

*Les épandages souterrains et les filtres intermittents dans les
installations septiques communautaires*

*Chapitre 5
Les critères de conception*

Chapitre 5

Les critères de conception

TABLE DES MATIÈRES

5.1	Introduction	page 5-1
5.2	Le champ d'application des installations septiques communautaires	page 5-2
5.3	L'estimation du débit et des charges à traiter	page 5-4
5.3.1	Le débit	page 5-4
5.3.2	Les charges à traiter	page 5-15
5.4	Le contexte géotechnique	page 5-20
5.4.1	Considérations générales	page 5-20
5.4.2	Les facteurs affectant le choix d'un site	page 5-21
5.4.3	Méthodologie pour l'évaluation d'un site	page 5-21
5.4.4	Le mandat géotechnique	page 5-41
5.5	Le prétraitement	page 5-42
5.5.1	La fosse septique	page 5-42
5.5.2	Le préfiltre	page 5-44
5.5.3	Le piège à matières grasses	page 5-51
5.6	Les filières par épandage souterrain	page 5-54
5.6.1	Le cadre d'application général	page 5-54
5.6.2	Les tranchées d'infiltration	page 5-54
5.6.3	Les lits d'infiltration	page 5-57
5.6.4	Les tertres à sable hors sol	page 5-57
5.7	Les filières du type filtres intermittents	page 5-61
5.7.1	Le cadre d'application général	page 5-61
5.7.2	Les filtres intermittents enfouis (F.I.E.)	page 5-61
5.7.3	Les filtres intermittents à recirculation (F.I.R.)	page 5-64
5.8	Le dosage	page 5-68
5.8.1	Les pompes d'effluent	page 5-69
5.8.2	Les siphons doseurs	page 5-73

5.9	L'alimentation	page 5-77
5.9.1	Le système de distribution sous faible pression	page 5-77
5.9.2	Les hypothèses de travail	page 5-77
5.9.3	Les étapes de calcul et de conception	page 5-79
5.9.4	Le logiciel SDSFP	page 5-83
5.9.5	La répartition par zones	page 5-83
5.10	Les chambres d'infiltration	page 5-86
5.11	L'évacuation de l'eau traitée	page 5-88
5.11.1	La problématique	page 5-88
5.11.2	Les critères de conception	page 5-90
5.12	L'organigramme décisionnel simplifié	page 5-91
5.13	Les aspects administratifs	page 5-96
5.13.1	Les objectifs environnementaux (basés sur les normes du MEF)	page 5-96
5.13.2	Le mandataire	page 5-96
5.13.3	Les autorisations municipales et régionales	page 5-96
5.13.4	Les autorisations provinciales (MEF et Direction Régionale)	page 5-96
5.13.5	La surveillance des travaux et les plans «tels que construits»	page 5-97
5.13.6	Le manuel d'exploitation et d'entretien	page 5-97

Chapitre 5

Les critères de conception

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5-1	La provenance des eaux usées résidentielles	page 5-4
Tableau 5-2	Estimation du débit journalier des eaux usées de divers établissements	page 5-6
Tableau 5-3	Les facteurs de pointe pour les eaux usées	page 5-14
Tableau 5-4	Les caractéristiques des eaux usées résidentielles	page 5-16
Tableau 5-5	La composition des eaux domestiques en grammes par personne par jour .	page 5-17
Tableau 5-6	Les caractéristiques des eaux usées domestiques par usager et par jour . .	page 5-18
Tableau 5-7	L'efficacité épuratoire d'épandages souterrains et de filtres intermittents . . .	page 5-19
Tableau 5-8	Détails du type et du nombre minimal d'analyses à effectuer sur un site de traitement potentiel	page 5-29
Tableau 5-9	Les valeurs de $F(\alpha, \beta)$	page 5-36
Tableau 5-10	Le calcul de la superficie de filtration et des orifices d'évacuation des préfiltres	page 5-50
Tableau 5-11	Les valeurs généralement utilisées pour le dimensionnement des pièges à matières grasses vendus commercialement	page 5-52
Tableau 5-12	Les critères de conception des filières par épandage souterrain	page 5-55
Tableau 5-13	Les critères de conception des filtres intermittents avec rejet	page 5-62
Tableau 5-14	La conception d'un réseau de distribution sous faible pression	page 5-79

Chapitre 5

Les critères de conception

LISTE DES FIGURES

Figure 5-1	Le plan de base pour l'évaluation d'un site	page 5-23
Figure 5-2	Le niveau de la nappe phréatique dans un sol peu perméable	page 5-25
Figure 5-3	Le calcul du gradient hydraulique	page 5-27
Figure 5-4	La corrélation entre la texture du sol et sa valeur probable de conductivité hydraulique	page 5-31
Figure 5-5	La remontée de la nappe phréatique sous une épandage souterrain	page 5-33
Figure 5-6	Le débit spécifique de différents sols	page 5-35
Figure 5-7	La fosse septique	page 5-43
Figure 5-8	Le préfiltre à tamis	page 5-46
Figure 5-9	Le préfiltre à biotubes	page 5-47
Figure 5-10	Le choix des orifices de modulation en fonction du débit	page 5-49
Figure 5-11	Les pièges à matières grasses	page 5-53
Figure 5-12	L'installation septique avec tranchées d'infiltration	page 5-56
Figure 5-13	L'installation septique avec lit d'infiltration	page 5-58
Figure 5-14	L'installation septique du type terre à sable	page 5-59
Figure 5-15	L'installation septique du type intermittent enfoui	page 5-63
Figure 5-16	L'installation septique du type filtre intermittent à recirculation	page 5-65
Figure 5-17	Les structures de répartition	page 5-66

Figure 5-18	Le dosage avec pompe centrifuge	page 5-70
Figure 5-19	Le dosage avec pompe à turbine	page 5-71
Figure 5-20	Les pertes de charge en fonction du débit dans l'unité de refoulement d'une pompe à turbine verticale	page 5-72
Figure 5-21	Le siphon	page 5-74
Figure 5-22	Le cycle de fonctionnement	page 5-75
Figure 5-23	Le cycle de fonctionnement de deux siphons	page 5-76
Figure 5-24	Le système de distribution sous faible pression	page 5-78
Figure 5-25	Les dispositifs de dispersion	page 5-80
Figure 5-26	La vanne de répartition Hydrotek de «Orenco»	page 5-84
Figure 5-27	Les pertes de charge en fonction du débit dans une vanne mécanique de répartition du débit	page 5-85
Figure 5-28	Une chambre d'infiltration typique	page 5-87
Figure 5-29	L'évacuation de l'eau dans le sol naturel	page 5-89
Figure 5-30	L'organigramme décisionnel	page 5-92

Chapitre 5

Les critères de conception

LISTE DES ANNEXES

Annexe I Le logiciel <Remontée>

Annexe II Le logiciel <S.D.S.F.P.>



Chapitre 5

Les critères de conception

5.1

INTRODUCTION

Les chapitres précédents ont établi l'état des connaissances dans le domaine des installations septiques; une série d'études de cas ont fait ressortir la sensibilité des différents paramètres relatifs à ces filières de traitement des eaux usées. Cet exercice démontre que le cadre d'application et les règles de conception de ces filières varient d'une région à l'autre. Malgré ce manque d'uniformité, il se dégage un consensus sur les principes qui régissent la conception. Un cadre d'application et des critères de conception québécois, propres à optimiser l'efficacité de traitement, la fiabilité à long terme et l'investissement consenti, sont présentés ci-après. Ce projet nécessite des prises de position claires en matière de conception des ouvrages d'assainissement des eaux: il faut établir un cadre général, proposer des règles de conception précises pour chacune des filières et enfin démontrer par l'exemple l'application de ces principes de base. Cependant, l'approche élaborée dans ce chapitre n'est valable que pour le traitement des eaux usées de type résidentiel ($DBO_5 \leq 200$ mg/L); pour des charges caractérisées à l'effluent de la fosse septique par une DBO_5 entre 200 et 250 mg/L, il faut utiliser un facteur de correction. Cette approche peut être ajustée en fonction de conditions particulières en collaboration avec le MEF. Les filières de traitement suivantes sont proposées pour les ISC québécoises.

1. Les filières par épandage souterrain qui comprennent:
 - l'installation septique avec tranchées d'infiltration (T.I.);
 - l'installation septique avec lit d'infiltration (L.I.);
 - l'installation septique avec terre à sable hors sol (T.S.H.S.).

2. Les filières du type filtre intermittent qui comprennent:
 - l'installation septique avec filtre à sable intermittent enfoui (F.I.E.);
 - l'installation septique avec filtre intermittent à recirculation (F.I.R.).

La filière du type filtre intermittent à simple percolation ne fait plus partie des filières recommandées parce qu'elle n'offre pas d'avantages par rapport au F.I.R. et n'est pas concurrentielle pour ce qui est des coûts.

La mention dans le texte de marques de commerce ou de produits commercialisés ne constitue en aucune façon une recommandation d'employer lesdits produits; de plus, certains de ces produits et procédés sont brevetés et sont la propriété des manufacturiers, des fournisseurs ou des concepteurs qui en détiennent les droits exclusifs.

5.2

LE CHAMP D'APPLICATION DES INSTALLATIONS SEPTIQUES COMMUNAUTAIRES

Le champ d'application des installations septiques communautaires est essentiellement assujéti au paramètre débit. Pour les besoins du présent document, nous avons retenu la terminologie standardisée par la SQAE et le MEF pour les différents types de débit.

Débit domestique (Q_d): il s'agit du débit d'eaux d'égout journalier provenant des résidences, des commerces et des institutions (excluant toutes eaux parasites).

Débit d'infiltration (Q_i): il s'agit du débit d'eaux parasites d'infiltration (de temps sec). On considère généralement l'infiltration en condition de nappe moyenne pour la conception des F.I.R. et l'infiltration en condition de nappe haute pour les autres types de filtres et pour les épandages souterrains.

Débit total (Q_t): il s'agit de la somme du débit domestique et du débit d'infiltration en conditions de nappe moyenne ou de nappe haute suivant le type de traitement, tel que défini ci-haut.

Il existe actuellement des installations septiques qui traitent avec succès des débits quotidiens moyens de l'ordre de plusieurs milliers de mètres cubes (ex: Portville, N-Y: 2 950 m³/d en pointe). Cependant, pour le moment, l'application des installations septiques au Québec est limitée à un débit total inférieur à 1 250 mètres cubes par jour. Chacune des filières de traitement discutées possède ses limites d'application spécifiques à l'intérieur de ce champ global. Ces limites, relatives au débit total, au débit domestique et aux conditions de site, assurent une application sécuritaire de chacune des techniques et optimisent leurs qualités inhérentes; par ailleurs, certaines de ces filières sont mieux adaptées que d'autres aux fluctuations prononcées du débit dues à un apport d'eaux parasites.

Le cadre d'application de chacune des filières est défini ci-après:

1. Les filières par épandage souterrain

L'utilisation d'épandages souterrains est limitée aux débits suivants:

- $Q_{\text{domestique journalier}} < 100 \text{ m}^3/\text{d}$
- $Q_{\text{infiltration}} < 0,5 Q_d$

De plus, chaque type de filière est associé à un débit maximal admissible:

- tranchées d'infiltration (T.I.): $Q_{\text{total}} < 150 \text{ m}^3/\text{d}$;
- lit d'infiltration (L.I.): $Q_{\text{total}} < 50 \text{ m}^3/\text{d}$;
- terre à sable hors sol (T.S.H.S.): $Q_{\text{total}} < 50 \text{ m}^3/\text{d}$.

2. Les filières du type filtre intermittent

L'utilisation de filtres intermittents est limitée aux débits suivants:

- $Q_{\text{domestique journalier}} < 250 \text{ m}^3/\text{d}$
- $Q_{\text{infiltration}} < 4 Q_d$

De plus, chaque type de filière est associé à un débit maximal admissible:

- filtre intermittent enfoui (F.I.E.): $Q_{\text{total}} < 150 \text{ m}^3/\text{d}$;
- filtre intermittent à recirculation (F.I.R.): $Q_{\text{total}} < 1\,250 \text{ m}^3/\text{d}$.

Les filières par épandage souterrain ne seront donc envisagées que pour les débits relativement petits ($Q_d < 100 \text{ m}^3/\text{d}$) et soumis à une faible fluctuation saisonnière ($Q_{\text{infiltration}} < 0,5 Q_d$). Les filtres intermittents peuvent traiter jusqu'à 250 mètres cubes par jour d'eau usée domestique et les F.I.R. peuvent tolérer un débit d'eau parasite qui correspond à quatre fois le débit domestique, soit un débit total à traiter de 1 250 mètres cubes par jour. **À noter que ces filières ne sont pas compatibles avec les réseaux unitaires et qu'elles ne sont pas conçues pour accepter des eaux de captage.**

Par ailleurs, il demeure évident que les installations septiques par épandage souterrain nécessitent toujours une bonne évaluation des conditions géotechniques locales; rappelons que l'évaluation d'un site doit toucher les facteurs suivants:

1. La texture du sol;
2. Les limites physiques à l'écoulement des eaux;
3. La position de la nappe d'eau à son niveau d'équilibre (moyen);
4. La conductivité hydraulique de la strate de contrôle;
5. La remontée théorique du niveau de la nappe sous la surface d'application des eaux usées (modèle de Hantush).

5.3

L'ESTIMATION DU DÉBIT ET DES CHARGES À TRAITER

5.3.1

Le débit

L'évaluation du débit journalier des eaux usées pour la conception d'une installation septique communautaire est de la plus haute importance. Au niveau d'une habitation unifamiliale, les utilisations de l'eau potable qui sont à l'origine des eaux usées peuvent se définir de la manière suivante:

1. Les eaux usées issues des cabinets d'aisance, communément appelées eaux noires;
2. Les eaux ménagères, ou eaux grises, qui regroupent l'ensemble des autres rejets.

Le tableau 5-1 présente une répartition typique des eaux usées résidentielles en fonction de leur provenance; ces données font la moyenne de plusieurs résidences unifamiliales.

Tableau 5-1 La provenance des eaux usées résidentielles

Provenance	Pourcentage journalier
Chasse d'eau des toilettes	35
Bains	20
Lavage de vêtements	21
Lavage de la vaisselle	7
Broyeur à ordures	3
Divers	14
Total	100

Source: Boyle and coll., 1981

Dans une installation septique communautaire, les eaux usées peuvent être d'origine:

Résidentielle - Pour les besoins de la conception, le débit journalier théorique est de 270 litres par personne; il tient compte de la part individuelle de tous les types de consommation d'eau dans une résidence avec des dispositifs modernes de consommation. Ce chiffre est une valeur de conception plutôt qu'un débit moyen journalier réel ayant été mesuré; il s'agit d'une consommation moyenne excédée dans seulement 5 % des cas (intervalle de confiance à 95 %).

Non-résidentielle - Le débit quotidien probable de divers établissements non-résidentiels est donné dans le tableau 5-2. Les débits indiqués dans ce tableau sont des débits journaliers moyens; et s'il est possible ou probable que le débit soit plus élevé, la plus grande valeur doit être utilisée. Lorsque le type d'établissement n'est pas listé, une évaluation du débit peut être faite en utilisant la situation la plus comparable ou encore à partir de la nature et du nombre de dispositifs et équipements sanitaires en place. Des situations où la consommation d'eau (par conséquent, le débit des eaux usées) est difficile à prédire sont:

1. Les centres d'achat - Il faut exiger du propriétaire qu'il indique au préalable toutes les sources d'eaux usées en plus des chambres de toilettes utilisées par les employés.
2. Les restaurants-bar avec spectacle, les restaurants et les bars-salons - Le débit des eaux usées de ces établissements peut varier considérablement d'après la localisation et le type de restaurant ou bar ou une combinaison des deux. Un petit restaurant servant seulement des repas est un établissement différent d'un plus grand restaurant ayant un spectacle tout en servant des repas. Aussi des établissements situés en zone touristique attirent de nombreux clients en fin de semaine en comparaison des autres jours de la semaine.

Il sera toujours préférable d'effectuer une campagne de caractérisation du débit pour valider les estimés théoriques, pour caractériser les variations du débit acheminé au traitement et pour identifier la présence et l'importance de sources parasites (infiltration, captage, etc...). Il en va de même pour la caractérisation de la charge massique (DBO_5 , MES, huiles et graisses) pour tout établissement commercial ou institutionnel qui peut présenter des conditions qui s'écartent sensiblement de la concentration normalement associée aux eaux usées domestiques (voir tableau 5-4). Dans le cas où la DBO_5 à l'effluent de la fosse septique serait supérieure à 250 mg/L, un prétraitement complémentaire précédant l'installation septique sera présent dans le but de ramener les charges polluantes à un niveau «domestique résidentiel».

Tableau 5-2 Estimation du débit journalier des eaux usées de divers établissements

GENRE D'ÉTABLISSEMENT	UNITÉ DE MESURE	VOLUME JOURNALIER EN LITRES
<u>Aéroport</u>		
- sans nourriture	par passager	20
- avec nourriture	par repas servi	12
- employés	par personne	40
<u>Bar</u>		
- établissement autonome avec nourriture minimum	par siège	125
- faisant partie d'un hôtel ou motel	par siège	70
- clientèle	par client	8
- employés	par employé	50
<u>Brasserie</u>	par siège	130
<u>Buanderie</u>		
- machine à laver - maison privée	sans repassage permanent	120
- machine à laver - maison privée	avec repassage permanent	170
- machine à laver publique	par lavage	180
- machine à laver publique	par machine/jour	2 000
- machine à laver - bloc à appartements	par machine/jour	1 200
<u>Cabane à sucre</u>		
- avec repas	par siège	130
- sans repas	par personne	60

GENRE D'ÉTABLISSEMENT	UNITÉ DE MESURE	VOLUME JOURNALIER EN LITRES
<u>Camps divers</u>		
- camp de chantier avec toilettes à chasse d'eau	par personne	200
- camp de chantier sans toilette à chasse d'eau	par personne	125
- camp de jeunes	par personne	200
- camp de jour - sans repas	par personne	50
- camp de jour et nuit	par personne	150
- camp d'été avec douches, toilettes, lavabos et cuisine	par personne	150
- camp d'été comme ci-dessus mais sans toilette à chasse d'eau	par personne	75
- camp de travailleurs saisonniers centre de service central	par personne	125
- camp primitif	par personne	40
- station balnéaire, climatique, hivernale; consommation d'eau limitée	par personne	200
- comme ci-dessus mais pour établissement luxueux	par personne	400
- station balnéaire, climatique, hivernale; employés non résidents	par personne	50
<u>Camping (terrain de) (en réévaluation - étude en cours)</u>		
- sans services	par emplacement	190
- avec services	par emplacement	380
<u>Centre d'accueil pour visiteurs</u>	par visiteur	20
<u>Centre d'achat</u>		
- magasin au détail - chambre de toilettes seulement	par mètre carré de surface du magasin	5
- magasin au détail	par stationnement	6
- magasin au détail	par employé	40

GENRE D'ÉTABLISSEMENT	UNITÉ DE MESURE	VOLUME JOURNALIER EN LITRES
<u>Chenil pour chien</u>	par enclos	75
<u>Cinéma</u>		
- cinéma extérieur sans nourriture	par stationnement	20
- cinéma extérieur avec nourriture	par stationnement	40
- auditorium ou théâtre sans nourriture	par siège	20
- cinéma intérieur	par siège	15
<u>Clubs sportifs</u>		
- membre résident	par personne	90
- membre non résident sans repas	par personne	100
- employés de jour	par employé	50
<u>Écoles</u>		
- école de jour avec douches, gymnase et cafétéria	par personne	90
- école de jour avec cafétéria sans douche ou gymnase	par personne	60
- école de jour sans douche, gymnase ou cafétéria	par personne	30
- école avec pensionnaires	par résident	300
- école avec pensionnaires, personnel non résident	par employé	50
<u>Églises</u>	par siège	10

GENRE D'ÉTABLISSEMENT	UNITÉ DE MESURE	VOLUME JOURNALIER EN LITRES
-----------------------	-----------------	--------------------------------

Employés - Localisation variées

- travailleurs d'usine, de manufacture, par jour ou par période de relève incluant douches, excluant utilisation industrielle	par personne	125
- travailleurs d'usine, de manufacture comme ci-dessus sans douche	par personne	75
- édifices et lieux d'emploi variés; employés de magasin, de bureau; dépendant des facilités	par personne	50-75
- centres médicaux, cliniques médicales et dentaires:		
. docteurs, infirmières et personnel médical	par personne	275
. personnel de bureau	par personne	75
. patients	par personne	25

Garage - Station de services

- réparation d'automobiles (une allée de service)	par automobile	40
- bassins collecteurs pour le nettoyage du plancher	par bassin	375

Garderie de jour

- personnel et enfants	par personne	75
------------------------	--------------	----

GENRE D'ÉTABLISSEMENT	UNITÉ DE MESURE	VOLUME JOURNALIER EN LITRES
-----------------------	-----------------	--------------------------------

Habitations

- appartements, condominiums	par personne	270
- chaque habitation de -	1 chambre	540
- chaque habitation de -	2 chambres	1 080
- chaque habitation de -	3 chambres	1 620
- chaque habitation de -	4 chambres	2 160
- additionner pour chaque chambre au-dessus de 4	par chambre	300
- maison de chambres ou de pension	par personne	200
- maison de chambres ou de pension sans repas ni buanderie	par personne	150
- personnel non résident	par personne	40

Hôtels et motels

- partie résidentielle:		
. avec toutes les facilités incluant la cuisine	par personne	225
. avec chambre de bains privée	par personne	180
. avec chambre de bains centrale	par personne	150
- partie non résidentielle:		
. avec salle à dîner, additionner	par siège	125
. avec bar salon, additionner	par siège	70
. personnel non résident	par personne	40

GENRE D'ÉTABLISSEMENT	UNITÉ DE MESURE	VOLUME JOURNALIER EN LITRES
-----------------------	-----------------	--------------------------------

Restaurants et salles à dîner

- restaurant ordinaire (pas 24 heures)	par siège	125
- restaurant ouvert 24 heures	par siège	200
- restaurant sur autoroute ouvert 24 heures	par siège	375
- restaurant sur autoroute ouvert 24 heures avec douches	par siège	400
- laveuse à vaisselle mécanique et/ou broyeur à déchets:		
. restaurant ordinaire	par siège	12
. restaurant ouvert 24 heures	par siège	24
- déchets de cuisine et chambre de toilette seulement	par siège	115
- déchets de cuisine et chambre de toilette	par client	30-40
- déchets de cuisine seulement	par repas	12
- salle pour banquets - chaque banquet	par siège	30
- restaurant avec service à l'auto	par siège	125
- restaurant avec service à l'auto - service tout papier	par stationnement	60
- restaurant avec service à l'auto - service tout papier	par siège intérieur	60
- tavernes, bars, bars salon avec nourritures minimum	par siège	125
- restaurant-bar avec spectacle	par siège	175

Salle de danse et réunion

- salle de réunion avec chambre de toilettes seulement	par personne	8
- salle - chambre de toilette seulement - par jour d'utilisation	par mètre carré	15
- restaurant de salle de danse	par siège	125
- bar de salle de danse	par siège	20
- salle de danse avec restaurant et bar	par client	150

GENRE D'ÉTABLISSEMENT	UNITÉ DE MESURE	VOLUME JOURNALIER EN LITRES
<u>Salle de quilles</u>		
- sans bar sans restaurant	par allée	400
- avec bar et/ou restaurant	par allée	800
<u>Salon de coiffure</u>		
	par siège de coupe	650
	par personne	130

La plupart des valeurs du tableau 5-2 sont tirées de diverses sources de la littérature. Plusieurs de ces valeurs ont pu être vérifiées en de nombreux endroits aux États-Unis et au Canada. D'autres n'ont pu être vérifiées au Québec et certaines sont toujours à l'étape de l'évaluation au Ministère de l'Environnement et de la Faune (MEF), ainsi que par divers groupes cherchant à établir des normes ou critères de conception pour leur usage spécifique. Le concepteur d'une ISC doit donc utiliser ces valeurs minimales avec une certaine prudence, en vérifiant auprès du MEF régional ou en contrôlant si possible les valeurs sur le terrain, en tenant compte du contexte particulier du projet.

Fluctuation de débit et facteurs de pointe

Le régime hydraulique qui rend compte du rythme d'arrivée des eaux usées dans un dispositif de traitement constitue un des paramètres clés du dimensionnement de ce système et/ou des unités associées à ce milieu de traitement (préfiltre, pompes, etc...). Le tableau 5-3 présente les facteurs de pointe hydraulique utiles.

Tableau 5-3 Les facteurs de pointe pour les eaux usées

Échantillonnage	Résidence individuelle		Petit établissement commercial		Petite municipalité	
	moyenne	typique	moyenne	typique	moyenne	typique
Chaque heure	4-8	6	6-10	8	3-6	4,7
Quotidien	2-6	4	4-8	6	2-5	3,6
Hebdomadaire	1,25-4	2,0	2-6	3	1,5-3	1,75
Mensuel	1,2-3	1,75	1,5-4	2	1,2-2	1,5

Source: Tchobanoglous et Burton (1991).

Les installations septiques communautaires sont généralement conçues pour le débit journalier moyen. Cependant, certaines composantes doivent être dimensionnées en fonction des pointes hydrauliques. Ces situations sont discutées plus bas.

Les eaux parasites

Pour les installations septiques communautaires, aucune eau parasite autre que l'infiltration possible et probable sur un réseau de collecte en bon état ne peut être admise. L'infiltration maximale tolérée pour un réseau neuf selon la directive 004 du MEF est la suivante:

$$Q_{inf} = 225 \text{ L/cm.km.d de conduite}$$

Celle-ci s'applique à la conduite principale et aux branchements de service. Ainsi, pour une conduite de 200 mm ϕ , d'une longueur de 1,8 km, nous aurions:

$$\begin{aligned} Q_{inf} &= 225 \text{ L/d} \times 20 \text{ cm} \times 1,8 \text{ km} \\ &= 8\,100 \text{ L/d} \end{aligned}$$

À ce débit s'ajoute celui provenant des branchements de service.

Pour des réseaux en plastique collé et sans regard, on peut considérer une infiltration nulle. Il faut par ailleurs vérifier le bon état des raccordements privés et s'assurer de la vérification et de l'entretien du réseau. Il faut souligner qu'un débit d'eau parasite excédant la norme du MEF peut avoir de très graves répercussions sur l'efficacité de l'installation septique. Par ailleurs les éléments épurateurs quels qu'ils soient ne doivent recevoir que des eaux usées; toutes les autres eaux (ex. drains de toit, de fondation, etc.) doivent être évacuées ailleurs. Les eaux pluviales doivent être retenues hors de l'élément épurateur par des moyens tels que le nivelage du terrain, la construction de fossés et de drains intercepteurs. L'installation septique doit être conçue de façon à empêcher l'infiltration de l'eau souterraine dans les fosses septiques, les postes de pompage ou les conduites qui se rendent à l'élément épurateur.

5.3.2

Les charges à traiter

Des valeurs de concentration type pour les principaux paramètres de caractérisation des eaux usées résidentielles sont présentées dans le tableau 5-4.

La production journalière par usager en grammes par usager et par jour des différents paramètres d'évaluation de la charge, pour un débit moyen par personne-jour de 170 litres, est détaillée au tableau 5-5.

Les caractéristiques probables des eaux usées d'une habitation unifamiliale typique sont résumées au tableau 5-6.

Le tableau 5-7 (Tchobanoglous et Burton, 1991) permet d'évaluer l'efficacité probable d'épandages souterrains et de filtres intermittents.

Les paramètres de conception des différents procédés de traitement élaborés dans le présent document sont intimement associés aux caractéristiques physico-chimiques de l'effluent de la fosse septique. Si les valeurs rencontrées sont plus élevées que celles montrées au tableau 5-7, il faudra prévoir un prétraitement complémentaire pour ramener les concentrations dans la plage identifiée dans ce tableau ou surdimensionner les ouvrages en conséquence.

Tableau 5-4 Les caractéristiques des eaux usées résidentielles

Paramètre	Concentration (mg/L)
DBO ₅	300
DCO	750
COT	200
ST	781
SVT	438
SST	250
SVS	194
N Total	50
NTK	38
NH ₃ -N	12
NO ₃ -N	0,6
P Total	25
PO ₄ -P	8,8
Bactéries totales	5,6 - 8x10 ⁷ ^a
Organismes coliformes totaux	2x10 ⁶ ^b
Organismes coliformes fécaux	3x10 ⁴ ^b
Streptocoques fécaux	3x10 ⁴ ^b
Virus entériques	32 - 7000 ^c

^a Nombre/100ml, ^b MPN/100ml, ^c PFU/L

Source: Canter et Knox, 1985

Tableau 5-5 La composition des eaux domestiques en grammes par personne par jour

	Eaux noires	Eaux vaisselle	Robinet et évier	Lavage linge	Salle de bain	TOTAL
DBO ₅ effluent total	10,72	12,6	8,34	14,8	3,09	49,55
DBO ₅ effluent filtré	6,32	7,84	4,58	9,8	1,9	30,44
MES	12,52	5,27	4,11	11	2,26	35,16
MVS	10,21	4,46	3,84	6,5	1,58	28,60
Azote total N	4,14	0,49	0,42	0,75	0,31	6,09
N-NH ₃ en N	1,11	0,05	0,032	0,03	0,04	1,26
Phosphore total en P	0,55	0,82	0,42	2,15	0,04	4
Orthophosphate en P	0,31	0,38	0,18	0,55	0,02	1,44
Température °C	18°C	38°C	27°C	32°C	29°C	-

Source: Siegrist (1977)

Tableau 5-6 Les caractéristiques des eaux usées domestiques par usager et par jour

Volume journalier en litres	270
Matières oxydables exprimées en grammes de DBO ₅	50
Matières en suspension, total en grammes	60
Matières volatiles en suspension en grammes MES	40
Azote total (NTK) en grammes	10
Phosphore total (P) en grammes	2

Source : Guide technique sur la réalisation des études préliminaires, MENVIQ, novembre 1989.

Il faut préciser que les valeurs des tableaux 5-4, 5-5, 5-6 et 5-7 ont été puisées dans la littérature technique disponible. Ces valeurs ont été utilisées avec succès dans de très nombreux projets. Cela n'en fait pas pour autant des valeurs absolues et le concepteur doit toujours utiliser de telles valeurs avec intelligence en les situant bien dans le contexte de son projet.

Tableau 5-7 L'efficacité épuratoire d'épandages souterrains et de filtres intermittents

Paramètre	Eau brute	Effluent de la fosse septique	30 cm sous le fond de la tranchée	90 cm sous le fond de la tranchée	Effluent d'un filtre à sable intermittent	Effluent d'un filtre intermittent à recirculation
DBO ₅ (mg/L)	210-530	140-200	0	0	<10	<15
MES (mg/L)	237-600	50-90	0	0	<10	<15
Azote total (mg/L)	35-80	25-60	-	-	-	-
NH ₄ ⁺ (mg/L)	7-40	20-60	20	-	<0,5	<0,5
NO ₃ ⁻ (mg/L)	<1	<1	40	40	25	25
Phosphore total (mg/L)	10-27	10-30	10	1	-	-
Coliformes fécaux (NPP/100ml) ^a	10 ⁶ -10 ¹⁰	10 ³ -10 ⁶	20-10 ²	0	10 ² -10 ⁴	10 ² -10 ⁴
Virus (UFP/ml) ^b	Inconnu	10 ⁵ -10 ⁷	20-10 ³	0	-	-

Source: Tchobanoglous et Burton (1991)

Dautais (s.d.)

a NPP: nombre le plus probable

b UFP: unité de formation de plaque

5.4

LE CONTEXTE GÉOTECHNIQUE

5.4.1

Considérations générales

Afin de prendre une décision éclairée sur le choix d'une solution de traitement adéquate et bien adaptée, le site potentiel doit être examiné, le sol étudié et sa capacité d'absorption mesurée. Ainsi, la détermination de la stratigraphie du sol et de la position de la nappe d'eau souterraine, du roc et de la couche imperméable permettent d'établir le potentiel du site comme milieu épurateur ou comme zone d'évacuation d'un effluent traité.

Il faut, par ailleurs, adapter l'effort à consacrer lors du choix d'un site à l'envergure du projet. Cette notion d'échelle (petit ou grand système) affectera toutes les étapes subséquentes du processus de conception et de construction.

Ajoutons que l'étude d'un site de traitement est assujettie à une caractérisation préliminaire des eaux usées à être traitées. Le concepteur doit au départ avoir une idée précise:

- du volume d'eaux usées à traiter ainsi que de ses caractéristiques hydrauliques (débit de pointe, débit d'infiltration théorique, etc.);
- du type d'eaux usées (charge organique, concentration des matières en suspension, des éléments nutritifs ou des produits chimiques industriels);
- de la présence d'autres constituants qui nécessiteraient un prétraitement additionnel (sable, graisse, huile, etc.);
- de l'efficacité de traitement exigée par les conditions locales (ex: obligation d'un traitement tertiaire ou sans rejet pour un secteur jugé sensible).

5.4.2

Les facteurs affectant le choix d'un site

Le choix optimal d'un site de traitement ou d'évacuation des eaux usées devant fonctionner par voie d'infiltration dans le sol s'effectue en tenant compte des facteurs suivants:

- la topographie générale (pente, patron de drainage, etc.);
- l'épaisseur de sol naturel non saturé potentiellement acceptable;
- la profondeur de la nappe phréatique (niveau élevé - niveau d'équilibre) et son gradient;
- la superficie disponible (compte tenu des facteurs énoncés précédemment et des distances réglementaires d'éloignement minimal d'une source d'approvisionnement en eau de consommation, d'un cours d'eau, etc.);
- la capacité de charge hydraulique du sol naturel;
- le calcul de la remontée de la nappe (zone saturée) aux conditions spécifiques du projet.

C'est l'analyse de l'ensemble de ces facteurs qui guide le concepteur dans le choix du site optimal; un seul d'entre eux peut effectivement disqualifier un site jugé potentiellement acceptable au préalable.

5.4.3

Méthodologie pour l'évaluation d'un site

La méthodologie généralement recommandée pour l'évaluation d'un site de traitement ou d'évacuation des eaux usées comprend les étapes suivantes:

5.4.3.1

La collecte et l'analyse préliminaire des informations pertinentes disponibles

Cette activité, que l'on peut qualifier d'étude d'avant-projet, est généralement réalisée au bureau à partir des données disponibles, à savoir:

- le volume et les caractéristiques des eaux usées à traiter. La connaissance du débit et des charges à traiter est cruciale; en cas de doute, il faut prévoir une campagne de mesures de manière à cibler des valeurs réalistes et représentatives des conditions locales;

- le type de traitement envisagé et les objectifs de qualité visés;
- les caractéristiques locales de topographie, de pédologie, de géologie et de géomorphologie de la région ou du secteur concerné. Les ressources utilisées à cette fin peuvent être: photo-interprétation, cartes pédologiques et géologiques, rapports ou étude connexes disponibles, etc.

Le concepteur pourra, souvent avant toute intervention sur le terrain, dégager les options préliminaires possibles avec croquis ou esquisses à l'appui.

5.4.3.2

L'établissement des caractéristiques fondamentales du site

Il est essentiel de cartographier *in situ* l'aspect général du terrain (profil topographique, chemins d'accès, patron de drainage, etc.) sans oublier les éléments intermédiaires de décision tel que les bâtiments, les sources d'approvisionnement en eau de consommation, etc.

Cette cartographie de base devrait permettre de visualiser:

- la topographie générale des lieux;
- le patron d'écoulement des eaux de surface;
- les dépressions, butons, etc.;
- les affleurements rocheux visibles;
- les pentes de terrain aux endroits stratégiques;
- la localisation des immeubles existants ou à construire;
- toute source d'approvisionnement en eau de consommation;
- les lacs, cours d'eau, marais, étangs, tourbières, etc.;
- les limites des propriétés existantes.

Une vue en plan telle qu'illustrée à la figure 5-1 est normalement suffisante pour constituer un outil de travail adéquat lors de la conception préliminaire du système d'épuration. À partir de ce plan et en tenant compte des facteurs de choix, le concepteur peut évaluer la superficie potentiellement disponible pour le traitement ou l'évacuation des eaux usées par voie d'infiltration dans le sol. Les résultats de sondages et autres mesures effectuées sur le terrain pourront être ajoutées sur le plan.

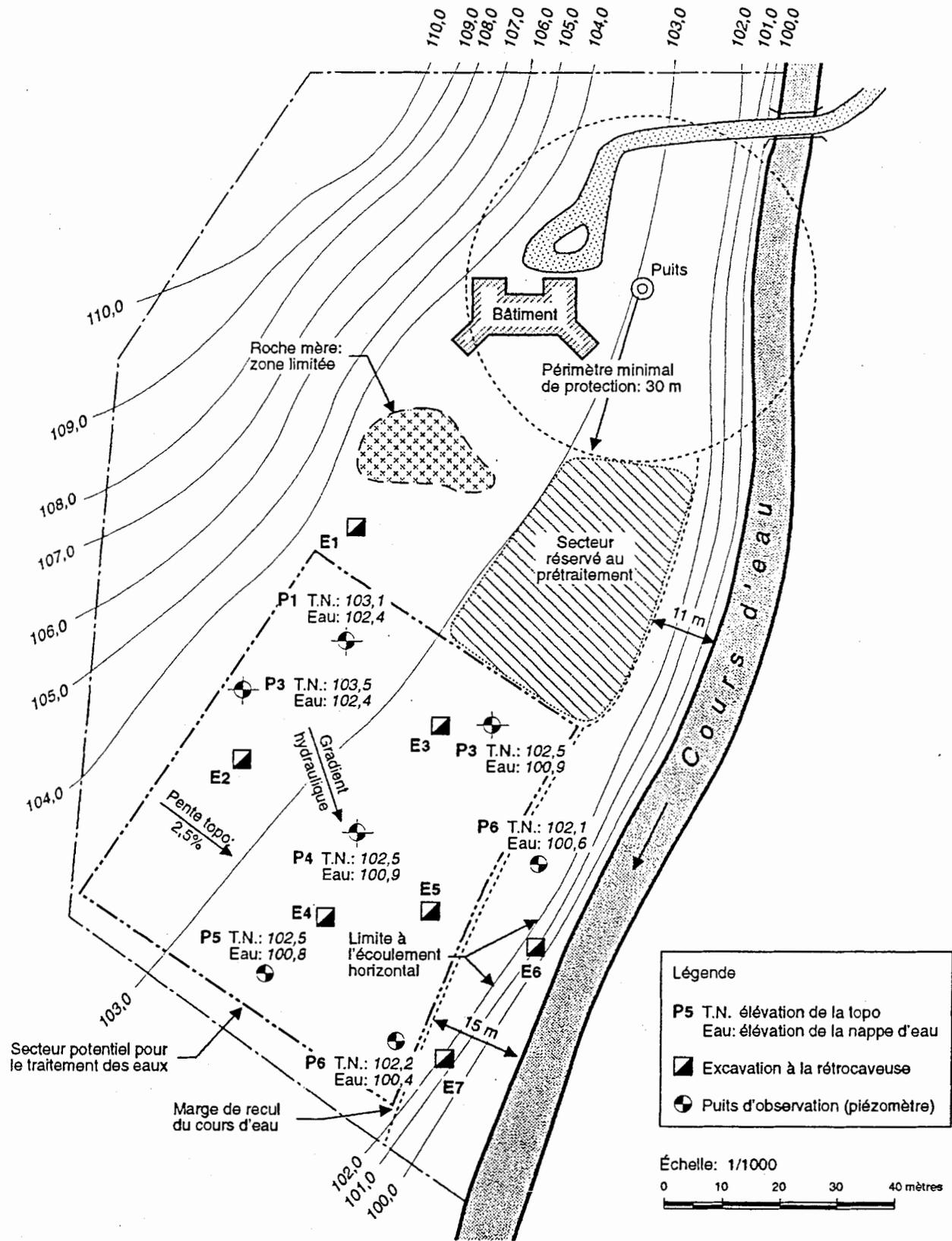


Figure 5-1 Le plan de base pour l'évaluation d'un site

5.4.3.3

L'étude du contexte géotechnique

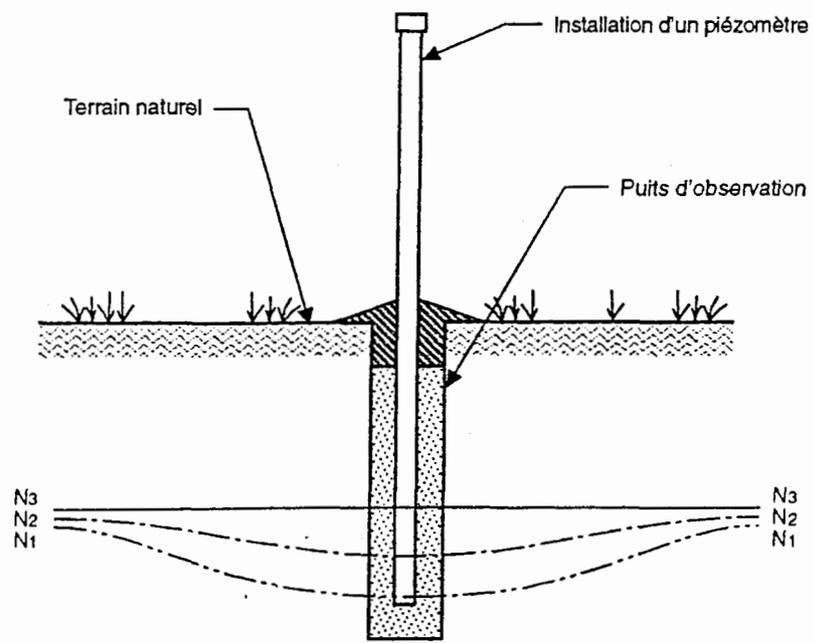
La position de la nappe phréatique, par rapport à la surface du terrain naturel, est l'un des paramètres-clés dans le choix d'un site. Dans cette optique spécifique, nous croyons qu'il est souhaitable d'évaluer les conditions hydrologiques et hydrogéologiques locales lors d'une étude de choix de site.

