900	0,004
3	6,897	6,896	0,001
4	6,912	6,915	-0,003
5	6,902	6,903	-0,001
6	6,896	6,894	0,002

Tableau C.12 : Essai à -90 kPa pour une conduite DR-25

	Diamètre extérieur (po)		Différence relative
	Avant	Après	
1	6,898	6,894	0,004
2	6,904	6,900	0,004
3	6,897	6,896	0,001
4	6,912	6,915	-0,003
5	6,902	6,903	-0,001
6	6,896	6,894	0,002

Annexe D : Résultats des essais en «conduite droite avec fléchissement de la conduite»

Tableau D.1 : Résultats de la force critique, de la déflexion interne et externe pour la conduite de type DR 18

Dépression (kPa)	Force critique (kN)	Déflexion externe (mm)	Déflexion interne (mm)	Déflexion externe (%)	Déflexion interne (%)
-94,7	6,85	8,11	6,22	5,32%	4,08%
-75,46	7,1	8,34	6,37	5,47%	4,18%
-60,65	7,3	8,52	6,48	5,59%	4,25%
-45,7	7,15	8,38	6,39	5,50%	4,19%
-30,5	7,43	8,63	6,55	5,66%	4,30%
-14,9	8,12	9,26	6,91	6,07%	4,53%
-9,5	8,78	9,89	7,18	6,49%	4,71%
-4,6	10,75	11,75	8,18	7,71%	5,37%
-2,25	13,2	14,20	8,95	9,32%	5,87%
-1,27	14,2	15,20	10,01	9,97%	6,57%
-0,82	14,84	15,84	10,33	10,39%	6,78%
67,5	7,75	8,91	6,72	5,85%	4,41%

Tableau D.2 : Résultats de la force critique, de la déflexion interne et externe pour la conduite de type DR 25

Dépression (kPa)	Force critique (kN)	Déflexion externe (mm)	Déflexion interne (mm)	Déflexion externe (%)	Déflexion interne (%)
-87,3	4,47	8,71	6,56	5,72%	4,30%
-78	4,5	8,85	6,60	5,81%	4,33%
-66,2	4,59	9,16	6,74	6,01%	4,42%
-53	4,82	9,68	7,08	6,35%	4,64%
-40,7	5,2	10	7,57	6,56%	4,97%
-36,2	5,36	10,16	7,75	6,67%	5,09%
-31,3	5,34	10,43	7,73	6,84%	5,07%
-22,4	5,54	10,91	7,96	7,16%	5,22%
-20,9	5,74	10,75	8,19	7,05%	5,37%
-14,9	6,2	11,37	8,74	7,46%	5,74%
-9,5	6,8	12,27	9,52	8,05%	6,25%
-7,2	7,3	13,8	10,16	9,06%	6,67%
-3,6	8,65	15,76	11,86	10,34%	7,78%
-3,2	9,53	16,55	13,03	10,86%	8,55%
-2	10,57	20	14,41	13,12%	9,46%
-1	11	22	14,96	14,44%	9,82%

Annexe E : Résultats des essais de déflexions interne et externe

Tableau E.1 : Résultats des essais de déflexions interne et externe pour la conduite de type DR 18

Force (kN)	Déflexion externe (mm)	Déflexion interne (mm)
0	0,00	0,00
0,25	1,00	1,02
0,5	1,65	1,61
1	2,34	2,13
1,5	2,91	2,56
2	3,42	2,94
3	4,54	3,81
4	5,55	4,57
5	6,43	5,14
6	7,33	5,72
7	8,25	6,31
8	9,14	6,86
9	10,10	7,28
10	11,00	7,84
11	12,00	8,29
12	13,00	8,85
13	14,00	9,37
14	15,00	9,91
15	16,00	10,41
16	17,10	10,96
17	18,20	11,46
17	18,70	11,65
16	18,30	11,58
15	17,75	11,23
14	17,10	10,86
13	16,50	10,46
12	15,80	10,06
11	15,00	9,61
10	14,30	9,14
9	13,40	8,64
8	12,60	8,20
7	11,70	7,70
6	10,80	7,19
5	9,74	6,61
4	8,70	6,22
3	7,45	5,40
2	6,10	4,47
1,5	5,27	3,96
1	4,44	3,43
0,5	3,54	2,79
0,25	2,93	2,59
0,1	2,20	1,93
0	0,90	0,51

