

TABLE DES MATIÈRES, VOLUME 2

3.	PRÉSENTATION DU RÉGLEMENT
	3.1 Règlement sur la qualité de l'eau potable
	3.2 Autres considérations réglementaires.....
	3.3 Démarche logique en cas de hors norme
	3.4 Adresses utiles
4.	SCÉNARIOS D'ALIMENTATION ET DE TRAITEMENT
5.	BESOINS EN EAU ET DÉBITS DE CONCEPTION
	5.2 Nouveaux besoins.....
	5.7 Bonnes pratiques de gestion
6.	CARACTÉRISATION DES SOURCES D'APPROVISIONNEMENT EN EAU (EAUX SOUTERRAINES ET EAUX DE SURFACE)
	6.2 Système d'approvisionnement existant
	6.6 Protocole d'évaluation de l'influence directe de l'eau de surface sur les eaux souterraines et de la susceptibilité à la contamination microbiologique
8.	APPROVISIONNEMENT EN EAUX SOUTERRAINES ET TRAITEMENT
	8.3 Captage d'eau souterraine.....
	8.4 Recharge artificielle de la nappe
9.	APPROVISIONNEMENT EN EAUX DE SURFACE ET TRAITEMENT
	9.5 Dégrillage.....
	9.6 Coagulation
	9.7 Flocculation.....
	9.8 Clarification
	9.9 Filtration.....
	9.10 Filtration membranaire
10.	DÉSINFECTION ET CONTRÔLE DES SOUS-PRODUITS
	10.2 Choix des objectifs de traitement.....
	10.3 Calcul de la performance des filières de traitement (log de réduction).....
	10.4 Revue et choix du mode de désinfection
11.	CONCEPTION DES RÉSERVOIRS D'EAU POTABLE
	11.1 Évaluation de l'efficacité hydraulique des bassins de contact
	11.2 Exemple de calcul de conception.....
	11.3 Calcul de l'inactivation dans des réserves avec multiples entrées et sorties
	11.4 Calcul de l'inactivation à partir des tableaux de CT
	11.5 Calcul de l'inactivation avec les anciennes équations
	11.6 Drainage et étanchéité du toit des réservoirs extérieurs

12.	TRAITEMENT DES GOÛTS ET ODEURS
12.1	Généralités
12.2	Traitement
12.3	Sulfate de cuivre
12.4	Autres méthodes
13.	STABILISATION ET CONTRÔLE DE LA CORROSION
13.1	Définitions
13.2	Problèmes associés à une eau corrosive ou entartrante
13.3	Facteurs qui influencent la corrosion ou l'entartrage
13.4	Méthodes de mesure
13.5	Méthodologie pour choisir une stratégie de contrôle
13.6	Contrôle de la corrosion et de l'entartrage
14.	TRAITEMENT DES BOUES ET DES EAUX DE PROCÉDÉ
14.4	Traitement des eaux de procédés
15.	CRITÈRES GÉNÉRAUX POUR LES INSTALLATIONS DE TRAITEMENT
15.3	Autres éléments généraux de conception
15.4	La prévention associée à l'utilisation spécifique d'un produit chimique
16.	INSTRUMENTATION ET CONTRÔLES
16.1	Autres mesures et contrôles requis pour la maîtrise des procédés
18.	BIBLIOGRAPHIE

TABLE DES MATIÈRES, VOLUME 2

3. PRÉSENTATION DU RÈGLEMENT	
3.1 Règlement sur la qualité de l'eau potable	
3.2 Autres considérations réglementaires	
3.3 Démarche logique en cas de hors norme	
3.4 Adresses utiles	

/3. PRÉSENTATION DU RÈGLEMENT

3.1 Règlement sur la qualité de l'eau potable

3.1.1 Règlement sur la qualité de l'eau potable

Le *Règlement sur la qualité de l'eau potable* peut être consulté à l'adresse Internet suivante : www.menv.gouv.qc.ca/eau/potable/index.htm

Le *Règlement modifiant le RQEP* peut être consulté à l'adresse Internet suivante : www.menv.gouv.qc.ca/eau/potable/reglement-mod.htm

3.1.2 Les indicateurs utilisés en microbiologie

Cette section a été ajoutée puisque, contrairement aux substances chimiques, le contrôle microbiologique est davantage basé sur la recherche d'indicateurs plutôt que sur la détection de chacun des micro-organismes pathogènes visés. De plus, le *RQEP* réfère à de nouveaux indicateurs, soit les bactéries *Escherichia coli*, les colonies atypiques, les bactéries hétérotrophes aérobies et anaérobies (BHAA), les entérocoques et les virus coliphages.

3.1.2.1 Les indicateurs utilisés en microbiologie de l'eau potable

Le tableau 3-1 présente les principaux indicateurs utilisés en microbiologie de production d'eau potable. Ces indicateurs sont comparés les uns aux autres sur la base de quatre usages différents : le risque sanitaire, la contamination fécale, l'efficacité de traitement et la qualité du réseau.

Les indicateurs bactériens utilisés dans le contrôle réglementaire du système de distribution sont les bactéries coliformes totales et les bactéries coliformes fécales ou *E. coli*, de même que les colonies atypiques et les BHAA. Les bactéries entérocoques sont analysées uniquement dans l'eau brute des eaux souterraines non désinfectées comme indicateur de contamination fécale. Les indicateurs viraux sont les coliphages somatiques et les coliphages mâle-spécifique. Dans le contexte du *RQEP*, ce sont ces derniers qui sont recommandés et analysés, et ceci aussi seulement dans l'eau brute des eaux souterraines non désinfectées.

Les indicateurs parasitaires ne sont pas réglementés. Même si le dénombrement des bactéries sporulantes aérobies (BSA) n'est pas réglementé, il est recommandé pour l'évaluation de l'efficacité du traitement d'enlèvement des parasites. Il existe aussi deux indicateurs chimiques réglementés et très utiles dans le contrôle de la qualité microbiologique de l'eau potable, soit le chlore résiduel libre et la turbidité.

À l'exception de rares cas à l'intérieur du groupe des coliformes totaux, ces indicateurs ne provoquent pas de maladies mais certains d'entre eux indiquent que l'eau est contaminée par de la matière fécale et qu'elle risque donc de contenir des micro-organismes pathogènes. Ces derniers ne font pas partie des analyses routinières en raison des méthodes longues, complexes et parfois inexistantes. De plus, les coûts de ces analyses sont généralement très élevés. Enfin, le grand nombre de micro-organismes pathogènes possiblement d'origine hydrique (plus de 130 virus pathogènes dénombrés) rend cette tâche trop lourde dans l'état actuel de la science.

Tableau 3-1 : Description et usage des principaux indicateurs utilisés

Indicateurs	Risque ⁽¹⁾ sanitaire	Contam. fécale	Efficacité ⁽²⁾ du traitement	Qualité du réseau	Commentaires
<i>Escherichia coli</i>	+++	++++	+	+	Contamination fécale certaine et récente; risque sanitaire (présence soupçonnée de pathogènes)
Coliformes fécaux	++	+++	+	+	Contamination fécale probable
Coliformes totaux	-	-	++	++	Indicateur standard de la qualité de l'eau distribuée et du traitement (réurrence à surveiller)
BHAA	-	-	+++	++++	Qualité bactérienne générale de l'eau distribuée incluant le traitement et la dégradation dans le réseau
Colonies atypiques	-	-	++	+++	Qualité bactérienne générale de l'eau distribuée incluant le traitement et la dégradation dans le réseau
Entérocoques	++	+++	+	+	Contamination fécale probable (doit être utilisé avec <i>E. coli</i> .)
Coliphages	+	+++	+	-	Contamination fécale très probable; présence possible de virus pathogènes si contamination fécale d'origine humaine.
Bactéries sporulantes aérobies (BSA)	-	-	+++ (parasites)	-	Bon indicateur de l'efficacité du traitement à enlever (filtration) et inactiver (chloration) les parasites
Turbidité	++	-	++++	+++	Associée au risque sanitaire global pour une eau brute contaminée (surtout les eaux de surface)
Désinfectant résiduel (extrémité du réseau)	+	-	++	++++	Avec BHAA, qualité générale de l'eau distribuée

(1) : Les indicateurs du risque sanitaire sont associés à une contamination fécale ou une déficience du traitement

(2) : Ces indicateurs doivent être analysés à la sortie du traitement pour en faire une interprétation valable

++++ : Excellent indicateur; +++ : Très bon indicateur; ++ : Bon indicateur; + : Indicateur acceptable; - : Indicateur non valable

Les micro-organismes pathogènes d'origine hydrique sont majoritairement d'origine entérique et provoquent surtout des gastro-entérites de sévérités variables, parfois mortelles. Les personnes ayant un système immunitaire affaibli sont les plus susceptibles d'être affectées. Ces micro-organismes pathogènes peuvent induire d'autres maladies comme des pneumonies, des hépatites, des méningites ou certaines paralysies.

D'après le tableau 3-1, nous pouvons distinguer deux types d'indicateurs microbiologiques utilisés dans le contexte du contrôle réglementaire :

Les indicateurs sanitaires qui sont essentiellement des indicateurs de contamination fécale dont la présence représente un niveau de risque pour la santé. Ces indicateurs sont les bactéries *E. coli*, coliformes fécaux et entérocoques et les virus coliphages mâle-spécifique. Ils sont présents dans la flore intestinale normale des humains et des animaux, en concentration beaucoup plus abondante que les micro-organismes pathogènes entériques.

Les indicateurs de qualité d'eau qui sont utilisés pour évaluer et contrôler la qualité bactérienne de l'eau dans le réseau. Ce sont les coliformes totaux, les colonies atypiques et les BHAA.

Ces indicateurs sont présentés ci-dessous de façon plus détaillée. La consultation des algorithmes décisionnels de cette section apportera aussi des renseignements additionnels pertinents.

3.1.2.2 Les coliformes totaux

L'analyse des bactéries coliformes totales est utilisée pour le contrôle de l'eau potable depuis plus de 100 ans. Son faible coût d'analyse, sa reproductibilité et son omniprésence dans les eaux de surface en font un indicateur universel pour juger de la qualité d'une eau. Ce groupe hétérogène appartient à la famille des entérobactéries et comprend plusieurs genres bactériens se retrouvant dans la flore intestinale normale. Cependant, la plupart des espèces se retrouvent aussi naturellement dans le sol, la végétation et aussi dans l'eau. De ce fait, cette analyse n'est pas considérée comme un indicateur de contamination fécale ou de risque sanitaire. La présence de coliformes totaux dans un système de distribution d'eau potable peut avoir plusieurs significations : la recroissance bactérienne, une perte d'étanchéité du réseau, une déficience ou une absence de traitement.

Les coliformes totaux sont un constituant normal du biofilm qui se forme inévitablement à l'intérieur des conduites. Une eau potable contenant des coliformes totaux peut indiquer une incapacité à maintenir un résiduel de chlore suffisant dans le système de distribution. En effet, plusieurs bactéries de ce groupe ont la capacité de croître dans le réseau lorsque certaines conditions y sont favorables (chlore libre insuffisant, eau stagnante, température élevée et présence de nutriments). En période estivale, cette situation est aussi favorisée par la croissance et le décollement de couches de biofilm entraînées par un débit d'eau plus élevé.

Les coliformes totaux peuvent signaler la présence d'une pollution de surface à cause d'une perte de l'intégrité du réseau (réparations, contaminations croisées, siphons dus à la présence de fissures etc.). Cette situation peut être associée à une baisse subite de la pression et de la concentration de chlore libre ainsi qu'à une augmentation du dénombrement des BHAA. Elle nécessite alors une investigation plus poussée.

Pour conclure à une déficience du traitement associée à une détection de coliformes totaux dans le réseau, il est recommandé d'effectuer des analyses à la sortie du traitement. De même, dans le cas d'une eau souterraine non désinfectée, des analyses complémentaires peuvent être faites dans l'eau brute. (voir algorithme décisionnel)

Il faut toujours porter une attention particulière à la présence récurrente de coliformes totaux dans un réseau ou un secteur du réseau. Ces situations doivent être investiguées et documentées, pour en connaître la cause, et éventuellement corrigées pour prévenir un risque sanitaire éventuel. L'analyse des bactéries entérocoques, plus résistantes que *E. coli*, peut être effectuée pour détecter la présence de contamination fécale.

La survie dans l'eau et la résistance au chlore des bactéries coliformes totales sont plus faibles que celles des virus et des parasites. Ce ne sont donc pas de bons indicateurs de la présence ou de l'efficacité du traitement pour ces micro-organismes. Pour cette raison, les algorithmes décisionnels des sections qui suivent tiennent compte d'un ensemble de facteurs (p. ex. maintien du chlore résiduel ou efficacité de la filtration) qui viennent compléter la connaissance indispensable à la prise de décision.

L'analyse des coliformes totaux se fait habituellement par filtration sur membrane. On peut ensuite dénombrer les colonies typiques rouges à reflet vert métallique après incubation de cette membrane dans un milieu spécifique durant 24 heures à 35°C. Les colonies atypiques sont celles qui ne présentent pas les caractères typiques.

Un résultat rapporté TNI signifie que les colonies sont trop nombreuses ou trop confluentes pour permettre une identification. C'est un résultat hors norme dans le contexte du *RQEP*.

3.1.2.3 Les coliformes fécaux et *Escherichia coli*

Les coliformes fécaux sont un sous-groupe de bactéries faisant partie des coliformes totaux. La méthode d'analyse est optimisée pour sélectionner la croissance des bactéries d'origine fécale. L'incubation se fait à 44,5°C durant 24 heures dans un milieu spécifique favorisant la croissance de colonies typiques bleutées. Cette température de croissance élevée confère à ce groupe le terme plus judicieux de coliformes thermotolérants.

Si, en plus des bactéries coliformes totales, des bactéries coliformes fécales sont présentes, une contamination d'origine fécale est fortement soupçonnée et un avis d'ébullition doit être émis immédiatement pour protéger la population.

L'analyse des bactéries *E. coli*, qui représentent environ 90% des bactéries coliformes fécales, confirme sans aucun doute que cette contamination est d'origine fécale. En effet, *E. coli* est la seule espèce bactérienne faisant partie du groupe des coliformes totaux (et des coliformes fécaux) qui soit strictement d'origine fécale humaine ou animale. Elle est très abondante dans la flore intestinale à des dénombrements de 1 million de bactéries par gramme. En outre, les bactéries *E. coli* représentent environ 95% de toutes les bactéries coliformes de la flore intestinale. C'est une bactérie qui est particulièrement sensible à la désinfection et qui a la

particularité de se développer difficilement à l'intérieur d'un réseau. Sa présence indique qu'une contamination fécale s'est introduite dans le réseau.

Toutefois, d'après la méthode habituelle de dénombrement, la confirmation de la présence de *E. coli* peut prendre jusqu'à 48 heures supplémentaires. À cause de ce délai pernicieux, le *RQEP* exige l'émission d'un avis d'ébullition suite à la détection de coliformes fécaux. Il est à noter que la bactérie à l'origine de l'épidémie de Walkerton est un sérotype différent et pathogène (*E. coli* O157:H7) de la bactérie indicatrice *E. coli* et qu'elle n'est d'ailleurs pas détectée par les méthodes d'analyse habituelles, tout comme les autres micro-organismes pathogènes.

3.1.2.4 Les BHAA et les colonies atypiques

Le dénombrement des bactéries hétérotrophes aérobies et anaérobies facultatives (BHAA) vise à estimer la population bactérienne générale dans l'eau. C'est un paramètre obligatoire dans le *RQEP*. Habituellement, l'analyse ne se fait pas par filtration sur membrane, mais par incorporation à la gélose. Une technique de dénombrement par méthode enzymatique est actuellement en développement. Les colonies atypiques doivent être dénombrées seulement si l'analyse des coliformes totaux se fait par membrane filtrante, ce qui est la situation la plus courante. Dans une moindre mesure, le dénombrement des colonies atypiques sert aussi à évaluer la densité bactérienne de l'eau.

Les analyses des BHAA viennent appuyer et valider les décomptes conventionnels des bactéries coliformes totales par membrane filtrante. Si elles dépassent un seuil de 500 BHAA UFC/ml, elles entrent en compétition avec les bactéries coliformes totales et masquent leur présence lors de l'analyse en empêchant le développement des caractères typiques des colonies de coliformes. De même, si les colonies de bactéries atypiques, qui se développent sur le même milieu de culture que les coliformes totaux, dépassent 200 ufc/100 ml, elles peuvent masquer le dénombrement de ces derniers. Ces contrôles viennent non seulement valider le dénombrement des coliformes, mais aussi fournir une indication du développement général des bactéries dans l'eau du réseau de distribution avant même que des coliformes ne soient détectés. Cette indication devrait inciter plus rapidement l'opérateur à modifier les paramètres d'opération du traitement ou d'exploitation du réseau. Dans ces cas, ce n'est pas le dépassement de la norme mais les variations dans le temps des BHAA et des bactéries atypiques qui servent d'outils de gestion pour l'opérateur. À ce jour, aucun lien n'a pu être établi entre des dénombrements de BHAA élevés et l'apparition de maladies entériques dans la population.

Les BHAA et les colonies atypiques indiquent le niveau de dégradation de la qualité de l'eau ou un mauvais entretien du réseau de distribution. De plus, lorsqu'ils sont analysés dans l'eau traitée (surtout les BHAA), ils sont de bons indicateurs de l'efficacité du traitement à enlever les bactéries. La présence récurrente de résultats hors normes doit être investiguée, documentée (voir section 3.1.2.2) et suivie pour en connaître la cause et pour s'assurer qu'il n'y a pas de dégradation supplémentaire de la qualité de l'eau. L'exploitant doit éventuellement apporter des correctifs appropriés.

Lorsque les BHAA dépassent 500 UFC/ml et/ou les colonies atypiques dépassent 200 ufc/100 ml, le résultat est considéré comme hors norme et l'analyse des coliformes totaux et des *E. coli*,

lors du prélèvement suivant, devrait être effectuée par une méthode enzymatique non influencée par ces interférences.

3.1.2.5 Coliformes totaux et *Escherichia coli* (méthode enzymatique)

Ce *Guide de conception* ne peut passer sous silence une ouverture sur de nouvelles méthodes destinées à la détection simultanée des coliformes totaux et de *Escherichia coli*. Ces méthodes sont basées sur l'utilisation de substrats enzymatiques spécifiques à des enzymes présents uniquement chez l'un ou l'autre de ces groupes de bactéries. La présence de l'un ou l'autre de ces groupes de bactéries sera visible par l'apparition d'une coloration ou d'une fluorescence particulière des colonies de bactéries, que ce soit pour les méthodes de dénombrement par membrane filtrante ou pour les méthodes de type présence/absence. La coloration ou fluorescence est due à l'utilisation du substrat enzymatique par le groupe bactérien visé. Pour certaines méthodes, un substrat enzymatique est employé pour la mise en évidence de *Escherichia coli*, mais des principes traditionnels comme la fermentation du lactose et l'utilisation d'inhibiteurs de la croissance de bactéries non coliformes servent à faire la sélection et la mise en évidence des coliformes totaux. On pourrait qualifier ces méthodes de « semi-enzymatiques ». Plusieurs de ces méthodes, qu'elles reposent entièrement ou partiellement sur des substrats enzymatiques, sont approuvées depuis quelques années par l'USEPA.

Ces méthodes offrent quelques avantages par rapport aux méthodes traditionnelles d'analyse des coliformes (filtration sur membrane et utilisation des milieux de culture mEndo et m-Fc). D'abord, les nouvelles méthodes permettent la détection simultanée des coliformes totaux et de *Escherichia coli* dans le cadre d'une seule et même analyse. Il y a donc un gain en productivité. Ensuite, les publications scientifiques portant sur ces méthodes indiquent que leur spécificité et leur sélectivité sont généralement meilleures que celles des méthodes traditionnelles. Par conséquent, le besoin de confirmer les résultats serait moins grand qu'avec les méthodes traditionnelles, ce qui diminue les temps requis pour l'obtention des résultats finaux. Enfin, certaines de ces méthodes seraient moins sensibles à l'interférence causée par la présence d'un nombre élevé de bactéries hétérotrophes aérobies et anaérobies facultatives (plus de 500 BHAA/ml) ou de colonies atypiques. À l'opposé, l'inconvénient principal de ces méthodes est leur coût sensiblement plus élevé que celui des méthodes traditionnelles.

Au moins une de ces nouvelles méthodes est du type « présence/absence ». Elle permet de mettre en évidence la présence des coliformes totaux et de *Escherichia coli* dans un échantillon d'eau, mais elle ne permet pas de déterminer le nombre de bactéries dans l'échantillon. L'actuel RQEP permet l'utilisation de telles méthodes. Ainsi, lorsque qu'une méthode de type présence/absence est employée par le laboratoire, ce dernier n'est pas tenu de transmettre des résultats quantitatifs pour les coliformes totaux et *Escherichia coli*. Seul l'enregistrement de la présence ou de l'absence des coliformes totaux et de *Escherichia coli* est requis.

Au Québec, quelques laboratoires sont présentement accrédités par le MENV pour l'analyse des coliformes totaux et de *Escherichia coli* par une méthode de type présence/absence. Les laboratoires qui le désirent peuvent utiliser l'une ou l'autre de ces différentes méthodes à substrat enzymatique disponibles. Pour ce faire, le laboratoire doit soumettre une demande et démontrer au Service de l'accréditation du Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec que

sa nouvelle méthode fonctionne aussi bien que les méthodes traditionnelles. Il est probable que ces nouvelles méthodes d'analyse des coliformes totaux et de *Escherichia coli* deviennent de plus en plus courantes dans les laboratoires accrédités québécois au cours des prochaines années.

3.1.2.6 Les bactéries entérocoques

Les bactéries du genre *enterococcus* appartiennent au groupe de bactéries qu'on appelait auparavant les streptocoques fécaux. À l'instar des bactéries *E. coli*, les bactéries entérocoques se retrouvent en quantité considérable mais moins abondante que ces dernières dans les matières fécales humaines et animales. Toutefois, certaines variétés ne sont pas d'origine fécale et sont présentes naturellement dans les végétaux et le sol. Ces bactéries sont plus résistantes à la chloration que les coliformes et survivent généralement plus longtemps dans l'environnement. En outre, contrairement aux coliformes, elles recroissent très difficilement dans le réseau. Leur haute résistance à la sécheresse permet d'utiliser aussi les entérocoques comme contrôle de routine lors de l'installation ou de la réparation de conduites d'un réseau de distribution.

L'analyse des bactéries entérocoques est souvent réalisée pour évaluer la contamination fécale des eaux de baignade. L'analyse se fait habituellement par membrane filtrante sur un milieu spécifique. Dans le contexte du *RQEP*, les bactéries entérocoques doivent être contrôlées dans l'eau brute des puits vulnérables (art. 13) et des réseaux ayant démontré une contamination fécale lors du contrôle bactériologique (art. 37). Elles sont donc utilisées comme indicateur de contamination fécale dans une eau souterraine non désinfectée.

3.1.2.7 Les indicateurs viraux

Des virus entériques humains sont susceptibles de se retrouver dans presque toutes les eaux de surface et aussi dans les eaux souterraines vulnérables si une source de pollution fécale, surtout humaine, est présente dans le périmètre de protection virologique de 550 jours. Contrairement aux bactéries et aux parasites, les virus infectent habituellement une seule espèce. À quelques exceptions près (d'ailleurs peu documentées), les virus entériques pathogènes infectant les animaux ne peuvent pas infecter les humains.

Bien que la résistance des virus à la désinfection soit variable, elle est généralement plus grande que celle des bactéries. Les virus persistent également plus longtemps dans l'environnement que les bactéries. Ils sont beaucoup plus petits et s'infiltreront donc plus facilement à travers un substrat. En conséquence, les indicateurs bactériens ne sont pas très valables pour indiquer la présence de virus. En effet, on a déjà mis en évidence des virus entériques dans l'eau souterraine, ceci en l'absence de coliformes. Dans la moitié des cas d'épidémies d'origine hydrique, les causes sont inconnues, même si l'on soupçonne les virus d'être très souvent responsables. Le virus de Norwalk est celui qui est le plus souvent mis en évidence dans les épidémies au Québec.

Les indicateurs viraux dans le contrôle de l'eau potable mesurent les coliphages somatiques et les coliphages mâle-spécifique (ou F-spécifique). Les coliphages sont une variété de bactériophages, c'est-à-dire des virus qui infectent spécifiquement une espèce bactérienne soit, dans ce cas précis, les bactéries coliformes et surtout *E. coli*. Les coliphages se répliquent uniquement en

infectant la bactérie cible, forçant celle-ci à produire quelques centaines de virus conduisant ainsi à l'éclatement de la cellule et à la libération de ces virus infectieux dans le milieu. Les coliphages se trouvent très souvent dans les eaux usées domestiques et sont présents en plus grande quantité que les virus entériques dans les matières fécales.

Cependant, il est reconnu que les coliphages somatiques peuvent infecter d'autres espèces de coliformes que *E. coli*. Ils ne sont donc pas de très bons indicateurs de contamination fécale mais plutôt indicateurs de la vulnérabilité d'une eau souterraine à la contamination virale. Par contre, les coliphages mâle-spécifique infectent essentiellement la bactérie *E. coli*. Ces coliphages sont donc de très bons indicateurs de contamination fécale et ce sont ces derniers qui sont recommandés en application du *RQEP*.

L'USEPA (méthode 1602) a mis au point des méthodes d'analyse relativement simples et rapides pour l'analyse des deux types de coliphages. L'analyse est basée sur la propriété des coliphages à infecter et à détruire *E. coli*. Le résultat est exprimé en unités formant des plages de lyse (UFP). Il existe aussi une méthode qualitative de type présence/absence. Les analyses de coliphages sont actuellement offertes par quelques laboratoires accrédités et par le Centre d'expertise en analyses environnementales du Québec (CEAEQ).

À l'instar du projet américain de *Groundwater Rule*, les coliphages servent d'abord d'indicateurs de contamination fécale dans l'eau souterraine, mais ils servent aussi à signaler la présence possible de virus entériques humains, compte tenu de leurs caractéristiques similaires. C'est d'ailleurs en raison de leur potentiel de contamination des nappes souterraines non désinfectées que le *RQEP* impose un contrôle mensuel dans l'eau brute des coliphages mâle-spécifique en association avec les entérocoques et *E. coli* lorsque les aires (ou périmètres) de protection bactériologique et virologique sont jugées vulnérables à la contamination fécale (art.13). Une eau souterraine évaluée comme étant contaminée devra être désinfectée pour enlever 99,99% des virus.

3.1.2.8 Les indicateurs parasitaires

Les parasites réglementés sont : *Cryptosporidium* et *Giardia*. Ils sont fréquemment présents dans les eaux de surface sous une forme enkystée résistant même à la congélation. Ils ont une plus grande résistance à la désinfection au chlore que les bactéries et les virus. En outre, ils sont beaucoup plus persistants dans l'environnement que les bactéries. Ils se multiplient dans l'intestin et leurs principaux réservoirs sont les animaux domestiques, les animaux sauvages (rats musqués et castors particulièrement pour *Giardia*) et l'homme. La nouvelle génération de traitement de désinfection aux U.V. est cependant particulièrement efficace contre ces parasites. L'ozonation a une efficacité moindre en période hivernale. Puisque les indicateurs bactériens ne sont pas utiles pour détecter la présence des parasites, le traitement doit permettre en tout temps l'élimination sécuritaire de ces derniers. *Cryptosporidium* est un parasite plutôt petit et compte parmi les plus résistants à la chloration. On estime qu'un traitement efficace pour éliminer de façon sécuritaire ce parasite sera suffisamment efficace contre les autres parasites. Par contre, les parasites sont plus gros que les bactéries et les virus de sorte que la contamination par les parasites d'une eau souterraine bien captée est improbable.

Les parasites peuvent occasionner des épidémies de gastro-entérites telles que celle de Milwaukee en 1993 où 400 000 personnes ont été infectées et celle de North-Battleford en Saskatchewan en avril 2001. Très souvent, les épidémies répertoriées pour *Cryptosporidium* surviennent dans des systèmes à traitement complet ayant démontré une déficience dans le système de filtration.

En raison de contraintes analytiques, il n'y a toutefois aucun contrôle direct de ces micro-organismes dans le *RQEP*. Ces analyses sont longues, coûteuses et exigent la filtration d'un grand volume d'eau (jusqu'à 1000 litres). Une étude américaine datée de 1999 a mis en évidence la fiabilité douteuse des résultats d'analyse. Des recherches sont présentement en cours et il est à prévoir qu'une méthode adéquate sera disponible prochainement.

L'analyse des bactéries sporulantes aérobies (BSA) est un indicateur intéressant pour évaluer la performance d'une filière de traitement à enlever les parasites. Les BSA ne représentent aucun risque sanitaire et sont présentes en abondance dans le sol et toutes les eaux de surface. Elles sont analysées par des méthodes simples et rapides. Après une filtration conventionnelle, le taux d'enlèvement des spores bactériennes est du même ordre de grandeur que celui des parasites. En outre, la résistance à la chloration des spores est en général supérieure à celle des kystes de *Giardia*.

Le suivi des particules de petites dimensions (quelques microns) est aussi un outil intéressant pour évaluer la performance de chaque étape du système de filtration quant à l'enlèvement des kystes et oocystes de *Giardia* et *Cryptosporidium*.

Les contraintes de traitement exprimées en termes de degré d'enlèvement des parasites *Giardia* et *Cryptosporidium* sont respectées par le biais d'équivalence selon les technologies de traitement en place. Le chapitre 10 expose le calcul de ces crédits d'enlèvement des parasites.

3.1.2.9 Chlore libre et équivalence de désinfection résiduelle

La norme de chlore résiduel libre est fixée à 0,3 mg/L à la sortie du réservoir ou du traitement s'il n'y avait pas de réservoir. Cette norme empirique a pour seul objet de vérifier rapidement que la désinfection offre un pouvoir rémanent dans le réseau afin d'éviter une contamination ou une détérioration de la qualité de l'eau en cours de distribution. Il aurait été plus simple d'exiger l'omniprésence de chlore résiduel libre dans le réseau, mais cette exigence est inapplicable à maints endroits et non essentielle lorsque les paramètres de l'eau (matière organique et BHAA notamment) démontrent une bonne qualité malgré l'absence de chlore.

La vérification du chlore résiduel libre est exigée en continu à la sortie du traitement (avec système d'alarme) ou du réservoir et, en plus, au moins deux fois par mois (non exigé si un seul bâtiment) dans le réseau de façon à pouvoir interpréter la présence éventuelle de coliformes et convenir des actions pertinentes pour remédier à la situation.

Lorsqu'une méthode de désinfection autre que le chlore est utilisée, celle-ci devra offrir un potentiel de désinfection au moins équivalent à celui du chlore. À défaut de ne pouvoir déterminer des valeurs résiduelles équivalentes pour le bioxyde de chlore, l'exploitant devra

démontrer que l'inactivation des *Giardia* est au moins équivalente en hiver à celle requise pour le chlore. En été, il faut mettre en garde l'exploitant de la rémanence médiocre du bioxyde de chlore en eau chaude. Quant aux chloramines, leur effet rémanent est généralement excellent mais doit être précédé d'un autre oxydant pour la désactivation des parasites. L'ozone et le rayonnement ultraviolet n'offrent pas de pouvoir rémanent et doivent, quant à eux, être suivis de l'ajout d'un autre oxydant chimique pour offrir une désinfection résiduelle. Les chloramines et le chlore sont les compléments disponibles.

3.1.2.10 La turbidité

La turbidité est la mesure de l'aspect trouble de l'eau et correspond généralement à la quantité de matières en suspension dans l'eau (limon, argile, particules organiques et inorganiques, plancton et autres micro-organismes). L'analyse est effectuée à l'aide d'un appareil qui mesure la quantité de lumière réfractée à 90° par l'échantillon. Cette mesure est simple, très rapide, peu coûteuse et les équipements conventionnels (HACH 1720 DL, par exemple) offrent une résolution permettant de mesurer des niveaux inférieurs à 0,1 UTN.

La turbidité nuit à l'efficacité des agents désinfectants. Des corrélations significatives avec les gastro-entérites répertoriées dans les hôpitaux ont été mises en évidence dans des eaux non filtrées (Vancouver) et filtrées (Philadelphie). À Vancouver, par exemple, où l'eau de surface est simplement chlorée, il y a eu une augmentation significative des hospitalisations pour gastro-entérites lorsque la turbidité dépassait 1,0 UTN. À Philadelphie où l'eau est filtrée et chlorée, une faible augmentation de la turbidité qui n'a jamais dépassée la norme de 0,5 UTN a résulté en une augmentation significative des hospitalisations pour gastro-entérites. Enfin, l'épidémie de Milwaukee est associée à l'augmentation de la turbidité au-dessus de 1 UTN à la sortie d'un des filtres.

Ces exemples illustrent l'importance de la turbidité comme indicateur du risque sanitaire lorsque l'eau brute est contaminée. La turbidité présente les caractéristiques suivantes en regard des micro-organismes : (1) Les micro-organismes ont tendance à s'absorber sur un support plutôt qu'à de rester en suspension libre dans l'eau. Les particules en suspension offrent ce support. En outre, les particules organiques fournissent une plus grande capacité d'adsorption en plus de fournir la nourriture nécessaire à la multiplication des bactéries; (2) Les particules (surtout organiques) offrent une protection contre l'action des agents désinfectants, en particulier le chlore; (3) La turbidité interfère lors de l'énumération bactérienne ou virale en concentrant au même endroit un nombre important de micro-organismes qui seront perçus comme une seule unité lors du dénombrement sur le milieu de culture.

La nature organique probable de la turbidité peut être évaluée par une mesure du carbone organique total (COT). Les matières organiques augmentent la demande en chlore, en plus de servir d'abri aux micro-organismes possiblement pathogènes.

3.2 Autres considérations réglementaires

3.2.1 La notion de secteur

Dans les cas où la contamination du réseau est imputable à un mauvais branchement, une réparation du réseau ou une infiltration d'eau interstitielle en situation de pression négative, il pourrait être justifié, pour l'exploitant, d'émettre un avis d'ébullition dans une seule section de son réseau. L'article 36 stipule que cet avis doit être émis aux utilisateurs concernés, c'est-à-dire tous ceux qui, compte tenu des caractéristiques hydrauliques de ce système, sont susceptibles d'être approvisionnés par de l'eau contaminée.

Dans les cas de réseaux desservant moins de 10 000 personnes, le nombre d'échantillons prélevés à chaque semaine est trop restreint : l'avis devrait généralement être émis pour l'ensemble du réseau. Dans le cas d'un avis non obligatoire qui serait émis suite à la présence d'autres bactéries, un nouvel échantillonnage permettrait de confirmer l'ampleur de la contamination et de mieux cerner les lieux touchés par cette contamination. Dans le cas de municipalités de plus grande taille (> 50 000 personnes), la connaissance du réseau et le plan d'échantillonnage devraient être assistés par une modélisation des caractéristiques hydrauliques de l'ensemble du réseau.

3.2.2 Les contrôles pour les véhicules citernes

La distribution de l'eau au nord du 55^e parallèle est effectuée exclusivement par camion citerne. Ailleurs, l'eau peut être distribuée de façon épisodique par ce même moyen, notamment lorsqu'une institution est alimentée par un puits de mauvaise de qualité ou lorsqu'un réseau n'est plus en mesure de fournir temporairement une eau de qualité. Le train, l'avion ou le bateau peuvent aussi servir à acheminer de l'eau potable.

Les citernes ou réservoirs doivent être destinés au transport de l'eau, sans risque d'en altérer la qualité (art. 29). Ces eaux doivent contenir en tout temps une teneur en chlore résiduel libre de 0,2 mg/L et elles doivent être approvisionnées à partir de prises respectant les exigences minimales de traitement indiquées aux articles 5 à 7. De plus, elles sont soumises au même contrôle de qualité que les autres réseaux de distribution, à l'exception du fait que tous les échantillons doivent être prélevés à la sortie de la citerne, que l'analyse des BHAA n'est pas requise et qu'un contrôle quotidien du chlore résiduel doit être effectué en inscrivant les données sur un registre gardé à la disposition du MENV durant cinq ans.

3.2.3 Le rôle du laboratoire accrédité

Les responsabilités du laboratoire accrédité sont accrues de façon à garantir une meilleure transparence du mécanisme de transmission de l'information qualitative. Ainsi, le laboratoire doit informer le MENV et le MSSS dès qu'un échantillon d'eau dépasse les normes de qualité (art. 35). L'exploitant demeure responsable d'informer, dans les plus brefs délais, ces ministères des actions qu'il entend prendre pour remédier à la situation (art. 36). Le laboratoire doit, de surcroît, informer l'exploitant de tout résultat positif (présence de coliforme total) afin que ce

dernier puisse vérifier rapidement le respect de la règle du 10% de présence de coliformes totaux dans les échantillons prélevés au cours de 30 jours consécutifs précédents.

Le laboratoire accrédité est responsable de transférer sur support informatique les résultats au MENV dans un délai de 10 jours pour les micro-organismes, le chlore résiduel libre et la turbidité. Un délai de 60 jours s'applique pour les autres paramètres (art. 33).

3.2.4 *Les mesures en cas de dépassement de normes*

La détection de coliformes fécaux et/ou de bactéries *E. coli* entraîne l'émission automatique d'un avis d'ébullition dans les secteurs visés (art. 36). Le MENV (direction régionale), le MSSS (direction de santé publique) et le MAPA doivent obtenir copie de cet avis (art. 36). Dans le cas d'un exploitant qui dessert une eau non désinfectée, des vérifications de l'eau brute sont nécessaires.

Dès que l'exploitant est informé par le laboratoire du dépassement d'une norme, il doit aviser le MENV et le MSSS des mesures qu'il entend prendre pour remédier à la situation (art. 36). Ces mesures peuvent consister, dans le cas d'un dépassement des normes chimiques, à échantillonner à nouveau la qualité de l'eau pour confirmer le dépassement de la norme. Le cas échéant, le MENV analysera les correctifs suggérés par l'exploitant et le MSSS investiguera les risques pour la santé. Si les correctifs requis vont dans le sens du respect des traitements minimaux selon les articles 5 à 7, l'exploitant devra s'assurer du respect du plan d'action déposé en vertu de l'article 53 ou suite à la détection du problème. Si des correctifs supplémentaires sont requis, un nouveau plan d'action devra être déposé au MENV. Si le MSSS recommande, suite à son investigation, qu'un avis préventif de non-consommation ou d'ébullition soit requis, l'exploitant doit l'émettre à défaut de quoi une poursuite est intentée par le MENV. Le MSSS émet cet avis en vertu des pouvoirs qui lui sont conférés par la Loi sur la protection de la santé publique.

Si un avis n'est pas requis, mais que l'impact à moyen ou long terme implique une intervention, les délais d'intervention devront respecter les exigences de la protection de la santé. Si l'exploitant ne soumet pas un plan d'intervention à la satisfaction du MENV et/ou du MSSS, des procédures judiciaires sont intentées et/ou une ordonnance peut être émise.

Les sections suivantes proposent des cheminements pour l'analyse et la correction des problèmes de turbidité et de microorganismes. La vérification de l'efficacité du traitement selon la qualité de l'eau brute sera notamment requise.

Lorsque l'exploitant a complété ses interventions, le retour à la conformité nécessite, sauf pour les THM, un nouvel échantillonnage de l'eau durant deux jours consécutifs (art. 39 et 40). Les personnes avisées initialement sont à nouveau contactées de la même façon pour la levée, le cas échéant, de l'avis public (art. 41).

Les THM, dont la norme est mesurée sur une base annuelle, ont une procédure de retour à la conformité basée sur la démonstration au MENV que les interventions adoptées permettront de respecter la norme.

3.2.5 Les dispositions pénales

Toute personne physique qui ne répond pas aux exigences réglementaires s'expose à des poursuites et des amendes variant de 500 à 20 000\$. S'il s'agit d'une personne morale, ces amendes sont doublées. Si une personne physique est reconnue coupable et qu'elle récidive, les amendes sont également doublées.

3.2.6 Mode de prélèvement et de conservation des échantillons

L'article 30 du *RQEP* mentionne un document intitulé *Mode de prélèvement et de conservation des échantillons relatifs à l'application du Règlement sur la qualité de l'eau potable* et publié par le MENV. Ce document est disponible à l'adresse Internet suivante : www.menv.gouv.qc.ca/ceaeq/potable/index.htm

3.3 Démarche logique en cas de hors norme

Les algorithmes décisionnels pour les cas de hors norme microbiologique, de turbidité et chimique sont en révision et seront disponibles d'ici la fin de l'année 2002.

3.4 Adresses utiles

3.4.1 MSSS

Voici les adresses des directions de santé publique (DSP) du ministère de la Santé et des Services sociaux :

Monsieur Claude Gauthier
DSP du Bas Saint-Laurent
288, rue Pierre-Saindon, 2e étage
Rimouski (Québec) G5L 9A8

Téléphone : (418) 724-8464
Télécopieur : (418) 723-3103
Courriel : claud_gauthier@ssss.gouv.qc.ca

Monsieur Léon Larouche (TNTNCSE)
Coordonnateur en environnement
DSP Saguenay/ Lac Saint-Jean
930, boulevard Jacques-Cartier
Chicoutimi (Québec) G7H 2A9

Téléphone : (418) 545-4980
Télécopieur : (418) 549-9710
Courriel : leon.larouche@ssss.gouv.qc.ca

Madame Louise Pelletier
Coordonnatrice en santé environnementale
DSP de l'Outaouais
104, rue Lois
Hull (Québec) J8Y 3R7

Téléphone : (819) 777-3871
Télécopieur : (819) 777-0271
Courriel : louise_pelletier@ssss.gouv.qc.ca

Monsieur Daniel Gagné (TNTNCSE)
Coordonnateur en santé environnementale
DSP Régie régionale Abitibi-Témiscamingue
Pavillon Laramé
1, 9e Rue
Rouyn-Noranda (Québec) J9X 2A9

Téléphone : (819) 764-3264
Télécopieur : (819) 797-1947
Courriel : daniel_gagne@ssss.gouv.qc.ca

Monsieur Henri Prud'Homme
Coordonnateur en santé environnementale
DSP de Québec
2400, d'Estimauville
Beauport (Québec) G1E 7G9

Téléphone : (418) 666-7000, poste 271
Télécopieur : (418) 666-2776
Courriel : helene.brisson@ssss.gouv.qc.ca

Monsieur Guy Lévesque
Coordonnateur en santé environnementale
DSP Mauricie / Centre-du-Québec
550, rue Bonaventure, 3e étage
Trois-Rivières (Québec) G9A 2B5

Téléphone : (819) 693-3918
Télécopieur : (819) 373-1627
Courriel : guy_levesque@ssss.gouv.qc.ca

Monsieur Reno Proulx
**Régie régionale de la Santé et
des Services sociaux de l'Estrie (DSP)**
300, rue King Est
Sherbrooke (Québec) J1G 1B1

Téléphone : (819) 829-3400, poste 2477 (2478)
Télécopieur : (819) 564-5435
Courriel : rproulx.rr05@ssss.gouv.qc.ca

Monsieur Louis Drouin (TNCSE)
Coordonnateur en santé environnementale
DSP Montréal-Centre
Santé au travail et environnementale
1301, rue Sherbrooke Est
Montréal (Québec) H2L 1M3

Téléphone : (514) 528-2400
Télécopieur : (514) 528-2459
Courriel : ldrouin@santepub-mtl.qc.ca

Jacques-François Cartier
Coordonnateur en santé environnementale
DSP de la Côte-Nord
691, rue Jalbert
Baie-Comeau (Québec) G5C 2A1

Téléphone : (418) 589-9845
Télécopieur : (418) 589-8574
Courriel : jacques-
francois_cartier@ssss.gouv.qc.ca

Dr Jean-Claude Dessau
Coordonnateur en santé environnementale
(intérim)
Nord-du-Québec (DSP des Laurentides)
1000, rue Labelle, bureau 210
Saint Jérôme (Québec) J7Z 2V4

Téléphone : (450) 436-8622 (2298)
(Laurentides)
Télécopieur : (450) 436-1761 (Laurentides)
Courriel : jean-claude_dessau@ssss.gouv.qc.ca

Madame Marie Chagnon (TNCSE)
Coordonnatrice en santé environnementale
DSP Gaspésie—Îles-de-la-Madeleine
205-1, York Ouest
Gaspé (Québec) G4X 2W5

Téléphone : (418) 368-2443
Télécopieur : (418) 368-1317
Courriel : marie_chagnon@ssss.gouv.qc.ca

Monsieur Jean-Pierre Vigneault
Coordonnateur en santé environnementale
DSP Chaudière-Appalaches
100, rue Monseigneur-Bourget, bureau 400
Lévis (Québec) G6V 6Y9

Téléphone : (418) 77833-4864, poste 503
Télécopieur : (418) 835-6006
Courriel : jean-pierre_vigneault@sss.gouv.qc.ca

Madame Lise Laplante (TNCSE)
Coordonnatrice en santé environnementale
DSP de Laval
800, boul. Chomedey, Tour A, 3e étage
Laval (Québec) H7V 3Y4

Téléphone : (450) 978-2000
Télécopieur : (450) 978-2100
Courriel : lise_laplante@ssss.gouv.qc.ca

Madame Suzanne H. Fortin (TNCSE)
Coordonnatrice en santé environnementale
DSP de Lanaudière
1000, boulevard Sainte-Anne, Aile 5-C
St-Charles Borromée (Québec) J6E 6J2

Téléphone : (450) 759-1157
Télécopieur : (450) 755-3961
Courriel : suzanne_fortin@ssss.gouv.qc.ca

Monsieur Michel Savard (TNCSE)
Coordonnateur en santé environnementale
DSP des Laurentides
1000, rue Labelle, bureau 210
Saint Jérôme (Québec) J7Z 2V4

Téléphone : (450) 436-5669
Télécopieur : (450) 436-1761
Courriel : msavard@cepiq.com
c.c. : johanne_pichette @ssss.gouv.qc.ca

Monsieur Daniel G. Bolduc
Coordonnateur
Direction des Risques biologiques,
environnementaux et occupationnels
**Institut national de santé publique du
Québec**
2400, d'Estimauville
Beauport (Québec) G1E 7G9

Téléphone : (418) 666-7000, poste 466
Télécopieur : (418) 666-2776
Courriel : daniel.bolduc@ssss.gouv.qc.ca

Monsieur Claude Tremblay (TNCSE)
Coordonnateur en santé environnementale
DSP de la Montérégie
1255, rue Beauregard
Longueuil (Québec) J4K 2M3

Téléphone : (450) 928-6777, poste 4031
Télécopieur : (450) 928-3760
Courriel : c.tremblay@rrsss16.gouv.qc.ca

Monsieur Serge Déry
DSP de Nunavik
Case postale 900
Kuujjuak (Québec) J0M 1C0

Téléphone : (819) 964-2222
Télécopieur : (819) 964-2888
Courriel : serge_dery@ssss.gouv.qc.ca

Madame Élisabeth Robinson
**Conseil Cri de la santé/services sociaux de-
la-Baie-James**
277, rue Duke, suite 201
Montréal (Québec) H3C 2M2

Téléphone : (514) 861-2352, poste 29
Télécopieur : (514) 861-2681
Courriel : mder@musica.mcgill.ca

Madame Michèle Bélanger
**Direction générale de la santé publique
MSSS**
1075, chemin Sainte-Foy, 2^e étage
Québec (Québec) G1S 2M1

Téléphone : (418) 266-6723
Télécopieur : (418) 266-6708
Courriel : michele.belanger@msss.gouv.qc.ca

3.4.2 MENV

Voici les adresses des directions régionales du ministère de l'Environnement :

01 Direction régionale du Bas-Saint-

Laurent

212, avenue Belzile
Rimouski (Québec) G5L 3C3
Téléphone : (418) 727-3511
Télécopieur : (418) 727-3849
Courriel : bas-saint-laurent@menv.gouv.qc.ca

02 Direction régionale du Saguenay—Lac-Saint-Jean

3950, boul. Harvey, 4^e étage
Jonquière (Québec) G7X 8L6
Téléphone : (418) 695-7883
Télécopieur : (418) 695-7897
Courriel : saguenay-lac-saint-jean@menv.gouv.qc.ca

03 Direction régionale de la Capitale-Nationale

365, 55^e Rue Ouest
Charlesbourg (Québec) G1H 7M7
Téléphone : (418) 644-8844
Télécopieur : (418) 646-1214
Courriel : capitale-nationale@menv.gouv.qc.ca

04 Direction régionale de la Mauricie

100, rue Laviolette, 1^{er} étage
Trois-Rivières (Québec) G9A 5S9
Téléphone : (819) 371-6581
Télécopieur : (819) 371-6987
Courriel : mauricie@menv.gouv.qc.ca

05 Direction régionale de l'Estrie

770, rue Gorette
Sherbrooke (Québec) J1E 3H4
Téléphone : (819) 820-3882
Télécopieur : (819) 820-3958
Courriel : estrie@menv.gouv.qc.ca

06 Direction régionale de Montréal

5199, rue Sherbrooke Est, Bureau 3860
Montréal (Québec) H1T 3X9
Téléphone : (514) 873-3636
Télécopieur : (514) 873-5662
Courriel : montreal@menv.gouv.qc.ca

07 Direction régionale de l'Outaouais

98, rue Lois
Hull (Québec) J8Y 3R7
Téléphone : (819) 772-3434
Télécopieur : (819) 772-3952
Courriel : outaouais@menv.gouv.qc.ca

08 Direction régionale de l'Abitibi-Témiscamingue

180, boulevard Rideau, 1^{er} étage
Rouyn-Noranda (Québec) J9X 1N9
Téléphone : (819) 763-3333
Télécopieur : (819) 763-3202
Courriel : abitibi-temiscamingue@menv.gouv.qc.ca

09 Direction régionale de la Côte-Nord

818, boulevard Laure, rez-de-chaussée
Sept-Îles (Québec) G4R 1Y8
Téléphone : (418) 964-8888
Télécopieur : (418) 964-8023
Courriel : cote-nord@menv.gouv.qc.ca

10 Direction régionale du Nord-du-Québec

180, boulevard Rideau, 1^{er} étage
Rouyn-Noranda (Québec) J9X 1N9
Téléphone : (819) 763-3333
Télécopieur : (819) 763-3202
Courriel : abitibi-temiscamingue@menv.gouv.qc.ca

**11 Direction régionale de la Gaspésie—
Îles-de-la-Madeleine**
124, 1^{re} Avenue Ouest, C.P. 550
Ste-Anne-des-Monts (Québec) G0E 2G0
Téléphone : (418) 763-3301
Télécopieur : (418) 763-7810
Courriel : gaspesie-iles-de-la-
madeleine@menv.gouv.qc.ca

**12 Direction régionale de la Chaudière-
Appalaches**
675, route Cameron, bureau 200
Sainte-Marie (Québec) G6E 3V7
Téléphone : (418) 386-8000
Télécopieur : (418) 386-8080
Courriel : chaudiere-
appalaches@menv.gouv.qc.ca

13 Direction régionale de Laval
850, boul. Vanier
Laval (Québec) H7C 2M7
Téléphone : (450) 661-2008
Télécopieur : (450) 661-2217
Courriel : laval@menv.gouv.qc.ca

14 Direction régionale de Lanaudière
100, boulevard Industriel
Repentigny (Québec) J6A 4X6
Téléphone : (450) 654-4355
Télécopieur : (450) 654-6131
Courriel : lanaudière@menv.gouv.qc.ca

15 Direction régionale des Laurentides
140, rue Saint-Eustache, 3^e étage
Saint-Eustache (Québec) J7R 2K9
Téléphone : (450) 623-7811
Télécopieur : (450) 623-7042
Courriel : laurentides@menv.gouv.qc.ca

16 Direction régionale de la Montérégie
201, Place Charles-Lemoyne, 2^e étage
Longueuil (Québec) J4K 2T5
Téléphone : (450) 928-7607
Télécopieur : (450) 928-7625
Courriel : monteregie@menv.gouv.qc.ca

**17 Direction régionale du Centre-du-
Québec**
1579, boulevard Louis-Fréchette
Nicolet (Québec) J3T 2A5
Téléphone : (819) 293-4122
Télécopieur : (819) 293-8322
Courriel : centre-du-
quebec@menv.gouv.qc.ca

**Direction de la coordination
opérationnelle, des urgences et des
enquêtes (DCO)**

675, boul. René-Lévesque Est, 29^e étage,
boite 95
Québec (Québec) G1R 5V7
Téléphone : (418) 521-3899
Télécopieur : (418) 643-4747

4. SCÉNARIOS D'ALIMENTATION ET DE TRAITEMENT

4.3.1 Comparaison de coûts de solutions

En eau potable comme en eaux usées et ce dans tous les domaines des infrastructures municipales, il est de rigueur de comparer les solutions en considérant les coûts d'immobilisation mais aussi les coûts d'exploitation. Cette section vise à apporter au concepteur et au propriétaire quelques éléments de calculs pour effectuer cette comparaison.

4.3.1.1 Principe du calcul

La comparaison de solutions s'effectue préférentiellement sur la base de la valeur actuelle nette (VAN) exprimée en dollars d'aujourd'hui. Il est nécessaire : 1) d'identifier les flux monétaires engendrés par le projet durant sa vie économique, 2) de déterminer le taux d'actualisation (coût d'opportunité des fonds), pour finalement 3) actualiser le flux monétaire.

Les entrées et sorties de fonds engendrées durant sa vie économique

La projection porte sur :

- L'investissement initial (incluant le coût des travaux, les frais contingents, les coûts de financement temporaire, etc.);
- Les sorties de fonds relatives à l'exploitation (incluant les dépenses en capital pour le remplacement d'équipements majeurs);
- L'assistance financière des gouvernements supérieurs qui portent habituellement sur l'investissement initial mais peut comporter des limitations comme :
 - Les frais contingents admissibles;
 - Les coûts de construction qui peuvent être ramenés à la valeur de la solution la moins chère.

Lors de l'estimation des projections de flux monétaires, il est important d'ajouter un facteur pour tenir compte de l'inflation.

Le taux d'actualisation

Le taux d'actualisation correspond à un taux de rendement exigé établi selon le niveau de risque inhérent au projet. Comme les projets municipaux sont habituellement financés à 100% par dette, le taux à utiliser correspond à celui de l'emprunt.

Actualisation du flux monétaire

L'actualisation est basée sur la relation suivante :

$$\text{Valeur actuelle} = \sum_{t=1}^n \frac{FM_t}{(1+r)^t}$$

Où :

FM_t = Flux Monétaire au temps t

r = Taux d'actualisation

n = Horizon (années)

La perspective de calcul est habituellement fixée par le concepteur en tenant compte de la durée de vie utile de l'ouvrage. C'est ainsi que l'instrumentation et le contrôle se verra attribuer une durée de vie utile de l'ordre de 5 à 7 ans, l'équipement électromécanique de l'ordre de 7 à 10 ans et le génie civil de l'ordre de 30 ans. Le fournisseur d'équipement peut donner indirectement des indications comme la période de performance garantie de 5 ans sur les membranes.

4.3.1.2 Coûts d'exploitation

Il n'existe pas de base de données québécoise récente concernant les coûts d'exploitation dans le domaine du traitement de l'eau. Par contre, les efforts du MAMR en matière d'uniformisation de la présentation des données financières municipales et de définition de critères de benchmarking, devraient éventuellement conduire à des données intéressantes. D'ici là, nous nous limiterons à détailler la répartition des coûts et à fournir un exemple.

Répartition

Typiquement, un budget de traitement comprend :

La main d'œuvre

Selon la taille et les procédés, il faut prévoir le personnel pour :

- L'opération;
- L'entretien et les réparations en mécanique et électricité, instrumentation et contrôle et ce, aussi bien pour le procédé que pour le bâtiment;
- Les analyses réalisées sur place.

Une vérification auprès d'une station semblable constitue la meilleure solution pour estimer ces coûts. On n'oubliera pas de tenir compte du temps supplémentaire et des bénéfices marginaux et, de façon générale, de l'ensemble des coûts que la Ville débourse en relation avec ses employés (un taux de 30% est considéré comme usuel pour les bénéfices marginaux).

L'énergie

Les 2 principaux postes budgétaires sont le pompage et le chauffage des bâtiments. Ils sont relativement faciles à estimer. Le pompage peut comprendre 1 ou 2 niveaux. Le pompage à la distribution sera considéré s'il diffère d'un cas à l'autre parmi les solutions comparées. La consommation de certains équipements de procédé (ozone, U.V. par exemple) doit également être considérée.

Les produits chimiques et autres intrants utilisés dans le traitement

Les coûts des produits chimiques utilisés désinfectants, aide-coagulants, polymères sont à considérer. Dans certains cas, les pertes de média représentent un coût significatif.

Les analyses

Les coûts visés comprennent les analyses réalisées à l'extérieur par un laboratoire spécialisé ainsi que les coûts du matériel et des réactifs utilisés sur place.

Les boues et autres rejets

Les volumes de boues, eaux de lavage et autres rejets liquides ou solides, sont à considérer. Rejetés à l'égout, ils représentent une charge pour les ouvrages d'assainissement. Traités sur place, on doit les considérer dans les coûts d'exploitation.

L'entretien et le renouvellement

L'entretien comprend les dépenses courantes qui entrent dans le budget d'exploitation. Les contrats d'entretien pour des tâches spécialisées (en instrumentation et contrôle) entrent dans cette catégorie. Il en est ainsi du renouvellement périodique de pièces peu onéreuses. Les coûts de renouvellement moins fréquent ou de systèmes plus importants peuvent être considérés dans la partie des immobilisations.

Les autres frais spécifiques au traitement

Ne pas oublier d'inclure des dépenses relatives aux déplacements ainsi que les activités ayant une relation avec la protection de la source d'eau.

Les frais généraux

Les coûts relatifs aux fonctions administratives municipales (finances, ressources humaines, etc.) font partie des coûts de l'eau mais, sauf pour un cas particulier, ne sont pas à considérer dans la présente analyse dans la mesure où ils sont similaires pour les différentes solutions étudiées.

Exemple :

La ville de Repentigny a accepté de fournir ses données. Alimentée par la rivière l'Assomption, la station d'une capacité de 87500 m³/j comprend un traitement complet. Elle alimente 80000 personnes en eau. Les coûts comprennent les frais de pompage dans le réseau de distribution.

Tableau 4-1 : Exemple de budget d'exploitation pour la Station de purification de Repentigny (2001)

	MONTANT	SOUS-TOTAL	%
SALAIRES ET CONTRIBUTIONS			
Salaire régulier	464870	651171	36.9%
Contributions de l'employeur	110390		
Salaire empl. temporaire	34549		
Surtemps	19575		
Primes	13842		
Salaire formation	3766		
Frais de formation	2603		
Associations	1576		
ÉNERGIE			
Électricité	477490	480790	27.3%
Gaz et diesel	3300		
RÉACTIFS			
Produits chimiques	381103	381103	21.6%
ENTRETIEN			
Pièces et accessoires	79463	179317	10.2%
Entretien machinerie	70060		
Entretien édifices	10883		
Location d'équipements	17023		
Entretien des véhicules	1888		
DIVERS			
Services professionnels	43224	71653	4.1%
Téléphone	2552		
Vêtements	2214		
Papeterie et divers	3063		
Rapport états financiers(admin.)	20600		
	TOTAL	1764034	100.0%

Notons que, pour la même année, le coût de la dette s'établissait à 1 817 249 \$.

VOLUME 2

CHAPITRE 5

5.	BESOINS EN EAU ET DÉBITS DE CONCEPTION
	5.2 Nouveaux besoins
	5.2.2 <i>Valeurs de référence pour la consommation commerciale et institutionnelle ..</i>
	5.7 Bonnes pratiques de gestion

5. BESOINS EN EAU ET DÉBITS DE CONCEPTION

5.2 Nouveaux besoins

5.2.2 Valeurs de référence pour la consommation commerciale et institutionnelle

Le concepteur verra à utiliser en priorité les données annuelles de consommation mesurée au compteur.

Si les données annuelles mesurées ne sont pas disponibles, il est toujours possible d'utiliser un débitmètre à ultrasons (*clamp on*) équipé d'un enregistreur de données sur une période de sept jours. En plus de donner accès à des données mesurées plutôt qu'estimées, cette solution a l'avantage de ne pas interrompre le service, de ne pas créer de pertes de charge et de ne pas toucher à l'intégrité du réseau puisqu'il n'y a aucune intrusion. Lors de l'extrapolation des données hebdomadaires, une attention devra être portée à la saison durant laquelle les données ont été recueillies. Une distinction peut aussi être apportée entre les débits nocturnes et les débits journaliers. L'analyse des débits nocturnes est particulièrement intéressante, car si les données ne sont jamais nulles ou près de l'être, il y aurait lieu de vérifier la présence de fuites ou de consommations en continue.

En dernier recours, il est possible d'estimer les consommations à partir du tableau 5-1 ci-après.

Tableau 5-1 : Consommation unitaire de certains usagers (Source : Brière, François, 2000)

Établissement - utilisations	Consommation [L/(personne·d) ou L/(unité·d)]
Aéroport (par passager)	8 - 12
Centres commerciaux	
Par stationnement	5
Par employé	40
Centres de vacances	
Campings rustiques (par vacancier)	100
Colonies de vacances; toilettes et bains centraux (par vacancier)	160 - 200
Centres de jour; sans repas (par vacancier)	65
Camps pour caravanes; toilettes et bains privés (par unité; 2,5 personnes)	500 - 600
Camps de travail (par travailleur)	140 - 200
Cinéma ou théâtre	
Deux représentations par jour (par siège)	10 - 15
Ciné-parc (par auto)	20
Écoles (par élève)	
Avec cafétéria	40 - 60
Avec cafétéria, douches et gymnase	60 - 80
Pensionnat	300
Édifices à bureaux (par employé)	60
Établissements de santé	
Hôpital général (par lit)	600
Hôpital général (par employé)	40
Hôtels et pensions	
Chambre d'hôtel (par client)	200 - 400
Chambre et pension (par pensionnaire)	200
Motel avec cuisine	400 - 600
Laverie (par machine à laver)	1000 - 3000
Magasins	
Par client	8
Par employé	40
Restaurants	
Restaurant moyen (par siège)	150
Restaurant moyen; ouvert 24 h (par siège)	200
Bar (par place)	38
Taverne (par place)	80
Stations-service	
Par automobile servie	40
Par paire de pompes	2000
Petites et moyennes entreprises (PME)	
Sans cafétéria ni douche (par employé)	70
Sans cafétéria; avec douches (par employé)	140

5.7 Bonnes pratiques de gestion

Les meilleures pratiques québécoises ont été répertoriées dans le guide [*L'économie d'eau potable et les municipalités*](#) de Réseau Environnement. Les mesures minimales ont également été établies. Les deux séries de mesures sont présentées dans le tableau 5-2 ci-après.

Tableau 5-2 : Mesures d'économie d'eau au Québec : les mesures minimales et les mesures normales (Réseau Environnement, 2013)

	Mesures minimales	Mesures normales
Comptage à la distribution	Vérifier et étalonner le système de mesure à l'eau distribuée incluant les niveaux dans les réservoirs sur l'installation de distribution. Les données sont traitées de façon à ce que le débit de nuit soit calculé tous les jours. Vérifier annuellement en comparant avec d'autres mesures effectuées sur l'installation de distribution ou manuellement.	
Test par rapport à la Stratégie québécoise	Déterminer la population desservie. Traiter les données : comparer avec le premier quartile canadien; comparer le débit de nuit par rapport au débit moyen.	
Comptage à la consommation		
Usagers non résidentiels	Installer des compteurs pour tous les usagers avec une entrée de service d'un diamètre supérieur ou égal à 37 mm.	Installer des compteurs pour tous les usagers.
Usagers résidentiels		Installer des compteurs sur un échantillon représentatif.
Compteurs en place	Réaliser des lectures selon la fréquence correspondant aux objectifs. Gérer le parc de compteurs (vérification, remplacement).	
Bilan	Vérifier annuellement le respect des conditions décrites dans la Stratégie québécoise.	Vérifier selon la fréquence décrite dans le manuel M36 à partir des données précédentes, puis annuellement.
Détection des fuites	Se familiariser avec la démarche. Réaliser au besoin dans les secteurs présentant un débit de nuit élevé.	Maîtriser la démarche. Réaliser une fois par an ou selon la fréquence optimale, puis selon les données de sectorisation.
Réparation des fuites	Intervenir le plus rapidement possible. Remplir les fiches.	Intervenir dans les 48 heures. Remplir les fiches.
Sectorisation	Mettre en place dans la mesure du possible, comme les exemples du Saguenay–Lac-Saint-Jean.	Implanter de façon progressive, en commençant par les secteurs ayant un taux de fuites élevé.
Gestion de la pression		
Première étape	Vérifier la possibilité de réduire la pression lors de la production et dans les zones de pression existantes. Implanter un programme de réduction de la pression. Vérifier les coups de bélier.	
Par la suite		Définir de nouvelles zones, implantation progressive.

Tableau 5-2 (suite) : Mesures d'économie d'eau au Québec : les mesures minimales et les mesures normales (Réseau Environnement, 2013)

Restauration/remplacement des conduites	Réaliser à partir du plan d'intervention.	
Coûts (eau potable et eaux usées) et report aux usagers		
Évaluation de l'ensemble des coûts	Évaluer selon l'information financière présentée au MAMOT.	S'assurer des données relatives aux immobilisations. Déterminer les coûts cachés.
Étude de tarification	Planifier les dépenses et revenus. Ramener les revenus à un tarif fixe ou à un tarif en deux parties (partie fixe, partie variable) en limitant la partie fixe. S'assurer de l'équité entre les usagers avec et sans compteurs.	
Réglementation des usages et des équipements	Mettre en place selon le règlement type proposé par le MAMOT. Veiller à son application.	
Usages municipaux	Montrer l'exemple : toilettes, urinoirs, douches, arrosage, piscines, lavage de rues, systèmes de refroidissement à l'eau, etc. Faire connaître les changements. Contrôler les purges de réseau reliées à la qualité de l'eau et au gel.	
Information, éducation, incitation		
Toutes les clientèles	Communiquer l'ensemble du programme. Encourager le passage à la tarification aux compteurs. Offrir des rabais sur le remplacement de toilettes, sur la trousse d'économie d'eau et sur le baril de récupération de l'eau de pluie.	
Clientèle résidentielle	Expliquer le choix de l'échantillon de compteurs. Distribuer des dépliants sur l'arrosage.	
Clientèle scolaire	Proposer des visites des installations de traitement.	Proposer du matériel éducatif et des activités. Organiser un concours.
Clientèle non résidentielle		Offrir un audit gratuit pour les gros usagers.
Employés municipaux	Donner de la formation.	
Conseil municipal	Distribuer le rapport annuel de la Stratégie québécoise.	