Dans le cas des épandages souterrains, le fond d'une tranchée d'absorption ou la surface d'un massif filtrant doit se trouver à au moins 0,9 mètre au-dessus du haut niveau de la nappe phréatique dans toutes les parties de l'élément épurateur. Lorsqu'il s'agit d'évacuer un effluent traité, il faut s'assurer que l'épaisseur de sol disponible est suffisante pour évacuer l'effluent; cette évaluation se fait à partir de la loi de Darcy sur les écoulements de milieu saturé.

La hauteur de la nappe phréatique à un endroit et à un moment particuliers peut être définie comme la surface supérieure de la zone dans laquelle le sol est saturé par l'eau souterraine au moment de l'inspection. Évidemment, le niveau de la nappe phréatique peut varier, comme par exemple, à la fonte des neiges au printemps, après une pluie abondante ou après un été chaud et sec. Parallèlement à cette fluctuation saisonnière assez connue de la nappe phréatique, on néglige souvent la notion du temps de réponse pour que la zone de saturation dans le sol atteigne l'équilibre. La figure 5-2 illustre ce concept de temps de réponse et permet de constater son importance pour localiser la nappe phréatique par rapport à la surface du terrain naturel. La différence de niveau dans un sol du type silt-sablonneux peut, dans certains cas, représenter plus de un mètre entre l'enregistrement du niveau N_1 au moment du forage d'essai et le niveau d'équilibre N_3 obtenu après 48 heures. L'installation de quelques piezomètres (au minimum trois) pourra être utile pour l'interprétation des résultats.

Le haut niveau de la nappe phréatique à déterminer par inspection pour la conception du projet est la plus haute élévation où il y a évidence physique que le sol a été saturé par l'eau. Il serait hasardeux d'ignorer tous les signes qui indiquent un plus haut niveau de la nappe phréatique durant certaines périodes simplement parce que la nappe phréatique n'était pas apparente lors de l'inspection. Par exemple:

1. Les signes comme la végétation propre aux zones humides, les sols organiques, les marques laissées par l'eau ainsi que la connaissance de la région par les résidents permettent de localiser les surfaces potentielles d'inondation après les pluies, les zones où le niveau de la nappe phréatique est généralement élevé. Le topographie générale, les patrons de drainage de surface et le niveau d'eau dans les fossés sont de bons indicateurs du niveau de la nappe phréatique.



Légende

- N1 Niveau instantané au moment du forage. Zone de saturation
- N2 Niveau enregistré après 4 heures
- N3 Niveau d'équilibre enregistré après 48 heures

Figure 5-2 Le niveau d'équilibre de la nappe phréatique dans un sol peu perméable

2. L'eau souterraine suit les variations de la topographie de surface dans les régions voisines des lacs, des rivières et des fossés. À ces endroits, le niveau de la nappe phréatique correspondra au niveau des eaux de surface à moins que le sol avoisinant possède une capillarité élevée (les silts); dans ce cas, le niveau de l'eau souterraine dans le sol peut être appréciablement plus élevé que le niveau des eaux de surface avoisinantes.
3. L'inspection du sol provenant de trous de forage ou de puits d'essais peut donner une indication du niveau de la nappe phréatique. Les sols montrant des moirures de couleur brun rougeâtre ou brun jaunâtre sont probablement périodiquement saturés. Des silts solides, gris et humides et les argiles sont indicatifs d'un sol qui est généralement saturé et dont les pores sont dépourvus d'oxygène.

L'estimation du gradient hydraulique de la nappe phréatique: la notion de pente de la nappe influe évidemment dans le processus décisionnel d'un choix de site de traitement ou d'évacuation. Pour un projet générant un débit quotidien important, il est non seulement requis d'évaluer le profil topographique local mais également de connaître la pente et la direction d'écoulement de la nappe phréatique locale. Ce gradient hydraulique servira à évaluer l'importance à accorder à la recharge locale de la nappe phréatique, à déterminer, si requis, la vitesse de migration des polluants dans le sol et à quantifier le potentiel d'évacuation hydraulique du site.

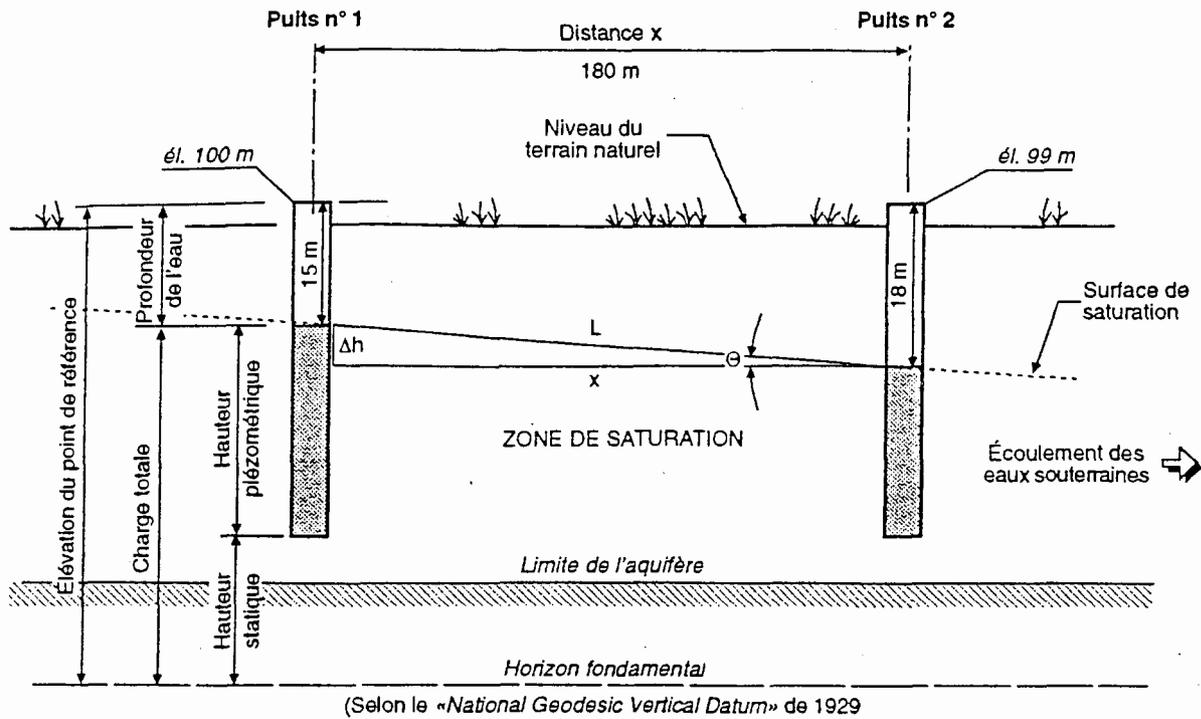
La figure 5-3 illustre une méthode d'évaluation approximative du gradient hydraulique entre deux forages. Si le mouvement de l'eau est supposé être dans le plan du schéma ou, en d'autres mots, si ce mouvement s'effectue du puits d'observation 1 au puits d'observation 2, alors, le gradient hydraulique (i) se calcule par le rapport $\Delta h/L$ où Δh est la perte de charge hydraulique entre le puits 1 et le puits 2, et L est la distance entre eux. Pour les faibles gradients (pente < 10%), le gradient peut être estimé par le rapport de $\Delta h / x$ où x est la distance horizontale entre les puits.

$$\begin{aligned} \text{Alors: } i &= \frac{\Delta h}{x} = \frac{(100 \text{ m} - 15 \text{ m}) - (99 \text{ m} - 18 \text{ m})}{180 \text{ m}} \\ &= \frac{85 \text{ m} - 81 \text{ m}}{180 \text{ m}} \\ i &= 0,022 \end{aligned}$$

Une approche plus précise consiste à calculer la pente à partir du sinus de l'angle θ que forme la dénivellation h sur la longueur L .

$$\text{Alors: } i = \frac{\Delta h}{L} = \sin \theta \text{ et } \theta = \tan^{-1} (\Delta h / x)$$

Par ailleurs, rappelons qu'il faut généralement plus de deux puits d'observation pour déterminer le sens de l'écoulement de l'eau dans le sol.



$$\text{Gradient hydraulique} = \sin\theta = \frac{\Delta h}{L}$$

$$\text{Gradient hydraulique } (i) = \frac{\Delta h}{x} \quad \begin{array}{l} \text{(perte de charge hydraulique entre P1 et P2)} \\ \text{(distance horizontale entre P1 et P2)} \end{array}$$

$$i = \frac{(100-15) - (99 - 18)}{180 \text{ m}}$$

$$i = \frac{(85) - (81)}{180 \text{ m}}$$

$$i = 0,022$$

Figure 5-3 Le calcul du gradient hydraulique

5.4.3.4

La reconnaissance des textures de sols et l'évaluation de la capacité de charge hydraulique

C'est à partir de puits d'exploration réalisés dans l'aire de traitement envisagé et à l'aval de celui-ci que nous pourrions estimer les conditions d'écoulement et d'évacuation du volume d'eau injecté quotidiennement.

Les excavations à la rétrocaveuse: les premiers sondages à effectuer sur un site sont exécutés à l'aide d'une rétrocaveuse et à une profondeur optimale de 3 à 5 mètres. Pour chacun de ces sondages, on établira le profil de la stratigraphie présente (selon les différents horizons de sols rencontrés). Pour chacun des horizons, on notera la puissance (l'épaisseur), la texture (USDA), la structure, le pourcentage approximatif de gravier (par volume), la densité relative et la présence de traces d'oxydation (s'il y a lieu).

Nous considérons comme essentielle la définition exacte des strates ou horizons suivants:

- l'horizon de sol caractéristique de la zone probable d'interface du point d'application avec le milieu naturel récepteur;
- l'horizon de sol caractéristique du milieu de traitement proprement dit;
- l'horizon de sol caractéristique d'une limite de perméabilité apparente dans les limites des excavations (3 m et plus).

On prendra soin de prélever un nombre suffisant d'échantillons représentatifs pour l'analyse granulo sédimentométrique. Un kilogramme de sol par point d'échantillonnage est normalement suffisant pour effectuer ces analyses. Le tableau 5-8 donne le type et le nombre d'analyses à effectuer pour caractériser un site de traitement en fonction du débit théorique quotidien d'eaux à traiter ou à évacuer. Par ailleurs, le nombre d'essais devant mener à l'estimation de la conductivité hydraulique par couche ou horizon stratigraphique devrait, pour des conditions normales, être conforme aux règles établies dans ce tableau.

Les analyses *in situ* des caractéristiques fondamentales et les essais de perméabilité (K) seront effectués en accord avec les méthodes exposées à la section suivante de ce document.

Tableau 5-8 Détails du type et du nombre minimal d'analyses à effectuer sur un site de traitement potentiel

Débit (Q) de conception (m ³)	Excavation à la rétrocaveuse (A)	Analyse de texture et structure (<i>in situ</i>) (B)	Analyse granulo-sédimentométrique (laboratoire des sols) (C)	Essais de conductivité hydraulique (laboratoire) (D)	Essais de conductivité hydraulique (<i>in situ</i>) (E)
$Q_{théo} < 10 \text{ m}^3$	3 + 1	1/Strate/Exc.	3 et plus	facultatif	
$10 \text{ m}^3 < Q_{théo} < 50 \text{ m}^3$	8 + 2	1/Strate/Exc.	8 et plus	10 et plus	
$50 \text{ m}^3 < Q_{théo} < 100 \text{ m}^3$	10 + 3	1/Strate/Exc.	10 et plus	13 et plus	
$100 \text{ m}^3 < Q_{théo} < 250 \text{ m}^3$	12 + 4	1/Strate/Exc.	12 et plus	16 et plus	
$Q_{théo} > 250 \text{ m}^3$	15 + 5	1/Strate/Exc.	15 et plus	20 et plus	

NOTES:

- (A) 1. Les excavations seront réalisées au moyen d'une rétrocaveuse mécanique et auront une profondeur optimale de 3 mètres et plus, si possible.
 2. Il faudra établir pour chacune de ces excavations le profil stratigraphique et noter le niveau de la nappe phréatique à l'équilibre.
 3. 6 + 1: 6 excavations dans l'aire du futur élément plus 1 excavation en aval.
- (B) Les méthodes standard proposées dans ce document seront appliquées pour l'analyse *in situ* de chacune des strates de sol jugées représentatives 1. de la zone d'application, 2. du sol caractéristique du milieu de traitement proprement dit ou 3. du sol caractéristique d'une limite de perméabilité apparente (Dubé et Barabé, 1991).
- (C) Les analyses granulo-sédimentométriques seront effectuées par un laboratoire en sols et représentatives des textures analysées en (B).
- (D) (E) Les essais de perméabilité *in situ* seront préférablement effectués avec un perméamètre à haute conductivité hydraulique. Les essais au laboratoire permettront de vérifier l'ordre de grandeur des conductivités hydrauliques ou de détecter des anomalies dans les lectures faites sur place.

Dans le cas des projets où le débit de conception est inférieur à 10 m³, la conductivité hydraulique peut être estimée à partir de la figure 5-4. Le concepteur doit évidemment porter un jugement technique et trancher en faveur de son bon sens lorsque, par exemple, le débit total, dans son projet est de 12, 13, 15 ou 20 m³/d, plutôt que 10 m³/d. Le nombre d'excavations et d'essais doit être ajusté, s'il y a lieu, en tenant compte du contexte local global. Dans l'incertitude, on doit sans doute demeurer du côté sécuritaire.

La détermination de la capacité de charge hydraulique d'un sol:

Le potentiel de conductivité hydraulique d'un sol pourra être estimé à partir de plusieurs données recueillies sur le terrain. Il s'agit en fait de statuer sur la faisabilité d'exploiter une installation septique d'un type particulier ou d'évacuer de l'eau traitée à même le sol naturel environnant. Ce processus est évidemment spécialisé et seul un laboratoire ou un bureau d'études spécialisé dans l'analyse des sols devrait être impliqué dans une telle démarche. Les sections qui suivent exposent l'orientation à donner aux essais classiques *in situ*.

Les champs d'application:

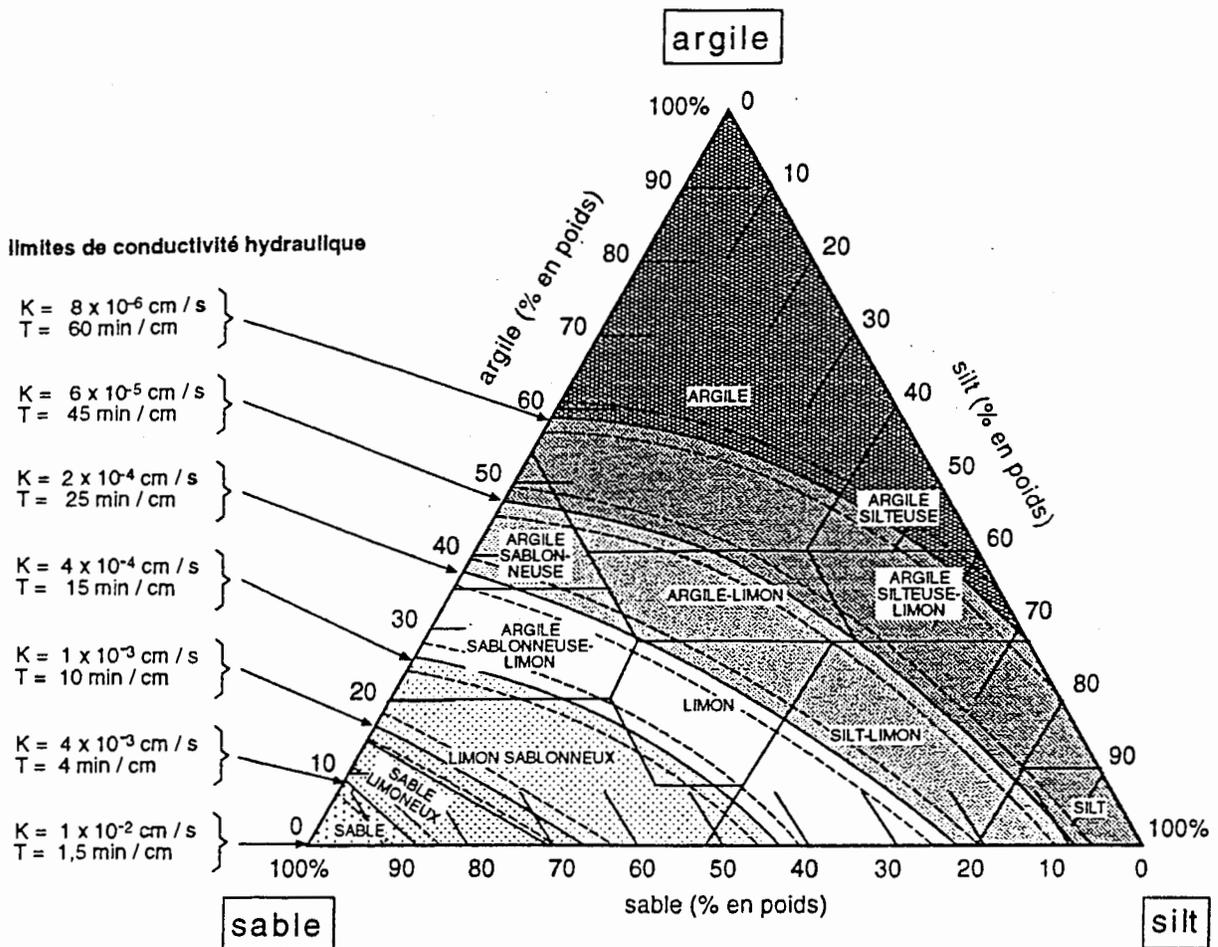
Tout projet de traitement communautaire des eaux usées devant utiliser la filière des installations septiques devrait comporter au minimum une évaluation de la conductivité hydraulique relative de:

- la couche de sol naturel représentative de la section stratigraphique devant effectuer le traitement des eaux usées;
- du matériau d'emprunt devant servir d'assise (s'il y a lieu) à l'élément épurateur;
- de la couche de sol constituant la limite restrictive à l'écoulement vertical (s'il y a lieu).

Le nombre optimal d'essais à être exécutés sur le site retenu ne peut évidemment faire l'objet d'une règle absolue mais doit être déterminé plutôt en relation avec l'hétérogénéité pédologique et stratigraphique du milieu naturel récepteur. Quoi qu'il en soit, le tableau 5-8 donne une ligne directrice qui peut aider.

Corrélation entre la texture et la conductivité hydraulique d'un sol:

Il est fortement recommandé de vérifier la précision des mesures de conductivité hydraulique effectuées sur le terrain. Cette vérification peut s'effectuer en comparant les résultats de textures, des analyses granulo-sédimentométriques et de conductivité hydraulique obtenus sur les échantillons analysés, avec le graphique de la figure 5-4. Ce graphique permet de visualiser les plages de conductivité hydraulique K (cm/s) et de percolation T (min/s) associées aux différents types de sols. La plage identifiée aux valeurs de K allant de 2×10^{-4} à 6×10^{-5} centimètre par seconde doit être analysée avec beaucoup de discernement et exige conséquemment l'appui d'un expert dans le domaine.



Notes

Pour chaque 10% (en poids) de contenu en gravier et cailloux de l'échantillon, on doit ajouter un équivalent en poids de sable de 1%.

Le trait continu entre chaque classe de conductivité hydraulique relative (en terme de «K» et de «T»), représente une valeur moyenne approximative pour chacune des textures de sol représentées.

Les traits pointillés indiquent un écart moyen d'0 aux caractéristiques fondamentales de l'échantillon analysé (structure, densité etc.)

Figure 5-4 La corrélation entre la texture du sol et sa valeur probable de conductivité hydraulique

Ce graphique dont le développement initial (Erikson, 1973) permettait d'établir les plages de vitesses probables pour une texture de sol donnée fut, pour les besoins du présent document, réajusté aux valeurs limites de K et de T pour chacune des plages identifiées. Cependant, on n'oubliera pas que pour une distribution granulométrique donnée, la conductivité hydraulique d'un sol homogène varie en fonction de sa densité. Plus le sol est compact, plus sa conductivité hydraulique est faible. Cette approche, qui tente de relier les caractéristiques fondamentales d'un sol à sa valeur probable de conductivité hydraulique demeure une approximation intéressante pour le domaine de l'assainissement autonome.

5.4.3.5

Le calcul de la remontée du niveau de la nappe phréatique

Dans le cas des éléments épurateurs communautaires, lorsque le gradient hydraulique (i) est inférieur ou égal à 1 %, l'injection d'un volume important d'eaux usées sur une superficie donnée occasionne une remontée du niveau de la zone saturée sous la surface d'application. Pour s'assurer de maintenir en tout temps des conditions non saturées dans les premiers 90 centimètres sous l'interface d'application, il faut calculer pour chaque projet la remontée théorique du niveau de la nappe (figure 5-5). Le modèle de Hantush est le plus couramment utilisé (Dubé et Barabé, 1991). La méthodologie générale du calcul est présentée ci-après pour démystifier l'approche et sensibiliser le lecteur à la nécessité de bien évaluer les conditions locales.

Le modèle de Hantush repose sur l'hypothèse que la nappe est plane et infinie et que le sol est homogène et isotrope. Par ailleurs, les résultats du calcul ne sont valides que si la remontée est inférieure à 50% de la hauteur saturée initiale (H); autrement dit, la hauteur saturée au temps t (h_{ot}) doit être inférieure à $1,5 H$. Pour calculer la hauteur maximale de la nappe (h_{ot}), il faut connaître la valeur la plus probable des paramètres suivants:

1. Les dimensions de l'aire d'application des eaux usées (long. x larg.);
2. Le taux de charge hydraulique (N_a);
3. La conductivité hydraulique minimale de la strate d'application des eaux usées (K);
4. Le débit spécifique du sol (f); le débit spécifique peut être défini comme la portion des pores du sol d'où l'eau peut s'écouler gravitairement; il exclut les pores où l'eau est liée. Le débit spécifique est exprimé en terme de fraction du volume total de sol; il est toujours plus petit que la porosité (totale) du sol.
5. La hauteur saturée initiale, soit l'épaisseur (H) du sol saturé d'eau entre la couche imperméable et le dessus de la nappe.

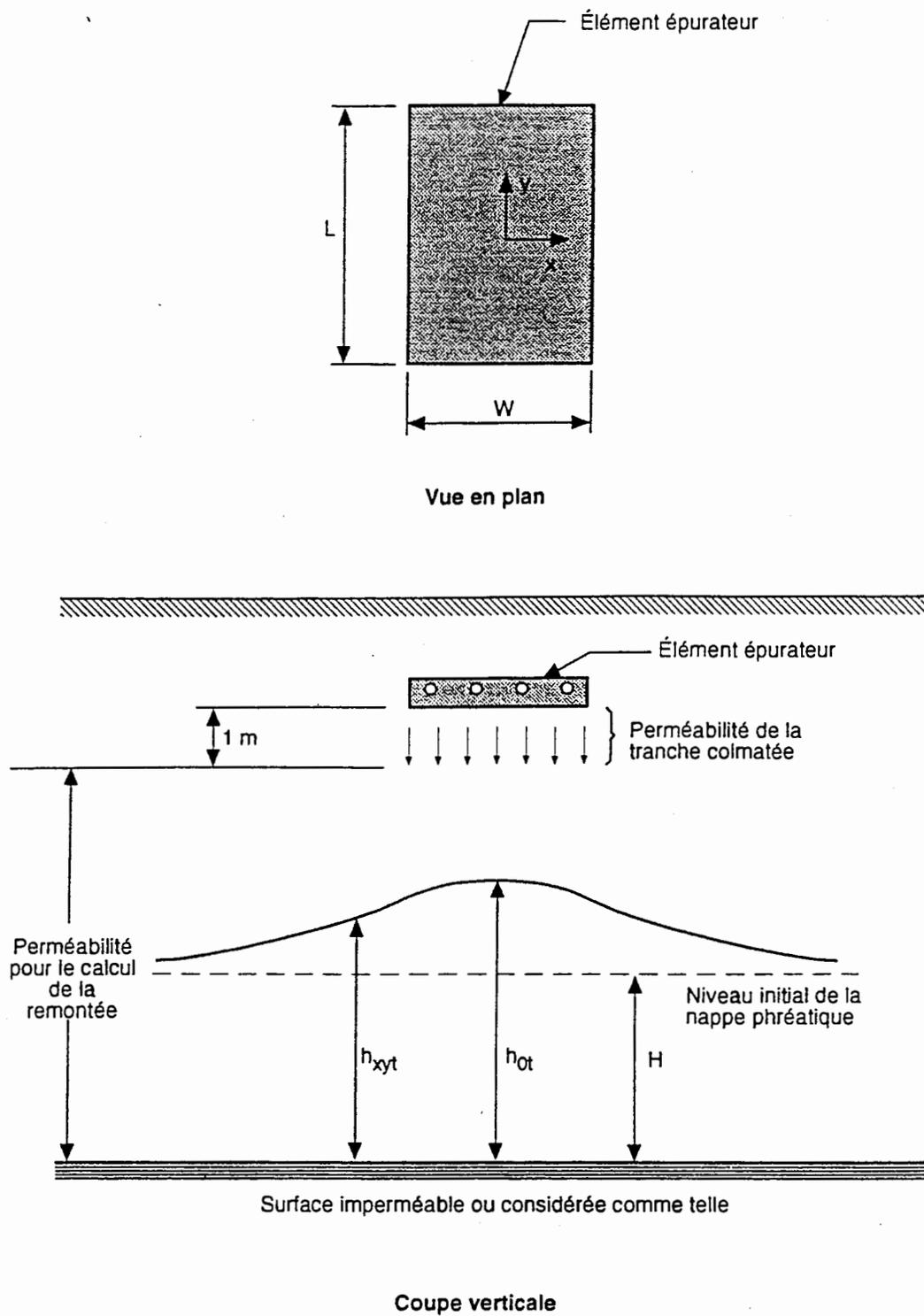


Figure 5-5 La remontée de la nappe phréatique sous un épandage souterrain

Une fois les paramètres de base définis il faut procéder aux calculs suivants; ces calculs basés sur l'équation de Hantush (1967) sont formulés dans le système de mesures américaines.

Les équations sont les suivantes:

$$1. \quad h_{xyt} - H = (N_a t / 4f) [F((W/2 + x)n, (L/2 + y)n) + F((W/2 + x)n, (L/2 - y)n) + F((W/2 - x)n, (L/2 + y)n) + F((W/2 - x)n, (L/2 - y)n)]$$

où h_{xyt} : hauteur de la nappe au temps «t» et aux coordonnées «x» et «y» par rapport au centre de la surface d'application, en pieds;

H : hauteur originale de la nappe phréatique par rapport à la couche imperméable ou considérée comme telle (10^{-6} cm/s), en pieds;

N_a : taux de charge hydraulique de l'élément épurateur en pieds par jour; la charge hydraulique journalière moyenne pour une période variable de plusieurs mois doit être utilisée ici. La remontée de la nappe est peu sensible au débit de pointe de récurrence hebdomadaire, mensuelle ou même annuelle. Dans le cas d'un terre à sable, c'est la base du terre qui est la surface d'infiltration. Dans le cas des tranchées ou de plusieurs éléments épurateurs très rapprochés, c'est la superficie totale du système qu'on doit utiliser pour calculer le taux de charge hydraulique.

t : temps depuis la mise en eau, en jours (max.: 5 500);

f : débit spécifique (specific yield) (figure 5-6);

L : longueur de l'élément épurateur en pieds;

W : largeur de l'élément épurateur en pieds;

$$2. \quad n = (4t T/f)^{-1/2}$$

$$3. \quad F(\alpha, \beta) = \text{erf}(\alpha \tilde{r}^{-1/2}) \cdot \text{erf}(\beta \tilde{r}^{-1/2}) d\tilde{r}$$

Cette dernière formule a été compilée par Hantush pour faciliter le calcul (tableau 5-9).

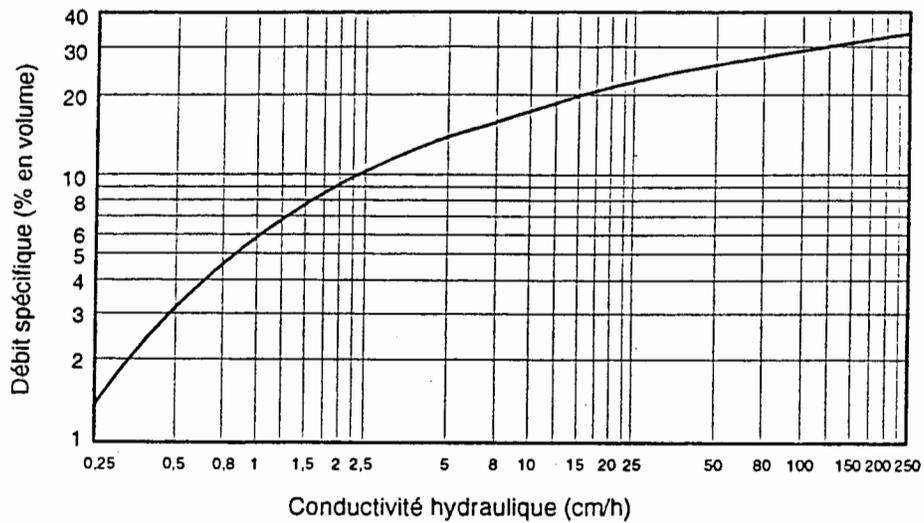
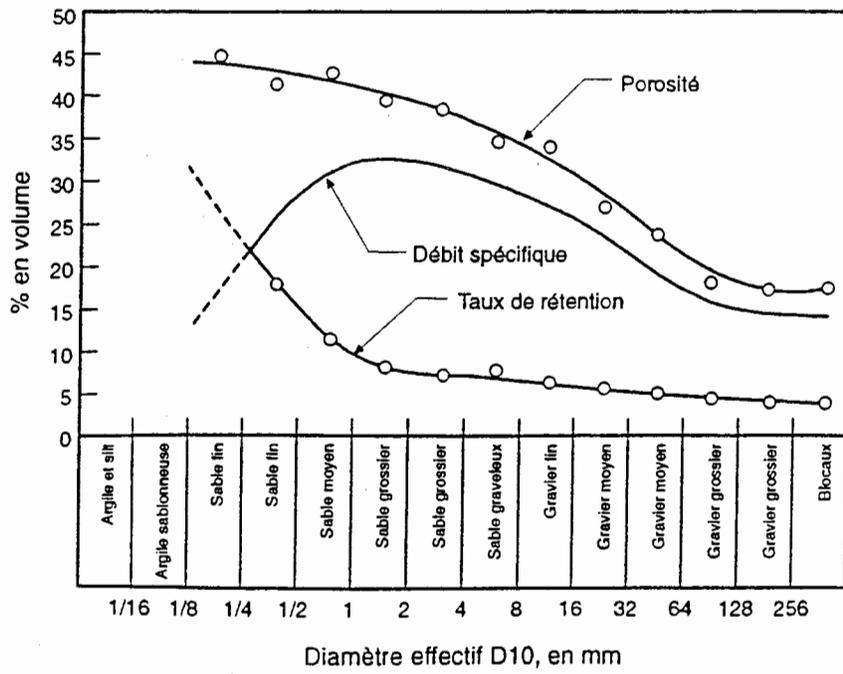


Figure 5-6 Le débit spécifique de différents sols

Source: Reed et coll., 1990

Tableau 5-9 Les valeurs de $F(\alpha, \beta)$

β	α																	
	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,14	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,46	0,50	0,54	0,58	0,62
0,02	0,0041	0,0073	0,0101	0,0125	0,0146	0,0184	0,0218	0,0243	0,0287	0,0288	0,0306	0,0322	0,0337	0,0349	0,0361	0,0371	0,0380	0,0387
0,04	0,0073	0,0135	0,0188	0,0236	0,0278	0,0353	0,0416	0,0470	0,0518	0,0559	0,0586	0,0628	0,0657	0,0683	0,0705	0,0725	0,0743	0,0759
0,06	0,0101	0,0188	0,0268	0,0335	0,0398	0,0509	0,0602	0,0684	0,0754	0,0817	0,0871	0,0920	0,0983	0,1001	0,1035	0,1065	0,1091	0,1115
0,08	0,0125	0,0238	0,0335	0,0425	0,0508	0,0652	0,0778	0,0884	0,0978	0,1080	0,1133	0,1197	0,1254	0,1305	0,1350	0,1389	0,1425	0,1458
0,10	0,0146	0,0278	0,0398	0,0508	0,0608	0,0788	0,0939	0,1072	0,1188	0,1290	0,1381	0,1461	0,1532	0,1595	0,1650	0,1700	0,1744	0,1783
0,14	0,0184	0,0353	0,0509	0,0652	0,0788	0,1025	0,1232	0,1414	0,1573	0,1714	0,1839	0,1949	0,2048	0,2135	0,2212	0,2281	0,2343	0,2397
0,18	0,0218	0,0416	0,0602	0,0778	0,0939	0,1232	0,1490	0,1718	0,1916	0,2094	0,2251	0,2391	0,2515	0,2626	0,2724	0,2812	0,2890	0,2959
0,22	0,0243	0,0470	0,0684	0,0884	0,1072	0,1414	0,1716	0,1984	0,2222	0,2433	0,2621	0,2789	0,2938	0,3071	0,3189	0,3295	0,3389	0,3472
0,26	0,0287	0,0518	0,0754	0,0978	0,1188	0,1573	0,1918	0,2222	0,2494	0,2737	0,2954	0,3147	0,3320	0,3474	0,3612	0,3735	0,3844	0,3941
0,30	0,0288	0,0559	0,0817	0,1060	0,1290	0,1714	0,2084	0,2433	0,2737	0,3009	0,3252	0,3470	0,3665	0,3839	0,3995	0,4134	0,4257	0,4368
0,34	0,0306	0,0598	0,0871	0,1133	0,1381	0,1839	0,2251	0,2621	0,2954	0,3252	0,3520	0,3781	0,3978	0,4169	0,4341	0,4495	0,4633	0,4758
0,38	0,0322	0,0628	0,0920	0,1197	0,1461	0,1949	0,2391	0,2789	0,3147	0,3470	0,3761	0,4022	0,4258	0,4468	0,4654	0,4823	0,4973	0,5108
0,42	0,0337	0,0657	0,0983	0,1254	0,1532	0,2048	0,2515	0,2938	0,3320	0,3685	0,3978	0,4258	0,4508	0,4734	0,4937	0,5119	0,5281	0,5427
0,46	0,0349	0,0683	0,1001	0,1305	0,1595	0,2135	0,2628	0,3071	0,3474	0,3839	0,4169	0,4468	0,4734	0,4976	0,5181	0,5385	0,5558	0,5715
0,50	0,0361	0,0705	0,1035	0,1350	0,1650	0,2212	0,2724	0,3189	0,3612	0,3995	0,4341	0,4654	0,4937	0,5181	0,5420	0,5626	0,5810	0,5975
0,54	0,0371	0,0725	0,1065	0,1389	0,1700	0,2281	0,2812	0,3295	0,3735	0,4134	0,4495	0,4823	0,5119	0,5385	0,5626	0,5842	0,6038	0,6209
0,58	0,0380	0,0743	0,1091	0,1425	0,1744	0,2343	0,2890	0,3389	0,3844	0,4257	0,4633	0,4973	0,5281	0,5559	0,5810	0,6036	0,6238	0,6420
0,62	0,0387	0,0759	0,1115	0,1458	0,1783	0,2397	0,2959	0,3472	0,3941	0,4368	0,4758	0,5108	0,5427	0,5715	0,5975	0,6209	0,6420	0,6609
0,66	0,0394	0,0773	0,1138	0,1484	0,1818	0,2445	0,3020	0,3547	0,4027	0,4468	0,4865	0,5227	0,5556	0,5854	0,6122	0,6364	0,6582	0,6778
0,70	0,0401	0,0785	0,1154	0,1509	0,1849	0,2488	0,3075	0,3612	0,4104	0,4553	0,4962	0,5334	0,5672	0,5977	0,6254	0,6503	0,6728	0,6929
0,74	0,0408	0,0798	0,1171	0,1531	0,1878	0,2528	0,3123	0,3671	0,4172	0,4630	0,5048	0,5428	0,5774	0,6087	0,6371	0,6627	0,6857	0,7064
0,78	0,0411	0,0808	0,1185	0,1550	0,1900	0,2559	0,3168	0,3722	0,4232	0,4699	0,5125	0,5513	0,5885	0,6185	0,6475	0,6736	0,6972	0,7184
0,82	0,0415	0,0814	0,1198	0,1567	0,1921	0,2588	0,3203	0,3768	0,4288	0,4760	0,5192	0,5587	0,5948	0,6272	0,6567	0,6834	0,7074	0,7291
0,86	0,0419	0,0822	0,1209	0,1582	0,1940	0,2615	0,3237	0,3808	0,4333	0,4813	0,5252	0,5653	0,6017	0,6348	0,6648	0,6920	0,7165	0,7386
0,90	0,0422	0,0828	0,1219	0,1595	0,1957	0,2638	0,3268	0,3844	0,4374	0,4860	0,5305	0,5711	0,6080	0,6418	0,6721	0,6998	0,7245	0,7469
0,94	0,0425	0,0834	0,1228	0,1607	0,1971	0,2658	0,3282	0,3875	0,4411	0,4902	0,5351	0,5782	0,6138	0,6478	0,6784	0,7063	0,7318	0,7543
0,98	0,0428	0,0839	0,1238	0,1617	0,1984	0,2678	0,3314	0,3902	0,4442	0,4938	0,5392	0,5807	0,6184	0,6528	0,6840	0,7123	0,7378	0,7608
1,00	0,0429	0,0842	0,1239	0,1622	0,1990	0,2684	0,3324	0,3914	0,4457	0,4955	0,5410	0,5827	0,6208	0,6552	0,6865	0,7150	0,7408	0,7638
1,20	0,0437	0,0858	0,1263	0,1654	0,2030	0,2740	0,3398	0,4001	0,4558	0,5070	0,5540	0,5969	0,6362	0,6719	0,7044	0,7339	0,7605	0,7846
1,40	0,0441	0,0866	0,1275	0,1669	0,2049	0,2767	0,3431	0,4043	0,4608	0,5127	0,5603	0,6039	0,6438	0,6801	0,7132	0,7432	0,7704	0,7949
1,80	0,0444	0,0871	0,1283	0,1680	0,2062	0,2785	0,3454	0,4071	0,4641	0,5165	0,5645	0,6086	0,6489	0,6858	0,7190	0,7494	0,7769	0,8018
2,00	0,0444	0,0871	0,1284	0,1681	0,2064	0,2787	0,3457	0,4075	0,4645	0,5169	0,5651	0,6092	0,6495	0,6863	0,7198	0,7502	0,7778	0,8027
2,20	0,0444	0,0872	0,1284	0,1682	0,2065	0,2788	0,3458	0,4078	0,4648	0,5171	0,5653	0,6094	0,6497	0,6865	0,7200	0,7505	0,7781	0,8030
2,50	0,0444	0,0872	0,1284	0,1682	0,2065	0,2788	0,3458	0,4077	0,4647	0,5172	0,5653	0,6095	0,6498	0,6867	0,7202	0,7506	0,7782	0,8032
3,00	0,0444	0,0872	0,1284	0,1682	0,2065	0,2789	0,3458	0,4077	0,4647	0,5172	0,5654	0,6095	0,6499	0,6867	0,7202	0,7508	0,7782	0,8032