Tableau E.2 : Résultats des essais de déflexions interne et externe pour la conduite de type DR 25

Force (kN)	Déflexion externe (mm)	Déflexion interne (mm)
0	0	0,00
0,25	1,02	0,37
0,5	1,68	0,89
1	2,75	1,65
2	4,79	3,10
2,5	5,96	3,86
3	6,98	4,57
4	8,92	5,87
5	11,1	7,34
6	12,8	8,48
7	14,7	9,78
8	16,6	11,05
9	18,5	12,29
10	20,3	13,69
11	22,3	14,96
10	22	15,11
9	21	14,58
8	19,8	13,56
7	18,5	12,57
6	17,3	11,18
5	15,6	10,16
4	14,1	8,89
3	12,4	7,57
2	10,3	5,97
1,5	8,73	4,83
1	7,01	4,06
0,5	5,64	3,05
0,25	4,5	2,29
0	3,41	1,14
0	0	0,00

Annexe F : Résultats des essais en «conduite déviée»

Tableau F.1 : Angle critique pour la conduite de type DR 18

Dépression kPa	Déplacement (mm)	Angle critique (°)	Espacement "d" (cm)
-93,1	31,65	4,70	38,5
-90,8	31,33	4,65	38,5
-90,1	28,28	4,20	38,5
-85,4	32,88	4,88	38,5
-83,1	28,33	4,21	38,5
-79,8	35,33	5,24	38,5
-76,3	30,66	4,55	38,5
-70,4	32,66	4,85	38,5
-66,1	32	4,75	38,5
-64,8	33,84	5,02	38,5
-61,6	34,23	5,08	38,5
-54,9	32,87	4,88	38,5
-50,2	36,25	5,38	38,5
-49,1	35,52	5,27	38,5
-41,5	36,83	5,46	38,5
-39,6	35	5,19	38,5
-30,4	37,5	5,56	38,5
-30,2	37,76	5,60	38,5
-20,9	35,9	5,33	38,5
-20,7	43,42	6,43	38,5

Tableau F.2 : Angle critique pour la conduite de type DR 25

Dépression kPa	Déplacement (mm)	Angle critique (°)	Espacement "d" (cm)
-86,8	28,13	4,13	39
-80,5	23,91	3,51	39
-78,4	26,51	3,89	39
-72,2	25,34	3,72	39
-71,3	25,69	3,77	39
-64	26,04	3,82	39
-62,8	26,62	3,90	39
-54,4	26,39	3,87	39
-53,1	28,51	4,18	39
-45,5	27,5	4,03	39
-43	30	4,40	39
-35,5	29,05	4,26	39
-33,5	30,94	4,54	39
-26,6	31,35	4,60	39
-25	33	4,84	39
-17,7	32,73	4,80	39
-13,3	35	5,13	39
-8,1	38	5,30	41

Annexe G : Caractérisation de flambage des conduites en PVC enfouies dans le sol

Cette étude a été réalisée pour des conditions standards de pose et d'enfouissement des conduites dans la région de Montréal.

- Densité du remblai = 1,95
- Profondeur minimum d'enfouissement du radier = 1,80 m

1. Pressions subies par une conduite enfouie dans le sol lors d'un événement transitoire négative

Charge Morte:

- La pression du sol exercée sur la conduite est :

$$W = M \times g \times H = 1950 \times 9,81 \times 1,8 = 34,4 \text{ kPa soit } \mathbf{5 \text{ psi}}$$

Charge Vive (Tiré du Handbook of PVC Pipe design):

- La pression d'une charge de type Highway H20 exercée sur la conduite est :

$$W_1 = 9,6 \text{ kPa soit } \mathbf{1,4 \text{ psi}}$$

Pression Interne :

- Les dépressions observées dans le réseau peuvent atteindre -69 kPa **soit -10 psi**

Cette dépression peut être considérée comme une charge externe qui s'ajoute aux charges mortes et vives qui s'appliquent déjà sur la conduite.