VOLUME 2

CHAPITRE 6

6. CARACTÉRISATION DES SOURCES D'APPROVISIONNEMENT EN EAU (EAUX SOUTERRAINES ET EAUX DE SURFACE).....

6.6 Protocole d'évaluation de l'influence directe de l'eau de surface sur les eaux souterraines et de la susceptibilité à la contamination microbiologique

6.6.2.6 Évaluation des coûts

6. CARACTÉRISATION DES SOURCES D'APPROVISIONNEMENT EN EAU (EAUX SOUTERRAINES ET EAUX DE SURFACE)

6.6 Protocole d'évaluation de l'influence directe de l'eau de surface sur les eaux souterraines et de la susceptibilité à la contamination microbiologique

6.6.2.6 Évaluation des coûts

NOTE : Les coûts exprimés dans les paragraphes suivants ne tiennent pas compte des contraintes d'éloignement et ne sont présentés que pour bien illustrer le fait que les coûts reliés à la détermination du statut d'ESSIDES d'une eau souterraine sont de loin inférieurs au coût du traitement le plus économique concernant une eau de surface.

Bien qu'il soit toujours difficile d'évaluer les coûts reliés à différentes options, l'évaluation qui suit permet surtout de comparer le coût relatif à la mise en place du protocole d'évaluation d'une ESSIDES par rapport à l'option d'installer des réacteurs UV.

Coûts reliés à l'évaluation hydrogéologique

Les coûts reliés à la définition des aires de protection, de l'aire d'alimentation et de l'indice DRASTIC peuvent être considérables, suivant la taille des installations. Une estimation de ces coûts est donnée relativement à trois catégories de taille d'installation : faible débit (250 m³/d), débit moyen (1 500 m³/d) et débit élevé (4 000 m³/d). En ce qui concerne la catégorie faible débit (250 m³/d), un coût de 6 000 \$ a été estimé, y compris les honoraires d'un hydrogéologue et les dépenses connexes. Cette étude consiste à considérer les données disponibles relatives aux puits existants et un ou des piézomètres existants ainsi que les cartes de sol et de roc disponibles.

En ce qui concerne la catégorie de débit moyen (1 500 m³/d), une étude plus complète, exigeant l'installation de trois nouveaux piézomètres (profondeur de 10 m à 300 \$/mètre linéaire) pour déterminer la direction de l'écoulement ainsi que le gradient hydraulique (temps de migration), a été considérée (9 000 \$). Les honoraires de l'hydrogéologue, y compris ses dépenses, sont estimés à 15 000 \$. Des coûts d'environ 24 000 \$ devraient donc être prévus pour cette catégorie d'installation.

En ce qui concerne la catégorie de débit supérieur (4 000 m³/d), les coûts sont plus importants. Il s'agit de grosses installations, souvent municipales, comportant des aires de recharge qui sont généralement beaucoup plus grandes et il y a généralement plus d'activités dans les aires de protection. Par ailleurs, il y a typiquement plus de piézomètres existants, hérités de la phase initiale de recherche en eau. Cependant, l'ajout de trois nouveaux piézomètres a été considéré pour les besoins de l'évaluation économique. Le coût total prévu pour cette étude est de 34 000 \$, soit 9 000 \$ pour les piézomètres et 25 000 \$ pour les services de l'hydrogéologue.

Ces coûts ne prennent pas en compte la complexité de mobilisation des équipements lourds pour certaines régions éloignées.

Coûts reliés à la campagne d'échantillonnage

Le coût associé à la caractérisation des eaux souterraines est présenté au tableau 6-1. En considérant une caractérisation de 13 échantillonnages, le coût de la caractérisation

microbiologique proposée dans le protocole représente une faible somme, soit environ 2 300 \$ par puits. L'évaluation des rapports hydrogéologiques et des résultats de qualité de l'eau doit être effectuée par un ingénieur. Le temps requis a été évalué à 32 heures (80 \$/h), y compris la gestion de projet et la rédaction d'un bref rapport, soit un coût total de 2 560 \$. Le coût total relié à l'application du protocole de détermination d'une ESSIDES (lequel ne comprend pas le coût des études hydrogéologiques) est donc inférieur à 4 000 \$.

Tableau 6-1 Coûts de l'échantillonnage lors de la caractérisation de l'eau souterraine⁽¹⁾

Éléments de mise en œuvre du protocole	N	Coût unitaire	Total
Échantillonnage relatif à la caractérisation microbiologique (<i>E. coli</i> , coliformes totaux et bactéries entérocoques)	13	175,00 \$	2 275,00 \$
Avis d'un professionnel	32 h	80,00 \$	2 560,00 \$
		TOTAL	4 835,00 \$

(1) L'année 2004 sert de base de référence pour le calcul des coûts qui ne tiennent pas compte des frais de transport plus importants pour les régions éloignées. Le coût relié aux analyses des virus coliphages F-spécifiques (13 analyses à 100 \$ chacune pour un total de 1 300 \$) a été ajouté en 2015 en dollars de 2015.

Total des coûts reliés à la caractérisation de l'eau souterraine

Si on fait la somme des coûts reliés au travail de l'hydrogéologue et de ceux reliés à l'échantillonnage, on obtient l'évaluation présentée au tableau 6-2 :

Tableau 6-2 Total des coûts reliés à la caractérisation de l'eau souterraine⁽¹⁾

Taille de l'installation (m ³ /d)	Coûts de l'étude hydrogéologique	Coûts reliés à l'échantillonnage	Total
250	6 000 \$	4 835 \$	10 835 \$
1 500	24 000 \$	4 835 \$	28 835 \$
4 000	34 000 \$	4 835 \$	38 835 \$

(1) L'année 2004 sert de base de référence pour le calcul des coûts.

Coûts d'implantation d'un système de traitement par rayonnement UV

La solution de rechange à la caractérisation de l'eau souterraine consiste à la traiter comme une ESSIDES. Or, la désinfection par rayonnement UV constitue la solution la plus simple et la moins onéreuse à considérer pour traiter une ESSIDES lorsque l'exclusion de la filtration a été démontrée, car l'installation d'une filtration avec crédits d'enlèvement des parasites représenterait un coût nécessairement plus élevé. Il est donc intéressant de comparer les coûts d'installation d'une désinfection UV à ceux de la caractérisation décrite précédemment. Les paramètres de conception suivants ont été retenus pour réaliser l'évaluation des coûts :

- débit de conception (débit maximal admis aux installations) de 250 m³/d, 1 500 m³/d et 4 000 m³/d;
- transmittance de l'eau (5^e centile inférieur) à 80 %, 90 % et 95 % pour chacun des débits de conception.

La transmittance de l'eau joue un rôle important en ce qui a trait à la conception, puisqu'elle permet de déterminer le débit maximum admissible pour un réacteur donné. Plus la transmittance

de l'eau est élevée, plus le nombre ou la taille des réacteurs sera faible et, de ce fait, plus les coûts d'implantation seront faibles. Dans l'évaluation des coûts, ceux reliés à la mise en place de la chloration n'ont pas été considérés, mais viendraient s'ajouter à ceux de l'installation des réacteurs UV, ce qui incite davantage l'exploitant à privilégier la mise en place du protocole au lieu de classer son installation ESSIDES par défaut.

Pour obtenir des prix, des soumissions ont été demandées à trois fournisseurs relativement aux neuf cas susmentionnés. Les coûts d'achat des réacteurs et ceux des pièces de rechange ainsi que leur fréquence de remplacement ont été fournis. Les coûts d'opération ont été estimés pour chacun des systèmes proposés (généralement deux systèmes pour chacun des neuf cas de figure). Les coûts des installations UV (achat et opération), actualisés sur une période de 10 ans, ont permis de sélectionner le système de désinfection le plus économique pour chacun des cas de figure. Une configuration a été prévue pour ces systèmes et les coûts des ouvrages connexes (bâtiments, mécanique de procédé, etc.) ont été évalués. Le tableau suivant présente l'estimation des coûts de l'ensemble du projet, y compris ceux des systèmes UV, du bâtiment et des autres ouvrages connexes pour chacun des neuf cas de figure :

Tableau 6-3 Total des coûts reliés aux installations de désinfection UV⁽¹⁾

Débit (m³/d)	Transmittance (%)	Coût des installations UV	Coût des ouvrages connexes	Coût total du projet	Coût d'opération actualisé	Coût total du projet actualisé
250	80	39 980 \$	18 820 \$	58 800 \$	16 590 \$	75 390 \$
	90	39 980 \$	18 820 \$	58 800 \$	16 590 \$	75 390 \$
	95	39 980 \$	18 820 \$	58 800 \$	16 590 \$	75 390 \$
1 500	80	174 770 \$	64 720 \$	239 490 \$	88 490 \$	327 980 \$
	90	174 770 \$	64 720 \$	239 490 \$	88 490 \$	327 980 \$
	95	212 150 \$	58 280 \$	270 430 \$	26 520 \$	296 950 \$
4 000	80	762 810 \$	132 160 \$	894 970 \$	183 070 \$	1 078 040 \$
	90	510 730 \$	83 020 \$	593 750 \$	117 000 \$	710 750 \$
	95	384 450 \$	70 480 \$	454 930 \$	77 950 \$	532 880 \$

(1) L'année 2004 sert de base de référence pour le calcul des coûts.

Comparaison des coûts

Le résultat de cette analyse technico-économique indique que les coûts de mise en œuvre d'un traitement de désinfection UV (en caractères gras dans le tableau 6-3, selon la taille de l'installation) sont beaucoup plus importants que les coûts de mise en œuvre du protocole de caractérisation (en caractères gras dans le tableau 6-2, selon la taille de l'installation). Même dans le cas d'un petit système (250 m³/d), le coût d'installation d'un traitement UV revient à environ 40 000 \$. Par conséquent, dans le cas de tous les systèmes dont le classement initial n'est pas évident, il est préférable pour l'exploitant de procéder à la caractérisation requise dans le cadre de ce protocole plutôt que de considérer son installation ESSIDES par défaut. De plus, la caractérisation de l'eau permet de mieux comprendre la situation et d'anticiper les problèmes potentiels, et les sommes dépensées en utilisant le protocole sont souvent récupérées par l'optimisation de la solution définitive.

8. APPROVISIONNEMENT EN EAUX SOUTERRAINES ET TRAITEMENT

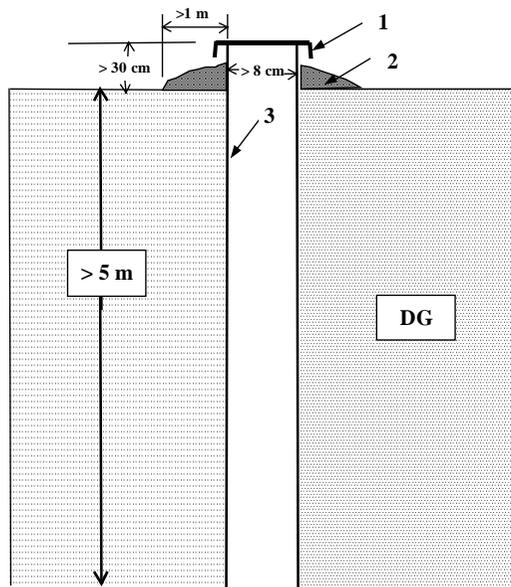
8.3 Captage d'eau souterraine

8.3.2 Critères de conception d'un ouvrage de captage

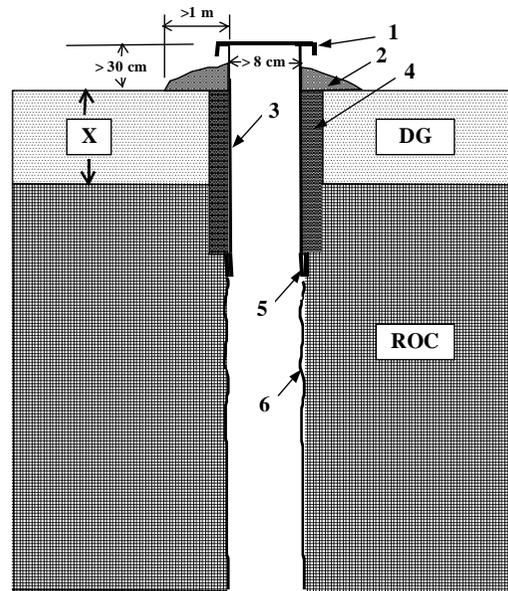
Les figures 8-1 à 8-4 ci-après présentent respectivement les schémas d'un puits tubulaire, d'un puits de surface, d'une pointe filtrante et d'un captage de source.

Figure 8-1 : Schémas de conception d'un puits tubulaire

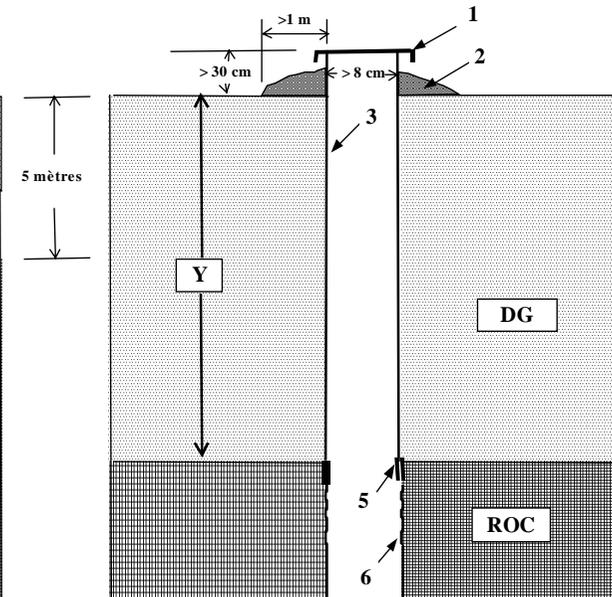
a) Dépôts granulaires



b) Formation rocheuse située à moins de 5 mètres du sol naturel



c) Formation rocheuse située à plus de 5 mètres du sol naturel

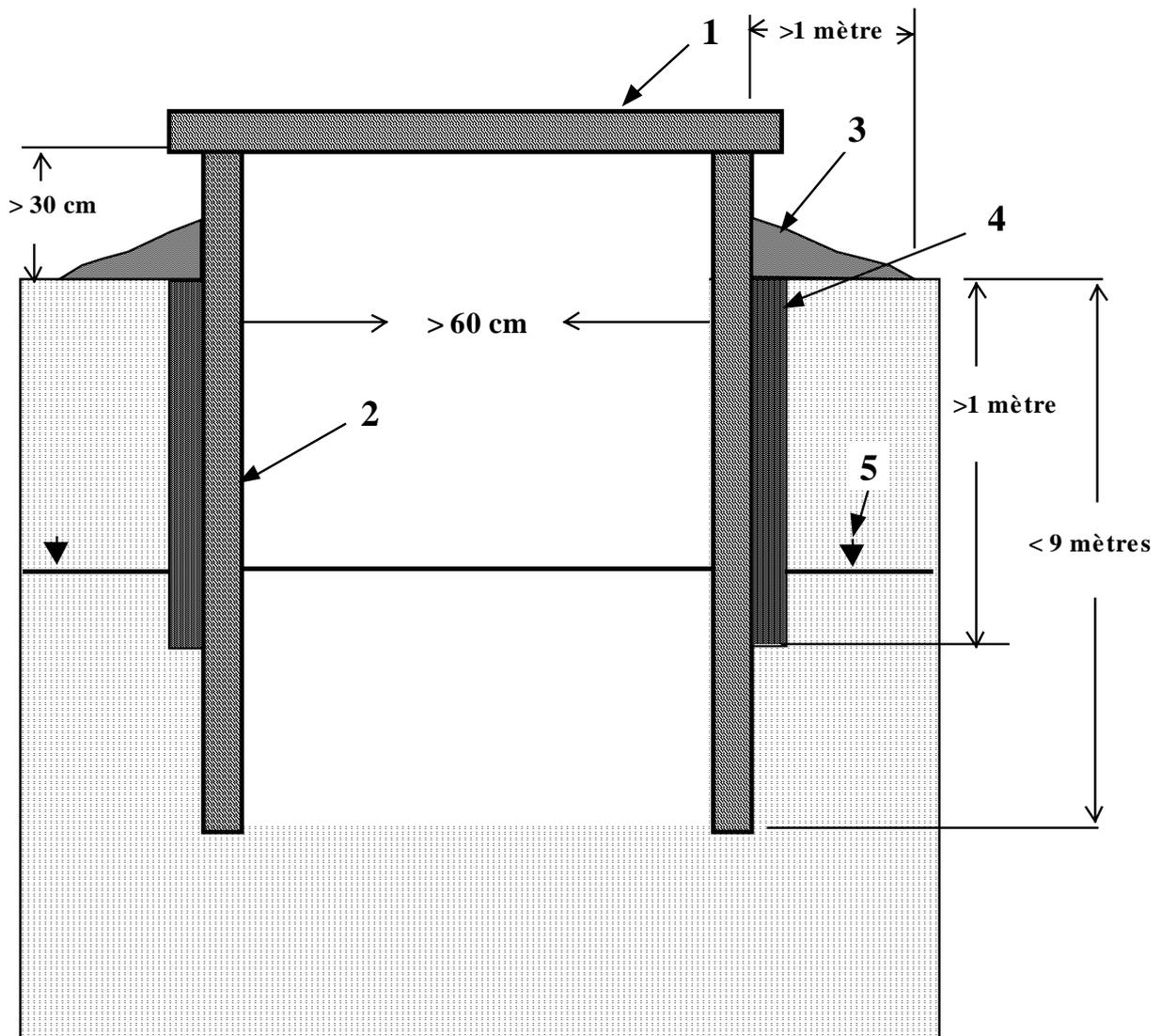


- 1 - Couvercle étanche.
- 2 - Monticule constitué d'un matériau imperméable.
- 3 - Section tubée d'une longueur minimale de 5 mètres [acier (ASTM A-53), acier inoxydable (ASTM A-409), plastique (ASTM F-480)].

- 4 - Matériau scellant d'une profondeur minimale de 5 mètres.
- 5 - Sabot d'enfoncement.
- 6 - Paroi du forage.

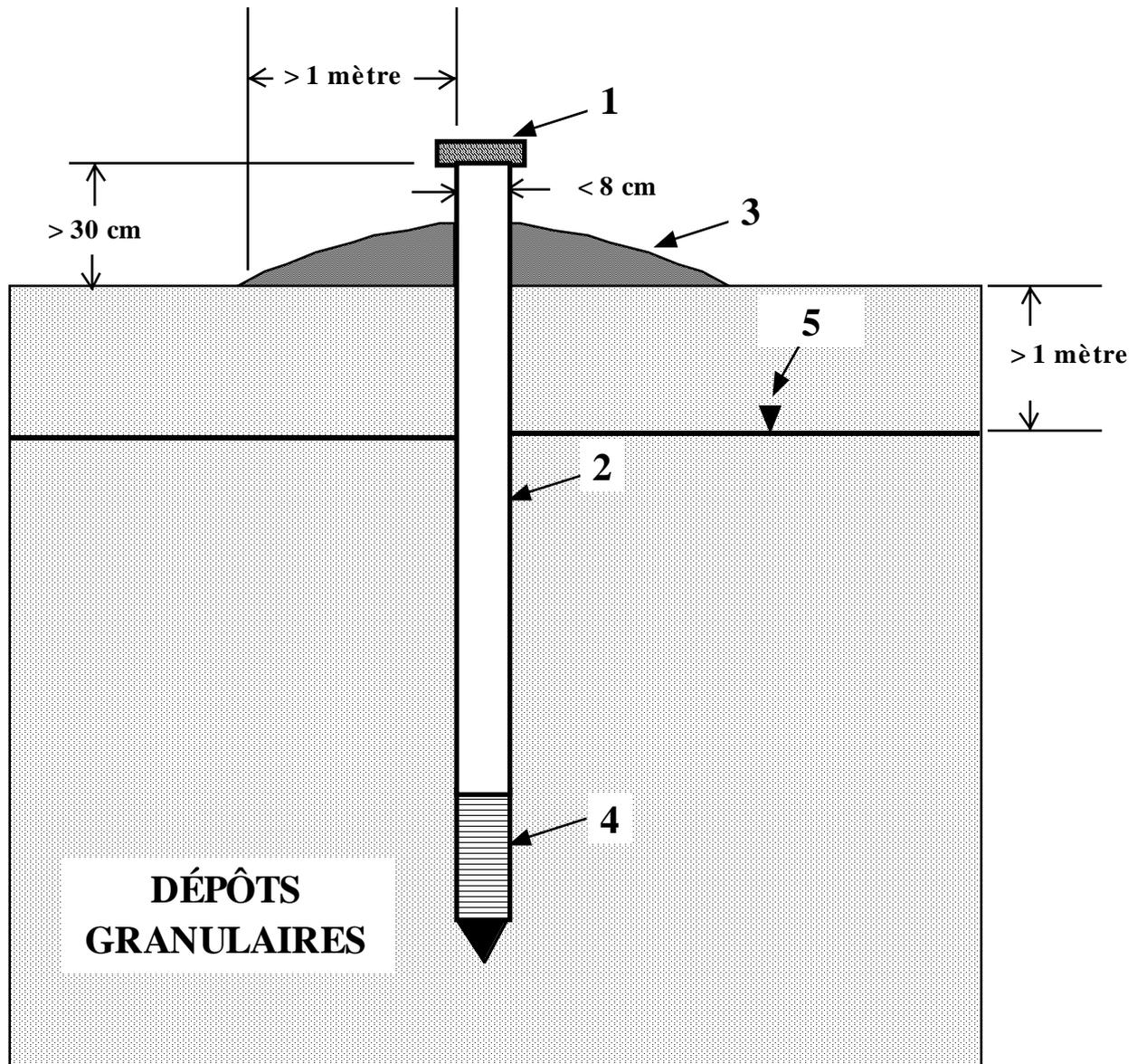
- DG - Dépôts granulaires.
- X - Roc à moins de 5 mètres de la surface naturelle du terrain.
- Y - Roc à plus de 5 mètres de la surface du sol.

Figure 8-2 : Schéma de conception d'un puits de surface



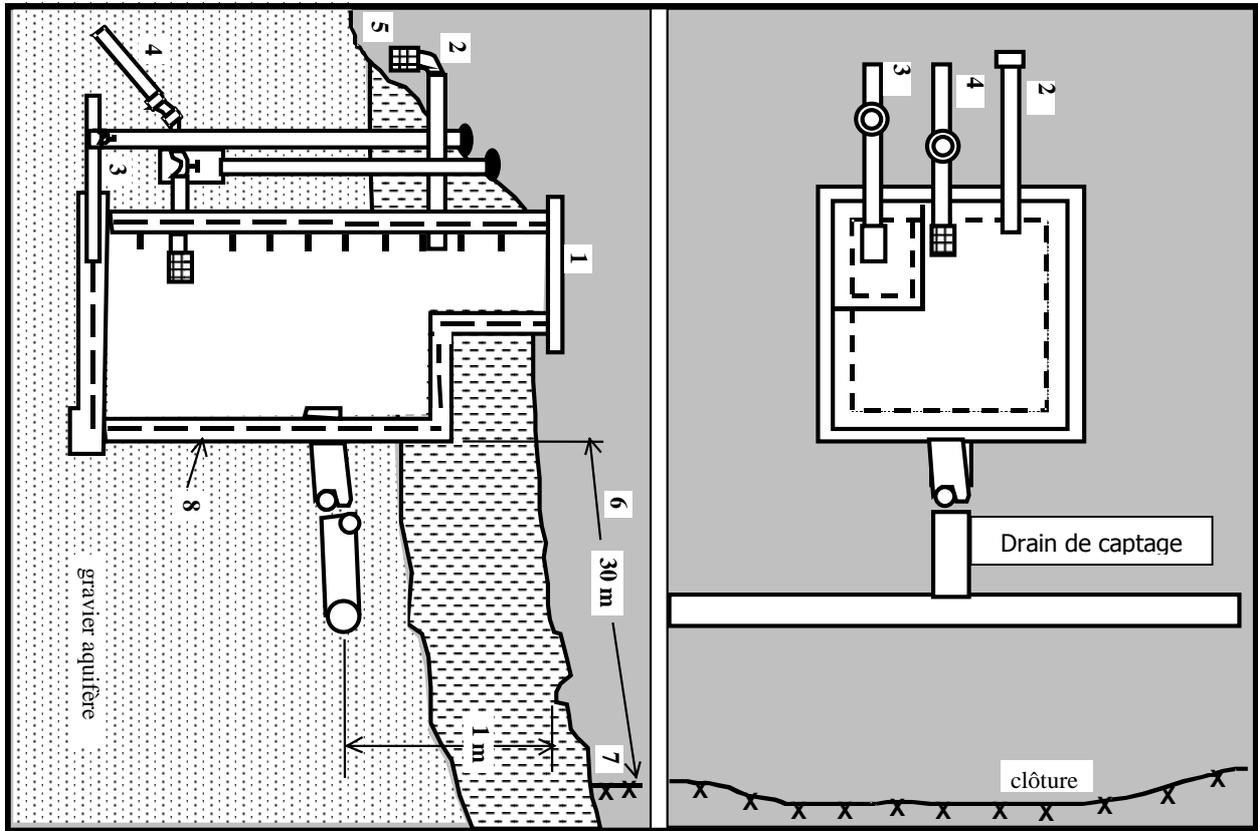
- 1- Couvercle étanche.
- 2- Section tubée [cylindres de béton (NQ 2622-126), plastique, maçonnerie de pierre ou gélinite].
- 3- Monticule constitué d'un matériau imperméable.
- 4- Matériau scellant d'une profondeur minimale de 1 mètre remplissant tout l'espace annulaire.
- 5- Niveau de la nappe d'eau souterraine.

Figure 8-3 : Schéma de conception d'une pointe filtrante



- 1- Couvercle étanche.
- 2- Section tubée [acier (ASTM A-53), acier inoxydable (ASTM A-409), plastique (ASTM F-480)].
- 3- Monticule constitué d'un matériau imperméable.
- 4- Pointe filtrante.
- 5- Niveau de la nappe d'eau souterraine.

Figure 8-4 : Schéma d'aménagement d'un captage de source



- 1 Couverture étanche
- 2 Trop-plein
- 3 Drain de nettoyage
- 4 Ligne de distribution
- 5 Grillage
- 6 Aire de protection immédiate
- 7 Clôture
- 8 Réservoir fait de cylindres de béton (NQ 2622-126), de plastique, de maçonnerie de pierres ou de gélinite.

8.3.3 Aire d'alimentation et aires de protection autour des ouvrages de captage

8.3.3.1 Principes généraux

Objectifs de la détermination de l'aire d'alimentation et des aires de protection

La détermination de l'aire d'alimentation et des aires de protection a comme objectif principal l'élaboration d'un plan global, au sens de l'examen de l'ensemble des activités humaines, de la gestion de la ressource « eau souterraine ». Ce plan doit permettre aux gestionnaires du territoire d'identifier les activités passées, actuelles et futures qui peuvent constituer une menace pour la qualité de l'eau des puits d'approvisionnement et de développer des stratégies d'intervention afin d'éviter leur contamination. En ce qui a trait à la protection de l'eau souterraine destinée à la consommation humaine, les aires de protection proposées doivent assurer une sécurité maximale de l'eau distribuée tout en évitant la délimitation de surfaces exagérément grandes qui généreraient des contraintes indues sur le plan économique.

Dans le contexte de l'application du *RQEP*, la détermination des aires de protection a comme objectif spécifique d'orienter la prise de décision relativement à la mise en place d'un programme de suivi mensuel de l'eau brute pour détecter la présence des bactéries *E. coli*, des bactéries entérocoques et des virus coliphages F-spécifiques (mâles spécifiques, art. 13).

Responsabilité des consultants

La détermination des aires de protection et de l'indice de vulnérabilité DRASTIC doit être effectuée par un ingénieur membre de l'Ordre des ingénieurs du Québec ou par un géologue membre de l'Association professionnelle de géologues et géophysiciens du Québec. L'anisotropie et l'hétérogénéité inhérentes à tout milieu naturel nécessitent, de la part de la personne qui accepte un tel mandat, non seulement une expertise dans le domaine de l'hydrogéologie, mais également un jugement professionnel lui permettant de sélectionner l'approche appropriée et d'en justifier le choix. À cet égard, contrairement à l'approche préconisée par le passé, le MENV ne privilégie pas, pour le moment, de méthode particulière pour la détermination des aires de protection.

Il est toutefois à noter que, dans le cadre du Programme d'aide à la recherche et au développement en environnement (PARDE), le MENV a versé une subvention à une équipe de chercheurs de l'Université du Québec à Chicoutimi (UQAC), dirigée par le professeur Alain Rouleau, pour la réalisation d'un projet de recherche portant sur la détermination de l'aire d'alimentation et des aires de protection d'un lieu de captage d'eau souterraine en milieu anisotrope et hétérogène. Le projet se terminera le 31 mars 2003 et l'un des produits livrables consiste en un *Guide méthodologique de détermination de l'aire d'alimentation d'un lieu de captage en milieux anisotropes et hétérogènes*.

Bien que le MENV préfère laisser cette responsabilité aux consultants, son rôle consiste à mettre en lumière les facteurs qui peuvent influencer la détermination des aires de protection.

Familles de méthodes menant à la détermination de l'aire d'alimentation et des aires de protection autour d'un ouvrage de captage

De nombreuses méthodes sont disponibles pour déterminer l'aire d'alimentation et les aires de protection autour d'un ouvrage de captage. Celles-ci varient des plus simples aux plus sophistiquées. Elles sont regroupées, selon leur niveau de complexité croissant, en cinq familles : (1) méthodes basées sur des rayons arbitraires fixes (RAF); (2) méthodes basées sur les rayons calculés (RC); (3) méthodes basées sur des équations analytiques (EA); (4) méthodes basées sur la cartographie hydrogéologique (CH); (5) méthodes basées sur des solutions numériques d'écoulement de l'eau souterraine (SN). Les familles de méthodes faisant intervenir un facteur temporel, se traduisant par un temps de migration, servent à la détermination des aires de protection rapprochée.

Les deux premières familles, soit les RAF et les RC, consistent à déterminer un rayon afin de tracer une zone circulaire de protection autour du puits de captage. Les rayons déterminés à partir de la famille RAF sont fixés de façon arbitraire alors que ceux déterminés à partir de la famille RC sont calculés à partir des volumes d'eau pompés sur une période de temps donnée. Ces familles de méthodes ne devraient être utilisées que lorsque les données disponibles sur les caractéristiques de l'aquifère sont limitées et elles ne sont appropriées que dans les situations où le gradient hydraulique de la nappe d'eau est faible. Leur choix est difficilement justifiable scientifiquement. Ainsi, quoique pouvant servir de première approximation, les aires de protection déterminées doivent nécessairement être réévaluées lorsque des données additionnelles permettent d'en préciser les limites. Bien que l'utilisation des méthodes RAF et RC puisse paraître attrayante, compte tenu des faibles coûts, elles ne doivent, dans la plupart des situations, n'être envisagées que comme solution de départ. Elles sont particulièrement appropriées pour les ouvrages de captage de faible débit (inférieur à $75 \text{ m}^3/\text{j}$).

La troisième famille de méthodes repose sur l'utilisation d'équations analytiques simples (EA) décrivant l'écoulement de l'eau souterraine. Elle tient davantage compte des paramètres hydrogéologiques de l'aquifère et la zone circonscrite autour de l'ouvrage de captage n'est plus représentée par un cercle, mais par une forme allongée vers l'amont par rapport au sens de l'écoulement de l'eau souterraine. Les solutions analytiques sont appropriées pour les aquifères isotropes et homogènes où les conditions d'écoulement de l'eau souterraine sont uniformes et pour lesquelles des données telles le débit de pompage, la transmissivité de l'aquifère et le gradient hydraulique sont disponibles. Dans le roc fracturé, les hétérogénéités et les anisotropies rendent complexes les réseaux d'écoulement et les méthodes analytiques simples ne sont plus applicables. Rappelons que les équations qui intègrent un facteur temporel permettent de circonscrire les aires de protection rapprochée correspondant à des temps de parcours de 200 et 550 jours prescrits dans le *RQEP*.

La cartographie hydrogéologique constitue le point commun de la quatrième famille (CH). Elle consiste à délimiter l'aire d'alimentation à l'aide de courbes piézométriques et topographiques et de cartes géologiques. Alors que les courbes piézométriques permettent de déterminer la direction d'écoulement des eaux souterraines, les courbes topographiques permettent d'identifier les zones de recharge et les lignes de partage des eaux. Les cartes géologiques des dépôts de surface sont utilisées en complément d'information. Les limites peuvent être, par exemple, une rivière, un canal, une ligne de partage des eaux ou une limite étanche. L'utilisation d'outils

cartographiques pour la détermination des limites de l'aire d'alimentation donne place à beaucoup d'interprétation et doit donc être effectuée par des spécialistes en hydrogéologie. Ces méthodes sont plus appropriées pour les milieux aquifères peu profonds directement influencés par la topographie et les propriétés superficielles du terrain.

La dernière famille regroupe les méthodes basées sur des solutions numériques d'écoulement des eaux souterraines (SN). Celles-ci ont l'avantage de prendre en considération les hétérogénéités et anisotropies du milieu. Le développement et l'utilisation de ces modèles nécessitent l'utilisation d'outils informatiques, une expertise pointue en hydrogéologie et de nombreuses données caractérisant le milieu. Le recours à l'une de ces méthodes peut s'avérer la seule façon de délimiter, de façon acceptable, l'aire d'alimentation et les aires de protection rapprochée dans des milieux anisotropes et hétérogènes.

L'utilisation de méthodes combinées basées sur l'emploi de méthodes appartenant à différentes familles peut, dans certains cas, s'avérer la solution idéale. Les avantages et désavantages des cinq familles de méthodes sont énumérés dans le tableau 8-1 ci-après.

Tableau 8-1 : Avantages et désavantages des cinq familles de méthodes pour déterminer l'aire d'alimentation et les aires de protection rapprochée*

Famille de méthodes	Hypothèses	Données requises	Avantages	Désavantages
Rayon arbitraire fixe (RAF)	Milieux isotropes et homogènes Réseau local d'écoulement non considéré	Aucune	Facile d'utilisation Peu coûteuse	Arbitraire Difficile d'en justifier scientifiquement le choix
Rayon calculé (RC)	Milieux isotropes et homogènes Réseau local d'écoulement non considéré	Débit de pompage de l'ouvrage de captage Épaisseur saturée de l'aquifère Porosité	Facile d'utilisation Peu coûteuse Considère certaines caractéristiques du milieu	Basée sur des hypothèses simples et peu communes
Équations analytiques simples (EA)	Milieux isotropes et homogènes Écoulement horizontal uniforme en régime permanent Ligne de partage des eaux correspond à la limite de l'aire d'alimentation	Débit de pompage de l'ouvrage de captage Transmissivité Gradient hydraulique Porosité Lignes de partage des eaux	Facile d'utilisation Peu coûteuse Considère certaines caractéristiques du milieu	Basée sur des hypothèses simples et peu communes
Cartographie hydrogéologique (CH)	Le sens d'écoulement de l'eau suit la topographie du terrain.	Limites de l'aquifère Courbes piézométriques Courbes topographiques Géologie locale	Considère plusieurs caractéristiques physiques du milieu	Modérément coûteuse Nécessite beaucoup de données
Solutions numériques (SN)	Variables selon le modèle utilisé	Limites de l'aquifère Géologie locale Niveaux piézométriques Transmissivité Conductivités hydrauliques Conditions aux limites	Considère plusieurs caractéristiques physiques du milieu Permet de varier rapidement les paramètres d'outils prévisionnels	Coûteuse Nécessite beaucoup de données

- Tableau inspiré du *Well Protection Toolkit*, Ministry of Environment, Lands and Parks, Government of British Columbia, 2000

Exploitation des données existantes

L'exercice de détermination de l'aire d'alimentation et des aires de protection débute par une caractérisation adéquate des aquifères captés. La précision de l'exercice est largement influencée par la quantité et la qualité des données hydrogéologiques, géomorphologiques et géologiques du secteur d'intérêt. Dans la majorité des zones habitées du Québec, bon nombre de ces données existent déjà. Ainsi, compte tenu des coûts élevés associés aux travaux de terrain requis pour l'acquisition de nouvelles données, il va de soi que l'utilisation de celles déjà disponibles doit être privilégiée. L'utilisation de ces données pourra, dans la plupart des cas, permettre une première approximation de l'aire d'alimentation et des aires de protection. L'usage de plus en plus répandu des systèmes d'information à référence spatiale rend désormais l'intégration et le traitement des données sur un territoire donné plus efficaces, surtout si elles sont déjà compilées sur des fichiers numériques. Un bon inventaire et une bonne analyse des informations existantes permettent de cibler les besoins additionnels en information et donc de mieux orienter les travaux de terrain, s'ils s'avéraient nécessaires.

Processus évolutif

Le niveau des connaissances hydrogéologiques sur un territoire évolue avec le temps à mesure que des données supplémentaires deviennent disponibles. De plus, de nouveaux ouvrages de captage peuvent être aménagés dans le même aquifère que l'ouvrage ciblé ou le débit de pompage de ce dernier modifié une fois les aires de protection déterminées sur la base d'un débit de pompage donné. Dans ces circonstances, les limites des aires de protection seront influencées et, conséquemment, devraient être réévaluées.

Incertitudes reliées à la détermination de l'aire d'alimentation et des aires de protection

La détermination de l'aire d'alimentation et des aires de protection comporte toujours une part d'incertitude étant donné que la précision de l'information requise n'est jamais absolue. Compte tenu de l'incertitude inhérente à cet exercice, il faut voir leurs contours de façon probabiliste plutôt que de façon déterministe.

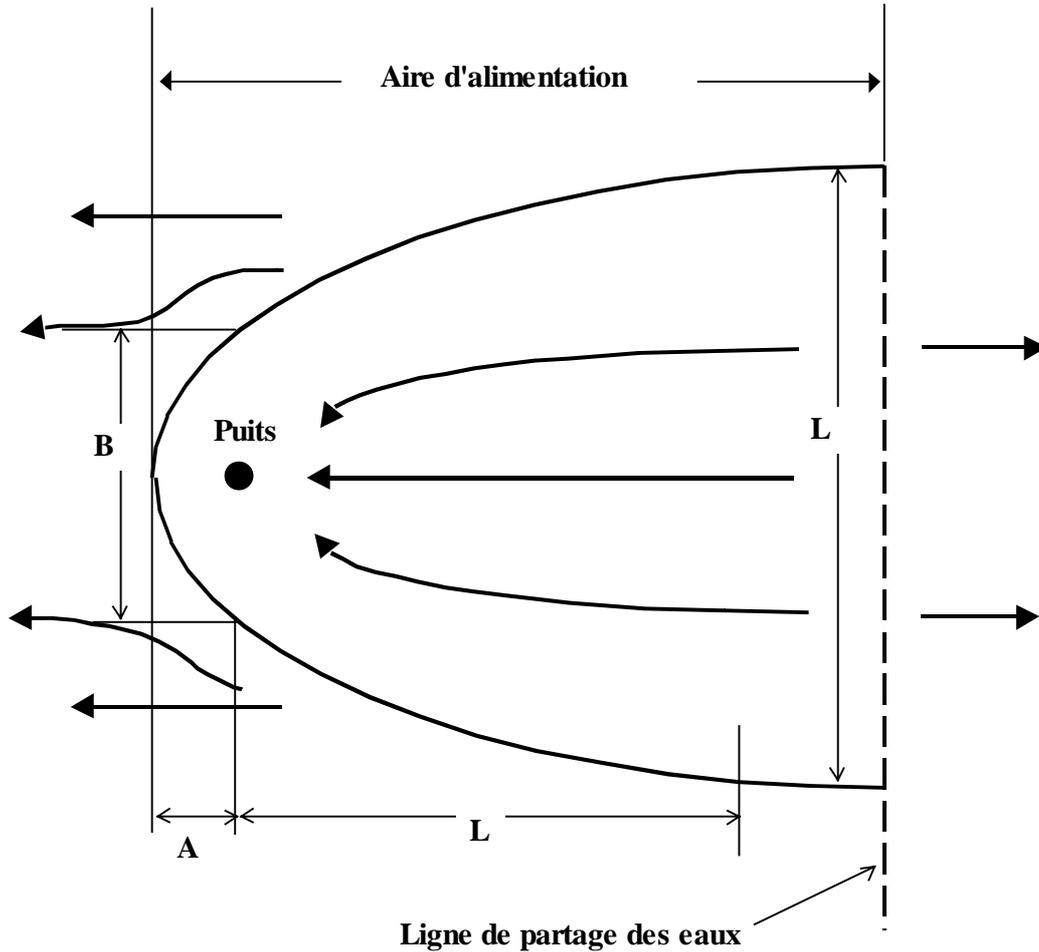
Quelques options permettent néanmoins d'acquérir une plus grande confiance quant à la protection des ouvrages de captage. D'abord, la collecte supplémentaire d'information peut servir à augmenter le niveau de fiabilité des méthodes utilisées. Par ailleurs, les circonstances d'un « pire scénario » peuvent être envisagées comme, par exemple, l'utilisation d'un débit de pompage maximum. Une autre façon consiste à comparer les résultats de plusieurs méthodes afin de valider les limites estimées. Dans les cas où il est pratiquement impossible de définir avec la précision minimale voulue les contours (en raison de la complexité du milieu), il est alors recommandé d'appliquer un facteur de sécurité définissant une surface plus grande. Cette surface pourrait, à la limite, couvrir toute l'aire du bassin versant. Enfin, un programme de suivi, basé sur la mise en place d'une ceinture d'alerte, peut être considéré en plus des contrôles réglementaires, dans les cas où l'on ne peut éliminer ou déplacer certaines activités ou sources potentielles de contamination dans les aires de protection déterminées. Son objectif est de permettre la détection de contaminants en amont hydraulique du point de captage avant qu'ils n'atteignent ce dernier, permettant ainsi un temps de réaction suffisant.

8.3.3.2 Exemples de méthodes de détermination de l'aire d'alimentation et des aires de protection en milieux isotropes et homogènes

Dans les milieux isotropes et homogènes, les processus d'écoulement des eaux souterraines peuvent se traduire par des modèles simplifiés dont les facteurs influençant la détermination sont relativement simples à estimer. Sans s'y limiter, deux méthodes appartenant à la famille des équations analytiques simples (EA) sont suggérées. Les deux méthodes, présentées à titre d'exemple, supposent une infiltration verticale nulle.

Dans des conditions de nappe captive, l'une des méthodes communément utilisées pour estimer l'aire d'alimentation est celle développée par Todd (1980). Dans ce modèle simplifié, l'aire d'alimentation, de forme parabolique, s'étend en amont hydraulique jusqu'à la ligne de partage des eaux qui constitue la limite du bassin versant. Trois équations mathématiques simples permettent d'estimer les paramètres géométriques (voir figure 8-5) qui définissent la forme et l'étendue de l'aire d'alimentation. Le paramètre (A) correspond à la distance entre la limite aval de la zone d'appel et l'ouvrage de captage; le paramètre (B) correspond à la largeur de l'aire d'alimentation au droit du puits et le paramètre (L) correspond la largeur maximale de l'aire d'alimentation.

Figure 8-5 : Illustration en plan de l'aire d'alimentation et des paramètres A, B et L autour d'un ouvrage de captage *



● ouvrage de captage

* Inspiré de l'USEPA, 1987.

$$A = \frac{Q}{2\pi Kbi} \quad B = \frac{L}{2} \quad L = \frac{Q}{Kbi}$$

Où :

- K : conductivité hydraulique
- i : gradient hydraulique naturel de l'aquifère
- Q : débit de pompage
- b : épaisseur saturée de l'aquifère

Dans des conditions de nappe libre, Grubb (1993) suggère la détermination des mêmes paramètres en utilisant les trois relations mathématiques suivantes :

$$A = \frac{Q\Delta l}{\pi K(h_1^2 - h_2^2)} \quad L = \frac{2Q\Delta l}{K(h_1^2 - h_2^2)} \quad B = \frac{L}{2}$$

Où :

- Δl : distance entre deux points de mesure de charge hydraulique
- h_1 : hauteur de la charge hydraulique par rapport à la base de l'aquifère au premier point de mesure en aval hydraulique de l'ouvrage de captage
- h_2 : hauteur de la charge hydraulique par rapport à la base de l'aquifère au deuxième point de mesure en amont hydraulique de l'ouvrage de captage

8.3.3.3 Facteurs influençant la détermination de l'aire d'alimentation et des aires de protection en milieux anisotropes et hétérogènes

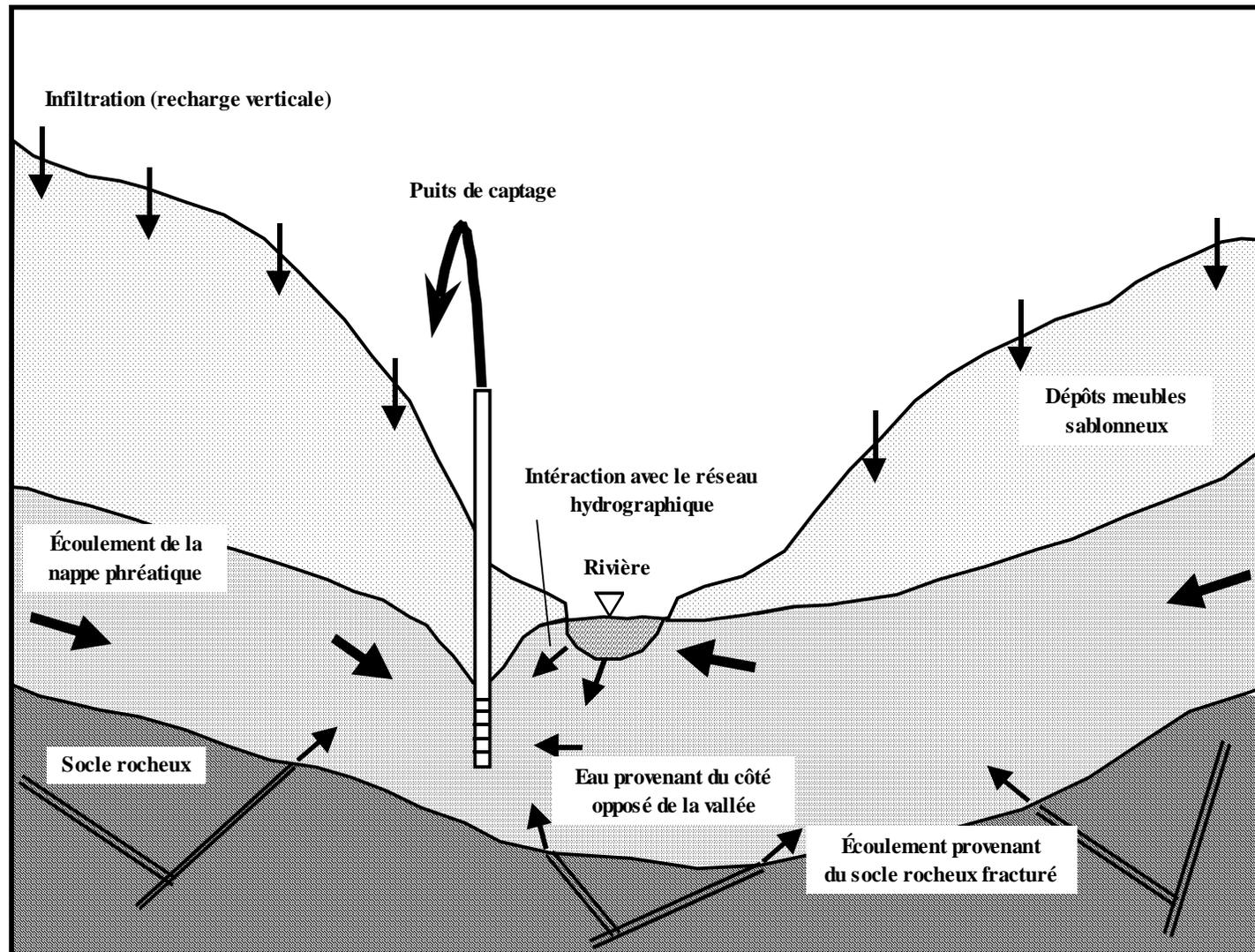
Les solutions analytiques simplifiées reflètent rarement adéquatement les conditions d'écoulement qui prévalent dans les milieux anisotropes et hétérogènes. En conséquence, les consultants qui ont à déterminer les limites de l'aire d'alimentation et des aires de protection dans ces types de milieux doivent, s'ils veulent utiliser ces méthodes, apporter les justifications appropriées.

Dans les milieux anisotropes et hétérogènes, plusieurs facteurs d'écart expliquent les déviations entre les limites réelles et celles déterminées par des solutions analytiques simples. À titre d'exemple, les aquifères à géométrie interne complexe, tels des dépôts deltaïques ou des aquifères constitués d'une formation de roche fracturée, sont des milieux anisotropes et hétérogènes. Dans leurs récents travaux, *Rasmussen, Verreault et Rouleau* (2001) ont identifié certains de ces facteurs d'écart :

- Degré d'anisotropie et d'hétérogénéité dans les milieux granulaires;
- L'irrégularité des limites latérales, inférieures et supérieures de l'aquifère;
- Les interactions et les échanges entre les eaux souterraines et les eaux de surface;
- L'écoulement provenant du socle rocheux sous-jacent à l'aquifère capté;
- La recharge par infiltration verticale dans un aquifère à nappe libre;
- La géométrie (orientation, densité et interconnexion) du réseau de fractures dans les milieux rocheux. Les effets de la fracturation d'une formation rocheuse sur l'estimation de l'aire d'alimentation sont présentés dans Bradbury (1994);
- Une piézométrie imprécise, c.-à-d. déduite de mesures qui ne sont pas suffisamment représentatives des conditions réelles prévalant sur le terrain.

Une situation hypothétique où plusieurs des facteurs d'écart précités auraient une influence sur la détermination de l'aire d'alimentation est illustrée sur la figure 8-6 ci-après.

Figure 8-6 : Situation hypothétique montrant les facteurs d'écart ayant une influence sur la détermination de l'aire d'alimentation



Source : Rasmussen, Verreault et Rouleau, février 2001.

Lors de la détermination des limites de l'aire d'alimentation et des aires de protection, les consultants mandatés devront, suite à la caractérisation du site, considérer les facteurs d'écart applicables. Quoique les effets quantitatifs attribués à ces facteurs soient encore peu connus, une discussion qualitative portant sur ces derniers devra être incorporée au rapport.

Cette section devra être mise à jour à la lumière des résultats de la recherche actuellement en cours portant sur les milieux anisotropes et hétérogènes. Les efforts consacrés à ce domaine de recherche mèneront au développement d'un guide méthodologique de l'aire d'alimentation d'un ouvrage de captage aménagé dans ce type de milieux. Le dépôt de ce guide est prévu pour mars 2003.

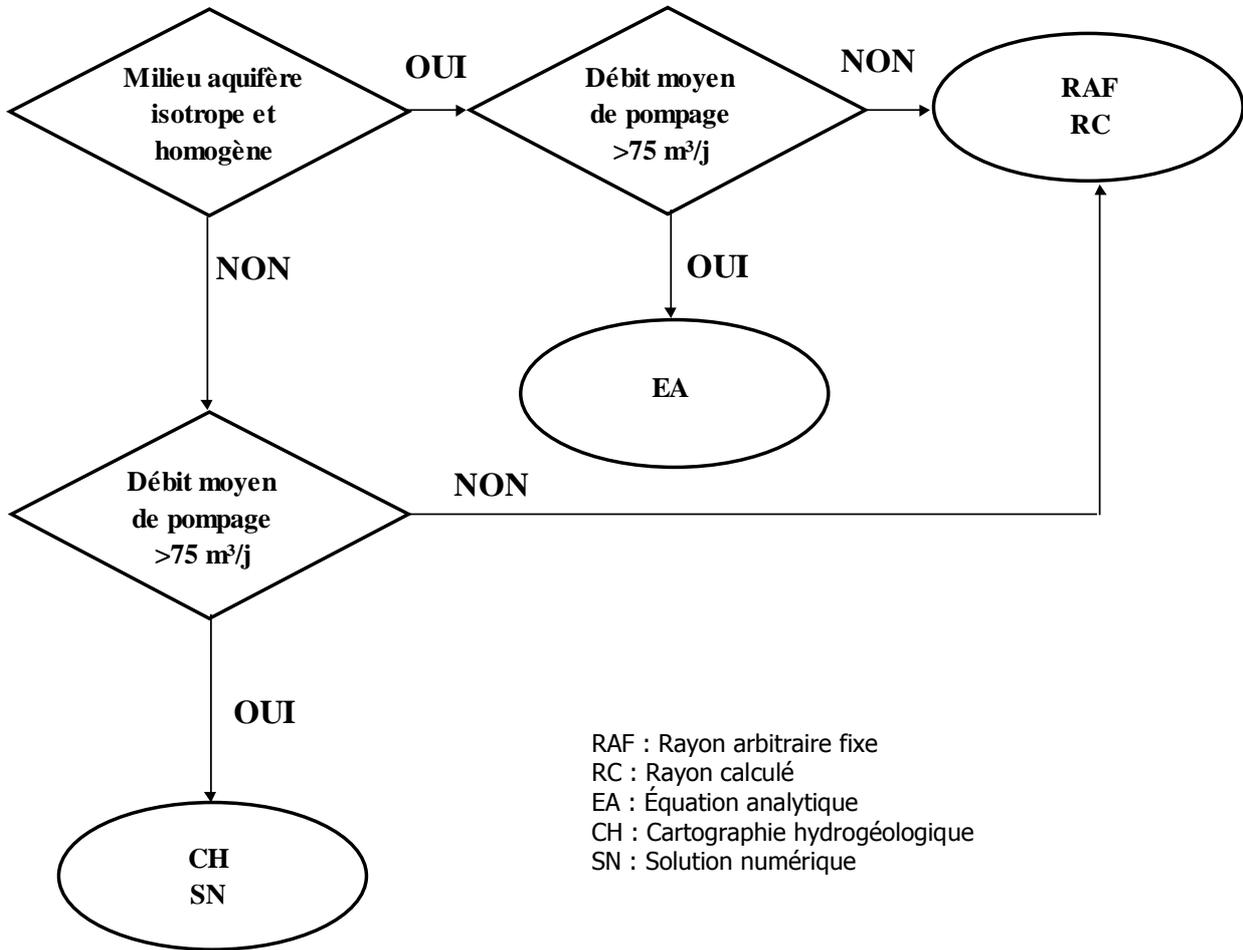
8.3.3.4 Arbre décisionnel pour le choix d'une famille de méthodes

Les sections précédentes ont démontré que le choix d'une méthode appropriée pour la détermination de l'aire d'alimentation et des aires de protection rapprochée dépend de plusieurs facteurs et que le degré de précision varie d'une famille à l'autre. Nous sommes d'avis que le choix d'une méthode appartenant à une famille plutôt qu'à une autre doit d'abord se faire en fonction du degré d'anisotropie et d'hétérogénéité du milieu aquifère capté et du débit moyen de pompage de l'ouvrage de captage. Ainsi, l'arbre décisionnel (figure 8-7), sans préciser de méthode, oriente les intervenants dans le choix d'une famille de méthodes en fonction du type de milieu aquifère et de l'importance du réseau (se traduisant en capacité de pompage de l'ouvrage de captage).

Dans les milieux aquifères isotropes et homogènes, l'aire d'alimentation et les aires de protection peuvent être déterminées en utilisant des méthodes de la famille des rayons fixes arbitraires (RFA) ou des rayons calculés (RC) si la capacité de pompage de l'ouvrage de captage est inférieure à $75 \text{ m}^3/\text{j}$. Lorsque le débit est supérieur à $75 \text{ m}^3/\text{j}$, les équations analytiques simples (EA) ou les méthodes permettant un degré de précision supérieur (CH ou SN) doivent être privilégiées.

Par ailleurs, les milieux aquifères anisotropes et hétérogènes, tels que les formations rocheuses fracturées et les dépôts granulaires deltaïques, exigent des méthodes d'évaluation d'une plus grande précision. Conséquemment, il n'est pas approprié dans ces cas de délimiter les contours de l'aire d'alimentation et des aires de protection en employant des rayons arbitraires fixes (RAF), des rayons calculés (RC) et des solutions analytiques simples, sauf dans les cas où la capacité de pompage de l'ouvrage de captage est inférieure à $75 \text{ m}^3/\text{j}$. La cartographie hydrogéologique et l'utilisation de modèles numériques offrent une plus grande précision, compte tenu du plus grand nombre de paramètres physiques considérés. Le recours à ces méthodes devrait être préconisé lorsque la capacité de pompage de l'ouvrage de captage est supérieure à $75 \text{ m}^3/\text{j}$.

Figure 8-7 : Arbre décisionnel pour le choix d'une famille de méthodes



8.3.4 Indice de vulnérabilité des eaux souterraines

L'indice de vulnérabilité des eaux souterraines reflète le niveau de risque de contamination de l'eau due à l'activité humaine. Le *RQEP* se réfère à la méthode DRASTIC comme moyen d'évaluation de cet indice.

8.3.4.1 Description de la méthode DRASTIC

La méthode DRASTIC demeure la méthode de détermination de l'indice de vulnérabilité des eaux souterraines la plus communément utilisée. Cette méthode, qui consiste en un système de cotation numérique, est décrite en détail dans le document EPA/600-2-87-035 (Aller, 1987). Les sections suivantes présentent les notions hydrogéologiques sous-jacentes à la méthode.

8.3.4.2 Hypothèses de base

La méthode proposée repose sur les trois hypothèses de base suivantes avec lesquelles les utilisateurs doivent être familiers afin de bien cerner ses limites d'application :

- Les sources de contamination potentielles se trouvent à la surface du sol;
- De la surface du sol, les contaminants potentiels atteignent l'aquifère par le mécanisme d'infiltration efficace;
- La nature des contaminants potentiels n'est pas considérée dans le calcul de l'indice.

Dans l'éventualité où l'une des trois hypothèses précédentes n'est pas rencontrée, l'interprétation de l'indice DRASTIC doit donc se faire avec prudence.

8.3.4.3 Facteurs déterminants

Les sept lettres de l'acronyme DRASTIC représentent les facteurs déterminant la valeur de l'indice de vulnérabilité. Ces derniers sont, dans l'ordre :

D : *Depth to water table* ou profondeur de la nappe d'eau;
R : *Recharge* ou infiltration efficace;
A : *Aquifer media* ou milieu aquifère;
S : *Soil media* ou type de sol;
T : *Topography* ou pente du terrain;
I : *Impact of vadose zone* ou impact de la zone vadose;
C : *Conductivity* ou conductivité hydraulique.

Ces sept paramètres découpent, de façon schématique, une unité hydrogéologique locale en ses principales composantes, lesquelles influencent à différents degrés les processus de transport et d'atténuation des contaminants dans le sol. Une valeur numérique (poids paramétrique) comprise entre 1 et 5 reflète le degré d'influence de chacun d'eux. Le tableau 8-2 suivant associe à chacun des sept facteurs un poids paramétrique général.

Tableau 8-2 : Poids des paramètres utiles

PARAMÈTRE	POIDS (général)
Profondeur de la nappe d'eau	5
Recharge efficace	4
Milieu aquifère	3
Type de sol	2
Pente du terrain	1
Impact de la zone vadose	5
Conductivité hydraulique	3

À chacun des paramètres est aussi associée une cote variant de 1 à 10, définie en fonction d'intervalles de valeurs. La plus petite cote représente les conditions de plus faible vulnérabilité à la contamination. Les cotes pour tous les paramètres sont compilées dans les tableaux 8-3 à 8-9 ci-après.

Tableau 8-3 : Cote selon la profondeur de la nappe

PROFONDEUR DE LA NAPPE D'EAU (m)	
INTERVALLE	COTE
0 à 1,5	10
1,5 à 4,5	9
4,5 à 9,0	7
9,0 à 15,0	5
15,0 à 23,0	3
23,0 à 31,0	2
31,0 et plus	1

L'estimation de ce paramètre doit tenir compte des conditions de crues saisonnières. La méthode DRASTIC prévoit que, dans les cas de nappes captives, la profondeur de la nappe d'eau correspond à celle du toit de l'aquifère.

Tableau 8-4 : Cote selon la recharge annuelle

RECHARGE ANNUELLE (cm)	
INTERVALLE	COTE
0 à 5	1
5 à 10	3
10 à 18	6
18 à 25	8
25 et plus	9

Tableau 8-5 :Cote selon le milieu aquifère

MILIEU AQUIFÈRE		
TYPE D' AQUIFÈRE	COTE	COTE-TYPE
Shale massif	1-3	2
Roches ignées/métamorphiques	2-5	3
Roches ignées/métamorphiques altérées	3-5	4
Till	4-6	5
Lits de grès, calcaire et shale	5-9	6
Grès massif	4-9	6
Calcaire massif	4-9	6
Sable et gravier	4-9	8
Basalte	2-10	9
Calcaire karstique	9-10	10

Tableau 8-6 : Cote selon le type de sol

TYPE DE SOL	
NATURE DU SOL	COTE
Sol mince ou roc	10
Gravier	10
Sable	9
Tourbe	8
Argile fissurée	7
Loam sableux	6
Loam	5
Loam silteux	4
Loam argileux	3
Terre noire	2
Argile	1

Ce paramètre correspond approximativement au premier mètre de dépôts à partir de la surface du sol.

Tableau 8-7 :Cote selon la pente du terrain

PENTE DU TERRAIN (%)	
INTERVALLE	COTE
0-2	10
2-6	9
6-12	5
12-18	3
18+	1

Tableau 8-8 :Cote selon l'impact de la zone vadose

IMPACT DE LA ZONE VADOSE		
NATURE DE LA ZONE VADOSE	COTE	COTE-TYPE
Couche imperméable	1	1
Silt/argile	2-6	3
Shale	2-5	3
Calcaire	2-7	6
Grès	4-8	6
Lits de calcaire, grès et shale	4-8	6
Sable et gravier avec silt et argile	4-8	6
Roches ignées/métamorphiques	2-8	4
Sable et gravier	6-9	8
Basalte	2-10	9
Calcaire karstique	8-10	10

Pour l'application de la méthode DRASTIC, la zone vadose correspond à la portion souterraine du terrain comprise entre le sol (premier mètre à partir de la surface) et le niveau de la nappe d'eau souterraine prenant ainsi en considération toutes les unités influençant le transport de contaminants.

Tableau 8-9 : Cote selon la conductivité hydraulique

CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE (M/J)	
INTERVALLE	COTE
0,04-4	1
4-12	2
12-29	4
29-41	6
41-82	8
82+	10

L'indice de vulnérabilité DRASTIC (ID) est déterminé, pour chacune des unités hydrogéologiques à l'intérieur des aires de protection rapprochée correspondant à des temps de parcours de 200 et 550 jours, par la somme des produits des poids pondérés par la cote correspondante. Ainsi,

$$ID = D_p D_c + R_p R_c + A_p A_c + S_p S_c + T_p T_c + I_p I_c + C_p C_c$$

À titre d'exemple, pour le paramètre D (profondeur de la nappe d'eau), D_p et D_c correspondent respectivement au poids et à la cote paramétrique.

Lorsque plusieurs unités hydrogéologiques coexistent à l'intérieur des aires de protection ciblées, la création de cartes de vulnérabilité délimitant ces unités et montrant les indices DRASTIC correspondants devient nécessaire. Il est aussi fréquent qu'à l'intérieur d'une unité hydrogéologique, les cotes rattachées aux paramètres varient considérablement, de sorte qu'il devient alors indispensable de différencier ces zones en sous-unités. Les étapes de construction de cartes de vulnérabilité sont décrites par Champagne et Chapuis (1993).

8.3.4.4 Cueillette de données

L'identification des unités et des sous-unités hydrogéologiques ainsi que l'évaluation des sept paramètres requièrent la connaissance de la géologie (roc et dépôts meubles), de l'hydrogéologie, de la pédologie, de la topographie ainsi que de la météorologie. Ces informations sont le plus souvent contenues dans des rapports ou des banques de données existantes. Ainsi, avant de déployer des efforts coûteux dans la réalisation de travaux de terrain, le consultant fera l'inventaire de ces données, jugera de leur fiabilité et les analysera afin d'estimer les sept paramètres de base. Seules les informations manquantes dans les sources de données existantes ou celles pour lesquelles un doute existe quant à leur fiabilité ou leur précision devront être obtenues à partir de travaux de terrain.

Le rapport sur la détermination de l'indice DRASTIC doit indiquer clairement la source des informations utilisées ainsi que le cheminement et les hypothèses qui ont mené à l'estimation de chacune des cotes. Le lecteur pourra ainsi juger de la valeur des cotes attribuées, car la fiabilité de l'indice DRASTIC dépend de la quantité et de la qualité des données qui ont permis l'évaluation.

La réalisation des ouvrages de captage dont la capacité de pompage est inférieure à 75 m³/j ne nécessite pas d'étude hydrogéologique exhaustive. Dans ces cas, les eaux souterraines sont considérées comme étant vulnérables. Il peut cependant arriver qu'un exploitant préfère réaliser une étude hydrogéologique auquel cas les conclusions seront alors prises en considération. Les données obtenues lors de l'exécution du forage pourront servir à la détermination de l'indice de vulnérabilité DRASTIC.

Les tableaux 8-10 et 8-11 ci-après compilent les principales sources d'information auxquelles le consultant peut se référer pour l'estimation des sept paramètres.

8.3.4.5 Interprétation des indices de vulnérabilité DRASTIC

L'indice de vulnérabilité DRASTIC correspond à un nombre dont la valeur croît avec le niveau de risque de contamination de l'aquifère. La gamme des poids et des cotes paramétriques décrites précédemment résulte en des valeurs minimale et maximale respectives de 23 et 226.

Dans le *RQEP*, il est stipulé qu'un indice de vulnérabilité DRASTIC supérieur à 100 dans les aires de protection de l'aire d'alimentation du lieu de captage, établis sur la base d'un temps de migration des eaux souterraines de 550 jours pour une protection virologique et de 200 jours pour une protection bactériologique, requiert un suivi particulier de la qualité microbiologique de l'eau.

8.3.4.6 Exemple d'application

Un exemple d'application de la méthode DRASTIC en territoire québécois (MRC de Montcalm) est présenté par Champagne (1993). Ces travaux démontrent que les cas inventoriés de contamination des eaux souterraines se retrouvent dans les zones où des indices élevés de vulnérabilité ont été déterminés. Cette constatation suggère que la méthode préconisée fournit un bon indicateur de la vulnérabilité des eaux souterraines.