Tableau 5-9 Les valeurs de $F(\alpha, \beta)$

α	0,66	0,70	0,74	0,78	0,82	0,86	0,90	0,94	0,98	1,00	1,20	1,40	1,60	2,00	2,20	2,50	3,00
0,02	0,0194	0,0401	0,0408	0,0411	0,0415	0,0419	0,0422	0,0425	0,0428	0,0429	0,0437	0,0441	0,0444	0,0444	0,0444	0,0444	0,0444
0,04	0,0773	0,0785	0,0788	0,0806	0,0814	0,0822	0,0828	0,0834	0,0839	0,0842	0,0858	0,0866	0,0871	0,0871	0,0872	0,0872	0,0872
0,06	0,1138	0,1154	0,1171	0,1185	0,1198	0,1209	0,1219	0,1228	0,1238	0,1239	0,1263	0,1275	0,1284	0,1284	0,1284	0,1284	0,1284
0,08	0,1484	0,1509	0,1531	0,1550	0,1587	0,1592	0,1595	0,1607	0,1617	0,1622	0,1654	0,1669	0,1680	0,1681	0,1682	0,1682	0,1682
0,10	0,1818	0,1849	0,1876	0,1900	0,1921	0,1940	0,1957	0,1971	0,1984	0,1990	0,2030	0,2049	0,2062	0,2064	0,2065	0,2065	0,2065
0,14	0,2445	0,2488	0,2528	0,2559	0,2589	0,2615	0,2638	0,2658	0,2676	0,2684	0,2740	0,2767	0,2785	0,2787	0,2788	0,2788	0,2789
0,18	0,3020	0,3075	0,3123	0,3166	0,3203	0,3237	0,3268	0,3292	0,3314	0,3324	0,3398	0,3431	0,3454	0,3457	0,3458	0,3458	0,3458
0,22	0,3547	0,3612	0,3671	0,3722	0,3768	0,3808	0,3844	0,3875	0,3902	0,3914	0,4001	0,4043	0,4071	0,4075	0,4078	0,4077	0,4077
0,26	0,4027	0,4104	0,4172	0,4232	0,4286	0,4333	0,4374	0,4411	0,4442	0,4457	0,4558	0,4608	0,4641	0,4645	0,4646	0,4647	0,4647
0,30	0,4468	0,4553	0,4630	0,4699	0,4768	0,4813	0,4860	0,4902	0,4936	0,4955	0,5070	0,5127	0,5165	0,5168	0,5171	0,5172	0,5172
0,34	0,4885	0,4962	0,5048	0,5125	0,5192	0,5252	0,5305	0,5351	0,5392	0,5410	0,5540	0,5603	0,5645	0,5651	0,5653	0,5653	0,5654
0,38	0,5227	0,5334	0,5429	0,5513	0,5587	0,5653	0,5711	0,5762	0,5807	0,5827	0,5969	0,6039	0,6086	0,6092	0,6094	0,6095	0,6095
0,42	0,5556	0,5672	0,5774	0,5865	0,5948	0,6017	0,6080	0,6136	0,6184	0,6208	0,6362	0,6438	0,6488	0,6495	0,6498	0,6499	0,6499
0,46	0,5854	0,5977	0,6087	0,6185	0,6272	0,6348	0,6416	0,6476	0,6528	0,6552	0,6719	0,6801	0,6859	0,6865	0,6867	0,6867	0,6867
0,50	0,6122	0,6254	0,6371	0,6475	0,6567	0,6648	0,6721	0,6784	0,6840	0,6885	0,7044	0,7132	0,7190	0,7198	0,7200	0,7202	0,7202
0,54	0,6384	0,6503	0,6627	0,6736	0,6834	0,6920	0,6996	0,7063	0,7123	0,7150	0,7339	0,7432	0,7484	0,7502	0,7505	0,7508	0,7508
0,58	0,6642	0,6758	0,6887	0,6997	0,7094	0,7185	0,7245	0,7316	0,7378	0,7408	0,7605	0,7704	0,7769	0,7778	0,7781	0,7782	0,7782
0,62	0,6878	0,6999	0,7129	0,7244	0,7341	0,7428	0,7499	0,7574	0,7648	0,7698	0,7894	0,7998	0,8018	0,8027	0,8030	0,8032	0,8032
0,66	0,6953	0,7110	0,7250	0,7375	0,7488	0,7584	0,7671	0,7749	0,7818	0,7848	0,8064	0,8171	0,8243	0,8252	0,8255	0,8257	0,8257
0,70	0,7110	0,7272	0,7417	0,7546	0,7660	0,7762	0,7852	0,7932	0,8002	0,8034	0,8259	0,8370	0,8445	0,8454	0,8458	0,8460	0,8460
0,74	0,7250	0,7417	0,7568	0,7698	0,7816	0,7921	0,8014	0,8096	0,8168	0,8201	0,8434	0,8549	0,8627	0,8638	0,8640	0,8642	0,8642
0,78	0,7375	0,7546	0,7698	0,7834	0,7956	0,8063	0,8159	0,8243	0,8317	0,8351	0,8591	0,8710	0,8789	0,8799	0,8803	0,8805	0,8805
0,82	0,7498	0,7660	0,7816	0,7956	0,8080	0,8190	0,8288	0,8374	0,8450	0,8485	0,8731	0,8853	0,8935	0,8945	0,8949	0,8951	0,8951
0,86	0,7584	0,7762	0,7921	0,8063	0,8180	0,8302	0,8402	0,8491	0,8568	0,8604	0,8855	0,8980	0,9065	0,9075	0,9079	0,9081	0,9081
0,90	0,7671	0,7852	0,8014	0,8159	0,8288	0,8402	0,8504	0,8594	0,8674	0,8710	0,8968	0,9094	0,9180	0,9191	0,9195	0,9197	0,9197
0,94	0,7748	0,7932	0,8098	0,8243	0,8374	0,8481	0,8594	0,8686	0,8767	0,8803	0,9064	0,9195	0,9282	0,9294	0,9298	0,9300	0,9300
0,98	0,7816	0,8002	0,8168	0,8317	0,8450	0,8568	0,8674	0,8767	0,8848	0,8886	0,9151	0,9284	0,9373	0,9384	0,9389	0,9391	0,9391
1,00	0,7848	0,8034	0,8201	0,8351	0,8485	0,8604	0,8710	0,8803	0,8886	0,8924	0,9191	0,9324	0,9414	0,9428	0,9432	0,9432	0,9432
1,20	0,8084	0,8259	0,8434	0,8581	0,8731	0,8855	0,8968	0,9064	0,9151	0,9234	0,9472	0,9614	0,9709	0,9722	0,9728	0,9728	0,9728
1,40	0,8171	0,8370	0,8546	0,8710	0,8853	0,8980	0,9094	0,9195	0,9284	0,9324	0,9614	0,9759	0,9858	0,9871	0,9875	0,9878	0,9878
1,60	0,8243	0,8445	0,8627	0,8789	0,8935	0,9065	0,9180	0,9282	0,9373	0,9414	0,9709	0,9858	0,9859	0,9872	0,9875	0,9878	0,9878
2,00	0,8252	0,8454	0,8636	0,8799	0,8945	0,9075	0,9191	0,9294	0,9384	0,9428	0,9722	0,9871	0,9859	0,9872	0,9875	0,9878	0,9880
2,20	0,8255	0,8458	0,8640	0,8803	0,8949	0,9079	0,9195	0,9298	0,9388	0,9430	0,9728	0,9875	0,9859	0,9872	0,9875	0,9878	0,9884
2,50	0,8257	0,8460	0,8642	0,8805	0,8951	0,9081	0,9197	0,9300	0,9391	0,9432	0,9728	0,9875	0,9859	0,9872	0,9875	0,9878	0,9898
3,00	0,8257	0,8460	0,8642	0,8805	0,8951	0,9081	0,9197	0,9300	0,9391	0,9433	0,9729	0,9878	0,9859	0,9872	0,9875	0,9878	1,0000

4. $T = k(H + h_{xyt})/2$

où k : conductivité hydraulique minimale du sol récepteur, en pieds par jour, entre la surface d'infiltration et la couche imperméable ou considérée comme telle;

T : transmissivité.

La transmissivité est égale à la conductivité hydraulique multipliée par la hauteur moyenne de sol saturé, soit la distance moyenne entre la couche imperméable et la surface de la nappe.

Comme la hauteur h_{xyt} est fonction de la remontée de la nappe, les équations doivent être résolues itérativement; pour la première itération, on attribue la valeur H à h_{xyt} (remontée nulle); alors:

$$T = 2kH/2 \text{ (deux valeurs connues)}$$

En résolvant la première équation avec $T = kH$, on obtient une valeur de h_{xyt} . Avec cette valeur, on doit recalculer la transmissivité et refaire la première équation. On répète ces opérations jusqu'au moment où la valeur de h_{xyt} ne change plus significativement.

Cependant, la donnée la plus importante, soit la remontée maximale de la nappe ($h_{ot} - H$), s'obtient facilement car les coordonnées sont $x = 0$ et $y = 0$. La première équation se réduit alors à:

$$h_{ot} - H = (N_a t / f) F(Wn/2, Ln/2)$$

Pour une approche simplifiée, nous aurons donc à réaliser les étapes suivantes:

1. Calcul de la transmissivité (T)

$$T = k(H + h_{ot})/2$$

où k : la conductivité hydraulique minimale du sol (π/d) entre la surface d'application des eaux et la couche imperméable

H : la hauteur saturée initiale, i.e. l'épaisseur de sol saturé (π)

h_{ot} : la hauteur maximale de la nappe, par rapport à la couche imperméable (π)

Ne connaissant pas au départ la valeur probable de h_{ot} , on pose comme hypothèse que $h_{ot} = H$ (remontée nulle); conséquemment $T = kH$. Une fois les calculs complétés, on obtiendra une valeur de h_{ot} qui sera alors utilisée dans une deuxième itération pour le calcul de T . La deuxième itération donnera une autre valeur de h_{ot} . On fera autant d'itérations qu'il faut pour obtenir une valeur stable de h_{ot} .

2. Calcul du facteur de réduction n

$$n = (4t T/f)^{-1/2}$$

où t : le temps depuis la mise en eau, en jours (max 5 500) (période choisie comme valeur probable de la modélisation)

f : le débit spécifique (figure 5-6)

3. Calcul du facteur $F(\alpha, \beta)$

Ce facteur $F(\alpha, \beta)$ est réduit dans le cas de la détermination de h_{ot} (hauteur maximale) à:

$$F(\alpha, \beta) = F(Wn/2, Ln/2)$$

où L : la longueur de l'élément épurateur (π)

W : la largeur de l'élément épurateur (π)

La détermination de $F(\alpha, \beta)$ est facilitée par l'emploi du tableau 5-9.

4. Calcul de la hauteur saturée maximale (h_{ot})

Cette valeur critique est donnée par la formule suivante:

$$h_{ot} = (N_a t F(\alpha, \beta)/f) + H$$

où h_{ot} : la hauteur saturée maximale de la nappe au temps « t » (π)

H : la hauteur saturée initiale (π)

N_a : le taux de charge hydraulique des eaux usées appliquées (π/d)

La hauteur obtenue h_{ot} sert de point de départ à la prochaine itération, jusqu'à ce que cette valeur ne change plus significativement. La valeur finale obtenue pour h_{ot} est ensuite validée par le test: $h_{ot} \leq 1,5 H$. La hauteur saturée maximale au temps «t» doit être inférieure ou égale à 1,5 fois la hauteur saturée initiale pour que le modèle de Hantush soit mathématiquement valide. Autrement la valeur de h_{ot} obtenue n'est pas fiable. Cette approche simplifiée de l'équation de base de Hantush (1967) n'est valide que pour la détermination de h_{ot} .

Le logiciel «Remontée»:

Ce calcul est évidemment long et fastidieux. Le recours à un outil mathématique informatisé permet donc d'évaluer rapidement et efficacement les conditions limites de ces remontées potentielles. Une copie disquette du programme «Remontée» se trouve en annexe du présent document. Ce programme développé en 1994 pour la Société québécoise d'assainissement des eaux (SQAE) existe pour les environnements Windows ou Macintosh®. Ce logiciel de troisième niveau fonctionne à l'aide de la version française Microsoft Excel 5.0. Vous trouverez en annexe le manuel d'utilisation de ce logiciel.

5.4.3.6

La capacité hydraulique du site

Dans tous les cas où le site envisagé présente un certain gradient hydraulique ($i > 1 \%$), il faut s'assurer de sa capacité d'évacuer le volume d'eau appliqué et, dans le cas des épandages souterrains, du maintien d'une zone non saturée suffisante. Pour ce faire, l'approche la plus simple consiste à utiliser la loi de Darcy: $Q = KiA$ où A est la section de contrôle verticale de l'écoulement souterrain ($A = HL$). Dans le cas le plus simple, il n'y aura qu'un seul horizon d'épaisseur (z) au-dessus de la nappe initiale; c'est dans cet horizon que l'eau appliquée pourra s'évacuer en suivant le gradient hydraulique du site (i) calculé précédemment. Dans le cas d'un épandage souterrain, il faut s'assurer que la hauteur maximale (H) de l'eau ajoutée (figure 5-29) permette de conserver une hauteur non saturée ($z - H$) d'au moins 90 centimètres sous l'élément épurateur (30 cm s'il s'agit d'évacuer un effluent traité). Connaissant la conductivité hydraulique (K) de cet horizon ainsi que le débit appliqué (Q), il est facile de calculer la longueur minimale (L) que doit avoir l'élément épurateur perpendiculairement à l'axe d'écoulement des eaux souterraines pour que l'eau puisse être évacuée sans ressurgir en surface. Le cas spécifique de l'évacuation d'une eau traitée est discuté à l'article 5.11.

5.4.4

Le mandat géotechnique

Le promoteur (ou l'ingénieur concepteur) d'un projet d'assainissement des eaux usées visant un traitement par ISC avec effluent évacué dans le sol naturel doit prévoir la mise en oeuvre d'une étude géotechnique. Le promoteur verra également à définir précisément les données de base du projet (débit et charges) et le ou les type(s) de procédé(s) potentiellement envisagé(s).

Seul un laboratoire ou un bureau d'études spécialisé dans l'analyse des sols devrait être associé à une telle étude. Les principales clauses techniques à inclure dans un tel mandat sont les suivantes:

1. La production d'un plan de base identifiant clairement les éléments exposés à la section précédente;
2. La réalisation, pour les conditions de débit et de charges considérées, du nombre et du type d'essais *in situ* identifiés au tableau 5-8.

Le calcul de la remontée théorique de la nappe sous le point d'application des eaux et le bilan hydraulique probable, le calcul de la capacité hydraulique du site et la recommandation sur une ISC avec infiltration dans le sol ou alors le calcul d'un système d'évacuation d'un effluent secondaire avancé aux conditions spécifiques du projet sont normalement la responsabilité de l'ingénieur-concepteur; dans certains cas, le laboratoire peut participer à cette analyse.

5.5

LE PRÉTRAITEMENT

Le prétraitement des eaux usées est une composante essentielle de toute installation septique. Toute fosse septique doit incorporer ou être suivie d'un préfiltre pour tamiser l'effluent avant de le doser sur l'élément épurateur. Par ailleurs, les unités de prétraitement devraient idéalement être isolées pour conserver l'eau usée à la plus haute température possible en hiver.

5.5.1

La fosse septique

Les principes généraux de conception des fosses septiques sont les suivants:

1. Volume effectif pour assurer un temps de rétention hydraulique de 24 à 36 heures au débit de conception: $Q_{\text{conception}} = Q_d + Q_i$

Ce volume effectif pourra être calculé en s'assurant de respecter les deux conditions suivantes:

1. Volume effectif = $1,5 Q_{\text{moyen journalier}}$ (nappe moyenne)
 2. Volume effectif $\geq 0,75 Q_{\text{maximum journalier}}$ admis en conditions critiques (printemps)
2. Profondeur liquide qui s'ajuste au volume effectif et conforme aux plages suivantes:

Volume effectif (m ³)	Profondeur liquide (minimale) (m)
≤ 50	1,5 - 2,0
≤ 100	2,1 - 2,4
≤ 150	2,4 - 3,0
≤ 300	3,0 - 3,5

La profondeur liquide pourra varier selon la géométrie retenue (rapport largeur/hauteur liquide). La figure 5-7 montre l'arrangement proposé.

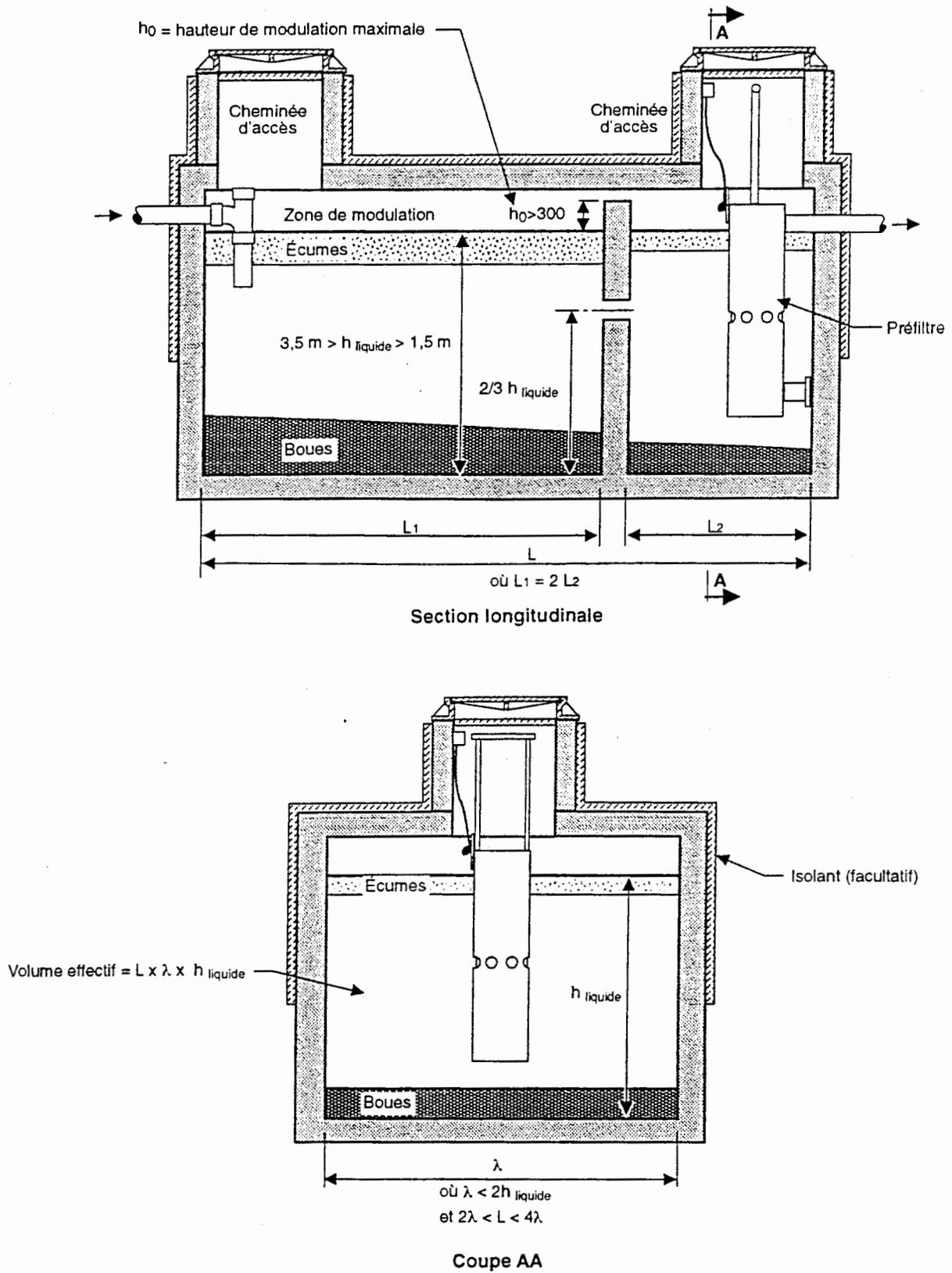


Figure 5-7 La fosse septique

3. Dimensionnement selon les règles généralement établies: la largeur λ de la fosse septique doit être comprise entre une et deux fois sa profondeur liquide (h_L), et sa longueur (L) entre deux et quatre fois sa largeur (λ).
4. La structure d'entrée peut être conventionnelle (avec déflecteur) ou avec une entrée noyée de grand diamètre.

À titre d'exemple, pour le cas d'un volume effectif minimal de 75 mètres cubes par jour, nous pourrions assurer une profondeur liquide de 2,25 mètres (voir tableau précédent), pour une largeur de fosse septique de 3,3 mètres ($h_L < \lambda < 2h_L$) et une longueur de 10,1 mètres ($2\lambda < L < 4\lambda$). Pour un volume effectif supérieur à 300 mètres cubes, on peut jumeler deux fosses septiques identiques en parallèle; dans ce cas, l'alimentation des deux fosses doit être assurée par un poste de pompage duplex pour garantir le partage égal du débit acheminé entre les deux fosses. Dans le cas d'une alimentation gravitaire, on ne peut utiliser qu'une seule fosse. L'objectif étant d'éviter le débalancement des charges hydraulique et massique acheminées à ces décanteurs-digesteurs. Il sera cependant toujours préférable de n'avoir qu'une seule fosse septique comme unité principale de prétraitement.

5.5.2

Le préfiltre

Un ou des préfiltres sont installés dans le deuxième compartiment de la fosse septique ou dans une chambre de préfiltres située immédiatement à l'aval de la fosse. Les préfiltres interceptent les solides à flottabilité neutre qui n'auraient pas décanté dans la fosse septique et qui pourraient obstruer le système de distribution sous faible pression (SDSFP). Lorsqu'ils sont installés dans la fosse septique, ils servent également à régulariser les pointes hydrauliques à l'intérieur même de la fosse en effectuant un contrôle du débit sortant. Cette fonction de régularisation peut aussi s'exercer dans une chambre de préfiltres séparée mais il faudra alors tenir compte du volume disponible. À ce jour, nous avons inventorié deux types de préfiltres commercialisés et d'application municipale ou commerciale. Ces préfiltres sont de type à tamis ou de type plus compact à biotube. Les critères d'utilisation de ces préfiltres sont tirés des recommandations techniques du fabricant (Orenco Systems Inc.) et se basent essentiellement sur l'expertise de ce dernier dans ce domaine.

5.5.2.1

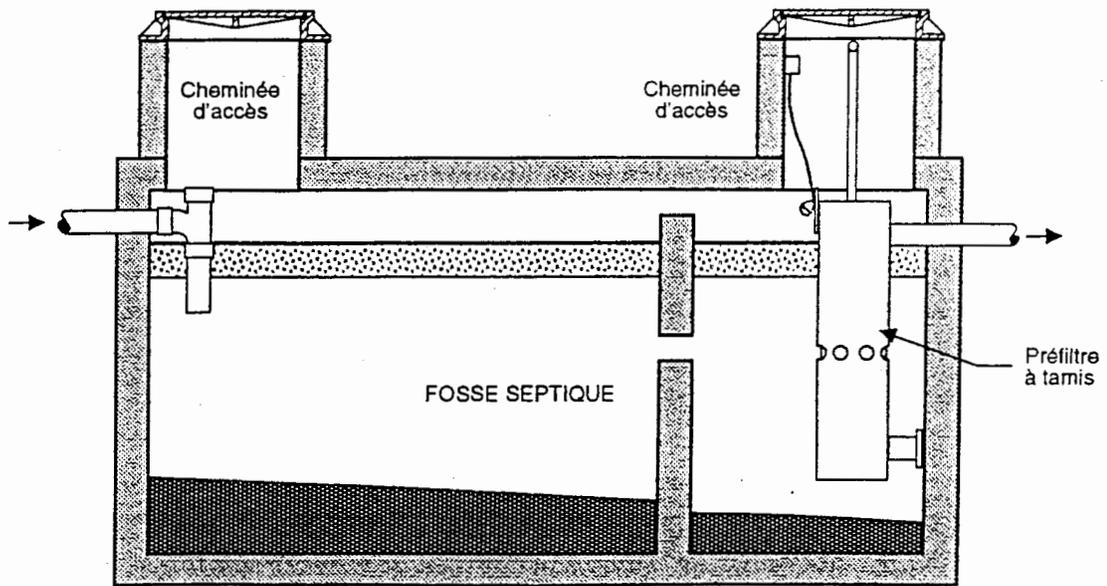
Le préfiltre à tamis

Ce type de préfiltre (figure 5-8) est constitué d'un tamis en polyéthylène dont la maille est de 3,2 millimètres. Le tamis est incorporé dans un cylindre de CPV qui admet les eaux dans le préfiltre à une hauteur optimale dans la fosse septique ($0,65 - 0,75 h_{\text{liquide}}$). Le débit de sortie de ces préfiltres est contrôlé par des orifices pratiqués à l'exutoire de ce dernier. Le calcul du débit de pointe, comparé à celui d'un orifice de diamètre fixe et pour une variation maximale de hauteur d'eau dans la fosse septique, détermine le nombre d'orifices à pratiquer. Une flotte de haut niveau reliée à un panneau d'alarme avertit l'opérateur (le propriétaire) du colmatage du préfiltre (perte de charge à travers le préfiltre) ou d'une situation de pointe hydraulique anormale. Ces préfiltres doivent normalement être vérifiés tous les six mois et nettoyés au jet d'eau au besoin (généralement une fois par année). Les solides accumulés peuvent être vidangés dans le premier compartiment de la fosse septique ou disposés vers un site d'enfouissement sanitaire.

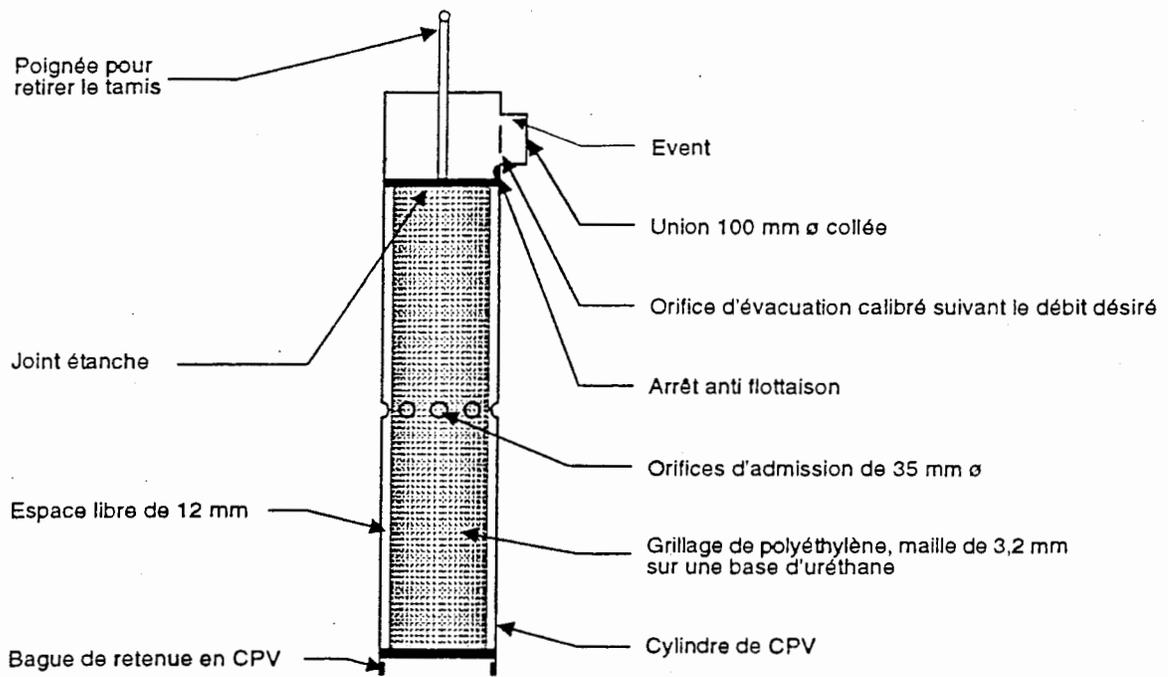
5.5.2.2

Le préfiltre à biotube

Conçu sur le même principe que le préfiltre à tamis, le préfiltre à biotube (figure 5-9) a été développé dans l'esprit d'optimiser l'espace; en effet, il est fabriqué en polypropylène et beaucoup plus compact, pour une surface de filtration égale. Cette particularité est donc un atout pour les projets caractérisés par des débits importants. Grâce à son volume réduit, il devient possible d'augmenter la superficie de filtration pour réduire la fréquence de nettoyage.



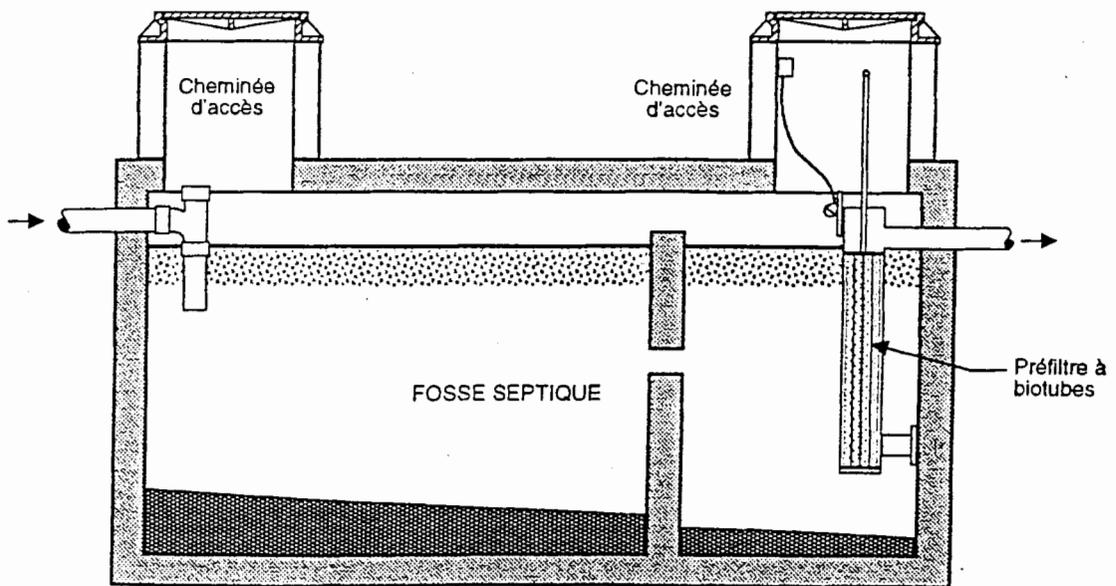
Le préfiltre du type tamis



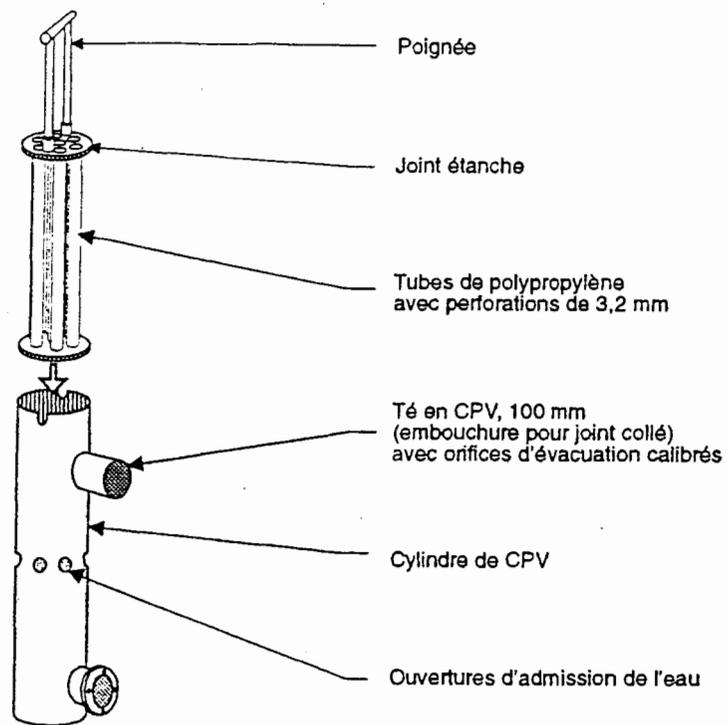
Le détail du préfiltre à tamis

Figure 5-8 Le préfiltre à tamis

D'après Orenco Systems inc. (1995)



Le préfiltre du type à biotubes



Le détail du préfiltre à biotubes

Figure 5-9 Le préfiltre à biotubes

5.5.2.3

Les critères de conception des préfiltres

Le calcul du nombre, du type et du dimensionnement des préfiltres est assujéti à certains critères de base, notamment:

1. Le débit quotidien moyen (Q_d) ;
2. Le débit de pointe (Q_{pointe}) (voir tableau 5-10) ;
3. La hauteur du liquide de la fosse septique ou du réservoir (radier de la conduite de sortie) (h_{liquide}) ;
4. La hauteur de modulation maximale (h_o) ;
5. Le temps de rétention hydraulique dans la fosse septique.

Le calcul de la surface minimale recommandée par le fabricant de ces préfiltres s'établit de la façon suivante:

$$S_{\text{min}} = 0,049 \times Q_T \times n_{\text{années}}$$

où S_{min} = surface minimale de filtration en m^2
 Q_T = débit total quotidien acheminé à la fosse septique (m^3/d)
 n = nombre d'années prévu entre les nettoyages des préfiltres

Parallèlement, le calcul du nombre d'orifices à pratiquer dans la structure de sortie des préfiltres pour obtenir la modulation maximale (h_o) désirée est effectué à partir du débit de pointe (tableau 5-10). Un graphique proposé par le fabricant (figure 5-10) permet de connaître le nombre et la dimension des orifices d'évacuation en fonction du débit et de la hauteur de modulation permise. Le tableau 5-10 et la figure 5-10 permettent d'estimer, pour un débit et une hauteur de modulation fixes, la surface minimale de filtration et le nombre d'orifices de diamètre fixe à pratiquer.

Une vérification ou un ajustement de ces paramètres théoriques sont essentiels lors de la mise en service de ces équipements.

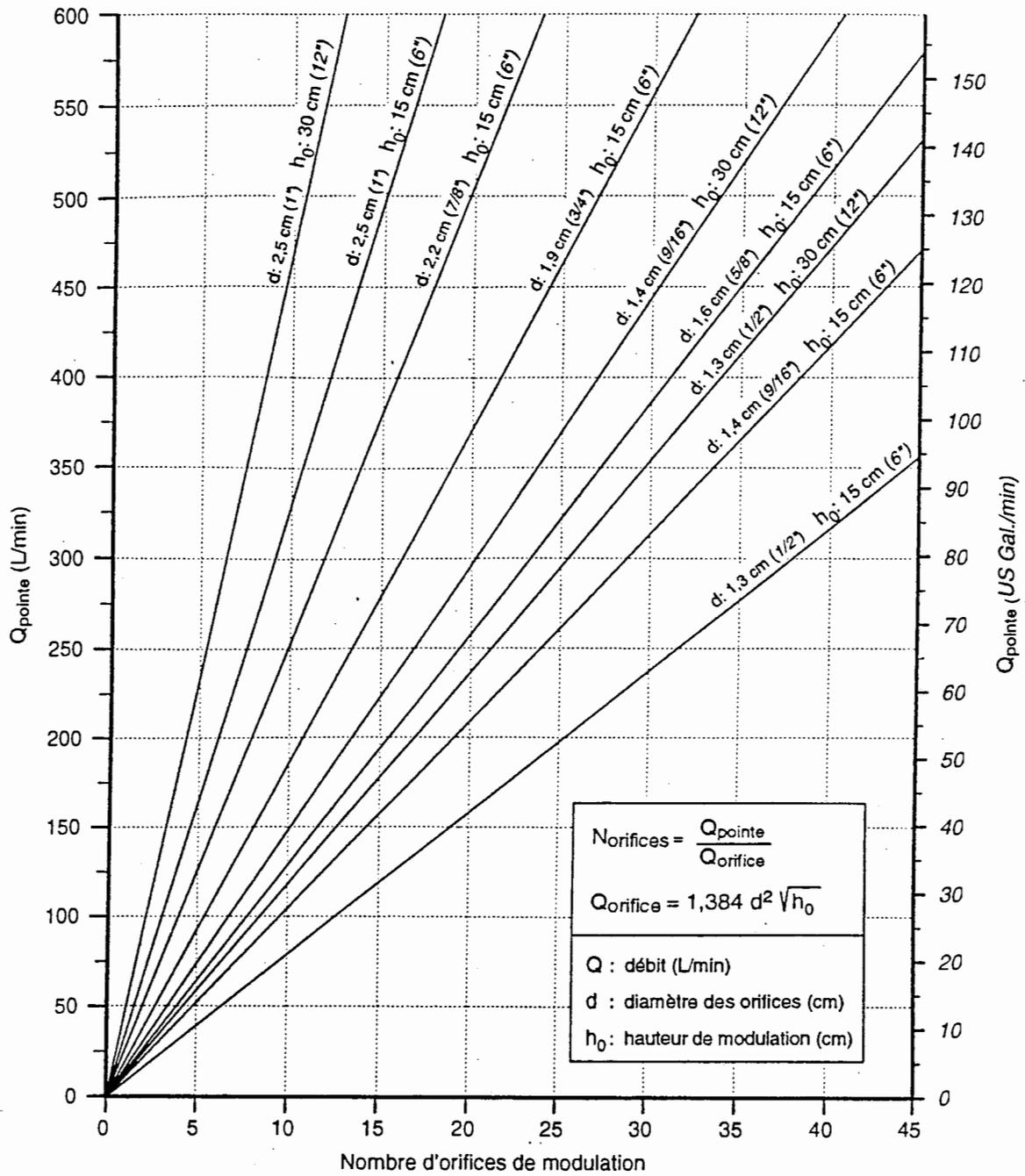


Figure 5-10 Le choix des orifices de modulation en fonction du débit

Adapté de Bounds, 1994

Tableau 5-10 Le calcul de la superficie de filtration et des orifices d'évacuation des préfiltres

Q_T (m ³ /d)	S_{min} (m ²)	h_o (cm)	Facteur de pointe	Q_{pointe} (L/min)	$N_{orifice \varnothing}$ (cm) *
5	0,5	15	21,6	75	7 de 1,4 cm \varnothing
10	1,0	15	13,7	95	9 de 1,4 cm \varnothing
15	1,5	15	10,6	110	11 de 1,4 cm \varnothing
20	2,0	23	9,0	125	10 de 1,4 cm \varnothing
25	2,5	23	7,8	135	11 de 1,4 cm \varnothing
30	3,0	23	7,2	150	12 de 1,4 cm \varnothing
50	5,0	30	6,0	210	14 de 1,4 cm \varnothing
75	7,5	30	5,5	285	6 de 2,5 cm \varnothing
100	10,0	30	5,2	360	8 de 2,5 cm \varnothing
125	12,5	30	5,0	435	9 de 2,5 cm \varnothing
150	15,0	30	4,9	510	11 de 2,5 cm \varnothing

* Une validation *in situ* des conditions spécifiques du projet est obligatoire lors de la mise en service des ouvrages de traitement.

5.5.3

Le piège à matières grasses

Une attention particulière doit être portée aux établissements dont les eaux usées contiennent des matières grasses, tels que les restaurants, les cafétérias, etc. Dans ces cas, un piège à matières grasses doit précéder la fosse septique car ces matières risquent de nuire à son bon fonctionnement.