La pression totale subie par la conduite est :

- $P_{\text{tot}} = 5 + 1,4 + 10 = 16,4 \text{ psi}$ (Avec Charge Vive)
- $P_{\text{tot}} = 5 + 10 = 15 \text{ psi}$ (Sans charge vive)

2. Pression critique de flambement d'une conduite dans le sol

La pression critique de flambement d'une conduite dans le sol est définie par l'équation suivante :

$$P_b = 1,15\sqrt{P_{cr}E'}$$

Où :

P_b : la pression de flambement dans le sol (psi) ;

P_{cr} : la pression critique de flambement (psi) ;

E' : le module de réaction du sol (psi).

La pression critique de flambement pour une conduite circulaire peut être définie par l'équation suivante :

$$P_{cr} = \frac{3EI}{(1-\nu^2)r^3} = \frac{0,447PS}{(1-\nu^2)}$$

Où :

E : le module d'élasticité de la conduite (psi) ;

I : le moment d'inertie de la paroi, (in⁴/in) ;

r : le rayon moyen (in) ;

ν : le coefficient de Poisson = 0,38 pour les conduites en PVC ;

PS : la rigidité annulaire (psi).

Or, lorsqu'une conduite possède une ovalisation ou une déflexion, la pression critique de flambement peut être réduite d'un facteur « C ». Ce facteur dépend du degré de déformation de la conduite. On peut alors définir la pression critique de flambement par la formule suivante :

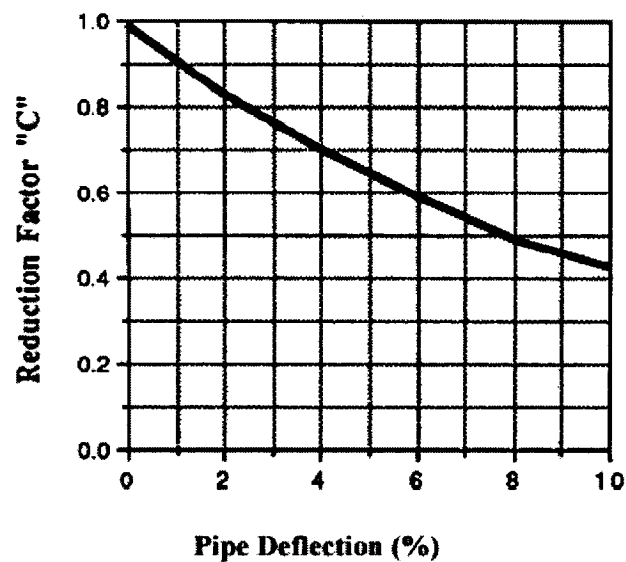
$$P_{cr} = C \left[\frac{3EI}{(1-\nu^2)r^3} \right] = C \left[\frac{0,447PS}{(1-\nu^2)} \right]$$

Où,

- E : le module d'élasticité de la conduite (psi) ;
- I : le moment d'inertie de la paroi (in⁴/in) ;
- r : le rayon moyen (in) ;
- ν : le coefficient de Poisson = 0,38 pour les conduites en PVC ;
- PS : la rigidité annulaire (psi) ;
- C : le coefficient de correction (sans dimension).

Le coefficient de correction est déterminé à partir de la figure suivante :

**CRITICAL BUCKLING PRESSURE REDUCTION
FACTOR "C" FOR SHAPE**



Ainsi, la pression de flambement dans le sol dépend du module de réaction du sol, du diamètre de la conduite, de son inertie, de la forme de la conduite et des charges imposées. Les tableaux suivants montrent la pression critique de flambement dans le sol selon ces différents paramètres.

Tableau G.1 : Pression critique de flambement dans le sol d'une conduite soumise à la charge du sol