Tableau 8-10 : Principales sources d'information publiques pour l'estimation des sept paramètres de la méthode DRASTIC

TYPE D'INFORMATION	BANQUE DE DONNÉES	ORGANISME DÉPOSITAIRE	ADRESSE ÉLECTRONIQUE OU NUMÉRO DE TÉLÉPHONE
Données géologiques des dépôts quaternaires et du socle rocheux	SIGEOM (Système d'information géologique à référence spatiale)	Géologie-Québec MRN	www.mrn.gouv.qc.ca/geologie/produits
Données hydrogéologiques	SIH (Système d'information hydrogéologique à référence spatiale)	Service de l'expertise technique en eau MENV	(418) 521-3885
Cartes topographiques 1 : 20 000	GÉOSELECTION (Système d'information sur les produits à référence spatiale)	Photocartotheque québécoise MRN	www.mrn.gouv.qc.ca/photocartotheque
Photographies aériennes 1 : 15 000 1 : 40000	SIPA Système d'information sur les photographies aériennes	Photocartotheque québécoise MRN	www.mrn.gouv.qc.ca/photocartotheque
Information géotechnique	Banque de données géotechniques	MTQ	Consultation sur place
Information climatologique et hydrologique		Direction des systèmes atmosphériques Environnement Canada	www.cmc.ec.gc.ca/climat
Information pédologique	Banque de données pédologiques	Institut de recherche et de développement en agroenvironnement (IRMA)	(418) 643-2787
Information hydrogéologique et géotechnique	Rapports hydrogéologiques et géotechniques. Fichiers numériques, selon le cas.*	Municipalités et MRC	Consultation sur place
Information hydrologique, hydrogéologique et géotechnique	Thèses, rapports, cartes, articles scientifiques et fichiers numériques divers	Universités	Consultation sur place ou via des sites Internet spécifiques

* Certaines municipalités détiennent leurs données sur fichiers numériques.

Tableau 8-11 : Principales sources d'information privées* pour l'estimation des sept paramètres de la méthode DRASTIC

TYPE DE DONNÉES	ORGANISMES DÉPOSITAIRES
Rapports hydrogéologiques et géotechniques	Entreprises industrielles
Rapports hydrogéologiques et géotechniques, études de caractérisation	Bureaux d'experts-conseils

* La nature privée de ces sources d'information peut en limiter l'accessibilité.

8.4 Recharge artificielle de la nappe

8.4.2 Conditions d'applications

La recharge artificielle de la nappe phréatique peut être appliquée pour résoudre différentes problématiques d'alimentation et de traitement :

- Augmentation de la capacité d'extraction d'un aquifère;
- Prétraitement de l'eau avant la réalisation d'un traitement plus élaboré;
- Considérations opérationnelles.

Les ressources en eau sont parfois limitées sur certains territoires. Les besoins en eau peuvent alors excéder la capacité de la nappe phréatique naturelle. La recharge artificielle de la nappe à partir d'une source d'eau de surface permet alors d'augmenter sa capacité d'extraction. Lorsque la qualité de l'eau utilisée pour la recharge est bonne et que les conditions d'opérations sont favorables, l'eau extraite de la nappe peut ne nécessiter qu'un traitement de désinfection. Dans le contexte du *RQEP*, cette avenue peut s'avérer intéressante pour les petites et moyennes municipalités.

Le prélèvement de l'eau de surface peut présenter, lui aussi, des limites (voir section 9.3). De façon générale, cette limitation se rencontre lors des périodes d'étiage. Cependant, au cours de l'année, les volumes d'eau s'écoulant dans les cours d'eau sont suffisamment grands pour répondre aux besoins. La recharge artificielle de la nappe permet alors d'entreposer d'importants volumes d'eau dans le sol pour ensuite la récupérer. En fonction des conditions d'opération du système de recharge, le traitement subséquent requis peut être plus ou moins élaboré. Pour que cette application soit intéressante, les zones de recharge et de collecte doivent être localisées à proximité des ouvrages de la prise d'eau de surface et des installations de traitement.

Dans le cas d'une eau brute de mauvaise qualité, le passage de l'eau à travers le sol permet de réduire sa turbidité, son contenu bactériologique, la matière organique dissoute, l'ammoniaque et d'autres micropolluants. La filtration à travers le sol atténue les pointes de concentrations des polluants contenus dans les eaux de surface et permet de retarder leurs entrées aux installations de traitement. Lors d'un déversement accidentel, la recharge artificielle peut être interrompue sans nécessiter l'arrêt des installations de traitement (la capacité d'entreposage souterraine pallie cette interruption). Exploitée de la sorte, la recharge artificielle devient un prétraitement qui permet de limiter la complexité de la filière subséquente des installations de traitement et de sécuriser la source d'approvisionnement.

Dans certaines applications particulières, l'eau traitée par l'usine de filtration peut être injectée dans la nappe en période de consommation normale et récupérée sans traitement additionnel pour répondre à une demande en eau excédant le débit moyen annuel. Il s'agit alors de considérations opérationnelles qui peuvent permettre d'éviter la réalisation de travaux plus coûteux (augmentation de la capacité de l'usine, exploitation d'une source éloignée, etc.). Cette application est mieux connue sous le terme anglais *Aquifer Storage and Recovery*.

8.4.3 Autres éléments reliés à la conception

8.4.3.1 Phénomènes susceptibles de se produire lors de la recharge

Différents phénomènes naturels contribuent à l'amélioration et parfois aussi à la détérioration de la qualité de l'eau de surface injectée dans le sol. Parmi les constats les plus fréquents sur sites à l'échelle réelle, citons :

- L'injection d'une eau ayant une demande en oxygène (COA, NH₃-NH₄, etc.) excédant sa teneur en oxygène est susceptible de provoquer l'apparition de conditions réductrices (O₂<1 mg/L) et parfois anaérobiques qui favorisent le relargage de fer et de manganèse dans la nappe ainsi qu'une plus importante dureté et dénitrification de l'eau;
- L'injection d'une eau oxygénée dans un sol contenant de la pyrite, de la marcassite ou de la sidérite provoque leur dissolution (sulfures de fer, etc.). Ce phénomène induit une augmentation significative de l'acidité qui conduit à l'augmentation des sulfates, du fer, du CO₂ et à une diminution du pH;
- L'introduction de conditions oxydantes (oxygène dissous) dans une nappe naturelle dont les conditions sont réductrices, et qui contient naturellement du fer ou du manganèse dissous, favorise le colmatage du sol par précipitation de ces métaux ainsi que la prolifération des bactéries du fer;
- La matière organique est réduite par des phénomènes d'adsorption et de biodégradation dont l'efficacité est relativement stable dans le temps. Les matières les plus biodégradables sont retirées à faible profondeur alors que les matières moins biodégradables (la couleur organique) le sont après un plus long parcours;
- Les micro-organismes sont enlevés par tamisage, inactivation et attachement au massif granulaire;
- Les particules sont enlevées par filtration, adsorption et sédimentation intergranulaire;
- Les métaux lourds sont réduits par des phénomènes de précipitation et d'adsorption. Ils peuvent ainsi demeurer dans le sol durant de longues périodes sans être remobilisés.

8.4.3.2 Performances

Les performances de traitement atteintes lors de la recharge artificielle d'une eau de surface dépendent du temps de séjour de l'eau dans le sol, de la qualité de l'eau brute infiltrée, du niveau de dilution avec la nappe naturelle, des caractéristiques du massif granulaire et de l'écoulement souterrain. De manière typique, les performances suivantes sont observées :

- Diminution de la température de l'eau de surface après infiltration à un niveau similaire à celle de l'eau souterraine;

- Réduction du carbone organique dissous, de la couleur vraie et des précurseurs de trihalométhanes (THM) à des niveaux variables (de 30 à 75% et souvent supérieurs pour la couleur). L'eau ainsi obtenue est généralement biologiquement stable;
- Des réductions de phosphates et de fer dans l'eau de surface infiltrée de l'ordre de 90% ont déjà été observées après infiltration;
- Les virus et autres micro-organismes sont généralement bien enlevés, mais il n'existe pas de crédit clairement associé à ce processus. Certains chercheurs ont proposé d'accorder 1 log de crédit d'enlèvement pour les *Cryptosporidium*. Des évaluations spécifiques à certains sites existants de recharge par les berges (*River Bank Filtration*) aux États-Unis, ont conduit à l'accréditation de 1 log d'enlèvement pour les virus et de 2,0 et 2,5 log pour les *Giardia*.

8.4.3.3 Temps de séjour dans le sol

Il est généralement reconnu que les principales modifications des caractéristiques de l'eau infiltrée se produisent à l'intérieur des 10 à 20 premiers jours. Les vitesses de réaction sont différentes selon le paramètre considéré. Sur les principaux sites de recharge étudiés à travers le monde, les principales observations suivantes ont été faites :

- Le carbone organique assimilable est réduit au cours des premières heures suivant l'infiltration et parfois même dans le premier mètre de sol;
- Le carbone organique non biodégradable demande cependant des temps de séjour beaucoup plus longs;
- La réduction de la turbidité s'effectue habituellement en deçà de quelques jours;
- La reminéralisation de l'eau infiltrée se fait de façon graduelle dans un délai de 3 à 20 jours;
- La réduction de 3 à 5 log de bactériophages peut être observée après une période de 4 à 7 jours.

8.4.3.4 Ouvrages d'infiltration

L'infiltration de l'eau de surface peut se faire à partir de différents ouvrages :

- De puits sous pression;
- De bassins;
- De rivières.

L'infiltration qui a lieu à partir de puits conduit inévitablement à un colmatage rapide des puits, qui nécessite donc un entretien régulier et habituellement fréquent. L'usage de bassins est plus approprié au contrôle du colmatage (raclage de surface) et les grandes surfaces disponibles permettent de réduire la fréquence d'entretien à une ou deux fois par an. L'infiltration à partir d'une rivière nécessite habituellement l'inversion du gradient hydraulique par pompage ou par l'installation de galeries filtrantes à une profondeur appropriée. Ce type d'ouvrage risque de se colmater en partie sur le lit de la rivière, ce qui complique l'entretien. L'emploi de bassins est donc préconisé parce qu'ils sont faciles d'entretien et qu'ils permettent de choisir le secteur désiré pour l'infiltration (contrairement au cas de la rivière).

De nombreux phénomènes expliquent le colmatage, entre autres :

- Introduction d'air entraîné dans la nappe (souvent à partir de puits);
- Dégazage de l'oxygène dû au réchauffement de l'eau lors de l'infiltration d'une eau aérée froide (au cours de l'hiver). Ne pose généralement pas de problème en deçà de 10 mg/L d'oxygène;
- Le développement d'un matelas biologique dû au carbone organique assimilable et aux nutriments (en surface);
- Réarrangement des particules d'un sol non consolidé (habituellement moins important que les autres phénomènes);
- Précipitation de métaux (hydroxydes de calcite, de fer et de manganèse) contenus dans l'eau à infiltrer ou dans l'eau souterraine naturelle;
- Filtration des matières en suspension contenues dans l'eau utilisée pour la recharge.

La présence d'un gravier grossier en surface des bassins favorisera le colmatage en profondeur et celui d'un gravier fin, en surface. Dans ce dernier cas, la fréquence d'entretien peut être diminuée par un à trois hersages entre les raclages. Lorsque le colmatage se fait en profondeur, la fréquence de colmatage s'en trouve réduite, mais lorsqu'il survient, un nouveau bassin doit être construit à l'extérieur de la zone colmatée.

La mise au repos des bassins (cycle de mise en eau et séchage) permet généralement de limiter le taux de colmatage et souvent de récupérer une partie du colmatage biologique. De plus, cette alternance prévient les nuisances causées par les larves d'insectes et autres organismes aquatiques. En conséquence, au moins deux bassins sont recommandés.

8.4.3.5 Nature du sol

La nature du sol joue un rôle important sur l'efficacité du traitement de filtration par le sol. Un sol plus fin permettra d'atteindre des niveaux d'épuration (micro-organismes, substances biodégradables et absorbables) beaucoup plus rapidement qu'un sol grossier. Dans la recherche de site propice, il faut donc concilier la capacité hydraulique du sous-sol et l'efficacité de traitement. La mise en place d'une couche de sable grossier dans le fond des bassins d'infiltration permet de trouver un certain équilibre entre ces deux objectifs.

La qualité de l'eau souterraine naturelle ainsi que la teneur en sidérite, en pyrite et en marcassite doit être mesurée afin de déterminer les réactions potentielles de l'introduction d'une eau contenant de l'oxygène dissous. On évitera les matrices granulaires dont l'eau contient déjà du fer et du manganèse et celles contenant de fortes teneurs en sulfures métalliques.

8.4.3.6 Taux d'infiltration dans le sol

Le taux d'infiltration dans le sol via les ouvrages de recharge dépend :

- Des caractéristiques hydrogéologiques du sous-sol (granulométrie, porosité de l'aquifère, etc.);
- Des propriétés colmatantes de l'eau de recharge et du type de sol en surface des bassins;

- De la présence ou non d'une zone vadose (partie du sol non saturé limitant le taux d'infiltration);
- Du taux de récupération de l'eau infiltrée (dépend de la configuration des ouvrages de collecte et de l'écoulement souterrain engendré par la recharge).

Le taux d'infiltration devra être déterminé par une étude hydrogéologique et une modélisation des écoulements souterrains.

8.4.3.7 Prétraitement

Certains pré-traitements ont déjà été appliqués à l'échelle réelle afin d'améliorer l'efficacité de la recharge. Parmi les plus fréquents, citons :

- L'aération de l'eau de surface avant son infiltration afin de maintenir des conditions aérobiques ou oxydantes dans le sol et d'éviter la solubilisation du fer et du manganèse;
- L'ozonation de l'eau de surface afin d'oxyder, de coaguler et de réduire certains contaminants (couleur, précurseurs de THM, 2-méthyl-isoborneol (MIB), géosmine, etc.). L'ozonation stimule également la biodégradation des matières organiques, améliore la désinfection de l'eau et augmente le taux d'oxygène dissous;
- L'injection d'un agent réducteur tel que le bisulfite de sodium pour éliminer le pouvoir oxydant de l'oxygène dissous et éviter la précipitation du fer et du manganèse contenus dans l'eau souterraine naturelle ou l'oxydation de la pyrite;
- La correction de pH d'une eau utilisée pour la recharge à une valeur alcaline (9,0) a permis dans certains sites d'entreposage d'eau traitée l'élimination du fer et du manganèse contenus originellement dans la nappe;
- La sédimentation de l'eau de surface avant son injection en puits profond;
- Le traitement complet de l'eau dans le but d'entreposer de l'eau potable dans le sous-sol et de la réutiliser directement par la suite.

8.4.3.8 Procédure de conception

La prévision des performances de la recharge artificielle est difficile à évaluer en raison de l'hétérogénéité du sous-sol et de l'incertitude qui peut persister relativement aux possibilités d'écoulement préférentiel. La conception d'une telle approche nécessitera la réalisation de plusieurs phases d'étude. Mentionnons les points suivants :

Étude de faisabilité et design conceptuel

- Caractérisation de la qualité de l'eau utilisée pour la recharge et du débit disponible à cette fin;
- Caractérisation de la qualité de l'eau souterraine;
- Caractérisation du sol dans lequel la recharge se fera;
- Élaboration conceptuelle de l'installation de recharge et de collecte;
- Modélisation tridimensionnelle des écoulements souterrains;
- Évaluation des impacts de la recharge (influence de la modification des niveaux d'eau sur les puits environnants et autres ouvrages hydrauliques, apparition de résurgence ou réduction de

la recharge de certains cours ou plans d'eau, détérioration ou amélioration de la qualité de l'eau souterraine, instabilité des pentes, etc.).

Essais pilote

- Durée minimale des essais : 3 mois;
- Une colonne de filtration remplie d'un sol représentatif de la zone d'écoulement souterrain (munie de plusieurs points de mesure du niveau piézométrique) pour simuler le temps de séjour dans le sol;
- Une colonne de filtration remplie d'un sol simulant la zone d'infiltration des bassins incluant les matériaux d'emprunt, le cas échéant (munie de plusieurs points de mesure du niveau piézométrique) pour simuler le taux d'infiltration dans les bassins;
- Caractérisation de l'eau brute et de l'eau filtrée (bihebdomadaire pour les paramètres de contrôle régulier et mensuel pour une caractérisation complète de l'eau).

8.4.3.9 Suivi et contrôle

Les ouvrages minimums suivants doivent être prévus pour la surveillance du procédé :

- Règles graduées dans le bassin (suivi du colmatage en surface du bassin);
- Piezomètres dans les bassins à une profondeur de 1 m et 3 m sous le niveau initial des bassins ou selon les niveaux piézométriques anticipés (suivi du colmatage à faible profondeur);
- Au moins quatre piezomètres de contrôle répartis uniformément entre les ouvrages d'infiltration et de collecte (peut contenir des niveaux multiples selon la stratigraphie du site) pour mesurer la qualité de l'eau.

Les chlorures ne sont pas modifiés par l'infiltration dans le sol et peuvent donc être utilisés pour calculer le taux de dilution avec la nappe naturelle.

Les paramètres suivants doivent faire l'objet d'un suivi :

- Débit d'eau infiltrée et collectée;
- Niveaux piézométriques;
- Paramètres de suivi complémentaires à ceux prévus à la section 6.1.1 : solides dissous totaux, potentiel redox (Eh) et calcium.

VOLUME 2

CHAPITRE 9

9. APPROVISIONNEMENT EN EAUX DE SURFACE ET TRAITEMENT	
9.5 Dégrillage	
9.5.1 <i>Dégrillage</i>	
9.5.2 <i>Microtamis</i>	
9.6 Coagulation	
9.6.1 <i>Description</i>	
9.6.5 <i>Équipement</i>	
9.6.6 <i>Données requises pour la conception</i>	
9.6.7 <i>Paramètres de suivi et de contrôle</i>	
9.7 Floculation	
9.8 Clarification	
9.8.2 <i>Flottation</i>	
9.8.3 <i>Filtre clarificateur</i>	
9.9 Filtration	
9.9.1 <i>Filtration rapide à lavage intermittent</i>	
9.9.2 <i>Filtration à lavage en continu</i>	
9.9.3 <i>Filtration sur charbon actif biologique</i>	
9.9.5 <i>Filtration lente sur sable</i>	
9.9.6 <i>Filtration sur charbon actif granulaire</i>	
9.9.7 <i>Filtration directe</i>	
9.10 Filtration membranaire	
9.10.1 <i>Mise en œuvre des membranes</i>	
9.10.1.1 <i>Modes de filtration</i>	
9.10.1.2 <i>Modules</i>	
9.10.1.3 <i>Systèmes</i>	
9.10.3 <i>Règles de conception</i>	
9.10.3.1 <i>Choix du type de membrane</i>	
9.10.3.2 <i>Choix du type de module</i>	
9.10.3.3 <i>Choix des conditions d'opération</i>	
9.10.3.4 <i>Configuration des unités de traitement (systèmes sous pression)</i>	
9.10.3.5 <i>Types de produits chimiques utilisés</i>	
9.10.3.6 <i>Intégrité des systèmes membranaires</i>	
9.10.3.7 <i>Prévention du colmatage</i>	
9.10.3.8 <i>Techniques de nettoyage des membranes</i>	
9.10.3.9 <i>Contrôles et automatisation</i>	
9.10.3.10 <i>Paramètres de suivi</i>	
9.10.3.11 <i>Santé et sécurité</i>	

<i>9.10.4 Description des chaînes de traitement.....</i>	
9.10.4.1 Chaînes de traitement avec filtration sur membranes d'UMF	
9.10.4.2 Chaînes de traitement avec filtration sur membranes de NF	
9.10.4.3 Chaînes de traitement avec filtration sur membranes de NUF	
9.10.4.4 Chaînes de traitement avec filtration sur membranes d'OI.....	
<i>9.10.5 Exemples de redondance pour les systèmes membranaires</i>	

9. APPROVISIONNEMENT EN EAUX DE SURFACE ET TRAITEMENT

9.5 Dégrillage

9.5.1 Dégrillage

L'objectif de réduction des interventions manuelles impose de plus en plus l'automatisation du dégrillage, même dans des installations de faible importance. Celle-ci est inévitable lorsqu'il y a risque d'arrivée brutale de matières végétales (feuilles en automne) ayant tendance à s'amasser sur la grille, ce qui peut rapidement provoquer un colmatage complet.

Le fonctionnement du dispositif de nettoyage de la grille est généralement discontinu. Il peut être commandé soit par un système cyclique à cadence (1 min à 1 h) et durée réglable (1 à 15 min), soit par un indicateur de perte de charge différentiel ou encore par une combinaison des deux systèmes.

Les grilles courbes et grilles droites à nettoyage alternatif comportent normalement un dispositif assurant l'arrêt automatique du râteau en un point placé hors du champ de grille afin d'éviter tout risque de coincement lors du redémarrage.

9.5.2 Microtamis

La conception de cet équipement doit tenir compte des points suivants :

- Le microtamis est conçu pour retirer des solides spécifiques. Le diamètre des ouvertures du tamis doit être choisi en fonction de cet usage particulier;
- Une attention doit être apportée au choix du matériau formant le tamis pour éviter des problèmes de corrosion;
- Si une désinfection est requise en prétraitement, il faut tenir compte de l'effet de l'ajout du désinfectant sur les tamis;
- Il faut prévoir des ouvrages permettant de contourner chaque unité;
- La récupération des matières retenues par les tamis et leur disposition est à examiner.

9.6 Coagulation

9.6.1 Description

Les substances indésirables les plus difficiles à éliminer dans les eaux naturelles sont celles qui possèdent une très petite taille (particules colloïdales causant la turbidité) et celles qui sont dissoutes (matières organiques causant la coloration de l'eau et la formation des trihalométhanes (THM)). Ces substances portent habituellement une charge électrique négative qui empêche les particules de s'agglomérer les unes aux autres pour former des particules plus volumineuses (flocs) et faciliter leur enlèvement par sédimentation et filtration.

Le but de la coagulation est donc de neutraliser les charges de ces substances afin de favoriser la formation d'un agglomérat. Pour ce faire, on introduit habituellement dans l'eau un produit chimique chargé positivement nommé « coagulant » (sels d'aluminium ou de fer, polymères ou l'équivalent). L'injection d'un coagulant doit se faire à un endroit où l'agitation est très forte afin qu'il se disperse rapidement dans l'eau brute. La réaction du coagulant se fait en moins de 1 à 10s en eau chaude, selon le mécanisme de coagulation impliqué (AWWA, 1990), mais peut être passablement ralentie en eau froide ($< 4^{\circ}\text{C}$).

Deux mécanismes de coagulation sont possibles :

- La neutralisation des charges;
- Le piégeage et l'adsorption sur des floes amorphes d'aluminium ou de fer (coagulation par entraînement).

La neutralisation des charges conduit à l'agglomération des particules colloïdales entre elles. Pour les substances organiques dissoutes, elle provoque la formation d'un sel nommé humate d'aluminium ou de fer, selon le coagulant employé. Il s'agit, dans ce cas, d'un mécanisme de coagulation associé à une relation stœchiométrique entre le coagulant et les substances à éliminer. Ce mécanisme de coagulation ne se rencontre qu'à pH acide ($< 5,5$) où les espèces dominantes du coagulant sont chargées positivement ($\text{Al}(\text{OH})^{+2}$, $\text{Al}_{13}(\text{OH}_{34}^{+5})$, etc.) (Association canadienne des eaux potables et usées, 1994).

Dans le cas de la coagulation par entraînement, les particules colloïdales ainsi que la matière organique dissoute s'adsorberont en surface. Il s'agit d'un procédé très efficace pour l'enlèvement de la turbidité, mais beaucoup moins pour la matière organique dissoute. Parce qu'il fait intervenir des floes amorphes de coagulant ($\text{Al}(\text{OH})_3$ et $\text{Fe}(\text{OH})_3$), le pH de coagulation est moins important et des pH beaucoup plus élevés peuvent être utilisés si désiré (Association canadienne des eaux potables et usées, 1994).

Le pH de coagulation, et le dosage de coagulant dans une moindre proportion, sont donc très importants dans le choix du mécanisme de coagulation. L'ajout d'agent alcalin ou acide devra souvent être envisagé pour ce faire.

Des dosages de coagulant supérieurs à 15 mg/L d'alun sont difficilement applicables en filtration directe et nécessitent habituellement l'utilisation d'une décantation préalablement à la filtration pour éviter les colmatages rapides et excessifs des filtres.

Le choix et le dosage des coagulants doivent être déterminés en laboratoire par un *jar test* sur l'eau à traiter ou encore par des essais pilotes. Le dosage est fonction de la nature de l'eau brute (pH, alcalinité, MES, etc.) et du taux d'enlèvement sur les paramètres visés (turbidité, couleur, carbone organique total (COT), THM, etc.). Tout coagulant utilisé en eau potable doit, au préalable, avoir été approuvé par un organisme spécialisé et accepté par le MDDEP en vue d'une utilisation en eau potable.

Parmi les coagulants les plus courants, mentionnons le sulfate d'aluminium (alun), le sulfate et le chlorure ferrique, le PASS (poly-silico-sulfates-d'aluminium), les PAC (polychlorures d'aluminium) et les polymères organiques cationiques à haute densité de charge et bas poids moléculaire. Ces derniers sont surtout utilisés en combinaison avec un coagulant inorganique afin de diminuer la charge solide appliquée sur une filtration directe. Lorsque l'eau est froide, colorée et longue à coaguler, l'emploi d'un initiateur de floc tel que l'aluminate de sodium est souvent intéressant.

Une automatisation du dosage de coagulant peut être obtenue en utilisant un SCD (*Streaming Current Monitor*) tel que présenté au chapitre 16 du volume 1.

Pour optimiser l'enlèvement de la couleur vraie et des précurseurs de trihalométhanes (pTHM) (substances humiques), il est préférable de coaguler les eaux par neutralisation des charges. Comme il s'agit d'une réaction stœchiométrique, le dosage optimal de coagulant sera proportionnel à la quantité de substances humiques à l'origine de la couleur et des précurseurs. La sélection de ce mode de coagulation se fait en maintenant un pH de coagulation acide. Le lecteur se référera au document intitulé *Enhanced Coagulation* (1999) rédigé par l'United States Environmental Protection Agency (USEPA) pour obtenir de plus amples détails sur les objectifs et la procédure pour y parvenir.

L'addition de produits chimiques autres que ceux servant à la coagulation (chaux, soude caustique, acide, etc.) doit être réalisée à une distance raisonnable avant le point d'ajout de coagulant. Cette distance doit être validée par un *jar test*.

9.6.5 *Équipement*

Un dispositif mécanique de mélange rapide, souvent vertical à hélice, est habituellement utilisé dans le cas d'un bassin de coagulation. Selon la configuration du bassin (si la profondeur est plus grande que deux fois le diamètre), deux hélices peuvent être requises.

9.6.6 *Données requises pour la conception*

Les analyses d'eau brute qui suivent (incluant les variations cycliques de qualité) sont requises pour la conception :

- Dureté calcique;
- Couleur apparente;
- COT;
- Fer dissous;
- Manganèse dissous (si présence soupçonnée).

9.6.7 Paramètres de suivi et de contrôle

Il convient de :

- S'assurer du bon fonctionnement mécanique des équipements d'agitation et de dosage;
- Suivre les variations du pH de l'eau brute et de l'eau en décantation;
- S'assurer que le dosage de coagulant se fait proportionnellement au débit d'entrée;
- Accroître les dosages en cas de dégradation de l'eau brute (augmentation de la turbidité, des MES, etc.).

9.7 Flocculation

Les éléments suivants peuvent être considérés pour optimiser la conception des flocculateurs :

- La profondeur du bassin ne devrait pas excéder cinq mètres en raison des courants instables parfois induits dans le bassin au-delà de cette profondeur;
- Des déflecteurs peuvent être utilisés pour éviter la formation d'un vortex et améliorer l'efficacité du mélange. Le cas échéant, ils pénétreront de 1/8 à 1/12 la largeur du bassin;
- Parfois, il est avantageux d'utiliser deux ou trois bassins en série. Le cas échéant, l'intensité de mélange devra être décroissante (de $G = 60 \text{ s}^{-1}$ à 15 s^{-1}) dans chacun des bassins. Le temps total de flocculation doit respecter les exigences susmentionnées;
- La dimension des pales doit respecter un ratio $D/T = 0,2$ à $0,4$ où D = longueur des pales et T = diamètre équivalent du bassin;
- Le choix et le dosage du flocculant doivent être déterminés en laboratoire par un *jar test* sur l'eau à traiter ou encore par des essais pilotes. Tout flocculant utilisé en eau potable doit, au préalable, avoir été approuvé par un organisme spécialisé et accepté par le MDDEP en vue d'une utilisation en eau potable;
- Les polymères organiques à moyen et haut poids moléculaire sont les plus utilisés. La charge du polymère importe peu généralement. La silice activée est également utilisée comme flocculant.

9.8 Clarification

9.8.2 Flottation

9.8.2.1 Description

La production de bulles d'air peut être réalisée de différentes façons qui permettent de diviser la flottation en trois grandes catégories : la flottation à air dissous, la flottation à air induit et l'électroflottation.

La flottation à air dissous fait référence à la dissolution d'air dans l'eau par pressurisation et suivie d'une détente qui favorise la formation de microbulles ayant une faible vitesse ascendante. La taille des bulles est un facteur important puisque plus elle est petite, plus la surface spécifique totale est grande et plus les chances de la formation d'un agglomérat bulle-solide sont

augmentées. De plus, de grosses bulles entraînent un phénomène de turbulence qui provoque le cisaillement des floccs, ce qui abaisse l'efficacité du traitement.

9.8.2.2 Conditions d'application

À l'heure actuelle, seule la flottation à air dissous est utilisée pour le traitement de l'eau potable. Cette technologie est couramment utilisée en Europe, particulièrement en Angleterre et dans les pays scandinaves, depuis plusieurs années, comme alternative à la décantation. On compte plus de 150 installations de traitement de l'eau potable en Europe qui utilisent ce type de flottation. En Amérique du Nord, la flottation à air dissous est de plus en plus considérée comme alternative de traitement à la décantation pour certaines applications. À la date de tombée du guide, on compte une dizaine d'unités en opération au Canada.

La flottation à air dissous permet de traiter des eaux de turbidité équivalente à celles traitées par un procédé de décantation. En ce qui a trait à la couleur vraie, la flottation est reconnue pour être aussi et souvent plus efficace que les procédés de décantation visant la clarification de ce type d'eaux. Le procédé est particulièrement efficace pour l'enlèvement des kystes de *Giardia* et *Cryptosporidium* qui sont de petite taille et présentent une faible densité. La décantation requiert que ces particules soient incorporées à un flocc d'une taille de 100 microns ou plus, alors que la flottation permet leur enlèvement même si elles ne sont pas flocculées. De plus, cette technologie est plus appropriée que la décantation pour l'enlèvement de floccs ayant une faible densité provenant de la coagulation du COT. La flottation à air dissous peut permettre l'enlèvement de la turbidité jusqu'à un niveau d'environ 0,5 à 1 UTN.

L'unité de flottation est peu sensible aux opérations d'arrêt et de départ. L'unité peut être démarrée rapidement et une bonne performance de traitement est obtenue quelques minutes déjà après le démarrage.

9.8.2.3 Éléments de conception

Historiquement, les installations de flottation à air dissous utilisaient un temps de floculation de l'ordre de 20 min. Toutefois, des études plus récentes ont démontré que les réservoirs de floculation peuvent être conçus pour des temps de rétention beaucoup plus courts, soit de l'ordre de 5-10 min. Contrairement à la décantation, qui requiert la formation de larges floccs (environ 100 microns et plus), la flottation nécessite une taille de floccs inférieure (de l'ordre de quelques dizaines de microns), ce qui justifie l'utilisation d'un temps de floculation réduit.

Chaque flottateur doit être pourvu :

- D'un système de vidange pour l'entretien;
- De passerelles d'accès munies d'un fond et de bordures étanches sur lesquelles sont installées des garde-fous;
- D'un système de collecte des boues (souvent un bassin est localisé sous la goulotte d'élimination des boues raclées).

Système de saturation

La conception d'un système de flottation doit prévoir un système de saturation qui pressurise une portion de l'eau traitée qui est recirculée à l'entrée du flottateur. Ce système doit permettre de générer des microbulles d'air ayant une taille comprise entre 20 et 100 microns. Plusieurs méthodes peuvent être employées pour dissoudre l'air sous pression. Parmi les plus courantes, on note l'injection d'air dans un réservoir de pressurisation ou saturateur (avec ou sans média poreux) et l'injection d'air à la suction de la pompe de recirculation. La pression de saturation peut varier entre de 450 à 725 kPa. Le taux de recirculation peut varier de 6 à 12% du débit d'eau brute. La quantité d'air requise varie de 8 à 12 g/m³ d'eau brute.

L'injection de l'eau recirculée contenant les microbulles d'air doit être faite de façon à assurer une bonne distribution à l'entrée du flottateur et à minimiser la coalescence des bulles d'air à l'endroit de l'injection.

L'air comprimé doit être asséché avant utilisation.

Taux de charge hydraulique superficielle

Le taux de charge hydraulique superficielle peut varier de 5 à 20 m/h. Historiquement, une valeur type de l'ordre de 5-10 m/h était observée avec des unités de flottation sans plaques parallèles. Toutefois, le développement des technologies des dix dernières années a permis l'utilisation d'unités de flottation à taux de charge hydraulique superficielle élevé (de l'ordre de 20 à 40 m/h) qui ont une efficacité variable en fonction de la température de l'eau. La charge hydraulique maximale admissible n'est pas encore définie dans le contexte québécois.

Système d'enlèvement des boues flottées

Les boues flottées en surface de l'unité de flottation peuvent être enlevées de façon continue ou de façon intermittente par un système de raclage mécanique ou par débordement (noyage). Le système d'enlèvement par débordement a l'inconvénient d'entraîner la dilution des boues flottées. Le système d'enlèvement par raclage doit pouvoir permettre un ajustement mécanique de la vitesse de raclage afin de faire varier le temps de séjour des boues flottées. Selon le type d'eau à traiter, un temps de séjour trop long peut entraîner la détérioration de la qualité de l'eau traitée lors du raclage. Par exemple, un temps de séjour supérieur à 30 min pour une eau douce et très colorée peut entraîner le bris de la couche de boues et le détachement de floccs. À l'inverse, la boue produite à partir d'une eau turbide ou à forte teneur en algues est beaucoup plus stable et le temps de séjour peut être beaucoup plus long (24 h) sans que la qualité de l'eau ne se détériore.

Remarques

La plupart des unités de flottation sont munies d'une chicane, habituellement inclinée à un angle de 60°, qui sépare le compartiment d'entrée du reste du bassin et permet de diriger les agglomérats de bulles/floccs vers la surface.

L'efficacité de la flottation à air dissous pour une source d'eau brute en particulier doit être vérifiée par la réalisation d'un essai pilote. Dans ce cas-ci, il s'agit des essais prévus dans le cadre du protocole d'essais pour les technologies « en validation ».

9.8.2.4 Équipements typiques sur le marché

Les unités de flottation sur le marché peuvent avoir une configuration circulaire ou rectangulaire. Les unités rectangulaires ou carrées sont plus courantes que les circulaires compte tenu de certains avantages tels que la simplicité de construction, la possibilité d'une construction modulaire et la surface réduite d'emprise au sol. Certaines unités rectangulaires utilisent des plaques parallèles inclinées qui permettent d'opérer à un taux de charge hydraulique superficielle plus élevé. On retrouve également des systèmes intégrés flottation/filtration où la couche de média filtrant est située sous le compartiment de flottation, tels que les technologies *Sandfloat* de Krofta, *FloFilter* de Purac, AquaDAF d'Ondeo ainsi que des unités de *BCA*.

9.8.2.5 Paramètres de suivi et de contrôle du procédé

Pour le suivi du procédé, on doit vérifier les principaux paramètres d'opération suivants :

- Aspect général de la couche de boues flottées qui est relié au temps de séjour (vitesse de raclage) et à la coagulation/floculation;
- Coagulation/floculation adéquate;
- Pression de recirculation;
- Quantité d'air insufflé.

9.8.3 *Filtre clarificateur*

9.8.3.2 Conditions d'application

L'emploi d'un filtre clarificateur en eau de surface nécessite une coagulation préalable des eaux. L'étape de floculation n'est habituellement pas obligatoire si le temps de réaction du coagulant est suffisamment rapide. Le mélange rapide du coagulant est assuré habituellement par un mélangeur statique en ligne pour permettre une admission au filtre légèrement sous pression. La floculation se fait par contact à l'intérieur du média du clarificateur de la même façon que pour les filtres à lavage en continu.

Le filtre clarificateur doit obligatoirement être suivi d'une filtration rapide (bicouche, multicouches, etc.). Dans cette configuration, les unités de traitement préfabriquées sont appelées système de double filtration.

Bien qu'il s'agisse d'une étape de clarification, le filtre clarificateur ne peut supporter une charge solide aussi élevée que celle des procédés de décantation et de flottation. La qualité d'eau brute qui peut lui être appliquée se situe au-delà des limites recommandées pour la filtration directe, mais en deçà des limites maximales admissibles pour une filière de traitement conventionnelle (coagulation/décantation/filtration). Appliquer une charge trop élevée entraînera la crevaison prématurée du filtre clarificateur et une fréquence de lavage trop élevée pour être économiquement intéressante. Les charges maximales admissibles sous les conditions québécoises ne sont pas encore connues. Des essais pilotes sont donc nécessaires dans des

conditions de charges élevées (supérieures à celles admissibles pour la filtration directe) pour confirmer l'applicabilité du système.

Des turbidités variant de 0,5 à 1,5 UTN sont habituellement obtenues à l'effluent du filtre clarificateur. L'emploi d'un aide-filtrant est cependant obligatoire.

Ce type de clarificateur est intéressant pour les sources d'eau dont la qualité dépasse modérément les critères de qualité d'eau brute admissibles sur une filtration directe.

9.8.3.3 Critères de construction et d'aménagement

Le taux de filtration admissible dépend de la configuration du clarificateur ainsi que du média utilisé.

Pour un média constitué de pastilles et de copeaux de polyéthylène retenus par un grillage en raison de sa faible densité (système *Trimite* ou *Trident* de Microflocs) :

- Le taux de filtration maximal admissible est de 25 m/h;
- Le débit d'eau brute de lavage doit correspondre à une charge hydraulique de 25 m/h;
- Le taux d'air de lavage utilisé doit se situer entre 36 et 92 m/h;
- L'épaisseur de média doit être de 1200 mm;
- La granulométrie du média doit être entre 2 et 6 mm;
- Le média doit être composé d'au moins 50% de copeaux de polyéthylène.

Pour un média constitué de grenat de densité élevée (> 3.8) (système *Advent* de Dégremont) :

- Le taux de filtration maximal admissible est de 25 m/h;
- Le débit d'eau brute de lavage doit correspondre à une charge hydraulique de 35 m/h;
- Le taux d'air de lavage utilisé doit être de 70 N/h;
- L'épaisseur de média doit être de 750 à 1000 mm;
- La granulométrie doit être entre 2,0 et 2,2 mm.

Les accessoires requis sur chaque filtre clarificateur sont :

- Un système de contrôle du débit d'eau brute;
- Une jauge de perte de charge;
- Une prise d'échantillonnage d'eau clarifiée;
- Un turbidimètre en continu est facultatif, mais fortement suggéré.

9.9 Filtration

Type physico-chimique : les filtres de type physico-chimique sont les plus utilisés en traitement de l'eau potable. Par définition, ils doivent être précédés d'une coagulation. La filière de traitement conventionnelle, qui inclut une coagulation, une floculation, une décantation et une filtration est la filière la plus courante en raison du vaste éventail de qualité d'eau brute qu'elle peut traiter.

Pour des eaux brutes de bonne qualité, une filtration directe (excluant l'étape de décantation) est parfois possible et peut inclure ou non l'étape de floculation, mais la coagulation et la filtration demeurent nécessaires. La section 9.9 présente de façon plus détaillée cette filière de traitement simplifiée.

Type physique : les filtres de ce type font intervenir des processus de traitement purement physiques tels que le tamisage et l'adsorption des particules en suspension dans l'eau, sans nécessiter de prétraitement chimique. Pour cette raison, la qualité de l'eau brute doit être excellente. Plus spécifiquement, il s'agit de la filtration sur pré-couche.

Type biologique : les filtres biologiques font intervenir l'activité microbienne comme processus de traitement principal. Le milieu filtrant sert alors de support pour le développement de cette biomasse. Cette dernière sécrète des diastases favorisant l'action coagulante sur l'eau. La qualité physique de l'eau appliquée sur ces filtres (turbidité et couleur vraie) doit être relativement bonne pour que leur rendement soit acceptable. La filtration biologique permet cependant de gérer des contaminants que les autres filtres ne peuvent enlever (carbone organique assimilable et autres composés biodégradables).

Les filières de traitement biologique sont :

- Ozone – filtre à charbon actif biologique;
- Filtre lent sur sable.

Type adsorptif : ce type de filtration utilise le processus d'adsorption et s'adresse principalement aux substances dissoutes. Le filtre à charbon actif granulaire est le seul procédé de cette catégorie. Il s'agit d'un traitement de polissage qui peut parfois être intégré à une filière physico-chimique (remplacement de l'antracite d'un filtre bicouche par du charbon actif granulaire).

9.9.1 Filtration rapide à lavage intermittent

9.9.1.1 Fonds de filtres en gravier

Dans le cas de l'utilisation de fonds en gravier, encore utilisés dans certaines usines existantes mais rarement dans des neuves, la section totale des latéraux doit être égale à deux fois celle des passoires. La section du collecteur principal doit être de 1,5 à 2,0 fois celle des latéraux.

Quand du gravier est utilisé comme support de lit filtrant ou couche de séparation entre celui-ci et le fond du filtre, il doit posséder au moins cinq couches dont l'épaisseur et la granulométrie sont les suivantes :

Épaisseur(cm)	Granulométrie(mm)
5 – 7,5	2 – 5
5 – 7,5	5 – 13
5,5 – 12,5	13 – 19
7,5 – 12,5	19 – 38
12,5 – 17,5	38 – 64

Les collecteurs perforés doivent être recouverts entièrement par les graviers. Les matières filtrantes doivent être propres, exemptes de matières étrangères. Les graviers doivent être durs et ronds.

9.9.1.2 Paramètres de suivi et de contrôle

Pour l'opération des filtres rapides à lavage intermittent, il convient de :

- Suivre les variations de la turbidité de l'eau décantée et la turbidité de l'eau à la sortie de chaque filtre, ceci avant ajout de produits chimiques;
- S'assurer que les pertes de charge ne sont pas trop grandes et que les filtres sont lavés à une fréquence acceptable.

Au besoin, un compteur de particules peut être utilisé pour vérifier l'enlèvement des protozoaires.

9.9.2 Filtration à lavage en continu

9.9.2.1 Crédit d'enlèvement pour *Giardia*, *Cryptosporidium* et virus

Certaines études réalisées par la compagnie *Axel Johnson* (fabriquant des filtres *Dynasand*) sur l'efficacité d'enlèvement des *Giardia* et des *Cryptosporidium* indiquent que les filtres à lavage en continu possèdent un bon potentiel de réduction de ces micro-organismes. Cependant, des risques de contaminations accidentelles sont possibles, en raison d'un mauvais fonctionnement du système de nettoyage du sable. Par exemple, un mauvais ajustement du débit de lavage ou une variation brusque de la charge à l'entrée du filtre risquent d'entraîner de l'eau de lavage dans l'eau filtrée. Aussi, certains risques sont reliés au fait que pour certaines marques, le sable sale qui descend vers la base de la pompe à émulsion passe devant les tamis de collecte d'eau filtrée.

Pour l'instant, aucun crédit n'est accordé à ce procédé pour l'enlèvement de *Giardia*, de *Cryptosporidium* ou de virus. Le niveau de désinfection exigé par le *Règlement sur la qualité de l'eau potable* devra être assuré par des traitements complémentaires (voir chapitre 10). Malgré cela, le filtre à lavage en continu est tenu de respecter 0,5 UTN 95% du temps chaque mois tel que requis par le *RQEP*.

9.9.2.2 Champs d'application

Les filtres à lavage en continu peuvent être incorporés à une filière de traitement de diverses façons :

- Filtration directe, précédée d'une coagulation (2 m de sable);
- Filtration d'une eau clarifiée (1 m de sable).

La filtration directe, précédée d'une coagulation, est le type de filtration le plus répandu au Québec. Il s'agit d'une filière de traitement très économique. Les critères régissant son utilisation dépendent de la vitesse des réactions de coagulation (en eau froide) ainsi que de la charge totale

appliquée sur le filtre (MES, carbone organique dissous (COD), coagulant, etc.). Un aide filtrant doit toujours être prévu en mode de filtration directe.

La filtration d'une eau clarifiée est également possible, bien qu'à cette étape de la filière de traitement, les filtrations bicouches ou multicouches soient souvent préférées.

9.9.2.3 Données requises pour la conception

La qualité de l'eau brute doit avoir fait l'objet d'une caractérisation telle que décrite au chapitre 6. De plus, la caractérisation devra être effectuée durant une des périodes de l'année reconnues pour contenir des charges élevées.

Des essais de coagulation en bécher doivent être effectués dans des conditions d'opération hivernales afin de déterminer le temps de contact minimal requis pour l'apparition de floccs après coagulation. Il faudra également mesurer la turbidité, la couleur vraie, l'aluminium dissous ou le fer dissous (selon le type de coagulant utilisé) ainsi que le pH de l'eau brute et décantée. Un échantillon représentatif des MES en condition d'exploitation anticipée permettra de valider l'application du procédé.

Lorsqu'il est prévu que la charge de l'eau brute coagulée s'approchera de la limite d'application citée précédemment, des essais pilotes seront requis.

9.9.2.4 Paramètres du suivi et de contrôle du procédé

Les paramètres de suivi d'un filtre à lavage en continu sont identiques à ceux de la filtration conventionnelle.

En plus des paramètres de suivi communs aux filtres à sable, il faut mesurer les paramètres d'opération suivants :

- Débit et pression d'alimentation d'air de lavage (permet de connaître le taux de lavage du sable);
- Pression d'air à la base de la pompe à émulsion (renseigne sur le taux de colmatage du système d'alimentation en air);
- Vitesse d'abaissement du sable à différents endroits du filtre (réalisé avec une perche, il permet de diagnostiquer un colmatage local du filtre).

9.9.3 *Filtration sur charbon actif biologique*

9.9.3. 1 Description du procédé

L'ozonation permet d'augmenter la fraction biodégradable du carbone organique dissous (COD) et favorise ainsi sa réduction par la biomasse présente dans les filtres au charbon actif. Pour optimiser le procédé, on doit viser le potentiel maximum de formation de la matière organique facilement assimilable. En général, l'augmentation de la fraction biodégradable de la matière organique est proportionnelle à l'augmentation de la dose d'ozone jusqu'à une valeur limite. Si

cette valeur limite est dépassée, l'application d'une plus forte dose d'ozone ne crée pas ou peu de matières biodégradables supplémentaires.

En ce qui a trait aux filtres, il existe plusieurs types de charbon actif. Parmi ceux destinés au traitement de l'eau potable, on retrouve : (1) les microporeux, d'origine bitumineuse, dont les pores ont un diamètre inférieur à 2 nm; (2) les macroporeux, d'origine végétale, dont les pores ont un diamètre supérieur à 50 nm. Les charbons microporeux sont également qualifiés de superstructures fermées et les macroporeux portent le qualificatif de superstructures ouvertes. Sur des charbons colonisés et en conditions stables d'opération, peu d'écart existe entre la performance des deux types de charbon mentionnés. Toutefois, il semblerait que la colonisation du charbon macroporeux soit plus rapide.

La longueur des cycles de filtration des filtres biologiques ainsi que la turbidité à la sortie des filtres se comparent à celles des filtres bicouches sable et anthracite : la croissance de la biomasse ne provoque pas le colmatage prématuré de la surface des filtres.

9.9.3.2 Méthodes de suivi du procédé

Plusieurs paramètres peuvent permettre le suivi de la performance des filtres biologiques :

- L'absorbance U.V.;
- L'ammoniaque;
- La biomasse fixée;
- Le carbone organique dissous (COD);
- Le carbone organique dissous biodégradable (CODB);
- Le carbone organique assimilable (COA);
- Le bioréacteur pour la mesure rapide du CODB;
- Les sous-produits de désinfection (SPD);
- La demande en chlore;
- Les acides aminés.

Malheureusement, l'analyse de la plupart de ces paramètres requiert du personnel spécialisé et des appareils de laboratoire sophistiqués. De plus, le délai engendré pour l'obtention des résultats (jusqu'à 30 jours dans certains cas) rend impraticable le contrôle en temps réel du procédé.

Étant donné la simplicité de leur analyse, les deux paramètres qu'il est recommandé d'intégrer aux routines d'opération, en plus des paramètres de contrôle d'un filtre conventionnel, sont :

- L'ammoniaque (par électrode spécifique);
- L'absorbance U.V. (spectrophotométrie à 254 nm).

Toutefois, selon les concentrations d'ammoniaque observées dans une filière de traitement donnée, la précision de cette méthode peut être insuffisante. L'absorbance U.V. demeure une mesure indirecte de la performance du traitement et doit cependant être validée initialement avec des mesures de matières organiques biodégradables. Le profil d'enlèvement de l'absorbance

U.V. est généralement comparable à celui du COD, bien que les variations ne présentent pas autant d'amplitude.

9.9.5 Filtration lente sur sable

9.9.5.1 Performances typiques

Lorsque l'ensemencement biologique est bien établi dans le filtre, ce procédé est reconnu pour avoir une gamme de performances en ce qui a trait à l'eau traitée variant de 0,1 à 2 UTN avec 99% des filtres produisant une eau de moins de 1 UTN. Les performances de réduction du potentiel de formation des THM varient de 10 à 30% et l'enlèvement de la couleur est d'environ 30%. En effet, le procédé réduit le COA et rend ainsi l'eau biologiquement plus stable. La filtration lente a démontré une efficacité d'enlèvement de 3 à 4 log pour les kystes de *Giardia* et de 1 à 6 log pour les virus.

Les crédits de désinfection alloués pour cette technologie ainsi que les conditions à respecter pour les obtenir sont définis au chapitre 10.

9.9.5.2 Prétraitement de l'eau brute

Dans le cas où l'eau brute subirait des pointes de turbidité et/ou de couleur ou encore des poussées d'algues, un prétraitement devrait être considéré afin de maintenir la qualité de l'eau brute à l'entrée des filtres lents à des teneurs acceptables. Le prétraitement peut être réalisé à l'aide de filtres à granulométrie grossière (*roughing filters*) ou d'un microtamisage. Une attention particulière devra être portée à l'efficacité de nettoyage de ces filtres de manière à restaurer la capacité de traitement initiale.

9.9.5.3 Période de maturation (ou d'ensemencement)

Les filtres à sable devront évacuer l'eau vers les égouts après un nettoyage ou après l'ajout de sable lors de la période de maturation. La maturation du filtre est mesurée par les indicateurs suivants :

- Turbidité inorganique colloïdale égale ou inférieure à celle de l'eau brute (dans le cas de sable neuf, celui-ci peut relarguer une turbidité inorganique durant un certain temps) et turbidité inférieure à 1 UTN;
- Enlèvement de 2 log et plus de coliformes totaux (principal indicateur de maturation pour les crédits de *Giardia*);
- Consommation de 2 mg/L d'oxygène dissous au moment du passage dans le filtre.

Les temps de maturation typiques pour du sable nouveau sont de 1 à 6 mois, alors que le temps de maturation après un raclage (nettoyage) peut varier de 6 heures à 14 jours (minimum de 2 jours recommandé).

9.9.5.4 Pré-ozonation

Pour augmenter les performances de l'enlèvement de la turbidité, du fer et du manganèse, de la matière organique et de la couleur d'un filtre à sable lent, on peut introduire une ozonation de l'eau brute à l'affluent du filtre. D'une part, l'ozonation de l'eau brute augmente la partie biodégradable de la matière organique présente dans les eaux naturelles et permet également le contrôle des algues. Le contrôle des algues est bénéfique puisqu'on prolonge la durée des cycles de filtration, alors que l'augmentation de la biodégradabilité des eaux améliore généralement l'enlèvement des précurseurs organiques, telles que les substances humiques, minimisant ainsi la présence de sous-produits de désinfection comme les THM. Les performances typiques d'un filtre lent précédé d'une ozonation sont d'environ 50% d'enlèvement du potentiel de formation des THM et de 50 à 75% d'enlèvement de la couleur vraie.

Dans le but de savoir si une pré-ozonation est utile comme prétraitement à la filtration lente, on devra effectuer une analyse de SUVA (*Specific U.V. Absorbance*) sur l'eau brute à traiter. Cette analyse est le rapport entre l'absorbance U.V. à 254 nm et le COD. Le résultat donne une bonne approximation de la biodégradabilité de la matière organique, ce qui permettrait de décider de la pertinence de la pré-ozonation en tête de la filtration lente.

Pour les critères de dosage d'ozone et du temps de contact de mise en place du système de diffusion d'ozone dans l'eau brute, le lecteur se référera à la section 10.4.2.

9.9.6 Filtration sur charbon actif granulaire

9.9.6.1 Performances typiques

La capacité d'adsorption d'un filtre CAG dépend de plusieurs facteurs, dont : (1) la nature du matériau de base pour le fabriquer; (2) le traitement reçu en cours de fabrication; (3) ses caractéristiques physiques; (4) les caractéristiques des substances à enlever de l'eau. Le pH peut jouer un rôle majeur selon les substances à enlever. Les CAG sont des matériaux poreux qui portent des charges électrostatiques qui les rendent aptes à adsorber des molécules transportées par l'eau à traiter : les dimensions des pores déterminent donc l'envergure des molécules qui peuvent être adsorbées (l'enlèvement de composés de faibles poids moléculaires est ordinairement visé par ce procédé). Il peut se produire du relargage (désorption) des substances adsorbées une fois que la capacité d'adsorption est épuisée. Selon les cas, l'efficacité peut persister durant des mois ou des années selon le produit utilisé, la concentration des matières à enlever, le débit traité, etc.

9.9.6.2 Données requises pour la conception

La conception doit reposer sur des paramètres bien identifiés pour des besoins bien définis. Les résultats des tests et des essais doivent circonscrire ces besoins, de même que la gamme des débits de passage dans les filtres. Le dimensionnement doit être établi en fonction des critères physiques mentionnés dans les autres sections portant sur la filtration et la présence de polluants

spécifiques. À cet effet, il serait important de consulter des ouvrages de référence permettant d'identifier les critères de conception selon le polluant visé et les objectifs à rencontrer.

La conception d'un filtre à charbon actif granulaire doit aussi tenir compte des facteurs se rapportant au matériau filtrant dont les principaux sont les suivants :

- La taille effective;
- Le coefficient d'uniformité;
- La densité apparente;
- La dureté;
- La capacité d'adsorption mesurée en indice d'iode;
- La capacité d'adsorption mesurée en adsorption du bleu de méthylène;
- Le taux d'humidité;
- La teneur en cendres.

La conception doit prévoir des contrôles pour que le débit de lavage puisse varier en fonction des caractéristiques du milieu filtrant dans toutes les conditions. L'utilisation d'air de lavage, la température de l'eau et la distance entre le lit filtrant et les crêtes déversantes sont les facteurs les plus importants à considérer pour éviter des pertes par entraînement lors des lavages.

Il est important de prévoir au moment de la conception des moyens de prélever et analyser des échantillons d'eau et de CAG. À moins d'utiliser des filtres sous pression, des repères bien visibles (permettant de vérifier périodiquement l'épaisseur du lit de CAG) sont aussi nécessaires à l'intérieur de l'enceinte de chaque filtre.

9.9.6.3 Paramètres de suivi et de contrôle

La capacité d'adsorption des CAG est définie par un outil mathématique appelé isotherme. Il se traduit en équations qui, une fois reportées en graphiques, donnent l'image du comportement du charbon actif dans des conditions données. Les équations de Freundlich et de Langmuir sont les plus utilisées, mais il faut toujours s'assurer que les limites des conditions d'essai respectent la gamme pour laquelle les équations s'appliquent.

De façon pratique, il faut choisir des paramètres représentatifs pour effectuer le suivi de l'état du matériau adsorbant. Il faut se référer aux objectifs initiaux pour choisir les paramètres et fixer un seuil de concentration acceptable dans l'eau traitée : la fréquence des analyses périodiques à pratiquer doit être établie pour chaque cas. Il faut s'assurer que les échantillons des CAG prélevés pour vérification seront représentatifs. De même, il faut prélever plusieurs échantillons et homogénéiser le mélange pour en retenir un volume approprié pour les analyses, et ce en évitant autant que possible la pulvérisation du matériau.

Le suivi de l'attrition se fait de la même manière que celle décrite dans la section traitant de la filtration biologique (voir section 9.9.3).

9.9.7 Filtration directe

9.9.7.1 Description du procédé

La filière conventionnelle de traitement des eaux de surface comprend principalement les étapes de coagulation, de floculation, de décantation, puis de filtration sur milieu granulaire suivies de la désinfection avant la distribution aux consommateurs. Au cours des vingt dernières années, elle a connu un essor notable pour traiter les eaux brutes de bonne qualité.

Dans une filière de filtration directe, le filtre représente la seule barrière physique d'élimination des particules présentes dans l'eau à traiter. L'efficacité du traitement est donc très dépendante du conditionnement initial de l'eau brute lors de la coagulation (et de la floculation, le cas échéant). Les mécanismes de rétention des particules, d'encrassement des filtres et de développement des pertes de charge sont identiques au système conventionnel. Cependant, contrairement au système conventionnel où l'on accorde la priorité à la formation de floccs larges, denses et décantables, il est suffisant en filtration directe d'obtenir des floccs microscopiques de tailles moyennes comprises entre 10 et 50 μm . Des floccs de tailles supérieures augmentent le risque d'encrassement des filtres en surface et entraînent en conséquence une augmentation rapide des pertes de charge et donc des cycles de filtration très courts. Cette situation est à éviter, car elle ne permet pas l'utilisation du lit filtrant en profondeur.

9.9.7.2 Avantages et limites

La filtration directe est de plus en plus utilisée en raison de ses nombreux avantages par rapport à la filière conventionnelle pour les types d'eau considérés :

- Coûts moindres d'investissement et de construction, puisque les ouvrages de sédimentation ne sont pas requis;
- Réduction de la surface occupée;
- Consommation moindre de coagulants pour former des floccs filtrables de petites tailles au lieu de gros floccs décantables;
- Faibles coûts de maintenance et d'opération grâce à l'absence de bassin de décantation et parfois de floculation;
- Faible production de boues et donc faibles coûts d'entreposage ou de traitement.

Malgré ces nombreux avantages, le contexte doit être étudié attentivement avant d'opter pour la filière de la filtration directe à cause des limites du procédé :

- La filtration directe n'est applicable qu'à des eaux brutes de bonne qualité;
- Elle constitue la seule barrière physique aux particules et micro-organismes pouvant présenter un risque sanitaire;
- Les performances d'un tel procédé sont davantage affectées par les changements de la qualité de l'eau que la filière conventionnelle. Il offre moins de flexibilité au niveau de l'opération de l'installation et requiert un suivi serré ainsi qu'une instrumentation adéquate;

- Le contrôle des goûts et des odeurs est moins évident étant donné le faible temps de séjour de l'eau à l'installation. Durant les périodes critiques, un prétraitement d'oxydation ou l'utilisation d'un bassin supplémentaire pourrait s'imposer afin de fournir un temps de contact suffisant avec l'oxydant ou le charbon actif, le cas échéant.

Étant donné les caractéristiques de la filtration directe, une automatisation poussée s'avère indispensable pour assurer une bonne gestion de l'installation. Un contrôle en continu de la qualité de l'eau brute et de l'eau traitée est nécessaire pour bien cibler les périodes à risques et prendre les mesures appropriées pour la production d'une eau filtrée qui respecte les normes en vigueur.

9.9.7.3 Prétraitement en amont des filtres

Le traitement chimique de l'eau brute est critique vis-à-vis des performances de la filtration directe. Plusieurs techniques peuvent être utilisées pour déterminer les produits chimiques à utiliser et le conditionnement optimal à appliquer : les plus importantes sont le test de filtrabilité par la mesure de l'indice de Ives ou par filtration à travers un papier filtre et la mesure de la taille des floccs par observation au microscope. Le choix des réactifs pour la coagulation/floculation peut être évalué par des essais en *jar test*. Mais, étant donné la formation de petits floccs en filtration directe, l'application de la technique du *jar test* n'est utile que lorsqu'elle est associée à des essais de filtrabilité sur papier filtre ou sur lit filtrant granulaire miniature (module de Ives). Toutefois, la meilleure approche consiste à confirmer et ajuster ces doses par des essais pilotes, voire à l'échelle réelle. Le choix de la dose optimale se fait en tenant compte de la qualité de l'eau produite et de l'évolution des pertes de charge. En effet, au-delà des doses optimales de produits chimiques, l'amélioration de la qualité de l'effluent des filtres est négligeable alors que les pertes de charge augmentent très rapidement, ce qui se traduit par une baisse de productivité.

Les coagulants à base de sels d'aluminium et de fer sont moins sensibles aux variations de la qualité de l'eau brute que les polymères cationiques usuels. De fait, plusieurs installations de filtration directe combinent l'utilisation de l'alun (2 à 10 mg/L) avec un polymère cationique (0,2 à 2 mg/L).

La comparaison des performances des filières comprenant ou non une étape distincte de floculation a montré que cette étape : (1) améliore la qualité du filtrat avant la percée, mais que cette dernière survient plus rapidement; (2) réduit la durée de la phase de maturation du filtre après un lavage; (3) réduit le taux d'évolution des pertes de charge. La mise en place d'un bassin de floculation n'est donc pas toujours bénéfique en termes de quantité d'eau produite par cycle de filtration : une étude au cas par cas est alors suggérée. Néanmoins, un temps moyen de floculation à un gradient de vitesse G allant à 100 s^{-1} est souvent appliqué dans les usines utilisant la filtration directe.

La floculation de contact (sans bassin de floculation) est plus appropriée pour les eaux de très bonne qualité (faible turbidité, faible couleur). En effet, la faible charge particulaire de ces eaux nécessiterait des temps de séjour très importants afin d'augmenter les probabilités de collision (floculation) entre les particules. Dans de tels cas, et pour des raisons de flexibilité d'opération,

un bassin de floculation peut être prévu pour n'être utilisé qu'en cas de nécessité, par exemple lorsque la qualité de l'eau brute se détériore pour une courte période de temps.

9.9.7.4 Filtration directe à grande vitesse

Depuis le début des années 1980, le souci de réduire les coûts de construction des filtres et d'augmenter leur production a orienté plusieurs études sur l'utilisation des filtres à haute charge hydraulique. La filtration directe n'a pas échappé à la règle. Les vitesses de filtration peuvent aller au-delà de 30 m/h contre 5 à 10 m/h pour la plupart des filtres dits rapides. Les performances des filtres dans ces conditions sont encore plus sujettes aux variations de la qualité des eaux brutes. Des études sont en cours pour déterminer les méthodes optimales de conception et d'opération de ces filtres afin de produire une eau qui réponde aux normes en vigueur.

À l'instar de la filière conventionnelle, mais plus encore dans les usines utilisant la filtration directe, la turbidité de l'eau filtrée ne suffit plus à elle seule à garantir un effluent de bonne qualité. Même s'il n'existe aujourd'hui aucune norme sur le comptage de particules dans l'eau filtrée, ce paramètre, plus sensible que la mesure de turbidité, constitue un outil de contrôle interne très utile dans la plupart des filières de filtration directe, en particulier celles fonctionnant à charge hydraulique élevée.

9.10 Filtration membranaire

9.10.1 Mise en œuvre des membranes

9.10.1.1 Modes de filtration

À cause de la séparation, il y a nécessairement une accumulation de matière à la surface des membranes (phénomène de la polarisation de la concentration) et donc une augmentation du risque de colmatage des membranes et de la pression osmotique. Il existe trois façons, qui peuvent être combinées, pour limiter l'accumulation de matière à la surface des membranes :

- Diminuer la vitesse de perméation à travers les membranes;
- Faire de fréquents rétrolavages;
- Entretenir un écoulement tangentiel à la surface de la membrane.

La première voie implique une augmentation de la surface de membrane. La deuxième voie implique que la membrane puisse supporter mécaniquement un écoulement à travers la membrane dans les deux sens. L'écoulement tangentiel consiste à maintenir un écoulement parallèle à la surface de la membrane, c'est-à-dire un balayage continu de la surface des membranes. Cette dernière voie influence le taux de récupération (voir ci-après). L'écoulement tangentiel peut se faire de différentes façons :

- écoulement tangentiel canalisé, avec ou sans promoteurs de turbulence;
- écoulement tangentiel libre.

L'écoulement tangentiel peut être canalisé comme à l'intérieur d'un tube ou être libre comme dans un système à membranes immergées. Les promoteurs de turbulence sont des obstacles à l'écoulement qui augmentent la turbulence comme les grilles plastiques dans les modules spiralés qui sont placées entre les membranes pour permettre l'écoulement de l'eau à traiter.

Mentionnons qu'il existe d'autres techniques pour limiter l'accumulation de matière à la surface des membranes telles que l'écoulement pulsé, les membranes rotatives, les systèmes en vibration, l'application d'ultrasons ou d'un champ électrique, mais ces techniques ne sont pas, ou très peu, utilisées actuellement dans le domaine de l'eau potable.

Les substances retenues par les membranes sont évacuées sous forme d'un concentré (l'équivalent des boues de lavage pour un filtre sur lit granulaire). Le taux de récupération (*recovery rate*) correspond à la proportion d'eau qui passe à travers la membrane, et ce par rapport à l'eau qui entre dans le système (taux de récupération global) ou dans le module (taux de récupération par module). Par exemple, un taux de récupération de 75% signifie que le débit de perméat et le débit de concentré représentent respectivement 75% et 25% du débit d'alimentation; cela correspond aussi à un taux de concentration de 400% des substances retenues complètement par la membrane. D'après USEPA (2001), les taux de récupération en MF et UF varient de 85 à 97%. En NF, les taux de récupération varient habituellement de 65 à 80%.

Dans la plupart des cas, le concentré est soutiré en continu ce qui signifie qu'il y a un courant d'entrée (l'alimentation) et deux courants de sortie (le perméat et le concentré). D'après Jacangelo et Buckley (1996), certains systèmes de MF sont opérés en filtration frontale (*dead-end filtration*). Dans ce cas, toute l'eau à traiter passe à travers la membrane (taux de récupération = 100%) entre deux soutirages périodiques de concentré. Ce mode d'opération peut aussi être appliqué à l'UF.

Pour un débit donné à traiter, les systèmes membranaires sont généralement opérés à vitesse de perméation constante. Au fur et à mesure que les membranes se colmatent, la pression transmembranaire tend donc à augmenter.

9.10.1.2 Modules

Comme les membranes sont très peu perméables, il faut mettre en œuvre de grandes surfaces de membrane, ce qui a amené les fournisseurs à développer différentes configurations de module. Les modules industriels contiennent généralement de 10 à 100 m² de membrane.

Les modules plaques et cadres (*plate and frame*) ne sont pas présentés dans ce qui suit car ils ne sont pas encore utilisés en Amérique du Nord dans le domaine de l'eau potable.