Il existe deux façons de choisir un piège à matières grasses. La première méthode consiste à déterminer le nombre de repas servis au moment le plus achalandé de la journée. La formule qui suit est utilisée:

$$C = (10 \text{ à } 12) N$$

où

C = la capacité liquide du piège à matières grasses, en litres

N = le nombre de repas servis durant la période de pointe

Le volume minimal acceptable pour un piège à matières grasses de ce type est de 2000 litres. Ces pièges à matières grasses sont en béton et peuvent être préfabriqués ou coulés sur place.

La seconde méthode consiste à sélectionner un piège à matières grasses parmi les différents pièges préfabriqués vendus commercialement. La sélection s'effectue selon le débit d'eaux usées généré en fonction des différents équipements du restaurant. Le tableau 5-11 présente des valeurs typiques de certains équipements. Ces pièges à matières grasses sont en acier recouvert d'un enduit d'époxy.

Il est recommandé de prévoir une ouverture d'un diamètre minimum de 600 mm (24 po) pour permettre l'inspection et la vidange du piège à matières grasses. L'ouverture doit être munie d'un couvercle étanche et scellé pour éviter l'apport d'eaux parasites et le dégagement d'odeurs. La vidange s'effectue de façon régulière, lorsque l'accumulation à l'intérieur du piège atteint 75 % de la capacité de rétention. L'utilisation de broyeurs à déchets n'est pas recommandée.

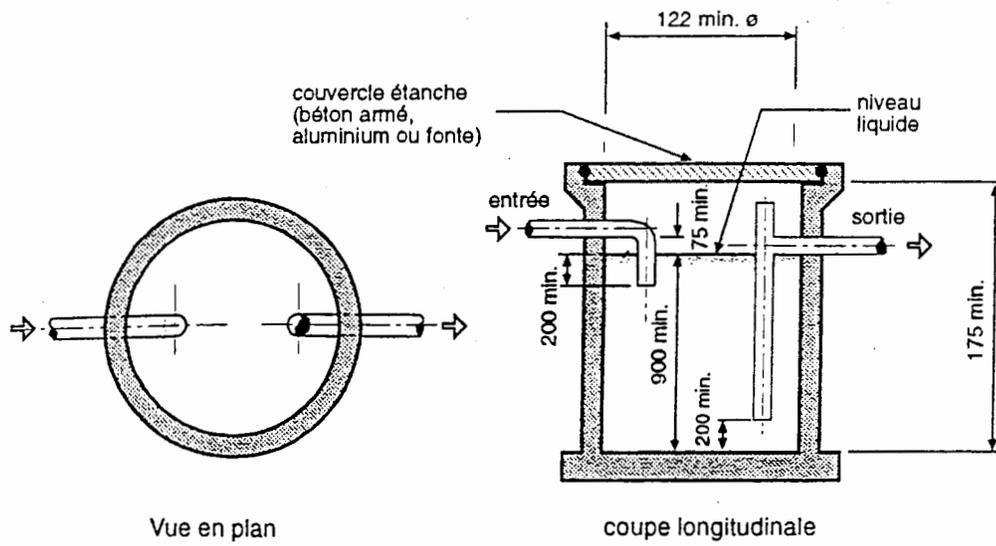
La figure 5-11 présente deux types de pièges à matières grasses.

L'addition de produits chimiques pour aider au fonctionnement d'un piège à matières grasses n'est pas recommandée.

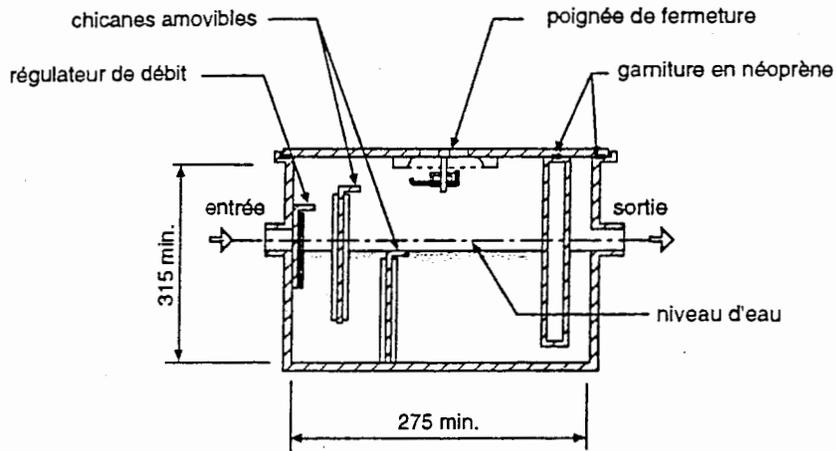
Tableau 5-11 Les valeurs généralement utilisées pour le dimensionnement des pièges à matières grasses vendus commercialement

Type d'accessoires	Débit (L/min)	Capacité de rétention des graisses (kg)	Capacité maximale recommandée par accessoire raccordé au piège (L)
Évier de la cuisine	60	14	150
Évier à un compartiment pour vaisselle	75	18	190
Deux éviers à un compartiment	95	23	240
Deux éviers à deux compartiments	130	30	330
<u>Lave vaisselle</u>			
capacité en eau ≤ 115 L	60	14	150
capacité en eau ≤ 190 L	95	23	240
capacité en eau ≤ 380 L	150	36	375

D'après: EPA (1980).



De forme circulaire, en béton coulé sur place ou préfabriqué



De forme rectangulaire, vendu commercialement

Figure 5-11 Les pièges à matières grasses

5.6

LES FILIÈRES PAR ÉPANDAGE SOUTERRAIN

5.6.1

Le cadre d'application général

Les épandages souterrains ne sont recommandés que pour certaines plages de débit et pour des conditions géotechniques propices qui doivent être soigneusement établies. On évite ainsi des interventions potentielles difficiles en cas de problèmes de fonctionnement. Pour des petits débits, ces filières construites en terrain propice seront souvent un choix technico-économique privilégié. Le tableau 5-12 présente les principaux critères de conception des épandages souterrains.

La pose d'isolant pour protéger les éléments épurateurs du froid peut s'avérer nécessaire dans les régions où la profondeur du gel peut atteindre l'interface d'application; l'aération s'en trouvera toutefois réduite à moins que les événements soient équipés d'aérothermes et gardés ouverts toute l'année.

5.6.2

Les tranchées d'infiltration

L'installation septique avec tranchées d'infiltration est très connue mais paradoxalement peu répandue au Québec. Parmi les filières par épandage souterrain, les tranchées d'infiltration offrent les meilleures conditions de fonctionnement à long terme. Le principe de cette filière est fort simple et consiste à répartir uniformément l'effluent dans une série de tranchées, le plus souvent disposées en parallèle.

Les principaux critères de conception des tranchées d'infiltration touchent les dimensions des tranchées et la distance qui les sépare. La hauteur maximale des parois verticales sous le remblai des tranchées à alimentation parallèle doit être limitée à environ 350 millimètres pour éviter d'accroître la distance entre les tranchées.

La largeur maximale doit être limitée à environ deux mètres pour assurer une dispersion latérale acceptable de l'effluent. Au-dessus de cette limite, il faut ajouter une autre conduite de distribution, ce qui correspond alors à un élément épurateur du type lit d'infiltration. Pour des considérations pratiques, la largeur minimale recommandée est de 600 millimètres (figure 5-12). La distance entre les tranchées est fonction de la remontée du niveau de la nappe phréatique qui doit demeurer à un minimum de 900 millimètres de l'interface d'infiltration. Il faut prévoir assez d'espace entre les tranchées pour que l'effet cumulatif de la remontée demeure en deçà de cette limite.

Tableau 5-12 Les critères de conception des fillères par épandage souterrain

	Tranchées d'infiltration	Lits d'infiltration	Terre à sable hors sol
1. Limites d'application			
a) Q_d et Q_t (m^3/d)	$Q_d < 100$ et $Q_t < 150$	$Q_t < 50$	$Q_t < 50$
b) Charge massique (mg/L) ^c	$DBO_5 < 200$ M.E.S. < 90	$DBO_5 < 200$ M.E.S. < 90	$DBO_5 < 200$ M.E.S. < 90
2. Dimensionnement^b			
a) T.C.H.L.T. ($L/m^2 \cdot d$) ^c	40	30	40
b) Aire minimale m^2/m^3 traité	25 ^d	35	25
c) Aire d'implantation (m^2)	≈ 75	≈ 35	$\approx 50^a$
d) Facteur de multiplication (aire de repos)	1,5	1,75	1,5
3. Sol naturel			
a) Conductivité hydraulique (cm/s)			
. $Q_t \leq 10 m^3/d$	5×10^{-2} à 3×10^{-4}	5×10^{-2} à 3×10^{-4}	5×10^{-2} à 3×10^{-4}
. $Q_t > 10 m^3/d$	5×10^{-2} à 3×10^{-3}	5×10^{-2} à 3×10^{-3}	5×10^{-2} à 3×10^{-4}
4. Nappe phréatique			
a) Calcul de remontée (Hantush) (article 5.4.3.5)	oui	oui	oui
b) Position de la nappe p/r à la surface d'infiltration (après remontée)	90	90	90
5. Alimentation			
	S.D.S.F.P. ^e	S.D.S.F.P. ^e	S.D.S.F.P. ^e
6. Dosage (n/d)			
	3 à 5	3 à 5	3 à 5
7. Détails de construction			
a) Assise de sable sélectionné ($D_{10} \approx 0,4 mm \phi$ et $Cu < 4$)	—	15 cm (si requis)	60 cm
b) Pierres nettes lavées	1,5 à 6,0 cm ϕ	1,5 à 6,0 cm ϕ	1,5 à 6,0 cm ϕ
c) Tuyauterie ^f	CPV	CPV	CPV

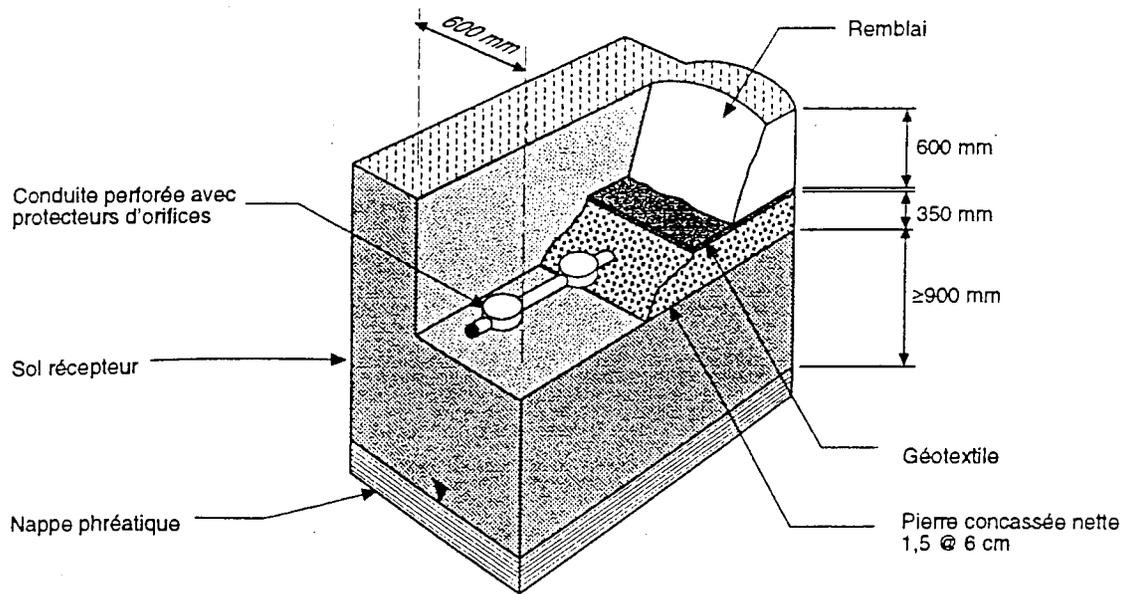
a $S = Q/0,04 + 4 (1,8 (Q/0,04)^{1/2} + 3,24)$

b aire d'infiltration maximale par élément épurateur = $300 m^2$

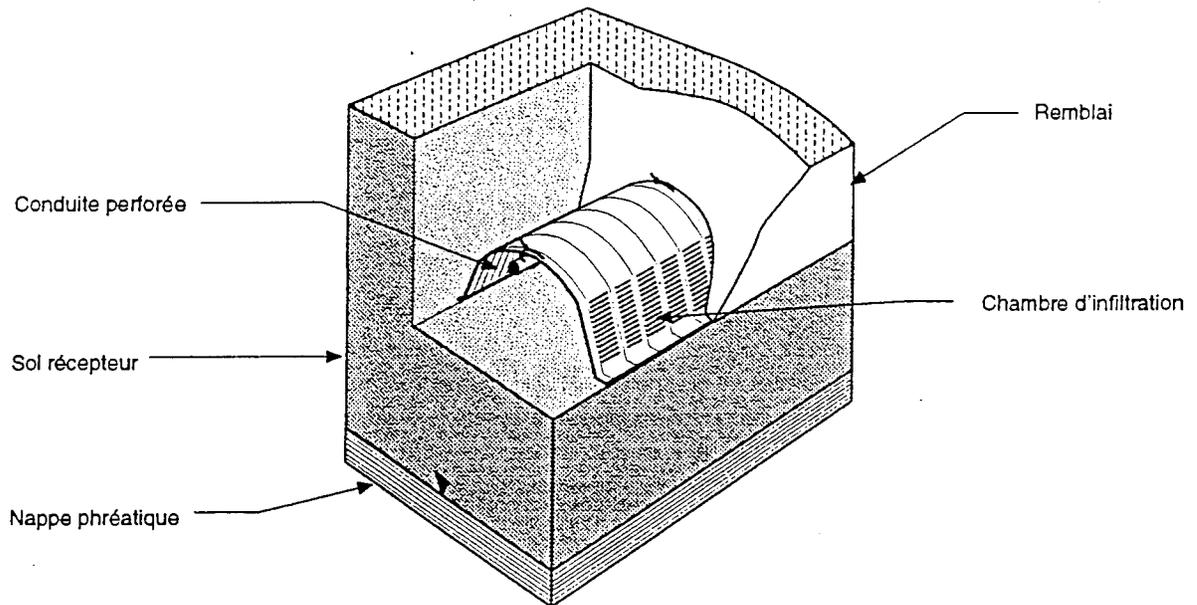
c le taux de charge hydraulique doit être corrigé si la charge massique est plus élevée que la limite indiquée pour des tranchées de 0,6 m de largeur, il faut 42 mètres de tranchée par mètre cube d'eau ($42 \times 0,6 = 25 m^2$)

e S.D.S.F.P. souhaitable pour tout projet ; requis si $Q_t > 10 m^3/d$

f normalement CPV SDR-21, SDR-26 ou cédule 40



Détail d'une tranchée



Détail d'une tranchée avec chambre d'infiltration

Figure 5-12 L'installation septique avec tranchées d'infiltration

Si la remontée de la nappe n'est pas problématique, la distance entre les tranchées est alors contrôlée par la hauteur des parois verticales. Si les eaux de surface ont été éliminées, la distance entre les tranchées doit être au moins égale à la somme de la hauteur des deux tranchées adjacentes. Dans un sol sablonneux, ayant un faible coefficient d'uniformité, la réalisation pratique peut être problématique. On constate donc que, dans les cas où la remontée de la nappe n'est pas critique, la superficie totale nécessaire peut être la même que dans un lit d'infiltration. Si la remontée de la nappe est critique, la distance entre les tranchées devrait s'accroître proportionnellement.

- Calcul de la superficie: $S = Q/TCH \times \text{facteur de correction}$ si la DBO_5 est entre 200 et 250 mg/L
- Facteur de correction = $DBO_5/200$ où DBO_5 : effluent fosse septique (mg/L)

On peut également remplacer la pierre concassée nette par des chambres d'infiltration préfabriquées.

5.6.3

Les lits d'infiltration

Le lit d'infiltration est sans contredit le type d'installation septique le plus répandu au Québec; cet engouement vient essentiellement de la faible superficie nécessaire à son implantation.

- Superficie: $S = Q/TCH \times \text{facteur de correction}$ si la DBO_5 est entre 200 et 250 mg/L
- Facteur de correction = $DBO_5/200$

La figure 5-13 montre une coupe type d'un lit d'infiltration. Dans ce type d'élément épurateur, l'écoulement est essentiellement vertical et contrôlé par la conductivité hydraulique du matelas colmatant (voir article 3.6.2 du chapitre 3). L'effet des parois, qui était très important dans le cas des tranchées, est ici pratiquement négligeable. Il est recommandé d'ajouter un coussin de sable sélectionné de 15 centimètres d'épaisseur sous la pierre concassée; cette couche de sable peut aider grandement à préserver la capacité hydraulique du sol naturel sous-jacent. Comme dans le cas des tranchées, des chambres d'infiltration peuvent remplacer la pierre concassée.

5.6.4

Les tertres à sable hors sol

Ce type d'élément épurateur est, comme son nom l'indique, construit hors sol, c'est-à-dire au-dessus de la surface du terrain naturel. Il est recommandé dans le cas où la nappe phréatique est localisée relativement près de la surface. La figure 5-14 montre une coupe type de cet élément épurateur. Les pentes de stabilisation du talus sont relativement douces (3/1) de sorte que la surface totale d'implantation d'un tertre à sable hors sol est relativement grande. On cherchera, dans la mesure du possible, à enclaver le tertre à même une légère excavation (300 mm) dans le terrain naturel; cette approche permet d'atténuer les risques de résurgence en pied de pente en condition critique.

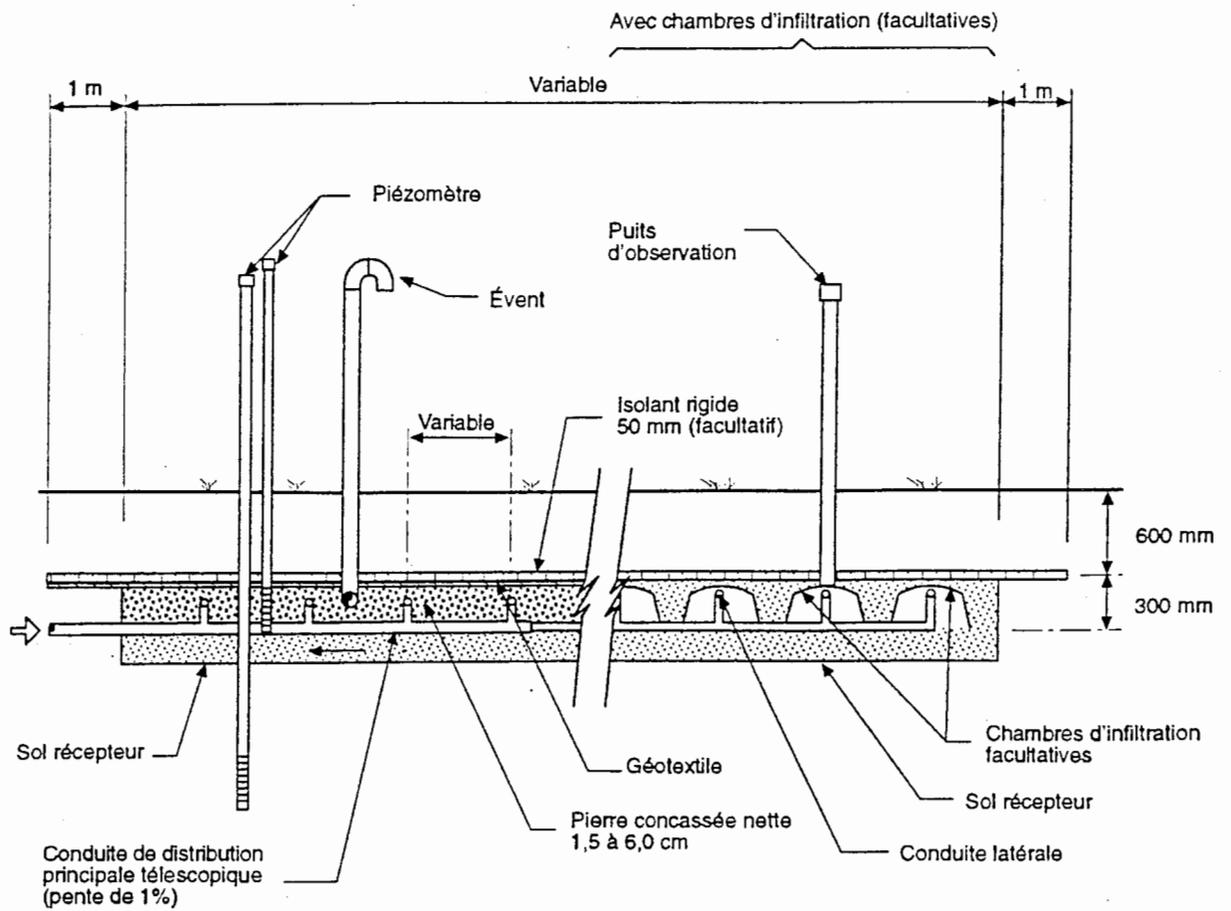


Figure 5-13 L'installation septique avec lit d'infiltration

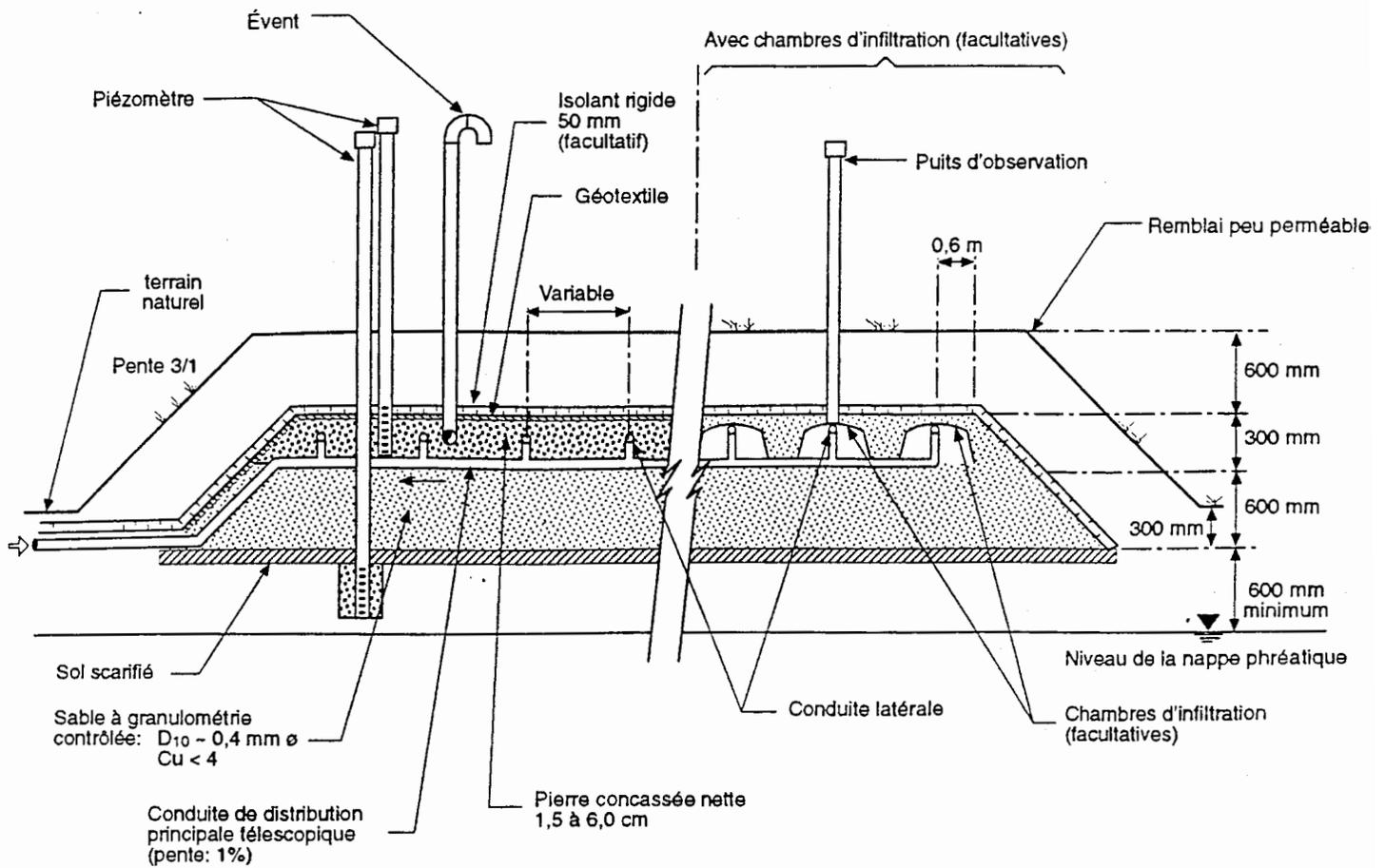


Figure 5-14 L'installation septique du type terre à sable

Dans le cas des tertres à sable hors sol, il faudra distinguer entre la surface du filtre (aire couverte par le réseau SDSFP) et la surface totale d'implantation (qui comprend les pentes de stabilisation).

Ainsi, lorsque nous établissons le calcul de la surface de filtration d'un TSH ($S_{\text{filtre}} = Q / TCH_{\text{sable d'emprunt}}$), nous calculons seulement l'aire du filtre. À cette surface, il faudra donc ajouter l'aire des pentes de stabilisation pour obtenir l'aire d'implantation.

Il est essentiel que le concepteur se mette à la place de l'opérateur aussi souvent que possible pendant la conception des ouvrages. Par exemple : est-il possible d'accéder facilement au préfiltre, pour fins de nettoyage ou de vérification, ou à toute autre pièce qu'il faut vérifier ou ajuster ? Non seulement il faut poser de telles questions mais il faut pouvoir y répondre correctement, c'est-à-dire en fournissant au client des ouvrages qui peuvent être exploités convenablement et en toute sécurité.

5.7

LES FILIÈRES DU TYPE FILTRES INTERMITTENTS

5.7.1

Le cadre d'application général

Les filtres intermittents avec rejet sont généralement des lits de sable moyen à grossier (parfois de gravier très fin), d'une épaisseur pouvant varier de 60 à 90 centimètres, qui reposent sur une couche de pierres concassées pourvue de drains collecteurs.

L'effluent primaire ou secondaire est appliqué de façon intermittente sur toute la surface du filtre (alimentation uniforme) et percole à travers le milieu filtrant; le filtrat est alors recueilli par les drains collecteurs et dirigé vers un lieu de rejet ou vers un procédé additionnel de traitement. Comme dans le cas des épandages souterrains (tranchées, lits et tertres d'infiltration), les processus de traitement en jeu sont complexes et allient différents mécanismes physiques, chimiques et biologiques. Bien que les mécanismes physiques et chimiques jouent effectivement un rôle non négligeable (sédimentation et adsorption), ce sont définitivement les transformations biologiques qui sont les plus significatives.

On distingue aujourd'hui deux types principaux de filtres avec rejet:

1. Le filtre intermittent enfoui (F.I.E.);
2. Le filtre intermittent à recirculation (F.I.R.).

Les principaux critères de conception de ces filtres sont énumérés au tableau 5-13.

5.7.2

Les filtres intermittents enfouis (F.I.E.)

Les F.I.E. sont construits sous le niveau du terrain naturel et recouverts d'un remblai (figure 5-15). Une excavation de 1,2 à 1,5 mètre est d'abord réalisée; les drains collecteurs sont déposés dans une strate de pierres concassées et leur extrémité aval se prolonge vers la surface pour assurer une bonne ventilation du milieu. Une faible épaisseur de gravier plus fin est généralement posée entre le système de collecte et le milieu filtrant de manière à éviter la migration des particules de sable dans la pierre concassée. Après avoir déposé le milieu filtrant (D_{10} : 0,25 - 2,5 mm; $C_u < 4$), il est recouvert d'une autre couche de pierre concassée qui enrobe le système de tuyaux distributeurs: ces derniers, alimentés sous faible pression, ont généralement leur extrémité distale prolongée à la surface pour permettre de lessiver le réseau. Le tout est enfin recouvert d'un matériau de remblai. Il est primordial de prévoir un dosage adéquat et une alimentation uniforme des eaux (S.D.S.F.P.).

Tableau 5-13 Les critères de conception des filtres intermittents avec rejet

	Filter Intermittent enfou (F.I.E.)	Filter Intermittent à recirculation (F.I.R.)
1. Limites d'application		
a) Q_d et Q_t (m^3/d)	$Q_t < 150$	$Q_d < 250, Q_t < 1\ 250$
b) Charge massique (mg/L)	$DBO_5 < 200$ $M.E.S. < 90$	$DBO_5 < 200$ $M.E.S. < 90$
2. Dimensionnement		
a) T.C.H.L.T. (L/m^2-d) ^a	40	160-200
b) Aire min. m^2/m^3 traité	25	6,25-5
c) Facteur de multiplication (aire de repos)	1,50	1,0
3. Sol d'emprunt		
a) Diamètre effectif D_{10} (mm)	0,25 - 2,5	1,0 - 3,5
b) Coefficient d'uniformité C_u	< 4	< 2,5
c) Épaisseur min. (cm)	90	90
4. Alimentation		
	S.D.S.F.P.	S.D.S.F.P.
5. Dosage		
	4 fois/jour	1 fois/30 min
6. Taux d'application^b		
	N/A	3/1 à 5/1
7. Détails de construction		
a) Imperméabilisation-type	sol naturel ^c	géomembrane ou sol naturel
b) Pierres nettes lavées	oui	oui
c) Tuyauterie ^d	CPV	CPV
d) Ventilation gravitaire	oui	oui
e) Contrôles	Q et piézomètre	Q

a le taux de charge hydraulique doit être corrigé si la charge massique est plus élevée que la limite indiquée

b nombre de parties d'eau appliquées sur le filtre p/r à une partie d'eau de la fosse septique

c s'il y avait risque de contamination de puits, il y aurait lieu d'imperméabiliser avec une géomembrane

d CPV, SDR-21, SDR-26 ou cédule 40

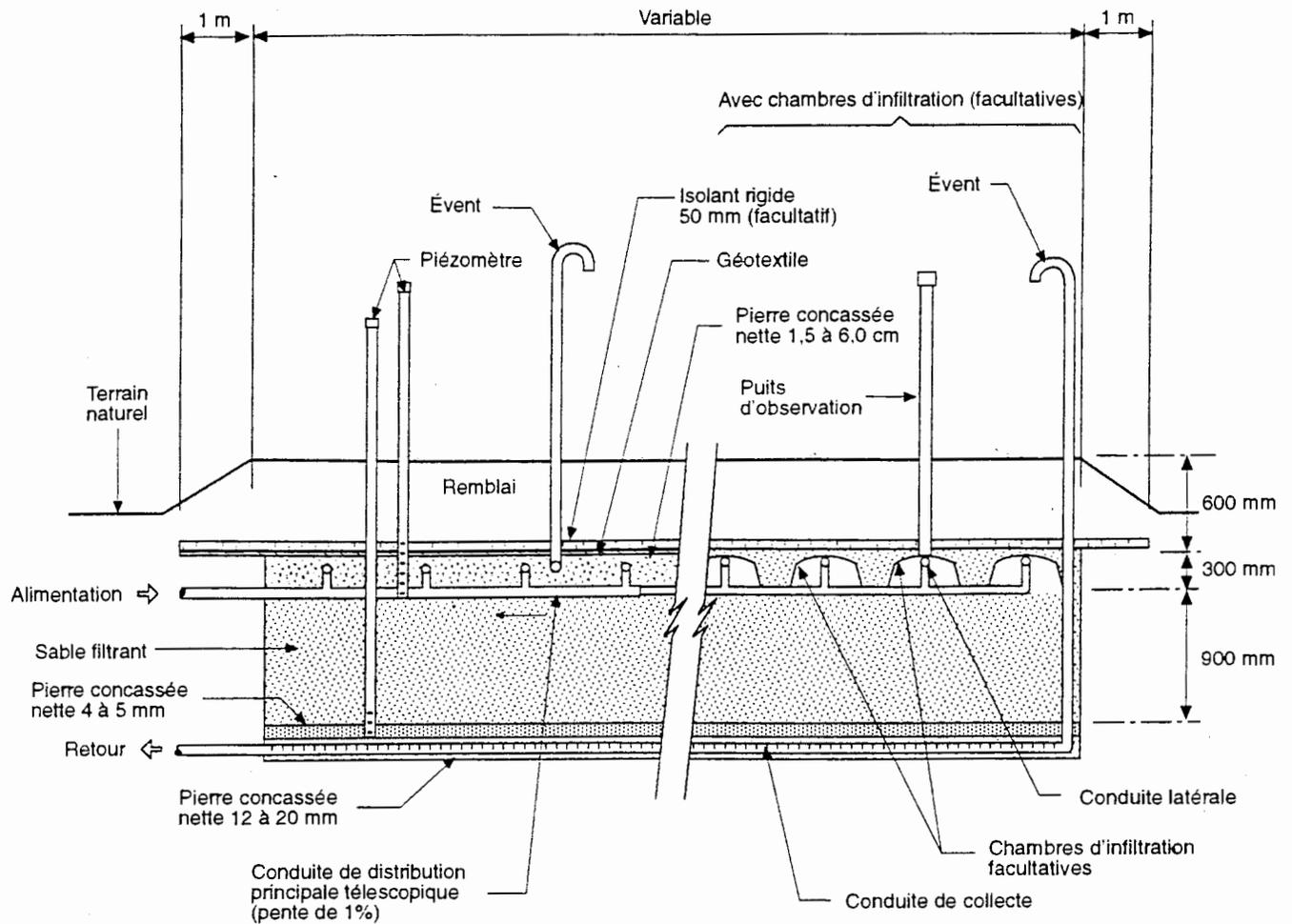


Figure 5-15 L'installation septique du type filtre intermittent enfoui

Comme les F.I.E. sont enfouis (donc difficilement accessibles), leur utilisation est limitée aux débits inférieurs à 150 mètres cubes par jour. Il n'existe bien sûr aucune restriction relative au sol naturel car ces filtres sont entièrement construits avec un matériel d'emprunt sélectionné ($0,25 < D_{10} < 2,5$ mm). Le taux de charge hydraulique de conception est de 40 litres par mètre carré par jour, identique à celui des épandages souterrains en terrain propice ou avec support filtrant sélectionné. On prévoit un facteur de surdimensionnement de 1,5 pour permettre une mise au repos périodique. Ce taux de charge doit être corrigé si la charge massique dépasse la concentration maximale recommandée. Comme ces filtres sont enfouis, le périmètre de protection est fixé à un minimum de 50 mètres de toute résidence ou source d'approvisionnement en eau de consommation.

L'effluent traité pourra alors, compte tenu des exigences du Ministère de l'Environnement et de la Faune (MEF) soit:

1. Être évacué directement à un cours d'eau; une désinfection aux rayons ultra-violetts peut être envisagée dans certains cas;
2. Être évacué dans le sol naturel.

5.7.3

Les filtres intermittents à recirculation (F.I.R.)

Les F.I.R. ont été mis au point sur la base des F.I.E., à la différence que la surface d'application des eaux usées est exposée à l'air libre ce qui permet d'appliquer un plus haut taux de charge hydraulique. Cela dit, les F.I.R. utilisent un milieu de traitement plus grossier, parfois du gravier fin (D_{10} : 1,0 - 3,5; $C_u < 2,5$), avec une recirculation du filtrat. L'eau usée est appliquée de manière intermittente à partir d'un réservoir de mélange et de dosage qui reçoit à la fois les eaux usées primaires (issues de la fosse septique) et le filtrat (figure 5-16). On applique généralement un taux d'alimentation pouvant varier de 3/1 à 5/1 (valeur typique). Une fraction du filtrat est régulièrement évacuée du système par le biais d'un dispositif de répartition. Le dispositif de répartition peut être logé dans une structure indépendante ou directement dans le réservoir de mélange et de dosage. Différents types sont illustrés sur la figure 5-17.

Rappelons que le taux d'application représente le nombre de cycles de filtration de l'eau avant qu'elle ne soit évacuée. Par exemple, un taux de 5/1 signifie que l'eau de la fosse septique sera filtrée cinq fois avant d'être évacuée; pour ce faire, une partie d'eau de la fosse septique est mélangée à quatre parties d'eau filtrée dans le réservoir de mélange; les cinq parties sont dosées sur le filtre, générant un taux d'application sur le filtre cinq fois plus élevé que le T.C.H. de conception (basé sur le débit moyen journalier d'effluent de fosse septique). Le taux de charge de conception est de 160 à 200 litres par mètre carré par jour en fonction de la charge massique. En cas de doute, le taux de charge le moins élevé devrait être utilisé.