Module de Réaction du sol (E')	Sans déflexion		Avec déflexion due au sol			
	Pression critique de flambement (Pcr)	Pression de Flambement dans le sol (Pb)	Déflexion due au poids du sol (Prism)	Facteur réducteur (Cprism)	Pression de Flambement critique (Pcr)	Pression de Flambement dans le sol (Pb)
Psi	Psi	Psi	(%)		Psi	Psi
50	425,8	167,8	0,40	0,96	407,3	164,1
200	425,8	335,6	0,37	0,96	408,3	328,6
400	425,8	474,6	0,34	0,96	409,4	465,4
1000	425,8	750,4	0,27	0,97	411,8	738,0
2000	425,8	1061,2	0,21	0,97	414,0	1046,4
50	190,2	112,1	0,87	0,92	174,7	107,5
200	190,2	224,3	0,75	0,93	176,5	216,1
400	190,2	317,2	0,64	0,94	178,2	307,0
1000	190,2	501,5	0,43	0,95	181,4	489,8
2000	190,2	709,2	0,28	0,97	183,8	697,2
50	117,0	88,0	1,37	0,88	103,0	82,5
200	117,0	175,9	1,10	0,90	105,4	167,0
400	117,0	248,8	0,87	0,92	107,5	238,5
1000	117,0	393,4	0,53	0,95	110,7	382,6
2000	117,0	556,4	0,32	0,96	112,7	546,0
50	67,4	66,8	2,24	0,82	55,0	60,3
200	67,4	133,5	1,59	0,86	58,2	124,1
400	67,4	188,8	1,14	0,90	60,5	178,9
1000	67,4	298,5	0,62	0,94	63,3	289,2
2000	67,4	422,2	0,35	0,96	64,7	413,8
50	60,1	63,0	2,49	0,80	48,0	56,4
200	60,1	126,1	1,71	0,85	51,4	116,6
400	60,1	178,3	1,21	0,89	53,6	168,4
1000	60,1	281,9	0,64	0,94	56,3	272,9
2000	60,1	398,6	0,36	0,96	57,7	390,5

DR 14DR 18DR 21DR 25DR 26

Tableau G.1 (suite) : Pression critique de flambement dans le sol d'une conduite soumise à la charge du sol

Sans déflexion		Avec déflexion due au sol				
Module de Réaction du sol (E')	Pression critique de flambement (Pcr)	Pression de Flambement dans le sol (Pb)	Déflexion due au poids du sol (Prism)	Facteur réducteur (Cprism)	Pression de Flambement critique (Pcr)	Pression de Flambement dans le sol (Pb)
Psi	Psi	Psi	(%)		Psi	Psi
50	29,8	44,4	4,32	0,68	20,3	36,7
200	29,8	88,8	2,41	0,80	24,0	79,6
400	29,8	125,5	1,52	0,87	25,9	117,0
1000	29,8	198,5	0,72	0,93	27,7	191,4
2000	29,8	280,7	0,38	0,96	28,5	274,7
50	24,0	39,9	5,05	0,64	19,1	35,6
200	24,0	79,7	2,62	0,79	23,5	78,9
400	24,0	112,8	1,60	0,86	25,7	116,6
1000	24,0	178,3	0,74	0,93	27,7	191,3
2000	24,0	252,1	0,39	0,96	28,5	274,6
50	14,6	31,1	6,93	0,55	8,0	23,0
200	14,6	62,2	3,05	0,76	11,1	54,3
400	14,6	88,0	1,75	0,85	12,5	81,2
1000	14,6	139,1	0,77	0,93	13,6	133,9
2000	14,6	196,7	0,40	0,96	14,0	192,4
50	7,3	22,0	9,65	0,43	3,2	14,5
200	7,3	44,0	3,48	0,73	5,4	37,7
400	7,3	62,2	1,88	0,84	6,2	57,1
1000	7,3	98,4	0,79	0,93	6,8	94,6
2000	7,3	139,1	0,40	0,96	7,0	136,0

DR 32.5

DR 35

DR 41

DR 51

Tableau G.2 : Pression critique de flambement dans le sol d'une conduite soumise à la charge du sol et d'un camion