Modules spiralés

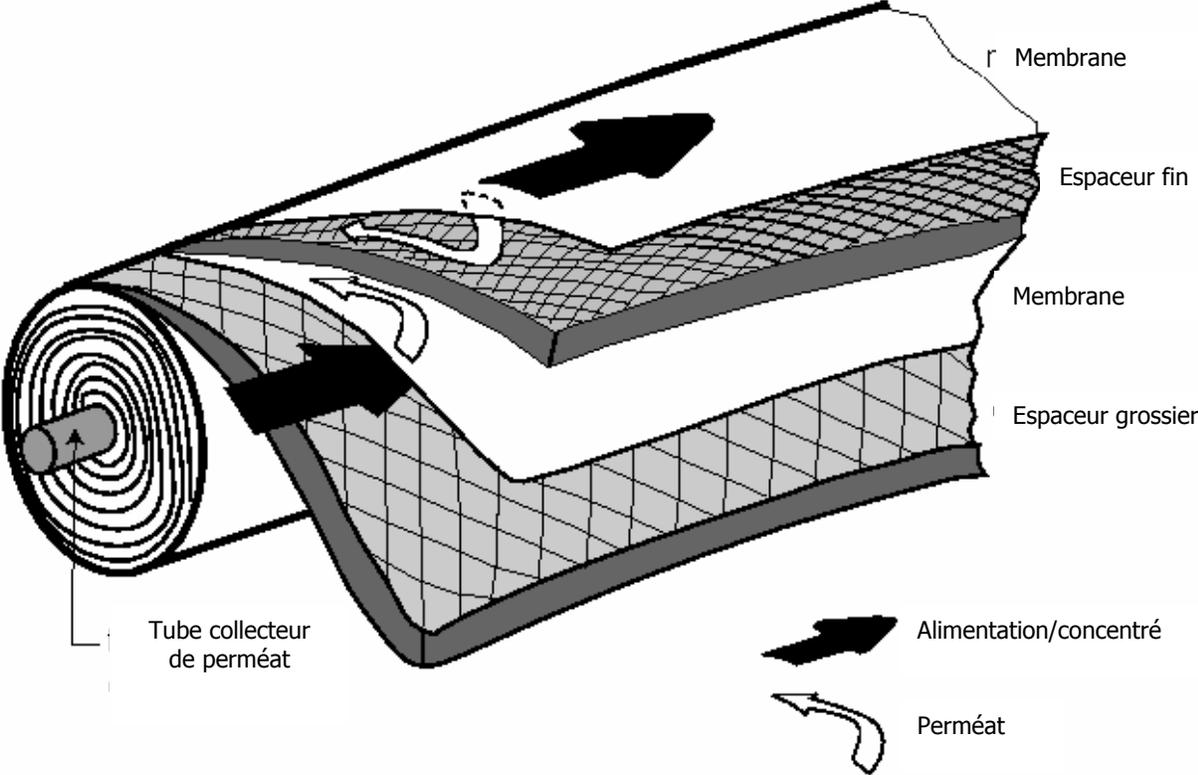
Dans les modules spiralés (figure 9-1), des membranes planes sont enroulées de manière très serrée autour d'un tube collecteur de perméat. D'un côté, les membranes sont séparées par une grille plastique (espaceur grossier) qui permet l'écoulement tangentiel de l'eau à traiter et de l'autre côté elles sont séparées par une autre grille plus fine qui permet la collecte et

l'acheminement du perméat jusqu'au tube collecteur. La grille du côté alimentation sert aussi de promoteur de turbulence. Les modules spiralés les plus couramment employés ont un diamètre de 0,2 m (8 po), une longueur de 1 m (40 po) et contiennent environ 40 m² de membrane. A priori, ce type de configuration ne permet pas de faire des rétrolavages.

Modules tubulaires

Un module tubulaire contient plusieurs tubes qui peuvent être en série (plusieurs dizaines de tubes sont parfois connectés les uns aux autres) ou en parallèle. Dans ce dernier cas, les tubes peuvent avoir été fabriqués séparément et assemblés par la suite ou avoir été fabriqués dans une barre comportant plusieurs canaux. L'eau à traiter circule à l'intérieur des tubes et le perméat est recueilli à l'extérieur des tubes. Les tubes constituent des canaux d'écoulement tangentiel. C'est le seul type de module qui peut être nettoyé mécaniquement avec un système de balles de mousse qui raclent les parois des tubes. D'après Aptel et Buckley (1996), l'écoulement à l'intérieur des tubes est turbulent, voire très turbulent. À cause de la taille des canaux tangentiels, cette configuration entraîne a priori une dépense d'énergie plus importante que dans les autres configurations.

Figure 9-1 Module spiralé (Bouchard et al., 2000)



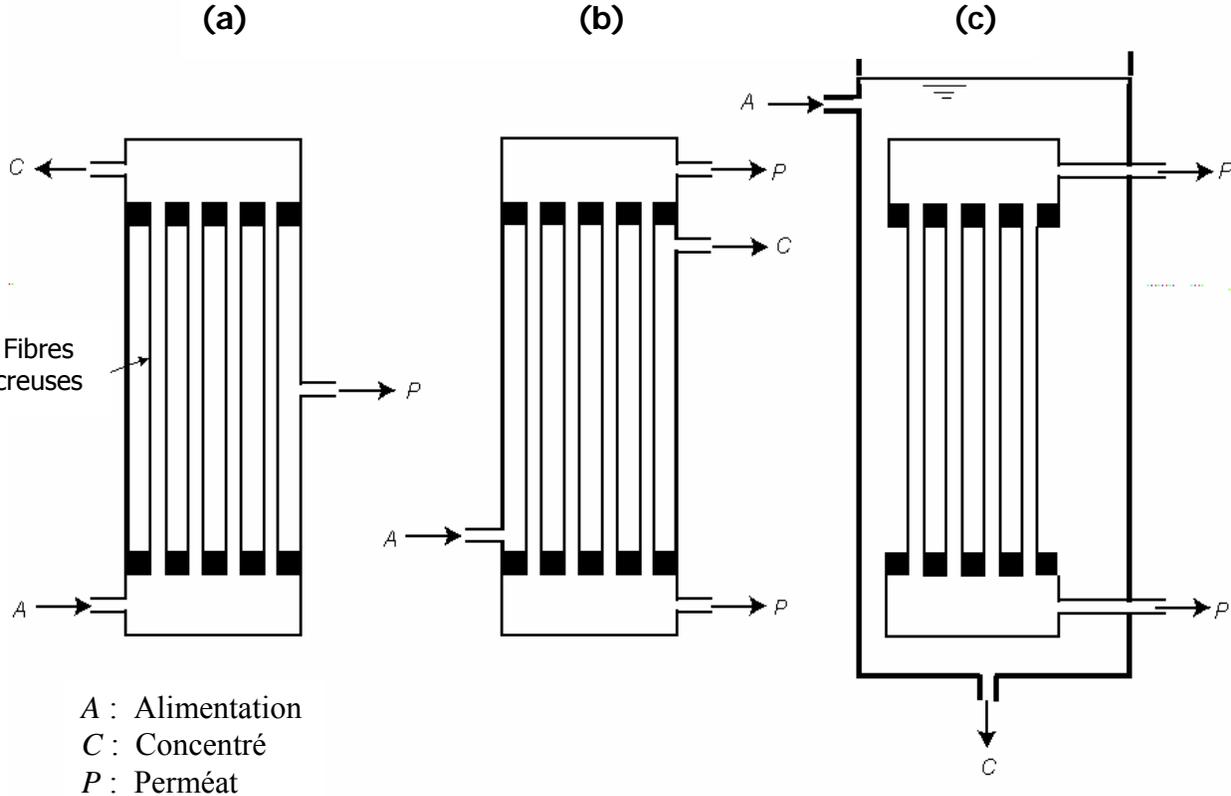
Modules à fibres creuses

Les fibres creuses sont assemblées en parallèle suivant deux configurations :

- *Configuration Int-Ext* (figure 9-2a) : comme dans les tubes, l'eau à traiter circule à l'intérieur des fibres et le perméat est récupéré à l'extérieur des fibres; il y a écoulement tangentiel canalisé à l'intérieur des fibres;
- *Configuration Ext-Int* (figures 9-2b et 9-2c) : l'eau à traiter circule à l'extérieur des fibres et le perméat est récupéré à l'intérieur des fibres; l'écoulement entre les fibres est libre.

Dans les deux cas, les membranes sont assemblées en faisceaux et leurs extrémités sont noyées dans des bouchons de colle qui isolent le perméat de l'eau à traiter (Buisson et al., 1998). Un module industriel peut être constitué de dizaines de milliers de fibres. Les fibres creuses supportent des rétrolavages. D'après Aptel et Buckley (1996), l'écoulement à l'intérieur des fibres creuses devrait être laminaire.

Figure 9-2 Modules à fibres creuses (Bouchard et al, 2000)



9.10.1.3 Systèmes

Un système membranaire comprend essentiellement :

- Un système de prétraitement (procédé de séparation et/ou ajout de produits chimiques);
- Des pompes;
- Un système d'agitation (système à membranes immergées);
- Un ensemble de modules;
- Un post-traitement chimique (au besoin).

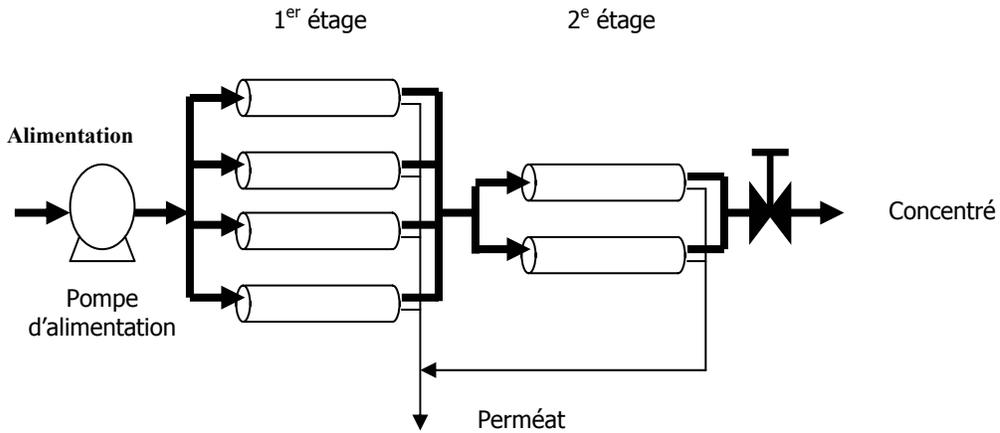
Le prétraitement vise à prévenir le colmatage prématuré des membranes et/ou l'obstruction des canaux d'écoulement tangentiels. Il peut s'agir d'un autre procédé membranaire (voir sections 9.10.4 des volumes 1 et 2). Les pompes servent à bâtir la pression transmembranaire. Les pompes ou un système d'agitation permettent la circulation de l'eau à traiter dans les modules ou entre les modules. La séparation est effectuée dans les modules membranaires. Le post-traitement chimique permet d'ajuster, ou de réajuster, la composition chimique de l'eau traitée.

Suivant la manière dont est appliquée la pression transmembranaire, deux types de systèmes peuvent être distingués : les systèmes de filtration sous pression (figure 9-3) et les membranes immergées (figure 9-2c).

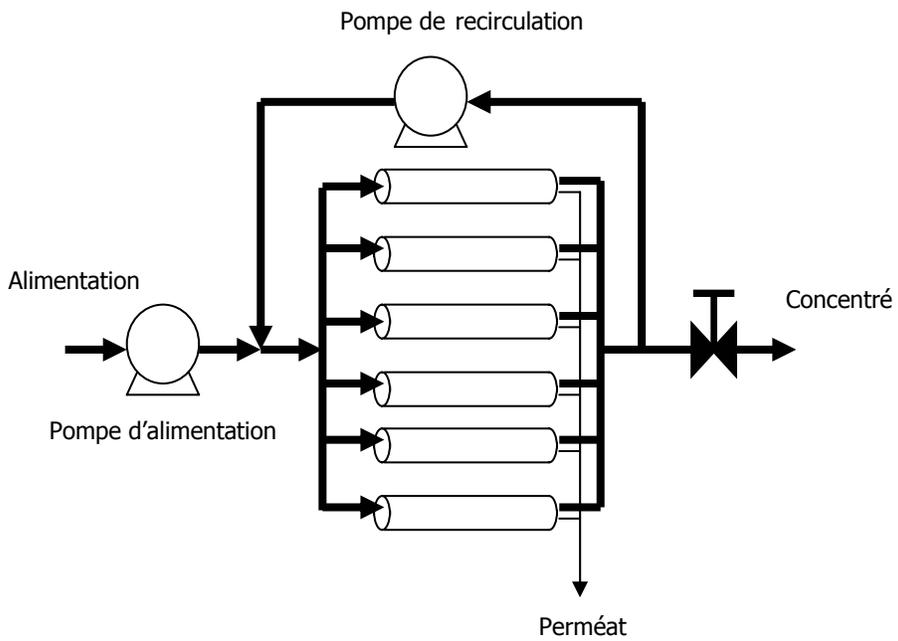
Ces deux types de systèmes sont décrits dans ce qui suit.

Figure 9-3 Systèmes de filtration membranaire sous pression

a) Exemple de configuration multi-étagée



b) Exemple de configuration avec recirculation



Systèmes de filtration membranaire sous pression

Dans un système de filtration sous pression, les modules sont installés dans des caissons pressurisés. Une pompe permet de pressuriser l'eau à traiter et de la faire circuler dans les modules (figure 9-3a). Une pompe additionnelle peut servir à la recirculation du concentré à l'entrée des modules (figure 9-3b). L'ajustement du débit d'alimentation et l'ajustement d'une vanne, située en aval des modules, permettent de contrôler la pression transmembranaire et le taux de récupération global.

Tous les types de modules peuvent être mis en œuvre de cette façon. Plusieurs modules peuvent être placés en série dans un même caisson comme dans le cas des modules spiralés où un caisson peut contenir de 1 à 6 modules spiralés. Plusieurs caissons peuvent être utilisés en série et/ou en parallèle.

Systèmes à membranes immergées

Dans un système à membranes immergées, les membranes sont plongées dans un bassin alimenté avec l'eau à traiter (figure A9-2c). Le côté alimentation est soumis à une pression hydrostatique et un vide partiel est appliqué du côté perméat (Côté et al., 1998). L'agitation de l'eau autour des membranes (écoulement tangentiel libre) réduit l'accumulation de particules à la surface des fibres. La vitesse de soutirage du concentré à même le bassin contrôle le taux de récupération. Dans le domaine de l'eau potable, cette configuration n'existe actuellement qu'avec des membranes fibres creuses de type UMF. Dans les applications actuelles, tous les modules sont installés en parallèle, et donc toutes les fibres opèrent a priori dans les mêmes conditions.

9.10.3 Règles de conception

La conception est un processus itératif car il n'est pas évident, à moins de posséder suffisamment de données sur des cas très similaires, de déterminer d'emblée quelle est la meilleure conception du point de vue économique. En premier lieu, les types de procédé et de membrane qui s'appliquent sont identifiés en fonction des objectifs de traitement. Ensuite, tout dépendant des moyens et du temps dont on dispose, plusieurs choix de modules, de configurations et de conditions d'opération peuvent être comparés en vue de trouver la solution la plus économique qui permet d'atteindre les objectifs que l'on s'est fixés. Cela peut être fait en partie de manière théorique et en partie de manière expérimentale. Afin d'assister le concepteur, plusieurs règles qui permettent de limiter les degrés de liberté dans la conception sont présentées dans ce qui suit.

9.10.3.1 Choix du type de membrane

L'objectif de séparation le plus contraignant devrait permettre de faire un tri dans les procédés membranaires (voir le tableau 9-5 du volume 1). En eau de surface, les membranes se distinguent essentiellement par l'enlèvement, ou non, des virus et par le niveau d'enlèvement du COT. En eau souterraine, les membranes se distinguent essentiellement par leur taux de rétention des sels. Le matériau membranaire conditionne certaines limites de fonctionnement (pH, concentration en désinfectant, etc.). Il ne faut pas oublier qu'une filtration membranaire peut être combinée avec un autre procédé pour augmenter le taux de séparation (voir sections 9.10.2 des volumes 1 et 2).

9.10.3.2 Choix du type de module

Pour un procédé et une membrane donnés, il peut exister plusieurs types de modules disponibles. Le choix du module va orienter grandement la conception. Comme cela a déjà été dit, il n'est pas facile d'identifier d'emblée quel type de module est le plus avantageux. Les modules se distinguent par :

- Leur compacité;
- La taille de leurs canaux d'écoulement tangentiels;
- Le dispositif qui assure l'étanchéité entre les compartiments d'eau à traiter et de perméat (lié à l'intégrité des systèmes, voir ci-après section 9.10.3.6);
- Les possibilités de mode d'opération (voir ci-dessus section 9.10.1);
- Leur plus ou moins grande facilité de montage et de démontage.

Les différents types de module sont comparés au tableau 9-1. D'après Aptel et Buckley (1996), le ratio (surface de membrane/volume de module) est de 700 à 1000 m²/m³ pour les modules spiralés et de plus de 1000 m²/m³ pour les modules à fibres creuses. Pour les modules tubulaires, ce ratio est inférieur à 200 m²/m³. Pour une surface de membrane donnée, ce ratio détermine la taille du système. La taille des canaux d'écoulement tangentiels a un effet sur :

- Le niveau de pré-filtration requis pour éviter d'obstruer les canaux d'écoulement tangentiels;
- L'énergie requise pour maintenir l'écoulement tangentiel;
- La perte de charge due à l'écoulement tangentiel;
- La facilité de désinfection et l'accessibilité à la surface des membranes;
- Le volume mort.

Tableau 9-1 Caractéristiques des modules (adapté de Aptel et Buckley, 1996)

	module spiralé	fibres creuses int-ext	Fibres creuses ext-int	module tubulaire
Compacité	++	+++	+++	-
Facilité de nettoyage chimique	-	-	-	++
Lavage mécanique	-	-	-	+++
Rétrolavage	-	+++	+++	-(a)
Faible perte de charge (écoulement tangentiel)	++	+	+++	variable (b)
Pré-filtration requise	-	+	++	+++

+++ : net avantage

- : net désavantage

(a) : Seules les membranes inorganiques tubulaires, où la couche superficielle est liée chimiquement au support, supportent des rétrolavages

(b) : de faible (tubes en parallèle dans un module) à fort (grand nombre de tubes en série dans un module).

Pour les modules spiralés, l'AWWA (1999B) recommande de ne pas dépasser un SDI de 5 %/min à l'entrée des modules pour limiter l'obstruction des canaux d'écoulement. Du point de vue de l'obstruction des canaux d'écoulement tangentiels, les modules tubulaires et les modules à

fibres creuses avec alimentation par l'extérieur des fibres peuvent être opérés sans pré-filtration ou avec une pré-filtration grossière. Les fabricants fournissent aussi un débit d'alimentation maximal pour chaque type de module qui est fonction de la taille et de la forme des canaux d'écoulement tangentiels, et aussi de la résistance mécanique des différents composants du module.

9.10.3.3 Choix des conditions d'opération

Les conditions d'opération sont :

- La gamme de pression transmembranaire;
- La gamme de vitesse de perméation;
- La gamme de taux de récupération par module (taux de récupération à l'échelle d'un module);
- La gamme de vitesse/débit d'écoulement tangentiel (systèmes sous pression) ou le taux d'agitation (membranes immergées).

Il s'agit bien de gammes car tous les modules dans un système ne fonctionnent pas dans les mêmes conditions d'opération, en particulier dans les systèmes où un grand nombre de modules sont opérés en série sans recirculation.

Deux cas peuvent se présenter :

- **1^e cas** : les taux de séparation des substances d'intérêt ne sont pas, ou peu, dépendants des conditions d'opération; les conditions d'opération devraient être fixées en fonction du colmatage des membranes;
- **2^e cas** : les taux de séparation des substances d'intérêt sont dépendants des conditions d'opération; les conditions d'opération devraient être fixées en fonction du colmatage des membranes et en fonction des objectifs de séparation.

Les relations entre les conditions d'opération et les taux de rétention sont déterminées expérimentalement. Il n'existe pas, à notre connaissance, de modèle universel reconnu qui permette de l'établir autrement. Dans certains cas, il est possible d'établir ces relations à l'échelle de laboratoire et ensuite de les extrapoler à plus grande échelle. Dans d'autres cas, il est nécessaire de réaliser des essais pilotes. Dans certains cas, ces données sont fournies par les fabricants de membranes (voir aussi AWWA -1999B).

Les conditions d'opération sont déterminantes pour les vitesses de colmatage des membranes car elles déterminent les concentrations au voisinage de la surface des membranes. Grossièrement, on peut choisir entre :

- opérer dans des conditions plus difficiles (vitesse de perméation et/ou taux de récupération par module plus élevés) et faire des lavages plus fréquents. Cette approche permet a priori de réduire la surface de membrane, et donc les coûts de construction, mais entraîne des pressions transmembranaires plus élevées, ce qui augmente les coûts d'opération et peut limiter la durée de vie des membranes;
- mettre l'accent sur la prévention du colmatage en opérant dans des conditions plus faciles (vitesse de perméation et/ou taux de récupération par module plus faibles et/ou rétrolavages

plus fréquents). Cette approche permet de réduire la fréquence des lavages chimiques, et éventuellement augmente la durée de vie des membranes, mais peut requérir plus de surface de membrane et/ou d'énergie de circulation.

Les ordres de grandeur des vitesses de perméation et des pressions d'opération pour les différents types de procédés sont présentés au tableau 9-2. Ces valeurs correspondent aux pratiques actuelles en matière de filtration sur membrane dans le domaine de l'eau potable.

Tableau 9-2 Ordres de grandeur des conditions d'opération (pratiques usuelles 2002)

	Vitesse de perméation ($L/(h.m^2)$)	Pression transmembranaire	
		(kPa)	(psi)
OI	10 à 15	500 à 6000	70 à 800
NF	15 à 35	400 à 1400	60 à 200
NUF	20 à 100	100 à 700	15 à 100
UMF	40 à 150	30 à 100	5 à 15

D'autre part, les membranes polymériques ont tendance à se compacter avec le temps, ce qui occasionne une baisse de perméabilité. Afin de limiter cette baisse de perméabilité, à ne pas confondre avec le colmatage, les manufacturiers des membranes définissent des pressions maximales à ne pas dépasser. La pression maximale dépend aussi de la résistance mécanique de la membrane comme dans le cas des fibres creuses. Les pressions minimales d'opération dépendent de la pression osmotique qui elle-même dépend de la nature des espèces à séparer et de leur concentration au voisinage de la membrane. Ces considérations permettent de délimiter les gammes d'opération en pression.

En ce qui concerne le taux de récupération par module (en mode d'écoulement tangentiel), l'AWWA (1999B) recommande de maintenir ce taux entre 3 et 20% pour les modules spiralés alors que Aptel et Buckley (1996) rapportent des taux de variations de 2 à 25% pour les modules spiralés et de 5 à plus de 95% pour les modules à fibres creuses.

9.10.3.4 Configuration des unités de traitement (systèmes sous pression)

Un système est généralement divisé en plusieurs unités dont la capacité de production ne dépasse pas quelques milliers de m^3/d chacune (AWWA, 1999B). L'agencement des modules dans une unité doit permettre d'atteindre les objectifs de taux global de récupération, de quantité et de qualité d'eau à produire tout en respectant les limites d'opération. Dans la pratique, deux approches sont utilisées pour augmenter le taux global de récupération : augmenter le nombre de modules en série et/ou faire une boucle de recirculation (voir figure 9-3).

Dans une série de modules, la pression diminue, la concentration augmente et le débit d'écoulement tangentiel diminue d'amont en aval. La perte de charge due à l'écoulement tangentiel limite donc le nombre de modules en série. L'ajout d'une pompe de surpression entre 2 étages peut permettre de pallier à ce problème.

Lorsqu'il y a recirculation, le débit et la concentration (espèces retenues) sont augmentés à l'entrée des modules, ce qui d'un côté diminue l'accumulation de matière à la surface des membranes (augmentation de l'écoulement tangentiel) et de l'autre a l'effet inverse (augmentation de concentration à l'entrée). Lorsqu'il y a recirculation, la consommation d'énergie de circulation tangentielle est augmentée.

Un bilan global des avantages et des inconvénients (colmatage, consommation d'énergie, pompes) des deux approches, ou d'une combinaison des deux approches, permet d'établir la solution la plus avantageuse. Dans tous les cas, le nombre de caissons en parallèle est augmenté pour accroître la capacité de production de l'unité de traitement sans que cela affecte le taux global de récupération.

Dans une unité de traitement avec modules spiralés sans recirculation (membranes d'OI ou de NF), l'arrangement multi-étages est couramment utilisé (voir figure 9-3a). Le nombre de caissons en parallèle dans chaque étage va en diminuant d'amont en aval. Pour des taux de récupération inférieurs à 50%, de 50 à 75% et supérieur à 75%, AWWA (1999B) recommande respectivement 1, 2 et 3 étages de concentration (caissons de 6 membranes en série). Le nombre de caissons en parallèle dans un étage correspond généralement à la moitié du nombre de caissons de l'étage précédent (AWWA, 1999B).

9.10.3.5 Types de produits chimiques utilisés

Les produits chimiques qui peuvent être ajoutés en continu sont :

- Agent anti-tartre (prétraitement);
- Coagulant (prétraitement);
- Acide (prétraitement);
- Alcalin (pré- ou post-traitement);
- Désinfectant (post-traitement).

Comme en filtration granulaire, il pourrait y avoir une pré-désinfection avant la filtration sur membranes pour limiter le colmatage biologique des membranes et maintenir l'état sanitaire du système. Cependant, cela pourrait entraîner la formation d'une quantité excessive de sous-produits de désinfection. Des désinfections périodiques du système sont une alternative qui évite ce problème.

Les solutions qui peuvent être utilisées pour le lavage des membranes contiennent généralement un ou plusieurs des produits suivants :

- Acide (dissolution des sels);
- Base (dépôt organique);
- Désinfectant;
- Détergent (dépôt organique);
- Enzymes.

Il est important de respecter les consignes des fournisseurs d'équipements pour ne pas endommager les membranes de manière irréversible.

9.10.3.6 Intégrité des systèmes membranaires

L'un des défis les plus importants pour l'opération des systèmes membranaires est de maintenir l'intégrité des systèmes pour que leur capacité de séparation des contaminants, qui a été établie préalablement, soit conservée. À ce sujet, l'aspect désinfection est critique comme dans toutes les filières de traitement en eau potable, et ce d'autant plus que le nombre de barrières est restreint. De nombreuses études ont montré que les membranes peuvent être un moyen très efficace de désinfection à condition que les systèmes membranaires soient intègres (USEPA, 1998; USEPA, 2001). L'intégrité d'un système membranaire peut être défaillante quand les membranes ont des défauts par lesquels des micro-organismes pathogènes peuvent passer ou quand l'étanchéité entre les compartiments d'eau brute et d'eau traitée (joints toriques, joints de colle, etc.) n'est pas assez bien assurée. Un bris d'intégrité peut amener une diminution significative de la séparation d'autres contaminants. Par exemple, dans le cas de la NF ou de l'OI, un bris majeur d'intégrité va occasionner une diminution de la séparation des sels dissous et donc une augmentation de la conductivité du perméat.

Deux types de techniques sont distingués suivant que celles-ci permettent de vérifier directement ou indirectement l'intégrité des systèmes membranaires. Les techniques dites directes permettent de détecter et de caractériser jusqu'à un certain point les défauts. Les techniques dites indirectes mesurent l'effet des défauts sur le passage accru des contaminants. Les techniques qui sont utilisées, ou qui ont été proposées, pour vérifier l'intégrité des systèmes membranaires sont (Jacangelo et Buckley, 1996; Allgeier, 2001; USEPA, 2001) :

Méthodes indirectes : (par ordre croissant de sensibilité et de fiabilité) :

- Mesure de la turbidité du perméat;
- Monitoring des particules dans le perméat;
- Comptage des particules dans le perméat;
- Tests avec des particules/micro-organismes de référence.

Méthodes directes :

- Mesure du point de bulle;
- Maintien de la pression;
- Maintien du vide;
- Détection acoustique.

Plusieurs auteurs (Jacangelo et Buckley, 1996, Allgeier, 2001) s'entendent sur le fait que, dans l'état actuel de la technologie, les techniques indirectes sont moins sensibles et moins fiables que les techniques qui permettent une mesure directe de l'intégrité. À l'exception de la détection acoustique, les mesures directes impliquent un arrêt de la filtration et donc ne donnent qu'une information ponctuelle sur l'intégrité d'un système membranaire. Les mesures indirectes permettent d'assurer un suivi en continu de l'intégrité des systèmes membranaires. Dans tous les

cas, l'approche consiste à établir un niveau de référence pour un système intègre et à vérifier ensuite si ce niveau est dépassé suite à un bris d'intégrité.

À l'exception des cas où la détection acoustique pourrait s'appliquer efficacement (voir ci-dessus) ou à moins de développer un nouveau système de suivi en continu de l'intégrité suffisamment sensible pour détecter des bris mineurs d'intégrité, il est recommandé de combiner les deux types de techniques, c'est-à-dire d'assurer un suivi en continu avec une méthode indirecte et de faire des mesures ponctuelles à fréquence fixe avec une méthode directe.

La sensibilité de toutes les méthodes augmente quand la surface de membrane, dont l'intégrité est vérifiée, diminue. L'échelle à laquelle l'intégrité est vérifiée devrait permettre d'établir si la capacité de désinfection du système est altérée ou non.

Les méthodes de vérification de l'intégrité sont décrites et analysées brièvement dans ce qui suit. Il faut mentionner que cet aspect important de la filtration membranaire est encore en plein développement (USEPA, 2001).

Mesure de la turbidité du perméat

Il s'agit de la méthode conventionnelle pour mesurer la performance des filtres dans le domaine de l'eau potable. D'après l'étude de Adam et al. (1995), l'effet d'un bris mineur d'intégrité (suffisant pour laisser passer des kystes de protozoaires) n'est pas nécessairement détectable par une variation de turbidité dans le perméat. Par contre, cette méthode peut servir à détecter en continu des bris plus importants d'intégrité à condition de mesurer la turbidité avec une grande précision (Colvin et al., 2001). Mentionnons que la turbidité des perméats des membranes d'UMF, et a fortiori celle des autres types de membranes, devrait être de l'ordre de quelques centièmes de UTN (Colvin et al., 2001).

Monitoring des particules dans le perméat (Jacangelo et Buckley, 1996)

Comme le comptage de particules, cette technique consiste à détecter la présence de particules en mesurant l'*obscuration* d'un faisceau lumineux occasionnée par les particules. Contrairement au comptage de particules, le *monitorage* des particules ne permet pas de mesurer la taille des particules ni de les compter. La mesure est relative, c'est-à-dire que la quantité de particules dans le perméat est comparée avec la quantité de particules présentes dans l'alimentation. Ce type d'appareil est moins sensible qu'un compteur de particules mais plus facile à utiliser et beaucoup moins coûteux.

Comptage des particules dans le perméat

Contrairement au *monitorage*, cette technique permet de compter les particules et donc de déterminer leur nombre par unité de volume d'eau. La mesure est faite pour différentes gammes de tailles de particules. Les tailles de particules qu'il est pertinent de suivre vont de quelques dixièmes de μm à quelques μm (Colvin et al., 2001; Kruithof et al. 2001). Les compteurs de particules sont déjà utilisés dans certaines usines d'eau potable mais il faut mentionner que, dans l'état actuel de la technologie, ces appareils sont beaucoup plus complexes à opérer que les turbidimètres. L'utilisation d'un compteur de particules requiert donc une certaine expertise et beaucoup de soin.

Tests avec des particules/micro-organismes de référence

D'après Jacangelo et Buckley (1996), il s'agit de la méthode indirecte la plus précise pour mesurer l'intégrité du point de vue de la désinfection. Cette méthode consiste à ajouter des grandes quantités de particules calibrées ou de micro-organismes dans l'eau à traiter (eaux dopées) et à mesurer leur taux d'enlèvement. Les caractéristiques de ces particules ou micro-organismes doivent être bien connus et on doit pouvoir les dénombrer ou les analyser de manière très précise. Par exemple, Acker et al. (2001) ont utilisé des microsphères fluorescentes (0,02 µm) et des virus MS2 phage (0,025 µm) pour tester l'intégrité de systèmes d'OI. Pour des raisons évidentes de sécurité, il n'est pas possible d'utiliser des pathogènes pour tester des systèmes à pleine échelle. Les tests avec des micro-organismes sont donc réservés aux essais pilotes.

Ce genre de test pourrait aussi servir à établir les capacités d'enlèvement des pathogènes (log d'enlèvement) des systèmes membranaires. La fiche membrane développée par le *Comité sur les technologies de traitement en eau potable* donne les critères à rencontrer pour l'obtention des crédits d'enlèvement et la vérification de l'intégrité des systèmes membranaires.

Mesure du point de bulle

Cette technique, utilisée couramment dans le domaine des milieux poreux, consiste à mesurer la pression minimale d'air (le point de bulle) qu'il faut appliquer pour faire passer de l'air (apparition de bulles) à travers les défauts d'une membrane. D'après Jacangelo et Buckley (1996), cette technique est utilisée pour vérifier l'intégrité des modules à fibres creuses de MF et d'UMF et a permis de détecter un trou d'aiguille dans une fibre faisant partie d'un module de 22400 fibres. Cette technique est simple mais oblige à démonter les modules et à les tester un par un dans le cas des systèmes sous pression. Les fournisseurs de membranes devraient fournir le point de bulle des membranes.

Maintien de la pression et maintien du vide

D'après Jacangelo et Buckley (1996), la technique de maintien de la pression s'applique aux systèmes de MF et d'UF du type fibres creuses. L'intérieur des fibres est drainé puis une pression d'air inférieure au point de bulle est appliquée. Dans un module intègre, la pression d'air baisse uniquement à cause de la diffusion de l'air à travers les pores de la membrane qui sont remplis d'eau. Lorsque les membranes ou les joints de colle comportent des défauts, la baisse de pression est plus rapide. La vitesse à laquelle la pression d'air diminue sert donc d'indicateur de l'intégrité de la membrane.

Kruithof et al. (2001) ont utilisé des tests de maintien du vide pour vérifier l'intégrité de caissons contenant des modules à fibres creuses d'UF et de caissons contenant des modules spiralés d'OI. Cette technique consiste à appliquer un vide partiel du côté perméat et à suivre à quelle vitesse le vide va diminuer. Comme pour les tests de maintien de la pression, cette vitesse de diminution du vide sert d'indicateur de l'intégrité de la membrane (voir la norme ASTM D-3923).

Les fournisseurs d'équipement devraient fournir une valeur de référence de variation de la perte de pression ou de vide pour les modules intègres ou cela devrait être établi par des tests spécifiques.

Détection acoustique (Agence de l'Eau Seine-Normandie, 1999)

Cette technique s'applique aux modules à fibres creuses. Les mesures sont effectuées à l'aide d'un hydrophone placé sur chaque module de filtration. En présence d'une ou plusieurs fibres cassées, il y a augmentation du niveau sonore. Il semble que le mode de fonctionnement le plus approprié soit la filtration frontale en raison du niveau de bruit de fond plus faible (pas de pompe de recirculation). Des mesures sont possibles en filtration tangentielle et en rétrolavage mais la différence de signal entre un module intègre et un module avec une fibre cassée est moins importante que dans le cas de la filtration frontale. Il est possible de détecter une fibre cassée parmi 18000 fibres.

9.10.3.7 Prévention du colmatage

Les canaux d'écoulement tangentiels peuvent être obstrués et les membranes peuvent être colmatées par les substances qui se trouvent dans l'eau brute. Plus les canaux d'écoulement tangentiels sont fins et plus le risque d'obstruction est grand. Ce problème est généralement réglé en pré-filtrant les particules qui pourraient amener une obstruction trop importante des canaux d'écoulement tangentiels et donc causer une augmentation indue de la perte de charge à travers les modules. Pour les fibres creuses Int.-Ext., Cheryan (1998) recommande d'enlever les particules dont la taille excède 1/10 du diamètre interne des fibres et Anselme et Jacobs (1996) mentionnent que la pré-filtration varie de 50 à 200 μm . Pour les modules spiralés, la pré-filtration varie généralement de 1 à 25 μm . Pour les tubes et pour les fibres creuses Ext-Int, il n'est pas nécessaire de faire une pré-filtration pour éviter l'obstruction des canaux d'écoulement tangentiels mais cela peut être utilisé pour limiter le colmatage des membranes dû au dépôt des particules ou pour limiter l'abrasion de la surface des membranes (voir ci-dessous).

Le colmatage des membranes dépend de la nature et de la concentration des particules au voisinage de la surface de la membrane (voir section 9.10.1 du volume 2). Le colmatage amène une baisse de la perméabilité des membranes et, éventuellement, une augmentation de leur capacité de séparation. Dans le domaine de l'eau potable, les agents qui peuvent colmater les membranes sont des particules inertes fines, les micro-organismes (formation d'un biofilm), les colloïdes organiques et les sels inorganiques. Le colmatage dû aux particules dépend de leur taille et de la vitesse de perméation (Wiesner et Aptel, 1996). La turbidité est parfois utilisée comme indicateur de colmatage mais il faut rappeler que la turbidité ne renseigne pas sur la taille des particules.

La stratégie générale de prévention du colmatage consiste soit à enlever les agents colmatants ou à éviter qu'ils colmatent les membranes. Cette deuxième voie peut être réalisée en ajustant les conditions d'opération ou en transformant les espèces colmatantes en des composés moins colmatants.

Au niveau du pré-traitement, la prévention du colmatage peut prendre les formes suivantes :

- Pré-filtration;
- Enlèvement plus poussé des particules et des colloïdes par un autre procédé membranaire ou par un traitement conventionnel;
- Ajustement de pH (acidification) pour déplacer les équilibres de solubilité des sels susceptibles de précipiter (sels de fer, de manganèse, de calcium, de baryum, etc.);
- Ajout d'un agent anti-tartre pour empêcher le dépôt de sels à la surface des membranes;
- Coagulation de la MON car, a priori, l'effet colmatant des floccs est moins fort que celui des colloïdes;
- Enlèvement du fer qui pourrait précipiter; en effet, tout dépendant des conditions d'oxydoréduction, le fer ferreux (Fe^{2+}) peut s'oxyder et former des précipités susceptibles de se déposer à la surface des membranes; il est possible aussi d'agir au niveau de la chimie de l'eau (voir ci-dessus).

L'autre stratégie de prévention du colmatage consiste à limiter l'accumulation des agents colmatants à la surface de la membrane. Comme cela est indiqué à la section 9.10.1 du volume 2, la réduction de la vitesse de filtration (ou vitesse de perméation) réduit les risques de colmatage et amène à opérer les systèmes membranaires à plus faible pression transmembranaire. À moins de trouver une membrane ayant une perméabilité plus importante et une capacité de séparation équivalente, cette approche occasionne une augmentation de la surface de membrane. L'autre manière de diminuer l'accumulation à la surface de la membrane est d'augmenter le rétrotransport des agents colmatants vers le cœur de l'écoulement (voir la section 9.10.1 du volume 2). Le colmatage biologique peut être limité en faisant des désinfections régulières du système. Le choix des solutions désinfectantes est alors limité par la nature du matériau membranaire.

Les stratégies de prévention du colmatage peuvent évidemment être combinées.

9.10.3.8 Techniques de nettoyage des membranes

La filtration de l'eau brute est arrêtée pour permettre le nettoyage des membranes lorsqu'une consigne de perte de charge maximale due à l'écoulement tangentiel et/ou une consigne de pression transmembranaire maximale et/ou lorsqu'une consigne de temps est atteinte. Le nettoyage des membranes vise à limiter le colmatage irréversible des membranes et donc à limiter la perte irréversible de perméabilité, et par le fait même, à prolonger la durée de vie des membranes. Les différentes techniques de nettoyage sont :

- Le rinçage;
- Le rétrolavage à l'eau ou à l'air (d'après USEPA, 2001, les fréquences des rétrolavages varient de 15 à 60 min tandis que les durées des rétrolavages varient de 30 s à 3 min);
- Le nettoyage mécanique avec une balle de mousse (uniquement pour les modules tubulaires et pour le colmatage avec la MON des eaux de surface);
- Le nettoyage chimique de la membrane (trempage et/ou circulation de solution nettoyante).

Un rinçage des membranes a avantage à être fait à haute vitesse d'écoulement tangentiel et à faible pression transmembranaire pour favoriser le plus possible la remise en solution des agents

colmatants. La fréquence et la durée des rétrolavages doivent être ajustées au cas par cas. Ce type de nettoyage est utilisé actuellement surtout avec les membranes à fibres creuses (voir tableau 9-1). Le nettoyage mécanique des membranes permet d'espacer les nettoyages chimiques, ce qui représente un avantage particulièrement dans le cas des petits systèmes. Les agents nettoyants sont énumérés à la section 9.10.3.5 du volume 2. Suivant les spécifications du fabricant de la membrane et suivant les applications, il peut être utile de chauffer la solution de lavage à condition de respecter la limite de température imposée par le fabricant de membranes. La solution de lavage est recirculée; il faut donc prévoir un réservoir à cet effet. Un lavage chimique est toujours suivi d'un rinçage.

Il est important aussi de faire des désinfections périodiques des systèmes membranaires (circuits/compartiments d'alimentation et de perméat). Les fabricants de membranes donnent des recommandations précises quant aux produits à utiliser pour désinfecter les membranes sans les détériorer. Il faut mentionner que les micro-organismes se développent plus facilement dans les eaux stagnantes et que certaines espèces peuvent se développer même dans des eaux qui contiennent très peu de nutriments comme les perméats de NF et d'OI.

9.10.3.9 Contrôles et automatisation

Les procédés utilisant des membranes pour le traitement de l'eau potable sont relativement aisés à automatiser. En effet, les actions à poser sont simples, répétitives et souvent contrôlées par des paramètres pouvant facilement être mesurés comme la perte de charge au travers des membranes.

Par conséquent, même si les coûts d'immobilisation d'une usine complètement automatisée sont plus élevés, il est fortement recommandé d'emprunter cette voie, particulièrement dans le cas des petites municipalités afin de limiter les besoins en personnel qualifié tout en assurant un bon fonctionnement des installations.

L'automatisation, ou toute autre mesure visant à réduire le colmatage irréversible ou l'altération des membranes, présente un autre avantage : la durée de vie de celles-ci s'en trouvera fort probablement augmentée. Compte tenu de l'importance du coût de remplacement des membranes dans le coût total d'opération des usines, les montants additionnels requis pour l'automatisation de celles-ci représentent un bon investissement.

9.10.3.10 Paramètres de suivi

En plus des paramètres de qualité d'eau normés et des paramètres usuels d'opération en traitement d'eau, il est important de faire un suivi sur l'intégrité des systèmes (voir la section 9.10.3.6 du volume 2) et sur l'état des membranes. Ce deuxième type de suivi peut être fait en vérifiant régulièrement la perméabilité et, si possible, le taux de séparation d'une substance de référence. Ce suivi peut être fait également en analysant l'évolution des fréquences de lavage, l'évolution des pressions d'opération et les évolutions des taux de séparation de la MON et de la conductivité. Ce suivi doit être fait à la même échelle que le suivi de l'intégrité des membranes.

Le suivi à long terme permet de construire un précieux historique des membranes depuis le début de leur utilisation (base de données). Cet historique peut servir à ajuster les conditions d'opération et à prédire ou établir la durée de vie des membranes.

9.10.3.11 Santé et sécurité

Les usines de production d'eau potable utilisant des membranes présentent sensiblement les mêmes défis au niveau de la santé et de la sécurité qu'une usine conventionnelle. Ce sujet est abordé au chapitre 15.

Le seul élément méritant d'être souligné est que les procédés qui utilisent les membranes de type NUF, NF et OI fonctionnent à des pressions supérieures à ce qui est normalement observé dans les usines conventionnelles. Les opérateurs doivent être sensibilisés à cette situation lorsque requis.

9.10.4 Description des chaînes de traitement

9.10.4.1 Chaînes de traitement avec filtration sur membranes d'UMF

Cette section traite des applications en production d'eau potable des membranes d'UMF (voir figure 9-4), c'est-à-dire de celles qui permettent, dans la mesure où il n'y a pas de bris d'intégrité, de retenir les bactéries pathogènes, les kystes de protozoaires et la quasi-totalité des particules à l'origine de la turbidité. Cette catégorie correspond aux membranes classées à la limite de la MF et de l'UF et couvre aussi la partie supérieure du spectre de l'UF.

Les membranes d'UMF utilisées sans autre procédé de traitement retiennent partiellement les virus et enlèvent peu de MON. Pour enlever une fraction significative de la MON, il faut donc compléter la chaîne de traitement avec d'autres procédés comme cela est montré dans les sections qui suivent. Comme les membranes d'UMF n'atteignent pas a priori l'exigence pour les virus, il est important de mentionner que la filtration sur membrane d'UMF doit être complétée par une désinfection chimique.

Filtration sur membranes d'UMF + désinfection chimique (chaîne UMF-I au tableau 9-2)

Pour les **eaux de surface** où il s'agit uniquement de réduire la turbidité de l'eau et de désinfecter l'eau, une filtration sur membrane d'UMF suivie d'une désinfection chimique pour l'inactivation des virus peut être utilisée (voir figure 9-4a) (Yoo et al., 1995; Jacangelo et Buckley, 1996). Cette chaîne de traitement peut aussi être utilisée pour traiter des **eaux souterraines** karstiques (Doyen et al., 1992) qui subissent des variations importantes de turbidité.

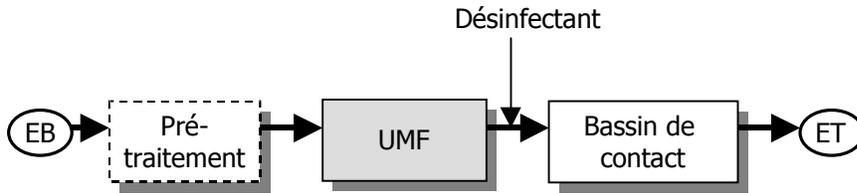
Les configurations qui sont utilisées actuellement dans cette application (Amérique du Nord et Europe) sont les modules à fibres creuses et les modules tubulaires en mode de filtration tangentielle ou frontale. Des systèmes avec caissons pressurisés et des systèmes à membranes immergées sont utilisés en Amérique du Nord et en Europe. La nécessité de faire une pré-filtration et le type de pré-filtration à utiliser dépendent de la qualité de l'eau brute, du type de module utilisé et de la stratégie de prévention du colmatage (voir section 9.10.3.7 du volume 2).

Coagulation-floculation + filtration sur membranes d'UMF + désinfection chimique (chaîne C-UMF-I au tableau 9-2)

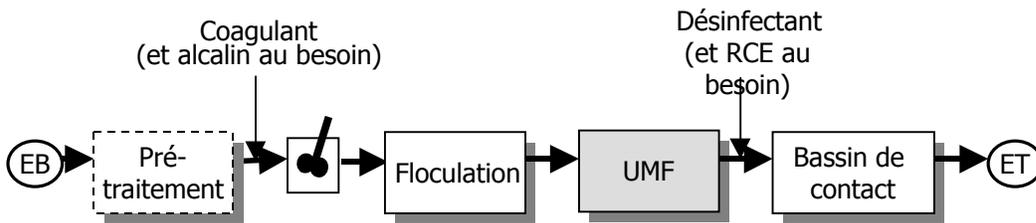
Lorsqu'en plus de la désinfection et de la réduction de la turbidité il est nécessaire de réduire la couleur et d'enlever une partie de la MON pour réduire la formation des SPD, une chaîne de traitement combinant la coagulation/floculation et la filtration sur membrane d'UMF est envisageable (Best et al. 2001) (voir figure 9-4b). Cette chaîne de traitement, qui s'apparente à la filtration directe, est applicable aux eaux de surface colorées et aux eaux souterraines contaminées par de la MON.

Figure 9-4 Chaînes de traitement avec filtration sur membranes d'UMF

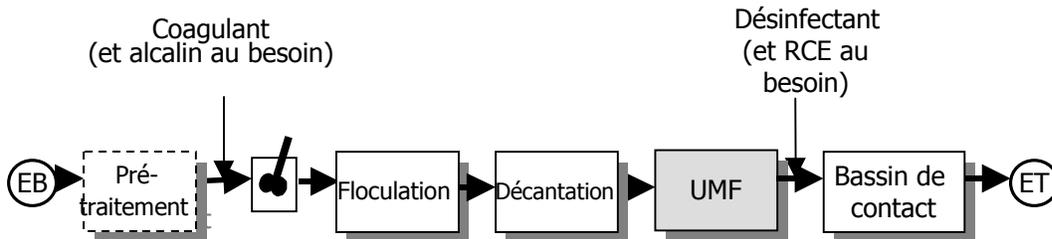
a) UMF simple



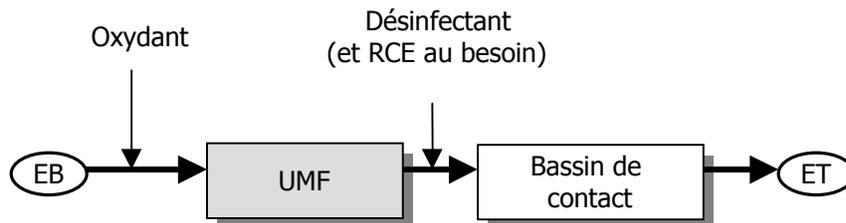
b) Coagulation -UMF



c) Coagulation-décantation-UMF



d) Oxydation-UMF



EB : Eau brute

ET : Eau traitée

RCE : Ré-équilibrage chimique de l'eau

--- : les étapes optionnelles sont représentées en traits pointillés

Comme dans un traitement conventionnel, seule la fraction coagulable de la MON est enlevée, ce qui représente généralement de 40 à 60% de la MON (exprimée en COT) tout dépendant de la nature des composés organiques. Rappelons qu'il existe des conditions particulières de pH et de dose de coagulant pour une coagulation optimale de la MON. La recherche de ces conditions optimales peut impliquer des essais en laboratoire et/ou des essais pilotes. Le lecteur est invité à consulter les sections 9.6 et 9.7 du volume 1 pour connaître les principes gouvernant la conception des étapes de coagulation et de floculation. Il faut rappeler aussi que la coagulation de la couleur amène une baisse significative de l'alcalinité. Un rééquilibrage chimique de l'eau (voir chapitre 13) en fin de traitement peut s'avérer nécessaire.

Actuellement, seuls des systèmes à membranes fibres creuses immergées sont utilisés dans ce type de traitement en Amérique du Nord. Cette configuration ne requiert pas de pré-filtration dans cette chaîne de traitement. Si d'autres configurations devaient être utilisées, il faudrait éventuellement ajouter une pré-filtration avant la filtration sur membrane (voir section 9.10.3.7 du volume 2).

Coagulation-floculation + décantation + filtration sur membranes d'UMF + désinfection chimique (chaîne C-D-UMF-I au tableau 9-2)

Cette chaîne de traitement est tout à fait similaire à une chaîne conventionnelle de traitement où la filtration sur lit granulaire aurait été remplacée par une filtration sur membrane de type 1 (voir figure 9-4c). Elle vise les mêmes objectifs que la chaîne présentée à la section précédente et possède des rendements qui sont supérieurs ou égaux à ceux obtenus avec une filière de traitement conventionnel. Elle est applicable essentiellement aux *eaux de surface* colorées et turbides. Par rapport à la chaîne précédente, elle permet, a priori, de traiter des eaux plus turbides et/ou de réduire le colmatage des membranes puisque l'étape de sédimentation permet d'enlever une grande partie des floes formés après la coagulation/floculation. Cependant, l'état des connaissances au moment de la rédaction de ce guide ne permet pas d'établir de limites précises à partir desquelles une étape de décantation doit être ajoutée.

Ce sont essentiellement des systèmes à fibres creuses qui sont actuellement utilisés dans ce type de traitement en Amérique du Nord. A priori, pour les membranes immergées, il n'est pas nécessaire de faire une pré-filtration juste avant la filtration sur membrane. Dans le cas des fibres creuses Int-Ext, Anselme et Jacob (1996) recommandent de faire une pré-filtration de 50 à 200 µm (voir section 9.10.3.7 du volume 2).

Cette filière de traitement peut aussi s'appliquer dans le cas particulier d'une usine de production d'eau potable existante utilisant une filière de traitement conventionnelle mais qui ne possède plus la capacité requise pour subvenir aux besoins des usagers (Côté et al., 2001). Les bassins de filtration sont alors recyclés en bassins pour membranes à fibres creuses immergées. D'après Côté et al. (2001), et tout dépendant de la configuration des installations existantes, le débit de filtration obtenu avec les membranes d'UMF pourrait être majoré d'un facteur variant entre deux et quatre par rapport aux filtres bi-couches d'un traitement conventionnel.

Oxydation + filtration sur membranes d'UMF + désinfection chimique (chaîne O-UMF-I au tableau 9-2)

Cette chaîne de traitement s'applique principalement au cas des *eaux souterraines* contenant du fer et/ou du manganèse mais le même principe de traitement peut être utilisé pour d'autres

contaminants qui peuvent être oxydés/précipités. Il s'agit essentiellement de faire une oxydation chimique du fer et du manganèse engendrant un précipité qui pourra être intercepté par les membranes d'UMF. Les critères de conception guidant le processus d'oxydation sont décrits à la section 8.5.1 de ce *Guide de conception*. Plusieurs types d'oxydants peuvent être utilisés : chlore, ozone, dioxyde de chlore, permanganate, peroxyde d'hydrogène, etc. Suite à l'oxydation, les membranes d'UMF sont en mesure d'enlever jusqu'à 99% du fer et/ou du manganèse (Schneider et al., 2001). Il est important de s'assurer que la membrane choisie est en mesure de résister à l'oxydant qui est injecté dans l'eau brute. La figure 9.4 présente un schéma de cette chaîne de traitement.

Une mise en garde est cependant applicable. L'ajout d'un oxydant peut engendrer la formation de sous-produits tel que décrit au chapitre 10 du présent *Guide de conception*. Ainsi, si l'eau brute contient des précurseurs de THM, l'utilisation du chlore comme oxydant est à proscrire car ce dernier engendrera des THM qui ne seront pas éliminés par les membranes d'UMF. La même remarque s'applique dans le cas de l'utilisation de l'ozone comme oxydant s'il y a présence de bromures dans l'eau brute. En effet, l'ozone réagira avec les bromures présents dans l'eau, ce qui provoquera la formation de sous-produits potentiellement cancérigènes non enlevés par les membranes d'UMF.

A priori, des membranes fibres creuses et tubulaires peuvent être employées dans ce type de traitement. La nécessité de faire une préfiltration, et le type de préfiltration à utiliser, dépendent de la qualité de l'eau brute, du type de module utilisé et de la stratégie de prévention du colmatage (voir section 9.10.3.7 du volume 2).

Adsorption sur charbon actif en poudre + filtration sur membrane d'UMF + désinfection chimique (chaîne A-UMF-I au tableau 9-2)

Pour des raisons technico-économiques, la chaîne de traitement comprenant un ajout de charbon actif en poudre (CAP) suivi d'une filtration sur membranes d'UMF s'applique plutôt aux cas où il est nécessaire d'enlever des contaminants qui sont réfractaires à la coagulation/floculation mais qui peuvent être enlevés par adsorption. Cela s'applique par exemple à l'enlèvement des pesticides. Ce type de traitement peut servir aussi à un enlèvement plus ou moins poussé de la fraction non coagulable du COD. Cette chaîne peut être utilisée pour le traitement des eaux de surface ou encore des eaux souterraines contaminées par des composés organiques.

Les doses de réactifs à employer et les temps de contact requis (cinétique d'adsorption) doivent être choisis en fonction des objectifs d'enlèvement qui sont visés. Des essais en laboratoire et/ou des essais pilotes peuvent s'avérer nécessaires. Cela est d'autant plus important que le coût du CAP est généralement assez élevé.

L'ajout de CAP peut être combiné avec la coagulation/floculation, ce qui équivaut à combiner différentes chaînes de traitement présentées auparavant. L'ajout de CAP peut être occasionnel ou continu.

A priori, des membranes fibres creuses et tubulaires peuvent être employées dans ce type de traitement. La nécessité de faire une pré-filtration, et le type de pré-filtration à utiliser, dépendent de la qualité de l'eau brute, du type de module utilisé et de la stratégie de prévention du colmatage (voir section 9.10.3.7 du volume 2).

9.10.4.2 Chaînes de traitement avec filtration sur membranes de NF

Cette section traite des applications en production d'eau potable des membranes de NF dont le seuil de coupure est inférieur à 600 Daltons (voir figure 9.5). À moins d'un bris d'intégrité, ces membranes permettent de retenir les micro-organismes pathogènes et les particules à l'origine de la turbidité. Ces membranes permettent en plus de retenir la majeure partie de la MON et de retenir directement une fraction importante des ions bivalents (AWWA, 1999B). Tout dépendant de leur seuil de coupure, de leur charge de surface et des conditions d'opération, ces membranes permettent aussi un enlèvement partiel des ions monovalents. L'enlèvement d'une forte proportion de la MON se traduit par un très bon enlèvement de la couleur ainsi que des précurseurs de THM. Elles permettent aussi de retenir d'autres composés organiques dissous synthétiques tout dépendant de la masse molaire et de la nature de ces composés.

Les paragraphes suivants s'appliquent à décrire des chaînes de traitement faisant intervenir des membranes de NF.

Simple filtration sur membranes de NF (chaîne NF au tableau 9-2)

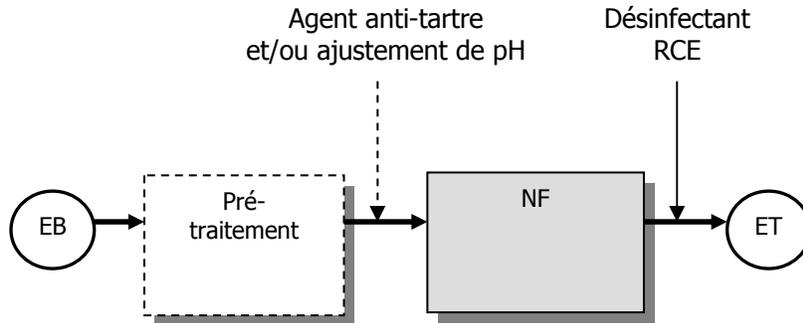
Une filtration sur membranes de NF peut constituer un traitement complet dans au moins deux cas (voir figure 9-5a) :

- Désinfection, réduction de la turbidité et enlèvement poussé du COD des eaux de surface colorées ou des eaux souterraines sous influence d'eaux de surface;
- Traitement des eaux souterraines, sous ou sans influence d'eaux de surface, qui contiennent un ou plusieurs des ions suivants en quantité excédant les objectifs de traitement :
 - réduction de la dureté (adoucissement, enlèvement Ca^{2+} , Mg^{2+});
 - réduction partielle de la salinité et/ou enlèvement partiel d'ions monovalents (Na^+ , Cl^- , NO_3^- , etc.);
 - enlèvement des sulfates (SO_4^-) et autres ions bivalents.

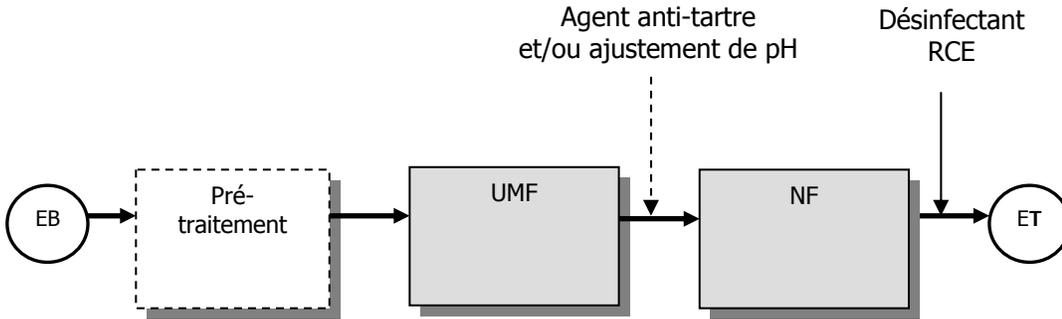
Dans le premier cas, les membranes visent un enlèvement poussé des précurseurs de formation de SPD et une réduction très forte de la demande en désinfectant, ce qui peut permettre de réduire la dose de désinfectant à ajouter en post-désinfection. Les membranes permettent a priori une désinfection complète mais l'intégrité des systèmes est particulièrement importante dans ce cas puisque la membrane est la seule étape de traitement (à moins d'ajouter une étape de désinfection après les membranes, voir section 9.10.2 du volume 2). La réduction de la turbidité est aussi complète. Un rééquilibrage chimique de l'eau peut être nécessaire après la filtration sur membrane à cause de l'enlèvement des ions effectué par les membranes (voir chapitre 13).

Figure 9-5 Chaînes de traitement avec filtration sur membranes de NF

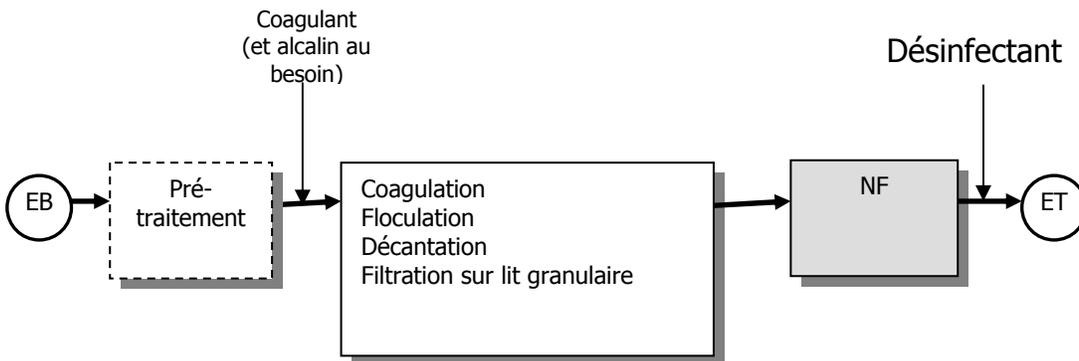
a) NF simple



b) UMF-NF



c) Traitement conventionnel-NF



EB : Eau brute
 ET : Eau traitée
 RCE : Ré-équilibre chimique de l'eau
 ---- : Les étapes optionnelles sont représentées en traits pointillés

Dans le deuxième cas, les membranes visent un enlèvement direct des ions bivalents et/ou d'une partie des ions monovalents. La pression osmotique peut être significative. Elle peut être évaluée à partir de la conductivité de l'eau. La précipitation des sels à la surface des membranes doit être évitée pour qu'il n'y ait pas colmatage des membranes (voir sections 9.10.3 des volumes 1 et 2). Cet objectif peut être atteint en ajoutant un agent anti-tartre ou en contrôlant les conditions de pH et de potentiel redox. En présence de fer, il est essentiel d'éviter le contact avec l'oxygène de l'air qui aurait pour effet de faire oxyder et précipiter le fer.

Le pré-traitement et les conditions d'opération à appliquer dépendent de la qualité de l'eau brute et du type de module utilisé. Pour les modules spirales, AWWA (1999B) recommande de ne pas dépasser un SDI de 5%/min à l'entrée des modules. Il faut ajouter une pré-filtration fine (1 à 25 µm) en amont de la filtration sur membrane pour limiter les risques d'obstruction des canaux d'écoulement tangentiels. Cette exigence est due à la finesse des canaux d'écoulement tangentiels et à l'impossibilité de faire des rétrolavages dans ce type de module. La turbidité de l'eau brute va alors déterminer la fréquence de nettoyage/régénération des pré-filtres. Pour les eaux de surface, cette fréquence va varier très significativement en fonction des saisons à cause des variations de la qualité de l'eau brute. Pour une eau souterraine non influencée par une eau de surface, cette fréquence devrait être beaucoup plus faible considérant que la turbidité de l'eau brute devrait être plus faible qu'en eau de surface. Il est difficile de fixer une limite de turbidité à l'eau brute pour cette chaîne de traitement (pré-filtration + filtration sur membranes de NF avec modules spirales) mais on peut noter que pour la grande majorité des applications actuelles la turbidité de l'eau brute ne dépasse pas quelques UTN.

S'il s'agit de modules tubulaires, ou d'autres configurations qui ne possèdent pas de fins canaux d'écoulement tangentiel, il n'est pas obligatoire de faire une pré-filtration mais cela est recommandé pour augmenter la durée de vie des membranes et pour éviter l'abrasion de la surface des membranes.

Filtration sur membranes d'UMF + filtration sur membranes de NF

Dans la section précédente, il est mentionné que la filtration sur membranes de NF permet de traiter des eaux de surface colorées mais que le prétraitement et/ou les conditions d'opération doivent être adaptés à la qualité de l'eau brute, et ce pour limiter le colmatage des membranes et l'obstruction des canaux d'écoulement tangentiels. Lozier et al. (1997) proposent de faire une filtration sur membranes d'UMF comme prétraitement à la filtration sur membranes de NF pour réduire la vitesse de colmatage des membranes. Cette combinaison est connue sous l'appellation de "système membranaire intégré" ("Integrated Membrane System") dans la littérature technique. Cette combinaison permet d'enlever les particules en suspension et une partie des colloïdes avant la filtration sur membranes de NF et donc d'augmenter la vitesse de filtration ou d'espacer les lavages des membranes de NF. Cela permet aussi d'ajouter une barrière supplémentaire pour les micro-organismes pathogènes, ce qui rend la question de l'intégrité moins critique que dans le cas précédent. Par contre, les coûts de construction et de production augmentent très significativement a priori.

Combinaison d'un traitement conventionnel avec une filtration sur membranes de NF

L'ajout d'une filtration sur membranes de NF à une chaîne conventionnelle permet d'augmenter le niveau d'enlèvement de la MON et d'ajouter une barrière supplémentaire pour la désinfection. On parle alors d'affinage par membrane. Cette chaîne de traitement permet de traiter des eaux de surface très chargées en matières en suspension, en MON et en micro-organismes pathogènes. Ce traitement permet, à un coût élevé, de produire une eau de très bonne qualité à partir d'une eau brute fortement contaminée. Comme dans le cas précédent (combinaison membrane d'UMF + membrane de NF), cette chaîne de traitement comprend plusieurs barrières pour les micro-organismes pathogènes.

9.10.4.3 Chaînes de traitement avec filtration sur membranes de NUF

Les membranes de NUF ont en commun de pouvoir retenir les virus et les autres micro-organismes pathogènes (à condition d'en faire la démonstration et de maintenir l'intégrité du système membranaire). Elles permettent aussi de retenir la quasi-totalité des particules à l'origine de la turbidité. Cette catégorie de membrane couvre une large gamme de taux de séparation de la MON allant de près de 0 à plus de 70%. Les chaînes de traitement qui font appel aux membranes de NUF sont similaires aux chaînes de traitement qui utilisent les membranes d'UMF ou similaires à celles qui utilisent les membranes de NF tout dépendant du seuil de coupure des membranes.