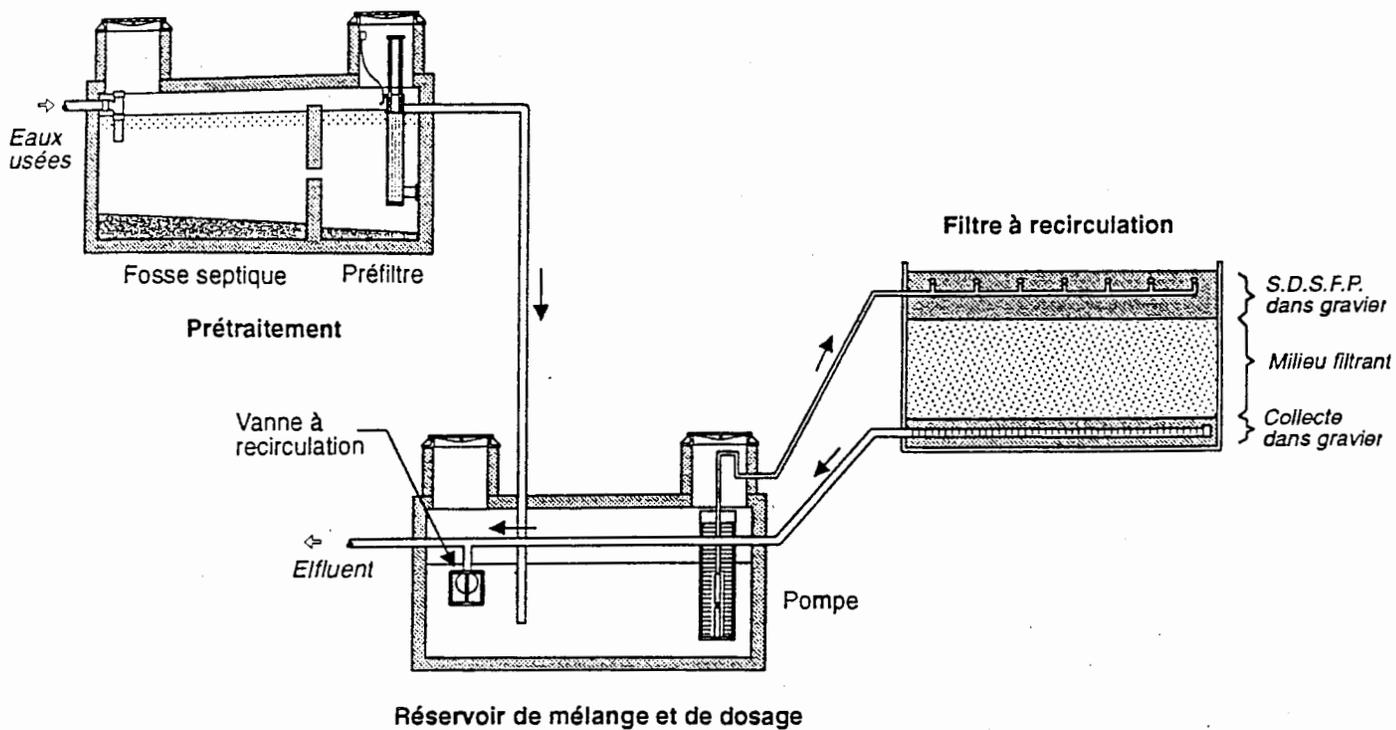
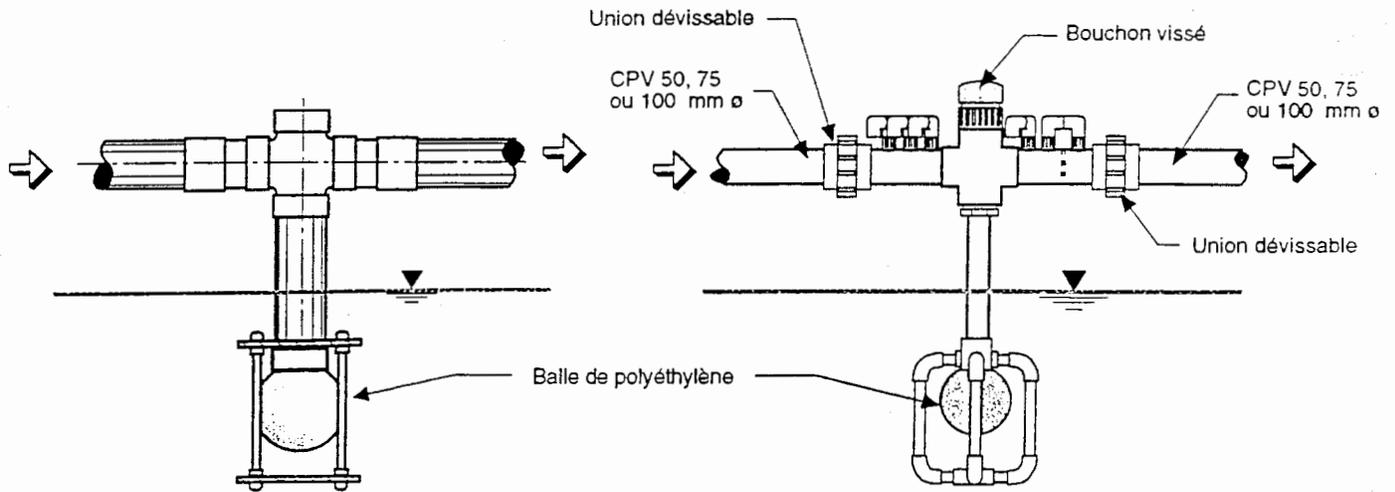
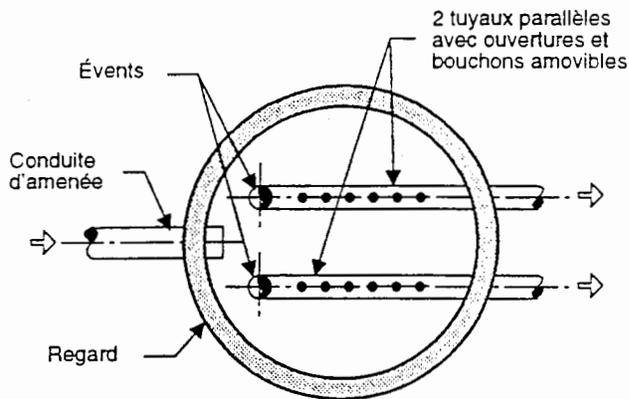


Figure 5-16 L'installation septique du type filtre intermittent à recirculation

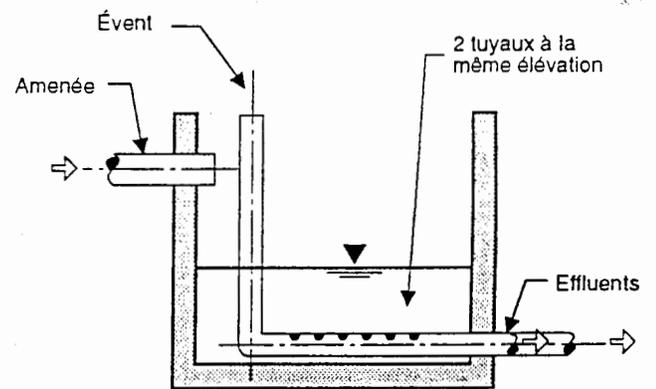


Dispositif de recirculation et
de répartition du débit
Type clapet à bille

Dispositif de recirculation et
de répartition du débit
Type répartiteur



Vue en plan



Vue en élévation

Figure 5-17 Les structures de répartition

Les prescriptions de conception générales des F.I.R. sont les suivantes:

1. Prévoir que l'eau filtrée recirculée gicle en arrivant dans le réservoir de mélange et de dosage pour en assurer l'aération maximale;
2. Prévoir dans ce même réservoir que le point d'arrivée de l'eau recirculée soit rapproché de celui des eaux usées primaires, le principe étant de favoriser le mélange et l'oxygénation rapide de l'eau septique dans ce bassin de mélange;
3. S'assurer que les eaux primaires arrivent sous le niveau liquide du bassin de mélange et d'alimentation de manière à éviter le relargage possible de H₂S et d'autres gaz malodorants.
4. Dans le réservoir de mélange et de dosage, prévoir un éloignement maximum entre l'arrivée d'eaux primaire/retour du filtrat et le poste de pompage aux FIR.

5.8

LE DOSAGE

Le dosage intermittent du débit à traiter est un autre facteur très important en traitement des eaux usées par I.S.C. Cette approche, toujours souhaitable, est requise pour les projets dont le débit est supérieur à 10 m³/d et pour tous les projets de filtres intermittents (F.I.E et F.I.R.). L'approche classique (Wisconsin) adapte le rythme de dosage à la texture de sol à l'interface d'application. Ainsi, plus un sol est perméable, plus le nombre de doses par jour sera élevé. La tendance actuelle (côte ouest américaine) est de maximiser le nombre de petites doses; cette approche est nettement préférable pour les raisons suivantes:

1. Le principe de doser un volume important sur une interface à caractère peu perméable (ex: 1 dose par jour pour les silt-limon) crée une charge hydraulique qui favorise l'écoulement de l'eau à travers le matelas colmatant, mais contribue également à créer une condition d'anaérobiose prolongée à cette même interface, ce qui, à long terme, favorise le colmatage;
2. Dans un matériau plus perméable, des doses importantes et peu fréquentes peuvent mener à une diminution de l'efficacité de traitement en favorisant une dispersion trop rapide de l'effluent vers la nappe phréatique.

Les conditions à respecter sont de doser un volume d'eau suffisant pour mettre le système de distribution en charge et pour couvrir la superficie de traitement. Une lame d'eau de 1,0 à 2,0 centimètres appliquée à chaque dose semble raisonnable. À noter qu'une lame de 1,0 centimètre par dose représente 10 litres par mètre carré de superficie à chaque dose. Il en résulte que:

1. Pour le L.I. avec un T.C.H. de 30 L/m²-d, il faudrait prévoir trois doses par jour;
2. Les T.I., les T.S.H.S. et les F.I.E., dont le T.C.H. recommandé est de 40 L/m²-d, recevraient quatre doses par jour;
3. Pour les F.I.R. conçus à 200 L/m²-d avec un taux d'application de 5/1, il faudrait prévoir au moins 48 doses par jour (2 cm/dose); si le taux d'application est réduit à 3/1, 48 doses par jour correspondent à 1,25 cm/dose.

Le dosage intermittent des eaux usées doit obligatoirement s'associer à une alimentation uniforme de manière à assurer une répartition de l'effluent à traiter sur la surface entière d'application des eaux usées. Ce dosage intermittent avec alimentation uniforme peut être réalisé avec des pompes d'effluent, avec des siphons doseurs ou des systèmes à bascule spécialement conçus à cet effet lorsque le gradient hydraulique le permet.

5.8.1

Les pompes d'effluent

On distingue généralement deux principaux types de pompe d'effluent:

1. La pompe centrifuge
2. La pompe à turbine verticale

5.8.1.1

La pompe centrifuge

La pompe centrifuge est souvent caractérisée par une courbe de performance allongée pour un écart important dans les débits de refoulement et une hauteur manométrique totale (HMT) dépassant rarement 30 mètres. Ces pompes sont donc généralement choisies pour refouler des débits importants avec des pertes de charge relativement faibles. Le système de levage se fait en général au moyen de barres guides et un accès doit être prévu au puits de pompage. La figure 5-18 montre l'arrangement type proposé.

5.8.1.2

La pompe à turbine verticale

La pompe à turbine verticale (ou à étages multiples) pour eaux usées est, par opposition aux pompes centrifuges, caractérisée par une courbe de performance très abrupte, donc associée à des hauteurs de refoulement pouvant dépasser les 100 mètres mais pour des débits relativement faibles (0,5 à 3,5 L/s). Ces pompes sont également munies d'un dispositif de protection contre les surcharges thermiques et doivent être protégées contre le passage de solides excédant 3 millimètres. La pompe est insérée dans un tube de CPV de 100 millimètres de diamètre avec des ouvertures à la base permettant d'alimenter la pompe. Ce tube est lui-même inséré dans un tamis de polyéthylène de diamètre variant de 300 à 400 millimètres dont les ouvertures sont de 3 millimètres afin de protéger la pompe de la venue de solides. L'accouplement entre la conduite de décharge de la pompe et la conduite de refoulement ainsi que la vanne d'arrêt se situent dans la partie supérieure du puits afin de pouvoir y accéder facilement de l'extérieur du puits. La figure 5-19 montre l'arrangement proposé. Le dispositif de sortie de ces pompes génère une perte de charge dont il faudra tenir compte dans la conception du réseau SDSFP (figure 5-20)

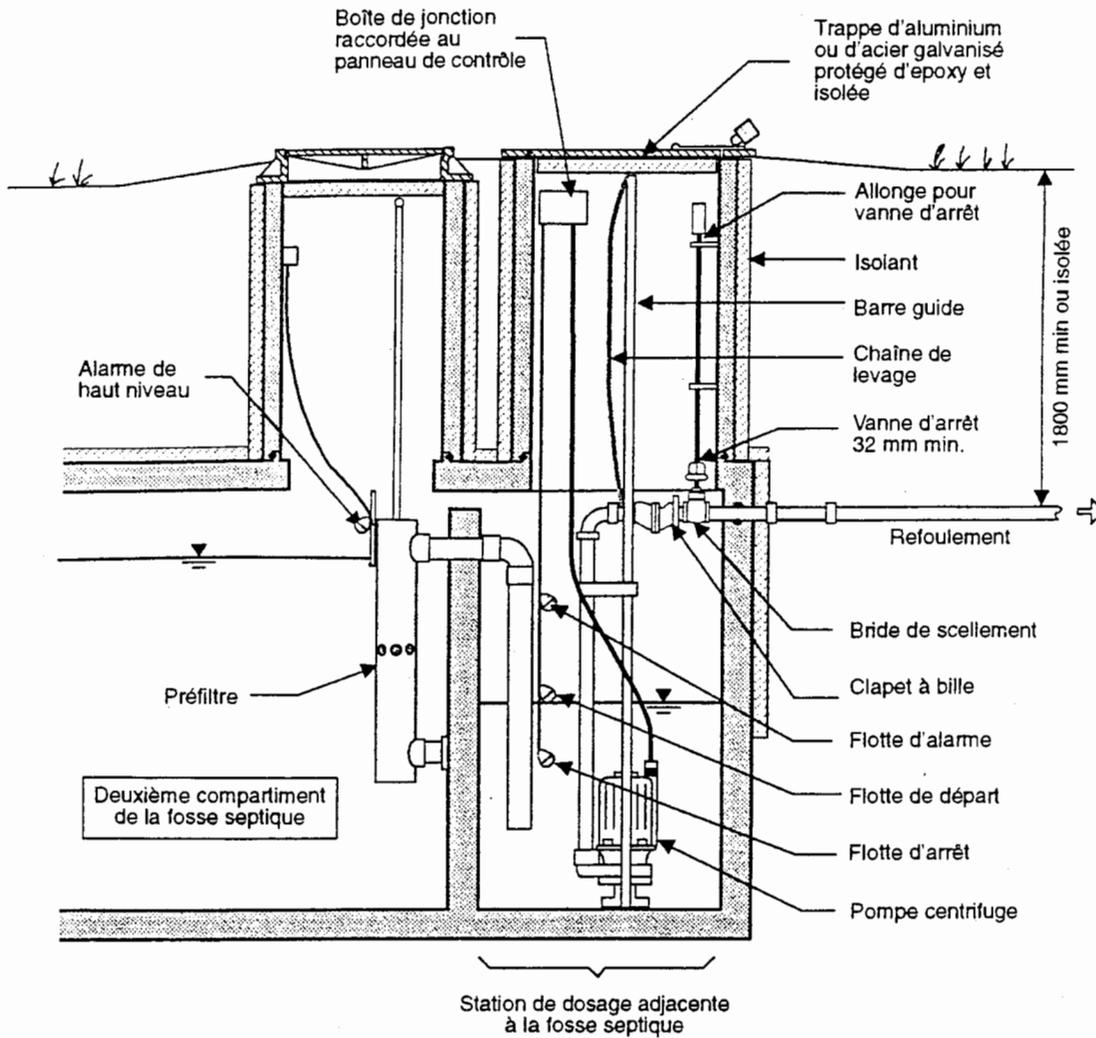


Figure 5-18 Le dosage avec pompe centrifuge

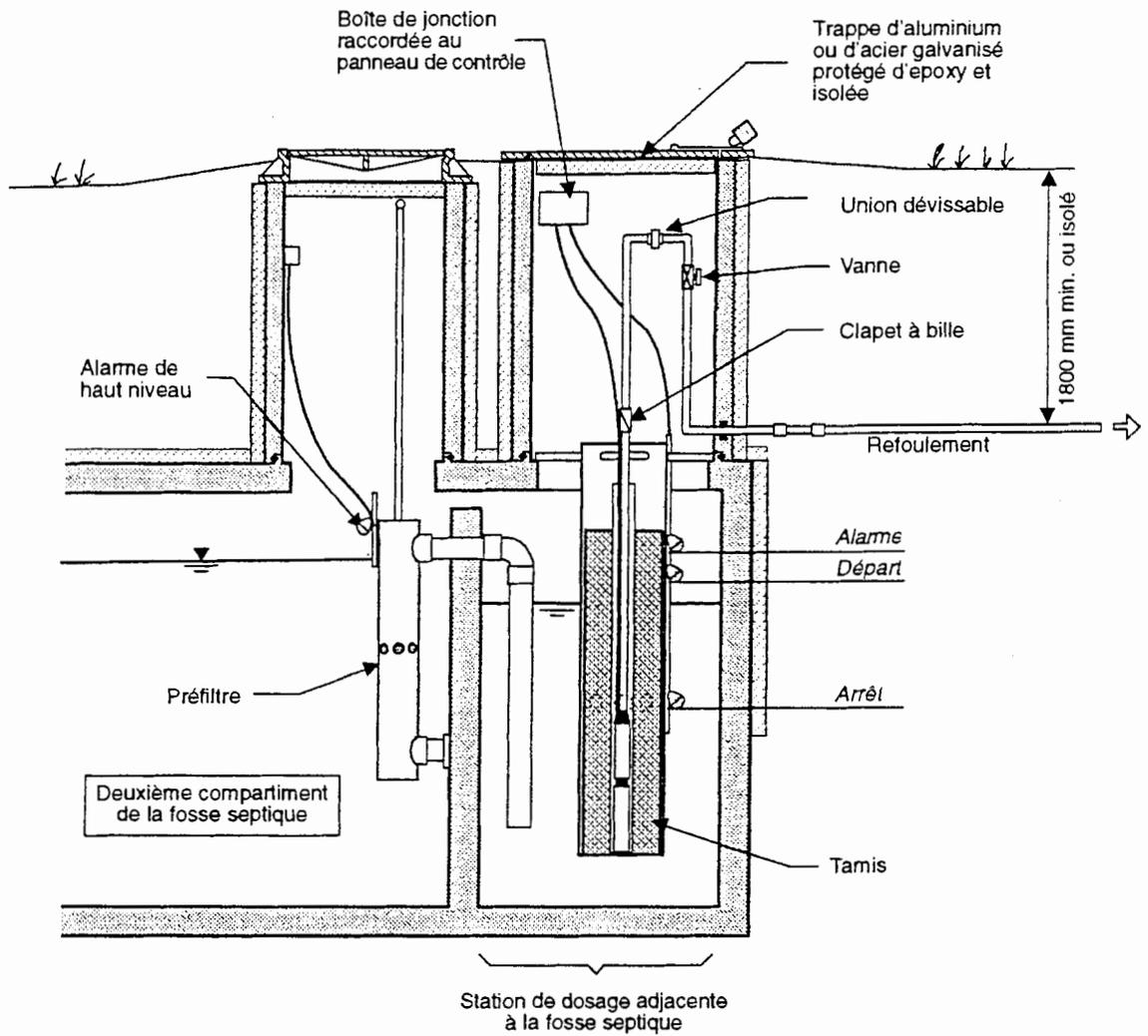


Figure 5-19 Le dosage avec pompe à turbine

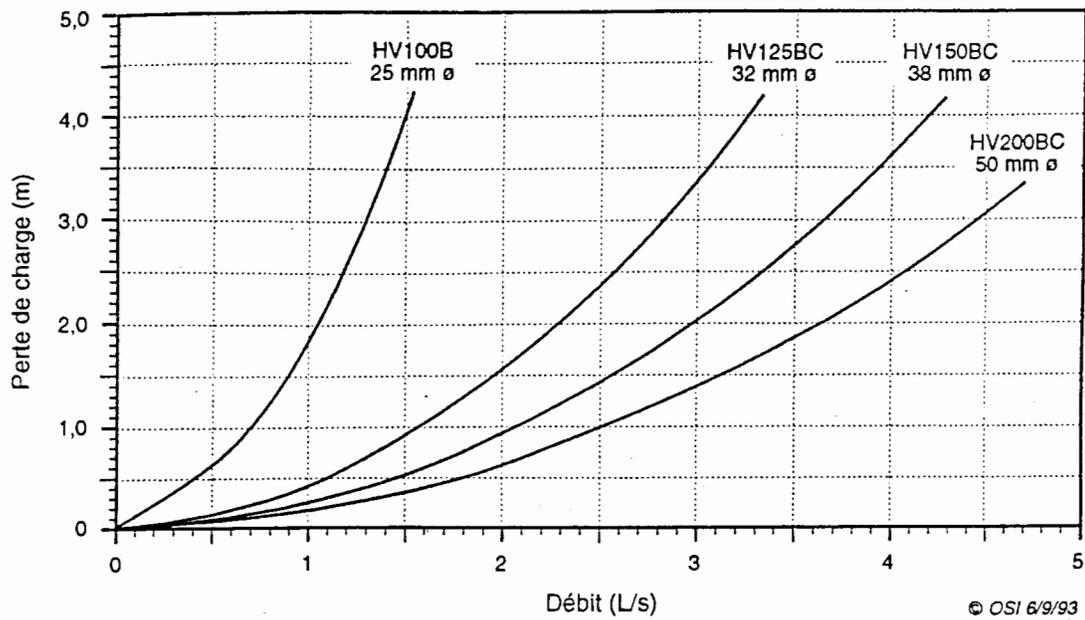


Figure 5-20 Les pertes de charge en fonction du débit dans l'unité de refoulement d'une pompe à turbine verticale

5.8.2

Les siphons doseurs

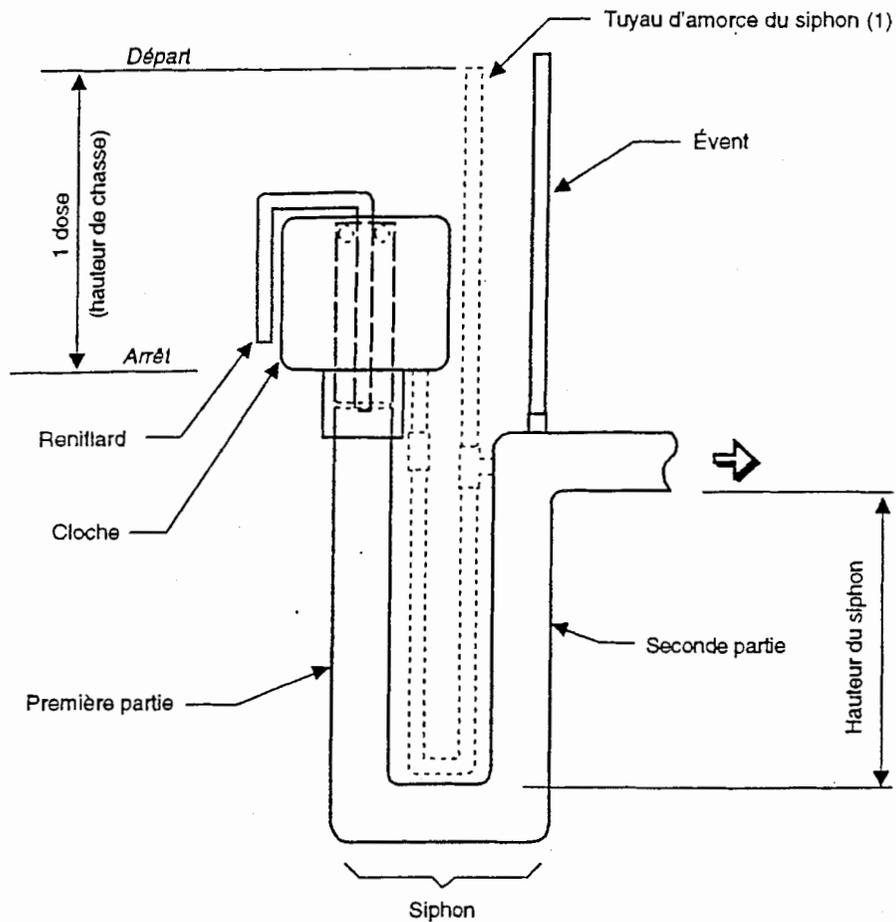
L'utilisation de siphons doseurs pour le dosage intermittent et l'alimentation uniforme d'un réseau de distribution sous faible pression (SDSFP) devrait être envisagée lorsque le gradient hydraulique le permet. Les siphons doseurs ont bénéficié d'une évolution importante au cours des quinze dernières années. Toutefois, le concepteur doit obtenir une garantie du fabricant sur la fiabilité du fonctionnement de ses équipements surtout s'il s'agit d'un système fonctionnant en alternance.

Un siphon doseur est essentiellement composé de deux parties principales, soit la cloche et la trappe (figure 5-21). Dans la partie cloche, se retrouvent le tuyau d'adduction, le tuyau reniflard et le joint d'accouplement à la trappe. Dans certains cas (diamètre important), il s'y trouve également un tuyau déclencheur qui fait office de trappe secondaire. La partie trappe est composée d'une section longue, d'une trappe, d'une section courte et d'un dispositif de décharge muni d'un évent. Ces siphons sont disponibles dans des diamètres allant de 50 à 200 millimètres de diamètre pour des débits d'évacuation allant de 2 à 55 litres par seconde et des hauteurs de chasse allant de 200 à 1 200 millimètres.

La figure 5-22 montre le fonctionnement du siphon doseur dans un cycle complet. Parallèlement, la figure 5-23 montre le même fonctionnement mais dans le cas où deux siphons sont couplés dans le même réservoir pour une alimentation en alternance.

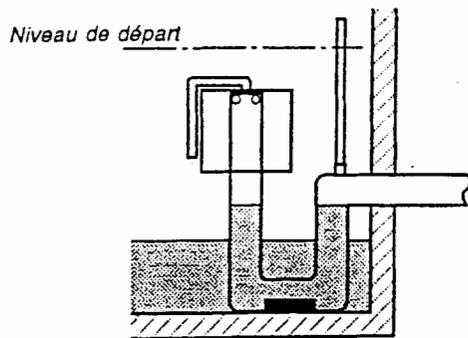
Lorsqu'utilisé pour l'alimentation et la mise en charge d'un réseau de distribution sous faible pression (SDSFP), il est recommandé d'éviter les changements de pente abrupts dans la conduite de refoulement reliant le siphon doseur au réseau; des poches pourraient se créer à ces endroits et nuire à l'écoulement des eaux. Pour remédier à cette situation quelquefois inévitable, il faut soit choisir un diamètre de refoulement d'une dimension supérieure à celui du siphon doseur, soit prévoir un purgeur d'air à ces endroits critiques. Il faudra dans tous les cas s'assurer que la hauteur statique entre le siphon (décharge) et le réseau SDSFP soit suffisante pour maintenir une pression résiduelle adéquate à l'extrémité du réseau et que le débit et le volume libéré à chaque chasse correspondent bien aux demandes exercées par le réseau de distribution sous faible pression.

Il est également recommandé de protéger ces siphons doseurs par le biais de tamis de polyéthylène spécialement prévus à cet effet. Le suivi du fonctionnement de ces siphons doseurs s'effectue normalement par l'enregistrement des chasses d'eau par une flotte reliée à un panneau d'enregistrement.

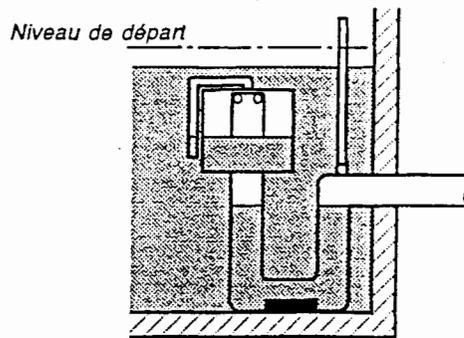


(1) Certains siphons ont besoin d'un tuyau d'amorce pour évacuer complètement l'air de la cloche au début de chaque cycle de fonctionnement. Les dimensions de la cloche, sa hauteur, le diamètre du siphon et la hauteur d'eau au-dessus de la cloche avant la déclenchement du cycle sont autant de facteurs qui déterminent la nécessité ou non d'un tel dispositif. S'il est présent, c'est lui qui déclenchera le cycle d'évacuation du siphon.

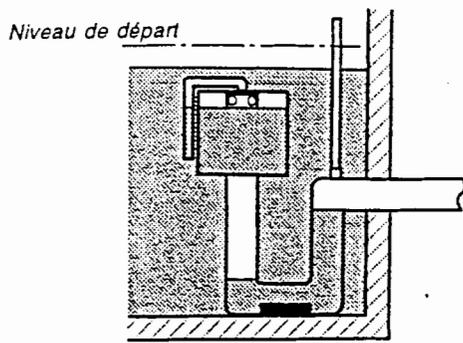
Figure 5-21 Le siphon



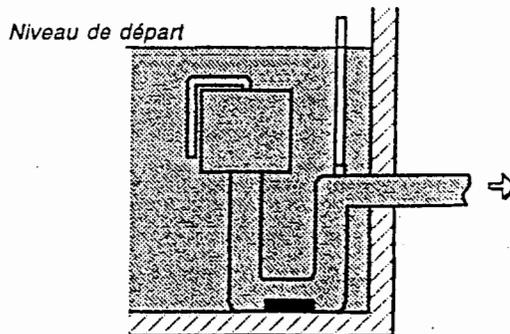
1- Le siphon doit être amorcé (rempli d'eau) avant que le niveau liquide n'atteigne l'ouverture du reniflard



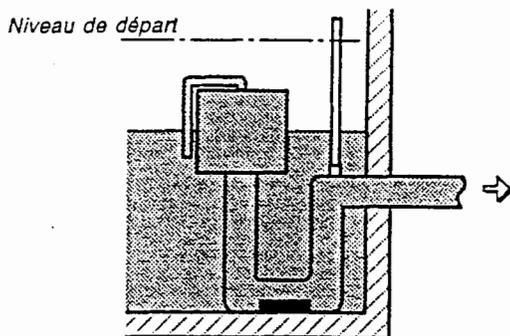
2- L'eau passe de la première partie du siphon à la seconde à mesure que le niveau liquide dépasse l'ouverture du reniflard



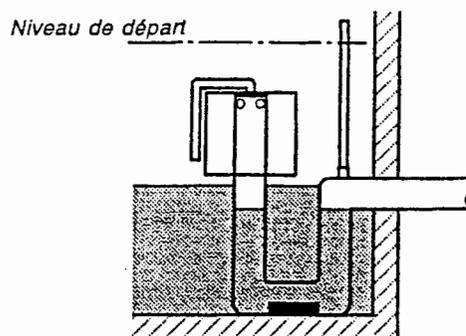
3- Juste avant le déclenchement, la première section est presque complètement remplie d'air



4- Le siphon est déclenché quand l'air est évacué par l'évent



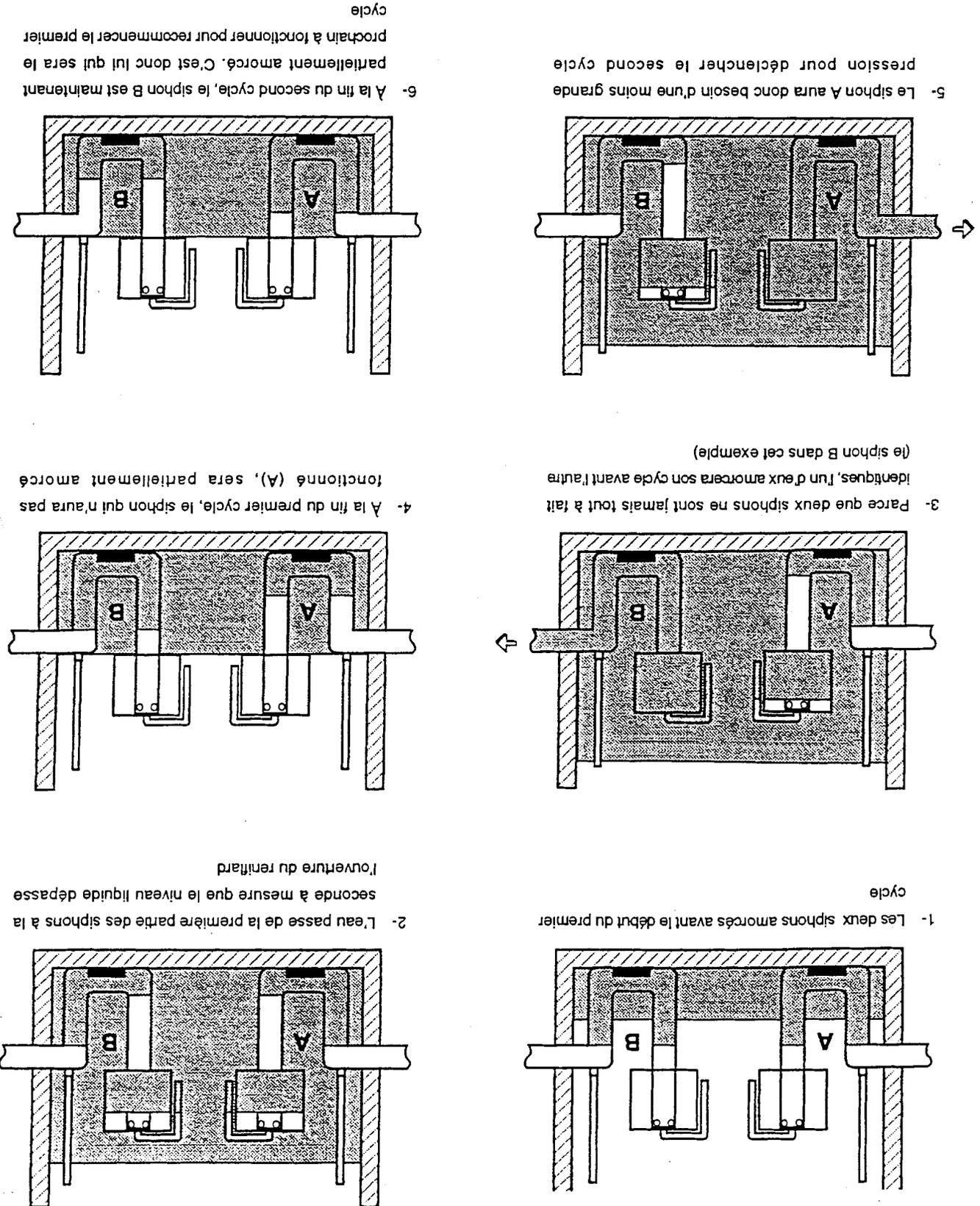
5- Le siphon continue à doser jusqu'à ce que l'eau du réservoir atteigne le niveau inférieur de la cloche



6- L'air, en pénétrant sous la cloche, brise le cycle et le reniflard permet à la cloche de se remplir complètement d'air

Figure 5-22 Le cycle de fonctionnement d'un siphon

Figure 5-23 Le cycle de fonctionnement de deux siphons



5.9

L'ALIMENTATION

Comme il a été démontré précédemment, il est fortement recommandé de construire une installation septique communautaire avec un système d'alimentation qui garantisse une répartition uniforme de l'effluent sur toute la superficie d'application. Dans ce contexte, toute installation septique communautaire de plus de 10 m³/d de même que tous les F.I.E. et les F.I.R. doivent inclure un système de distribution sous faible pression (S.D.S.F.P.).

5.9.1

Le système de distribution sous faible pression

Un S.D.S.F.P. comprend généralement une conduite de distribution principale (C.D.P.) et une série de conduites latérales perforées qui lui sont rattachées. Ces conduites sont généralement de CPV SDR-21, SDR-26 ou cédule 40. Elles sont conçues pour se vidanger dans le poste de pompage à la fin de chaque cycle de dosage pour éviter les problèmes de gel en hiver. Les conduites latérales doivent aussi se vidanger à la fin de chaque cycle de pompage. À cet effet, chaque conduite latérale comporte à son extrémité proximale une seule perforation dirigée vers le bas; de plus, chaque conduite est posée avec une légère pente (~ 1%) vers la CDP. L'exercice de conception consiste à prévoir la mise en charge sous faible pression du réseau (1 à 2 mètres de hauteur manométrique résiduelle) et à équilibrer les pertes de charge à chaque perforation en choisissant judicieusement le diamètre des conduites et des perforations (figure 5-24). Cet exercice itératif est grandement facilité par l'utilisation d'un logiciel d'application. Pour comprendre les mécanismes et les règles de conception en jeu, il est utile de faire l'exercice manuellement.

5.9.2

Les hypothèses de travail

Au départ, il faut fixer certaines hypothèses de travail:

1. La longueur maximale d'une conduite latérale est de 30 mètres, cette longueur étant toujours calculée à partir de la conduite de distribution principale (C.D.P.) jusqu'à l'extrémité de la conduite latérale;
2. La distance entre les orifices sur les conduites latérales est limitée à un maximum de 1,2 mètre. Généralement, les milieux plus perméables sont dosés plus fréquemment par des conduites dont les perforations sont plus rapprochées;
3. Le diamètre des perforations se situe entre 3,2 et 9,5 millimètres. Ce choix est principalement fonction de l'utilisation ou non de préfiltres au prétraitement et de la présence ou de l'absence d'une structure de purge facilitant le nettoyage du réseau de distribution.

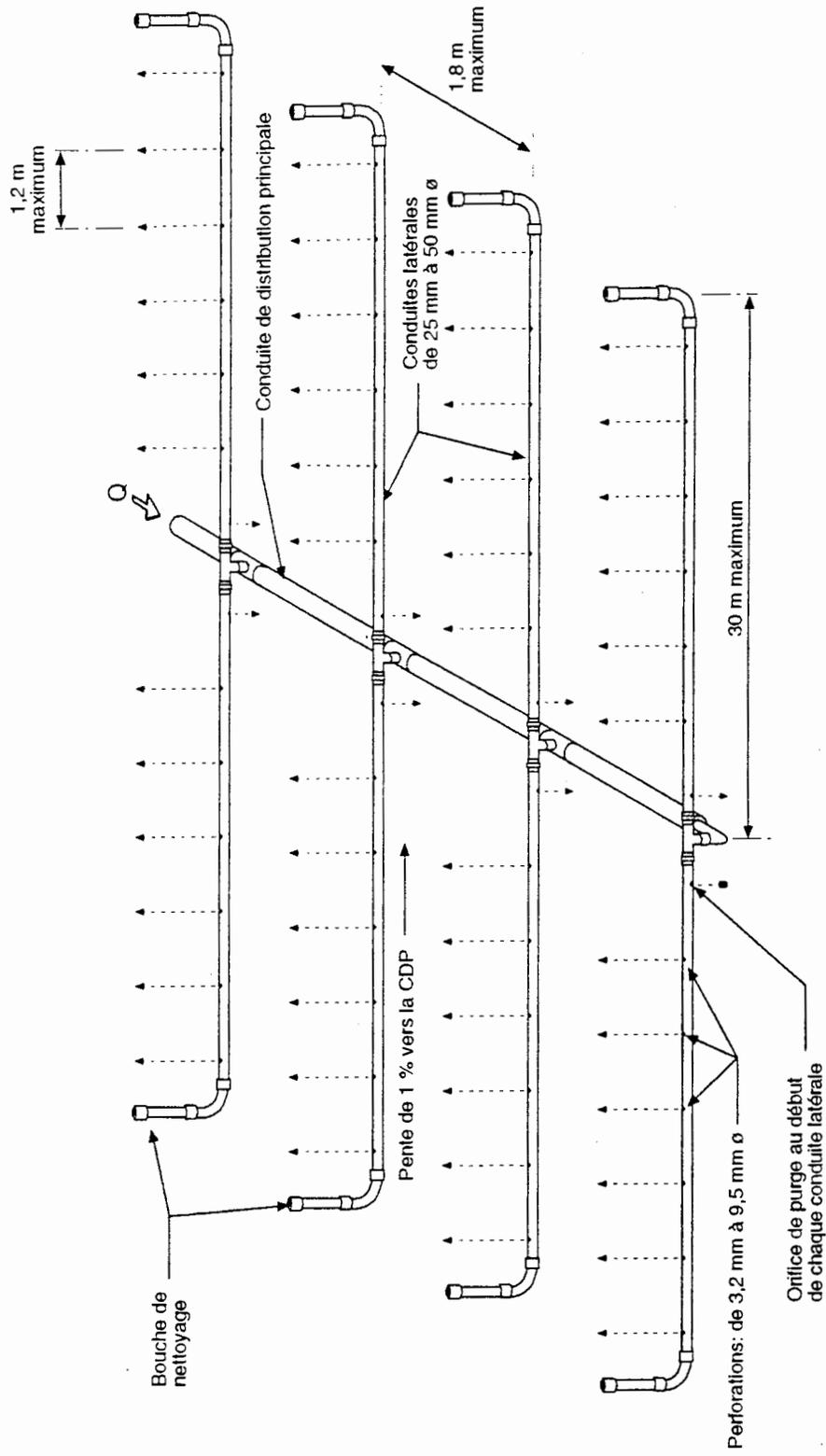


Figure 5-24 Le système de distribution sous faible pression

4. Le diamètre intérieur des conduites latérales est l'un des suivants: 25 mm Ø, 32 mm Ø, 38 mm Ø et 50 mm Ø;
5. La pression résiduelle à l'extrémité des conduites latérales peut varier entre 1,0 mètre et 2,0 mètres;
6. Un réseau SDSFP doit alimenter une superficie de 300 mètres carrés au moins; lorsque la surface est supérieure à 300 mètres carrés, il faut plus d'un réseau.

Tableau 5-14 La conception d'un réseau de distribution sous faible pression

Type de fillière	Diamètre des perforations (mm)	Distance entre les perforations (m)	Distance entre les conduites latérales (m)
Épandages souterrains	3,2 à 9,5*	0,6 à 1,2	0,9 à 1,8
Filtres intermittents	3,2 à 6,4*	0,3 à 0,6	0,45 à 0,9

* Perforations < 6,4 mmØ exige l'utilisation d'un préfiltre au prétraitement

Les perforations sont dirigées vers le haut pour favoriser la dispersion de l'eau et pour éviter qu'une perforation soit obstruée par le gravier sous-jacent; différents dispositifs peuvent être utilisés pour favoriser la dispersion (figure 5-25).