	Sans déflexion		Avec déflexion due au sol + camion			
Module de Réaction du sol (E')	Pression critique de flambement (Pcr)	Pression de Flambement dans le sol (Pb)	Déflexion due au poids H2O (H2O)	Facteur réducteur (CH2O)	Pression de Flambement critique (Pcr)	Pression de Flambement dans le sol (Pb)
Psi	Psi	Psi	(%)		Psi	Psi
50	425,8	167,8	0,51	0,95	403,4	163,3
200	425,8	335,6	0,48	0,95	404,5	327,1
400	425,8	474,6	0,44	0,95	405,9	463,4
1000	425,8	750,4	0,35	0,96	409,0	735,5
2000	425,8	1061,2	0,26	0,97	412,2	1044,1
50	190,2	112,1	1,11	0,90	171,1	106,4
200	190,2	224,3	0,96	0,91	173,4	214,1
400	190,2	317,2	0,81	0,92	175,6	304,8
1000	190,2	501,5	0,55	0,94	179,6	487,3
2000	190,2	709,2	0,36	0,96	182,5	694,8
50	117,0	88,0	1,76	0,85	99,6	81,2
200	117,0	175,9	1,40	0,88	102,7	164,8
400	117,0	248,8	1,11	0,90	105,3	236,0
1000	117,0	393,4	0,68	0,93	109,3	380,2
2000	117,0	556,4	0,41	0,96	111,8	543,9
50	67,4	66,8	2,86	0,77	52,2	58,7
200	67,4	133,5	2,03	0,83	56,0	121,8
400	67,4	188,8	1,46	0,87	58,9	176,5
1000	67,4	298,5	0,80	0,92	62,3	287,0
2000	67,4	422,2	0,45	0,95	64,2	412,0
50	60,1	63,0	3,18	0,75	45,3	54,7
200	60,1	126,1	2,18	0,82	49,3	114,2
400	60,1	178,3	1,54	0,87	52,1	166,0
1000	60,1	281,9	0,82	0,92	55,4	270,8
2000	60,1	398,6	0,46	0,95	57,2	388,9

DR 14DR 18DR 21DR 25DR 26

Tableau G.2 (suite): Pression critique de flambement dans le sol d'une conduite soumise à la charge du sol et d'un camion

Module de Réaction du sol (E')	Sans déflexion		Avec déflexion due au sol + camion				
	Pression critique de flambement (P _{cr})	Pression de Flambement dans le sol (P _b)	Déflexion due au poids H ₂ O (H ₂ O)	Facteur réducteur (CH ₂ O)	Pression de Flambement critique (P _{cr})	Pression de Flambement dans le sol (P _b)	
	Psi	Psi	(%)		Psi	Psi	
50	29,8	44,4	5,52	0,62	18,4	34,8	
200	29,8	88,8	3,08	0,76	22,6	77,4	
400	29,8	125,5	1,94	0,84	25,0	114,9	
1000	29,8	198,5	0,92	0,91	27,2	189,8	
2000	29,8	280,7	0,49	0,95	28,3	273,4	
50	24,0	39,9	6,74	0,56	13,3	29,7	
200	24,0	79,7	3,50	0,73	17,6	68,3	
400	24,0	112,8	2,14	0,82	19,8	102,3	
1000	24,0	178,3	0,98	0,91	21,9	170,1	
2000	24,0	252,1	0,52	0,95	22,8	245,3	
50	14,6	31,1	8,85	0,46	6,8	21,2	
200	14,6	62,2	3,90	0,71	10,4	52,4	
400	14,6	88,0	2,24	0,82	11,9	79,5	
1000	14,6	139,1	0,98	0,91	13,3	132,7	
2000	14,6	196,7	0,51	0,95	13,9	191,5	
50	7,3	22,0	12,33	0,34	2,5	12,9	
200	7,3	44,0	4,46	0,68	4,9	36,1	
400	7,3	62,2	2,41	0,80	5,9	55,8	
1000	7,3	98,4	1,01	0,91	6,6	93,7	
2000	7,3	139,1	0,51	0,95	6,9	135,4	

DR 32,5

DR 35

DR 41

DR 51

Conclusion :

Les pressions réelles subies par une conduite en PVC enfouie dans le sol ($H = 1,80\text{m}$) ne sont pas critiques et ne sont pas suffisantes pour créer un flambement de la conduite à l'exception d'une situation ($DR\ 51\ E' = 50\ \text{psi}$). Or, ce type de configuration est très rare pour deux raisons. La première est que les conduites de type DR 51 sont des conduites de gros diamètres et de faibles épaisseurs qui sont très peu installées actuellement. La seconde est qu'il est rare de poser une conduite sur un sol dont le module de réaction est de 50 psi (typiquement $> 400\ \text{psi}$).

Enfin, même s'il est supposé que la conduite présente un défaut de fabrication et que son module d'élasticité est réduit de 10, la pression subie par la conduite ne sera pas suffisante pour dépasser la pression critique de flambement à l'exception de la situation énoncée précédemment.