9.10.4.4 Chaînes de traitement avec filtration sur membranes d'OI

Dans le domaine de l'eau potable, la principale application des membranes d'OI est le traitement des eaux de mer (plus de 30 000 mg/L de solides totaux dissous) et des eaux souterraines saumâtres (1500 à 3000 mg/L de solides totaux dissous). Elles sont donc utilisées lorsque des taux d'enlèvement très élevés des ions monovalents sont requis. Les membranes d'OI s'appliquent également à l'enlèvement des contaminants suivants :

- Les pesticides;
- Les radionucléides;
- L'arsenic;
- Le bore;
- Les nitrites seuls;
- Les nitrites-nitrates.

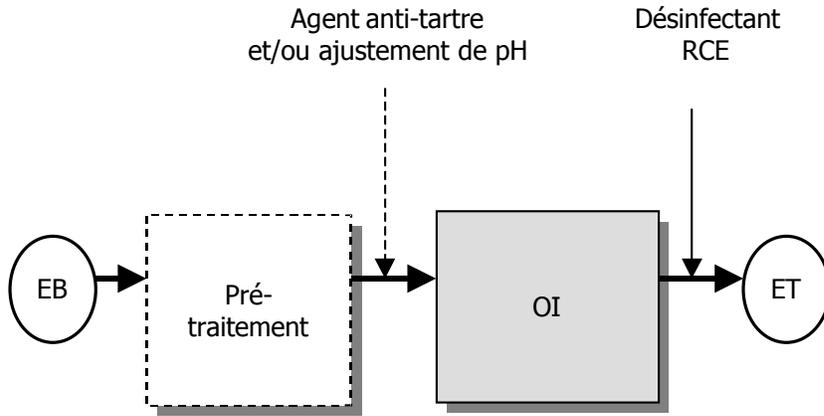
Compte tenu que ce sont les modules spiralés qui sont surtout utilisés dans ce type de traitement, il y a un prétraitement (1 à 25 µm) avant la filtration sur membranes d'OI. Dans certains cas, le prétraitement peut être constitué de membranes d'UMF (Kruithof et al., 2001).

Les précautions à prendre avec ce type de traitement sont les mêmes que celles qui s'appliquent aux chaînes de filtration simple sur membranes de NF pour les eaux souterraines. Il est particulièrement important en OI de vérifier si les limites de solubilité des sels seront dépassées dans les modules membranaires afin d'éviter le colmatage. Le lecteur peut se référer au manuel de l'AWWA (1999B) à ce sujet. Par ailleurs, étant donné que la plupart des sels sont retenus par

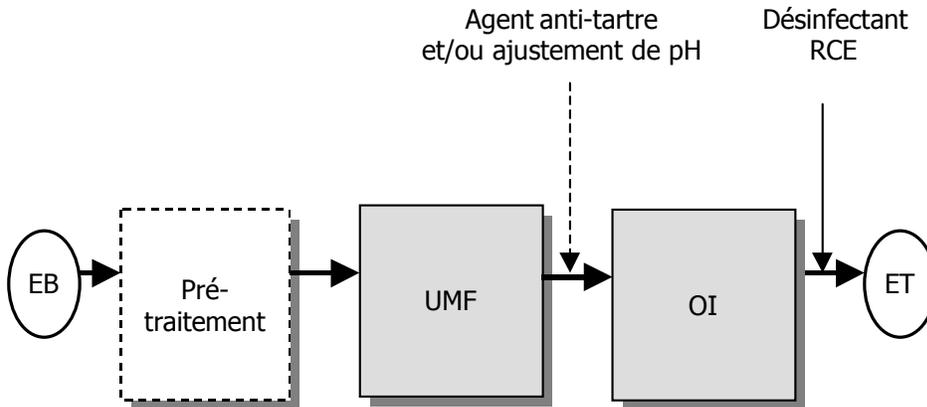
les membranes d'OI, un post-traitement doit nécessairement être prévu pour l'ajustement du pH, de l'alcalinité et de l'agressivité de l'eau. À cet égard, le lecteur est invité à consulter le chapitre 13 du *Guide de conception*. Les chaînes de traitement faisant appel aux membranes d'OI sont présentées à la figure 9-6.

Figure 9-6 Chaînes de traitement avec filtration sur membranes d'OI

a) OI simple



b) UMF-OI



EB : Eau brute

ET : Eau traitée

RCE : Ré-équilibrage chimique de l'eau

---- : Les étapes optionnelles sont représentées en traits pointillés

9.10.5 Exemples de redondance relative aux systèmes membranaires

Comme suite aux éléments de redondance présentés à la section 9.10.3.3 du volume 1 du *Guide de conception*, les deux exemples suivants vont permettre d'illustrer le principe de redondance dans le cas d'une petite et d'une grande installation.

Exemple 1 : redondance dans le cas d'une petite installation

Pour traiter le débit journalier maximum de conception d'une petite municipalité, le concepteur détermine qu'il doit installer 64 modules membranaires spiralés dans des caissons de 4 membranes. Il doit donc installer 16 caissons.

Cas A : 1 train de 1 étage

Puisqu'il n'a qu'un seul train de un étage, le concepteur installera 16 caissons en parallèle. La redondance demandée est alors d'au moins 10 % de caissons de plus, soit 2 caissons. Le train comportera donc 18 caissons.

Cas B : 1 train de 2 étages

À la suggestion du promoteur, le concepteur répartit les caissons sur deux étages pour augmenter le taux de récupération, soit 10 caissons sur le premier étage et 6 sur le deuxième. La redondance demandée est alors d'un caisson supplémentaire par étage. Le train comportera donc 18 caissons.

Cas C : 2 trains de 1 étage

Le promoteur suggère au concepteur d'installer 2 trains de 1 étage en répartissant également les caissons sur chaque train afin de faciliter l'opération lors des nettoyages. La redondance demandée est alors d'ajouter un caisson de plus par train. Chaque train comportera donc 9 caissons, soit un total de 18 caissons.

Exemple 2 : redondance dans le cas d'une grande installation

Pour traiter le débit journalier maximum de conception d'une grande municipalité, le concepteur détermine qu'il doit installer 1000 modules membranaires de fibres creuses dans des caissons de 1 module. Il doit donc installer 1000 caissons. Selon les modèles offerts par le promoteur et en fonction de l'espace disponible ainsi que des accessoires hydrauliques requis, chaque train ne peut comporter plus de 30 caissons. Pour répartir les caissons également parmi les trains, le concepteur choisit de mettre 25 caissons par train, soit un total de 40 trains (1000 caissons au total).

Cas A : redondance sur chacun des trains

Comme chaque train comporte 25 caissons, la redondance demandée est alors d'au moins 10 % de caissons de plus, soit 3 caissons par train. Il y aura donc 40 trains de 28 caissons, soit un total de 1 120 caissons.

Cas B : redondance en nombre de trains

Au lieu d'appliquer la redondance sur le nombre de caissons par train, le concepteur décide d'appliquer la redondance en ajoutant un train supplémentaire, comme on ajoute un filtre supplémentaire dans le cas de la filtration conventionnelle. En procédant ainsi, l'installation comporte 41 trains de 25 caissons, soit un total de 1 025 caissons.

VOLUME 2

CHAPITRE 10

10	DÉSINFECTION ET CONTRÔLE DES SOUS-PRODUITS	10-3
10.2	CHOIX DES OBJECTIFS DE TRAITEMENT	10-3
	10.2.2 Normes minimales de traitement pour les eaux de classe I	10-3
10.3	CALCUL DE LA PERFORMANCE DES FILIÈRES DE TRAITEMENT (LOG DE RÉDUCTION)	10-4
	10.3.2 Évaluation de l'efficacité hydraulique des bassins de contact	10-4
10.4	REVUE ET CHOIX DU MODE DE DÉSINFECTION	10-5
	10.4.1 Chlore.....	10-5
	10.4.1.1 Chimie du chlore.....	10-5
	10.4.1.2 Fabrication du chlore	10-6
	10.4.1.3 Doses typiques de chlore	10-7
	10.4.1.4 Diminution des précurseurs de THM	10-7
	10.4.1.5 Effet des conditions environnementales sur l'efficacité de la chloration	10-8
	10.4.2 Ozone.....	10-10
	10.4.2.1 Applications de l'ozonation	10-10
	10.4.2.2 Production d'ozone à partir d'oxygène.....	10-12
	10.4.2.3 Particularités du système d'alimentation en gaz	10-12
	10.4.2.4 Particularités des générateurs d'ozone.....	10-13
	10.4.2.5 Particularités des bassins de mélange	10-14
	10.4.2.6 Influence sur les autres traitements.....	10-18
	10.4.2.7 Filtration biologique	10-18
	10.4.2.8 Effet des conditions environnementales sur l'efficacité de l'ozonation.....	10-20
	10.4.2.9 Niveaux d'exposition maximum à l'ozone	10-21
	10.4.3 Monochloramines.....	10-22
	10.4.3.1 Généralités	10-22
	10.4.3.2 Principales applications	10-22
	10.4.3.3 Points d'injection.....	10-23
	10.4.3.4 Sous-produits de désinfection.....	10-23
	10.4.3.5 Paramètres de conception	10-24
	10.4.3.6 Effets des conditions environnementales sur l'efficacité de la chloramination	10-27
	10.4.3.7 Passage de la chloration à la chloramination.....	10-28
	10.4.3.8 Effets possibles de la chloramination sur l'ensemble du traitement	10-29
	10.4.3.9 Nitrification.....	10-30
	10.4.3.10 Goût et odeur	10-32
	10.4.3.11 Corrosion	10-33
	10.4.3.12 Considérations pour le dosage et l'injection des chloramines ..	10-33

10 DÉSINFECTION ET CONTRÔLE DES SOUS-PRODUITS

10.2 Choix des objectifs de traitement

10.2.2 Normes minimales de traitement pour les eaux de classe I

L'USEPA (1991; 2000; 2006) a émis des objectifs additionnels de traitement selon les concentrations de protozoaires mesurées dans les eaux brutes. Ces objectifs sont reproduits au tableau 10-3. Toutefois, les objectifs additionnels de traitement qui s'appliquent au Québec sont ceux présentés au tableau 10-2 du volume 1.

Tableau 10-3 : Objectifs américains de traitement recommandés selon la qualité microbiologique des eaux brutes (USEPA, 1991; 2000; 2006)

Kystes de <i>Giardia</i> ¹		Oocystes de <i>Cryptosporidium</i> ¹	
Concentration à l'eau brute (kystes/100 L)	Objectif de réduction	Concentration à l'eau brute (oocystes/100 L)	Objectif de réduction
< 1	3 log	< 7,5	2 log
1 – 10	4 log	7,5 - 100	3 log
10 – 100	5 log	100 – 300	4 log
100 – 1000	6 log	> 300	4,5 log

1 : Moyenne arithmétique annuelle.

Le choix d'objectifs additionnels selon le tableau 10-3 implique que le concepteur dispose d'une base de données suffisantes décrivant la présence de *Giardia* et *Cryptosporidium* dans les eaux à traiter. Or, cette base de données devrait idéalement inclure de 26 à 52 analyses réparties sur une période d'une année. Compte tenu de la complexité, des coûts élevés et de l'incertitude reliée à ce type d'analyse, l'accès à une telle source d'informations est très limité.

10.3 Calcul de la performance des filières de traitement (log de réduction)

10.3.2 Évaluation de l'efficacité hydraulique des bassins de contact

L'ensemble de cette section a été mise à jour et déplacée dans la section 11.1 du chapitre 11 du volume 2 du guide.

10.4 Revue et choix du mode de désinfection

10.4.1 Chlore

10.4.1.1 Chimie du chlore

Le chlore destiné à la désinfection se retrouve normalement sous l'une des trois formes suivantes : gazeux, hypochlorite de sodium ou hypochlorite de calcium. Les sections qui suivent décrivent brièvement chacun de ces produits.

Chlore gazeux

Le chlore gazeux est rapidement hydrolysé dans l'eau pour donner de l'acide hypochloreux (HOCl) selon la réaction suivante :



On prendra note que l'addition de chlore gazeux dans l'eau en réduit le pH, car cela entraîne la formation d'un ion hydrogène.

L'acide hypochloreux est un acide faible (un pK_a d'environ 7,5), ce qui signifie qu'il se dissocie légèrement en ions hydrogène et hypochlorite, tel que le montre l'équation 10-7 :



Quand le pH se situe entre 6,5 et 8,5, la dissociation demeure incomplète et les deux espèces (HOCl et OCl^-) sont présentes jusqu'à un certain point (White, 1992). À un pH inférieur à 6,5 le HOCl ne se dissocie pas, alors qu'à un pH de 8,5 la dissociation en OCl^- est complète. Comme l'effet germicide de HOCl est beaucoup plus important que celui d' OCl^- , il est préférable d'effectuer la chloration à un pH plus bas.

Hypochlorite

En plus du chlore gazeux, on peut se procurer le chlore sous forme d'hypochlorite aqueux ou solide. L'hypochlorite de sodium représente la forme aqueuse la plus courante. Pour ce qui est de la forme solide, c'est l'hypochlorite de calcium qu'on utilise le plus souvent (White, 1992).

Hypochlorite de sodium

On produit l'hypochlorite de sodium en dissolvant du chlore gazeux dans une solution d'hydroxyde de sodium. De manière générale, une solution d'hypochlorite de sodium contient 12,5% de chlore disponible (White, 1992) et un gallon de solution renferme l'équivalent d'une livre de chlore.

L'équation suivante illustre la réaction qui se produit entre l'hypochlorite de sodium et l'eau :



L'équation 10-8 montre que l'ajout d'hypochlorite de sodium dans l'eau entraîne la formation d'acide hypochloreux, un peu comme dans le cas de l'hydrolyse du chlore gazeux (voir équation

10-6). Toutefois, contrairement à l'hydrolyse du chlore, l'ajout d'hypochlorite de sodium dans l'eau produit un ion hydroxyle qui fait grimper le pH. De plus, comme on utilise de l'hydroxyde de sodium en excès pour fabriquer l'hypochlorite de sodium, cela fait encore davantage augmenter le pH.

Hypochlorite de calcium

On fabrique l'hypochlorite de calcium à partir du précipité issu de la dissolution de chlore gazeux dans une solution d'oxyde de calcium (chaux vive) et d'hydroxyde de sodium. L'hypochlorite de calcium granulaire du commerce contient habituellement 65% de chlore disponible. Cela signifie que 1,5 g de ce produit renferme l'équivalent d'un g de chlore. L'équation 10-9 illustre la réaction qui a lieu entre l'hypochlorite de calcium et l'eau :



D'après cette équation, on voit que l'addition d'hypochlorite de calcium dans l'eau produit elle aussi de l'acide hypochloreux, de manière similaire à l'hydrolyse du chlore gazeux (équation 10-6). Comme dans le cas de la solution d'hypochlorite, cet ajout entraîne la formation d'ions hydroxyles, qui font augmenter le pH de l'eau.

10.4.1.2 Fabrication du chlore

Il est possible depuis peu de fabriquer sur place le chlore utilisé pour le traitement. Ces générateurs, qui ne nécessitent que du sel et de l'électricité, permettent au fournisseur d'eau de respecter les normes relatives à la désinfection et aux concentrations résiduelles. Ils sont de plus capables de fonctionner sans surveillance dans des endroits isolés. Parmi les facteurs à considérer pour cette option, il y a le coût, la concentration de la saumure produite, la facilité de se procurer les matières premières et la fiabilité du procédé (AWWA et ASCE, 1997).

Chlore gazeux

On peut produire du chlore gazeux de plusieurs façons, y compris par l'électrolyse d'une saumure alcaline ou d'acide chlorhydrique, par une réaction entre du chlorure de sodium et de l'acide nitrique ou encore par l'oxydation de l'acide chlorhydrique. Environ 70% du chlore fabriqué aux États-Unis l'est par électrolyse d'une eau salée et de solutions caustiques à l'intérieur d'une cellule à diaphragme (White, 1992). Comme le chlore est un composé stable, il est généralement fait à l'extérieur par un fabricant de produits chimiques. Une fois produit, le chlore est liquéfié et mis sous pression pour son transport vers les lieux de traitement, dans des wagons-citernes, des camions-citernes ou des bouteilles.

Hypochlorite de sodium

Il est possible de produire sur place des solutions diluées (moins de 1%) d'hypochlorite de sodium par un procédé de traitement électrochimique qui utilise une solution salée. Habituellement, on désigne l'hypochlorite de sodium sous le nom d'eau de Javel ou de blanchisseur liquide. Les solutions d'hypochlorite de sodium de qualité commerciale ou industrielle titrent généralement entre 10 et 16%. La stabilité de la solution dépend de la concentration en hypochlorite, de la température d'entreposage, de la durée de l'entreposage, des impuretés contenues dans la solution et de son exposition à la lumière. La décomposition de

l'hypochlorite dans le temps peut avoir une incidence sur le dosage effectué, de même qu'il peut engendrer des sous-produits indésirables tels que les ions chlorite et chlorate (Gordon *et al.*, 1995). De nombreux fournisseurs d'eau potable, en raison des difficultés liées à l'entreposage de l'hypochlorite, évaluent la possibilité de le produire sur place plutôt que de l'acheter du fabricant ou d'un distributeur (USEPA, 1998b).

Hypochlorite de calcium

Pour produire de l'hypochlorite de calcium, on doit d'abord faire de l'acide hypochloreux en ajoutant de l'oxyde de carbone à l'eau, puis le neutraliser à l'aide d'un lait de chaux, ce qui donne une solution d'hypochlorite de calcium. On retire ensuite l'eau de la solution pour obtenir de l'hypochlorite de calcium granulaire. Le produit final contient normalement jusqu'à 70% de chlore disponible et de 4 à 6% de chaux. L'entreposage d'hypochlorite de sodium représente un danger considérable. En aucun cas, il ne faut l'entreposer près de sources possibles de chaleur, ni permettre qu'il entre en contact avec une substance organique facilement oxydable (USEPA, 1998b).

10.4.1.3 Doses typiques de chlore

Au tableau 10-4, on retrouve les doses typiques employées pour chaque type de chlore. La grande variabilité dans les doses de chlore gazeux résulte fort probablement de ce qu'il sert à la fois d'oxydant et de désinfectant. Bien que l'hypochlorite de sodium et l'hypochlorite de calcium puissent aussi remplir les deux rôles, leur coût plus élevé décourage parfois le choix de cette option.

Tableau 10-4 : Doses typiques de chlore utilisées dans des installations de traitement d'eau potable

Composé chloré	Échelle de doses
Hypochlorite de calcium	0,5–5 mg/L
Hypochlorite de sodium	0,2–2 mg/L
Chlore gazeux	1–16 mg/L

Source : SAIC (1998) tel qu'adapté de l'examen par l'USEPA des *Initial Sampling Plans* des systèmes publics d'approvisionnement en eau, préparés dans le cadre de l'Information Collection Rule (ICR).

10.4.1.4 Diminution des précurseurs de THM

Les études ont montré que, de manière générale, l'enlèvement des précurseurs des THM diminue le risque de formation des autres sous-produits de désinfection. D'habitude, la quantité totale de sous-produits formés diminue proportionnellement au degré d'enlèvement du COT. Selon de récents travaux de recherche, le déplacement du point de chloration vers l'aval du processus de traitement réduit parfois la quantité de sous-produits de désinfection.

Récemment, Summers *et al.* (1997) ont repris les résultats de quatre études qui évaluaient l'effet du prétraitement sur la formation des sous-produits de désinfection. Des essais de floculation (*jar Test*) ont reproduit le traitement de l'eau par mélange rapide, coagulation, floculation et décantation. Du chlore y était ajouté à différentes étapes afin de simuler l'effet que produirait ce dosage en différents points sur la formation de sous-produits. Les résultats ont clairement

démontré les avantages de reporter les points de chloration en aval de la chaîne de traitement et de profiter ainsi de l'enlèvement des précurseurs par la floculation et la décantation. Le tableau 10-5 présente un résumé des résultats de cette étude.

Tableau 10-5 : Pourcentage de réduction des sous-produits de désinfection obtenu grâce au déplacement de la chloration en aval du traitement

Point de chloration	THM standard * (%)	THM Accrue ** (%)	HAA5 Standard * (%)	HAA5 Accrue ** (%)
Avant le mélange rapide	Donnée de référence	17	Donnée de référence	4,7
Après le mélange rapide	1,6	21	5,3	21
Au milieu de la floculation	8,7	36	14	36
Après la décantation	21	48	35	61

Source : USEPA (1997b), d'après Summers *et al.*, 1997.

Standard : dose standard de coagulant (alun) pour un enlèvement optimal de la turbidité (~30 mg/L).

* Accrue : surdosage de coagulant (alun) pour un enlèvement optimal du COT (~52 mg/L).

Le tableau 10-5 montre également l'utilité de la coagulation avancée pour réduire la quantité de sous-produits de désinfection : la réduction de 21% des trihalométhanes observée pour un déplacement de la chloration après la décantation se trouve plus que doublée (48%) par le surdosage de coagulant. Elle fait de plus passer l'enlèvement des acides haloacétiques (AHA) de 45% à 61% lorsque la chloration s'effectue après la décantation. On peut donc freiner de manière importante la formation de sous-produits de désinfection, à faible coût, en choisissant des conditions de chloration optimales, dont celui de l'emplacement.

White (1992) suggère que les objectifs du prétraitement comportent :

- Un enlèvement maximal des précurseurs des trihalométhanes;
- Une réduction de la concentration d'azote ammoniacal à 0,10 mg/L;
- Une baisse de la concentration d'azote organique à 0,05 mg/L;
- Une limitation de la demande en chlore (15 min) à 0,5 mg/L.

En se fiant à ces guides, on devrait pouvoir améliorer suffisamment la qualité de l'eau brute pour permettre l'usage de chlore résiduel libre sans excéder les limites fixées par l'USEPA concernant les THM.

10.4.1.5 Effet des conditions environnementales sur l'efficacité de la chloration

Plusieurs facteurs environnementaux influencent l'efficacité avec laquelle le chlore désinfecte l'eau, y compris la température de l'eau, le pH, le temps de contact, le degré de mélange, la turbidité, les substances indésirables et la concentration de chlore disponible. On obtient normalement les meilleurs résultats avec des concentrations élevées de chlore résiduel, de longs temps de contact, une température élevée de l'eau et un bon mélange, combinés avec un faible

pH, peu de turbidité et l'absence de substances nuisibles. De tous ces facteurs, ce sont le pH et la température qui produisent le plus d'effet sur l'inactivation des agents pathogènes par le chlore.

pH

Les propriétés germicides de l'acide hypochloreux (HOCl) sont de beaucoup supérieures à celles de l'ion hypochlorite (OCl⁻). Tel que mentionné précédemment, le pH détermine la distribution des espèces chlorées entre HOCl et OCl⁻. Comme le HOCl domine à un pH faible, la chloration s'y avère donc plus efficace. Au contraire, à des pH élevés, c'est le OCl⁻ qui domine, ce qui nuit à l'efficacité de la désinfection.

Quant à l'efficacité de désinfection du chlore gazeux et celle de l'hypochlorite, elles sont les mêmes pour un pH identique après l'ajout du chlore dans l'eau. Il faut cependant remarquer ici que l'addition de chlore gazeux cause une diminution du pH (voir équation 10-6) alors que l'hypochlorite le fait augmenter (voir équations 10-8 et 10-9). En conséquence, si on n'ajuste pas le pH de l'eau traitée, le chlore gazeux exhibe une plus grande efficacité que l'hypochlorite.

Des études sur le terrain ont montré l'effet du pH sur la désinfection par le chlore. À titre d'exemple, des études portant sur l'inactivation des virus sont arrivées à la conclusion qu'il faut 50% plus de temps de contact à un pH de 7,0 qu'à un pH de 6,0 pour atteindre des niveaux d'inactivation comparables. Ces travaux ont aussi permis d'observer que, suite à une élévation de pH de 7,0 à 8,8 ou 9,0, il faut multiplier par six le temps de contact pour obtenir le même niveau d'inactivation des virus (Culp et Culp, 1974). Bien que ces études aient associé une baisse de l'inactivation à une hausse du pH, d'autres ont rapporté un effet contraire. En effet, on a trouvé en 1972 que les virus étaient plus sensibles au chlore libre à des pH élevés qu'à des pH faibles (Scarpino *et al.*, 1972).

Température

L'inactivation des agents pathogènes augmente avec la température, du moins en ce qui concerne les températures caractéristiques de la production d'eau potable. Des études portant sur l'inactivation des virus indiquent que, pour une baisse de température de 10°C de l'eau, il faut accroître de deux à trois fois le temps de contact si on veut conserver un degré d'inactivation comparable (Clarke *et al.*, 1962). Par contre, le chlore est plus stable en eau froide et le résiduel persiste plus longtemps. Ces effets peuvent partiellement compenser la baisse de température de l'eau pour assurer une désinfection adéquate.

Matières en suspension et solides dissous

Parmi les substances présentes dans l'eau, les solides en suspension interviennent grandement dans le processus de désinfection. Les microbes et les micro-organismes peuvent se loger à l'intérieur de ces particules, restant ainsi insensibles au chlore.

Les solides dissous comme le fer et les matières organiques peuvent aussi affecter l'efficacité de la désinfection. Dans le processus de chloration, le chlore libre (HOCl et OCl⁻) réagit en premier lieu avec les composés inorganiques comme le fer et le soufre pour ensuite oxyder l'ammoniaque et les matières organiques. Une fois que toutes ces demandes sont satisfaites, le chlore libre restant réagit alors sur les microbes et les micro-organismes.

10.4.2 Ozone

10.4.2.1 Applications de l'ozonation

Désinfection

L'ozone est un agent oxydant puissant, capable de désinfecter l'eau à une concentration et un temps de contact moindres que ceux de désinfectants plus faibles comme le chlore, le bioxyde de chlore et la monochloramine (Demers et Renner, 1992). Malgré cela, l'ozone ne sert que de désinfectant primaire puisqu'il ne peut demeurer en concentration résiduelle suffisante dans le réseau de distribution. Pour obtenir une désinfection complète, il faut donc associer au traitement à l'ozone une désinfection secondaire à l'aide de chlore, de chloramine ou de bioxyde de chlore.

Oxydation du fer et du manganèse

L'ozone oxyde le fer et le manganèse, transformant le fer ferreux (Fe^{2+}) en fer ferrique (Fe^{3+}) et le manganèse²⁺ en manganèse⁴⁺. Ces métaux oxydés précipitent ensuite sous forme d'hydroxyde ferrique et d'hydroxyde de manganèse (AWWA, 1990). La formule chimique précise du précipité dépend de la nature de l'eau, de sa température et de son pH. L'oxydation requiert une quantité d'ozone de 0,43 mg/mg de fer et de 0,88 mg/mg de manganèse (Langlais *et al.*, 1991). Le fer s'oxyde à un pH variant entre 6 et 9 tandis que l'oxydation du manganèse est optimale à un pH d'environ 8. De plus, une ozonation excessive n'a aucun effet sur le fer, mais rend à nouveau soluble le manganèse qu'il faudra alors réduire en bioxyde de manganèse plus loin dans le procédé.

Oxydation des composés responsables de l'odeur et du goût

On utilise l'ozone pour oxyder (détruire) les composés responsables de l'odeur et du goût dans l'eau car plusieurs d'entre eux sont très résistants à l'oxydation. Suffet *et al.* (1986) ont découvert que des concentrations de 2,5 et 2,7 mg/L pendant un temps de contact de 10 min (concentration résiduelle d'ozone de 0,2 mg/L) réduisaient de façon notable le goût et l'odeur des eaux qu'ils ont étudiées. La plupart des premières installations de production d'eau potable des États-Unis (c.-à-d. construites entre 1940 et 1986) ont intégré l'ozonation à leur traitement tout spécialement pour l'élimination du goût et de l'odeur.

Contrôle des précurseurs des sous-produits de désinfection

Les premiers travaux portant sur l'oxydation des précurseurs des sous-produits de désinfection semblaient indiquer que les effets de l'ozonation, effectuée avant la chloration, variaient selon les cas et étaient imprévisibles (Umphries *et al.*, 1979). Les variables clés qui gouverneraient les effets de l'ozone seraient la dose, le pH, l'alcalinité et surtout la composition de la matière organique. À des pH faibles, l'ozone détruit assez efficacement les précurseurs. Mais au-dessus d'un certain pH critique, l'ozone s'avère en fait moins efficace et cause parfois même une augmentation des précurseurs de sous-produits de chloration. Pour la plupart des substances humiques, ce pH critique se situe à 7,5 et correspond approximativement au niveau où la décomposition de l'ozone en radicaux libres hydroxyles s'accélère, entraînant un accroissement du taux d'oxydation de la matière organique. Cela implique donc qu'à un faible pH (environ 6-7), quand l'ozone moléculaire prédomine sur le radical libre hydroxyle, les premiers précurseurs des trihalométhanés sont différents en nature de ceux formés par les radicaux libres hydroxyles

oxydés à des pH plus élevés. Cela est logique si l'on considère que le radical libre hydroxyle présente un potentiel d'oxydation plus grand que celui de l'ozone.

L'augmentation de l'alcalinité a un effet bénéfique sur le potentiel de formation des trihalométhanes (pTTHM) (Langlais *et al.*, 1991). Cela est dû au fait que l'alcalinité accapare tous les radicaux libres hydroxyles formés durant l'ozonation, laissant l'ozone moléculaire comme seul agent oxydant. Ce dernier est seulement capable d'oxyder des précurseurs organiques selon une séquence d'oxydation plus basse que le ferait le radical libre hydroxyle. On a observé des réductions de 3 à 20% du pTTHM pour des concentrations d'ozone allant de 0,2 à 1,6 mg d'ozone par mg de carbone et à des conditions de pH neutre et d'alcalinité bicarbonatée moyenne (Singer *et al.*, 1989; Georgeson et Karimi, 1988).

Intensification de la biodégradation

L'ozone peut s'avérer efficace pour oxyder partiellement la matière organique de l'eau, produisant ainsi des composés biodégradables que la biofiltration est ensuite en mesure d'éliminer (Demers et Renner, 1992). Cette oxydation partielle produit en effet des composés organiques de moindre poids moléculaire et donc plus aisément biodégradables. Une ozonation de modérée à forte (correspondant aux doses d'ozone couramment employées pour la désinfection) entraîne ainsi une augmentation de la fraction biodégradable du carbone organique.

Amélioration de l'efficacité de la floculation et de la filtration

Certaines études ont montré que l'ozone accroissait l'efficacité de la floculation et de la filtration (Gurol et Pidotella, 1993; Farvardin et Collins, 1990; Reckhow *et al.*, 1993; Stolarik et Christie, 1997). D'autres n'ont cependant observé aucune amélioration de la turbidité de l'eau filtrée (Tobiason *et al.*, 1992; Hildebrand *et al.*, 1986). Prendville (1986) a rassemblé des données provenant d'une grande installation de production d'eau potable et qui montraient qu'une pré-ozonation était plus efficace qu'une pré-chloration dans la réduction de la turbidité de l'eau filtrée. La cause de cette amélioration demeure incertaine, mais on en a tiré plusieurs explications (Reckhow *et al.*, 1986), dont :

- Les composés organiques s'oxyderaient en une forme présentant une plus grande polarité;
- Les ions métalliques s'oxyderaient pour donner des complexes insolubles tels que les complexes de fer ferrique.

L'ozonation peut prévenir la formation de l'ion bromate à des valeurs de pH acide pour lesquelles l'acide hypobromeux prévaut sur l'ion hypobromite, absent à ce moment (Haag et Hoigné, 1984; Amy et Siddiqui, 1991; Krasner *et al.*, 1993). Inversement, à un pH alcalin, l'ozone peut oxyder davantage l'acide hypobromeux pour produire l'ion bromate. Les faibles valeurs de pH favorisent la formation de sous-produits organiques bromés, tandis que des pH plus élevés encouragent la production d'ions bromates. Il existe donc certaines limites à l'ozonation pour le traitement d'eaux contenant des ions bromures. Il est possible de minimiser la formation d'ions bromates en abaissant la concentration d'ions bromures, la concentration résiduelle d'ozone et le pH. Le fait d'ajouter de l'ammoniaque en même temps que l'ozone entraîne la formation de bromamines et réduit ainsi la quantité d'ions bromates et de sous-produits organiques engendrés (Amy et Siddiqui, 1991; Metropolitan Water District of Southern

California (MWDSC) et JMM, 1992). L'ammoniaque risque cependant de servir de nutriment à des bactéries nitrifiantes.

10.4.2.2 Production d'ozone à partir d'oxygène

L'oxygène peut avantageusement remplacer l'air comme source d'approvisionnement pour produire l'ozone. Deux alternatives se posent alors à l'exploitant. La première consiste à produire l'oxygène sur place, ce qui n'est viable que pour des installations de très grande importance. La seconde, s'adressant à une gamme plus étendue de capacités de production, consiste à s'approvisionner en oxygène liquide auprès d'un fournisseur. Le produit est alors livré au besoin par camion-citerne et entreposé sur le site dans un réservoir à cet effet. Il est évaporé suivant la demande du procédé. Les systèmes d'ozonation alimentés à partir d'oxygène atteignent des performances plusieurs fois supérieures à leurs équivalents approvisionnés par de l'air comprimé. En outre, l'emploi de ce gaz très pur élimine le recours à la traditionnelle filière de compression et de préparation de l'air de procédé qui exige beaucoup d'entretien, surtout lorsque sa conception est imparfaite.

La production d'oxygène par cryogénie est un processus complexe et faisable seulement dans le cas des grandes installations de traitement. Dans l'adsorption modulée en pression, un tamis moléculaire spécial mis sous pression enlève de manière sélective l'azote, le gaz carbonique, la vapeur d'eau et les hydrocarbures de l'air pour produire un gaz riche en oxygène (de 80 à 95% d'O₂). Les appareils utilisés dans ce procédé ressemblent à ceux des unités d'alimentation en air à haute pression : les deux procédés utilisent du matériel d'adsorption moléculaire modulée en pression. Quant aux unités d'alimentation en air à basse pression, on y retrouve un dessiccateur activé par la chaleur.

10.4.2.3 Particularités du système d'alimentation en gaz

Les particules supérieures à 1 µm et les gouttelettes d'huile de plus de 0,05 µm doivent être retirées à l'aide d'un filtre (Langlais *et al.*, 1991). S'il y a des hydrocarbures dans le gaz d'alimentation, il faut faire suivre la première filtration d'une seconde, dans des filtres de charbon activé granulaire. On peut enlever l'humidité de l'air soit par compression ou refroidissement (pour les grandes unités), ce qui diminue la capacité de rétention de l'air, soit par l'utilisation d'un dessiccateur, qui élimine l'humidité de l'air à l'aide d'un matériau spécial. Toutes les unités de conditionnement doivent comprendre des dessiccateurs. Les particules, grandes ou petites, ainsi que l'humidité entraînent la formation d'arcs électriques (ou étincelles) qui endommagent les diélectriques du générateur.

De façon générale, les dessiccateurs comportent deux tours, ce qui permet la régénération de la tour saturée pendant que l'autre fonctionne. L'humidité est chassée du dessiccateur par une source de chaleur externe ou par le passage à pression réduite d'une partie (10 à 30%) de l'air sec dans la tour saturée.

Aux États-Unis, et notamment dans les petites installations, on trouve surtout des compresseurs alternatifs et des compresseurs à anneau liquide : les premiers parce que cette technologie est très répandue, les deuxièmes parce qu'ils ne requièrent pas d'étape de refroidissement subséquente.

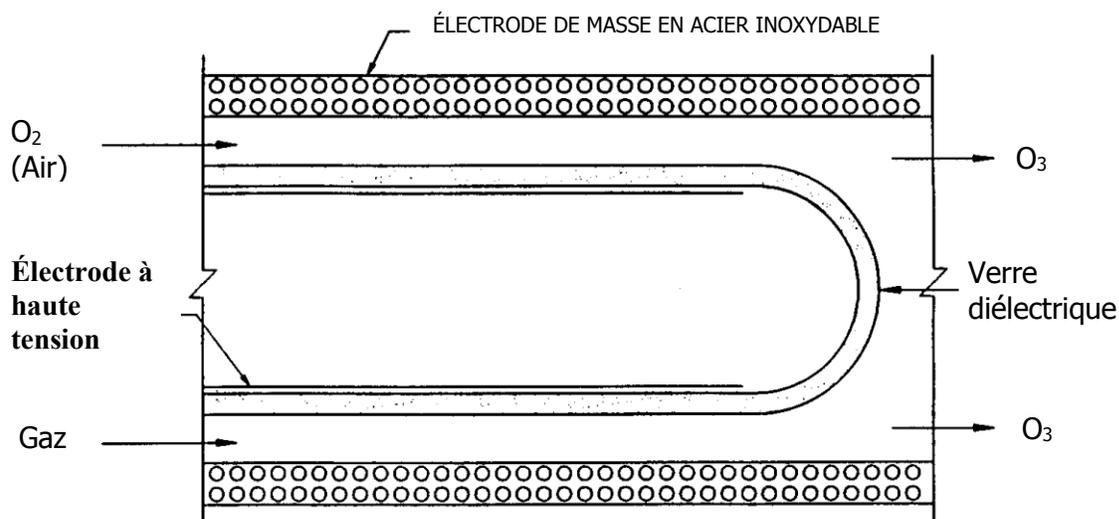
On utilise fréquemment des réservoirs d'air afin de pouvoir fournir un débit d'air variable à partir de compresseurs à volume constant. Les unités récentes sont munies de compresseurs non lubrifiés, ce qui permet de prévenir la présence d'hydrocarbures dans le gaz d'alimentation (Dimitriou, 1990).

10.4.2.4 Particularités des générateurs d'ozone

La tension nécessaire pour produire de l'ozone en utilisant les propriétés de la décharge par effluve est proportionnelle à la pression du gaz entrant dans le générateur et à la distance entre les électrodes. En théorie, une tension, une fréquence et une constante diélectrique élevées ainsi qu'une diélectrique mince offriraient le meilleur rendement (quantité d'ozone produit par unité de surface de diélectrique). Il y a cependant des limites pratiques à ces paramètres. Au fur et à mesure que la tension augmente, les électrodes et le matériau diélectrique deviennent de plus en plus fragiles. Travailler à de hautes fréquences produit de plus grandes concentrations d'ozone, mais aussi plus de chaleur : il faut alors avoir recours à davantage de refroidissement pour éviter la décomposition de l'ozone. Finalement, les travaux d'entretien ont plus de chance de causer la perforation de diélectriques minces. Ainsi, la conception de tout générateur commercial doit parvenir à un équilibre raisonnable entre le taux de production d'ozone, la fiabilité des appareils et l'entretien qu'ils requièrent.

Il existe dans le commerce deux configurations différentes pour les électrodes des générateurs d'ozone : les cylindres concentriques et les lames parallèles. Ces dernières se retrouvent couramment dans les petits générateurs et il est possible de les refroidir à l'air. La figure 10-9 montre la configuration de base des électrodes cylindriques concentriques. L'électrode de verre diélectrique à haute tension des générateurs du commerce ressemble à un tube fluorescent et on la désigne communément sous le nom de «tube diélectrique».

Figure 10-9 : Représentation d'une électrode cylindrique



La plus grande partie de l'énergie électrique (environ 85 %) consommée par un générateur d'ozone est perdue sous forme de chaleur (Rice, 1996). Comme la chaleur nuit à la production d'ozone, il faut, pour assurer le bon fonctionnement du générateur, effectuer un refroidissement suffisant. On évacue généralement l'excès de chaleur en faisant circuler de l'eau autour des électrodes de masse en acier inoxydable. Les tubes sont placés à l'horizontale ou à la verticale, selon les cas, dans un corps en acier inoxydable, et l'eau de refroidissement s'écoule à l'intérieur de ce dernier.

10.4.2.5 Particularités des bassins de mélange

Bassins de mélange à diffusion

Les bassins de mélange à diffusion sont couramment employés, aux États-Unis et dans le monde entier, pour faire réagir l'ozone avec l'eau (Langlais *et al.*, 1991). Cette méthode présente l'avantage de ne nécessiter aucune énergie supplémentaire, elle procure de plus un taux élevé de transfert de l'ozone, elle offre un procédé flexible, facile à faire fonctionner et elle ne comprend aucune pièce mobile. La figure 10-10 illustre bien les trois configurations types de bassins de mélange à diffusion : à contre-courant (l'ozone et l'eau circulant en sens opposés), à alternance entre contre-courant et co-courant et finalement à co-courant (l'ozone et l'eau circulant dans le même sens). De plus, le nombre de phases varie de deux à six pour la désinfection, la majorité des installations utilisant deux ou trois compartiments les uns à la suite des autres pour le mélange et les réactions (Langlais *et al.*, 1991).

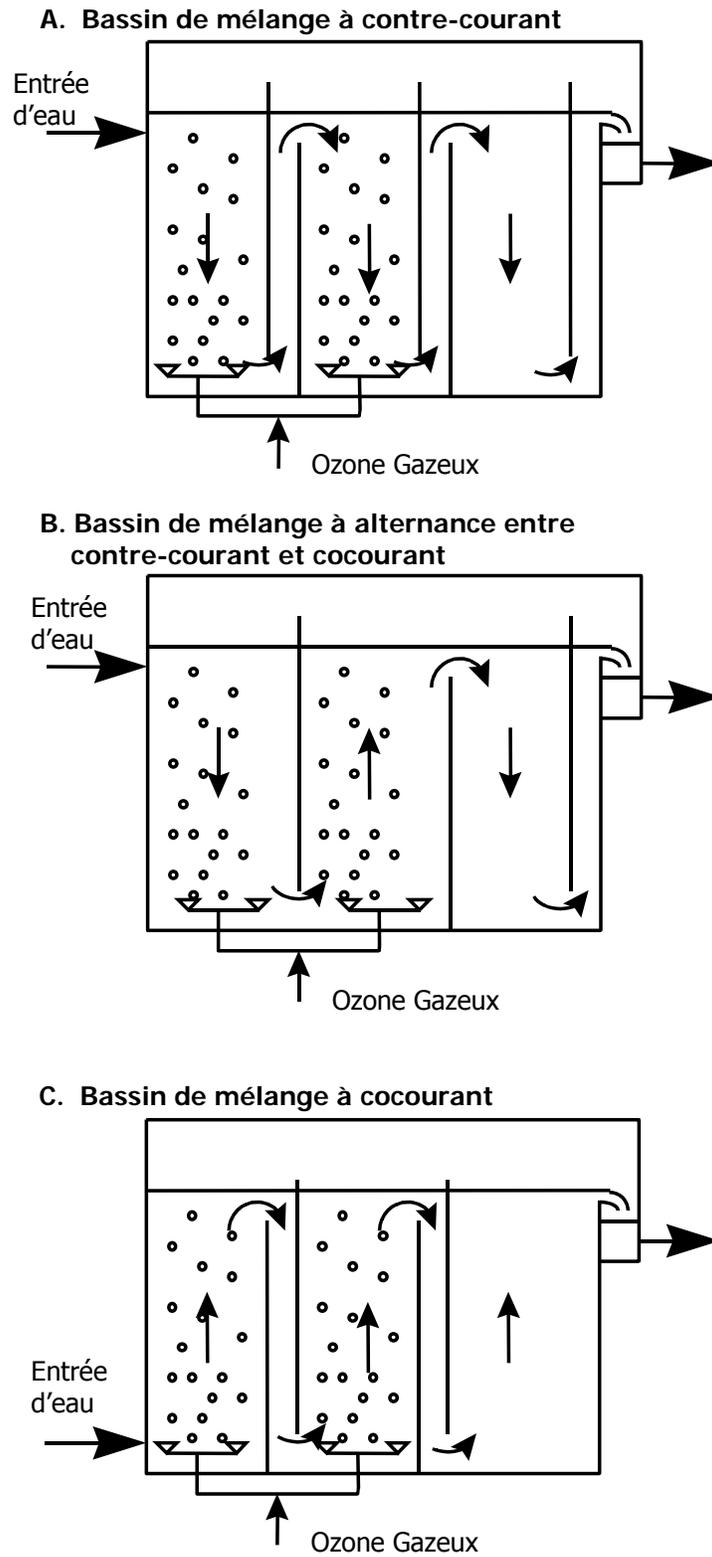
Les bassins de mélange à diffusion sont généralement conçus de façon à accueillir de 5,5 m à 6,6 m de profondeur d'eau et à atteindre un taux de transfert d'ozone variant entre 85 et 95%. Étant donné que l'ozone ne se dissout pas au complet dans l'eau, les compartiments du bassin de mélange sont recouverts afin de contenir le gaz excédentaire. L'effluent gazeux est ensuite dirigé vers une unité qui détruit l'ozone par un traitement le plus souvent catalytique, thermique, ou une combinaison des deux. Le catalyseur a une durée de vie utile d'environ huit ans.

Les bassins de mélange à diffusion produisent des bulles de gaz à l'aide de diffuseurs en céramique ou en acier inoxydable, en forme de tiges ou de disques. Ces diffuseurs sont conçus, entre autres (Renner *et al.*, 1988), de manière à :

- Permettre un débit de gaz variant entre 10 à 100 L/min;
- Ne pas occasionner de perte de pression supérieure à 3.5 kPa;
- Offrir une perméabilité de 1,5 à 11 m³/min/mi²/cm d'épaisseur du diffuseur et une porosité de 35 à 45%.

Idéalement, la conception du bassin de mélange devrait être faite dans le but d'obtenir un écoulement en piston. Une telle configuration minimise le volume total du bassin de mélange tout en permettant de satisfaire aux exigences de CT du système global. On détermine la capacité du bassin en combinaison avec les doses d'ozone appliquées et en faisant une estimation de la concentration résiduelle permettant de se conformer aux normes de désinfection (CT). Le lecteur est prié de se référer à la section 11.1 du volume 1 pour de plus amples informations sur le calcul du CT.

Figure 10-10 : Bassin de mélange à diffusion d'ozone



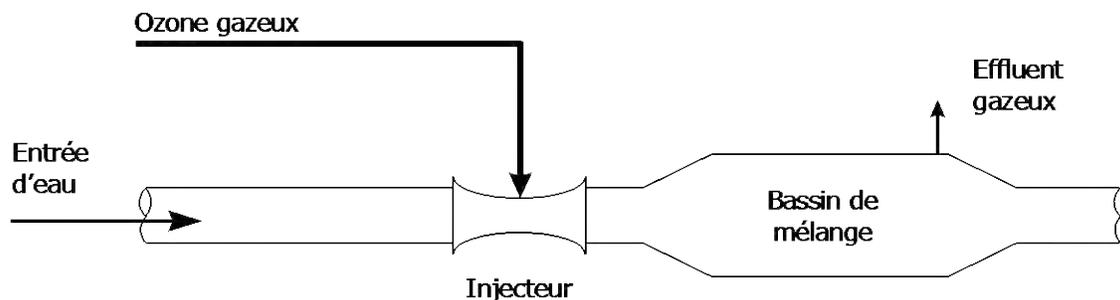
En outre, lorsque le dosage de l'ozone est irrégulier ou qu'il faut procéder à une oxydation du fer et du manganèse, il peut se produire une obstruction des pores des diffuseurs. Le cheminement préférentiel des bulles de gaz dépend du type de diffuseur utilisé et de l'espace entre les diffuseurs.

Dissolution par injection

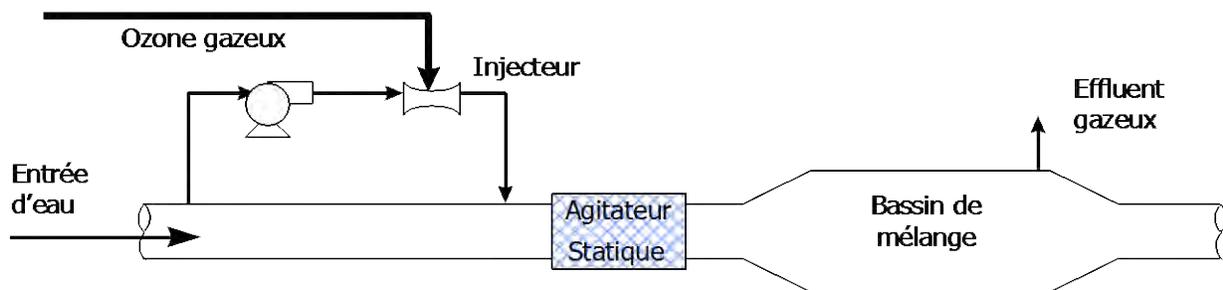
Le mélange à l'aide d'injecteurs est courant en Europe et aux États-Unis (Langlais *et al.*, 1991), mais cette méthode n'est pas très répandue au Canada. L'ozone est injecté dans l'eau sous une pression négative produite par un tube de Venturi, qui aspire ainsi l'ozone dans la conduite d'eau. Dans plusieurs cas, on pompe de l'eau à une plus grande pression dans une conduite latérale afin d'accroître la pression négative nécessaire à l'injection de l'ozone. Une fois le gaz injecté dans la conduite secondaire, cette dernière rejoint la conduite principale où un flot turbulent vient renforcer la dispersion du gaz dans l'eau. La figure 10-11 montre des exemples caractéristiques de systèmes d'injection directe et par conduite latérale.

Figure 10-11 : Systèmes d'injection d'ozone

A. Système d'injection directe



B. Système d'injection pour une conduite secondaire



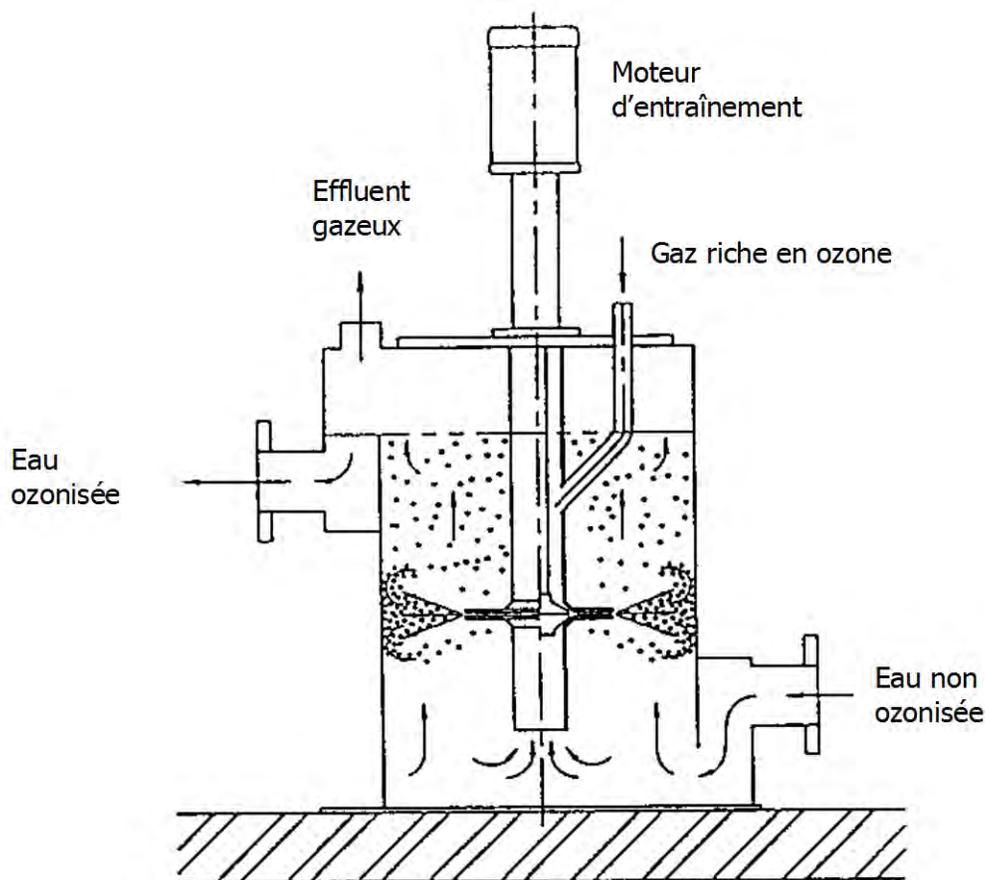
Le rapport de la quantité de gaz avec celle du liquide constitue un paramètre clé dans la conception des systèmes de mélange par injection. Pour un taux de transfert optimal, ce ratio devrait se situer sous 0,5 L/L (Langlais *et al.*, 1991). Pour satisfaire à ce critère, il faut généralement de faibles doses d'ozone à des concentrations supérieures à 6% en poids (DeMers et Renner, 1992). Il est possible de produire un gaz riche en ozone en se servant d'un générateur à fréquence moyenne : on peut aussi utiliser de l'oxygène liquide comme gaz d'alimentation.

Le respect des normes de désinfection exige un certain temps de contact supplémentaire après l'injection, normalement dans un réacteur piston. Le volume requis pour ce temps de contact est déterminé en combinaison avec les doses d'ozone et l'estimation des concentrations résiduelles nécessaires pour satisfaire aux exigences de désinfection (CT).

Agitateurs à axe vertical

On utilise les agitateurs à axe vertical pour introduire l'ozone dans le bassin et le mélanger à l'eau. La figure 10-12 illustre un exemple typique d'un bassin de mélange avec agitateur. Sur la configuration particulière montrée sur cette figure, le moteur se trouve à l'extérieur du bassin, ce qui permet d'y avoir accès pour l'entretien. Mais on retrouve aussi des unités où la turbine est immergée. Ce genre d'unité augmente cependant les coûts d'entretien. Cette méthode obtient parfois un transfert d'ozone de plus de 90%. Pour atteindre ce rendement, toutefois, il faut de 2,2 à 2,7 kWh d'électricité pour chaque livre d'ozone transférée (Dimitriou, 1990).

Figure 10-12 : Bassin de mélange avec agitateur à axe vertical



Les bassins munis d'agitateurs à axe vertical ont une profondeur allant de 2 m à 5 m et la zone de dispersion de l'ozone varie entre 1,5 m et 5 m (Dimitriou, 1990). Comme pour le mélange par injection, il est possible que le temps de contact ne soit pas suffisant pour répondre aux

exigences en matière de désinfection (produit CT) puisque ce genre de bassin s'apparente à un réacteur parfaitement mélangé et possède donc une faible efficacité hydraulique (T_{10}/T). Il peut donc s'avérer nécessaire d'ajouter un (des) bassin(s) de contact supplémentaire(s).

10.4.2.6 Influence sur les autres traitements

L'ozonation a une influence certaine sur les autres traitements effectués dans une installation de production d'eau potable. Parmi ces effets, on retrouve entre autres les suivants :

- L'utilisation d'ozone produit des matières organiques biodégradables (CODB ou COA), ce qui risque d'entraîner la croissance d'organismes vivants et par là même (s'ils ne sont pas enlevés par une biofiltration) une accélération de la corrosion du réseau de distribution. Lorsque l'ozonation a lieu avant les biofiltres, l'augmentation de la croissance d'organismes risque également de demander des lavages à contre-courant plus fréquents;
- L'ozone est un agent oxydant puissant qui réagit avec les autres oxydants tels que le chlore, le bioxyde de chlore et la monochloramine;
- L'oxydation du fer et du manganèse par l'ozone produit des oxydes insolubles qui doivent ensuite être retirés par décantation ou filtration. Ces oxydes insolubles produisent également un effet sur les filtres puisqu'ils augmentent la charge à filtrer et il devient ainsi nécessaire d'effectuer de plus fréquents lavages à contre-courant;
- L'ozonation ou la pré-ozonation de la plupart des eaux brutes permet de réduire la demande subséquente de l'eau filtrée en chlore, bioxyde de chlore ou monochloramine. Il est ainsi possible de maintenir une concentration résiduelle stable de composés de chlore à un niveau beaucoup plus faible.

10.4.2.7 Filtration biologique

L'ozonation permet généralement d'améliorer la biodégradabilité des matières organiques naturelles (MON) dans l'eau parce qu'elle transforme de nombreuses grosses molécules organiques en plus petites molécules, plus faciles à biodégrader. Cette augmentation du carbone organique dissous biodégradable (CODB) risque, s'il n'est pas enlevé en cours de traitement, d'entraîner une accélération de la croissance bactérienne ou sa recroissance dans le réseau de distribution. LeChevallier *et al.* (1992) ont découvert qu'il pourrait s'avérer nécessaire de maintenir des niveaux de carbone organique assimilable (COA) inférieurs à 100 ppb, si le traitement ne les enlève pas, afin de prévenir une trop grande recroissance bactérienne dans le réseau de distribution.

La filtration biologique (Price, 1994) comporte notamment les avantages suivants et qui ont été observés dans la plupart des installations américaines de production d'eau potable utilisant l'ozone :

- Elle produit une eau stable au point de vue biologique, ne favorisant pas de croissance bactérienne ou de recroissance excessive dans le réseau de distribution;
- Elle enlève la matière organique naturelle (MON) pouvant servir de précurseur à la formation de sous-produits de désinfection au chlore;

- L'ozonation utilisée comme désinfection primaire avant la filtration biologique réduit la concentration de CODB dans l'eau filtrée, réduisant ainsi la probabilité de recroissance bactérienne dans le réseau de distribution;
- Elle réduit la concentration résiduelle de désinfectant dans l'eau traitée, ce qui aidera les installations à se conformer à d'éventuelles réglementations limitant cette concentration;
- Elle enlève les sous-produits de l'ozonation ou prévient leur formation.

Les filtres à sable (lents ou rapides) et les filtres au charbon actif granulaire (CAG) peuvent supporter une activité biologique car ils présentent une surface de contact permettant aux bactéries de se fixer. Divers facteurs tels que la surface disponible, la vitesse de filtration, le temps de contact, la présence de nutriments, la température, et plusieurs autres, déterminent le rendement du filtre et sa capacité à enlever le CODB. La biomasse se développe davantage sur le CAG car il possède une surface plus poreuse que l'antracite et le sable. Au Québec, la filtration biologique a été appliquée avec succès et ce, même en eaux froides. Mentionnons que les municipalités de Terrebonne, St-Jovite et Laval (Ste-Rose) utilisent ce type de procédé.

Filtres lents à sable

L'addition d'ozone avant la filtration lente sur sable peut améliorer d'environ 35% le taux d'enlèvement du COT (Rachwal et al., 1988; Zabel, 1985). Il est également possible d'accroître de cette manière l'efficacité de l'enlèvement du CODB (Eighmy et al., 1991; Malley et al., 1993).

Filtres rapides à sable

La recherche dans le domaine des filtres rapides à sable actifs biologiquement a porté sur la réduction du carbone organique assimilable (COA) au lieu du CODB. Bien que les études ont démontré que la filtration rapide sur lit de sable ou sur lit bicouche réduit la quantité de COA suite à une ozonation, le COA ne mesure pas tout le CODB. En fait le COA comprend seulement la portion du CODB qui est plus facilement assimilable ou biodégradable par deux micro-organismes en particulier, en laboratoire et dans des conditions spécifiques. Les résultats de recherche démontrent qu'il peut se produire une biodégradation du COA dans les filtres rapides. Il faut cependant considérer ces résultats avec prudence puisque le COD qui se dégrade plus lentement, et qui n'est pas pris en compte dans la mesure de COA, passe peut-être à travers les filtres rapides.

Charbon actif granulaire

On rend le CAG biologiquement actif en introduisant délibérément une quantité suffisante d'oxygène dissous à l'eau juste avant son passage dans les colonnes de CAG (Katz, 1980). La surface spécifique élevée du CAG et le long temps de rétention dans la colonne forment un environnement idéal pour la croissance bactérienne.

Bien que l'ozone fasse augmenter dans les faits la quantité de CODB, l'efficacité de la biodégradation subséquente sur CAG est parfois telle, que le CODB à la sortie du filtre de CAG est inférieur au CODB présent avant l'ajout d'ozone (Langlais *et al.*, 1991). Jusqu'à quel point l'ozonation et le CAG enlèvent-ils le COD biodégradable? Cela dépend des conditions dans lesquelles se déroule le procédé : la température, la quantité de CODB et la vitesse de filtration de la colonne de CAG telle que mesurée par le temps de contact en fût vide (TCFV). Par

exemple, si l'on considère une eau contenant initialement 0,65 mg C/L avec un TCFV de 10 min, on peut s'attendre à une concentration de CODB dans l'effluent de 0,25 mg C/L. Il serait encore possible de réduire le contenu en CODB en ajoutant du CAG ou en freinant la vitesse de filtration, ce qui allongerait le TCFV et diminuerait la teneur en CODB de l'effluent (Billen *et al.*, 1985, tel que cité dans Langlais *et al.*, 1991).

10.4.2.8 Effet des conditions environnementales sur l'efficacité de l'ozonation

Hoigné et Bader ont démontré que le taux de décomposition de l'ozone varie de manière complexe en fonction de la température, du pH et de la concentration en substances organiques dissoutes et en constituants inorganiques (Hoigné et Bader, 1975 et 1976). Les sections qui suivent décrivent les effets qu'ont le pH, la température et les matières en suspension sur le taux de réaction de l'ozone et l'inactivation des agents pathogènes.

Du point de vue du respect de la réglementation en matière de désinfection, il est critique de pouvoir maintenir une concentration élevée d'ozone en solution aqueuse. Cela signifie qu'il n'est pas souhaitable, en ce qui a trait à l'inactivation, d'entretenir des conditions favorisant la décomposition de l'ozone. En effet, les concentrations résiduelles d'ozone se dissipent alors plus rapidement et réduisent en conséquence le crédit CT (puisque le calcul est basé sur la concentration résiduelle à la sortie de la cuve), ce qui cause une augmentation correspondante de la quantité d'ozone utilisée et une hausse du coût de traitement. Le lecteur est prié de se référer au chapitre 11 pour connaître la méthode de calcul du CT pour les cuves d'ozonation.

pH

Le pH n'influence pas l'efficacité de la désinfection de l'ozone (Morris, 1975). Mais à des pH plus élevés, et bien que l'efficacité demeure, il faut cependant ajouter davantage d'ozone si on veut maintenir le « C ». Cela est dû à la présence de radicaux libres hydroxyles et à une décomposition rapide.

Température

À mesure que la température augmente, l'ozone devient moins soluble et moins stable dans l'eau (Katzenelson *et al.*, 1974). À l'opposé, une réduction de température a pour effet de rendre la désinfection moins efficace. Ainsi, une baisse de 10 °C entraîne généralement une diminution d'efficacité de 200 à 400%, selon le micro-organisme visé.

Matières en suspension

Selon Walsh *et al.* (1980), des turbidités de 1 à 5 UTN n'ont pas eu d'effet sur la capacité d'inactivation par l'ozone des virus et bactéries (de dimensions comparables à ceux capables normalement d'échapper à la filtration) contenues dans le floc alumineux. Cette étude a donc démontré que le floc alumineux n'offrait aucune protection aux micro-organismes. D'autres études sont parvenues à des résultats semblables pour le poliovirus 1, le virus Coxsackie A9 et *E. coli* associés à de la bentonite (Boyce *et al.*, 1981). On a cependant découvert que l'adsorption de bactériophages f2 sur de la bentonite à une turbidité de 1 à 5 UTN a causé un retard dans l'inactivation faite par l'ozone (Boyce *et al.*, 1981).

10.4.2.9 Niveaux d'exposition maximum à l'ozone

Les organismes de réglementation en santé et sécurité au travail ont établi des niveaux maximums d'exposition à l'ozone dans l'air ambiant. Ils sont résumés ci-dessous :

Règlement québécois sur la qualité du milieu de travail

La valeur d'exposition moyenne pondérée est de 0,1 mg/L (0,2 mg/m³). Cette valeur est une valeur plafond, ce qui veut dire que la concentration indiquée ne doit jamais être dépassée pour quelque durée que ce soit. Au Québec, cette valeur doit être respectée, même si d'autres organismes (cf. ANSI/ASTM ou ACGIH) tolèrent des niveaux d'exposition plus élevée pour des courtes périodes d'exposition.

US Occupational Safety and Health Administration

La plus grande exposition acceptable est une moyenne de 0,1 mg/L (en volume) d'ozone atmosphérique, calculée sur une période de travail de huit heures.

American National Standards Institute/American Society for Testing Materials (ANSI/ASTM)

Il faut veiller à ce que le travailleur ne soit pas exposé à des concentrations supérieures à une moyenne pondérée dans le temps de 0,1 mg/L d'ozone en volume pendant une journée de travail de 8 heures ou plus. La valeur plafond à laquelle un travailleur peut être exposé est de 0,3 mg/L (en volume) pendant un maximum de 10 min.

American Conference of Government Industrial Hygienists (ACGIH)

La concentration maximale d'ozone pour une exposition s'étendant sur 8 heures de travail par jour ou 40 heures par semaine se situe à 0,1 mg/L (en volume) avec une concentration plafond admissible de 0,3 mg/L pour une période de 15 min maximum.

American Industrial Hygiene Association.

La teneur en ozone pour une exposition de huit heures ne doit pas dépasser 0,1 mg/L en volume.

Il est aussi question qu'une exposition prolongée à l'ozone puisse affaiblir la capacité du travailleur à sentir la présence du gaz à des niveaux inférieurs aux concentrations critiques. Il ne faut donc pas se fier sur son odorat pour détecter l'ozone.

10.4.3 Monochloramines

10.4.3.1 Généralités

Le potentiel de désinfection des composés chlore-ammoniacque ou chloramines a été identifié dans les années 1900. L'usage potentiel des chloramines a été considéré après que l'on eu observé que la désinfection par le chlore se produisait selon deux phases distinctes. Pendant la phase initiale, la présence de composés responsables de la demande en chlore cause la disparition rapide du chlore libre disponible. Néanmoins, quand l'ammoniaque est présent, une action bactéricide est observée même s'il n'y a plus de chlore libre. En fait, la phase subséquente de désinfection est due à l'action des chloramines organiques.

Les chloramines sont issues de la réaction entre l'acide hypochloreux (HOCl) et l'ammoniaque. Initialement, les chloramines ont été utilisées pour le contrôle des goûts et odeurs (Hazen et Sawyer, 1992). Cependant, il a été reconnu que les chloramines sont plus stables que le chlore libre dans le réseau de distribution et ont donc été utilisées pour le contrôle de la recroissance bactérienne. L'intérêt des chloramines provient également du fait qu'elles forment très peu de sous-produits de désinfection. Pour désinfecter l'eau potable, on accorde la préférence à la monochloramine, et cela en raison des problèmes de goût et d'odeur associés à la dichloramine et à la trichloramine. En raison de ses propriétés désinfectantes relativement faibles face aux virus et aux protozoaires pathogènes, on l'utilise rarement comme désinfectant primaire, ou alors seulement avec de longues périodes de contact. Enfin, il est important de savoir que les chloramines résiduelles peuvent avoir un effet néfaste sur la faune.

Il est possible de changer de procédé de désinfection pour passer de la chloration à la chloramination (en cas d'une trop grande quantité de sous-produits formés par exemple). Dans ce cas, il est nécessaire de suivre une procédure rigoureuse décrite plus loin.