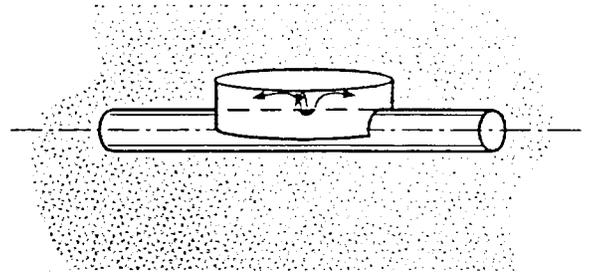
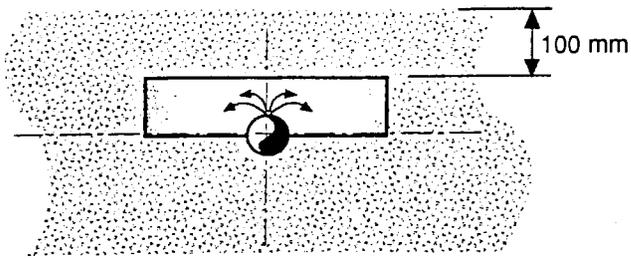
5.9.3

Les étapes de calcul et de conception

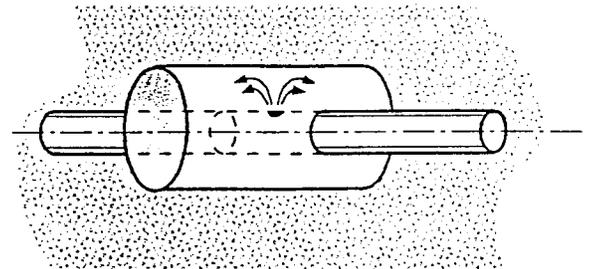
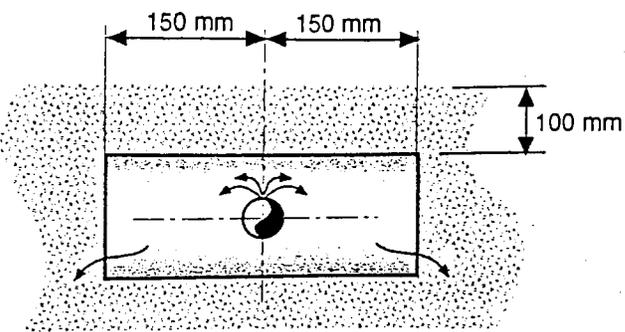
Pour chaque projet de conception d'un S.D.S.F.P., les étapes suivantes sont nécessaires:

1. Établir un premier plan de réseau

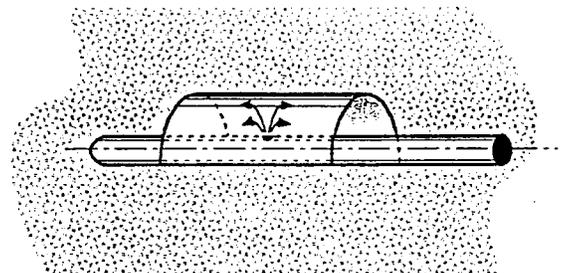
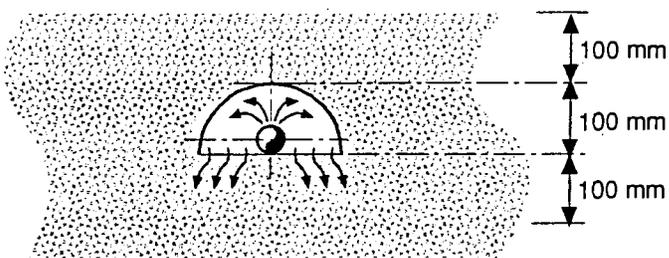
Ce plan est établi pour chaque élément épurateur. La géométrie du réseau peut varier selon les restrictions physiques du futur site de traitement ou s'ajuste lors d'un exercice d'optimisation. La superficie d'application peut être fractionnée en un certain nombre d'unités (zones) et un réseau est calculé pour chacune de ces zones (utilisation de vannes de répartition).



Type A



Type B



Type C

Figure 5-25 Les dispositifs de dispersion

2. Sélectionner le diamètre des perforations des conduites latérales

Le tableau 5-14 permet d'identifier la plage des diamètres des perforations en fonction du type de filière envisagé.

3. Sélectionner la distance entre les perforations

Le tableau 5-14 permet d'identifier la plage de distance optimale en fonction du type de filière envisagé.

4. Déterminer la distance c/c entre les conduites latérales

Le tableau 5-14 permet d'identifier la plage de distance optimale en fonction du type de filière envisagé.

5. Compléter la configuration de départ

On établit un plan définitif comprenant les conduites latérales, la conduite de distribution principale (C.D.P.), le nombre de perforations, les diamètres, etc.

6. Calculer le débit d'une conduite latérale

Calculer le débit à une perforation et multiplier par le nombre de perforations sur la conduite latérale:

$$q_{\text{latéral}} = N \times 12,38 \times (d^2) \times (h_d)^{1/2}$$

où N : nombre de perforations par la conduite latérale

d : diamètre des perforations (po)

h_d : pression résiduelle exigée (pi)

q : débit (gal US/min)

Note: pour une C.D.P. centrale, la conduite latérale est double.

7. Calculer le diamètre de la C.D.P.

Le diamètre de la C.D.P. est fonction du débit et du facteur de frottement; il est calculé à chaque intersection de conduite latérale en commençant à l'aval du réseau. Le choix de la C.D.P. devra respecter ces diamètres calculés. Le diamètre de la C.D.P. est calculé en solutionnant la formule suivante:

$$D_{\text{minimal}} : ((\sum_1^M L F_i) / f h_d)^{0,21}$$

- où D : diamètre minimal de la C.D.P. (po)
 M : nombre de conduites latérales
 L : distance entre les conduites latérales (pi)
 $F_i : 0,1631 Q_i^{1,85}$ où $Q_i : L/s$
 f : fraction de la perte de charge totale dans la conduite latérale ou la série de conduites latérales considérées. La valeur de f est généralement fixée à 0,1.
 h_d : hauteur manométrique résiduelle (pi)

8. Déterminer le débit minimal (débit de refoulement)

On doit ensuite calculer le débit de refoulement pour mettre ce réseau en charge:

$$Q_{\text{min}} = q_{\text{latéral}} \times \text{nombre de conduites latérales}$$

9. Calculer les pertes de charge

Les pertes de charge dans la C.D.P. sont calculées à l'aide de l'équation de Hazen-Williams:

$$H_d = L_d (3,55 Q_{\text{min}} / C_h D_d^{2,63})^{1,85}$$

- où L_d : longueur des conduites (pi)
 D_d : diamètre des conduites (po)
 Q_{min} : débit (gal US/min)
 C_h : 150 (coefficient de Hazen-Williams)

À ces pertes de charge dynamiques, il faut ajouter:

1. Celle associée à la conduite d'amenée entre l'unité de dosage et le réseau;
2. Les pertes de charge dans les conduites latérales: $1,31 h_d$
 où h_d est la hauteur de charge résiduelle commandée au départ;
3. Le différentiel statique d'élévation entre le bas niveau de l'unité doseuse et le radier des conduites latérales du réseau;
4. Tout autre dispositif (ex. vannes de distribution).

Pour optimiser un réseau, il faut procéder par itérations successives en vue de minimiser le débit de refoulement, d'où l'intérêt d'utiliser un support informatisé.

5.9.4

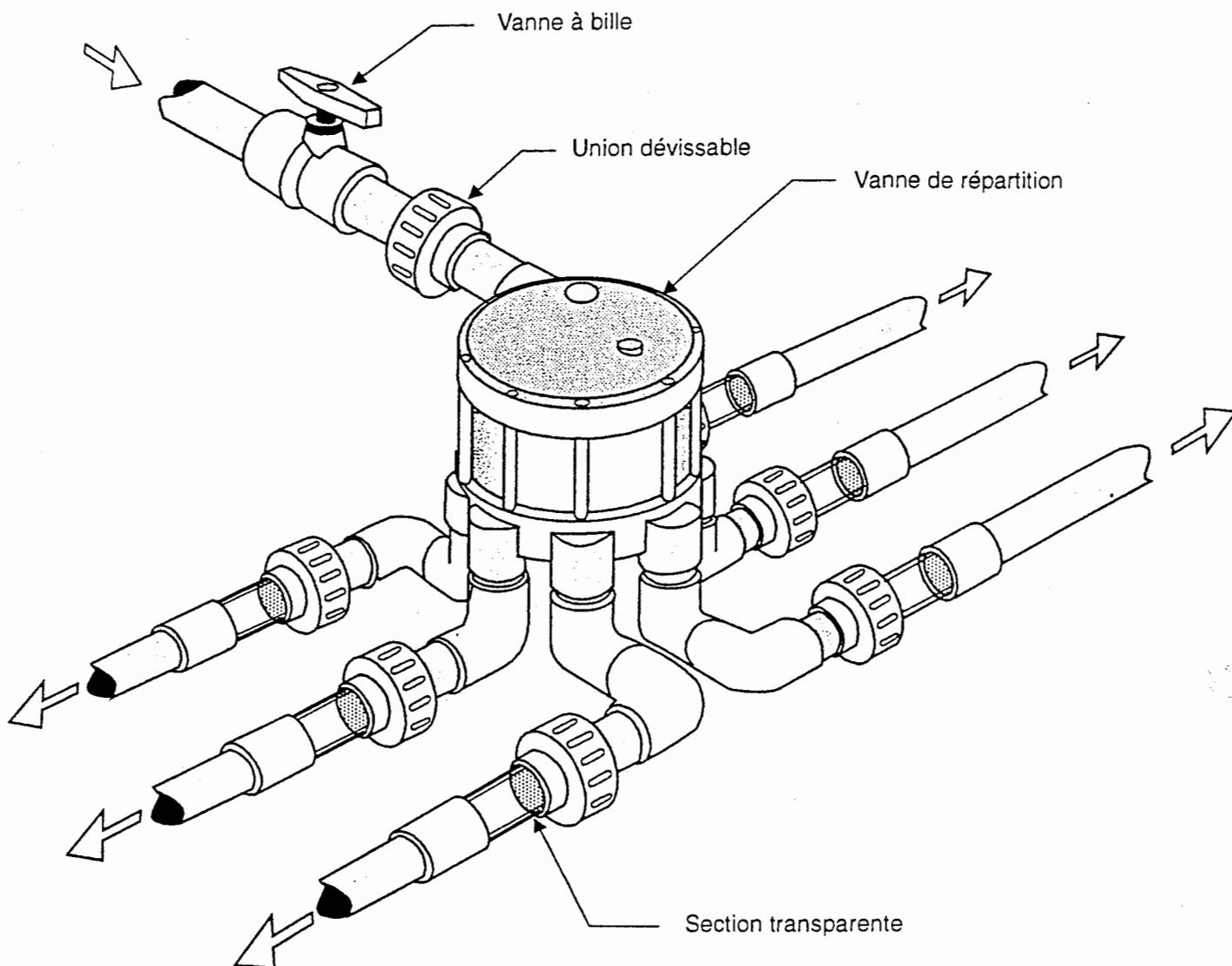
Le logiciel SDSFP

Dans le but de faciliter l'exercice d'optimisation de l'équilibrage hydraulique de ces réseaux de distribution sous faible pression SDSFP, vous trouverez en annexe du présent document une copie du logiciel informatisé conçu à cet effet (SQAE - 1995, tous droits réservés). Ce logiciel (version 1.2) existe pour les environnements Windows et Macintosh®. Ce logiciel de troisième niveau, comme le précédent, fonctionne avec la version française de Microsoft Excel 5.0. Les données générales d'utilisation, les écrans de conception et les listes accessibles du programme sont expliqués dans l'annexe II.

5.9.5

La répartition par zones

Dans l'esprit d'optimiser les composantes mécaniques associées au réseau SDSFP, il est également possible de fractionner un secteur de ce réseau en plusieurs zones alimentées séquentiellement à partir d'une vanne de répartition. Des exemples pratiques au chapitre 6 illustreront l'influence relative du principe de l'alimentation par zones versus celle dite par secteur. Ces vannes de répartition mécaniques ne fonctionnent qu'à l'aide de la pression hydraulique induite par l'unité de refoulement en amont. Il faut s'assurer que la vanne soit placée plus haut que les conduites de distribution qu'elle alimente ou qu'un clapet la protège de tout retour d'eau éventuel au moment de l'arrêt de la pompe; ces précautions sont nécessaires pour assurer le bon fonctionnement du mécanisme de la vanne. Par ailleurs, celle-ci doit être protégée contre le gel. Ces vannes de répartition ne sont utilisables qu'en association avec les pompes à turbines verticales dont l'effluent est préfiltré. Ces vannes sont disponibles en plusieurs modèles allant de 2 à 6 zones et pour des débits variant de 0,5 à 4,5 litres par seconde. La figure 5-26 montre la configuration générale d'une vanne de répartition mécanique à six voies alors que le graphique 5-27 établit les pertes de charges (m) que l'on doit ajouter dans le calcul de l'équilibrage d'un réseau SDSFP qui utiliserait le principe de la répartition par zones avec ces vannes mécaniques. Toutefois, le concepteur doit s'assurer que les vannes choisies sont adaptées et garanties pour usage avec des eaux usées.



Note
La vanne «Hydrotek» doit être utilisée à la suite d'un préfiltre avec pompe à turbine.
Le préfiltre élimine les particules de 3,2 mm ou plus et la pompe génère une hauteur manométrique suffisante pour assurer le bon fonctionnement de la vanne

Figure 5-26 La vanne de répartition Hydrotek de «Orenco»

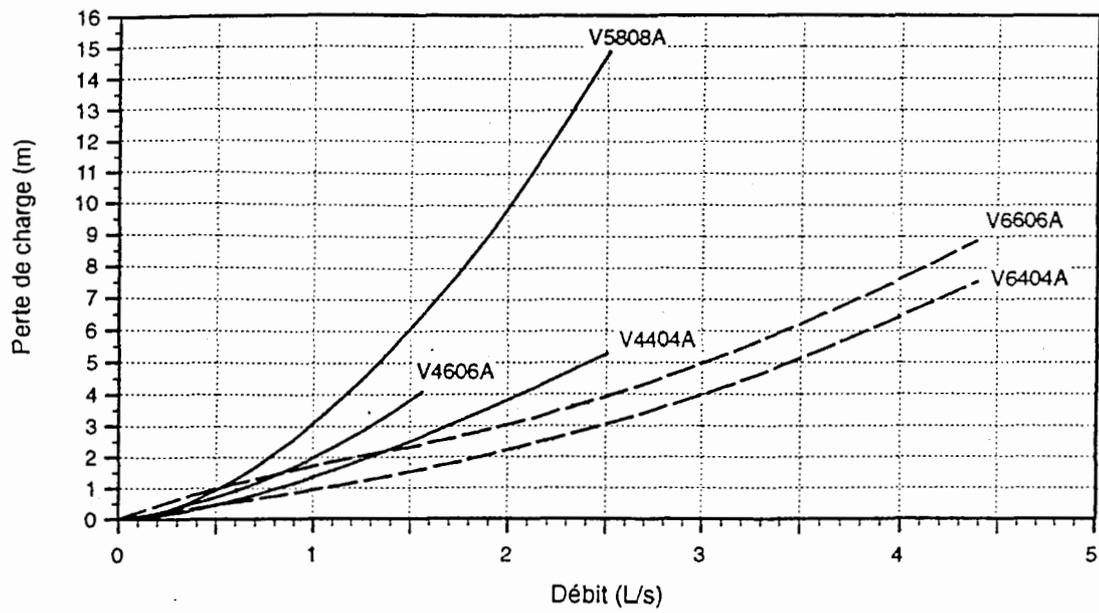


Figure 5-27 Les pertes de charge en fonction du débit dans une vanne mécanique de répartition du débit

5.10

LES CHAMBRES D'INFILTRATION

Les inconvénients souvent associés à l'utilisation de gravier comme structure de dispersion des eaux dans les épandages souterrains et le système d'évacuation de l'eau traitée ont été discutés dans le chapitre 3. Ces inconvénients étaient principalement tributaires de:

1. L'effet de masquage physique de la surface d'infiltration par le gravier;
2. Le lessivage des particules fines du gravier jusqu'à la surface d'infiltration ce qui en réduit la conductivité hydraulique;
3. L'effet de compactage par le gravier de cette même interface d'application qui se traduit, pour les textures fines, par une diminution de la capacité d'infiltration.

Devant ce constat, plusieurs fabricants ont mis au point différentes technologies nommées <Systèmes sans gravier>.

L'utilisation des chambres d'infiltration est acceptée comme option possible mais ne donne lieu à aucune réduction de la superficie de traitement. Une chambre d'infiltration typique est montrée à la figure 5-28.

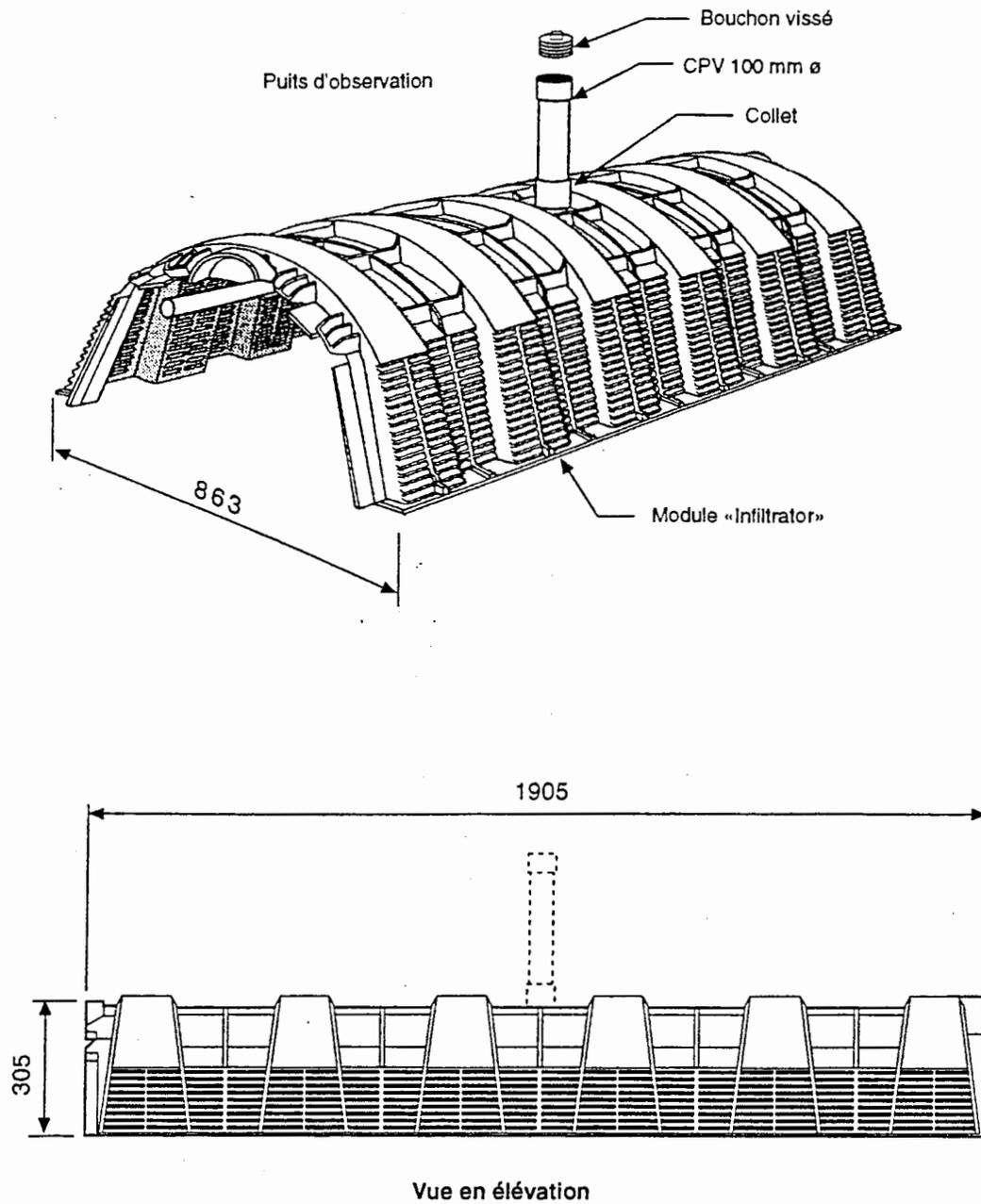


Figure 5-28 Une chambre d'infiltration typique

5.11

L'ÉVACUATION DE L'EAU TRAITÉE

5.11.1

La problématique

Les filtres intermittents comportent un effluent traité dont il faut disposer adéquatement. Un rejet au cours d'eau doit être conforme aux normes du MEF. On peut également prévoir un complément de traitement tertiaire qui pourra être une désinfection à l'ultra-violet ou une évacuation des eaux traitées dans le sol naturel lorsqu'un horizon de sol non saturé (30 cm min.) permet de polir l'effluent. Dans ce dernier cas, l'aire d'infiltration dépend du débit et du taux de charge hydraulique du sol récepteur; ce dernier est directement relié à la conductivité hydraulique (K) du sol naturel en place. Comme mentionné à l'article 5.4.3.6, il faut procéder à un bilan hydraulique pour s'assurer que le site peut évacuer le volume d'eau appliqué. Il faut également s'assurer de ne pas créer d'impact négatif sur la nappe d'eau souterraine, en fonction de ses usages actuels ou prévisibles, de même que sur les plans d'eau en aval de la zone de décharge de la nappe.

L'écoulement suit la loi de Darcy pour les écoulements en milieu saturé ($Q = KiA$). Tyler et Converse (1984) ont montré que si le sol n'a pas une capacité suffisante pour évacuer l'eau appliquée, il y aura résurgence. Cette capacité dépend de la profondeur de sol disponible pour évacuer l'eau, de la longueur de l'élément épurateur, de la conductivité hydraulique du sol et du gradient hydraulique de la nappe souterraine. En d'autres termes, il faut une section d'écoulement suffisamment grande en aval, pour évacuer le volume d'eau appliqué compte tenu des propriétés du sol et du site (figure 5-29).

Dans le cas d'une évacuation d'eau traitée (secondaire avancée), il n'y a pas de formation de matelas colmatant à l'interface d'application et le taux de charge hydraulique (T.C.H.) applicable est pour cette raison plus grand que dans le cas d'un épandage souterrain. Ce T.C.H. sera fonction de la conductivité hydraulique du sol caractéristique de la section de contrôle du site d'évacuation. De plus, la hauteur maximale de la lame d'eau ajoutée n'est limitée que par la nécessité de conserver une certaine hauteur (≥ 30 cm) de sol sec pour traiter l'eau.

$$Q = kiA = kiLH$$

où L : longueur des tranchées (m)
perpendiculaire à l'écoulement

H : hauteur maximale de la lame d'eau ajoutée pour conserver
un minimum de 90 cm de sol sec sous la tranchée (m)

K : conductivité hydraulique saturée du sol (m/d)

i : gradient hydraulique de la nappe (sin θ)

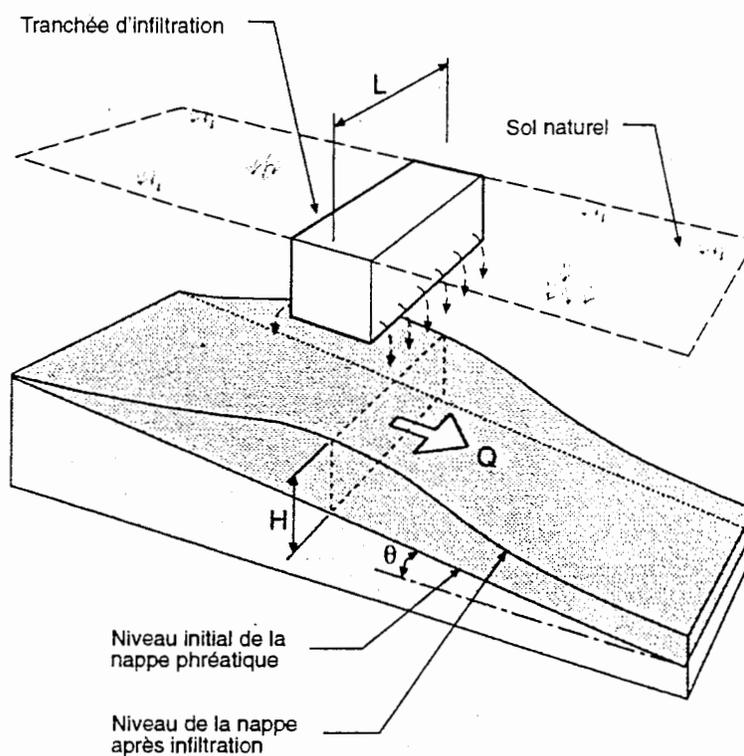


Figure 5-29 L'évacuation de l'eau dans le sol naturel

D'après Tchobanoglous et Burton (1991)

5.11.2

Les critères de conception

Pour les débits supérieurs à 10 m³/d, une vérification de la capacité d'évacuation du site devra être établie (bilan hydraulique) de manière à déterminer la géométrie optimale de cette aire d'évacuation. Lorsque le débit est inférieur à 10 m³/d, la conductivité hydraulique peut être estimée à partir de la figure 5-4.

Le T.C.H. maximal applicable dans le calcul de la surface minimale pour l'évacuation d'une eau traitée est proposée au tableau suivant. Il est de la responsabilité du concepteur de recommander un T.C.H. sécuritaire.

<u>K (cm/s)</u>	<u>T.C.H. applicable (évacuation) (L/m²-d)</u>	
	K mesuré	K estimé
10 ⁻²	300	150
10 ⁻³	200	100
10 ⁻⁴	75	40
10 ⁻⁵	40	20

Les exemples pratiques décrits au section 6.2, 6.3 et 6.6 du chapitre 6 permettent de mieux saisir l'approche proposée.

5.12

L'ORGANIGRAMME DÉCISIONNEL SIMPLIFIÉ

L'organigramme décisionnel de la figure 5-30 a été préparé dans le but de faciliter le processus du choix de la filière de traitement optimale en phase préliminaire du projet.

Les limites, pour ce qui est de la plage admissible, pour les différents paramètres de conception identifiés dans cet organigramme, intègrent l'expertise acquise en Amérique du Nord et constituent un cadre d'application inédit et sciemment sécuritaire. Il est clair que, dans certains cas, ces limites d'application seront trop contraignantes; on pourra alors, avec l'aide d'un expert, explorer les possibilités étendues de ces filières et vérifier leur applicabilité à des situations dépassant les limites d'utilisation proposées dans le présent document. Les différentes entrées de l'organigramme sont expliquées ci-après:

I Le débit à traiter Q_t

L'estimation du débit à traiter doit refléter les conditions réelles prévisibles, c'est-à-dire le débit domestique et le débit d'eaux parasites (s'il y a lieu). Pour les besoins du présent document, la limite maximale d'application des installations septiques est fixée à un débit domestique de 250 mètres cubes par jour et à un débit total de 1 250 mètres cubes par jour.

Le projet est classé en fonction du débit domestique (Q_d), inférieur ou supérieur à 100 mètres cubes par jour, et de la contribution probable d'eaux parasites (Q_p), inférieure ou supérieure à 50% du débit domestique (maximum 400% Q_d).

Selon le débit total à traiter (ligne I), on chemine ensuite à travers la colonne applicable (A à G) en précisant ligne par ligne (II à IV) les conditions d'application spécifiques du projet.

II Les filières applicables au départ

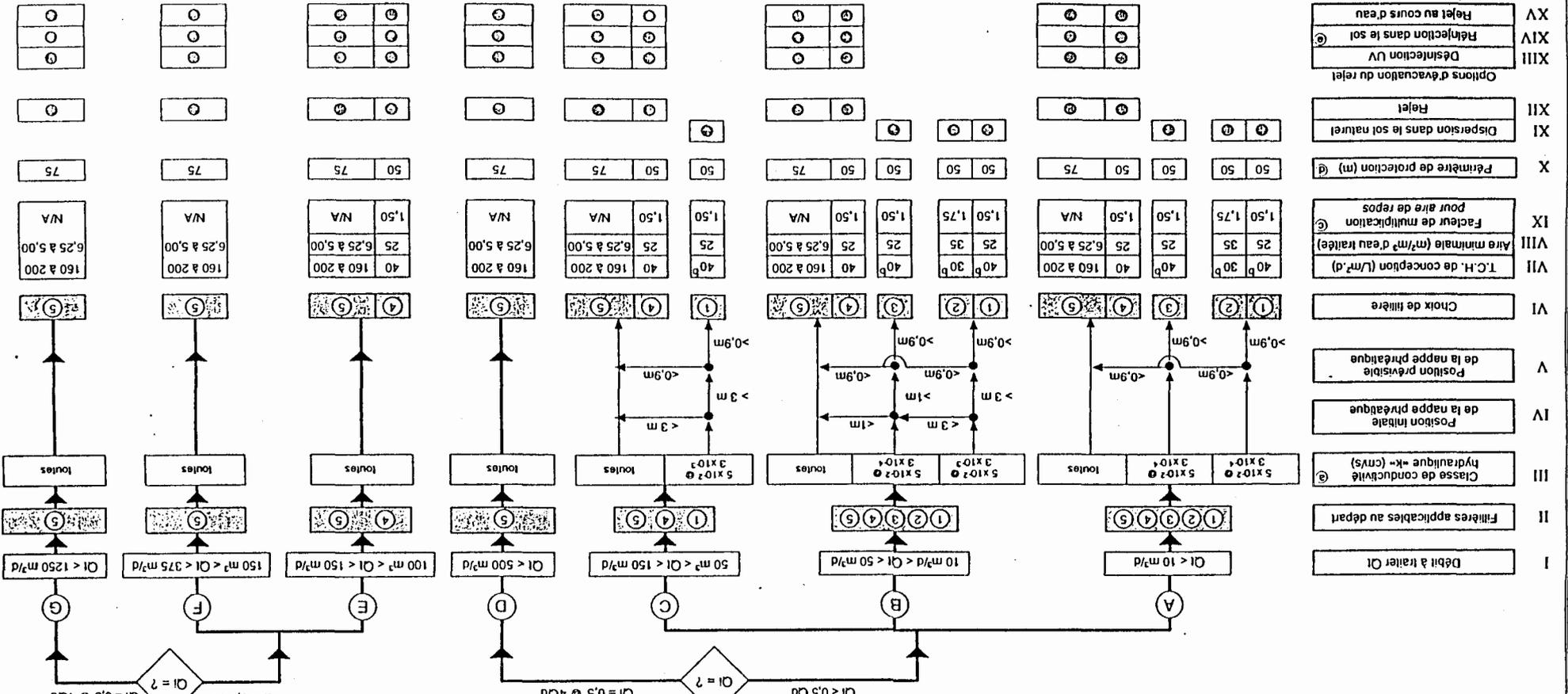
Les plages de débit définies précédemment sont associées au champ d'application de chacune des filières. Ainsi, à titre d'exemple, pour un débit à traiter (Q_t) entre 50 et 150 mètres cubes par jour, toutes les filières sont applicables à l'exception des lits d'infiltration (L.I.) et des tertres à sable hors sol (T.S.H.S.).

Les épandages souterrains et les filtres intermittents dans les installations septiques communales

ORGANIGRAMME DÉCISIONNEL SIMPLIFIÉ

Légende

- ① Tranchées d'infiltration
- ④ Filtre intermittent entoué
- ⑤ Filtre intermittent à recirculation
- ② Lits d'infiltration
- ③ Terre à sable hors-sol



Charge domestique équivalente et à variation

Q domestique = Qd
 Q d'infiltration = Qi
 Q total = Qi

Cas spécial dossier expert

Figure 5-1 : Organigramme décisionnel

Ⓐ Les conductivités hydrauliques doivent être mesurées à l'aide d'essais réalisés in situ en condition saturée
 Ⓑ Vérifier le bilan hydraulique horizontal
 Ⓒ Ce facteur de multiplication est fortement recommandé pour tout projet; il permet d'avoir une aie au repos

Ⓓ Vérifier la migration de l'azote en regard des puits d'eau potable
 Ⓔ Réinjection à haut laux de charge hydraulique avec ventilation hydraulique sous la surface d'application

III Les classes de conductivité hydraulique K (cm/s)

Pour l'exemple précédent ($Q_t < 150 \text{ m}^3/\text{d}$), s'il est déterminé après essais sur le terrain que le sol de l'horizon d'infiltration a une conductivité hydraulique de 5×10^{-3} centimètre par seconde, on peut alors envisager de retenir pour analyse complémentaire les filières 1, 4, et 5.

IV La position initiale de la nappe phréatique

Le second paramètre géotechnique à évaluer est la position moyenne de la nappe phréatique à l'endroit où on prévoit construire l'élément épurateur. Dans notre exemple ($Q_t < 150 \text{ m}^3$ et $K = 5 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$), si le niveau de la nappe est situé à plus de trois mètres sous la surface du terrain naturel pour la majeure partie de l'année, nous pourrions encore retenir les filières 1, 4, et 5 pour le complément d'analyse.

V La position prévisible de la nappe phréatique

Le dernier paramètre géotechnique fondamental est l'évaluation de la remontée du niveau de la nappe sous l'épandage. Si le calcul montre qu'il est possible d'injecter la quantité d'eaux usées prévue sans créer de remontée excessive de la nappe, c'est-à-dire en conservant un minimum de 90 centimètres de sol sec en tout temps sous l'interface d'application, on pourra alors utiliser dans notre analyse conceptuelle (étapes VII à X) soit le terre à sable hors sol ou les filtres intermittents. Ce n'est que l'analyse technico-économique comparative qui viendra mettre un terme sur l'option optimale définitive de traitement.

VII Le taux de charge hydraulique de conception

Le taux de charge hydraulique de conception se réfère aux conditions et à la terminologie de débit définies au début de la section. Pour des raisons liées aux principes mêmes de chacune des filières de traitement et sur la foi d'une solide intégration de l'expertise acquise par les principaux concepteurs consultés, le taux de charge hydraulique de conception suggéré est de:

1. 30 litres par mètre carré par jour pour les L.I.:

Les lits d'infiltration construits à même un sol naturel dont la conductivité hydraulique *in situ* est entre 5×10^{-2} et 3×10^{-3} centimètre par seconde ($3 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ si $Q_t < 10 \text{ m}^3/\text{d}$).

2. 40 litres par mètre carré par jour pour les T.I., les T.S.H.S. et les F.I.E.:

Les tranchées d'infiltration construites dans un sol dont la conductivité hydraulique se situe entre 5×10^{-2} et 3×10^{-3} cm/s (3×10^{-4} si $Q_i < 10 \text{ m}^3/\text{d}$).

Les tertres à sable hors sol construits sur un sol dont la conductivité hydraulique mesurée *in situ* est entre 5×10^{-2} et 3×10^{-4} centimètre par seconde.

Les filtres intermittents enfouis caractérisés par un milieu filtrant à granulométrie contrôlée.

3. 160-200 litres par mètre carré par jour pour les F.I.R.:

Les filtres intermittents à recirculation du fait de leur accessibilité mais surtout de la dilution de la charge appliquée et du milieu filtrant plus grossier avec $C_u < 2,5$; la charge massique déterminera le choix final du T.C.H.

VIII L'aire minimale

L'aire d'application définie par le T.C.H. applicable et le débit de conception (Q_i). Ainsi, pour un projet de tranchées d'infiltration, il faut 25 mètres carrés de superficie d'infiltration pour chaque mètre cube d'eaux usées à traiter (ex: $Q_i = 20 \text{ m}^3$ alors Aire = 500 m^2). À cette aire minimale, il faut ajouter l'espace requis pour l'implantation, la mise au repos (IX) et le périmètre de protection (X).

IX L'aire de repos (facteur de multiplication)

Pour les filières dont la surface d'application n'est pas directement accessible de la surface (T.I., L.I., T.S.H.S. et F.I.E.) il faut prévoir, au moment de la conception des ouvrages, un facteur de multiplication de l'aire minimale d'application, de manière à pouvoir instituer une mise au repos régulière d'une partie de l'élément épurateur. Toutes ces filières ont une sensibilité qui leur est propre et c'est pourquoi ce facteur de multiplication peut varier, selon le cas, entre 1,5 et 1,75.

La rotation entre les aires de traitement et les aires de repos devrait se faire sur une base annuelle et, de préférence, au printemps ou à l'été lorsque le climat est favorable aux processus microbiologiques.

X Le périmètre de protection

Il n'existe pour l'instant aucune règle ou directive du MEF pouvant nous guider sur le choix d'un périmètre de protection adapté à ces filières de traitement. Les principaux critères à retenir sont 1) la protection des puits d'eau potable (migration de l'azote) et 2) les problèmes potentiels reliés aux odeurs. L'expérience acquise avec les épandages souterrains et les filtres à recirculation montre que ces procédés ne génèrent pas d'odeurs nécessitant l'établissement d'un périmètre de protection à cet égard. Quoi qu'il en soit, une limite minimale de 15 mètres de tout puits ou résidence est souhaitable; un périmètre plus sécuritaire est proposé à la figure 5-30. Lorsque la distance minimale de 15 mètres d'une résidence ne peut être respectée, des mesures compensatoires doivent être envisagées.

Pour évaluer le périmètre de protection pour les sources d'approvisionnement en eau potable, il faut procéder, s'il y a lieu, à une étude hydrogéologique.

XI et XII

Les filières appartiennent soit à la catégorie des épandages souterrains, sans rejet, soit à la catégorie des filtres avec rejet.

XIII, XIV et XV L'évacuation

Les filières avec rejet comportent un effluent dont il faut disposer adéquatement. Un rejet au cours d'eau doit être conforme aux normes du MEF. On peut également prévoir un complément de traitement tertiaire, qui pourra être une désinfection à l'ultra-violet, ou une évacuation des eaux traitées dans le sol naturel. Dans ce cas, l'aire d'infiltration dépend du débit à évacuer et du taux de charge hydraulique applicable; ce dernier est directement relié à la conductivité hydraulique (K) du sol naturel en place. De plus, la capacité hydraulique du site doit être déterminée pour établir la géométrie de l'aire d'évacuation (voir section 5.11).

<u>K (cm/s)</u>	<u>T.C.H. applicable (évacuation) (L/m²-d)</u>	
	K mesuré	K estimé
10 ⁻²	300	150
10 ⁻³	200	100
10 ⁻⁴	75	40
10 ⁻⁵	40	20

5.13

LES ASPECTS ADMINISTRATIFS

5.13.1

Les objectifs environnementaux (basés sur les normes du MEF)

Tout projet d'assainissement vise essentiellement à traiter une eau usée à un degré tel qu'elle puisse être réintégrée sans dommage à l'environnement dans le cycle naturel des eaux. Suivant les conditions spécifiques de chaque projet, les objectifs à atteindre différeront en fonction de la nature et des caractéristiques du point de rejet.

Il incombe au concepteur de vérifier auprès des représentants du MEF, et pour chaque projet, les normes et les critères de rejet admissibles basés sur des objectifs de performance.

5.13.2

Le mandataire

L'ingénieur responsable de la conception des ouvrages doit inclure dans sa demande de certificat d'autorisation des travaux du MEF une lettre signée par le promoteur attestant qu'il est bien mandataire du promoteur des ouvrages et donc son représentant légal et technique sur ce dossier.

5.13.3

Les autorisations municipales et régionales

Le promoteur doit vérifier auprès des autorités municipales et régionales (MRC) que son projet d'assainissement des eaux usées ne contrevient à aucun règlement en vigueur sur le territoire. Une attestation écrite de la part de ces intervenants devra être incluse dans la demande de certificat d'autorisation des travaux du MEF.

5.13.4

Les autorisations provinciales (MEF et Direction Régionale)

Tout projet d'assainissement des eaux usées dont le débit quotidien dépasse celui prévu au règlement Q-2,r.8 (3 240 L/d) doit obligatoirement faire l'objet d'une demande d'autorisation pour la construction à la direction régionale concernée du MEF.

5.13.5

La surveillance des travaux et les plans «tels que construits»

L'ingénieur-concepteur doit également fournir au MEF au complément des travaux une attestation à l'effet que la réalisation des travaux est conforme aux plans et devis techniques déposés lors de la demande de certificat d'autorisation. Il est donc de la responsabilité de l'ingénieur-concepteur de voir à la surveillance des travaux prévus dans ces plans et devis et de fournir au MEF une copie scellée des plans «tels que construits» (voir chapitre 7).

5.13.6

Le manuel d'exploitation et d'entretien

Tout projet d'assainissement des eaux usées devrait inclure la fourniture au promoteur d'un manuel d'exploitation et d'entretien des ouvrages construits. Cette pratique doit être considérée comme essentielle à la bonne marche à long terme de ces travaux (voir chapitre 9).

BIBLIOGRAPHIE

- Anderson, D.L., R.L. Siegrist et R.J. Otis (1985). *Technology Assessment of Intermittent Sand Filters*, EPA Municipal Environmental Research Lab., Office of Research and Development, 31p.
- Bounds, T. (1994). "Septic Tank Sizes for Large Flows", In: *On-Site Wastewater Treatment*, Proceedings of the Seventh International Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems, 11-13 December, Atlanta, Georgia, page 42-48.
- Boyle, W.C., R.L. Siegrist et D.L. Anderson (1981). "Alteration of In-House Wastewater Flow with Low Flush Toilet Fixtures and Greywater Recycle", In: *Alternative Wastewater Treatment: Low-cost small systems, Research and Development*. Proceedings of the Conference held in Oslo, Norway.
- Canter, L.W. et R.C. Knox (1986). *Ground Water Pollution Control*, Lewis Publishers, Inc.
- Dubé, J.P. et Y. Barabé (1991). *Guide technique sur la conception des installations septiques communautaires (petites agglomérations)*, document préparé pour la Société québécoise d'assainissement des eaux et le ministère de l'Environnement du Québec, s.p., révisé.
- Siegrist, R.L. (1977). "Wastewater Segregation as Mean of Enhancing On-Site Wastewater Management". *Journal of Environmental Health*, July-August 1977.
- Tchobanoglous, G., et F.L. Burton (1991). *Wastewater Engineering: Treatment, Disposal and Reuse*, Metcalf & Eddy, Inc. - 3e éd., McGraw-Hill, New York, 1334 p.
- Tyler, E.J. et J.C. Converse (1984). "Soil Evaluation and Design Selection for Large or Cluster Wastewater Soil Absorption Systems", In: *On-Site Sewage Treatment - The Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems*, December, ASAE, 12 p.
- U.S. EPA (1980). *On-Site Wastewater Treatment and Disposal Systems (Design Manual)*, Office of Research and Development & Office of Water Program Operations, Technology Transfer, Washington D.C., EPA/625/1-80-012, 395p.

Annexe I

Le logiciel «Remontée»

LE LOGICIEL <REMONTÉE>

A. L'ENVIRONNEMENT

- Configuration exigée

Les écrans de saisie et de résultats ont été conçus pour des moniteurs de type VGA (ou 13 po) en 16 couleurs ou tons de gris. Si vous possédez un co-processeur mathématique, le programme <Remontée> profitera d'un important gain de vitesse pour effectuer les calculs d'écoulement dans le sol. L'emploi de la souris est essentiel pour voyager d'un écran à l'autre.

- Installation

Tous les fichiers des deux programmes doivent être copiés dans le même répertoire (ou dossier) pour que la liaison dynamique soit possible (<Remontée> peut lire des résultats de SDSFP).

- Impression

Les impressions ont été conçues pour des imprimantes de type laser sur papier 8 ½ x 11 po.

B. GÉNÉRALITÉS

- Écran de départ

À l'ouverture, le programme affiche un écran de départ. La version du programme et les droits d'auteurs y sont présentés. L'utilisateur doit écrire son nom et/ou le nom de sa compagnie. Ce nom est repris en pied de page pour les impressions.

- Boutons macros

Des boutons macros en forme de petites boîtes se retrouvent sur les écrans de conception, à l'exception de la liste des essais. Ces boutons permettent d'actionner un calcul, un changement d'écran ou l'impression des résultats.

- Cellules d'entrée des données

Les données de base sont entrées dans les plages de cellules mises en relief par un encadrement.

- Vitesse de calcul

Avec un co-processeur mathématique, les calculs d'écoulement dans le sol s'effectueront beaucoup plus rapidement.

C. LES ÉCRANS DE CONCEPTION

- L'écran principal

L'écran 1 permet de calculer la remontée du niveau de la nappe d'eau sous une surface d'application. Les boutons «sauvegarder», «rappeler» et «supprimer» permettent de gérer les essais de conception. L'utilisateur n'a qu'à suivre les instructions des boîtes de dialogue ainsi que les messages affichés dans la barre de commentaires au bas de l'écran.

Le bouton «SDSFP» permet d'utiliser les dimensions et le débit du dernier essai avec le programme SDSFP.

Le petit bouton «@» rappelle l'écran de départ pour afficher la version du programme et les droits d'auteur. La touche ENTRÉE (du pavé numérique) sert à retourner à l'écran de conception.

Le bouton «unité» permet de convertir les unités des valeurs de débit en m^3/d et L/s.

Le bouton «triangle» affiche le triangle des sols et permet de choisir la conductivité hydraulique, le débit spécifique ou les deux. Le programme utilise les valeurs de la plage sélectionnée avec la souris.

Le bouton «calcul» déclenche le calcul de l'élévation maximale de la nappe au centre de la surface d'application pour la période de temps choisie. Si la remontée dépasse 1,5 fois la hauteur saturée initiale, un message d'alerte s'affiche pour avertir l'utilisateur que la prévision dépasse la limite du modèle de Hantush.

- L'évolution temporelle

Le bouton «évolution temporelle» permet d'accéder au graphique de l'évolution temporelle et entraîne le calcul de plusieurs valeurs de remontée en fonction du nombre d'intervalles de temps choisi dans les paramètres de départ. Le programme peut calculer jusqu'à 15 intervalles de temps.

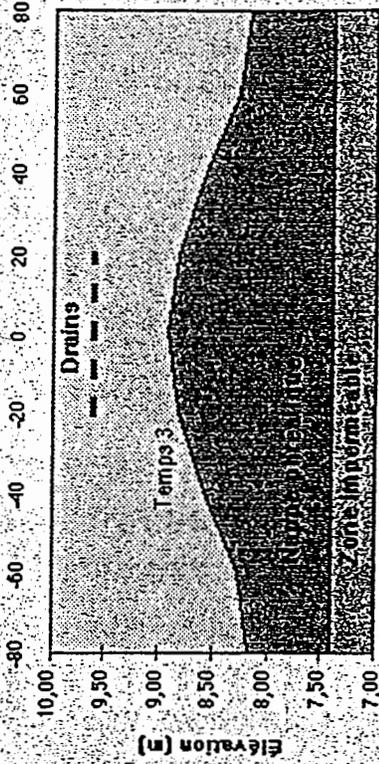
- L'évolution spatiale

Le bouton «répartition spatiale» fait afficher une boîte de dialogue qui offre le choix de calculer la remontée à un point dans l'espace délimité par la «distance en dehors de la surface d'application» tel que défini dans les paramètres de départ.

REMONTÉE

Édition de avril 1995, vs 1.2
©E.A.T. Environnement Inc.
Pour Microsoft® Excel série Macintosh®

Programme pour le calcul
de la remontée théorique de la
nappe phréatique sous l'élément épurateur



Concepteur: Votre nom, votre cie

AVERTISSEMENTS:

1. Ce logiciel d'aide à la conception d'installations septiques communautaires est la propriété exclusive de la S.Q.A.E.
2. Un exemplaire du logiciel sur la disquette originale et une seule copie sur disque dur sont autorisés.
3. La S.Q.A.E. se dégage de toute responsabilité civile ou professionnelle associée à l'utilisation de ce logiciel.

ENTER pour accéder à l'écran de conception

NUM

Essai :

Projet :

paramètre	valeur	unité	fonction	information
Débit d'eaux usées =	<input type="text" value="0,60"/>	<input type="text" value="m<sup>3</sup>/d"/>	<input type="button" value="unité"/>	entrée manuelle
Longueur de la surface d'application (CDP) =	<input type="text" value="20,00"/>	<input type="text" value="m"/>		entrée manuelle
Largeur de la surface d'application =	<input type="text" value="20,00"/>	<input type="text" value="m"/>		entrée manuelle

Distance en dehors de la surf. d'applic. longueur = m
 largeur = m

Elévation de la surface d'application = m
 Elévation de la nappe d'eau (zone saturée) = m
 Elévation de la zone imperméable = m

Taux de charge hydraulique = L/m²-d
 Conductivité hydraulique (K) du sol = cm/s
 Débit spécifique (0,15 < α < 0,35) =

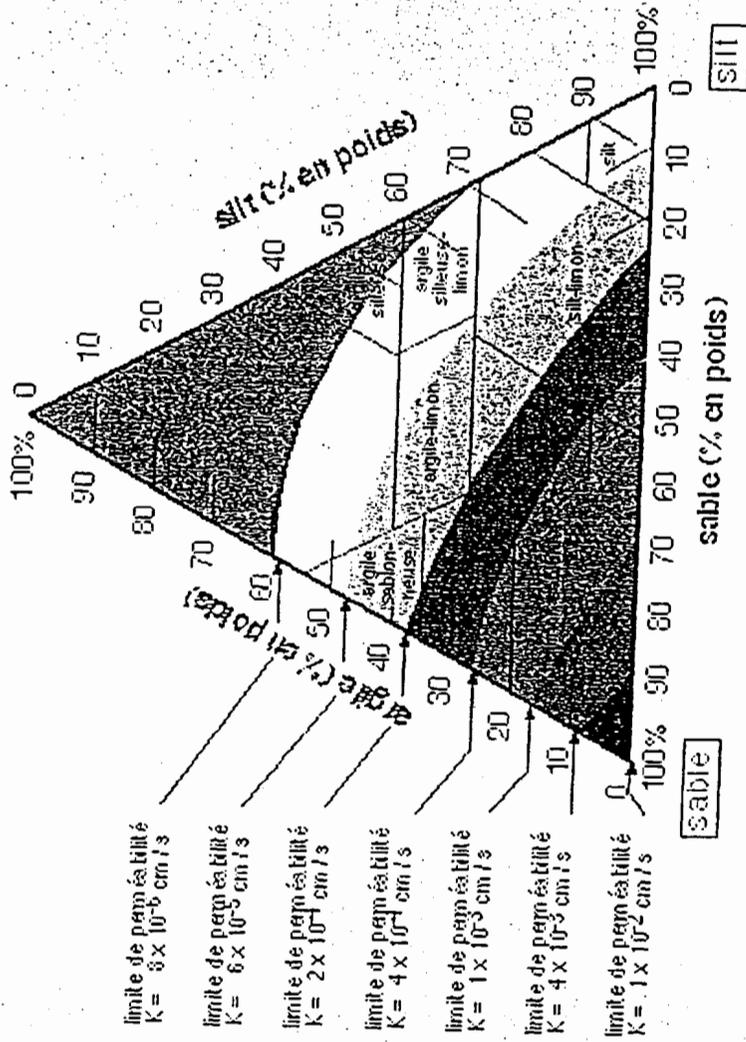
Temps total écoulé = années
 Nombre d'intervalles de temps =

Résultat : Elévation max. de la nappe
 au point (0,0) après 5 années = m soit, une remontée de = m
 au point (120;124,8) après 5 années = m soit, une remontée de = m

Tableaux et graphiques :

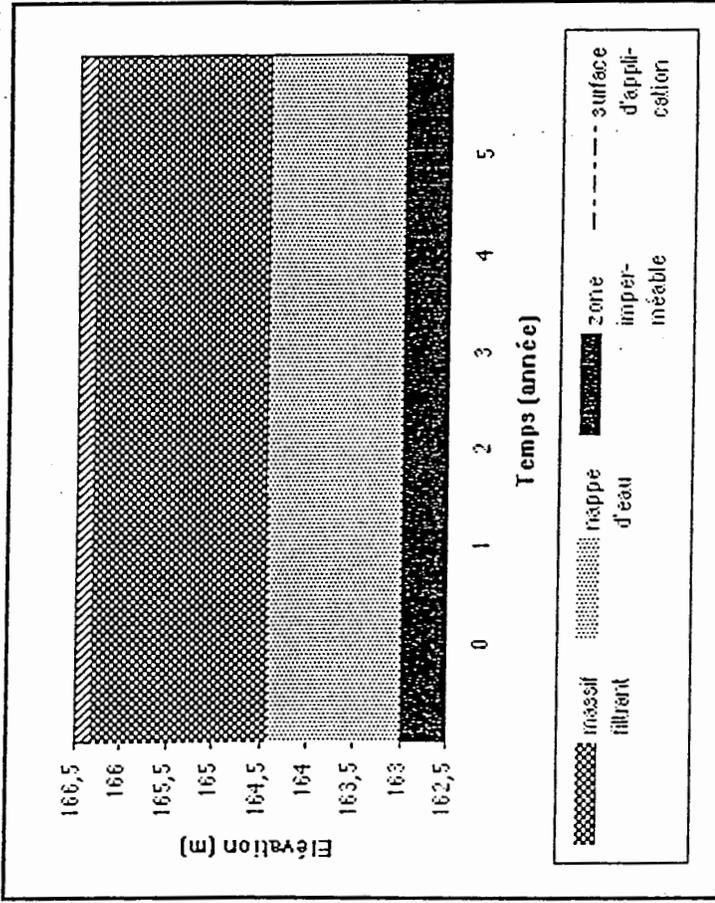
Cliquer sur la bonne plage ...

argile



Évolution temporelle du niveau de la nappe (au point P;0D)

Année	Remontée (ΔH)
1	0,01 m
2	0,01 m
3	0,01 m
4	0,01 m
5	0,02 m
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-



[Retourner](#)

Programme REMONTÉE

Programme de calcul de la remontée théorique de la nappe phréatique sous l'élément épurateur
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Essai :

Projet :

paramètre	valeur	unité	fonction	information
Débit d'eaux usées =	<input type="text" value="20.00"/>	m ³ /d	<input type="text" value="unité"/>	entrée manuelle
Longueur de la surface d'application (CDP) =	<input type="text" value="25.00"/>	m		entrée manuelle
Largeur de la surface d'application =	<input type="text" value="20.00"/>	m		entrée manuelle
Distance en dehors de la surf. d'applic.	longueur = <input type="text" value="12.00"/> largeur = <input type="text" value="12.00"/>	m		
Elévation de la surface d'application =	<input type="text" value="166.30"/>	m		
Elévation de la nappe phréatique (zone saturée) =	<input type="text" value="164.40"/>	m		
Elévation de la zone imperméable =	<input type="text" value="163.00"/>	m		
Taux de charge hydraulique =	<input type="text" value="40.00"/>	L/m ² -d		
Conductivité hydraulique (K) du sol =	<input type="text" value="0.008"/>	cm/s	<input type="text" value="triangle"/>	entrée manuelle
Débit spécifique (0,15<f<0,35) =	<input type="text" value="0.26"/>			entrée manuelle
Temps total écoulé =	<input type="text" value="5"/>	années		
Nombre d'intervalles de temps =	<input type="text" value="5"/>		<input type="text" value="calcul"/>	

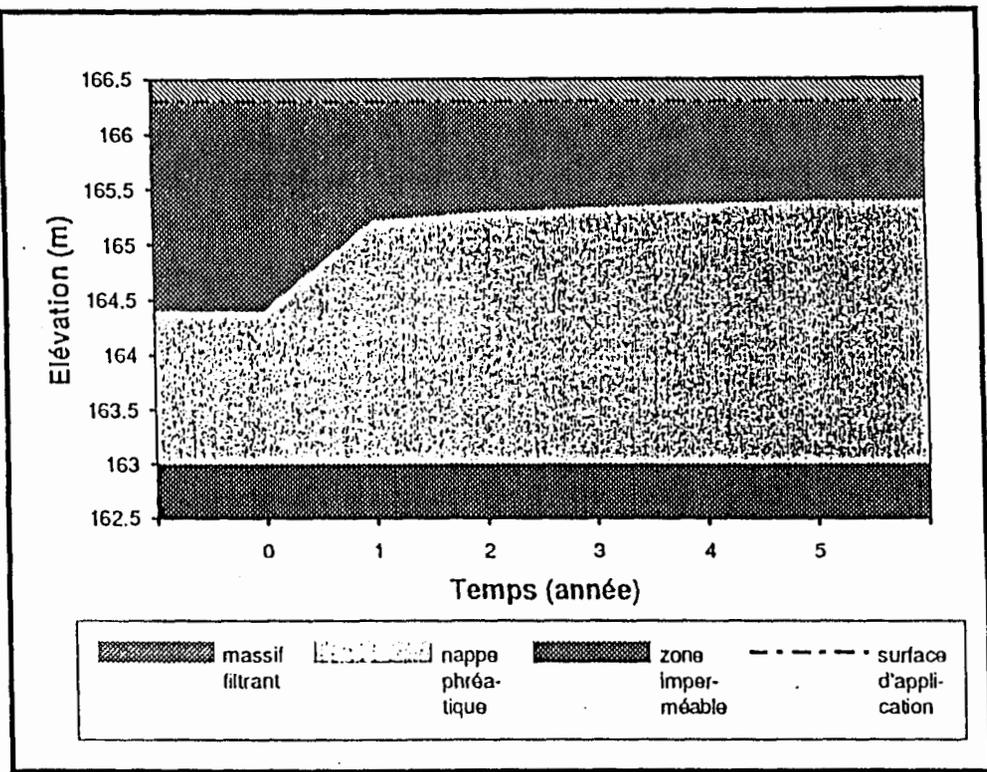
Résultat : Elév. max. de la nappe
 au point (0;0) après 5 années = 165.40 m soit, une remontée de = 1.00 m
 au point (32;32) après 5 années = n/d m soit, une remontée de = n/d m

Programme REMONTÉE

Programme de calcul de la remontée théorique de la nappe phréatique sous l'élément épurateur
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Évolution temporelle du niveau de la nappe (au point [0;0])

Année	Remontée
1	0.82 m
2	0.90 m
3	0.94 m
4	0.97 m
5	1.00 m
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-
-	-



Annexe II

Le logiciel «S.D.S.F.P.»

LE LOGICIEL <S.D.S.F.P.>

A. GÉNÉRALITÉS

- Écran de départ

À l'ouverture, le programme affiche un écran de départ. La version du programme et les droits d'auteur y sont présentés. L'utilisateur doit écrire son nom et/ou le nom de sa compagnie. Ce nom est repris en pied de page pour les impressions.

- Bande de boutons (à gauche)

Tous les écrans de conception, à l'exception des listes et de l'écran de départ, affichent une bande de boutons à gauche de l'écran. En appuyant sur le bouton de son choix, l'utilisateur peut voyager d'un écran à l'autre et commander l'impression des résultats. Le bouton correspondant à l'écran affiché est mis en évidence. L'ordre des écrans suit la séquence normale de conception.

- Cellules d'entrée des données et calcul

Les données de base sont entrées dans les cellules mises en relief. Le calcul se fait automatiquement à mesure que les données sont entrées. Les résultats sont généralement affichés dans la partie inférieure de l'écran.

- Impression

Les résultats s'impriment sur un total de six pages. Pour que l'impression se fasse correctement, il faut s'assurer que l'échelle d'impression dans la boîte de dialogue *Mise en page* du menu *Fichier* de Excel soit fixée à 85%. D'autre part, nous recommandons d'ajuster au besoin ce paramètre si l'imprimante dépasse le nombre total de page prévu.

B. LES ÉCRANS

- Écrans 1 - Perte de charge d'une conduite latérale sous pression

L'écran 1 permet de concevoir une conduite latérale. Une conduite latérale représente, par définition, une seule branche de la conduite principale (CDP). Ainsi, dans le cas d'une CDP centrale, il y aura, à chaque intersection, deux conduites latérales: une à droite et une à gauche.

Le bouton «choisir» offre un choix de trois types de conduites différentes. Si le rapport de la charge proximale résiduelle sur la charge distale (dernière ligne) est supérieur à 110%, alors un message s'affiche et les calculs subséquents sont bloqués.

Les boutons «sauvegarder», «rappeler» et «supprimer» permettent de gérer les essais de conception. L'utilisateur n'a qu'à suivre les instructions des boîtes de dialogue ainsi que les messages affichés dans la barre de commentaires au bas de l'écran.

Finalement, le petit bouton «⌂» rappelle l'écran de départ pour afficher la version du programme et les droits d'auteur.

- Écran 2 - Détail des pertes de charge et débit pour une conduite latérale

Le tableau affiche les pertes de charges et débits pour chaque orifice d'une conduite latérale mais limite l'affichage à un maximum de 24 orifices.

- Écran 3 - Conduite de distribution principale (CDP)

Les deux boutons symbolisant les deux types de géométrie de réseau, «simple» ou «double», permettent de choisir un réseau avec une CDP centrale (conduites latérales doubles) ou avec CDP latérale (conduites latérales simples). Le programme peut calculer jusqu'à 24 intersections de conduites latérales.

- Écran 4 - Calcul du diamètre minimal de la CDP

Le tableau affiché résume les pertes de charge et débits pour une CDP. Le diamètre nominal suggéré tient compte du type de conduite défini à l'écran 1.

- Écran 5 - Perte de charge totale dans le SDSFP

Le bouton «choisir» permet d'utiliser trois types de conduites de transport différents; cette information n'est affichée qu'à titre indicatif.

- Écran 6 - Choix des pompes

Afin de choisir l'unité de pompage appropriée, l'utilisateur inscrit le numéro de deux pompes (tirés de la liste de droite) et vérifie si elles permettent de respecter les conditions de débit et de perte de charge totale du SDSFP calculé (résumé en haut à droite de l'écran). La liste des 20 numéros est modifiable via le bouton «éditer la liste des pompes». Cette liste accomode l'entrée de huit points (ou moins) de la courbe de performance du manufacturier de chaque pompe.

- Écran 7 - Courbes de performances et SDSFP

Le graphique montre la ou les courbes de performance des pompes choisies, le point d'opération ainsi que la courbe du système de distribution sous faible pression (SDSFP).

- Bouton - Demande de l'impression

Le bouton *imprimante* déclenche l'impression des cinq premiers écrans de résultats ainsi que le graphique.

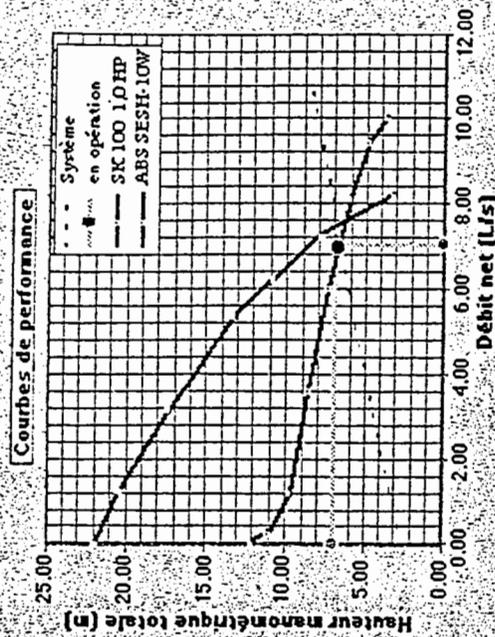
- Écran 8 - Table des matières

Des valeurs usuelles de diamètre des orifices et des conduites sont présentées pour aider l'utilisateur dans son choix de dimensionnement du SDSFP.

SDSFP

Édition de avril 1995, vs. 1.2
©E.A.T. Environment Inc.
pour Microsoft® Excel série Macintosh®

Programme de calcul d'un
système de distribution
sous faible pression.



Concepteur:

Votre nom, votre cie

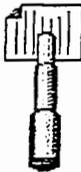
Débuter

AVERTISSEMENTS:

1. Ce logiciel d'aide à la conception d'installations septiques communitaires est la propriété exclusive de la S.Q.A.E.
2. Un exemplaire du logiciel sur la disquette originale et une seule copie sur disque dur sont autorisés.
3. La S.Q.A.E. se dégage de toute responsabilité civile ou professionnelle associée à l'utilisation de ce logiciel.

Touche ENTREE ou Bouton DÉBUTER pour continuer

NUM



Exemple1

Sauvegarder

Effacer

Supprimer

©

Nom du projet: Exemple du manuel de l'utilisateur

PERTE DE CHARGE D'UNE CONDUITE LATÉRALE SOUS PRESSION

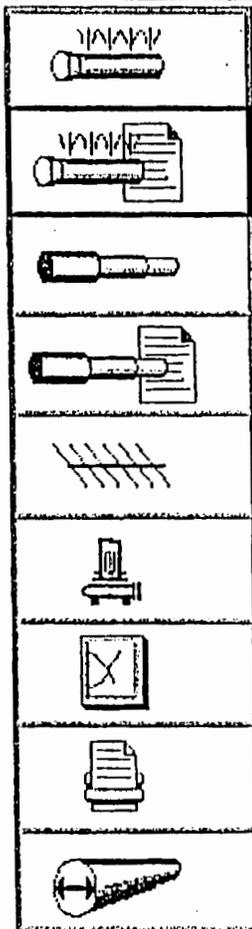
Données de base

Diamètre des orifices = 3,20 mm
 Espacement entre les orifices = 0,60 m
 Longueur d'une conduite latérale = 4,00 m
 Hauteur de charge à l'orifice distal = 2,0 m

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = Cédule 40
 Diamètre intérieur de la conduite latérale = 26,70 mm
 Coefficient de Hazen-Williams = 150

Résultats du calcul

Nombre d'orifices = 7
 Débit à l'orifice distal = 0,032 L/s
 Débit total d'une conduite latérale = 0,222 L/s
 Hauteur de charge à l'orifice proximal = 2,016 m
 Rapport de la charge proximal/distale = 1,01

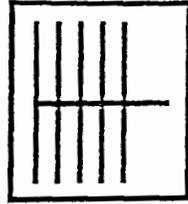
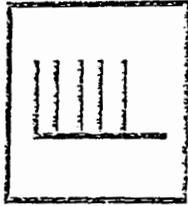


Détail des pertes de charges et des débits dans une conduite latérale

No de l'orifice	Perte de charge (m)	Charge résiduelle (m)	Débit orifice (L/s)	Débit résiduel (L/s)	Longueur (m)
1		2,0000	0,0317	0,0317	0,00
2	2,22E-04	2,0002	0,0317	0,0634	0,60
3	9,02E-04	2,0010	0,0317	0,0951	1,20
4	1,70E-03	2,0027	0,0317	0,1269	1,80
5	2,89E-03	2,0056	0,0318	0,1586	2,40
6	4,38E-03	2,0100	0,0318	0,1904	3,00
7	6,14E-03	2,0161	0,0318	0,2222	3,60

CONDUITE DE DISTRIBUTION PRINCIPALE

Conduites latérales simples ou doubles? = doubles



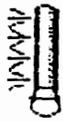
Longueur d'une conduite à chaque intersection = 8,00 m

Longueur de la CDP = 9,00 m

Distance entre les intersections = 0,60 m

Nombre d'intersections = 16

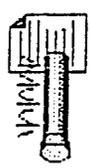
Débit total = 7,11 Lis

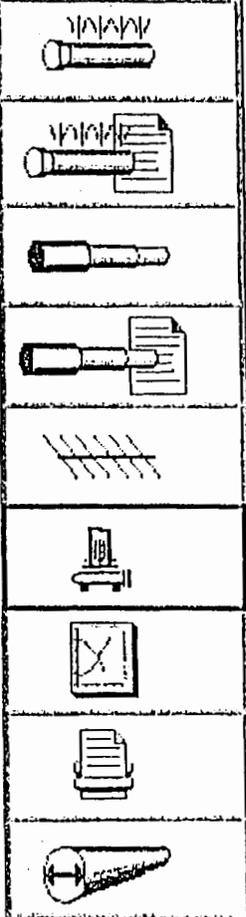


Programme SOSFP

Calcul du diamètre minimal de la GDP

Inter-section no	Débit (l/s)	F	Fourn.	D.t. calculé (mm)	Diamètre nominal suggéré
1	0,44	0,0	0,0	15,96	25
2	0,89	0,0	0,1	21,99	25
3	1,33	0,1	0,1	27,00	32
4	1,78	0,1	0,3	31,43	32
5	2,22	0,2	0,5	35,47	40
6	2,67	0,3	0,8	39,21	40
7	3,11	0,4	1,2	42,73	50
8	3,56	0,5	1,7	46,06	50
9	4,00	0,6	2,4	49,24	50
10	4,44	0,8	3,2	52,29	50
11	4,89	0,9	4,1	55,21	75
12	5,33	1,1	5,2	58,04	75
13	5,78	1,3	6,5	60,78	75
14	6,22	1,5	7,9	63,44	75
15	6,67	1,7	9,6	66,03	75
16	7,11	1,9	11,4	68,54	75





CHOIX DES POMPES

No 11 SK 100 1,0HP

<i>Q_{net} (L/s)</i>	<i>HMT (m)</i>
0,00	12,00
0,25	11,00
1,20	9,70
3,60	8,56
6,00	7,40
8,12	6,10
9,45	4,90
10,00	3,70

No 15 ABS SESH-10W 1,0 HP

<i>Q_{net} (L/s)</i>	<i>HMT (m)</i>
0,00	21,95
1,26	20,43
3,15	17,38
5,36	13,26
6,20	10,82
7,26	7,77
8,20	3,20

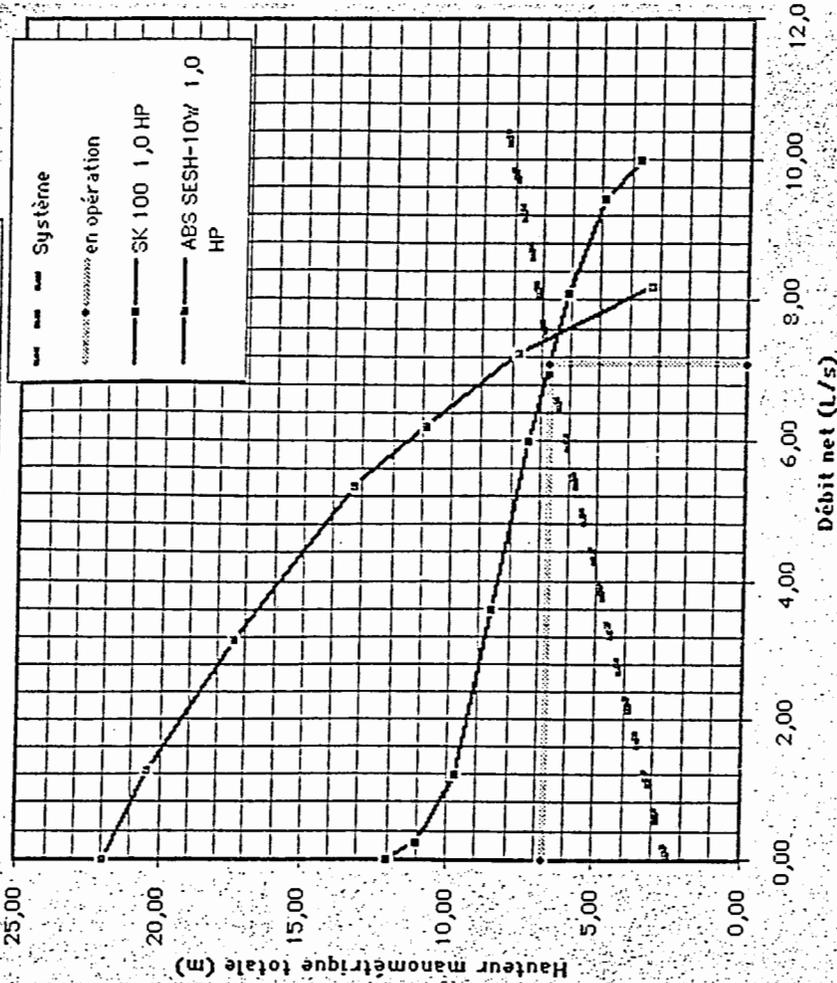
Résumé des résultats
Débit total et pertes de charges totales
7,11 L/s @ 6,72 m

No et modèle des pompes

0	Aucune	
1	FLYGTC3152MT	17.5 HPROUE434
2	20 OSI05 HH	0,5 HP
3	20 OSI 10 HH	1,0 HP
4	70 OSI20 HH	1,0 HP
5	FLYGTC3152LT	10.9HPROUE624
6	FLYGTC3102LT	4.9HPROUE441
7	FLYGTC3102LT	4.4HPROUE442
8	FLYGTC3095MT	2.2HPROUE436
9	FLYGTC3127LT	6.4HPROUE412
10	SPD 50 H	0,5 HP
11	SK 100	1,0 HP
12	SKHD 150	1,5 HP
13	ABS SEVH-4W	0,4 HP
14	ABS SESH-5W	0,5 HP
15	ABS SESH-10W	1,0 HP
16	ABS SESH-20W	2,0 HP
17		
18		
19		
20		

Programme SDSFP

Courbes de performance et SDSFP



--	--	--	--	--	--	--	--	--

©E.A.T. Environnement Inc., vs 1.1

NUM

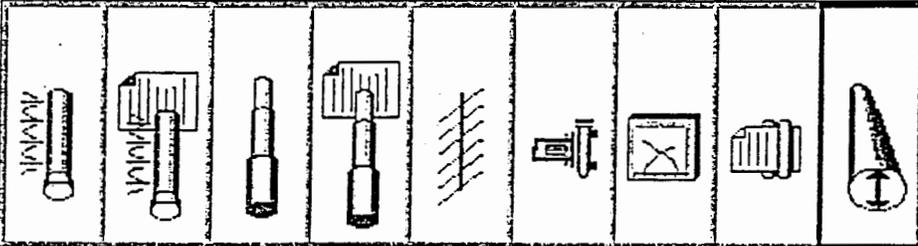
TABLE DES DIAMÈTRES

Diamètre des orifices

po:	1/8"	3/16"	1/4"	5/16"	3/8"
mm:	3,178	4,766	6,355	7,956	9,533

Diamètre des conduites

SDR 21 (200)		SDR 26 (160)		Cédule 40	
D.I. (mm)	Diam. nominal	D.I. (mm)	Diam. nominal	D.I. (mm)	Diam. nominal
16,78	12	12	1 1/2"	15,30	12
28,85	25	1"	28,30	26,67	25
37,62	32	1 1/4"	38,90	35,08	32
43,21	40	1 1/2"	44,60	40,93	40
54,12	50	2"	55,70	52,54	50
79,97	75	3"	82,11	77,99	75
102,85	100	4"	105,59	102,34	100
127,13	125	5"	130,53	128,29	125
152,39	150	6"	155,44	154,17	150
197,16	200	8"	202,37	202,98	200
245,74	250	10"	246,00	254,71	250
291,44	300	12"	291,00	303,46	300
320,04	350	14"			
365,74	400	16"			



Programme SDSEP (liste des pompes)

Revenir		Liste des pompes	
No	Q net (L/s)	HMT (m)	Modèle
0			Aucune
1	0,00		
2	0,00	48,77	20.051 05 HH
	0,63	42,37	0,5 HP
	1,26	32,60	
	1,89	17,37	
3	0,00	81,10	20.051 10 HH
	0,63	70,10	1,0 HP
	1,26	51,80	
	1,89	25,90	
	2,21	12,20	

Page en haut
ou
page en bas
pour
voyager

Programme SDSFP (liste des essais)						
A	B	C	D	E	F	G
Nom de l'essai	Date et heure de l'essai	Nom du projet	Diamètre des orifices (mm)	Espacem. entre orifices (m)	Longueur conduite latérale (m)	Hauteur de charge orifice distal (m)
Exemple	13/04/95 16:01	Exemple du manuel de l'utilisateur	3,20	0,60	4,00	2,00
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						
21						
22						
23						
24						
25						
26						

ESCAPE pour retourner ou DOUBLE CLIC pour choisir un essai

NUM

Programme S D S F P
Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Essai :

Nom du projet :

PERTE DE CHARGE D'UNE CONDUITE LATÉRALE SOUS PRESSION

Données de base

Diamètre des orifices = mm
Espacement entre les orifices = m
Longueur d'une conduite latérale = m

Hauteur de charge à l'orifice distal = m

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = Cédule 40
Diamètre intérieur de la conduite latérale = mm
Coefficient de Hazen-Williams =

Résultats du calcul

Nombre d'orifices = 7
Débit à l'orifice distal = 0,032 L/s
Débit total d'une conduite latérale = 0,222 L/s
Hauteur de charge à l'orifice proximal = 2,016 m
Rapport de la charge proximale/distale = 1,01

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Détail des pertes de charges et des débits dans une conduite latérale						
No de l'orifice	Perte de charge (m)	Charge résiduelle (m)	Débit orifice (L/s)	Débit résiduel (L/s)	Longueur (m)	
1		2,0000	0,0317	0,0317	0,00	
2	2,22E-04	2,0002	0,0317	0,0634	0,60	
3	8,02E-04	2,0010	0,0317	0,0951	1,20	
4	1,70E-03	2,0027	0,0317	0,1269	1,80	
5	2,89E-03	2,0056	0,0318	0,1586	2,40	
6	4,38E-03	2,0100	0,0318	0,1904	3,00	
7	6,14E-03	2,0161	0,0318	0,2222	3,60	

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

CONDUITE DE DISTRIBUTION PRINCIPALE

Conduites latérales simples ou doubles? = doubles
2



Longueur d'une conduite à chaque intersection = 26,00 m

Longueur de la CDP = 9,50 m
Distance entre les intersections = 0,90 m
Nombre d'intersections = 12

Débit total = 19,76 L/s

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Calcul du diamètre minimal de la CDP					
Inter-section no	Débit (L/s)	F	F cum.	D.I. calculé (mm)	Diamètre nominal suggéré
1	1,65	0,1	0,1	30,69	32
2	3,29	0,4	0,6	42,30	50
3	4,94	1,0	1,5	51,94	50
4	6,59	1,6	3,1	60,46	75
5	8,23	2,4	5,6	68,23	75
6	9,88	3,4	9,0	75,44	75
7	11,52	4,6	13,6	82,21	100
8	13,17	5,8	19,4	88,62	100
9	14,82	7,3	26,7	94,73	100
10	16,46	8,8	35,5	100,59	100
11	18,11	10,5	46,1	106,22	125
12	19,76	12,4	58,4	111,66	125

PERTE DE CHARGE TOTALE DANS LE SDSFP

Données de base

Diamètre du raccord de sortie = mm

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = SDR 26 (160)
Diamètre intérieur de la conduite de transport = mm

Longueur de la conduite de transport = m

Détail des pertes de charge

Dénivellation jusqu'à la CDP = m

à la sortie de la pompe = 0,12 m

dans la conduite de transport = 0,84 m

dans la CDP = 0,51 m

aux orifices = 1,50 m

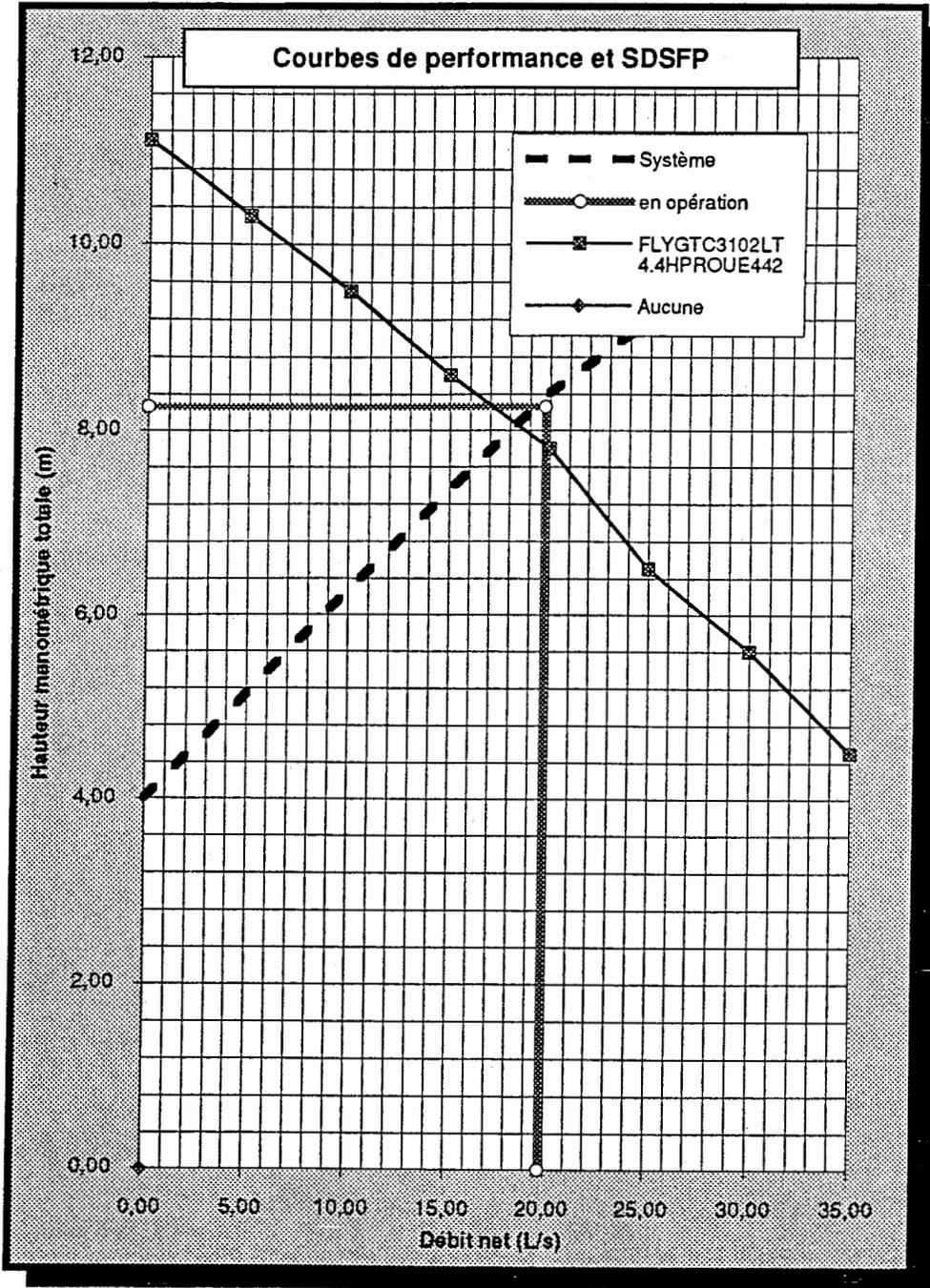
dans les conduites latérales = 1,29 m

Perte de charge totale (statique + hydraulique) = 8,26 m

@
Débit total = 19,76 L/s

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux



Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Essai : 6.3.2

Nom du projet : PROJET T.S.H.S.