10.4.3.2 Principales applications

On utilise surtout la monochloramine comme désinfectant secondaire pour la désinfection et l'élimination des organismes nuisibles ainsi que pour maintenir une concentration résiduelle de désinfectant dans le système de distribution. Les monochloramines constituent une solution intéressante pour la désinfection secondaire en raison des avantages suivants :

- Les monochloramines ne réagissent pas autant que le chlore libre avec les substances organiques pour former des trihalométhanes;
- La monochloramine résiduelle est plus stable et dure plus longtemps que le chlore libre ou le bioxyde de chlore. Cela assure une meilleure protection contre la recroissance bactérienne dans les réseaux où on retrouve de grands réservoirs d'entreposage ou des conduites maîtresses qui se terminent en impasses;
- On a démontré que la monochloramine résiduelle est plus efficace pour l'élimination des films biologiques à cause de sa grande capacité à les pénétrer. Cette capacité contribue également à réduire la corrosion associée aux films biologiques et à abaisser les concentrations en coliformes. Il a été démontré que changer le chlore libre pour la

monochloramine comme désinfectant résiduel avait causé une diminution importante des concentrations en coliformes dans deux réseaux de distribution (Norton et LeChevallier, 1997);

- Comme les chloramines n'ont pas tendance à réagir avec les composés organiques, leur usage entraîne, dans plusieurs cas, une réduction des plaintes touchant au goût ou à l'odeur de l'eau.

10.4.3.3 Points d'injection

On détermine les points d'injection en fonction des objectifs de traitement et du temps de contact nécessaire à la désinfection. Il est possible de produire de la monochloramine en introduisant d'abord l'ammoniaque, puis le chlore, ou vice versa. On ajoute premièrement l'ammoniaque dans les cas où la réaction entre le chlore et la matière organique produit des composés qui donnent un goût et une odeur désagréables à l'eau. Cependant, dans la plupart des cas, on ajoute en premier lieu le chlore à l'installation de production d'eau potable afin de pouvoir respecter les exigences de concentration et de temps de contact (CT) en matière de désinfection. Puis, règle générale, on choisit ensuite le point d'injection d'ammoniaque de manière à « absorber » le chlore libre résiduel après un laps de temps déterminé, dans le but d'optimiser la désinfection et de limiter la formation de sous-produits de désinfection.

Parce que l'efficacité germicide de la monochloramine est au moins 200 fois inférieure à celle du chlore libre, il faut des temps de contact extrêmement longs pour parvenir aux exigences de l'USEPA en matière de désinfection (produit CT). En conséquence, si on introduit l'ammoniaque avant le chlore, il faut trouver un moyen de s'assurer que les exigences seront respectées relativement au produit CT.

Le choix du point d'injection doit également être fait en considérant que la chloramination peut avoir une influence sur les traitements subséquents puisqu'elle peut entraîner une nitrification ou des goûts et odeurs indésirables. Le concepteur devrait prévoir d'effectuer une chloramination dans une eau dont le pH est supérieur à 7,2 afin de diminuer la formation des di- et tri-chloramines indésirables. De plus, l'injection doit être contrôlée en ce qui concerne la concentration d'azote organique en présence, le brassage des produits chimiques et le mélange avec l'eau à traiter.

10.4.3.4 Sous-produits de désinfection

L'efficacité des chloramines pour restreindre la formation de sous-produits de désinfection dépend de divers facteurs, notamment du ratio chlore/ammoniaque, du point d'injection de l'ammoniaque relativement à celui du chlore et de la qualité du brassage et du pH.

La monochloramine (NH_2Cl) ne cause pas la formation d'une quantité significative de sous-produits de désinfection, bien qu'elle puisse produire de l'acide dichloroacétique, et que la production de chlorure de cyanogène soit plus importante avec la monochloramine qu'avec le chlore libre (Jacangelo *et al.*, 1989; Smith *et al.*, 1993; Cowman et Singer, 1994). L'impossibilité de mélanger instantanément du chlore et de l'ammoniaque, fait que le chlore libre réagit avant la formation complète des chloramines. De plus, la monochloramine en solution aqueuse

s'hydrolyse lentement en chlore libre. En conséquence, il se produit des réactions d'halogénéation même quand la monochloramine est produite avant son ajout au circuit de traitement (Rice et Gomez-Taylor, 1986). Plus le ratio chlore/ammoniaque est proche du point de remontée, plus importante est la formation de sous-produits de désinfection (Speed *et al.*, 1987).

L'addition de chloramines entraîne la formation de composés organochlorés, bien que cela se produise à un degré moindre que pour une dose équivalente de chlore. On connaît peu de chose au sujet de ces sous-produits, sauf qu'ils sont plus hydrophiles et possèdent une plus grosse molécule que les halogénures produits par la présence de chlore libre dans l'eau (Jensen *et al.*, 1985; Singer, 1993).

10.4.3.5 Paramètres de conception

Dosage du chlore et de l'ammoniaque

Le tableau 10-6 résume les doses théoriques de chlore et d'ammoniaque requises pour les différentes réactions. Dans le but d'éviter la formation de ces composés, il était d'usage courant de limiter le ratio massique chlore/ammoniaque à 3 pour 1. Cependant, en raison de difficultés telles que la nitrification et la croissance de biofilms, attribuables à un excès d'ammoniaque, on utilise maintenant couramment un ratio Cl₂/N variant entre 3 pour 1 et 5 pour 1, avec une valeur type de 4 pour 1.

Les doses normales de monochloramine varient généralement entre 1,0 et 4,0 mg/L. Aux États-Unis, la norme de monochloramine résiduelle minimale à respecter dans le réseau de distribution se situe d'ordinaire à 0,5 mg/L (Texas Natural Resource Conservation Commission). Pour la prévention de la nitrification dans le réseau de distribution, on recommande une concentration minimale de 2,0 mg/L de monochloramine (Norton et LeChevallier, 1997). Au Québec, la concentration maximale permise de chloramines totaux est de 3,0 mg/L en tout point du réseau.

Tableau 10-6 : Doses typiques de chlore nécessaires à la réaction NH₃ - Cl₂

Réaction	mg Cl ₂ /mg NH ₃
Monochloramine (NH ₂ Cl)	4,2
Dichloramine (NHCl ₂)	8,4
Trichloramine (NCl ₃)	12,5
Azote (N ₂)	6,3
Nitrate (NO ₃)	16,7
Réaction résiduelle libre	9

Source : AWWA et American Society of Civil Engineers (ASCE), 1990.

La vitesse de formation de la monochloramine varie selon le pH. Le tableau 10-7 présente les temps de réaction nécessaires pour une température de 25°C et un ratio chlore/ammoniaque de 3 pour 1 (White, 1992).

Méthodes de dosage du chlore pour la formation de monochloramines

Les méthodes appliquées sont identiques à celles présentées pour la chloration.

Entreposage et dosage de l'ammoniaque

Les équipements de dosage de l'ammoniaque peuvent être installés à l'usine de production d'eau potable ou ailleurs le long du système de distribution. Toutes les installations d'entreposage et le matériel utilisé pour la manipulation doivent être conservés au sec, dans une salle séparée du reste de l'installation de traitement. L'espace de stockage des produits chimiques doit être prévu pour que ceux-ci aient une autonomie de 30 jours.

Tableau 10-7 : Temps de transformation de 99% du chlore en monochloramine

pH	Temps (secondes)
2	421
4	147
7	0,2
8,3	0,069
12	33,2

Ammoniaque anhydre

Entreposage

On entrepose l'ammoniaque anhydre dans des bouteilles portatives ou dans des réservoirs fixes. Les bouteilles (ou cylindres) portatives ressemblent aux bouteilles de chlore : on peut se les procurer en différentes tailles de 45, 67 ou 360 kg (Dennis et al., 1991). La pression de service nominale minimum de ces bouteilles est de 3400kPa. On peut utiliser sur place, à l'intérieur ou à l'extérieur, des réservoirs d'entreposage fixes, généralement d'une capacité de 3850 L. Ces derniers sont alimentés périodiquement par camion-citerne. Étant donné que chaque réservoir est sollicité par une pression de fonctionnement d'au moins 1750 kPa (la pression nominale de la robinetterie et des raccords des réservoirs est de 2100 kPa), il faut protéger des températures extrêmes (supérieures à 50°C ou inférieures à - 2°C) les réservoirs situés à l'extérieur (Dennis et al., 1991). Dans les régions chaudes, il faut peindre en blanc et protéger du soleil les réservoirs extérieurs. Dans les régions froides, on doit les recouvrir de ruban chauffant afin de ne pas entraver le processus de vaporisation de l'ammoniaque.

Alimentation

On se sert d'un ammoniateur pour ajouter l'ammoniaque anhydre au procédé. Les ammoniateurs peuvent être opérés par alimentation de solution sous vide, ou par alimentation de gaz sous pression. L'ammoniateur est un module indépendant qui comprend un détendeur, un compteur d'écoulement gazeux, une vanne de régulation du dosage et divers accessoires de plomberie permettant de réguler l'écoulement d'ammoniaque. Il existe sur le marché des ammoniateurs qui s'ajustent automatiquement à la demande. On utilise un évaporateur lorsqu'on a besoin de grandes quantités de gaz ammoniaque. Il faut installer une soupape anti-siphonnement ou un clapet de non-retour afin d'empêcher que l'eau ne pénètre dans l'ammoniateur.

Tuyauterie et robinetterie

En règle générale, la tuyauterie des systèmes de dosage d'ammoniaque (direct ou en solution) est en acier inoxydable, en PVC ou en fer noir (Dennis *et al.*, 1991). On se sert d'acier inoxydable

ou de fer noir dans les portions à haute pression (c.-à-d. supérieure à 15 psi) du système, tandis que le PVC se retrouve seulement dans les portions à faible pression, après les ammoniateurs.

L'ammoniaque est très réactive avec le cuivre et le zinc ainsi que leurs alliages. La plupart des alimenteurs en gaz ammoniacque sont fabriqués en ABS avec des diaphragmes Kel-F®, mais les composants métalliques (ressorts et vannes de contrôles) sont généralement faits d'acier inoxydable. Les joints d'étanchéité sont en néoprène. Les connecteurs flexibles d'ammoniacque et les valves sont faits en acier.

Ajout direct

De façon générale, l'ammoniacque anhydre est ajouté directement au procédé, mais l'ajout peut aussi être effectué sous forme de solution. On pratique l'ajout direct quand l'eau traitée circule sous faible pression et quand le dosage d'ammoniacque est inférieur à 450 kg. Le gaz ammoniacque est alors retiré du réservoir à haute pression (p. ex. 1400 kPa) et injecté directement dans l'eau à traiter à une pression de 105 kPa. Pour ce faire, un détendeur placé à la sortie du réservoir réduit d'abord la pression à 280 kPa, puis un autre détendeur, dans l'ammoniateur, la réduit encore. Les points d'injection se situent la plupart du temps dans les canalisations à écoulement libre et dans les bassins.

Un changement de pH se produit au point d'addition et des sels de calcium peuvent être formés sur le diffuseur au point de formation des bulles de gaz dans l'eau. Pour éviter de bloquer le diffuseur, plusieurs mesures peuvent être prises : (1) on peut utiliser une vésicule de néoprène fixée autour du diffuseur et comprenant de très fines fentes qui agissent comme des valves pour l'addition du gaz ammoniacque. Ces fentes demeurent fermées quand le diffuseur n'est pas utilisé. Dans le cas contraire, les sels de calcium et de magnésium se forment sur les fentes et bloquent le passage du gaz. La pression qui augmente dans la vésicule force l'ouverture des fentes et brise les sels précipités; (2) on peut également procéder à des lavages occasionnels à l'acide.

Ajout en solution

On applique la seconde méthode, l'ajout à l'aide d'une solution, lorsque les conditions ne se prêtent pas à un ajout direct (p. ex. lorsque le dosage d'ammoniacque excède 450 kg/jour ou lorsque la pression du circuit de traitement est élevée) (Dennis *et al.*, 1991). Cette méthode s'apparente à celle du dosage du chlore sous vide. On réduit d'abord la pression du réservoir d'alimentation à l'aide d'un détendeur afin de créer un vide. Un éjecteur prélève l'ammoniacque de l'ammoniateur et le dissout dans un circuit secondaire qui rejoint ensuite le circuit de traitement principal. On retrouve des ammoniateurs à dosage en solution de capacités allant jusqu'à 1800 kg/jour et pouvant fonctionner à des pressions de refoulement allant jusqu'à 700 kPa (Dennis *et al.*, 1991). L'eau porteuse doit être une eau adoucie (c.-à-d. d'une dureté inférieure à 30 mg/L de CaCO₃), sans quoi la solution d'ammoniacque formée, laquelle est très alcaline, entraînera le dépôt de tartre, ce qui risque de bloquer l'éjecteur et les dispositifs d'addition. On peut également ajouter un agent permettant un pontage chimique juste avant le point d'ajout de l'ammoniacque, ou encore ajouter un acide à fréquence régulière.

Ammoniacque

On produit l'ammoniacque (ammoniacque gazeuse en solution aqueuse) en dissolvant de l'ammoniacque anhydre dans une eau dé-ionisée ou adoucie. Cette forme d'ammoniacque est

livrée par camion-citerne ou dans des fûts d'acier doublés en polyéthylène. Il n'est pas recommandé de se servir de fûts en plastique car ils ont tendance à se déformer. On entrepose l'ammoniaque dans des réservoirs à basse pression, généralement faits d'acier ou de fibres de verre. Comme des températures excessives entraînent la vaporisation du gaz ammoniaque, on doit équiper chaque réservoir d'entreposage d'un pot de purge ou d'un épurateur d'ammoniaque afin de prévenir les fuites de vapeurs.

Les équipements de dosage d'ammoniaque ressemblent à ceux utilisés pour d'autres produits chimiques liquides. Ils comprennent :

- Un réservoir d'entreposage;
- Des pompes doseuses;
- Une soupape de décharge;
- Un amortisseur de pulsations;
- Un débitmètre et une soupape de sûreté.

De façon générale, les pompes doseuses sont des pompes à piston ou à rotor hélicoïdal excentré. Il faut placer les pompes doseuses relativement près du réservoir d'entreposage afin de limiter les chances que l'ammoniaque ne se vaporise dans la tuyauterie (Dennis *et al.*, 1991). La pompe devrait être conçue de manière à équilibrer les effets reliés aux variations de température ambiante, aux différentes solutions d'ammoniaque et aux changements dans le ratio chlore/ammoniaque (Skadsen, 1993). Il faut effectuer un mélange précis lorsqu'on introduit l'ammoniaque à l'eau chlorée pour que la réaction entre le chlore et l'ammoniaque ait lieu, limitant ainsi la formation de dichloramines et de trichloramines.

Le Metropolitan Water District of Southern California (MWDSC) utilise de l'ammoniaque à ses installations de chloramination. L'ammoniaque est entreposée dans des réservoirs non chemisés, puis pompée vers l'ammoniateur à l'aide de pompes à rotor hélicoïdal excentré. Au moment du démarrage de son système de dosage d'ammoniaque, le MWDSC a vu ses pompes tomber en panne. En se basant sur cette expérience, on recommande maintenant, pour ce type de pompe, des rotors en EPDM et des stators chromés de bonne qualité. On conseille également d'employer un joint mécanique au lieu d'une boîte à garniture afin de réduire la possibilité de fuite d'ammoniaque (Skadsen, 1993). Par la suite, le MWDSC a également muni la conduite d'aspiration de la pompe doseuse de purgeurs et de filtres spéciaux afin de réduire le colmatage à l'endroit des compteurs électromagnétiques. Les difficultés rencontrées au moment du démarrage ont amené le MWDSC à mettre en place un second système de dosage, en parallèle. Fonctionnant sous pression, il est conçu pour distribuer l'ammoniaque en mettant les réservoirs sous pression et en court-circuitant la pompe.

10.4.3.6 Effets des conditions environnementales sur l'efficacité de la chloramination

Plusieurs études ont été menées en vue de déterminer les effets du pH, de la température et de la présence de composés organiques et inorganiques sur l'efficacité de désinfection des chloramines. Les sections qui suivent expliquent sommairement de quelle manière ces paramètres influencent le taux d'inactivation des agents pathogènes.

pH

L'effet du pH sur la désinfection se rapporte davantage à l'organisme qu'au désinfectant : le pH influence cependant l'efficacité de la désinfection en gouvernant la distribution des différentes espèces chimiques de chloramines. Les études ont démontré que les efficacités de désinfection de la monochloramine et de la dichloramine diffèrent. Une de ces études arrive à la conclusion que les propriétés bactéricides de la dichloramine sont supérieures à celles de la monochloramine (Esposito, 1974). L'effet du pH peut cependant se combiner à celui du désinfectant puisque les variations de pH modifient parfois la réaction physiologique de l'organisme visé (Hoff et Geldreich, 1981). D'autres travaux sur le sujet ont démontré que la capacité virulicide de la monochloramine dépasse celle de la dichloramine (Dorn, 1974; Esposito, 1974; Olivieri *et al.*, 1980). Certains autres résultats semblent indiquer que des solutions contenant des concentrations à peu près égales de monochloramine et de dichloramine seraient plus efficaces que celles ne renfermant que l'un ou l'autre de ces produits (Weber et Levine, 1944).

Température

Comme pour la plupart des désinfectants, l'efficacité de l'inactivation des virus par les chloramines et leurs propriétés bactéricides augmentent en fonction de la température. Qui plus est, cette efficacité chute dramatiquement en présence de pH élevés et de faibles températures. À titre d'exemple, l'inactivation de *E. coli*. prend environ 60 fois plus de temps à un pH de 9,5 et à des températures comprises entre 2 et 6°C qu'à un pH de 7 et à des températures comprises entre 20 et 25°C (Wolfe *et al.*, 1984).

Chloramines organiques et autres

En plus de réagir avec l'ammoniaque, le chlore libre se combine avec d'autres composés organiques d'azote pour former toute une variété de chloramines organiques. Il s'agit là de sous-produits indésirables puisqu'ils ne présentent aucune propriété désinfectante ou très peu (Feng, 1966). Des études ont montré que le chlore se lie plus rapidement avec des composés aminés qu'avec l'ammoniaque (Weil et Morris, 1949; Morris, 1967; Margerum *et al.*, 1978) et que le chlore passe parfois des chloramines inorganiques aux composés aminés (Margerum *et al.*, 1978; Isaac et Morris, 1980). Il peut aussi se produire plusieurs autres réactions qui détournent le chlore au détriment de la formation de chloramines. Parmi celles-ci, mentionnons l'oxydation du fer, du manganèse et d'autres substances inorganiques telles que le sulfure d'hydrogène (Hazen et Sawyer, 1992).

10.4.3.7 Passage de la chloration à la chloramination

Planification

On doit tenir compte des aspects suivants :

- La composition de l'eau brute et la pertinence de la chloramination pour une telle eau;
- Les caractéristiques de l'installation de production d'eau potable, du réseau de distribution et du programme de suivi;
- La formation du personnel;
- L'information du public;
- L'impact environnemental de l'eau traitée aux chloramines.

Analyse préliminaire

White (1992) décrit les variables à prendre en considération. Le temps nécessaire à la formation de chloramine résiduelle libre varie selon la source d'eau, puisque la vitesse de la réaction entre le chlore et l'azote ammoniacal dépend de la température de l'eau et de son pH. Cette vitesse est également fonction des concentrations de chlore et d'azote en présence. Afin de bien circonscrire le temps de réaction entre le chlore et l'ammoniaque, l'étude devrait prévoir différents scénarios en faisant varier les facteurs suivants : ratio chlore/azote ammoniacal, dosage de l'ammoniaque et temps de contact.

La quantité d'ammoniaque nécessaire à une désinfection par les chloramines résiduelles dépend des facteurs suivants (Dennis *et al.*, 1991) :

- L'azote organique présent dans l'eau;
- La quantité d'ammoniaque résiduel que l'on veut avoir dans le réseau de distribution;
- La concentration et le type de chloramine résiduelle qu'il faut maintenir dans le réseau de distribution.

S'il y a de l'azote organique dans l'eau brute, il faut établir la quantité supplémentaire d'ammoniaque à ajouter en soustrayant l'ammoniaque déjà présent de la dose totale requise. La détermination de cette dose doit également tenir compte de la quantité d'ammoniaque résiduel que l'on désire conserver dans le réseau de distribution. Pour une désinfection résiduelle, il faut environ 1 à 2 mg/L d'ammoniaque (Dennis *et al.*, 1991).

On doit également établir la courbe de chloration pour chaque eau brute à traiter afin de connaître le point de remontée et de déterminer le type de chloramine résiduelle nécessaire. La plupart des exploitants de réseaux de distribution optent pour la monochloramine résiduelle. Les concentrations résiduelles de dichloramine et de trichloramine, lorsqu'elles excèdent 0,8 mg/L et 0,02 mg/L respectivement, risquent de créer des odeurs et des goûts désagréables. Les monochloramines se forment principalement lorsque le ratio (en poids) chlore/ammoniaque est inférieur à 5 pour 1 et le pH est supérieur à 7,0 (Dennis *et al.*, 1991). La concentration résiduelle de chloramine dans l'eau potable qui quitte l'installation de production varie selon la taille du réseau de distribution et la demande en chloramines qu'il induit. Cette concentration se situe généralement entre 1 et 4 mg/L (Dennis *et al.*, 1991).

10.4.3.8 Effets possibles de la chloration sur l'ensemble du traitement

L'addition de monochloramine entraîne des effets sur les autres procédés :

- L'ammoniaque du procédé de chloration risque de servir de nutriment aux bactéries nitrifiantes et de causer leur multiplication dans le réseau de distribution. Cela entraîne parfois une augmentation de la concentration en nitrates de l'eau traitée dans les réseaux où on n'en retrouvait pas normalement;
- Lorsqu'il y a déséquilibre dans le réseau entre les concentrations de chlore et d'ammoniaque (dans des ratios supérieurs à 8 pour 1), il risque de se produire des réactions de chloration au point critique;

- L'ajout de monochloramine en amont des filtres réduit la croissance bactérienne sur ces derniers. Cela a l'avantage de les garder propres et de diminuer la fréquence des lavages à contre-courant. Mais il en résulte aussi des effets indésirables dans les cas où les filtres sont utilisés comme filtres biologiques, car l'enlèvement des bactéries qui y résident nuit alors à l'élimination du carbone organique dissous biodégradable (CODB) de l'eau.

Prétraitement

L'ammoniaque produite en excès en fonction du chlore nécessaire favorise parfois la croissance de bactéries nitrifiantes dans les filtres rapides à sable (White, 1992). L'excédent d'ammoniaque sert de nutriment aux bactéries nitrifiantes, encourageant leur multiplication, et en retour, ces bactéries le transforment en nitrates et en nitrites. On sait que des concentrations très élevées de nitrates dans l'eau peuvent causer de sérieux problèmes de santé et ce, surtout chez des bébés de moins de six mois. Les symptômes de malaises consistent en une respiration courte et le bleuissement de la peau. Avant de dresser les plans d'une installation de chloramination, il importe de déterminer la quantité d'ammoniaque présente naturellement dans l'eau brute. La dose d'ammoniaque requise sera donc établie par la suite en fonction de la concentration escomptée dans l'eau brute selon les saisons.

Il importe de maintenir une concentration résiduelle en chloramines à la sortie des filtres. Cette concentration devrait se situer entre 0,5 et 1 mg/L (White, 1992).

10.4.3.9 Nitrification

La nitrification qui a lieu dans les eaux potables traitées aux chloramines est généralement partielle. Cette nitrification partielle se produit lorsque l'eau chloraminée du réseau de distribution contient de l'ammoniaque en excès (Skadsen, 1993). Elle peut nuire de différentes façons à la qualité de l'eau, parce qu'elle occasionne, entre autres, une perte de chlore et d'ammoniaque résiduels ainsi qu'une augmentation du nombre de bactéries hétérotrophes (tel que déterminé par une numération sur plaque). L'ammoniaque en excès favorise la croissance des bactéries nitrifiantes, qui le transforment en nitrates. Une faible quantité de nitrites est formée au cours d'une étape intermédiaire de cette transformation. Des travaux de recherche ont démontré que chaque mg/L de nitrite exerce une demande de 5 mg/L en chlore (Cowman et Singer, 1994). Les nitrites consomment donc rapidement le chlore libre, ce qui accélère la décomposition des chloramines et cela risque d'interférer avec la mesure du chlore libre (Skadsen, 1993). Selon Valentine (1998), la présence de 0,5 mg/L de nitrite intensifie la décomposition des chloramines. Si on permet aux épisodes de nitrification de se poursuivre, il se pourrait qu'on se retrouve avec de très faibles concentrations (mêmes égales à zéro) de chlore résiduel total. Une perte de chlore résiduel entraîne une prolifération des bactéries hétérotrophes, et parfois une augmentation du nombre de coliformes totaux, et il peut en résulter un test positif (Cowman et Singer, 1994). L'ouvrage de Kirmeyer *et al.*, 1995, *Nitrification Occurrence and Control in Chloraminated Water Systems* contient de l'information supplémentaire au sujet de la nitrification.

On a trouvé plusieurs facteurs qui contribueraient à la nitrification, dont un faible ratio chlore/ammoniaque, de longs temps de séjour et la température (Cowman et Singer, 1994). Bien que certains articles mentionnent que de faibles doses de monochloramines mèneraient à de la

nitrification, d'autres travaux rapportent une nitrification se produisant en présence de concentrations de monochloramine supérieures à 5,0 mg/L (Cowman et Singer, 1994). Les bactéries nitrifiantes sont relativement plus résistantes à la désinfection par les monochloramines qu'à la désinfection par le chlore libre (Cowman et Singer, 1994). Un réseau de distribution qui contiendrait de l'ammoniaque libre et dont le pH de l'eau varierait entre 7,5 à 8,5 et sa température entre 25 et 30°C présenterait des conditions optimales pour la nitrification. Il est à noter que les bactéries nitrifiantes se développent lentement (Cowman and Singer, 1994).

Tout exploitant utilisant la monochloramine comme désinfectant risque de se retrouver confronté à de la nitrification (Cowman et Singer, 1994). Il faut donc évaluer avec soin la présence de ce phénomène et le contrer. On peut y arriver grâce à une surveillance des monochloramines et des dichloramines résiduelles en des points stratégiques situés dans tout le réseau (White, 1992).

On réussit à accroître la stabilité des chloramines résiduelles libres dans tout le système en prévenant la prolifération des contaminants microbiens et en utilisant une eau brute qui contient une quantité réduite de bactéries : il s'agit de maintenir ces concentrations à des niveaux acceptables. Voici quelques méthodes pour prévenir la nitrification, ou du moins la restreindre, à l'intérieur des systèmes de distribution (Cowman and Singer, 1994) :

- Raccourcir le temps de séjour;
- Augmenter le pH;
- Abaisser la température;
- Faire diminuer la quantité de COT;
- Prévoir des plus grandes concentrations de chloramines résiduelles;
- Augmenter le ratio chlore/ammoniaque;
- Réduire la quantité d'ammoniaque en excès.

Quant au réseau de distribution, il faut le passer en revue et repérer les sections qui se terminent en impasse ou les endroits où l'eau circule peu. Il faut réduire au minimum les temps de séjour dans le réseau (Skadsen, 1993). On devrait porter une attention particulière, autant en ce qui a trait à leur surveillance qu'à leur exploitation, aux réservoirs qui possèdent une seule admission d'eau et une seule sortie (Skadsen, 1993).

On doit également mettre en place une stratégie de prévention de la nitrification, et plus particulièrement un programme de surveillance complet ayant pour fonction d'alerter l'exploitant en cas de besoin. Le personnel peut ainsi prendre les mesures nécessaires. Le MWDSC, par exemple, a mis sur pied une stratégie qui prévoyait dans un premier temps un échantillonnage du réseau de distribution et des réservoirs dans le but de mesurer les nitrites présents (Skadsen, 1993). Il a aussi écourté le temps de séjour dans les réservoirs et le réseau, surtout par temps chaud, ce qui a contribué à garder les concentrations de nitrites à un faible niveau.

De plus, chaque année le MWDSC ajoutait du chlore au-delà du point de remontée afin d'assurer la présence de chlore libre résiduel pendant 30 jours. Les réservoirs de distribution et les interconnexions du réseau sont les meilleurs endroits pour effectuer cette chloration au point de remontée. La quantité supplémentaire de chlore oxyde alors tout nitrite et toute bactérie nitrifiante et élimine l'ammoniaque en excès dans le réseau de distribution. Selon le MWDSC,

les grands réseaux de distribution devraient comprendre des stations de chloration sur toute leur longueur. Il est possible d'utiliser des chlorateurs fixes ou mobiles. Les chlorateurs mobiles sont des unités autonomes montées sur remorque et se composent d'évaporateurs, de chlorateurs, d'une génératrice, d'une pompe d'appoint pour l'eau de transport et d'injecteurs de chlore. Ils sont conçus pour soutirer directement le chlore liquide d'une citerne de chlore de 17 tonnes et l'injecter ensuite en solution à l'intérieur du réseau de distribution ou du réservoir.

10.4.3.10 Goût et odeur

Si les ratios chlore/azote ammoniacal se situent entre 3 pour 1 et 5,5 pour 1, il faut évaluer le goût et l'odeur de l'eau du robinet chez le consommateur (White, 1992). On peut éliminer l'odeur et le goût de poisson (dus p. ex. aux eaux brutes ou aux eaux de lavage du système de lavage à contre-courant) en laissant réagir l'eau pendant une heure avec 2 mg/L de chlore libre résiduel avant d'introduire l'ammoniaque (Dennis *et al.*, 1991). Cette chloration préliminaire enlève le goût et l'odeur de poisson, mais risque d'entraîner une augmentation de la quantité de trihalométhanes à la sortie de l'installation.

Mesures en cas de formation de trichloramines

Si l'on veut prévenir la formation de trichloramine et la vaporisation de l'ammoniaque à température ambiante dans les installations de chloramination, il faut prendre certaines précautions. De plus, au moment de choisir l'emplacement des systèmes d'entreposage d'ammoniaque et de chlore, on doit tenir compte du risque que se forme de la trichloramine. Pour cela les critères de conception suivants doivent être respectés :

- Le chlore gazeux et le gaz ammoniacal ne devraient jamais être entreposés dans la même salle (Dennis *et al.* (1991));
- Les points d'injection d'ammoniaque doivent se trouver à un minimum de cinq pieds des conduites contenant la solution de chlore;
- L'ammoniaque anhydre est plus léger que l'air : toute fuite va donc s'élever rapidement. Pressurisé, l'ammoniaque anhydre devient liquide. Une grande quantité de chaleur est absorbée lorsque le liquide sous pression retourne à l'état gazeux. Dans les cas où les réservoirs d'entreposage ou les équipements de dosage se trouvent à l'intérieur, il faut installer des dispositifs de ventilation et de détection de vapeurs dans le haut des murs ou au plafond. Le taux de renouvellement d'air requis varie en fonction des exigences de l'autorité compétente à cet endroit. On recommande d'ordinaire un minimum de six renouvellements à l'heure. Il y aurait également lieu de prévoir des systèmes de ventilation d'urgence permettant de 30 à 60 changements d'air à l'heure et asservis aux détecteurs d'ammoniaque;
- Il faut protéger d'une exposition directe au soleil ou à une autre source de chaleur (supérieure à 125°F) les réservoirs contenant du gaz ammoniacal afin d'éviter une hausse de pression (Dennis *et al.*, 1991);
- Autrement, il est possible de libérer du gaz dans l'atmosphère à l'aide d'une soupape de décharge. Dans les régions chaudes, il faut abriter les réservoirs extérieurs ou les équiper d'un système de régulation de la température (par gicleurs);
- Aux endroits où les émissions fugitives d'ammoniaque constituent une préoccupation, on peut installer un dispositif de contrôle des émanations;

- De même, si une fuite accidentelle risque de poser problème, on doit envisager la mise en place d'épurateurs d'urgence semblables aux épurateurs de chlore gazeux;
- Si l'eau du réseau de distribution a tendance à produire du trichloramine, l'eau traitée devrait alors subir une aération subséquente, ce qui permet d'enlever facilement le trichloramine (White, 1992). Une exposition aux rayons du soleil a les mêmes résultats (White, 1992).

10.4.3.11 Corrosion

La chloramination et les mesures de prévention de la corrosion contribuent à limiter le développement des films bactériens dans le système de distribution. Si on ne combat pas la corrosion des tuyaux de fer de manière optimale, l'efficacité de la chloramination risque d'en souffrir.

10.4.3.12 Considérations pour le dosage et l'injection des chloramines

Azote organique

Des concentrations en azote organique ou en azote ammoniacal aussi basses que 0,3 mg/L risquent de nuire à la chloramination. La monochloramine résiduelle est en effet hydrolysée en présence d'azote organique pour former des organo-chloramines, qui ne possèdent pas de propriétés germicides. Cette réaction prend environ de 30 à 40 min. Une fois la monochloramine résiduelle disparue, l'azote ammoniacal libre réapparaît. Cette substance constitue un excellent nutriment et sa présence provoque une instabilité biologique dans la portion du réseau touchée. Il en résulte généralement une eau de mauvaise qualité au robinet du consommateur : une eau qui goûte ou sent mauvais et qui a un aspect sale ou coloré (White, 1992). On peut nettoyer un secteur qui présente une instabilité biologique à l'aide de l'ajout de concentrations résiduelles de chlore ou de chloramines. Des deux méthodes, celle employant le chlore s'avère supérieure (White, 1992). Le chlore libre résiduel rétablit en effet plus rapidement la stabilité du réseau (c.-à-d. quelques jours pour le chlore contre des semaines dans le cas des chloramines) et permet un meilleur contrôle du processus de nettoyage. Le nettoyage est terminé lorsque la concentration de chlore libre résiduel atteint 85% de la concentration de chlore libre.

Aux endroits où l'on se sert des chloramines pour la désinfection, il faut surveiller les concentrations en azote organique total. Lorsqu'on observe une augmentation de cette substance, il risque d'en être de même des acides aminés. Si cette hausse de l'azote organique passe inaperçue, elle peut compromettre l'action désinfectante de la chloramination.

Brassage

La qualité du brassage au point d'injection a beaucoup d'incidence sur l'efficacité bactéricide de la chloramination. À un pH se situant entre 7 et 8,5, la réaction entre l'ammoniacque et le chlore est pratiquement instantanée. Si on mélange le chlore à l'eau ammoniacale avec trop peu de vigueur, la matière organique, particulièrement celle qui est sujette au blanchiment en présence d'une solution de chlore, risque de réagir avec le chlore et de nuire ainsi à la formation des chloramines (White, 1992).

Mélange des eaux

Lorsque de l'eau chlorée se mélange avec de l'eau chloraminée, les concentrations résiduelles de chloramines vont décroître après que l'excédent d'ammoniaque aura réagi et que la monochloramine ait été transformée en dichloramine et en trichloramine. Toutes les chloramines résiduelles risquent ainsi de disparaître. Il est donc important de connaître quelle quantité d'eau chlorée on peut ajouter à une eau chloraminée en particulier sans créer une trop grande baisse de la monochloramine résiduelle. Il faut pour chaque cas établir les courbes des concentrations résiduelles du mélange.

Santé et environnement

Les personnes qui ont à subir la dialyse représentent le groupe critique le plus concerné par les effets des chloramines. Les chloramines peuvent causer la méthémoglobinémie et entraîner des problèmes de santé chez les dialysés si elles ne sont pas enlevées de l'eau qui entre dans la fabrication du dialysât. De plus, les chloramines résiduelles sont parfois mortelles pour les poissons : elles endommagent les tissus des branchies, pénètrent dans les globules rouges et provoquent des troubles sanguins aigus. À cause de cela, il faut avertir les aquariophiles et les propriétaires d'animaleries ou de magasins spécialisés en aquariums d'enlever les chloramines résiduelles de l'eau avant d'y mettre des poissons.

10.4.4 Bioxyde de chlore

10.4.4.1 Généralités

Le bioxyde de chlore est un gaz de couleur jaune et d'odeur piquante. C'est un puissant oxydant et son action désinfectante est égale à celle du chlore. On l'utilise de préférence au chlore lorsque l'eau à traiter contient des traces de phénols susceptibles de se combiner au chlore et de créer un goût désagréable. Il a l'avantage de maintenir son pouvoir désinfectant à des pH élevés ou en présence d'ammoniaque. Cependant, l'efficacité du bioxyde de chlore est influencée par les conditions de pH, de température et de teneurs en solides de l'eau à traiter.

L'une des plus importantes propriétés physiques du bioxyde de chlore est sa grande solubilité dans l'eau, particulièrement dans l'eau froide. Contrairement au chlore gazeux, le bioxyde de chlore ne subit pas d'hydrolyse importante dans l'eau : il demeure plutôt en solution sous la forme d'un gaz dissous (Aieta et Berg, 1986). Il est environ 10 fois plus soluble que le chlore (au-dessus de 11°C) et extrêmement volatil : on peut facilement le retirer d'une solution aqueuse avec un minimum d'aération ou de recarbonatation à l'aide de gaz carbonique (comme p. ex. dans les unités d'adoucissement).

On ne peut comprimer le bioxyde de chlore, ni l'entreposer en grande quantité pour le commerce, car il est explosif sous pression. Il ne fait donc jamais l'objet de transport et doit être produit sur place par réaction en solution du chlore ou de l'acide chlorhydrique avec le chlorite de sodium.

Le bioxyde de chlore est considéré explosif à des concentrations supérieures à 10% en volume dans l'air et son point d'inflammation se situe à environ 130°C à pression partielle (fiche signalétique 525 - ClO₂ du National Safety Council, 1967). Lorsque des solutions aqueuses à haute teneur en bioxyde de chlore sont entreposées en espace clos, elles libèrent du ClO₂ gazeux qui s'accumule dans l'espace libre au-dessus du liquide, à des concentrations pouvant excéder les niveaux critiques. Certains générateurs récents, plutôt qu'une solution aqueuse, produisent en continu du bioxyde de chlore dilué, sous forme gazeuse, à des pressions variant entre 100 et 300 mm Hg (absolu) (National Safety Council, 1997).

10.4.4.2 Principales applications

Désinfection

L'utilisation du bioxyde de chlore peut permettre d'obtenir des crédits de désinfection supplémentaires. La méthode de calcul du produit CT pour le bioxyde de chlore s'apparente à celle qui s'applique aux autres désinfectants et la détermination précise des concentrations résiduelles constitue une condition préalable pour parvenir à une désinfection efficace. On obtient le crédit de désinfection principal par la concentration résiduelle et le temps de contact effectif. Le lecteur est prié de se référer à la section 11.2 pour les informations sur le calcul du CT.

Il faut considérer qu'on ne doit pas espérer gagner beaucoup de crédits CT par l'ajout du ClO_2 avant la filtration car il est possible qu'aucune concentration résiduelle ne subsiste dans l'eau filtrée (DeMers et Renner, 1992). Quant aux crédits CT de post-désinfection, on peut en obtenir en ajoutant du bioxyde de chlore juste avant les réserves de distribution ou les conduites de transfert. Similairement à l'ozone, le bioxyde ne permet cependant pas d'inactiver significativement les oocystes de *Cryptosporidium* en eaux froides (voir section 11.2).

Avant de choisir le bioxyde de chlore comme désinfectant principal, il faut d'abord déterminer la demande en oxydant. Idéalement, cette étude devrait tenir compte des variations saisonnières de la qualité de l'eau brute, de sa température et des différents points d'injection possibles. Aux États-Unis, la concentration résiduelle maximale permise pour le bioxyde de chlore s'élève à 0,8 mg/L. Cela veut dire que si la demande en oxydant est supérieure à environ¹ 1,4 mg/L, on ne peut utiliser le bioxyde de chlore comme désinfectant parce que les sous-produits (ions chlorite et chlorate) risquent d'excéder les valeurs maximales permises. On pourrait le faire, mais à la condition d'enlever par la suite les sous-produits inorganiques (p. ex., le chlorite). Dans les installations classiques de production d'eau potable, il existe de nombreuses façons de réduire les concentrations excessives en chlorite avant la chloration.

Élimination des goûts et odeurs

Aux États-Unis, le bioxyde de chlore a souvent servi, dans la production d'eau potable, à l'élimination des odeurs et des goûts associés aux algues et à la décomposition de matières végétales. Le bioxyde de chlore est aussi efficace pour détruire les composés phénoliques responsables du goût et de l'odeur. Le moment recommandé pour ajouter le bioxyde de chlore dans ce but dépend de la qualité de l'eau brute, du type d'installation de production d'eau potable en cause et des autres applications de bioxyde de chlore qu'on y fait.

Le bioxyde de chlore présent à plus de 0,4 à 0,5 mg/L peut contribuer aux goûts et odeurs désagréables (AWWA, 1990). Pour cette raison, l'usage du bioxyde de chlore en tant que désinfectant résiduel demeure limité dans les eaux dont le COT va de modéré à élevé. Dans le cas d'eaux à faible demande en oxydant cependant, le ClO_2 résiduel peut perdurer plusieurs jours.

Oxydation du fer et du manganèse

On se sert parfois du bioxyde de chlore pour oxyder le fer et le manganèse. Cette pratique s'avère très efficace, en particulier pour les eaux très froides où la cinétique de réaction est beaucoup plus rapide qu'avec le chlore. Le bioxyde de chlore réagit avec le fer et le manganèse en solution pour former des précipités, qu'on enlève ensuite par décantation et filtration. Au cours de cette réaction, le bioxyde de chlore est réduit en ion chlorite (Knocke *et al.*, 1993). Il faut environ 1,2 mg/L de bioxyde de chlore pour enlever 1,0 mg/L de fer et 2,5 mg/L pour 1,0 mg/L de manganèse. En cas de fortes concentrations de fer et de manganèse, l'utilisation du bioxyde de chlore est limitée par la norme de 1,0 mg/L de sous-produits chlorite et chlorate, tel que décrit plus haut. Il est possible d'introduire du fer ferreux avant la coagulation classique afin de réduire l'ion chlorite en ion chlorure et d'améliorer ainsi l'ensemble du processus de floculation.

¹ Cette valeur pourrait être supérieure pour certaines eaux.

10.4.4.3 Points d'injection

Pour la désinfection, il n'est pas avantageux d'injecter le bioxyde de chlore avant la filtration car il est possible qu'il ne reste aucun résiduel à l'eau filtrée. Par contre, on peut obtenir une désinfection en l'injectant au post-traitement et plus précisément avant les réserves de distribution ou les conduites de transfert.

De plus, il a été démontré qu'en pratique, à cause de son caractère volatile, le bioxyde de chlore offre un très bon rendement dans les réacteurs pistons tels que les canalisations.

Dans les installations classiques, on recommande d'ajouter le bioxyde de chlore vers la fin de la décantation (pour éliminer le fer et manganèse), ou après la filtration (pour la désinfection). Dans le cas d'une eau brute de faible turbidité (p. ex., moins de 10 UTN), il est possible d'ajouter le bioxyde de chlore au début du traitement. À certains endroits, on applique cette méthode parce que le bioxyde de chlore prévient efficacement la croissance d'algues dans les bassins de floculation et de décantation exposés au soleil (DeMers et Renner, 1992). Dans de pareils cas, il est possible que l'on parvienne à de meilleurs résultats en procédant à l'ajout dans des périodes d'obscurité.

Les doses typiques de bioxyde de chlore employées comme désinfectant pour la production d'eau potable se situent entre 0,07 et 2,0 mg/L. Une étude de l'USEPA (1998), menée dans des installations qui utilisent le bioxyde de chlore, a montré que les valeurs médianes des concentrations de chlorite et de chlorate étaient de 0,24 et de 0,20 mg/L, respectivement. La norme est de 1,0 mg/L.

10.4.4.4 Sous-produits

Les sous-produits issus de la désinfection par le bioxyde de chlore incluent les chlorites, les chlorates et des sous-produits de désinfection organiques. La présente section traite de la formation de ces produits et des méthodes permettant de les éliminer ou de limiter leur présence. L'usage de bioxyde de chlore contribue à restreindre la production de THM et d'acides haloacétiques en oxydant les précurseurs et en permettant de placer le point de chloration plus en aval du traitement, après que la coagulation, la décantation et la filtration auront réduit la quantité de matière organique naturelle (MON).

Production de chlorite et de chlorate

Le traitement au bioxyde de chlore et la dégradation qui s'ensuit engendrent du chlorite et du chlorate comme produits terminaux. Les principaux facteurs qui influencent la concentration en bioxyde de chlore, en chlorite et en chlorate dans l'eau potable sont les suivants :

- Le rapport entre la dose ajoutée et la demande en oxydant;
- La concentration en matières organiques;
- Le ratio de mélange entre le chlorite de sodium et le chlore au cours du processus de génération du bioxyde de chlore;
- Le pH;
- L'exposition au soleil de l'eau contenant du bioxyde de chlore;

- Les réactions entre le chlore et le chlorite lorsque le chlore libre est maintenu en concentration résiduelle dans le réseau de distribution;
- La teneur en chlorate dans la solution de chlorite de sodium de base.

Il n'y a pas de normes spécifiques dans le *RQEP* sur les chlorites et les chlorates. Cependant, il est prudent de retenir les critères américains de la USEPA. Une concentration maximale de 1,0 mg/L a été fixée pour les chlorites et une concentration maximale de 0,8 mg/L a été fixée pour le bioxyde de chlore résiduel. Aucune norme n'a été fixée pour les chlorates en raison de l'absence de données toxicologiques concluantes. Cependant, il a été recommandé pour les exploitants de maintenir une concentration maximale de 1 mg/L pour la somme des concentrations de bioxyde de chlore, de chlorites et de chlorates. Cette approche sécuritaire leur permet de s'assurer du respect de l'exigence concernant les chlorites en considérant qu'une certaine fraction du bioxyde de chlore sera transformée en chlorites durant la distribution.

Sous-produits organiques de désinfection par le bioxyde de chlore

Normalement, le bioxyde de chlore ne produit que très peu de sous-produits organiques de désinfection. Singer (1992) a cependant remarqué que la formation de sous-produits organiques non halogénés issue de la désinfection au bioxyde de chlore n'a pas suffisamment fait l'objet de recherches. Il pense que le traitement au bioxyde de chlore engendre le même type de sous-produits d'oxydation que l'ozonation. L'ajout de bioxyde de chlore ne produit pas de trihalométhanés et seulement une faible quantité d'halogènes organiques totaux (TOX) (Werdehoff et Singer, 1987).

10.4.4.5 Les différents procédés de génération du bioxyde de chlore

Au tableau 10-8, on trouve quelques catégories de générateurs offerts sur le marché ainsi que leurs principales caractéristiques. Les générateurs classiques font réagir le chlorite de sodium avec de l'acide, du chlore en solution aqueuse ou du chlore gazeux. Quant aux technologies émergentes, le tableau présente un procédé électrochimique, un deuxième qui repose sur une matrice inerte de chlorite solide (dans laquelle circule du chlore gazeux) et une nouvelle technique qui utilise du peroxyde d'hydrogène et de l'acide sulfurique concentrés.

Tableau 10-8 : Générateurs de bioxyde de chlore offerts sur le marché

CATÉGORIE DE GÉNÉRATEUR	PRINCIPALES RÉACTIONS Réactifs, sous-produits, réactions clés et commentaires	PARTICULARITÉS
ACIDE – CHLORITE (Système d'acidification directe)	$4\text{HCl} + 5\text{NaClO}_2 \rightarrow 4\text{ClO}_{2(\text{aq})} + \text{ClO}_3^-$ <ul style="list-style-type: none"> • Faible pH • ClO_3^- possible • Vitesses de réaction peu élevées 	<ul style="list-style-type: none"> • Les pompes doseuses doivent être asservies • La limite de production est d'environ 11-14 kg/jour • Le rendement maximal tourne autour de 80%
CHLORE AQUEUX – CHLORITE (Injecteurs de Cl_2 gazeux et pompes à produits chimiques pour les liquides ou pompe d'appoint pour l'eau d'éjection)	$\text{Cl}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightarrow [\text{HOCl} / \text{HCl}]$ $[\text{HOCl}/\text{HCl}] + \text{NaClO}_2 \rightarrow \text{ClO}_{2(\text{g})} + \text{H}/\text{OCl} + \text{NaOH} + \text{ClO}_3^-$ <ul style="list-style-type: none"> • Faible pH • ClO_3^- possible • Réactions relativement lentes 	<ul style="list-style-type: none"> • Il faut un excédent de Cl_2 ou de l'acide pour neutraliser le NaOH • La production est limitée à environ 450 kg/jour • Le taux de transformation est élevé mais le rendement n'est que de 80-92% • Le faible pH (environ 2,8–3,5) rend l'effluent plus corrosif • Trois circuits de pompage de produits chimiques acheminent le HCl, l'hypochlorite, les chlorites et l'eau de dilution vers le réservoir de réaction
CHLORE AQUEUX RECIRCULÉ OU <i>FRENCH LOOP</i> (Saturation en Cl_2 d'une solution par passage dans une boucle de recirculation, puis mélange avec la solution de chlorite)	$2\text{HOCl} + 2\text{NaClO}_2 \rightarrow 2\text{ClO}_2 + \text{Cl}_2 + 2\text{NaOH}$ <ul style="list-style-type: none"> • Besoin d'un excédent de Cl_2 ou de HCl à cause du NaOH formé 	<ul style="list-style-type: none"> • Pour une efficacité optimale il faut une concentration d'environ 3 g/L. • La production est limitée à environ 450 kg/jour • On rapporte un rendement de 92-98% avec environ 10% de Cl_2 en excès • Très corrosif pour les pompes. Ce mélange doit être suivi d'une maturation en réservoir

CATÉGORIE DE GÉNÉRATEUR	PRINCIPALES RÉACTIONS Réactifs, sous-produits, réactions clés et commentaires	PARTICULARITÉS
<p>CHLORE GAZEUX – CHLORITE (Un injecteur envoie du Cl₂ gazeux et une solution à 25% de chlorite de sodium dans la colonne de réaction)</p>	<p>$\text{Cl}_{2(g)} + \text{NaClO}_{2(aq)} \rightarrow \text{ClO}_{2(aq)}$</p> <ul style="list-style-type: none"> • pH neutre • réaction rapide • possible entartrage dans le réacteur sous vide à cause de la dureté des produits qui l'alimentent 	<ul style="list-style-type: none"> • La production varie entre 2200 et 55 000 kg/jour • Fonctionne seulement avec des injecteurs, sans pompe. L'eau motrice est l'eau de dilution. Le pH de l'effluent est à peu près neutre. Il n'y a pas de Cl₂ en excès au moment de la réaction. La marge de réglage effective est évaluée à 5-10 X avec un rendement de 95-99%. L'excédent de Cl₂ en sortie est inférieur à 2%. Ce type de générateur requiert des débitmètres très précis et une pression minimale de 40 psig dans les conduites.
<p>CHLORE GAZEUX – MATRICE DE CHLORE SOLIDE (Du Cl₂ gazeux humidifié est passé ou pompé à travers une matrice stable contenant du chlorite de sodium solide.)</p>	<p>$\text{Cl}_{2(g)} + \text{NaClO}_{2(s)} \rightarrow \text{ClO}_{2(g)} + \text{NaCl}$</p> <ul style="list-style-type: none"> • Réaction rapide • Nouvelle technologie 	<ul style="list-style-type: none"> • On dilue le Cl₂ gazeux avec du N₂ ou de l'air filtré afin de produire un effluent gazeux à env. 8% de ClO₂. Il est possible d'obtenir une marge de réglage effective infinie avec un rendement supérieur à 99%. La production maximale atteint environ 550 kg/jour par colonne et plus de 4500 kg/jour si on a plusieurs colonnes.
<p>ÉLECTROCHIMIQUE (Production continue de ClO₂ à partir d'une solution de chlorite à 31% recirculée dans une cellule d'électrolyse)</p>	<p>$\text{NaClO}_{2(aq)} \rightarrow \text{ClO}_{2(aq)} + e^-$</p> <ul style="list-style-type: none"> • Nouvelle technologie 	<ul style="list-style-type: none"> • De l'eau refroidie circulant à contre-courant recueille le ClO₂ gazeux produit par la cellule et libéré par diffusion à travers une membrane perméable au gaz. Pour les petits systèmes à circulation unique, il faut que le passage du courant soit ajusté de manière précise (loi de Coulomb).
<p>ACIDE – PEROXYDE – CHLORURE</p>	<p>$2\text{NaClO}_3 + \text{H}_2\text{O}_2 + \text{H}_2\text{SO}_4 \rightarrow 2\text{ClO}_2 + \text{O}_2 + \text{NaSO}_4 + \text{H}_2\text{O}$</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Ce procédé est alimenté par du H₂O₂ et du H₂SO₄ concentrés • Version à échelle réduite • pH faible

Source : Adapté de Gates, 1998.

10.4.4.6 Efficacité de la désinfection

Le bioxyde de chlore présente plusieurs avantages par rapport au chlore et aux autres désinfectants. Contrairement au chlore, il demeure sous sa forme moléculaire dans les limites de pH typiques des eaux naturelles (Roberts *et al.*, 1980). Le bioxyde de chlore est un oxydant et un désinfectant puissant : on ne connaît pas bien les mécanismes qui gouvernent son action désinfectante, mais ils semblent différer selon le type de micro-organisme.

Des études ont permis d'évaluer l'effet du pH, de la température et des particules en suspension sur l'efficacité de désinfection du bioxyde de chlore. Les sections qui suivent résument l'influence de chacun de ces paramètres sur l'inactivation des agents pathogènes.

pH

Les études ont démontré que le pH avait peu d'impact sur l'efficacité de la désinfection avec le bioxyde de chlore dans un intervalle de pH de 6,0 à 8,5, en comparaison au chlore. Les études ont aussi montré que, contrairement à l'inactivation par le chlore, l'inactivation par le bioxyde de chlore du poliovirus 1 (Scarpino *et al.*, 1979) et du kyste *Naegleria gruberi* (Chen *et al.*, 1984) s'accroît à mesure qu'augmente le pH.

Les résultats des études portant sur l'inactivation de *E. coli* sont peu concluantes. On a découvert que le degré d'inactivation par le bioxyde de chlore augmente avec le pH (Bernarde *et al.*, 1967a). Une étude précédente avait cependant souligné qu'un pH entre variant entre 6,0 et 10,0 n'avait pas d'effet sur l'activité bactéricide du bioxyde de chlore (Ridenour et Ingols, 1947). Selon une étude récente portant sur *Cryptosporidium*, l'inactivation d'oocystes par le bioxyde de chlore se produit plus rapidement à un pH de 8,0 qu'à un pH de 6,0. Pour une valeur de CT similaire, le degré d'inactivation à un pH de 8,0 s'est révélé environ le double de celui observé à un pH de 6,0 (LeChevallier *et al.*, 1997). Cependant, Ruffell *et al.* (2000) ont, pour leur part, montré l'absence d'effet du pH sur l'efficacité du ClO₂ à inactiver *Cryptosporidium* pour des pH variant de 6,0 à 8,0. Une autre étude a permis de découvrir que l'efficacité du bioxyde de chlore, relativement à l'inactivation de *Giardia*, augmente en fonction du pH et que cela pouvait être dû à des modifications chimiques ou physiques dans la structure du kyste de *Giardia* plutôt qu'à l'effet du pH sur la dismutation du bioxyde de chlore (Liyange *et al.*, 1997).

Température

Comme pour le chlore, l'efficacité de désinfection du bioxyde de chlore diminue en fonction de la température (Ridenour et Ingols, 1947). Au cours d'une étude récente, LeChevallier *et al.* (1997) ont découvert qu'une diminution de la température de 20°C à 10°C réduisait de 40% l'efficacité de la désinfection opérée sur *Cryptosporidium* par le bioxyde de chlore, ce qui s'apparente aux résultats obtenus précédemment pour *Giardia* et certains virus. Selon Gregory *et al.* (1998), même dans les conditions les plus favorables (c.-à-d. à un pH de 8,5), une inactivation de 2 log de *Cryptosporidium* par le bioxyde de chlore ne semble pas envisageable à cause des doses requises : plus de 3,0 mg/L pendant un temps de contact de 60 min. À un pH neutre, on pourrait avoir besoin de plus de 20 mg/L.

Matières en suspension

Les matières en suspension et l'agglomération d'agents pathogènes nuisent à l'efficacité de désinfection du bioxyde de chlore. On a évalué la protection apportée par la bentonite contre l'inactivation par le bioxyde de chlore à environ 11% pour une turbidité inférieure à 5 UTN et à 25% dans le cas de turbidités variant entre 5 et 17 UTN (Chen *et al.*, 1984). En laboratoire, il a fallu 2,7 fois plus de temps pour inactiver des préparations de poliovirus 1 comportant surtout des agglomérations de virus que pour inactiver des virus individuels (Brigano *et al.*, 1978). Chen *et al.* (1984) ont aussi découvert que les amas de kystes *Naegleria gruberi* résistaient davantage au bioxyde de chlore que les amas plus petits ou que les kystes non agglomérés.

10.4.4.7 Stratégies pour prévenir la formation de sous-produits de désinfection

L'USEPA recommande de conserver sous 1,0 mg/L de Cl₂ la concentration totale en bioxyde de chlore, chlorite et chlorate (USEPA, 1983). De plus, le bioxyde de chlore présent à plus de 0,4 à 0,5 mg/L peut contribuer aux goûts et odeurs désagréables (AWWA, 1990). Pour cette raison, l'usage du bioxyde de chlore en tant que désinfectant résiduel demeure limité dans les eaux dont le COT va de modéré à élevé. Dans le cas d'eaux à faible demande en oxydant, cependant, le ClO₂ résiduel peut perdurer plusieurs jours.

Une fois formé, le chlorate demeure stable dans l'eau potable et il n'existe pas de traitement connu pour l'enlever. Selon Gallagher *et al.* (1994), trois méthodes se sont cependant révélées efficaces pour retirer le chlorite :

- Ajouter des composés réduits par le soufre tels que le bioxyde de soufre ou le sulfite de sodium (méthode non recommandée);
- Se servir de charbon actif granulaire (CAG) ou de charbon actif en poudre (CAP);
- Ajouter des sels de fer réduits tels que le chlorure ferreux et le sulfate ferreux.

Il a été démontré que l'enlèvement du chlorite dans l'eau potable à l'aide de bioxyde de soufre, ou d'autres agents réducteurs à base de soufre, est efficace mais non souhaitable. Une étude portant sur l'enlèvement du chlorite par le bioxyde de soufre indique qu'un pH plus faible favorise l'enlèvement du chlorite et que l'efficacité du traitement augmente en fonction de la dose de bioxyde de soufre. Malheureusement, l'utilisation de bioxyde de soufre et de métrasulfite entraîne la formation de quantités importantes de chlorate. Il a donc été conclu que l'enlèvement du chlorite par le bioxyde de soufre et le métrasulfite n'est pas désirable (Dixon et Lee, 1991). Quant au thiosulfate de sodium, il permet une réduction efficace des concentrations en chlorite, mais cela requiert des doses relativement élevées et dépend énormément du pH et du temps de contact. Cette méthode n'est donc pas recommandée parce qu'elle exige de trop fortes doses de thiosulfate de sodium. (Griese *et al.*, 1991).

L'ajout de fer ferreux à l'eau potable permet d'enlever le chlorite et produit généralement du chlorure. La réduction du chlorite se fait rapidement à des pH de 5 à 7 : elle est complétée en 3 à 5 secondes. Le fer réduit qui demeure en excès dans la solution réagit avec l'oxygène dissous en milieu neutre, mais en milieu acide (pH < 6,5) la stabilité de l'ion soluble risque de causer des problèmes d'ordre esthétique (taches de rouille). Il faut donc porter une attention particulière au

dosage du fer ferreux afin de ne pas excéder la concentration maximale de 0,3 mg/L recommandée pour le fer (Knocke et Iatrou, 1993).

Le charbon actif en poudre (CAP) peut éliminer les chlorites si on utilise des dosages relativement élevés (de 10 à 20 mg/L de CAP) et de faibles pH (5,5 à 6,5). Mais à moins que le CAP ne soit utilisé à d'autres fins, comme l'élimination des goûts et odeurs, cette option n'est pas rentable car elle requiert une grande quantité de CAP. Les diverses marques de CAP diffèrent parfois dans leur capacité à réduire le chlorite.

Le charbon actif granulaire (CAG) enlève le chlorite, mais sa capacité utile risque de diminuer très rapidement. Il semble que l'enlèvement du chlorite résulte de processus d'adsorption et de réduction chimique (Dixon et Lee, 1991). On assiste initialement à un enlèvement très efficace du chlorite par adsorption. Puis, au fur et à mesure que les sites d'adsorption sont saturés, la réduction chimique sur les surfaces du CAG devient le principal mécanisme d'enlèvement. Bien qu'à la sortie des filtres au CAG les concentrations en chlorite soient faibles, les niveaux de chlorate sont élevés, fort probablement à cause de réactions ayant eu lieu dans les filtres entre le chlorite et le chlore libre. Selon les études, les filtres de CAG possèdent une capacité limitée d'élimination et des ions chlorate s'y formeront si l'eau à l'entrée des filtres contient du chlore libre et des ions chlorite. La meilleure façon d'utiliser le CAG pour réduire le chlorite et éviter la formation de chlorate consiste à diminuer le plus possible la durée des cycles de production et à s'assurer qu'il n'y aura pas de chlore libre dans le filtre.

10.4.4.8 Paramètres de conception

Le lecteur peut se référer à la section 10.4.1 sur la conception des systèmes de chloration car plusieurs concepts décrits à cette section sont également applicables pour le bioxyde de chlore.

Parmi les composantes de base d'un système de fabrication de bioxyde de chlore, on retrouve les suivantes :

- Un système d'entreposage et d'alimentation pour la solution d'hypochlorite;
- Un système d'entreposage et d'alimentation pour le chlorite de sodium;
- Un système d'entreposage et d'alimentation pour l'acide (dans le cas des générateurs à acidification directe);
- Un système d'entreposage et d'alimentation pour le chlore;
- Un générateur de bioxyde de chlore;
- La tuyauterie et les appareils de dosage et de répartition du bioxyde de chlore.

L'entreposage du chlorite de sodium

Les systèmes d'entreposage et de dosage du chlorite de sodium, de façon générale, consistent en un (des) réservoirs(s) d'entreposage de liquide et des pompes doseuses.

Réservoirs d'entreposage

Pour l'entreposage en vrac de solutions de chlorite de sodium (25 à 38%), on recommande de se servir de réservoirs en plastique renforcé de fibres de verre (FRP) ou en polyéthylène linéaire haute densité (HDLPE) ne comprenant aucune isolation ni sonde de température. Les ajutages

devraient être munis d'évents pour le déchargement des camions-citernes ainsi que d'indicateurs de niveau et de température.

On peut se procurer le chlorite de sodium en fûts de 208 L, en bacs à usage unique de 1040 L ou en vrac, selon la taille des installations. Pour la plupart des petits systèmes de génération, on devrait pouvoir se constituer une provision de 30 jours à l'aide de fûts de 208 L. Chacun de ces fûts pèse environ 270 kg : il faut prévoir le matériel nécessaire pour qu'une personne seule puisse les manipuler facilement. Diverses précautions doivent être prises pour la manipulation et le stockage des solutions de chlorite de sodium.

De manière générale, il faut prévoir, pour la fabrication et l'entreposage du bioxyde de chlore :

- Des endroits réservés à l'entreposage et à l'alimentation (dont le dosage);
- L'utilisation de matériaux de construction incombustibles tels que le béton;
- L'entreposage dans des contenants opaques, propres et fermés;
- L'absence (ni entreposage, ni manipulation) de substances combustibles ou réactives, telles que les acides ou les matières organiques, au lieu d'entreposage du chlorite de sodium;
- Dans les endroits où l'on entrepose et manipule le produit, un confinement secondaire doit être prévu pour recueillir le pire déversement envisageable, y compris des puisards facilitant la récupération;
- Une source d'approvisionnement en eau près des lieux d'entreposage et de manipulation, pour fins de nettoyage;
- L'utilisation de matériaux inertes pour tout ce qui entre en contact avec les solutions fortement oxydantes ou celles faisant partie du procédé de fabrication;
- Des réservoirs d'entreposage munis d'évents;
- Une ventilation suffisante et un contrôle de la qualité de l'air;
- Des masques à gaz et des trousseaux de premiers soins placés juste à l'extérieur des zones abritant des produits chimiques;
- Un réacteur muni de regards vitrés, s'il n'est pas fait de matériel transparent;
- Des dispositifs de contrôle du débit sur toutes les conduites d'alimentation en produits chimiques, les conduites d'eau de dilution et celles transportant la solution de bioxyde de chlore;
- Une eau de dilution dont le pH est à peu près neutre et de faible dureté afin de prévenir les dépôts de calcium;
- Des essais fréquents sur place afin de connaître la concentration des solutions et de réaliser un contrôle efficace du procédé;
- Des mesures visant à limiter le contact des solutions de bioxyde de chlore avec l'air, afin de prévenir l'accumulation de vapeurs explosives dans l'espace vide à l'intérieur du générateur. Il faut éviter que le bioxyde de chlore dans l'air n'atteigne des concentrations supérieures à 8 à 10% en volume. Deux méthodes permettent cela : le fonctionnement sous vide ou l'entreposage sous haute pression (300 à 500 kPa). Les réservoirs d'entreposage (intermittent) contenant du ClO₂ doivent être munis d'évents convenables;
- Les réservoirs systèmes de solution à 38% de chlorite de sodium devront donc être placés soit à l'intérieur d'une enceinte chauffée ou être isolés. Quant à la solution à 25%, elle ne requiert aucune protection particulière, hormis le cas des régions froides;

- Dans les régions froides, il n'est pas recommandé d'entreposer à l'extérieur les solutions de chlorite de sodium titrant 25% ou plus, car à des températures inférieures à 4°C, il peut se produire une stratification. De plus, toute formation de glace risquerait d'endommager les réservoirs. Dans certains cas, il est possible de diviser l'entreposage : de gros réservoirs pour le vrac et de plus petits qu'on remplit régulièrement en fonction des besoins d'exploitation;
- Dans les régions chaudes, il faut éviter de conserver des fûts de couleur sombre pendant de longues périodes, sinon le chlorite de sodium se décompose;
- Les luminaires, les interrupteurs, les fils et la tuyauterie doivent être situés de façon à ce qu'aucune fuite ou déversement de chlorite de sodium ne les atteigne.

Pompes doseuses

La conception de toute la tuyauterie destinée au chlore gazeux ou à des solutions d'hypochlorite doit respecter les directives du présent Guide de conception (voir section 10.4.1). De plus, la tuyauterie et les pompes des systèmes alimentés par la solution de 38% de chlorite de sodium devront être placés à l'intérieur d'une enceinte chauffée ou être isolés. Quant à la solution à 25%, elle ne requiert aucune protection particulière, si ce n'est dans les régions froides.

On doit prévoir des pompes de transfert centrifuges faites d'acier inoxydable de série 316, de fibres de verre, d'Hypalon, de Téflon ou de résines époxydes. Afin d'éviter les étincelles, les pompes centrifuges utilisées sont à entraînement magnétique. Elles ne doivent comporter aucun joint, sinon des joints mécaniques doubles. Le polychlorure de vinyle chloré (PVC-C) constitue le matériau de prédilection pour la tuyauterie, bien que le vinylester et le Téflon soient acceptables. Il n'est pas recommandé de concevoir la tuyauterie en acier au carbone ou en acier inoxydable.

Les pompes doseuses de chlorite de sodium sont généralement des pompes à compteur à diaphragme conçues pour le pompage de liquide et la régulation du dosage. Si on utilise des pompes centrifuges, le seul matériel de garniture acceptable est le Téflon. S'il faut lubrifier, on ne devrait utiliser qu'une quantité minimale de lubrifiant ininflammable. Les moteurs de pompes doivent être à l'épreuve des explosions, avec un ventilateur extérieur et des roulements étanches. Les raccords ne doivent comporter aucune graisse. Les conduites d'eau associées aux joints mécaniques doivent être munies d'un manomètre et d'un robinet d'étranglement à la sortie. Il faut pouvoir vérifier visuellement l'exactitude du débit. Chaque pompe doit posséder une colonne d'étalonnage.

Il faut assurer un support adéquat de la tuyauterie contenant du chlorite de sodium afin d'éviter le plus possible de la soumettre à un effort excessif. On doit également prévoir des raccords flexibles aux pompes afin de limiter les dommages dus aux vibrations. La tuyauterie doit posséder une pente descendante vers les points de vidange et des raccords de tuyaux flexibles munis de robinets en des points stratégiques permettant le rinçage et la vidange des conduites. L'eau de service servant au rinçage des conduites d'alimentation doit être amenée seulement par des tuyaux flexibles raccordés de manière temporaire et protégés par un dispositif anti-retour. Il faut que les conduites d'eau de service comprennent des clapets de non-retour. Les raccords des tuyaux flexibles amenant l'eau de service doivent être munis de purgeurs d'air, qui permettront de relâcher la pression dans le tuyau avant de le débrancher.

Le débit est mesuré de manière précise à l'aide de compteurs électromagnétiques, de compteurs de débit massique ou de débitmètres à flotteur. On doit prendre des mesures pour prévenir le refoulement. Le chlorite de sodium est extrêmement réactif, particulièrement sous sa forme solide, il faut donc prendre les précautions nécessaires pour se prémunir contre les risques d'explosion.

Les solutions de bioxyde de chlore titrant à moins d'environ 10 g/L n'engendreront pas suffisamment de pression de vapeur pour que cela représente un danger d'explosion dans des conditions normales de température et de pression ambiantes. La concentration des solutions de bioxyde de chlore utilisées pour le traitement de l'eau dépasse rarement 4 g/L pour des températures inférieures à 40°C : elles se situent généralement entre 0,1 et 5,0 mg/L. Si la température excède 50°C, il faut munir d'évents les réservoirs d'entreposage, car les concentrations de ClO₂ risquent d'y être plus élevées. Mais il est rare de rencontrer de telles conditions, étant donné qu'on utilise normalement de l'eau de service ou de l'eau potable froide comme eau de dilution pour le générateur.

10.4.5 Rayonnement ultraviolet

10.4.5.1 Photochimie du rayonnement U.V.

Les rayons U.V. se dissipent rapidement dans l'eau pour être absorbés ou réfléchis par les substances qui s'y trouvent. Ce phénomène ne génère aucun résidu ou sous-produit de désinfection : il est donc particulièrement intéressant pour ces raisons. Cela implique toutefois l'utilisation d'un désinfectant secondaire, tel que le chlore, pour maintenir une concentration résiduelle dans le réseau de distribution.

Les rayons ultraviolets sont des radiations électromagnétiques dont la longueur d'onde se situe entre 100 et 400 nm (soit entre celle de la lumière visible et celle des rayons X). Le rayonnement U.V. se divise en U.V. extrême (de 100 à 200 nm), en U.V.C. (de 200 à 280 nm), en U.V.B. (de 280 à 315 nm) et en U.V.A. (de 315 à 400 nm). L'effet germicide optimum correspond au spectre d'U.V. allant de 245 à 285 nm. Pour la désinfection aux rayons U.V., on utilise : (1) des lampes à basse pression dont le rendement énergétique maximal produit une longueur d'onde de 253,7 nm; (2) des lampes à moyenne pression qui émettent un rayonnement U.V. dont la longueur d'onde varie entre 180 et 1370 nm; (3) des lampes qui émettent à d'autres longueurs d'onde, par impulsions de haute intensité.

On peut calculer le taux de survie des micro-organismes, en fonction de la dose et du temps de contact, en se servant d'équations de cinétique du premier ordre (White, 1992; USEPA, 1996). Dans le cas d'enlèvement de grandes quantités d'organismes, les concentrations restantes semblent être dues uniquement à la dose employée et à la qualité de l'eau et ne pas dépendre de la densité initiale de micro-organismes.

Le rayonnement U.V. à ondes entretenues, aux doses et aux longueurs d'onde normalement employées pour la production d'eau potable, ne change pas de manière significative la composition chimique de l'eau et n'interagit pas de façon importante avec les substances présentes dans l'eau (USEPA, 1996). L'eau conserve donc ses caractéristiques physico-chimiques naturelles et aucun agent chimique ne s'y ajoute. Qui plus est, cette technique ne génère pas de résidus. La formation de trihalométhanes ou d'autres sous-produits de désinfection se trouve donc ainsi réduite au minimum.

10.4.5.2 Variables importantes pour le procédé

Puisque le rayonnement U.V. est en fait de l'énergie sous forme d'ondes électromagnétiques, les caractéristiques chimiques de l'eau à traiter ne limitent pas son efficacité. Il semble donc que le pH, la température, l'alcalinité et le carbone organique total n'influencent pas le rendement global de la désinfection par ultraviolet (AWWA et ASCE, 1990). La dureté, cependant, risque de nuire à la propreté et au bon fonctionnement des manchons des lampes. La présence ou l'ajout d'oxydants (comme l'ozone ou le peroxyde d'hydrogène par ex.) améliore le rendement du traitement par U.V.

La demande en U.V. de l'eau se mesure à l'aide d'un spectrophotomètre réglé à une longueur d'onde de 254 nm, sur un échantillon d'eau d'un centimètre d'épaisseur. La mesure qui en résulte représente l'absorption d'énergie par unité de profondeur, ou l'absorbance. Il est important de mesurer l'absorbance U.V. sur un échantillon sans traitement de filtration (contrairement à la procédure habituelle décrite dans *Standards Methods*).

On utilise couramment le pourcentage de transmittance pour déterminer si le rayonnement U.V. convient comme méthode de désinfection. L'équation suivante permet de le calculer à partir de l'absorbance (A).

$$\text{Pourcentage de transmittance} = 100 \times 10^{-A} \qquad \text{Éq. 10-10}$$

Le tableau 10-9 présente quelques valeurs typiques d'absorbance ainsi que le pourcentage de transmittance qui lui correspond, et ceci pour des eaux brutes de différentes qualités.

Tableau 10-9 : Qualité de l'eau et caractéristiques U.V. associées

Qualité de l'eau brute	Absorbance (unités d'absorbance/cm)	Pourcentage de transmittance
Excellente	0,022	95%
Bonne	0,071	85%
Passable	0,125	75%

Source : DeMers et Renner, 1992

10.4.5.3 Production des rayons ultraviolets

Le rayonnement U.V. est émis par des lampes qui fonctionnent à l'électricité. Les lampes utilisées habituellement pour la désinfection par U.V. sont en fait des tubes de quartz remplis d'un gaz inerte, tel que l'argon ainsi qu'une faible quantité de mercure. Des ballasts régularisent l'alimentation électrique des lampes.

Lampes U.V.

Le fonctionnement d'une lampe U.V. ressemble à celui d'une lampe fluorescente. Dans la plupart des cas, c'est un flux d'électron porté par de la vapeur de mercure ionisé qui cause l'émission du rayonnement U.V.. La différence entre les deux types de lampe réside dans le fait que le tube fluorescent est enduit de phosphore, qui transforme les ultraviolets en lumière visible, tandis que la lampe U.V. ne possède pas cet enduit : elle transmet donc les rayons U.V. produits par l'arc (White, 1992).

Pour la production d'eau potable, on peut se procurer des lampes à basse pression et des lampes à pression moyenne. Les premières émettent une énergie maximale à une longueur d'onde de 253,7 nm alors que les secondes émettent à des longueurs d'onde variant entre 180 et 1370 nm. L'intensité des lampes à pression moyenne est de beaucoup supérieure à celle des lampes à basse pression. On a donc besoin de moins de lampes à pression moyenne que de lampes à basse pression pour obtenir une même dose d'U.V.. Dans les petites installations de production d'eau potable, le procédé de désinfection ne comporte parfois qu'une seule lampe à pression moyenne. Bien que les deux types de lampes fonctionnent aussi bien l'un que l'autre pour inactiver les

micro-organismes, il est recommandé pour les installations et réseaux de petite taille d'utiliser plusieurs lampes U.V. à basse pression, et cela à cause de la fiabilité que leur confère leur nombre (DeMers et Renner, 1992), plutôt que de n'utiliser qu'une seule lampe à moyenne pression. Cela permet aussi un fonctionnement adéquat pendant les cycles de lavage des lampes.

Les lampes à basse pression devraient présenter les caractéristiques suivantes (DeMers et Renner, 1992), entre autres :

- Être faites avec du quartz de type L, sans ozone;
- Pouvoir s'allumer instantanément (délai d'allumage minimal);
- Résister aux chocs et à la vibration.

Normalement, les lampes à basse pression sont contenues dans un manchon de quartz qui protège de l'eau la surface de la lampe. Cela permet de maintenir la surface de la lampe près de sa température de fonctionnement optimale de 40°C. Bien qu'il existe aussi des manchons en Téflon, ces derniers absorbent 35% des rayons U.V., comparativement à 5% pour le quartz (Combs et McGuire, 1989). Il n'est donc pas recommandé d'utiliser des manchons en Téflon.

L'intensité du rayonnement émis par les lampes U.V. diminue avec le temps. Deux facteurs nuisent principalement à leur bon fonctionnement soit : (1) la solarisation, produite par les U.V. sur la lampe et qui la rend opaque; (2) la détérioration progressive des électrodes puis leur défaillance, causées par les allumages et extinctions successives de la lampe. Des cycles fréquents d'allumage et extinction entraînent en effet un vieillissement prématuré des lampes. L'espérance de vie des lampes U.V. à basse pression se situe à environ 8800 heures.

De plus, l'encrassement du manchon en quartz réduit la quantité de rayons U.V. qui atteignent l'eau. Neuf et propre, ce manchon transmet normalement plus de 90% des ultraviolets produits. À mesure que le temps passe, des débris organiques et inorganiques (p. ex. du fer, du calcium ou du silt) se fixent sur la surface de quartz en contact avec l'eau, ce qui freine la transmission des U.V. (USEPA, 1996).

Ballasts

Les ballasts sont des transformateurs qui assurent la régulation du courant électrique alimentant les lampes U.V.. Si l'on veut éviter une défaillance prématurée des ballasts, ces derniers doivent fonctionner à une température inférieure à 60°C. Ils génèrent habituellement suffisamment de chaleur pour justifier l'installation d'un ventilateur ou d'un appareil de conditionnement d'air (White, 1992).

On utilise couramment deux types de transformateurs pour les lampes U.V. : les transformateurs électroniques et les transformateurs électromagnétiques. Les ballasts électroniques fonctionnent à des fréquences beaucoup plus élevées que les ballasts électromagnétiques, entraînant une température de fonctionnement plus basse pour les lampes, une moindre consommation d'énergie, une libération de chaleur moins grande et une plus longue durée de vie des ballasts (DeMers et Renner, 1992).

Quelques critères de sélection pour les ballasts (DeMers et Renner, 1992) sont les suivants :

- Sceau d'approbation des Underwriter's Laboratories (ULC);
- Boîtier à l'épreuve de l'eau placé dans un endroit isolé.

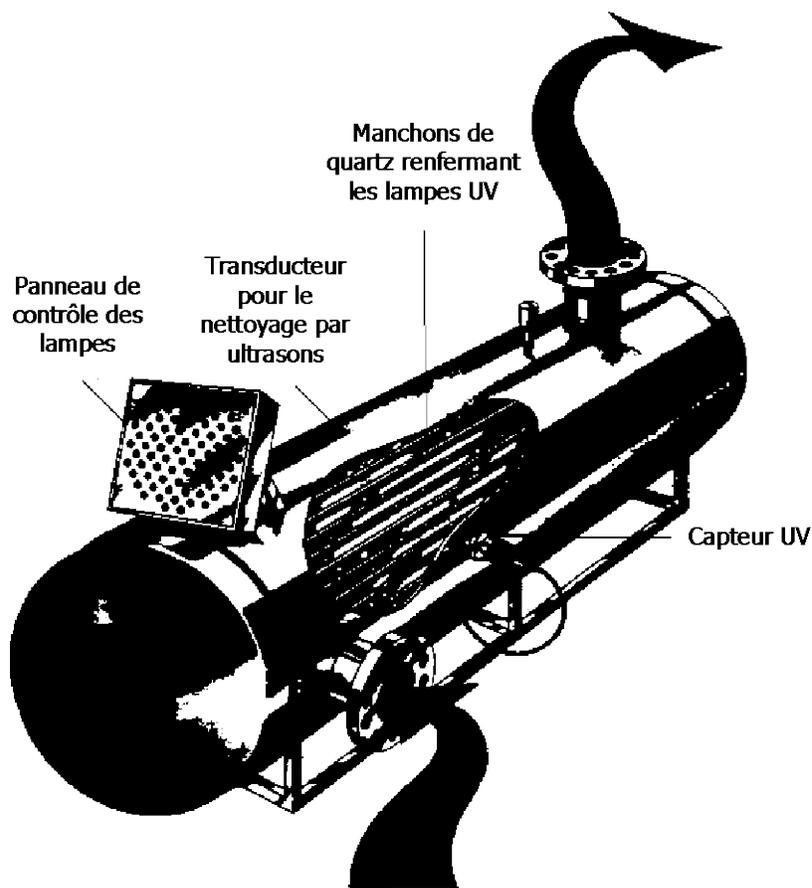
10.4.5.4 Types de réacteur U.V.

La plupart des réacteurs U.V. classiques se répartissent en deux catégories : les réacteurs fermés (en vase clos) et les réacteurs à surface libre. Dans le domaine de la production d'eau potable, on préfère généralement les réacteurs fermés pour les raisons suivantes (USEPA, 1996) :

- Ils occupent une surface moins importante;
- Ils permettent d'éviter la pollution due aux particules en suspension dans l'air;
- Ils limitent l'exposition du personnel aux rayons U.V.;
- Leur conception modulaire en facilite l'installation.

La figure 10-13 illustre un réacteur fermé classique. Ce réacteur fournit des doses d'U.V. suffisantes pour des débits pouvant aller jusqu'à 400 L/s. Pour augmenter la dose, il suffit d'ajouter des lampes U.V. ou d'allonger le temps d'exposition.

Figure 10-13 : Réacteur U.V. fermé



Source : USEPA, 1996.

10.4.5.5 Considérations relatives à l'hydraulique

La dispersion, la turbulence, le volume utile, la distribution des temps de séjour ainsi que le débit constituent les principaux éléments d'hydraulique à considérer dans la conception d'un réacteur U.V. fermé (USEPA, 1996).

Dispersion

La dispersion est la manière dont l'eau se dissémine dans l'espace. Dans le réacteur idéal s'effectue un écoulement en piston : on suppose alors que les particules d'eau sortent du réacteur dans l'ordre où elles y sont entrées et qu'elles demeurent toutes dans le réacteur pendant la même période de temps. De plus, il n'y aurait pas de dispersion dans un réacteur idéal. On s'en approche en se servant d'un long réservoir ayant un fort ratio longueur/largeur et dans lequel la dispersion demeure minimale (USEPA, 1996).

Turbulence

En plus d'assurer un écoulement en piston, le réacteur U.V. idéal produit une turbulence radiale qui a pour fonction d'éliminer les zones mortes. Ce schéma d'écoulement à turbulence radiale favorise un dosage uniforme du rayonnement U.V.. Il a cependant le désavantage de causer une certaine dispersion axiale, ce qui a pour effet de troubler l'écoulement en piston. On a utilisé par le passé des techniques telles que le désalignement (de l'admission et de la sortie d'eau) et l'installation de tranquillisateurs perforés pour composer avec les caractéristiques contradictoires de l'écoulement en piston et de la turbulence (USEPA, 1996).

10.4.5.6 Inactivation des agents pathogènes et efficacité de la désinfection

Contrairement à la plupart des autres méthodes de désinfection, le rayonnement UV est un procédé physique qui demande un temps de contact de quelques secondes seulement pour inactiver les agents pathogènes (Sobotka, 1993). Cependant, comme les autres procédés de désinfection, il a ses limites.

Détermination des doses de rayonnement UV requises pour l'inactivation des parasites

Le *Règlement sur la qualité de l'eau potable* exige que les eaux de surface soient traitées pour inactiver 2 log, soit 99 %, de *Cryptosporidium* et 3 log, soit 99,9 %, de *Giardia*. Ces objectifs peuvent être atteints à l'aide de la filtration ou de la chloration, ou encore par l'emploi d'autres oxydants. En ce qui concerne les oxydants, le *Guide de conception des installations de production d'eau potable* recommande l'utilisation d'une table de CT (identique à celle prévue par la réglementation américaine) spécifique pour l'inactivation de ces parasites en fonction de l'oxydant utilisé (voir le chapitre 11 du volume 1).

Plusieurs études ont montré que lorsque la désinfection par rayonnement UV est utilisée pour inactiver les parasites les doses requises pour inactiver au moins 2 log de *Cryptosporidium* et 3 log de *Giardia* étaient inférieures à 6 et à 11 mJ/cm² respectivement (USEPA, 2003). De plus, selon les protocoles de validation des réacteurs UV qui ont été reconnus par le Comité sur les technologies de traitement en eau potable, une dose de 40 mJ/cm² sert de référence pour valider les réacteurs. Le recours à cette dose est donc devenu courant pour se conformer à l'exigence réglementaire relative à la désinfection des parasites par rayonnement ultraviolet. À cette dose de

40 mJ/cm², 3 log d'inactivation sont accordés pour les parasites (*Cryptosporidium* et *Giardia*). Pour les eaux non filtrées, une dose de 60 mJ/cm² est nécessaire afin de compenser la perte d'efficacité de la désinfection provoquée par l'augmentation possible de la turbidité et des autres substances susceptibles d'en réduire l'efficacité (notamment les substances humiques et fulviques).

Détermination des doses de rayonnement UV requises pour l'inactivation des virus

Le *Règlement sur la qualité de l'eau potable* exige que les eaux de surface et les eaux souterraines pour lesquelles une contamination fécale a été mise en évidence soient traitées pour inactiver 4 log, soit 99,99 % des virus. Cet objectif peut être atteint à l'aide de la filtration ou de la chloration, ou encore par l'emploi d'autre oxydants. En ce qui concerne les oxydants, le *Guide de conception des installations de production d'eau potable* recommande l'utilisation d'une table de CT (identique à celle prévue par la réglementation américaine) spécifique pour l'inactivation des virus (voir le chapitre 11 du volume 1).

Pour obtenir des valeurs de référence de ces tables, l'USEPA a publié le *Guidance Manual for Compliance and Disinfection Requirements for Public Water Systems Using Surface Water Sources*. On y indique entre autres que le CT de désinfection du HAV (virus de l'hépatite A), tiré d'un article de Sobsey publié dans *Water Science Technology* (1988), a été multiplié par un facteur de sécurité de 3. Ce virus a été choisi comme organisme de référence, car il est souvent mis en évidence dans les épidémies hydriques associées à l'eau souterraine et est plus résistant que d'autres virus.

D'après l'article de Sobsey, et surtout selon un rapport de l'American Water Works Association publié dans la revue *Water Technology* (Sobsey, 1979), le HAV n'est toutefois pas le virus le plus résistant. Ces auteurs mentionnent que, même avec un facteur de sécurité de 3, une dizaine de virus (principalement *Coxsackie*, *Echovirus* et *Poliovirus*) sont inactivés de 3 à 4 log seulement et le *Coxsackie A6*, de 2 à 3 log. On a donc choisi un modèle de virus type, à défaut d'avoir l'information sur tous les virus possibles (environ 140).

Soulignons que le *Groundwater Rule* publié par l'USEPA en mai 2000 est toujours à l'étape de proposition. On y mentionne l'exigence des 4 log de virus, en précisant différents virus de référence. Cette exigence des 4 log de virus et la table de CT sont en vigueur dans le *Drinking Water Act* américain, qui traite spécifiquement des eaux de surface. Dans le cas des eaux de surface, il y a toujours plus d'une barrière de traitement et la désinfection réelle des virus dépasse généralement de beaucoup les 4 log requis.

Les eaux souterraines (captées de façon étanche) bénéficient cependant d'une étape de filtration par le sol et leur contamination bactériologique est nécessairement plus faible que celle des eaux de surface. À défaut de pouvoir recourir à une analyse microbiologique pour détecter la présence de tous les virus dans l'eau souterraine, l'utilisation des mêmes tables de CT que pour les eaux de surface paraît justifiée.

Pour être conforme à la table de CT utilisée pour la désinfection des eaux souterraines au Québec, le modèle de virus type peut également être utilisé pour la désinfection par rayonnement UV. Selon les renseignements actuellement disponibles, les adénovirus 40 et 41 sont les plus

résistants au rayonnement UV. Les valeurs concernant la dose de rayonnement UV nécessaire pour l'inactivation de 4 log de HAV se situent entre 16 mJ/cm² (Battigelli, 1993) et 39,4 mJ/cm² (Wilson, 1992), selon le GWR 2000, ou entre 16 et 30 mJ/cm² (AWWA 1999). La moyenne de ces valeurs, 25,4 mJ/cm², représente la dose requise pour l'inactivation de 4 log de HAV. En multipliant cette valeur par un facteur de sécurité de 3, on obtient environ 80 mJ/cm², soit la dose recommandée pour le Québec. D'après les renseignements actuellement disponibles, seul l'adénovirus, qui nécessite 120 mJ/cm² (AWWA) ou 186 mJ/cm² (USEPA, 2003) pour être inactivé à 4 log, ne serait inactivé qu'entre 2 et 2,6 log à une dose de 80 mJ/cm².

Si l'adénovirus entérique est responsable de 5 à 10 % des cas de diarrhée, particulièrement chez les enfants, il n'a pas été détecté lors d'épidémies hydriques, même si cette éventualité demeure. En résumé, une dose de rayonnement UV de 80 mJ/cm² est nécessaire pour être conforme à l'exigence réglementaire de désinfection de 4 log de virus par rayonnement ultraviolet. Cette dose augmente à 120 mJ/cm² pour inactiver 4 log de virus dans les eaux non filtrées, afin de compenser la perte d'efficacité de la désinfection provoquée par l'augmentation possible de la turbidité ou d'autres substances susceptibles d'en réduire l'efficacité ainsi que la plus grande variabilité de transmittance UV attendue sur ce type de système.

Effet des conditions environnementales

- Pour qu'il y ait inactivation, il faut que le micro-organisme absorbe les rayons ultraviolets. Par conséquent, tout ce qui empêche les rayons UV de réagir avec le micro-organisme en question cause une diminution de l'efficacité du procédé de désinfection. Sheible et Bassell (1981) de même que Yip et Konasewich (1972) ont souligné que le pH n'avait pas d'effet sur la désinfection par rayonnement UV. On connaît cependant plusieurs facteurs qui nuisent à l'efficacité de la désinfection par rayonnement UV, soit :
 - les pellicules chimiques et biologiques qui se forment à la surface des lampes UV;
 - les matières organiques et inorganiques dissoutes;
 - l'agglutination des micro-organismes;
 - la turbidité;
 - la couleur;
 - le court-circuitage dans le réacteur UV.

Pellicules chimiques et matières organiques et inorganiques dissoutes

L'accumulation de solides à la surface des manchons des lampes UV réduit l'intensité du rayonnement et, en conséquence, entrave le processus de désinfection. En plus des pellicules biologiques causées par la matière organique, on a observé des incrustations de calcium, de magnésium et de fer. Les eaux dures contenant de fortes concentrations de fer, de manganèse et de matière organique sont plus susceptibles que d'autres de causer des incrustations ou du placage (formation d'une couche mince sur une surface), ce qui diminue l'intensité du rayonnement UV. Il pourrait y avoir incrustation en présence de substances organiques dissoutes et lorsque les concentrations de matières inorganiques excèdent les limites suivantes (DeMers et Renner, 1992) :

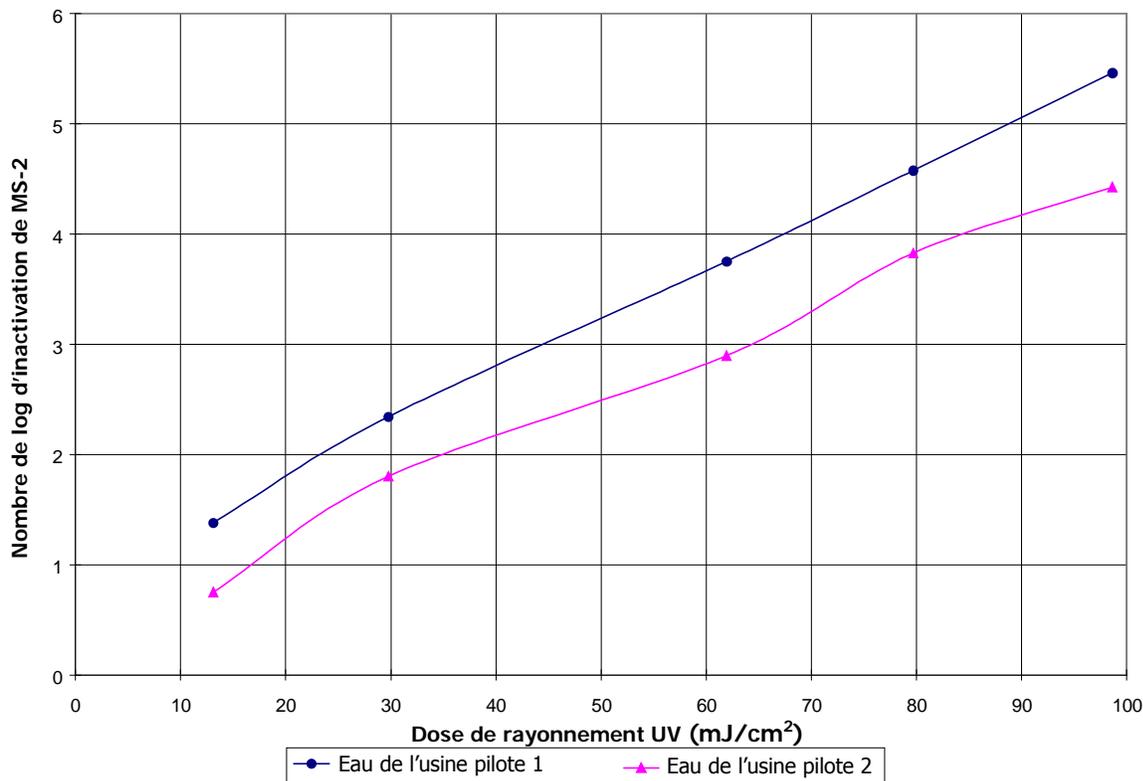
- 0,3 mg/L pour le fer;
- 120 mg/L pour la dureté;

- 0,05 mg/L pour le manganèse.

La figure 10-14 montre la dose de rayonnement UV requise pour l'inactivation des coliphages MS-2 dans deux usines pilotes. Snicer *et al.* (1996) ont conclu que les incrustations causées par une concentration plus importante en fer constituaient une cause possible de la plus grande demande d'UV à l'usine 2 par rapport à l'usine 1, et ce, pour le même degré d'inactivation. La concentration de fer dans l'eau à l'usine 2 variait en effet de 0,45 à 0,65 mg/L, excédant les limites mentionnées ci-dessus.

Plusieurs substances chimiques ont la propriété d'affaiblir la transmission des rayons UV (Yip et Konasewich, 1972), dont les acides humiques, les composés phénoliques et les lignosulfonates (Snider *et al.*, 1991), de même que le chrome, le cobalt, le cuivre et le nickel. On mentionne également que les colorants, tels que l'Orzan S, le thé et les extraits de feuilles, causent une diminution de l'intensité du rayonnement dans un réacteur UV (Huff, 1965). Le fer, l'ozone, les sulfites, les nitrites et les phénols ont aussi la propriété d'absorber les rayons ultraviolets (DeMers et Renner, 1992).

Figure 10-14 : Dose d'U.V. nécessaire à l'inactivation du coliphage MS-2



Source : Snicer *et al.*, 1996.

Agglutination des micro-organismes et turbidité

Les particules peuvent influencer l'efficacité de la désinfection par rayonnement UV si elles abritent des bactéries ou d'autres agents pathogènes, les protégeant ainsi partiellement des rayons UV et favorisant la diffusion de ces derniers. Généralement, ces phénomènes ont peu d'incidence sur la désinfection des eaux souterraines, et ce, en raison de leur faible turbidité. Dans le cas des eaux de surface, cependant, la turbidité plus élevée risque de nuire à l'efficacité de la désinfection.

Tout comme les particules responsables de la turbidité, l'agglutination de micro-organismes entrave parfois la désinfection en soustrayant à l'action des rayons UV certains agents pathogènes qui, autrement, auraient été inactivés.

Géométrie du réacteur et court-circuitage

Une géométrie déficiente du réacteur UV (qui détermine l'espace entre les lampes) crée parfois des zones mortes dans lesquelles la désinfection est insuffisante (Hazen et Sawyer, 1992). Un facteur clé favorisant l'efficacité de la désinfection réside dans l'élimination de ces zones mortes où il ne se produit qu'une exposition limitée aux rayons UV. Il importe de maintenir un écoulement en piston dans le réacteur, mais aussi de créer une certaine turbulence entre les lampes afin d'assurer un mélange radial de l'eau qui circule. Ainsi, l'eau à traiter est distribuée uniformément dans des régions d'intensité de rayonnement différentes, et les micro-organismes sont atteints par l'ensemble du spectre de rayonnement UV du réacteur (Hazen et Sawyer, 1992).

Comme nous l'avons mentionné précédemment, les temps de contact des réacteurs UV sont de quelques secondes seulement. Il est donc extrêmement important que la configuration du système limite le court-circuitage.

10.4.5.7 Remplacement des lampes U.V.

Il faut laisser suffisamment d'espace autour des réacteurs pour pouvoir procéder à l'entretien et au remplacement des lampes U.V.. Avec les raccords électriques modulaires, il suffit pour remplacer une lampe de débrancher le raccord mâle de la vieille lampe et de brancher la nouvelle.

10.4.5.8 Nettoyage des manchons de quartz

On peut nettoyer les manchons de quartz par des moyens physiques ou chimiques. Les solutions physiques incluent :

- Des balais mécaniques automatiques;
- Des appareils à ultrasons;
- Le lavage à l'eau à haute pression;
- Le lavage à l'air.

Parmi les nettoyeurs chimiques, on retrouve entre autres l'acide chlorhydrique et l'acide sulfurique. Un réacteur U.V. peut contenir un ou plusieurs dispositifs de nettoyage physiques et quand même permettre un nettoyage chimique à l'occasion.

10.4.5.9 Alimentation électrique d'urgence

La production de rayons U.V. demande de l'électricité pour alimenter les ballasts électroniques qui, à leur tour, alimentent les lampes U.V.. Puisque la désinfection est d'une importance capitale dans la production d'eau potable, il faut que l'unité de traitement aux U.V. demeure en fonction durant les coupures d'alimentation primaire. On utilise fréquemment, pour assurer la fiabilité du traitement, des systèmes d'alimentation électrique redondants ou des circuits consacrés aux besoins essentiels et alimentés par des génératrices de secours. Chaque lampe U.V. à basse pression consomme environ 100 watts. Une autre précaution consiste à ne pas alimenter le procédé de désinfection à partir du même panneau de contrôle que celui utilisé pour des moteurs à fréquence variable. Les ballasts produisent en effet des harmoniques qu'il faut parfois atténuer (par des filtres d'harmoniques) pour les commandes à fréquence variable. S'il est impossible de redémarrer l'unité de désinfection U.V. après une courte panne d'électricité, il faudrait alors penser à inclure une source d'alimentation indépendante et continue au système.

VOLUME 2

CHAPITRE 11

11. CONCEPTION DES RÉSERVOIRS D'EAU POTABLE	11-2
11.1. Évaluation de l'efficacité hydraulique des bassins de contact	11-2
11.1.1. Contexte.....	11-2
11.1.1.1. Concept du T_{10}/T	11-2
11.1.1.2. Modèle des N réacteurs parfaitement mélangés en série (modèle N-CSTR).....	11-2
11.1.2. Détermination du T_{10}/T et du N par traçage.....	11-3
11.1.2.1. Principes généraux.....	11-3
11.1.2.2. Méthodes d'injection	11-4
11.1.2.3. Conditions durant le traçage (débit et niveau).....	11-5
11.1.2.4. Détermination du T_{10}/T à partir des résultats de traçage	11-6
11.1.2.5. Détermination de la valeur de N à partir des résultats de traçage	11-12
11.1.2.6. Références utiles pour planifier un essai de traçage.....	11-15
11.1.3. Corrélations théoriques entre les valeurs de T_{10}/T et les valeurs de N	11-15
11.1.4. Évaluation des efficacités hydrauliques de plusieurs procédés opérés en série à l'aide d'un seul essai de traçage.....	11-18
11.1.5. Détermination de l'efficacité hydraulique (T_{10}/T et N) selon les critères de conception des bassins	11-22
11.1.5.1. Critères généraux	11-22
11.1.5.2. Évaluation théorique de l'efficacité hydraulique (T_{10}/T et N)..	11-23
11.1.5.3. Évaluation des efficacités hydrauliques de réserves en série ...	11-28
11.1.6. Autres méthodes de détermination de l'efficacité hydraulique.....	11-32
11.1.6.1. Méthode de traçage avec un modèle réduit	11-32
11.1.6.2. Modèle de traçage numérique (CFD – <i>Computational Fluid Dynamics</i>).....	11-33
11.2. Exemple de calcul de conception	11-34
11.2.1. Choix du type de contacteur et du désinfectant	11-34
11.2.2. Conditions limites.....	11-34
11.2.3. Objectifs d'inactivation.....	11-34
11.2.4. Choix de la méthode de calcul de l'inactivation.....	11-34
11.2.5. Calcul du CT nécessaire en conditions limites	11-34
11.2.5.1. Méthode du CT10.....	11-34
11.2.5.2. Méthode N-CSTR.....	11-35
11.3. Calcul de l'inactivation dans des réserves avec multiples entrées et sorties..	11-36
11.4. Calcul de l'inactivation à partir des tableaux de CT	11-40
11.5. Calcul de l'inactivation avec les anciennes équations.....	11-45
11.6. Drainage et étanchéité du toit des réservoirs extérieurs	11-47

11. CONCEPTION DES RÉSERVOIRS D'EAU POTABLE

11.1. Évaluation de l'efficacité hydraulique des bassins de contact

11.1.1. Contexte

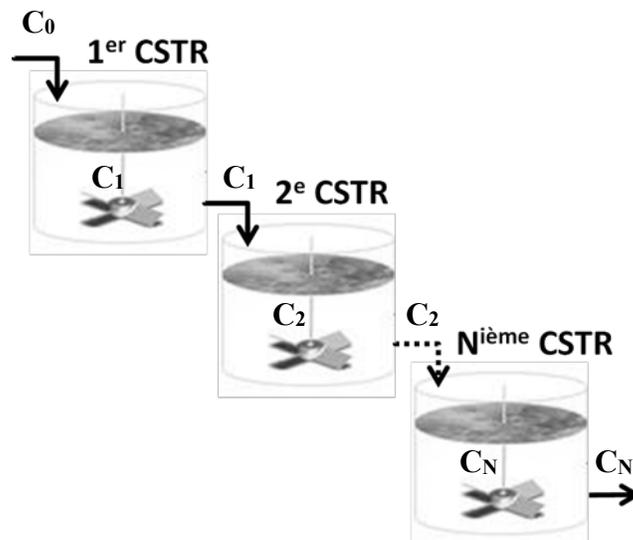
11.1.1.1. Concept du T_{10}/T

Comme discuté au chapitre 11 du volume 1, l'évaluation de l'efficacité de la désinfection par la méthode du CT_{10} requiert de connaître le facteur d'efficacité hydraulique du bassin. Par convention, l'efficacité hydraulique est caractérisée à l'aide du T_{10}/T , c'est-à-dire le temps de contact nécessaire pour récupérer à la sortie d'un bassin 10 % d'un traceur injecté à l'entrée, divisé par le temps de séjour théorique (T) du bassin. Le T_{10} est une valeur plus conservatrice que le temps de séjour théorique ($T = V/Q$). Son utilisation considère que 90 % de l'eau à traiter a été en contact avec le désinfectant pour une période supérieure ou égale au T_{10} . Afin de normaliser l'analyse hydraulique et, ainsi, de pouvoir comparer différents scénarios ou réservoirs entre eux, le ratio T_{10}/T (le temps de séjour effectif divisé par le temps de séjour théorique) est utilisé. Ce paramètre a une valeur théoriquement comprise entre 0,1 et 1, la valeur de 0,1 correspondant à un réacteur complètement mélangé (ex. : mélangeur rapide) et la valeur de 1 correspondant au cas idéal d'un écoulement piston.

11.1.1.2. Modèle des N réacteurs parfaitement mélangés en série (modèle N-CSTR)

Du fait de sa relative simplicité, le modèle N-CSTR (CSTR pour *Continuous Stirred Tank Reactors*) est le plus connu des modèles utilisés pour simuler l'hydrodynamique de réacteurs chimiques. La Figure 11-1 présente le principe de ce modèle.

Figure 11-1 : Illustration du modèle N-CSTR



Le modèle considère que le contacteur est représenté virtuellement par N réacteurs **de même volume** complètement mélangés et installés en série. Chaque réacteur est considéré comme parfaitement mélangé, ce qui implique que la concentration à l'intérieur du réacteur est égale à la concentration en sortie. En théorie, un réacteur parfaitement mélangé seul ($N = 1$) représente la pire efficacité hydraulique, la meilleure étant représentée par un écoulement piston. Lorsque le nombre de réacteurs en série s'accroît, l'efficacité hydraulique s'améliore. Le comportement hydraulique global tend vers celui d'un réacteur piston lorsque N tend vers l'infini. En pratique, les valeurs de N des bassins de traitement des eaux sont généralement inférieures à 25. Il est à noter que la valeur de N peut être fractionnaire (*e. g.* $N = 4,3$). Ainsi, le modèle N-CSTR permet de s'adapter à une grande diversité de distributions de temps de séjour de contacteurs (de celle d'un mélangeur rapide à celle d'un écoulement en conduite). En représentant conceptuellement ces contacteurs comme N réacteurs parfaitement mélangés en série, on peut calculer des performances de désinfection qui tiennent compte de l'ensemble de la distribution des temps de séjour dans le contacteur (et pas seulement la performance du dixième centile le plus rapide, telle que calculée avec la méthode du CT_{10}).

La détermination de la valeur de N ou du facteur T_{10}/T peut être réalisée selon trois approches différentes :

- La méthode par essais de traçage pour les installations existantes;
- La méthode théorique pour la conception;
- Les méthodes expérimentales (modèle réduit ou modélisation numérique) pour la conception de nouvelles réserves ou l'optimisation de réserves existantes.

Les prochaines sections décrivent ces différentes approches.

Pour des réserves existantes ou nouvellement construites, la réalisation d'essais de traçage (en combinaison ou non avec de la modélisation CFD) est la méthode la plus juste et elle est fortement recommandée afin d'établir l'efficacité réelle des réserves. Dans le but d'améliorer la conception d'une réserve ou d'un bassin, ou d'avoir une estimation plus proche de la réalité que par l'approche théorique, le recours à la modélisation numérique de la mécanique des fluides (*Computational Fluid Dynamics* ou CFD) est encouragé (voir section 11.1.6.2).

11.1.2. Détermination du T_{10}/T et du N par traçage

11.1.2.1. Principes généraux

Un essai de traçage nécessite l'emploi d'un traceur chimique afin de déterminer le temps de contact de l'eau à travers un procédé, un segment d'un bassin ou un bassin dans son ensemble. Un segment est défini comme étant la portion d'une installation de traitement située entre un point d'injection de désinfectant et un point de mesure du désinfectant résiduel. Les traceurs généralement employés sont les chlorures, les fluorures et le lithium. Le traceur doit être conservatif (non réactif), facilement disponible, aisément mesurable et sans danger pour la santé humaine. Par conservatif, on entend que le traceur ne sera pas éliminé durant le traitement. La dose de traceur à injecter dépend de la concentration de fond présente. Ainsi, les ions fluorures peuvent généralement être utilisés à plus faibles doses que les ions chlorures, car ils sont présents dans les eaux naturelles en

plus faibles concentrations que ces derniers. La sélection du traceur peut dépendre du type de procédé à évaluer et de la concentration en sels des eaux à tester.

Le traceur devrait être injecté au même endroit que le désinfectant, si possible en utilisant le système d'injection du désinfectant. Il faudra veiller à ce que le traceur choisi ne soit pas réactif avec le désinfectant et soit compatible avec les matériaux composant le système d'injection. Le traceur (de la même manière que le désinfectant ou tout autre produit chimique dosé) devrait être injecté dans une zone de turbulence pour assurer son mélange. Il devrait être mesuré à intervalles réguliers ou en continu à l'endroit prévu pour le calcul du CT. Dans le cas d'une mesure à la sortie du système de pompage, il faudrait privilégier un point de mesure et des conditions de fonctionnement conservateurs. Par exemple, on peut choisir un point de mesure à la sortie de la pompe qui offre le chemin de l'eau le plus court.

11.1.2.2. Méthodes d'injection

Deux méthodes sont disponibles afin de réaliser un essai de traçage :

- La méthode d'injection en continu (*step-dose method*);
- La méthode d'injection instantanée (*slug-dose method*).

Pour la première méthode, le traceur chimique est injecté en continu à l'entrée, à concentration constante. Cette méthode est plus simple à mettre en œuvre en traitement des eaux potables et donc plus communément utilisée que la seconde. Il est recommandé de continuer l'injection jusqu'à ce que la concentration à la sortie soit stable, c'est-à-dire jusqu'à trois à cinq fois le temps de séjour théorique (volume du bassin/débit) du bassin tracé. Si l'efficacité hydraulique attendue est élevée ($T_{10}/T > 0,5$ ou $N > 5$ CSTR), la concentration de traceur en sortie devrait avoir atteint le régime permanent après seulement trois fois le temps de séjour théorique. Si l'efficacité hydraulique attendue est plus faible, l'essai devra durer plus longtemps : quatre fois le temps de séjour pour un $T_{10}/T \approx 0,3$ (ou $N \approx$ de 2 à 3 CSTR), cinq fois pour un $T_{10}/T = 0,1$ (ou $N = 1$ CSTR). La concentration finale mesurée devrait être égale à la concentration injectée (à +/- 5 %). Si un point d'échantillonnage est disponible entre le point de mélange du traceur et l'entrée du bassin, des échantillons devraient y être prélevés afin de valider la qualité du mélange et de s'assurer que la concentration injectée correspond bien à celle qui est calculée. La qualité du mélange peut être évaluée en calculant le coefficient de variation de la concentration mesurée. Une grande stabilité indique un bon mélange.

Pour la méthode à injection instantanée, une concentration élevée de traceur, dépendante des efficacités hydrauliques attendues, est injectée en une fois à l'entrée du bassin dans une zone de turbulence. La concentration de traceur est mesurée à la sortie (en continu ou à intervalles réguliers) jusqu'à ce que tout le traceur ait entièrement transité à travers le système (*i. e.* que la concentration en sortie = la concentration avant injection = la concentration de fond). La durée de l'essai dépend comme pour la méthode à injection en continu des efficacités hydrauliques attendues du contacteur (voir les recommandations plus haut). Contrairement à la méthode précédente, un bilan de masse est requis afin de s'assurer que la totalité du traceur a été récupérée. Cette vérification implique également des manipulations mathématiques additionnelles afin de calculer le T_{10} . Selon le traceur utilisé (ex. : fluorures), la norme pour l'eau potable peut limiter la

concentration injectable et par conséquent la précision des résultats. Les concentrations mesurées en sortie dépendent en effet de l'efficacité hydraulique du bassin. Plus ces dernières sont élevées, plus les concentrations en sortie se rapprochent de la concentration injectée avec un risque de dépassement de la norme. À l'inverse, si l'efficacité hydraulique du bassin est mauvaise, les concentrations mesurées en sortie seront faibles et la précision des résultats dépendra de la limite de quantification de la méthode d'analyse des échantillons. Pour toutes ces raisons, la méthode par injection instantanée est moins utilisée que la méthode par injection en continu.

11.1.2.3. Conditions durant le traçage (débit et niveau)

L'efficacité hydraulique (T_{10}/T ou N) d'un bassin n'est en théorie pas influencée par le débit. En pratique cependant, plusieurs éléments structurels ou opérationnels (diffuseurs poreux, plaques avec orifices, effets de jets à l'entrée/sortie, etc.) peuvent faire que l'efficacité hydraulique varie selon le débit. Par conséquent, il est recommandé de réaliser au moins deux essais de traçage de façon à couvrir la gamme de débits dans le bassin : un premier essai pour le débit moyen ou minimal journalier (débit annuel ou d'hiver caractéristique) et un deuxième essai à débit journalier maximal (débit d'été). Dans l'éventualité où les deux essais indiquent des efficacités hydrauliques (T_{10}/T) différentes, il est alors justifié de procéder à une série d'essais additionnels : un troisième essai à un débit intermédiaire aux deux premiers essais et un quatrième essai à un débit inférieur au débit moyen (le cas échéant). Si une augmentation importante des débits est anticipée, un essai à un débit équivalant à environ 90 % du débit maximal anticipé devrait être réalisé (si les conditions opérationnelles actuelles le permettent). Le choix des débits additionnels devrait être fait de façon à couvrir le mieux possible la gamme de débits anticipés en exploitation.

À l'intérieur des installations de traitement, le débit de production est relativement uniforme, de la prise d'eau jusqu'à l'entrée des réserves. Une variation du pompage à l'entrée entraînera un changement proportionnel du débit dans les différentes étapes du procédé. Par conséquent, le débit de conception de l'installation de traitement peut être utilisé comme débit maximal anticipé dans les différentes unités de traitement (décantation, filtration, ozonation, etc.). Par contre, les réserves situées à l'installation de traitement sont exploitées à un débit différent du débit de production de l'installation de traitement, selon la demande en eau exercée par les consommateurs sur le réseau. Par conséquent, il peut s'avérer impossible dans certains cas de procéder à l'essai de traçage au débit souhaité, et ce, pour une durée de plusieurs heures. Il est alors préférable de choisir un débit plus faible ou plus élevé qui pourra être maintenu constant durant l'essai plutôt que de viser un débit donné mais très variable. Les résultats les plus précis sont en effet obtenus lorsque le débit et le niveau sont maintenus constants durant le traçage. Pour les chaînes de traitement constituées de plusieurs filières en parallèle, il est possible de maintenir un débit constant pour un segment et de laisser les autres segments absorber les variations de débit. Pour les installations de traitement possédant des procédés de traitement parallèles identiques, il n'est pas nécessaire de tester chaque segment individuellement. Dans tous les cas, le débit mesuré durant l'essai doit être retenu comme débit de référence pour l'évaluation de l'efficacité hydraulique (T_{10}/T) et non le débit théorique planifié comme condition d'essai.

Pour les réserves qui présentent des temps de séjour élevés qui ne permettent pas de maintenir des conditions constantes de débit et de niveau pendant la durée totale de l'essai, une solution peut être de tracer individuellement chaque réserve. Cette solution a l'inconvénient de rendre nécessaires

plusieurs essais de traçage avec plusieurs points d'injection (*e. g.* les points d'injection secondaire de chlore) et de collecte (*e. g.* les différents points de mesure du chlore libre résiduel). Elle oblige également à plus de manipulations pour déterminer le T_{10}/T (ou la valeur de N) pour l'ensemble des réserves à partir des résultats de chaque réserve. Toutefois, la fiabilité des résultats sera supérieure à celle d'un traçage unique où les conditions opérationnelles fluctuent. Des variations importantes de débits ou de niveaux pendant l'essai pourraient en effet rendre impossible l'interprétation des résultats ou mener à des conclusions erronées.

L'efficacité hydraulique peut également être influencée par des différences de température dans le procédé. Pour les installations de traitement présentant un potentiel de stratification thermique, il peut s'avérer intéressant de procéder à des essais additionnels afin de détecter des variations saisonnières d'efficacité hydraulique.

11.1.2.4. Détermination du T_{10}/T à partir des résultats de traçage

L'analyse des données des essais de traçage diffère selon la méthode utilisée : injection continue ou injection instantanée.

Méthode par injection en continu

Pour la méthode par injection en continu, les données devraient être transcrites dans un tableau semblable au Tableau 11-1. Le temps réel est le temps mesuré corrigé pour tenir compte du temps de retard lié à l'injection (temps pour que le traceur se rende au point de mélange à l'entrée du bassin) et du temps de retard associé à l'échantillonnage (temps entre le point de prélèvement à l'intérieur du bassin et le point d'échantillonnage, *e. g.* la sortie de l'analyseur). Dans l'exemple du Tableau 11-1, 1 min pour l'injection et 0,5 min pour l'échantillonnage ont ainsi été soustraites au temps mesuré. La concentration réelle est la concentration mesurée et corrigée pour le bruit de fond du traceur naturellement présent dans l'eau. La concentration normalisée est la concentration réelle divisée par la concentration de traceur appliquée (obtenue à la fin du traçage en période de stabilité).

À noter que le Tableau 11-1 est un exemple grossier visant à illustrer la procédure d'exploitation de résultats d'essais de traçage. Un essai de traçage réel devrait être réalisé avec une fréquence d'échantillonnage plus élevée. Ainsi, Ducoste *et al.* (voir chapitre 18 du volume 2 pour le détail de la référence) recommandent d'échantillonner à intervalles de $0,05 \times$ temps de séjour théorique. Cela équivaut à collecter 20 échantillons pour chaque temps de séjour théorique écoulé. Dans la mesure où il est recommandé de poursuivre l'échantillonnage durant au moins trois fois le temps de séjour théorique afin de caractériser l'ensemble de la distribution des temps de séjour (voir section 11.1.2.2), une soixantaine d'échantillons devraient être collectés au total. Si le temps de séjour théorique ($T = V/Q$) est de 25 min pour l'exemple décrit, la fréquence d'échantillonnage recommandée serait d'environ 1 échantillon par minute (60 échantillons en 75 minutes correspondant à 3 fois le temps de séjour théorique).

Le T_{10} est obtenu à partir du moment où la concentration normalisée atteint une valeur de 0,10. Ainsi, dans l'exemple présent, le T_{10} se situe entre 15 et 18 min. Par interpolation, on obtient une valeur de 15,8 min.

Tableau 11-1 : Exemple de résultats d'essais de traçage par injection en continu

Temps mesuré (min)	Temps réel ^a (min)	C _{mesurée} (mg/L)	C _{réelle} ^b (mg/L)	C _{normalisée} ^c	Aire cumulative ^d de t _{réel} = f(C _{normalisée}) (min)
1,5	0	0,20	0,00	0,00	0,0
4,5	3	0,20	0,00	0,00	0,0
7,5	6	0,20	0,00	0,00	0,0
10,5	9	0,20	0,00	0,00	0,0
13,5	12	0,20	0,00	0,00	0,0
16,5	15	0,29	0,09	0,08	1,1
19,5	18	0,38	0,18	0,16	2,4
22,5	21	0,65	0,45	0,40	7,1
25,5	24	0,82	0,62	0,55	10,5
28,5	27	0,95	0,75	0,67	13,5
31,5	30	1,00	0,80	0,71	14,7
34,5	33	1,12	0,92	0,82	18,1
37,5	36	1,18	0,98	0,88	20,2
40,5	39	1,25	1,05	0,94	22,4
43,5	42	1,28	1,08	0,96	23,3
46,5	45	1,31	1,11	0,99	24,6
49,5	48	1,32	1,12	1,00	25,0
52,5	51	1,31	1,11	0,99	24,5
55,5	54	1,30	1,10	0,98	24,0
58,5	57	1,32	1,12	1,00	25,1
61,5	60	1,32	1,12	1,00	25,1

a : Temps réel = Temps mesuré – retard injection – retard échantillonnage.

b : C_{réelle} = C_{mesurée} – bruit de fond = C_{mesurée} – 0,20 mg/L.

c : C_{normalisée} = C_{réelle}/C_{appliquée} = C_{réelle}/1,12 mg/L.

d : A_{n+1} = [(C_{n+1} - C_n) × (t_{n+1} + t_n)/2] + A_n.

Il est important de valider que le temps de séjour calculé théoriquement ($T = V/Q$) correspond bien au temps de séjour moyen mesuré. Le temps de séjour moyen est calculé comme l'aire totale de la courbe $t_{réel} = f(C_{normalisée})$. Dans le Tableau 11-1, l'aire est estimée par la méthode des trapèzes et le temps de séjour moyen est d'environ 25 min, soit identique au temps de séjour théorique. Si ce n'est pas le cas, cela pourrait indiquer une erreur dans l'évaluation théorique des surfaces et des volumes ou un problème du débitmètre. Idéalement, la fiabilité du débitmètre et sa bonne calibration devraient avoir été vérifiées avant la réalisation des essais.

De manière générale, il est primordial d'essayer de réduire le plus possible les sources d'incertitudes pour la réalisation des essais afin de faciliter l'interprétation des résultats et d'assurer leur validité et leur représentativité. De nombreux facteurs peuvent en effet influencer l'allure des courbes et des résultats obtenus : précision et stabilité du débit d'eau, du niveau, du débit d'injection et du débit d'échantillonnage, qualité de la diffusion du traceur et de l'échantillonnage,

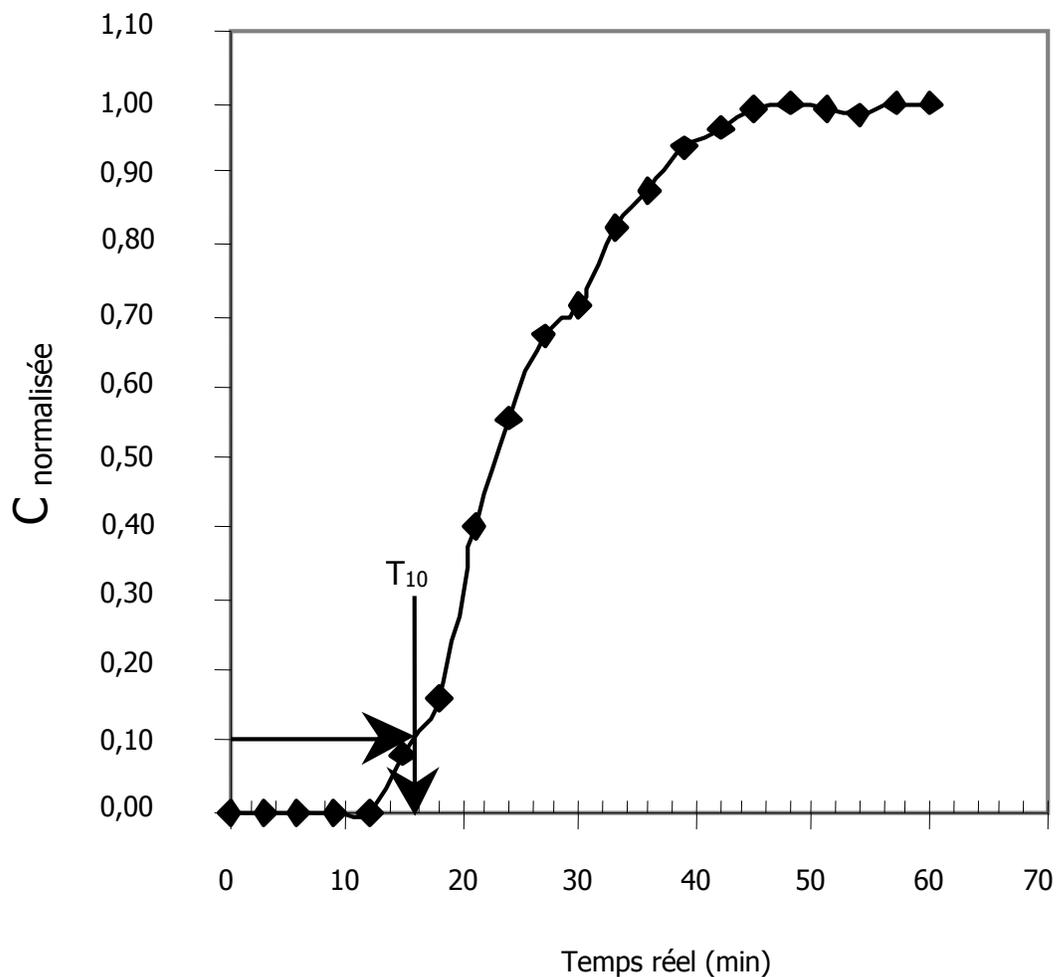
connaissance des surfaces et des volumes du bassin, des volumes des systèmes d'injection et d'échantillonnage, fréquence d'échantillonnage, solubilité et concentration du traceur, précision et justesse de la méthode d'analyse.

L'efficacité hydraulique pour cet exemple est :

$$\text{Efficacité hydraulique} = \frac{T_{10}}{T} = \frac{15,8}{25} = 0,63$$

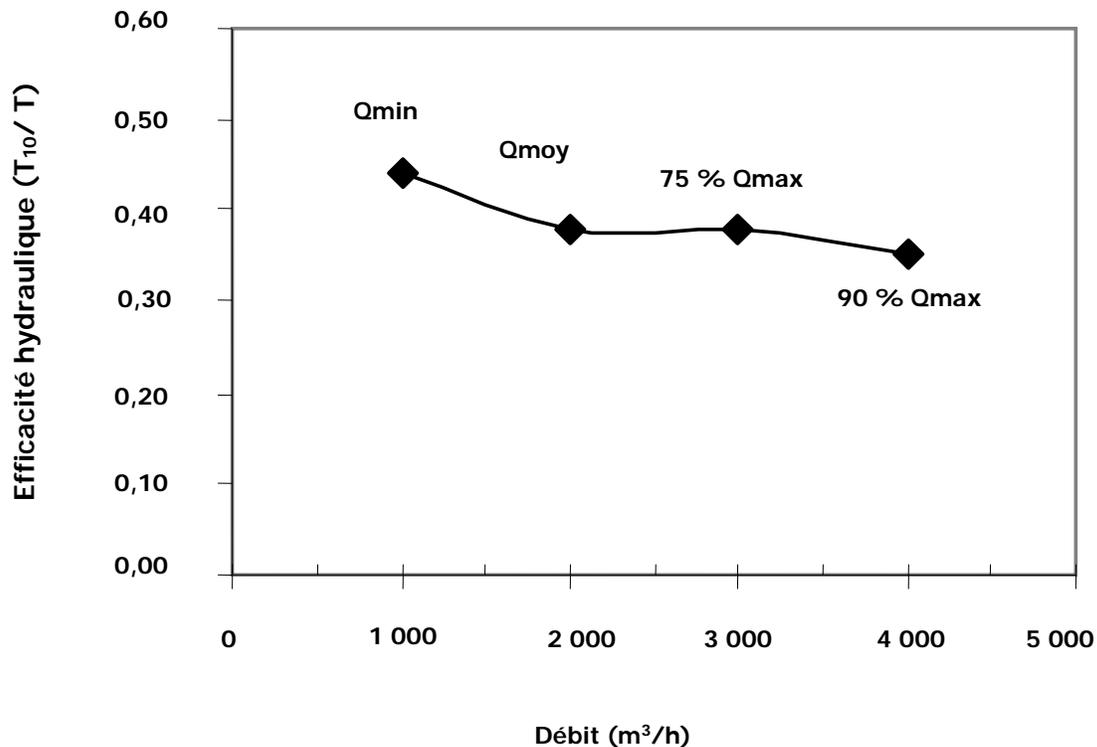
Il est dans tous les cas recommandé de tracer la figure mettant en relation le temps réel et la concentration normalisée, comme indiqué à la Figure 11-2. Avec celle-ci, il est également possible de déterminer le T_{10} en traçant manuellement une droite interceptant $C_{\text{normalisée}} = 0,10$ et la courbe de traçage. Pour obtenir une bonne précision, il est souhaitable d'éclater l'échelle de façon à ne visualiser que la portion de la courbe comprise entre 0 et 0,20 (contrairement à la Figure 11-2, qui présente l'ensemble de la courbe).

Figure 11-2 : Exemple de résultats d'essais de traçage par injection en continu



À partir des résultats d'essais obtenus à différents débits, il est nécessaire de comparer sur un même graphique les différentes courbes obtenues en divisant pour chaque essai le temps réel par le temps de séjour théorique (T) associé à chaque débit testé. Cela permet d'évaluer l'impact véritable du débit sur l'efficacité hydraulique du bassin. Si de grosses disparités entre les courbes sont observées (non-superposition des données et différences non attribuables à l'erreur expérimentale ou à la précision de la méthode d'analyse), il est alors nécessaire de tracer un graphique comme indiqué à la Figure 11-3. Dans ce cas, quatre essais successifs ont été réalisés pour Q_{min} , Q_{moy} , $75\% Q_{max}$ et $90\% Q_{max}$. Les résultats indiquent que l'efficacité hydraulique du système augmente légèrement lorsque le débit diminue. Pour les besoins du calcul du CT_{10} , l'efficacité hydraulique prédite à un débit donné peut être obtenue par interpolation ou régression linéaire.

Figure 11-3 : Exemple d'un graphique décrivant l'efficacité hydraulique d'un bassin en fonction du débit y circulant



Méthode par injection instantanée

Pour l'exploitation des résultats de la méthode par injection instantanée, il s'agit, dans un premier temps, de corriger la concentration mesurée par le bruit de fond ($C_{réelle} = C_{mesurée} - \text{bruit de fond}$). Dans un deuxième temps, il est nécessaire de calculer l'aire sous la courbe $C_{réelle}$ en fonction du temps réel (voir Tableau 11-2). En effet, le T_{10} est équivalent au temps requis pour récupérer 10 % du traceur (en masse). L'aire étant approximée par une méthode numérique (ici la méthode des trapèzes), la fréquence d'échantillonnage a un impact important sur la précision des résultats. Si la fréquence n'est pas assez fine, cela conduira à des estimations erronées de l'aire réelle sous la courbe et à une mauvaise évaluation du T_{10}/T . L'aire normalisée du Tableau 11-2 (l'aire cumulative divisée par l'aire totale) indique que le T_{10} se situe entre 12 et 15 min. Par interpolation,

on estime la valeur du T_{10} à 13,9 min. L'aire normalisée correspond également à l'aire sous la courbe de la Figure 11-4 représentant la concentration normalisée en fonction du temps réel (voir Tableau 11-2 pour le calcul de $C_{\text{normalisée}}$). Le temps de séjour théorique pour cet exemple étant de 30 min, le T_{10}/T est estimé à 0,46.

Tableau 11-2 : Exemple de résultats d'essais de traçage par injection instantanée

Temps mesuré (min)	Temps réel ^a (min)	$C_{\text{mesurée}}$ (mg/L)	$C_{\text{réelle}}^b$ (mg/L)	Aire cumulative ^c de $C_{\text{réelle}}$ (mg·min/L)	Aire cumulative de $C_{\text{réelle}}$ normalisée ^d	Aire cumulative ^e de $t_{\text{réel}} \times C_{\text{réelle}}$ (mg·min ² /L)	$C_{\text{normalisée}}^f$ (min ⁻¹)
1,5	0	0,20	0,00	0,0	0,00	0,0	0,000
4,5	3	0,20	0,00	0,0	0,00	0,0	0,000
7,5	6	0,20	0,00	0,0	0,00	0,0	0,000
10,5	9	0,20	0,00	0,0	0,00	0,0	0,000
13,5	12	1,20	1,00	1,5	0,03	18,0	0,017
16,5	15	3,60	3,40	8,1	0,14	112,5	0,058
19,5	18	3,80	3,60	18,6	0,31	286,2	0,061
22,5	21	2,00	1,80	26,7	0,45	440,1	0,030
25,5	24	2,10	1,90	32,3	0,55	565,2	0,032
28,5	27	1,40	1,20	36,9	0,62	682,2	0,020
31,5	30	1,30	1,10	40,4	0,68	780,3	0,019
34,5	33	1,50	1,30	44,0	0,74	894,2	0,022
37,5	36	1,00	0,80	47,1	0,80	1 001,7	0,014
40,5	39	0,60	0,40	48,9	0,83	1 068,3	0,007
43,5	42	1,00	0,80	50,7	0,86	1 142,1	0,014
46,5	45	0,60	0,40	52,5	0,89	1 219,5	0,007
49,5	48	0,80	0,60	54,0	0,91	1 289,7	0,010
52,5	51	0,60	0,40	55,5	0,94	1 363,5	0,007
55,5	54	0,40	0,20	56,4	0,95	1 410,3	0,003
58,5	57	0,50	0,30	57,2	0,97	1 452,2	0,005
61,5	60	0,60	0,40	58,2	0,98	1 513,8	0,007
64,5	63	0,4	0,20	59,1	1,00	1 568,7	0,003

a : Temps réel = Temps mesuré – retard injection – retard échantillonnage.

b : $C_{\text{réelle}} = C_{\text{mesurée}} - \text{bruit de fond} = C_{\text{mesurée}} - 0,20 \text{ mg/L}$.

c : $A_{n+1} = [(t_{n+1} - t_n) \times (C_{n+1} + C_n)/2] + A_n$.

d : Aire cumulative normalisée = Aire cumulative/Aire cumulative totale = Aire cumulative/59,1.

e : $A_{n+1} = [(t_{n+1} - t_n) \times (t_{n+1} \times C_{n+1} + t_n \times C_n)/2] + A_n$.

f : $C_{\text{normalisée}} = C_{\text{réelle}}/\text{Aire cumulative totale de } C_{\text{réelle}} = C_{\text{réelle}}/59,1$.

Le temps de séjour moyen est calculé pour un traçage par injection instantanée selon l'équation suivante :

$$T_{moyen} = \frac{\text{Aire sous la courbe } t \times C(t)}{\text{Aire sous la courbe } C(t)} = \frac{1568,7}{59,1} = 26,5 \text{ min}$$

Le temps de séjour moyen obtenu d'après les données est de 26,5 min, alors que le temps de séjour théorique est de 30 min. L'origine de cette différence devrait être investiguée. Parmi les causes possibles, la fréquence et la durée de l'échantillonnage ne sont pas adéquates. Seulement 11 échantillons par temps de séjour théorique écoulé ont été prélevés (contre 20 recommandés) et l'essai a duré tout juste 2 fois le temps de séjour théorique (alors qu'au moins 3 fois sont recommandées).