PERTE DE CHARGE D'UNE CONDUITE LATÉRALE SOUS PRESSION

Données de base

Diamètre des orifices = 4,00 mm
Espacement entre les orifices = 0,70 m
Longueur d'une conduite latérale = 13,00 m

Hauteur de charge à l'orifice distal = 1,5 m

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = Cédule 40

Diamètre intérieur de la conduite latérale = 38,00 mm
Coefficient de Hazen-Williams = 120

Résultats du calcul

Nombre d'orifices = 19

Débit à l'orifice distal = 0,043 L/s
Débit total d'une conduite latérale = 0,823 L/s

Hauteur de charge à l'orifice proximal = 1,607 m
Rapport de la charge proximale/distale = 1,07

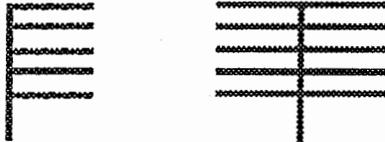
Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Détail des pertes de charges et des débits dans une conduite latérale					
No de l'orifice	Perte de charge (m)	Charge résiduelle (m)	Débit orifice (L/s)	Débit résiduel (L/s)	Longueur (m)
1		1,5000	0,0429	0,0429	0,00
2	7,37E-05	1,5001	0,0429	0,0858	0,70
3	2,66E-04	1,5003	0,0429	0,1287	1,40
4	5,64E-04	1,5009	0,0429	0,1716	2,10
5	9,61E-04	1,5019	0,0429	0,2146	2,80
6	1,45E-03	1,5033	0,0430	0,2575	3,50
7	2,04E-03	1,5054	0,0430	0,3005	4,20
8	2,71E-03	1,5081	0,0430	0,3435	4,90
9	3,47E-03	1,5115	0,0431	0,3866	5,60
10	4,32E-03	1,5159	0,0431	0,4297	6,30
11	5,26E-03	1,5211	0,0432	0,4729	7,00
12	6,28E-03	1,5274	0,0433	0,5162	7,70
13	7,39E-03	1,5348	0,0434	0,5596	8,40
14	8,58E-03	1,5434	0,0435	0,6031	9,10
15	9,85E-03	1,5532	0,0437	0,6468	9,80
16	1,12E-02	1,5644	0,0438	0,6906	10,50
17	1,27E-02	1,5771	0,0440	0,7346	11,20
18	1,42E-02	1,5913	0,0442	0,7788	11,90
19	1,58E-02	1,6071	0,0444	0,8232	12,60

CONDUITE DE DISTRIBUTION PRINCIPALE

Conduites latérales simples ou doubles? = simples
1



Longueur d'une conduite à chaque intersection = 13,00 m

Longueur de la CDP = 3,00 m
Distance entre les intersections = 0,90 m
Nombre d'intersections = 4

Débit total = 3,29 L/s

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Calcul du diamètre minimal de la CDP					
Inter-section no	Débit (L/s)	F	F cum.	D.l. calculé (mm)	Diamètre nominal suggéré
1	0,82	0,0	0,0	23,45	25
2	1,65	0,1	0,2	32,31	32
3	2,47	0,3	0,4	39,68	40
4	3,29	0,4	0,9	46,19	50

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

PERTE DE CHARGE TOTALE DANS LE SDSFP

Données de base

Diamètre du raccord de sortie = mm

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = SDR 26 (160)
Diamètre intérieur de la conduite de transport = mm

Longueur de la conduite de transport = m

Détail des pertes de charge

Dénivellation jusqu'à la CDP = m

à la sortie de la pompe = 1,13 m

dans la conduite de transport = 6,43 m

dans la CDP = 0,36 m

aux orifices = 1,50 m

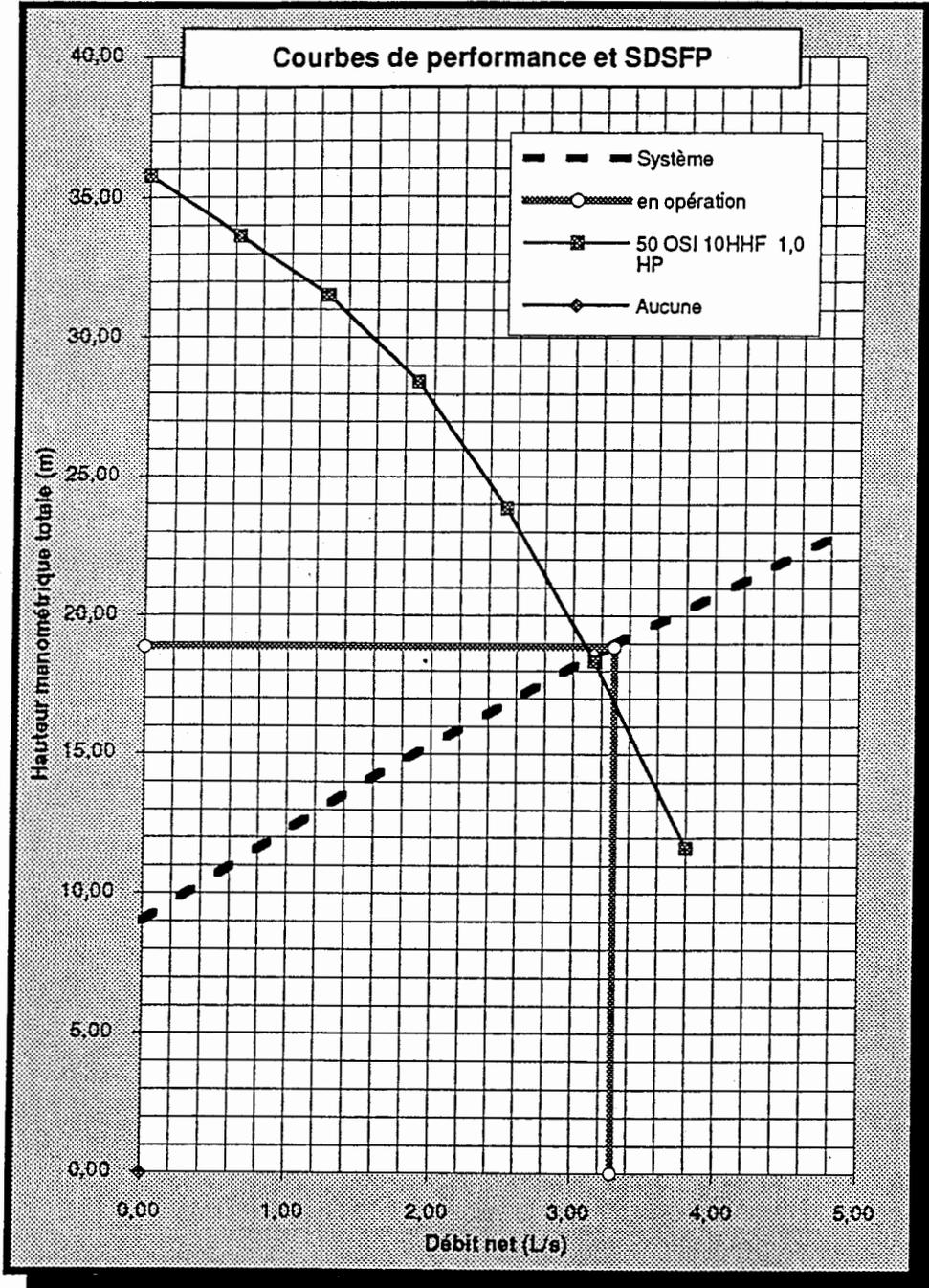
dans les conduites latérales = 0,43 m

Perte de charge totale (statique + hydraulique) = 18,85 m

@
Débit total = 3,29 L/s

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux



Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Essai : 6.4.1

Nom du projet : PROJET FILTRE INTERMITTENT ENFOUIS

PERTE DE CHARGE D'UNE CONDUITE LATÉRALE SOUS PRESSION

Données de base

Diamètre des orifices = 4,20 mm
Espacement entre les orifices = 0,95 m
Longueur d'une conduite latérale = 9,50 m

Hauteur de charge à l'orifice distal = 2,0 m

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = Cédule 40

Diamètre intérieur de la conduite latérale = 38,00 mm
Coefficient de Hazen-Williams = 120

Résultats du calcul

Nombre d'orifices = 11

Débit à l'orifice distal = 0,055 L/s
Débit total d'une conduite latérale = 0,603 L/s

Hauteur de charge à l'orifice proximal = 2,045 m
Rapport de la charge proximale/distale = 1,02

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

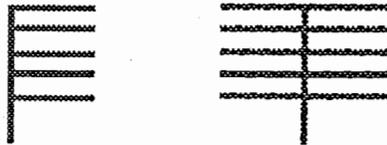
Détail des pertes de charges et des débits dans une conduite latérale					
No de l'orifice	Perte de charge (m)	Charge résiduelle (m)	Débit orifice (L/s)	Débit résiduel (L/s)	Longueur (m)
1		2,0000	0,0546	0,0546	0,00
2	1,56E-04	2,0002	0,0546	0,1092	0,95
3	5,65E-04	2,0007	0,0546	0,1639	1,90
4	1,20E-03	2,0019	0,0546	0,2185	2,85
5	2,04E-03	2,0040	0,0547	0,2732	3,80
6	3,08E-03	2,0070	0,0547	0,3279	4,75
7	4,33E-03	2,0114	0,0548	0,3827	5,70
8	5,76E-03	2,0171	0,0549	0,4375	6,65
9	7,38E-03	2,0245	0,0550	0,4925	7,60
10	9,19E-03	2,0337	0,0551	0,5476	8,55
11	1,12E-02	2,0449	0,0552	0,6028	9,50

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

CONDUITE DE DISTRIBUTION PRINCIPALE

Conduites latérales simples ou doubles? = doubles
2



Longueur d'une conduite à chaque intersection = 19,00 m

Longueur de la CDP = 10,00 m
Distance entre les intersections = 1,10 m
Nombre d'intersections = 10

Débit total = 12,06 L/s

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Calcul du diamètre minimal de la CDP					
Inter-section no	Débit (L/s)	F	F cum.	D.l. calculé (mm)	Diamètre nominal suggéré
1	1,21	0,1	0,1	26,70	25
2	2,41	0,3	0,3	36,80	40
3	3,62	0,5	0,9	45,18	50
4	4,82	0,9	1,8	52,60	75
5	6,03	1,4	3,1	59,36	75
6	7,23	1,9	5,1	65,63	75
7	8,44	2,6	7,6	71,51	75
8	9,64	3,3	10,9	77,09	75
9	10,85	4,1	15,0	82,41	100
10	12,06	5,0	20,0	87,50	100

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

PERTE DE CHARGE TOTALE DANS LE SDSFP

Données de base

Diamètre du raccord de sortie = mm

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = SDR 26 (160)

Diamètre intérieur de la conduite de transport = mm

Longueur de la conduite de transport = m

Détail des pertes de charge

Dénivellation jusqu'à la CDP = m

à la sortie de la pompe = 0,05 m

dans la conduite de transport = 0,22 m

dans la CDP = 0,67 m

aux orifices = 2,00 m

dans les conduites latérales = 0,45 m

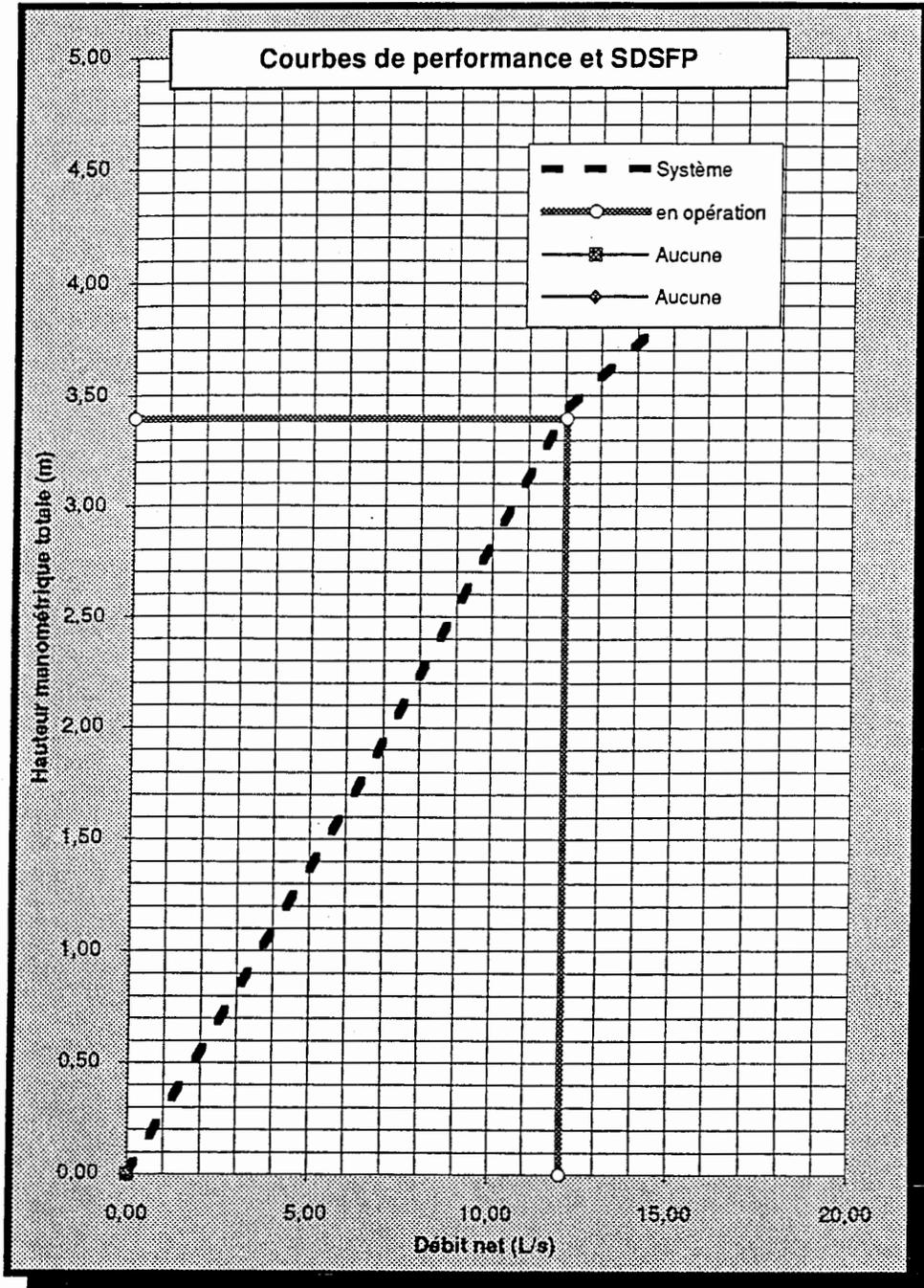
Perte de charge totale (statique + hydraulique) = 3,39 m

@

Débit total = 12,06 L/s

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux



Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Essai :

Nom du projet :

PERTE DE CHARGE D'UNE CONDUITE LATÉRALE SOUS PRESSION

Données de base

Diamètre des orifices = mm
Espacement entre les orifices = m
Longueur d'une conduite latérale = m

Hauteur de charge à l'orifice distal = m

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = Cédule 40
Diamètre intérieur de la conduite latérale = mm
Coefficient de Hazen-Williams =

Résultats du calcul

Nombre d'orifices = 13

Débit à l'orifice distal = 0,027 L/s

Débit total d'une conduite latérale = 0,359 L/s

Hauteur de charge à l'orifice proximal = 1,561 m

Rapport de la charge proximale/distale = 1,04

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

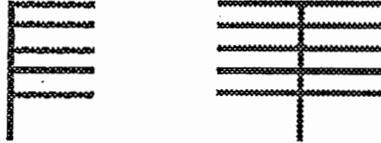
Détail des pertes de charges et des débits dans une conduite latérale					
No de l'orifice	Perte de charge (m)	Charge résiduelle (m)	Débit orifice (L/s)	Débit résiduel (L/s)	Longueur (m)
1		1,5000	0,0275	0,0275	0,00
2	1,29E-04	1,5001	0,0275	0,0549	0,50
3	4,64E-04	1,5006	0,0275	0,0824	1,00
4	9,84E-04	1,5016	0,0275	0,1099	1,50
5	1,68E-03	1,5033	0,0275	0,1373	2,00
6	2,53E-03	1,5058	0,0275	0,1649	2,50
7	3,55E-03	1,5093	0,0275	0,1924	3,00
8	4,73E-03	1,5141	0,0276	0,2200	3,50
9	6,07E-03	1,5201	0,0276	0,2476	4,00
10	7,55E-03	1,5277	0,0277	0,2753	4,50
11	9,19E-03	1,5369	0,0278	0,3031	5,00
12	1,10E-02	1,5479	0,0279	0,3310	5,50
13	1,29E-02	1,5608	0,0280	0,3590	6,00

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

CONDUITE DE DISTRIBUTION PRINCIPALE

Conduites latérales simples ou doubles? = simples
1



Longueur d'une conduite à chaque intersection = 6,00 m

Longueur de la CDP = 2,50 m
Distance entre les intersections = 0,50 m
Nombre d'intersections = 6

Débit total = 2,15 L/s

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Calcul du diamètre minimal de la CDP					
Inter-section no	Débit (L/s)	F	F cum.	D.I. calculé (mm)	Diamètre nominal suggéré
1	0,36	0,0	0,0	15,01	25
2	0,72	0,0	0,0	20,69	25
3	1,08	0,1	0,1	25,40	25
4	1,44	0,1	0,2	29,57	32
5	1,80	0,1	0,3	33,37	32
6	2,15	0,2	0,5	36,90	40

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

PERTE DE CHARGE TOTALE DANS LE SDSFP

Données de base

Diamètre du raccord de sortie = mm

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = SDR 26 (160)
Diamètre intérieur de la conduite de transport = mm

Longueur de la conduite de transport = m

Détail des pertes de charge

Dénivellation jusqu'à la CDP = m

à la sortie de la pompe = 0,52 m

dans la conduite de transport = 1,49 m

dans la CDP = 0,33 m

aux orifices = 1,50 m

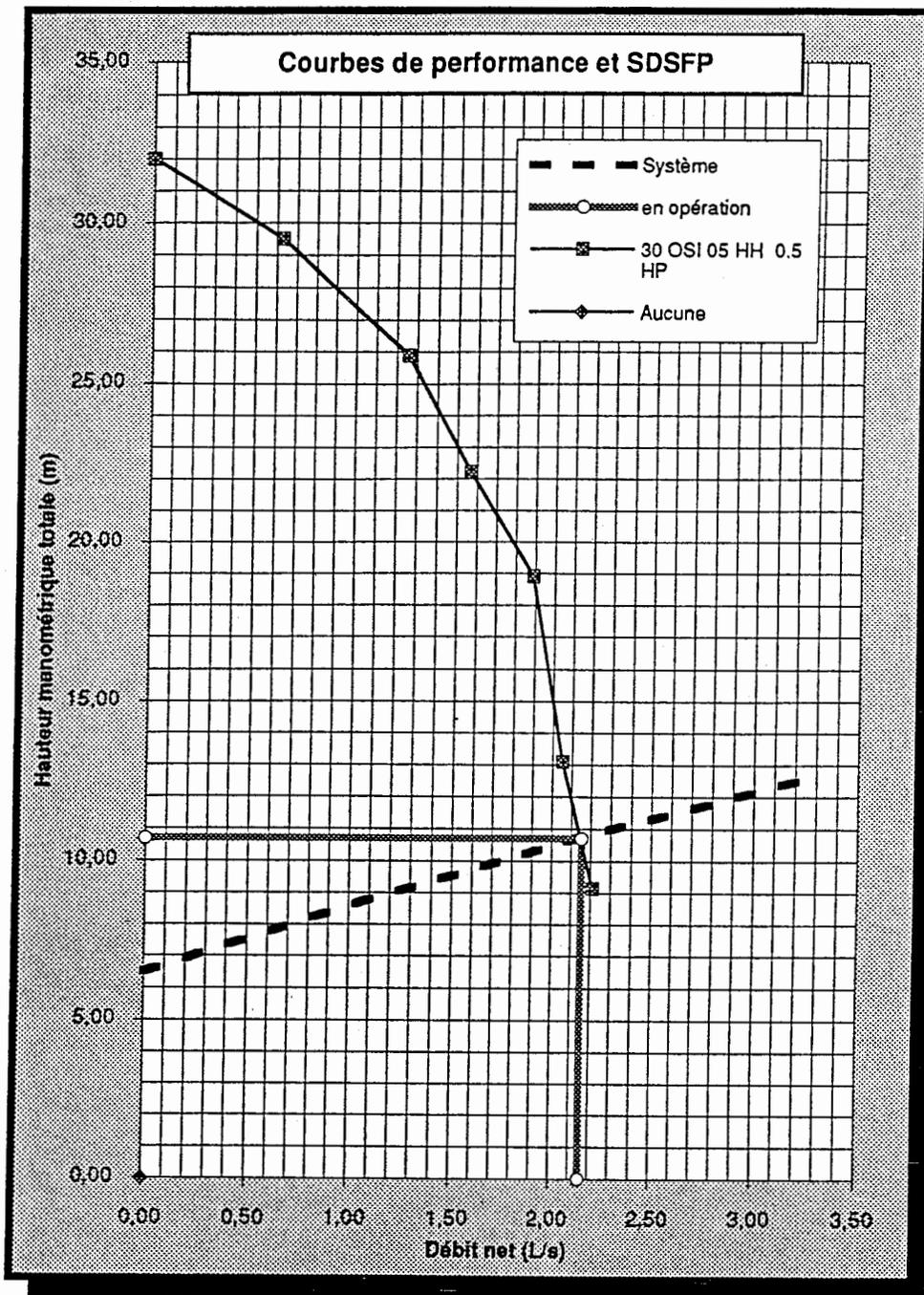
dans les conduites latérales = 0,36 m

Perte de charge totale (statique + hydraulique) = 10,70 m

@
Débit total = 2,15 L/s

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux



Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Essai :

Nom du projet :

PERTE DE CHARGE D'UNE CONDUITE LATÉRALE SOUS PRESSION

Données de base

Diamètre des orifices = mm
Espacement entre les orifices = m
Longueur d'une conduite latérale = m

Hauteur de charge à l'orifice distal = m

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = Cédule 40

Diamètre intérieur de la conduite latérale = mm
Coefficient de Hazen-Williams =

Résultats du calcul

Nombre d'orifices = 13

Débit à l'orifice distal = 0,027 L/s
Débit total d'une conduite latérale = 0,359 L/s

Hauteur de charge à l'orifice proximal = 1,561 m
Rapport de la charge proximale/distale = 1,04

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

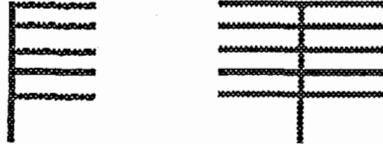
Détail des pertes de charges et des débits dans une conduite latérale					
No de l'orifice	Perte de charge (m)	Charge résiduelle (m)	Débit orifice (L/s)	Débit résiduel (L/s)	Longueur (m)
1		1,5000	0,0275	0,0275	0,00
2	1,29E-04	1,5001	0,0275	0,0549	0,50
3	4,64E-04	1,5006	0,0275	0,0824	1,00
4	9,84E-04	1,5016	0,0275	0,1099	1,50
5	1,68E-03	1,5033	0,0275	0,1373	2,00
6	2,53E-03	1,5058	0,0275	0,1649	2,50
7	3,55E-03	1,5093	0,0275	0,1924	3,00
8	4,73E-03	1,5141	0,0276	0,2200	3,50
9	6,07E-03	1,5201	0,0276	0,2476	4,00
10	7,55E-03	1,5277	0,0277	0,2753	4,50
11	9,19E-03	1,5369	0,0278	0,3031	5,00
12	1,10E-02	1,5479	0,0279	0,3310	5,50
13	1,29E-02	1,5608	0,0280	0,3590	6,00

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

CONDUITE DE DISTRIBUTION PRINCIPALE

Conduites latérales simples ou doubles? = simples
1



Longueur d'une conduite à chaque intersection = 6,20 m

Longueur de la CDP = 2,50 m
Distance entre les intersections = 0,50 m
Nombre d'intersections = 6

Débit total = 2,15 L/s

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Calcul du diamètre minimal de la CDP					
Inter-section no	Débit (L/s)	F	F cum.	D.l. calculé (mm)	Diamètre nominal suggéré
1	0,36	0,0	0,0	15,01	25
2	0,72	0,0	0,0	20,69	25
3	1,08	0,1	0,1	25,40	25
4	1,44	0,1	0,2	29,57	32
5	1,80	0,1	0,3	33,37	32
6	2,15	0,2	0,5	36,90	40

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

PERTE DE CHARGE TOTALE DANS LE SDSFP

Données de base

Diamètre du raccord de sortie = mm

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = SDR 26 (160)

Diamètre intérieur de la conduite de transport = mm

Longueur de la conduite de transport = m

Détail des pertes de charge

Dénivellation jusqu'à la CDP = m

à la sortie de la pompe = 0,52 m

dans la conduite de transport = 2,23 m

dans la CDP = 0,33 m

aux orifices = 1,50 m

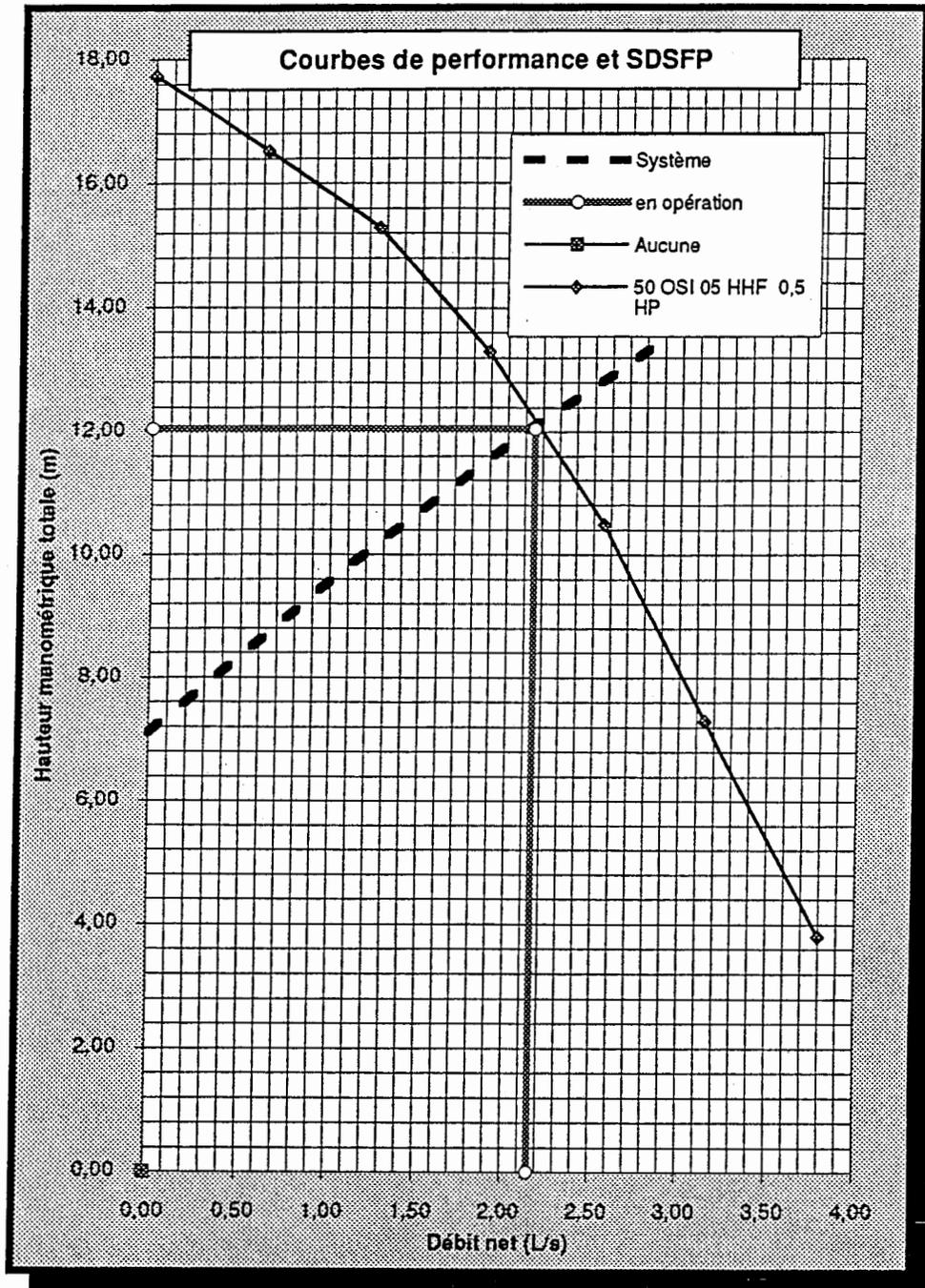
dans les conduites latérales = 0,36 m

Perte de charge totale (statique + hydraulique) = 12,04 m

@
Débit total = 2,15 L/s

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux



Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Essai : 6.6.2

Nom du projet : PROJET FIR MODULAIRE -EVACUATION

PERTE DE CHARGE D'UNE CONDUITE LATÉRALE SOUS PRESSION

Données de base

Diamètre des orifices = 3,20 mm
Espacement entre les orifices = 0,47 m
Longueur d'une conduite latérale = 11,45 m

Hauteur de charge à l'orifice distal = 1,5 m

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = Cédule 40

Diamètre intérieur de la conduite latérale = 32,00 mm
Coefficient de Hazen-Williams = 150

Résultats du calcul

Nombre d'orifices = 25

Débit à l'orifice distal = 0,027 L/s

Débit total d'une conduite latérale = 0,693 L/s

Hauteur de charge à l'orifice proximal = 1,607 m

Rapport de la charge proximale/distale = 1,07

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

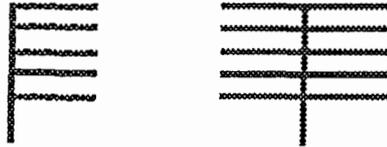
Détail des pertes de charges et des débits dans une conduite latérale					
No de l'orifice	Perte de charge (m)	Charge résiduelle (m)	Débit orifice (L/s)	Débit résiduel (L/s)	Longueur (m)
1		1,5000	0,0275	0,0275	0,00
2	3,31E-05	1,5000	0,0275	0,0549	0,47
3	1,19E-04	1,5002	0,0275	0,0824	0,94
4	2,53E-04	1,5004	0,0275	0,1098	1,41
5	4,31E-04	1,5008	0,0275	0,1373	1,88
6	6,52E-04	1,5015	0,0275	0,1648	2,35
7	9,14E-04	1,5024	0,0275	0,1923	2,82
8	1,22E-03	1,5036	0,0275	0,2198	3,29
9	1,56E-03	1,5052	0,0275	0,2473	3,76
10	1,94E-03	1,5071	0,0275	0,2748	4,23
11	2,36E-03	1,5095	0,0275	0,3023	4,70
12	2,81E-03	1,5123	0,0276	0,3299	5,17
13	3,31E-03	1,5156	0,0276	0,3575	5,64
14	3,84E-03	1,5194	0,0276	0,3851	6,11
15	4,40E-03	1,5238	0,0277	0,4128	6,58
16	5,01E-03	1,5288	0,0277	0,4405	7,05
17	5,65E-03	1,5345	0,0278	0,4683	7,52
18	6,33E-03	1,5408	0,0278	0,4961	7,99
19	7,04E-03	1,5479	0,0279	0,5240	8,46
20	7,79E-03	1,5556	0,0280	0,5520	8,93
21	8,58E-03	1,5642	0,0280	0,5800	9,40
22	9,40E-03	1,5736	0,0281	0,6082	9,87
...					
25	1,21E-02	1,6072	0,0284	0,6931	11,28

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

CONDUITE DE DISTRIBUTION PRINCIPALE

Conduites latérales simples ou doubles? = simples
1



Longueur d'une conduite à chaque intersection = 11,45 m

Longueur de la CDP = 2,50 m
Distance entre les intersections = 2,50 m
Nombre d'intersections = 2

Débit total = 1,39 L/s

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Calcul du diamètre minimal de la CDP					
Inter-section no	Débit (L/s)	F	F cum.	D.l. calculé (mm)	Diamètre nominal suggéré
1	0,69	0,0	0,0	27,18	25
2	1,39	0,1	0,1	37,46	40

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

PERTE DE CHARGE TOTALE DANS LE SDSFP

Données de base

Diamètre du raccord de sortie = mm

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = SDR 26 (160)

Diamètre intérieur de la conduite de transport = mm

Longueur de la conduite de transport = m

Détail des pertes de charge

Dénivellation jusqu'à la CDP = m

à la sortie de la pompe = 0,15 m

dans la conduite de transport = 6,52 m

dans la CDP = 0,30 m

aux orifices = 1,50 m

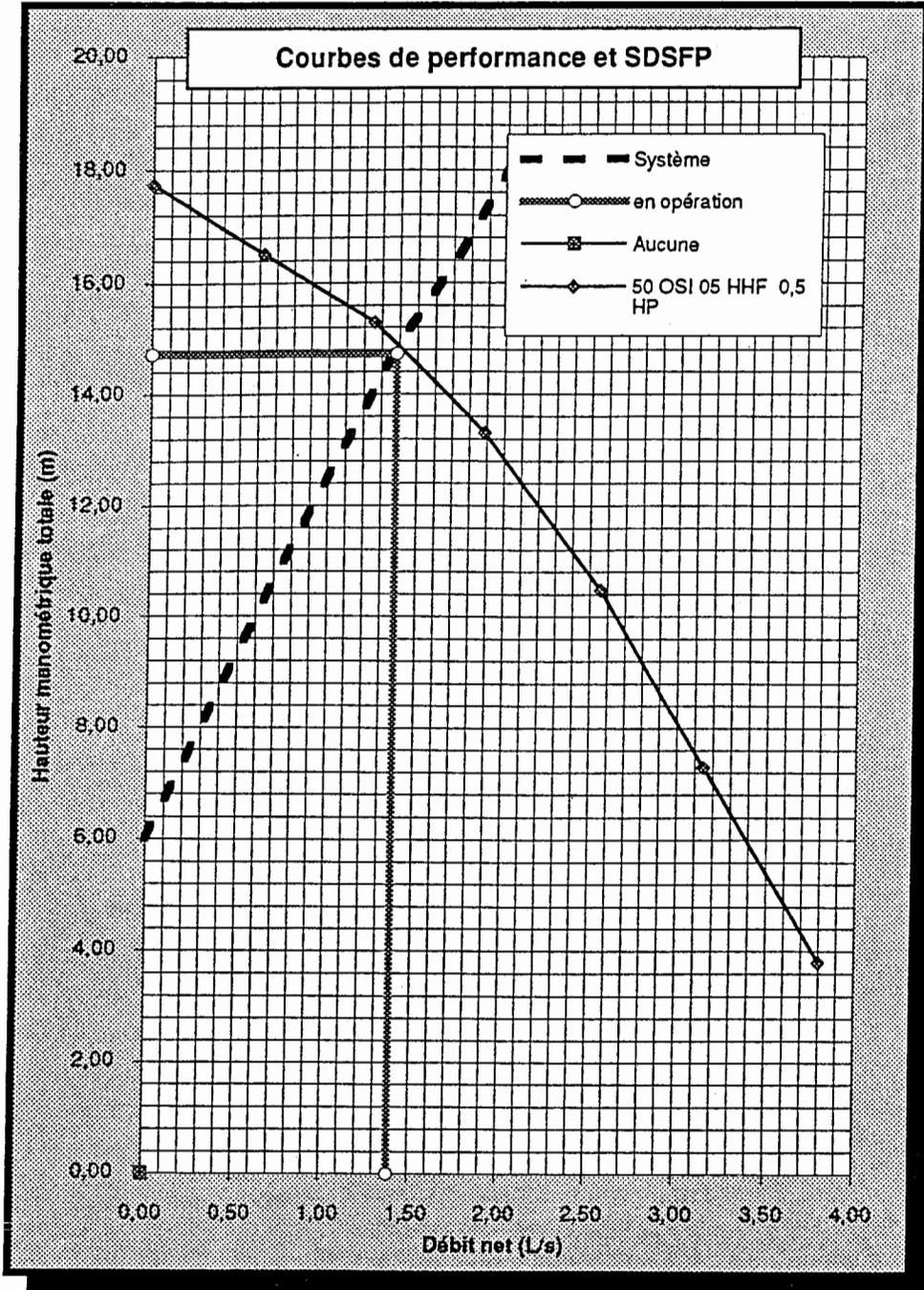
dans les conduites latérales = 0,24 m

Perte de charge totale (statique + hydraulique) = 14,72 m

@
Débit total = 1,39 L/s

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux



Annexe II

***Simulations de distribution
sous faible pression***

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Essai :

Nom du projet :

PERTE DE CHARGE D'UNE CONDUITE LATÉRALE SOUS PRESSION

Données de base

Diamètre des orifices = mm
Espacement entre les orifices = m
Longueur d'une conduite latérale = m

Hauteur de charge à l'orifice distal = m

Type de conduite (no de classe ou de cédule) = SDR 21 (200)
Diamètre intérieur de la conduite latérale = mm
Coefficient de Hazen-Williams =

Résultats du calcul

Nombre d'orifices = 9
Débit à l'orifice distal = 0,047 L/s
Débit total d'une conduite latérale = 0,425 L/s
Hauteur de charge à l'orifice proximal = 1,849 m
Rapport de la charge proximale/distale = 1,03

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Détail des pertes de charges et des débits dans une conduite latérale					
No de l'orifice	Perte de charge (m)	Charge résiduelle (m)	Débit orifice (L/s)	Débit résiduel (L/s)	Longueur (m)
1		1,8000	0,0470	0,0470	0,00
2	3,10E-04	1,8003	0,0470	0,0940	0,65
3	1,12E-03	1,8014	0,0470	0,1410	1,30
4	2,37E-03	1,8038	0,0470	0,1881	1,95
5	4,04E-03	1,8078	0,0471	0,2352	2,60
6	6,12E-03	1,8140	0,0472	0,2824	3,25
7	8,58E-03	1,8225	0,0473	0,3296	3,90
8	1,14E-02	1,8340	0,0474	0,3771	4,55
9	1,47E-02	1,8487	0,0476	0,4247	5,20

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

CONDUITE DE DISTRIBUTION PRINCIPALE

Conduites latérales simples ou doubles? = doubles
2



Longueur de conduite à chaque intersection = 11,40 m

Longueur de la CDP = 15,75 m
Distance entre les intersections = 1,05 m
Nombre d'intersections = 16

Débit total = 13,59 L/s

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

Calcul du diamètre minimal de la CDP					
Inter-section no	Débit (L/s)	F	F cum.	D.I. calculé (mm)	Diamètre nominal suggéré
1	0,85	0,0	0,0	23,60	25
2	1,70	0,1	0,2	32,52	32
3	2,55	0,3	0,4	39,93	40
4	3,40	0,5	0,9	46,48	50
5	4,25	0,7	1,6	52,45	50
6	5,10	1,0	2,7	57,99	50
7	5,95	1,3	4,0	63,19	50
8	6,80	1,7	5,7	68,12	75
9	7,64	2,1	7,8	72,82	75
10	8,49	2,6	10,4	77,32	75
11	9,34	3,1	13,5	81,66	100
12	10,19	3,6	17,2	85,84	100
13	11,04	4,2	21,4	89,89	100
14	11,89	4,8	26,2	93,82	100
15	12,74	5,5	31,7	97,64	100
16	13,59	6,2	37,9	101,37	100

Programme S D S F P

Programme de calcul d'un système de distribution sous faible pression
Propriété de la Société québécoise d'assainissement des eaux