Dans tous les cas, il est nécessaire de vérifier le bilan de masse afin de s'assurer de la validité de l'essai. Le pourcentage de récupération du traceur est obtenu selon les équations suivantes :

$$\text{Récupération (\%)} = \frac{\text{Masse récupérée}}{\text{Masse injectée}}$$

$$\text{Masse récupérée} = \text{Aire}[C(t)] \times Q = 0,0591 \frac{\text{g} \times \text{min}}{\text{L}} \times 6570 \text{ Lpm} = 388,3 \text{ g}$$

Où :

$\text{Aire}[C(t)]$ est l'aire totale sous la courbe $C_{réelle}$ en fonction du temps,
 Q est le débit durant l'essai

$$\text{Masse injectée} = Q_{injection} \times d \times C = 8 \text{ Lpm} \times 0,5 \text{ min} \times 109 \frac{\text{g}}{\text{L}}$$

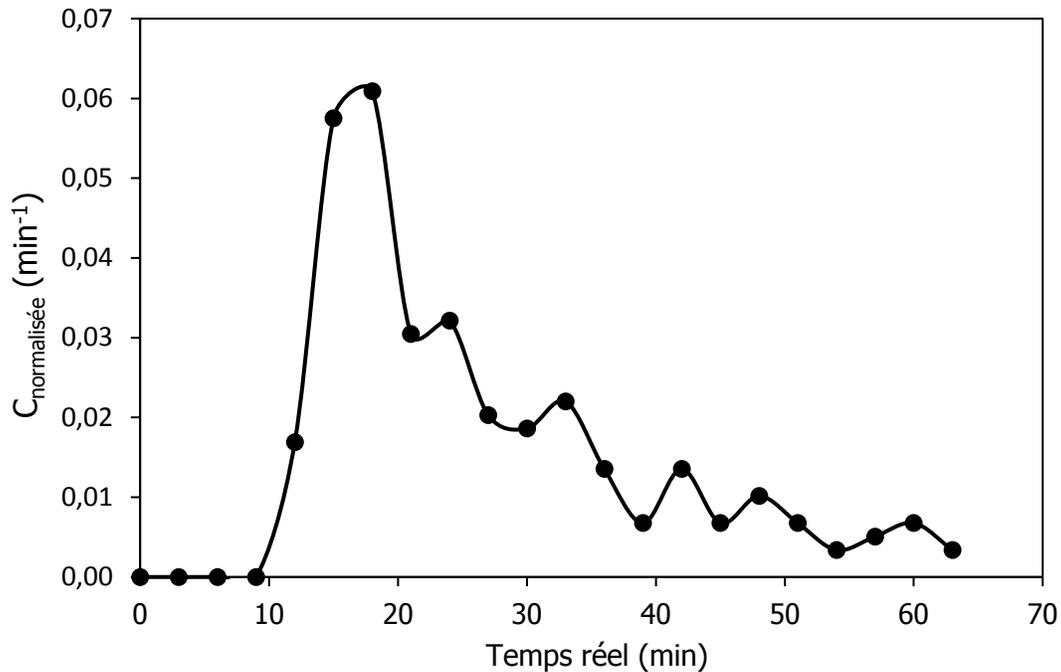
$$\text{Masse injectée} = 436 \text{ grammes}$$

Où :

$Q_{injection}$ est le débit de la pompe d'injection,
 d est la durée d'injection,
 C est la concentration de la solution mère de traceur à injecter.

Dans le cas présent, le pourcentage de récupération est de 89 %. Le pourcentage de récupération devrait dépasser 90 % (et idéalement 95 %). Une récupération trop faible peut être le signe de problèmes lors de la réalisation du traçage : échantillonnage trop peu fréquent, durée d'essai insuffisante, données de débits erronées, systèmes d'échantillonnage non représentatifs, etc. Il semble dans le cas présent que l'échantillonnage n'ait pas duré suffisamment longtemps pour permettre la récupération de la totalité du traceur (hypothèse appuyée par l'allure non finie de la courbe de la Figure 11-4). Cette déficience pourrait également expliquer le temps de séjour moyen obtenu, plus faible que le temps de séjour théorique.

Figure 11-4 : Exemple de résultats d'essais de traçage par injection instantanée



11.1.2.5. Détermination de la valeur de N à partir des résultats de traçage

Alors que la méthode du CT_{10} base son calcul de performances sur le temps de séjour d'une fraction du débit (le dixième pour cent sortant le plus rapidement), la méthode N-CSTR permet de tenir compte de la distribution de temps de séjour du débit au complet. Ainsi, la méthode N-CSTR permet d'exploiter pleinement les résultats d'essais de traçage, alors que la méthode du CT_{10} n'utilise qu'une partie des informations disponibles. Les installations disposant d'ores et déjà de résultats d'essais de traçage auraient donc avantage à utiliser la méthode N-CSTR pour se prévaloir de performances de désinfection plus réalistes. Cette méthode peut également servir à calculer les performances d'enlèvement d'autres contaminants (pesticides, composés pharmaceutiques, toxines algales).

La distribution de temps de séjour $E(t)$ de N réacteurs parfaitement mélangés en série (CSTR) **pour une injection instantanée** est décrite par la formule suivante :

$$E(t) = \left(\frac{t}{T}\right)^{N-1} \frac{N^N}{T \Gamma(N)} \exp\left(\frac{-Nt}{T}\right)$$

Où :

$E(t)$ représente la distribution de temps de séjour normalisée (aire totale sous la courbe égale à 1),

t est le temps,

T est le temps de séjour estimé du contacteur,

N le nombre de CSTR en série,

Γ la fonction gamma qui permet d'étendre la fonction factorielle aux nombres décimaux.

Pour obtenir la distribution cumulative de temps de séjour $F(t)$ qui est utilisée pour modéliser des résultats de type injection en continu, il suffit d'intégrer la fonction $E(t)$ sur chaque intervalle de temps puis de sommer ces valeurs. La formule suivante présente le calcul de $F(t)$ avec la méthode d'intégration des trapèzes :

$$F(t) = \sum_{i=1}^{n | t_n = t} \left[\frac{E(t_i) + E(t_{i-1})}{2} \times (t_i - t_{i-1}) \right]$$

Où :

i représente le i^e échantillon,
 t est le temps associé à cet échantillon,
 n le nombre d'échantillons prélevés au temps t .

La méthode recommandée pour ajuster le modèle aux résultats d'essais de traçage est la minimisation de la somme des erreurs au carré (ESS, pour *Error Sum of Squares*) entre les points expérimentaux et ceux qui sont simulés. Concrètement, pour chaque courbe d'essai de traçage, le temps de séjour (T) estimé par le modèle est d'abord posé comme égal au temps de séjour théorique de l'essai (V/Q) et N est grossièrement ajusté pour obtenir une bonne concordance graphique. Ces deux paramètres sont ensuite plus finement ajustés en utilisant le module « Solveur » d'Excel pour réduire au minimum l'ESS.

L'ESS est définie :

- pour un essai de type injection en continu, comme :

$$ESS = \sum \left[(C_{normalisée}(t) - F(t))^2 \right]$$

Où :

$C_{normalisée}$ est telle que décrite en bas du Tableau 11-1.

- pour un essai de type injection instantanée, comme :

$$ESS = \sum \left[(C_{normalisée}(t) - E(t))^2 \right]$$

Où :

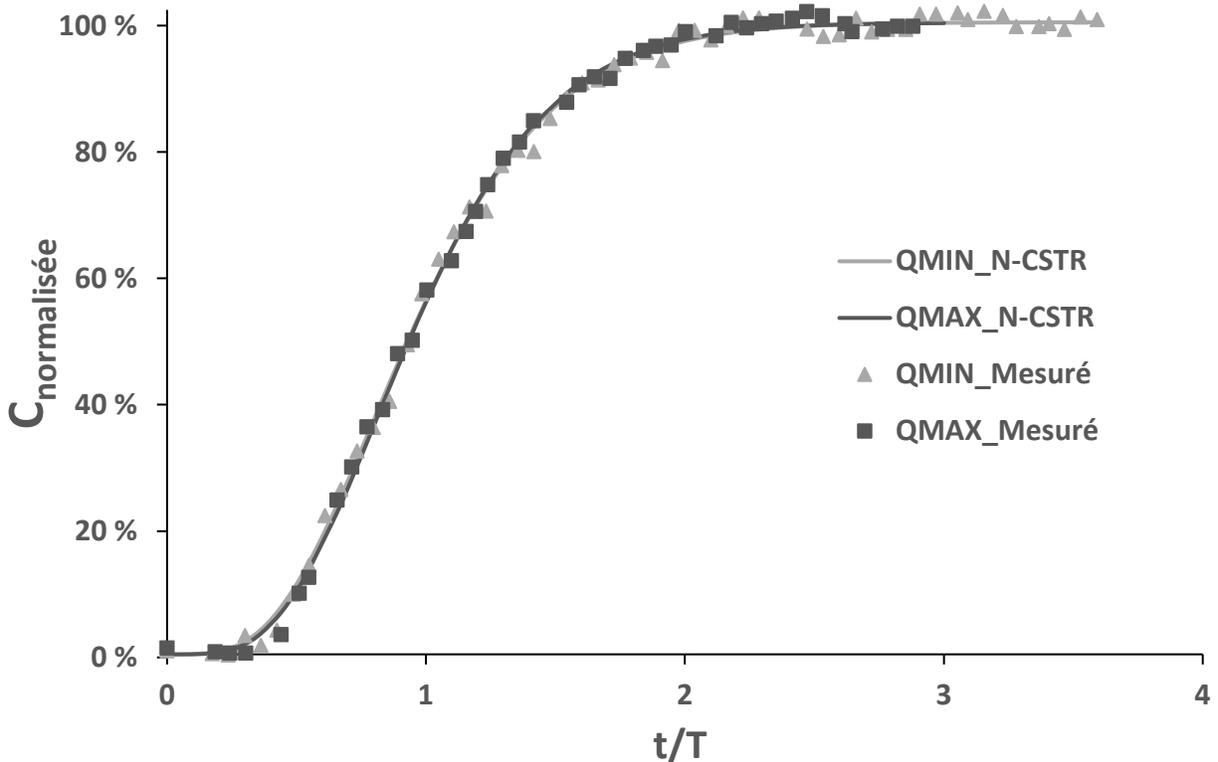
$C_{normalisée}$ est telle que décrite en bas du Tableau 11-2.

La valeur résiduelle de l'ESS (après ajustement simultané de T et de N) devrait être faible ($ESS < 0,05$). Si c'est le cas, cela signifie que le modèle N-CSTR décrit convenablement les résultats d'essai de traçage et que la valeur de N obtenue peut être utilisée pour décrire les performances du contacteur tracé.

Le temps de séjour estimé par le modèle (T) devrait également être proche du temps de séjour moyen (T_{moyen}) et du temps de séjour théorique (V/Q) calculés. Si tel est le cas, cela permet de valider l'évaluation théorique des surfaces et des volumes du contacteur.

La Figure 11-5 présente un exemple de résultats d'essais de traçage réalisés sur un contacteur d'ozone de la région de Montréal fonctionnant à deux débits différents ($Q_{\text{MAX}} = 2 \times Q_{\text{MIN}}$). L'axe du temps a été normalisé selon les temps de séjour respectifs de manière à pouvoir identifier un éventuel impact du débit sur l'efficacité hydraulique du contacteur. Comme il est visible d'après les données mesurées (triangles et carrés), l'allure des deux courbes est sensiblement identique, ce qui valide l'hypothèse selon laquelle l'efficacité hydraulique du contacteur est indépendante du débit d'opération (dans la gamme d'opération normale de l'usine). Le modèle N-CSTR (lignes pleines) s'ajuste par ailleurs très bien aux données mesurées, ce qui confirme son applicabilité pour simuler les performances du contacteur. Dans cet exemple, le T_{10}/T mesuré est de 0,50 et la valeur estimée de N est de 5,1 réacteurs parfaitement mélangés en série. Le T_{10}/T évalué théoriquement était de 0,20, ce qui démontre tout l'intérêt de procéder à la réalisation d'essais de traçage pour améliorer la connaissance du procédé et les performances de désinfection calculées.

Figure 11-5 : Exemple d'ajustement du modèle N-CSTR à des résultats d'essais de traçage



11.1.2.6. Références utiles pour planifier un essai de traçage

Pour de plus amples informations concernant les essais de traçage, le lecteur peut se référer à l'article de Ducoste *et al.*, au rapport AWWARF de Teefy ainsi qu'à l'annexe D du guide de l'USEPA (voir chapitre 18 du volume 2 pour le détail des références).

11.1.3. *Corrélations théoriques entre les valeurs de T_{10}/T et les valeurs de N*

Il est possible d'établir mathématiquement une correspondance théorique entre la valeur d'efficacité hydraulique mesurée par le T_{10}/T et celle évaluée par le nombre N de réacteurs parfaitement mélangés en série. Les figures qui suivent (Figure 11-6, Figure 11-7 et Figure 11-8) présentent les correspondances théoriques entre le T_{10}/T et la valeur de N . Dans ces figures, la courbe pleine représente la correspondance théorique exacte, alors que la courbe en pointillé représente l'approximation fournie par une équation exponentielle. Pour des questions pratiques et afin d'uniformiser les résultats et limiter les risques d'erreur, les équations devraient être utilisées plutôt que la lecture graphique. Lorsque l'efficacité hydraulique mesurée est très élevée ($T_{10}/T > 0,85$), les valeurs de N deviennent trop élevées ($N > 80$) pour être utilisables et la méthode du CT_{10} devrait être exclusivement employée. Pour ces efficacités hydrauliques très élevées, les deux méthodes auront de toute façon tendance à donner des résultats quasi identiques. Il n'y a donc pas d'avantage à utiliser la méthode N-CSTR dans ce cas. Pour des efficacités hydrauliques plus faibles, la méthode N-CSTR peut permettre des gains appréciables de log de désinfection, en particulier dans les situations critiques (conditions de désinfection défavorables) où la méthode du CT_{10} aura tendance à sous-estimer les performances réelles de désinfection. Les corrélations suivantes permettent de convertir les valeurs de T_{10}/T en valeurs de N (et vice-versa) pour une gamme de T_{10}/T entre 0,1 et 0,85. À des fins de calcul, pour des T_{10}/T inférieurs à 0,1 (situation possible, contrairement à un $T_{10}/T > 1$), des valeurs de N inférieures à 1 pourront être calculées de la manière suivante : $N = 10 \times T_{10}/T$.

Figure 11-6 : Corrélation entre T_{10}/T et N (CSTR) pour des efficacités hydrauliques faibles ($T_{10}/T \leq 0,5$; $N \leq 5$)

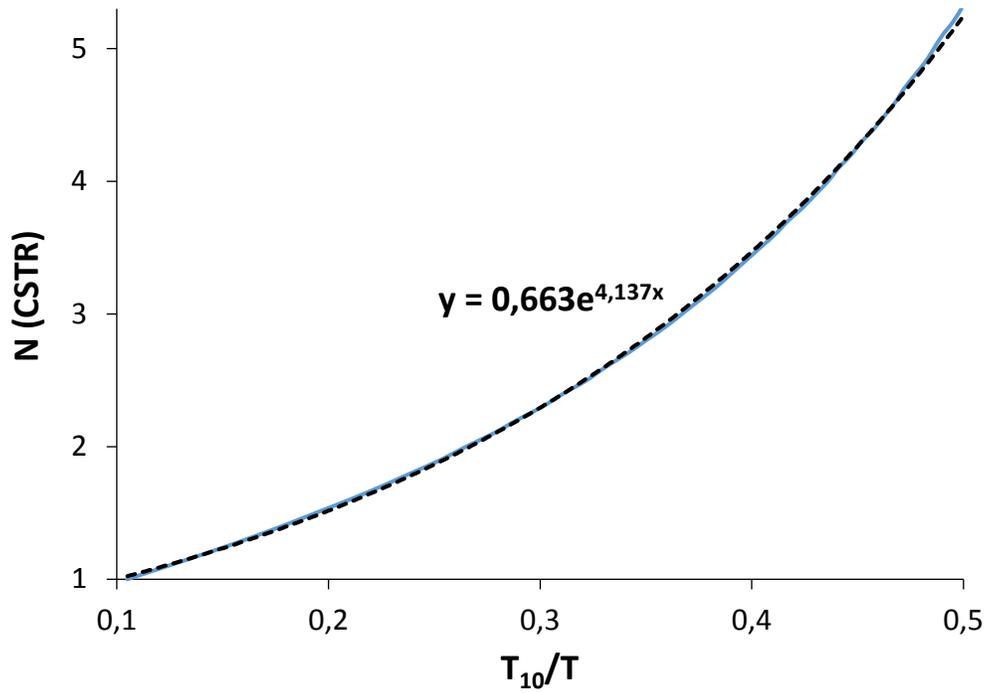


Figure 11-7 : Corrélation entre T_{10}/T et N (CSTR) pour des efficacités hydrauliques élevées ($0,5 < T_{10}/T \leq 0,7$; $5 < N \leq 16$)

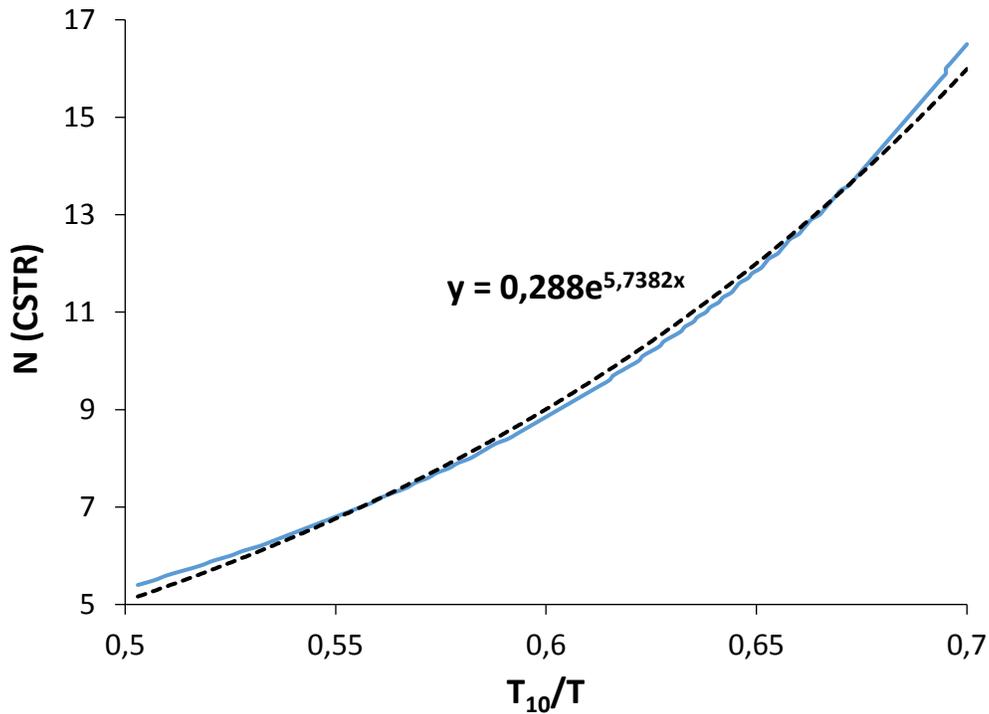
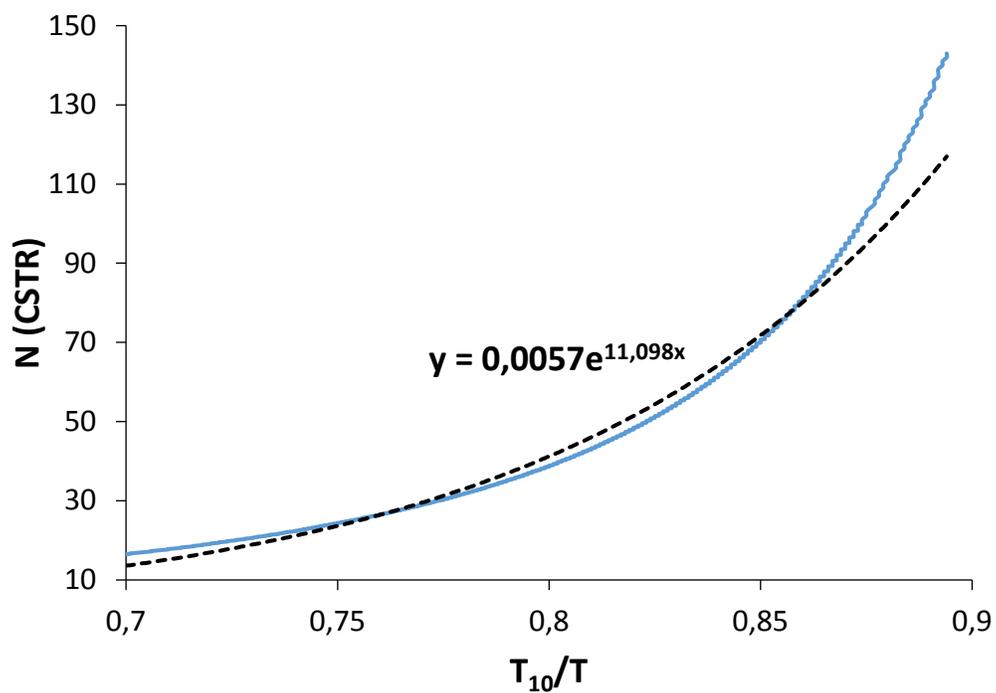


Figure 11-8 : Corrélation entre T_{10}/T et N (CSTR) pour des efficacités hydrauliques très élevées ($T_{10}/T > 0,7$; $N > 16$)

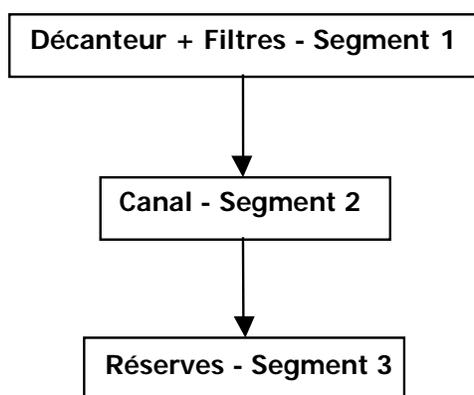


11.1.4. Évaluation des efficacités hydrauliques de plusieurs procédés opérés en série à l'aide d'un seul essai de traçage

Lorsque plusieurs étapes de traitement avec désinfection sont opérées en série, il est recommandé de tester individuellement chaque étape. Cependant, pour des considérations économiques, il peut être envisagé d'utiliser un seul essai de traçage pour l'ensemble des procédés. Dans de tels cas, le traceur est appliqué au point d'injection du désinfectant situé le plus en amont. Le traceur est mesuré à la sortie de chacun des procédés, à l'endroit des points de mesure de désinfectant résiduel. Cette approche peut être utilisée si et seulement si les points d'injection des procédés subséquents se situent juste en aval des points de mesure des procédés précédents (ou s'ils sont séparés de ces derniers par une conduite dont l'hydraulique est de type piston). Dans le cas contraire, il ne sera pas possible de déterminer l'efficacité hydraulique imputable exclusivement à chaque procédé subséquent.

À titre d'exemple, considérons une installation qui dose du bioxyde de chlore à l'eau brute et du chlore à l'entrée de la réserve. La Figure 11-9 illustre cette chaîne de traitement qui peut être subdivisée en trois étapes. Une pré-désinfection au bioxyde de chlore est effectuée de façon à maintenir une concentration résiduelle de bioxyde de chlore (C_1) à la sortie du segment 1. Par la suite, une postchloration est effectuée à l'entrée du segment 3 de façon à maintenir une concentration résiduelle de chlore (C_3) en sortie des réserves. Des crédits de désinfection peuvent donc être obtenus avec les segments 1 (pour le ClO_2) et 3 seulement (pour le Cl_2). Le segment 2 ne peut être utilisé, à moins qu'une concentration de désinfectant résiduel y soit maintenue et qu'un appareil de lecture du désinfectant résiduel soit installé à sa sortie.

Figure 11-9 : Exemple d'évaluation des efficacités hydrauliques pour des procédés consécutifs



Un essai de traçage a été réalisé sur l'ensemble des segments 1, 2 et 3. Un point d'échantillonnage est disponible à la sortie du segment 2, juste en amont de l'injection de chlore. Les temps de séjour théoriques (T) des segments 1, 2 et 3 sont respectivement de 150, 10 et 400 min. Les efficacités hydrauliques mesurées grâce aux essais de traçage correspondent à des valeurs de T_{10}/T de 0,50 ($N = 5,2$) pour le segment 1, de 0,53 ($N = 5,9$) pour les segments 1+2, et de 0,74 ($N = 21,9$) pour les segments 1+2+3. Il est possible de déterminer l'efficacité hydraulique du segment 3 seulement (nécessaire au calcul des crédits de désinfection) en utilisant les résultats obtenus pour les segments

1+2 et 1+2+3 avec les équations suivantes adaptées de Levenspiel (voir chapitre 18 du volume 2 pour le détail de la référence) :

$$\frac{(T_{1+2})^2}{N_{1+2}} = \frac{(T_1)^2}{N_1} + \frac{(T_2)^2}{N_2}$$

$$\frac{(T_{1+2+3})^2}{N_{1+2+3}} = \frac{(T_1)^2}{N_1} + \frac{(T_2)^2}{N_2} + \frac{(T_3)^2}{N_3}$$

Avec $T_{1+2+3} = T_{1+2} + T_3 = T_1 + T_2 + T_3$

Où :

T_1 est le temps de séjour théorique (= volume du segment/débit),

N_1 l'efficacité hydraulique du segment 1 (*idem* pour les segments 2 et 3),

T_{1+2} est le temps de séjour théorique global,

N_{1+2} l'efficacité hydraulique globale des segments 1+2 (*idem* pour les segments 1+2+3).

De ces équations on obtient :

$$\frac{(T_3)^2}{N_3} = \frac{(T_{1+2+3})^2}{N_{1+2+3}} - \frac{(T_{1+2})^2}{N_{1+2}}$$

Et finalement :

$$N_3 = \frac{(T_3)^2}{\frac{(T_{1+2+3})^2}{N_{1+2+3}} - \frac{(T_{1+2})^2}{N_{1+2}}}$$

Avec les valeurs on a :

$$N_3 = \frac{(400)^2}{\frac{(150 + 10 + 400)^2}{21,9} - \frac{(150 + 10)^2}{5,9}} = 16,0$$

L'efficacité hydraulique des réserves (segment 3) est donc équivalente à celle de 16 réacteurs parfaitement mélangés en série. D'après la corrélation de la Figure 11-7, cela correspond à un T_{10}/T de 0,70.

Dans l'éventualité où l'installation de traitement souhaiterait tirer profit du canal (segment 2) pour améliorer ses crédits de désinfection, trois solutions s'offrent à elle :

- 1) Déplacer son analyseur de bioxyde de chlore résiduel à la sortie du canal (segment 2) et utiliser dans son calcul de crédits de désinfection les valeurs de T , de T_{10}/T et de N pour les segments 1+2, soit $T = 160$ min, $T_{10}/T = 0,53$ et $N = 5,9$ (au lieu de $T = 150$ min, $T_{10}/T = 0,50$ et $N = 5,2$);

2) Ajouter un analyseur de bioxyde de chlore résiduel à la sortie du canal (segment 2) :

- a. Si la méthode du CT_{10} est utilisée, cela revient à effectuer un calcul segmenté (tel que décrit à la section 11.2.4.1 du volume 1) en utilisant le T_{10}/T des segments 1+2 ($T_{10}/T = 0,53$), soit :

$$CT_{ClO_2} = [ClO_2]_1 * T_1 + [ClO_2]_2 * T_2$$

Et

$$CT10_{ClO_2} = \left(\frac{T_{10}}{T}\right)_{1+2} * CT_{ClO_2}$$

Où :

$[ClO_2]_1$ est la concentration résiduelle de bioxyde de chlore mesurée à la sortie du segment 1 (*idem* pour le segment 2),

$(T_{10}/T)_{1+2}$ est la valeur du T_{10}/T global pour les segments 1+2.

À noter qu'il est également possible de calculer les crédits de désinfection en utilisant individuellement les valeurs de T_{10}/T de chaque segment (le point suivant montre la manière de déterminer le T_{10}/T du segment 2). Ainsi, on aurait :

$$CT10_{ClO_2} = \left(\frac{T_{10}}{T}\right)_1 * [ClO_2]_1 * T_1 + \left(\frac{T_{10}}{T}\right)_2 * [ClO_2]_2 * T_2$$

Toutefois, cette approche individuelle est généralement pénalisante par rapport à l'approche globale, car elle ne tient pas compte de l'amélioration globale de l'efficacité hydraulique quand on met bout à bout plusieurs segments (contrairement à la méthode N-CSTR, qui l'intègre naturellement). Elle peut toutefois s'avérer utile lorsque des scénarios d'entretien sont susceptibles de causer la fermeture d'un ou de plusieurs segments. Dans un tel cas (ex. : contournement du canal/segment 2 pour entretien), la formule précédente resterait en effet valide (à condition que $[ClO_2]_2 = 0$) alors qu'il faudrait modifier la valeur du T_{10}/T utilisée dans l'approche globale (prendre le T_{10}/T du segment 1 seulement et plus le T_{10}/T des segments 1+2). La section 11.1.5.3 précise les situations où l'approche globale devrait être employée au lieu de l'approche individuelle (et vice-versa).

- b. Si la méthode N-CSTR est utilisée, il faut déterminer l'efficacité hydraulique individuelle du segment 2. À partir des équations présentées plus haut, on obtient :

$$\frac{(T_2)^2}{N_2} = \frac{(T_{1+2})^2}{N_{1+2}} - \frac{(T_1)^2}{N_1}$$

Soit :

$$N_2 = \frac{(T_2)^2}{\frac{(T_{1+2})^2}{N_{1+2}} - \frac{(T_1)^2}{N_1}}$$

Avec les valeurs de l'exemple, on a :

$$N_2 = \frac{(10)^2}{\frac{(150 + 10)^2}{5,9} - \frac{(150)^2}{5,2}} = 8,3$$

L'efficacité hydraulique du canal (segment 2) est donc équivalente à celle de 8,3 réacteurs parfaitement mélangés en série. D'après la corrélation de la Figure 11-7, cela correspond à un T_{10}/T de 0,59. Il est alors possible de calculer les crédits de désinfection (en log) obtenus grâce au segment 2 et de les additionner à ceux obtenus avec le segment 1 :

$$\begin{aligned} I_{ClO_2} &= I_{segment\ 1} + I_{segment\ 2} \\ &= -\log \left[\left(\frac{1}{1 + k_L * \frac{[ClO_2]_1 * T_1}{N_1}} \right)^{N_1} \right] - \log \left[\left(\frac{1}{1 + k_L * \frac{[ClO_2]_2 * T_2}{N_2}} \right)^{N_2} \right] \end{aligned}$$

Où :

k_L est la constante de létalité spécifique au désinfectant (ici le bioxyde de chlore) et au microorganisme cible (voir chapitre 11 du volume 1).

- 3) Avancer son point d'injection de chlore à l'entrée du canal (segment 2). Il est alors nécessaire de calculer l'efficacité hydraulique des segments 2+3 pour pouvoir effectuer le calcul des crédits de désinfection. D'après les équations présentées précédemment, on a :

$$\frac{(T_{2+3})^2}{N_{2+3}} = \frac{(T_2)^2}{N_2} + \frac{(T_3)^2}{N_3} = \frac{(T_{1+2+3})^2}{N_{1+2+3}} - \frac{(T_1)^2}{N_1}$$

Soit :

$$N_{2+3} = \frac{(T_{2+3})^2}{\frac{(T_{1+2+3})^2}{N_{1+2+3}} - \frac{(T_1)^2}{N_1}}$$

Avec les valeurs on a :

$$N_{2+3} = \frac{(10 + 400)^2}{\frac{(150 + 10 + 400)^2}{21,9} - \frac{(150)^2}{5,2}} = 16,8$$

L'efficacité hydraulique globale des segments 2+3 est donc équivalente à celle de 16,8 réacteurs parfaitement mélangés en série. D'après la corrélation de la Figure 11-8, cela correspond à un T_{10}/T global de 0,72. Avec ces données, les crédits de désinfection peuvent être calculés par la méthode CT_{10} ou la méthode N-CSTR en prenant la concentration de chlore résiduel mesurée à la sortie du segment 3 (des réserves) et le temps de séjour total théorique des segments 2+3 (soit 410 min).

11.1.5. Détermination de l'efficacité hydraulique (T_{10}/T et N) selon les critères de conception des bassins

À l'étape de conception, il est nécessaire d'estimer l'efficacité hydraulique afin de concevoir les différents procédés de désinfection. La présente section vise à fournir des informations aux concepteurs afin de leur permettre d'estimer l'efficacité hydraulique de leurs ouvrages.

11.1.5.1. Critères généraux

Comme discuté dans le chapitre 11 du volume 1, la conception des procédés de désinfection vise à favoriser un écoulement de type piston. Pour y arriver, le concepteur doit prévoir un nombre de chicanes suffisant de manière à éviter les courts-circuits et les « zones mortes ». Le concepteur devra également porter une attention particulière à l'entrée du bassin afin d'assurer une bonne répartition du débit entrant (éviter le phénomène de jet) ainsi qu'à la sortie du bassin afin de prévenir la création de zones mortes et de courts-circuits dans la dernière chambre. L'installation d'un coude ou d'un T sur la conduite d'entrée (selon la configuration du bassin) peut par exemple permettre d'améliorer significativement l'efficacité hydraulique du bassin. Sur le même principe, la première chicane peut servir à briser le jet d'entrée.

Les chicanes subséquentes devraient être placées dans le sens de la longueur du bassin de manière à maximiser la longueur (L) du canal formé tout en limitant le nombre de chicanes et les phénomènes de séparation de l'écoulement qu'elles induisent à leur extrémité. À noter que l'ouverture des chicanes (la distance entre l'extrémité de la chicane et le mur) devrait être de la même dimension que la largeur du canal (D) créé par celles-ci. Sur le même principe, le niveau d'eau au-dessus de chicanes verticales devrait être de la même hauteur que les ouvertures entre le plancher et les chicanes et que l'espacement entre chaque chicane. Hormis en présence de diffuseurs poreux (qui requièrent une hauteur d'eau suffisante pour assurer la solubilisation du gaz), il est recommandé de favoriser l'utilisation de chicanes horizontales ou d'écoulement en conduite. Le concepteur pourra par ailleurs travailler à améliorer l'écoulement à l'intérieur du bassin en utilisant par exemple des chicanes à bouts arrondis ou des aubages directeurs (« *turning vanes* ») à l'extrémité des chicanes.

À noter que la conception des bassins devrait également tenir compte des autres enjeux, tels que les pertes de charge générées, l'entretien des bassins ou l'impact des variations de débits.

11.1.5.2. Évaluation théorique de l'efficacité hydraulique (T_{10}/T et N)

L'USEPA (1999) a publié un tableau décrivant les efficacités hydrauliques approximatives de différents types de bassins de désinfection. Le Tableau 11-3 présente ces informations, corrigées d'après les données récentes de la littérature.

Tableau 11-3 : Classification des bassins selon leur efficacité hydraulique

Efficacité hydraulique	T_{10}/T	N (CSTR)	Description des chicanes
Très faible	0,1	1,0	Aucune chicane, bassin agité, ratio L/D faible ¹ et vitesses d'entrée et/ou de sortie élevées. (ex. : mélangeur rapide, bassin avec diffuseurs poreux)
Faible	0,3	2,3	Quelques chicanes (2-3) dans le bassin. Pas d'optimisation de l'entrée.
Moyenne	0,5	5,2	Plusieurs chicanes (5-6) ou quelques chicanes avec optimisation de l'entrée. (ex. : bassin d'ozonation)
Supérieure	0,7	16,0	Plusieurs chicanes et optimisation de l'entrée et de la sortie. (ex. : réserves d'eau potable bien conçues)
Idéale (écoulement piston)	1,0	∞	Ratio L/D ¹ très élevé (> 100) (ex. : écoulement en conduite avec régime turbulent)

1 : Ratio de la longueur caractéristique de l'écoulement divisée par la largeur. Adapté avec révisions de l'USEPA (1999).

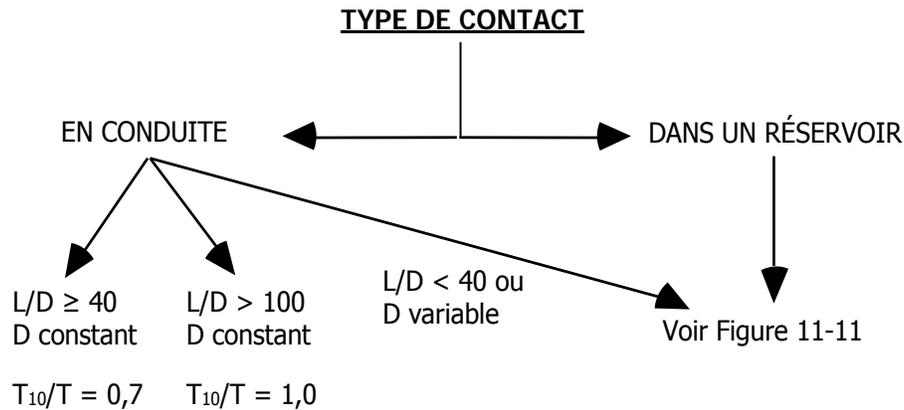
Il importe de demeurer prudent avec ces valeurs, lesquelles sont fournies à titre indicatif. En ce qui concerne les réserves en fin d'installation de traitement ou les bassins d'ozonation, il est recommandé d'évaluer l'efficacité hydraulique (T_{10}/T ou N) théorique selon la méthode décrite à la Figure 11-10. À noter que les estimations théoriques de l'efficacité hydraulique proposées ici se veulent conservatrices afin d'inciter les concepteurs et les exploitants à recourir à des méthodes plus poussées d'évaluation de l'efficacité hydraulique (essais de traçage, modélisation numérique, etc.).

Désinfection en conduite

Une efficacité hydraulique correspondant à un T_{10}/T de 1,0 est accordée si le ratio L/D (la longueur de la conduite divisée par son diamètre) est supérieur à 100 et qu'il n'y a aucun changement de diamètre de la conduite. Dans un tel cas, la méthode du CT_{10} doit être utilisée pour calculer l'inactivation dans la mesure où la valeur de N est théoriquement infinie pour un T_{10}/T de 1.

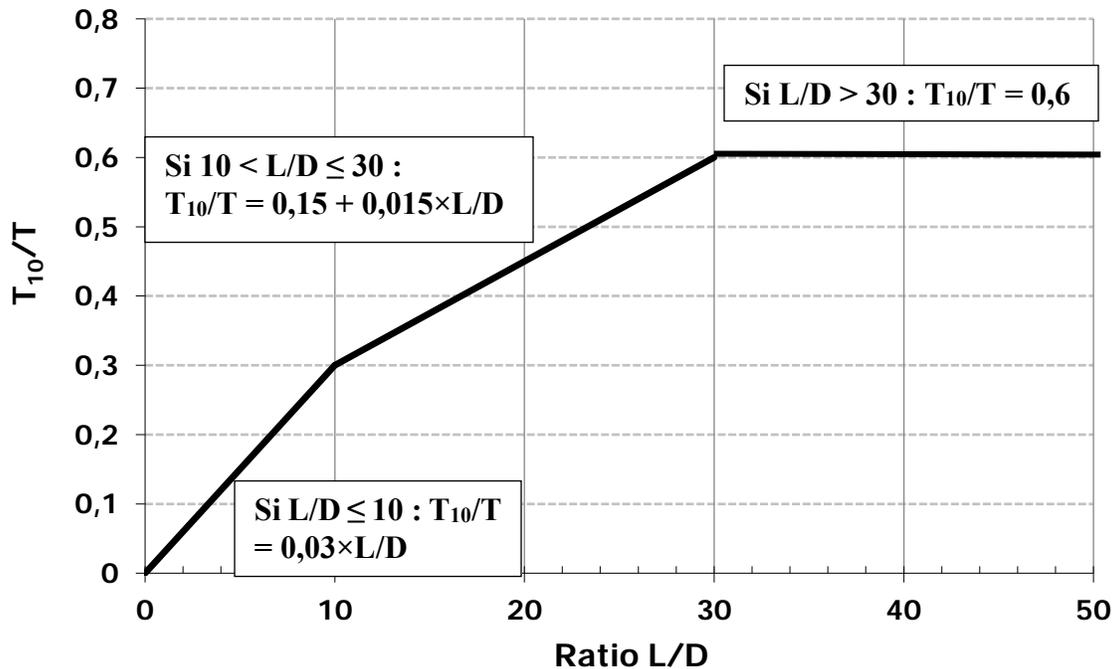
S'il n'y a aucun changement de diamètre mais que le ratio L/D est inférieur à 100 (mais supérieur ou égal à 40), un T_{10}/T de 0,7 ($N = 16$) est attribué.

Figure 11-10 : Processus de sélection du T_{10}/T selon la conception des réserves



Si le ratio L/D est inférieur à 40 ou le diamètre est variable, alors l'efficacité hydraulique est attribuée selon la Figure 11-11, comme pour un bassin avec chicanes. À noter qu'il est toujours possible de procéder à des essais de traçage pour se prévaloir d'une efficacité hydraulique plus élevée (pour les $L/D < 100$ ou avec diamètre variable).

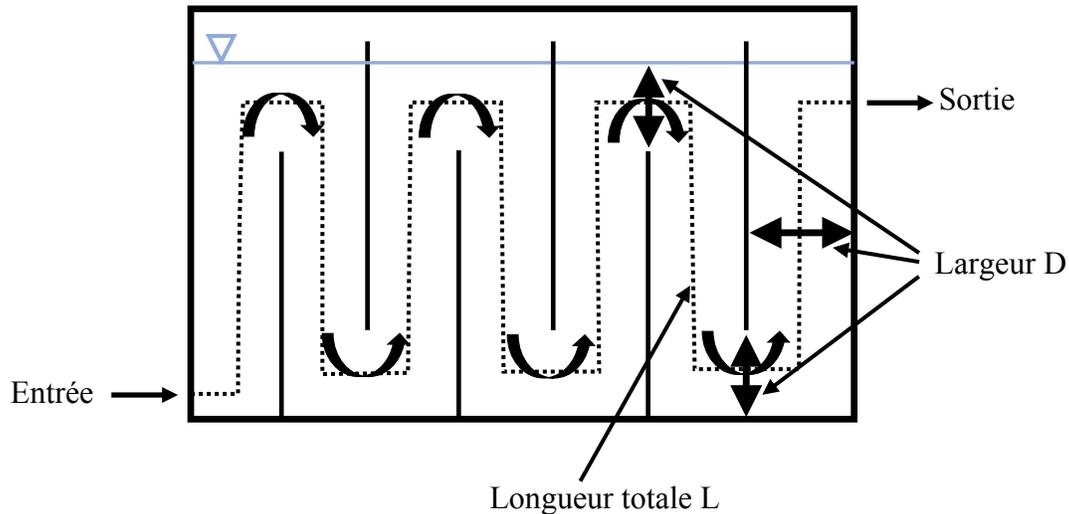
Figure 11-11 : Valeurs de T_{10}/T pour des bassins selon le ratio L/D



Désinfection dans un réservoir

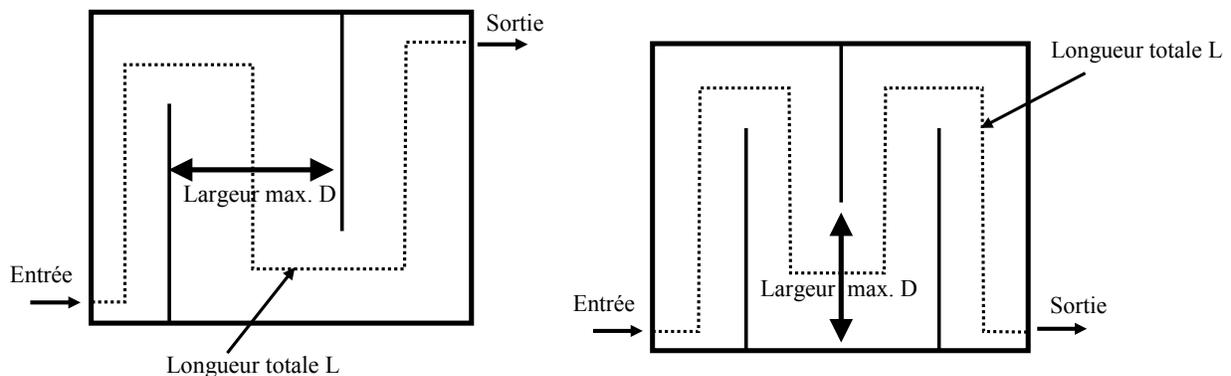
Si le contact a lieu dans un réservoir, il faut calculer le rapport L/D entre la longueur totale du « canal » d'écoulement créé par les chicanes et la largeur maximale de ce « canal ». La Figure

Figure 11-13 : Définition de la largeur D et de la longueur d'écoulement L pour des chicanes verticales (vue en élévation)



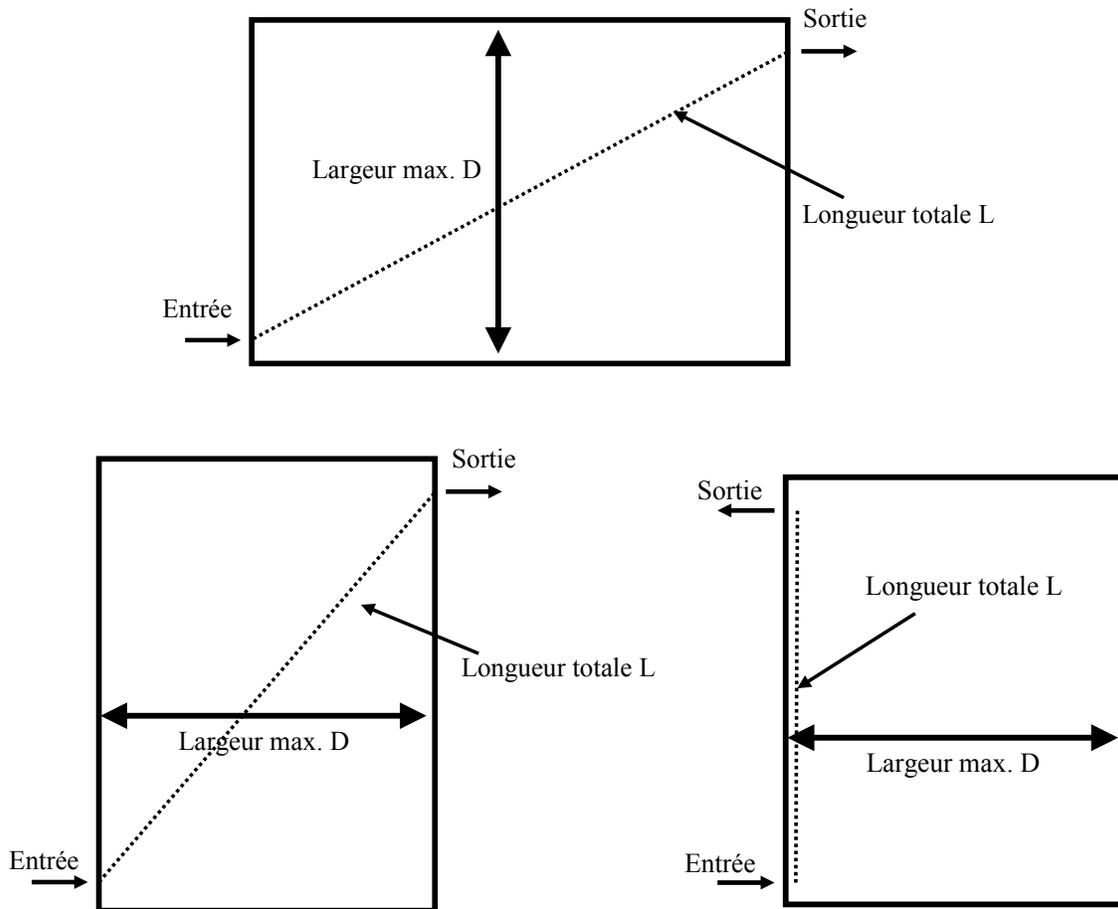
Pour les **bassins (ou réserves) à géométrie variable** (e. g. bassins existants), il est nécessaire de considérer la largeur maximale du canal d'écoulement (D) et de considérer sa longueur totale (L) à travers tout le bassin (ou toute la réserve). Cette situation est illustrée par les schémas de la Figure 11-14. Dans le cas d'une réserve où la largeur du canal d'écoulement varierait de manière importante (écarts de largeurs très grands), la réserve peut être segmentée en plusieurs sections de largeurs similaires. Le rapport L/D et les efficacités hydrauliques devront être calculés pour chaque section et l'efficacité hydraulique globale de la réserve pourra être obtenue en suivant l'approche décrite au paragraphe 11.1.5.3 (voir exemple 2). Il faudra toutefois veiller à limiter autant que possible le nombre de sections considérées. Le scindement d'une réserve en plusieurs sections doit être justifié par des efficacités hydrauliques anticipées très différentes d'une section à l'autre.

Figure 11-14 : Définition de la largeur D et de la longueur d'écoulement L pour des bassins (ou réserves) à géométrie variable (vue en plan)



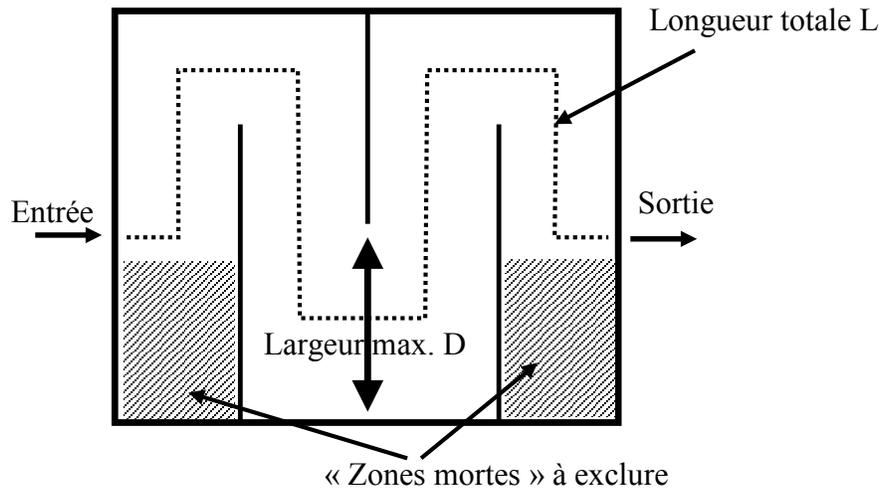
Pour les **bassins sans chicane**, le ratio L/D devrait être calculé en utilisant comme longueur de l'écoulement (L) le trajet le plus direct entre l'entrée et la sortie du bassin, et comme largeur (D) la largeur maximale d'après l'orientation de l'écoulement. Les schémas de la Figure 11-15 illustrent la manière de déterminer ces deux paramètres.

Figure 11-15 : Définition de la largeur D et de la longueur d'écoulement L pour des bassins sans chicane (vue en plan)



Pour les bassins qui du fait de leur configuration ou de leur mode d'opération présentent de manière évidente des « **zones mortes** » (voir exemple de la Figure 11-16), le calcul de l'inactivation devrait être fait sans tenir compte de ces zones et des volumes qu'elles représentent.

Figure 11-16 : Exemple de bassin présentant des « zones mortes »



11.1.5.3. Évaluation des efficacités hydrauliques de réserves en série

Pour des réserves en série, le calcul du T_{10}/T global de l'ensemble des réserves nécessite de déterminer en premier lieu le T_{10}/T et le N de chaque réserve à partir des relations et des exemples présentés précédemment. L'efficacité hydraulique globale peut ensuite être calculée avec l'équation suivante (adaptée de Levenspiel) :

$$N_{1+\dots+n} = \frac{[\sum_{i=1}^n T_i]^2}{\sum_{i=1}^n \frac{(T_i)^2}{N_i}}$$

Où :

$N_{1+\dots+n}$ est l'efficacité hydraulique globale des n réserves en série,

T_i est le temps de séjour (= volume de la réserve i /débit),

N_i l'efficacité hydraulique de la réserve i .

Ainsi, pour deux réserves en série, on a :

$$N_{1+2} = \frac{(T_1 + T_2)^2}{\frac{(T_1)^2}{N_1} + \frac{(T_2)^2}{N_2}}$$

Et pour trois réserves en série :

$$N_{1+2+3} = \frac{(T_1 + T_2 + T_3)^2}{\frac{(T_1)^2}{N_1} + \frac{(T_2)^2}{N_2} + \frac{(T_3)^2}{N_3}}$$

Exemple 1 : Désinfection dans des réserves en série d'efficacités hydrauliques similaires

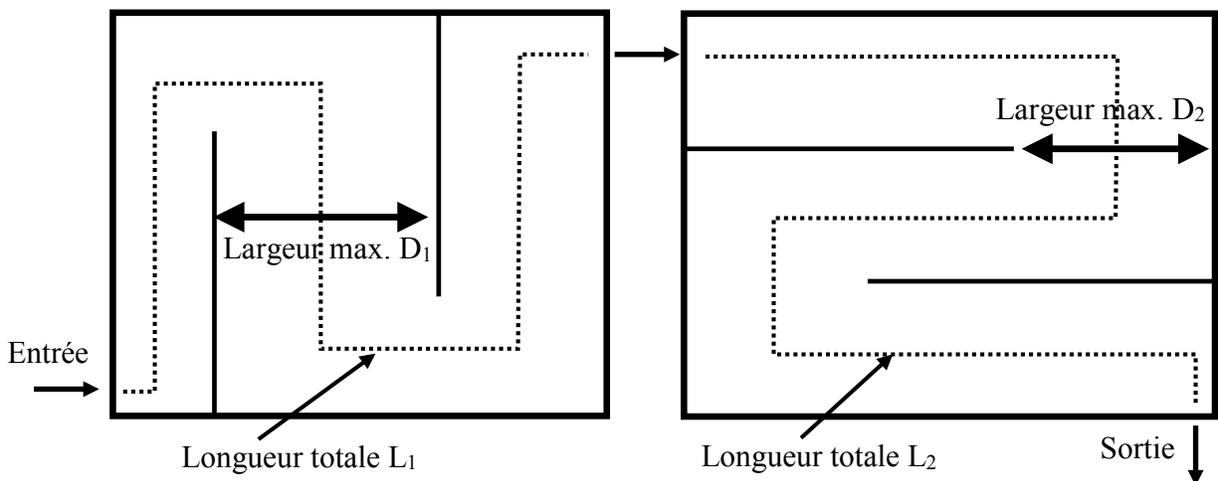
Dans la Figure 11-17, les deux réserves en série sont des réserves existantes présentant une géométrie non conventionnelle. Pour ce qui est de la première réserve, la longueur totale d'écoulement et la largeur maximale sont respectivement $L_1 = 35$ m et $D_1 = 5$ m. Le ratio L/D est donc de 7, ce qui donne un T_{10}/T égal à 0,21 ($N = 1,6$ selon la Figure 11-6). Quant à la deuxième réserve, on a $L_2 = 40$ m et $D_2 = 5$ m. Le ratio L/D de la deuxième réserve est donc de 8, ce qui donne un T_{10}/T de 0,24 ($N = 1,8$). Les ratios L/D et les efficacités hydrauliques qui en découlent sont donc similaires pour les deux réserves. En considérant que le temps de séjour dans chacune des réserves est de 4 h, on peut calculer l'efficacité hydraulique globale de ces deux réserves :

$$N_{1+2} = \frac{(4 + 4)^2}{\frac{(4)^2}{1,6} + \frac{(4)^2}{1,8}} = 3,4$$

En prenant la fonction réciproque de l'équation présentée en Figure 11-6, soit $T_{10}/T = \ln(N/0,663)/4,137$, on obtient un T_{10}/T global de 0,40. En calculant l'efficacité hydraulique globale, on obtient donc un T_{10} de 3,2 h, alors que si on avait considéré individuellement les efficacités hydrauliques de chaque réserve, on aurait obtenu un T_{10} total de 2,4 heures (0,8 h pour la réserve 1 et 1,6 h pour la réserve 2).

À noter que dans cet exemple, les largeurs maximales des deux réserves sont identiques ($D_1 = D_2 = 5$ m). Dans ce genre de situation où les largeurs des écoulements dans les réserves sont très proches, il est possible de calculer un ratio L/D en utilisant la longueur totale de l'écoulement dans l'ensemble des réserves ($L_{tot} = L_1 + L_2 = 35 + 40 = 75$). Avec cette approche, on obtient un ratio $L/D = 15$, ce qui donne un T_{10}/T égal à 0,38 ($N = 3,1$ selon la Figure 11-6).

Figure 11-17 : Exemple 1 – Deux réserves en série d'efficacités hydrauliques similaires



Exemple 2 : Désinfection dans des réserves en série d'efficacités hydrauliques très différentes

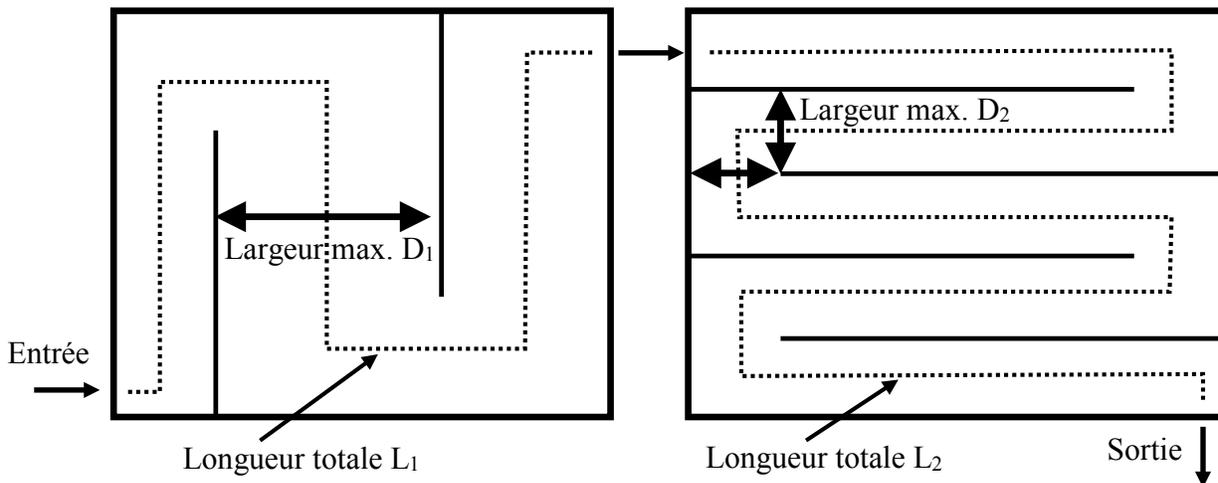
La Figure 11-18 montre l'exemple de deux réserves en série d'efficacités hydrauliques très différentes. La première réserve est une réserve existante présentant une géométrie variable, alors

que la seconde est une réserve de configuration conventionnelle nouvellement construite. Sur la Figure 11-18 sont inscrites les longueurs totales d'écoulement (L) et les largeurs maximales (D) de chaque réserve. Ainsi, on a : $L_1 = 35$ m, $D_1 = 5$ m, $L_2 = 65$ m et $D_2 = 2$ m. Pour la réserve 1, le ratio L/D est donc de 7, ce qui donne un T_{10}/T égal à 0,21 ($N = 1,6$ selon la Figure 11-6). Pour la réserve 2, on a un ratio $L/D = 32,5$ et en conséquence un $T_{10}/T = 0,6$ ($N = 9$). Comme il est anticipé à première vue, les efficacités hydrauliques des deux réserves sont très différentes (0,21 et 0,60). En supposant que le temps de séjour dans chacune des réserves est de 4 h, on peut calculer l'efficacité hydraulique globale de ces deux réserves :

$$N_{1+2} = \frac{(4 + 4)^2}{\frac{(4)^2}{1,6} + \frac{(4)^2}{9}} = 5,4$$

En prenant la fonction réciproque de l'équation présentée en Figure 11-7, soit $T_{10}/T = \ln(N/0,288)/5,7382$, on obtient un T_{10}/T global de 0,51. En calculant l'efficacité hydraulique globale, on obtient donc un T_{10} de 4,1 h contre un T_{10} total de 3,2 h si on avait considéré individuellement les efficacités hydrauliques de chaque réserve (0,8 h pour la réserve 1 et 2,4 h pour la réserve 2).

Figure 11-18 : Exemple 2 – Deux réserves en série d'efficacités hydrauliques très différentes

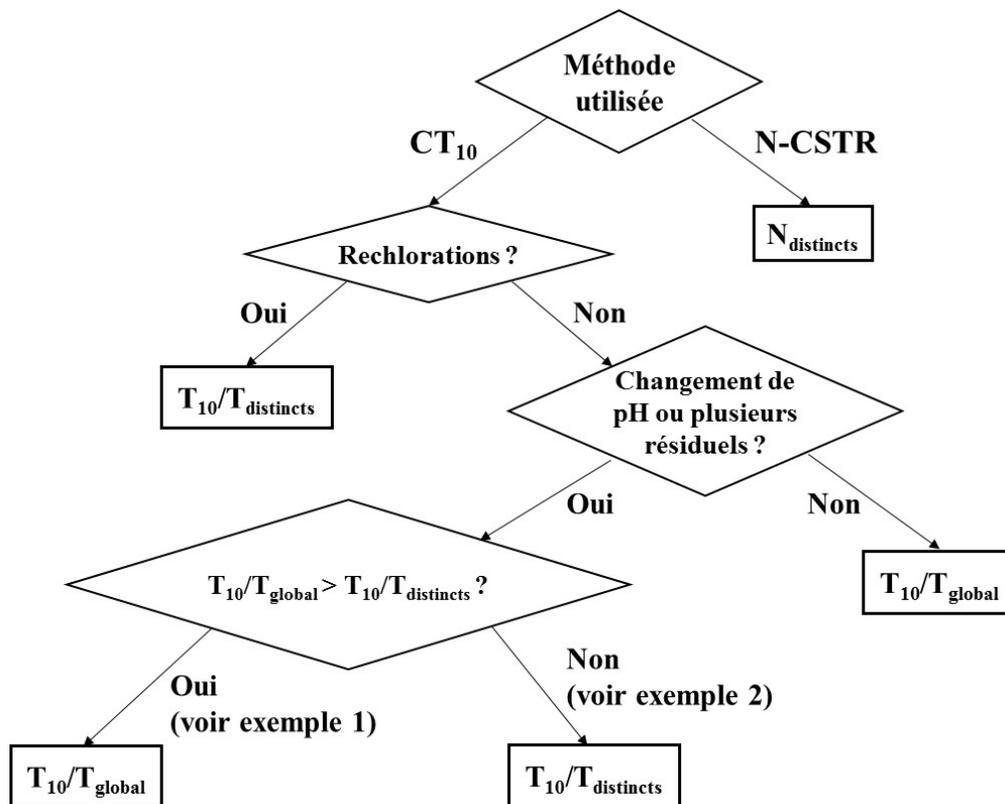


Critères pour l'utilisation de l'efficacité hydraulique globale

La Figure 11-19 résume dans le cas de réserves ou de bassins en série les situations pour lesquelles il est recommandé d'utiliser l'efficacité hydraulique globale, et les situations où les performances de désinfection doivent être calculées distinctement pour chaque réserve en utilisant l'efficacité hydraulique propre à chaque réserve. À noter que pour la méthode N-CSTR, il n'est pas nécessaire de calculer l'efficacité hydraulique globale. L'inactivation devrait toujours être calculée pour chaque réserve et sommée afin d'obtenir l'inactivation totale. Cette approche permet de surcroît de considérer plus facilement les scénarios d'entretien des réserves.

Si plusieurs points de dosage et de mesure du désinfectant sont présents dans les réserves, l'inactivation doit être calculée pour chaque segment en considérant l'efficacité hydraulique et les conditions d'inactivation de chaque segment. De cette manière, le calcul de l'inactivation restera valide quelles que soient les conditions d'opération (ex. : résiduel nul à la sortie d'un segment) ou d'entretien (ex. : contournement d'une réserve). Un segment est normalement défini par un point de dosage (début du segment) et un point de mesure de la concentration résiduelle (fin du segment). Pour cette raison et afin de pouvoir se prévaloir des performances d'inactivation de chaque segment, tout point de dosage secondaire de désinfectant devrait être précédé en amont d'un point de mesure du désinfectant résiduel.

Figure 11-19 : Critères d'utilisation de l'efficacité hydraulique globale



Dans certains cas existants, le point de mesure du désinfectant résiduel est situé en aval du point de dosage secondaire, ce qui a pour conséquence de fausser les concentrations résiduelles mesurées lors de l'utilisation du point de dosage secondaire. Le point de mesure du résiduel devrait donc être déplacé ou un nouveau point de mesure installé en amont du point de dosage, en particulier si le point de dosage secondaire est (ou on prévoit qu'il soit) utilisé fréquemment. Si les points de dosage additionnels sont uniquement utilisés en cas d'urgence, la concentration de désinfectant en amont du point de dosage peut être calculée comme la concentration résiduelle mesurée en aval moins la dose secondaire ajoutée (si cette dernière est suivie en continu). Si cette différence donne un résultat négatif (due à la décroissance du désinfectant ou à l'absence de résiduel en amont), la concentration en amont devrait être posée comme nulle, ce qui conduit à une inactivation nulle pour le segment en amont.

Si la concentration de désinfectant résiduel est uniquement mesurée en sortie de la deuxième réserve et que les conditions d'inactivation sont constantes dans les deux réserves (pas d'ajustement de pH en cours de chemin), il est toujours plus avantageux (et plus juste) de considérer l'efficacité hydraulique globale des deux réserves en série pour le calcul avec la méthode du CT_{10} .

Si plusieurs points de mesure du désinfectant résiduel sont présents ou qu'un ajustement de pH est réalisé entre les deux réserves, l'intérêt et la justesse d'utiliser l'efficacité hydraulique globale dépendent de la situation. Dans un premier cas, si l'efficacité hydraulique globale des deux réserves est plus élevée que l'efficacité hydraulique de chacune des réserves (exemple 1, Figure 11-17), le gain d'efficacité peut être attribué également à chaque réserve et le T_{10}/T global devrait être utilisé. Par contre, si l'efficacité hydraulique d'une des deux réserves est plus élevée que l'efficacité hydraulique globale (exemple 2, Figure 11-18), le calcul de l'inactivation par la méthode du CT_{10} devrait être fait individuellement pour chaque réserve en considérant le pH et la concentration de désinfectant résiduel associés à chaque réserve.

11.1.6. Autres méthodes de détermination de l'efficacité hydraulique

11.1.6.1. Méthode de traçage avec un modèle réduit

La méthode de traçage en modèle réduit n'est pas encore officiellement acceptée par l'USEPA pour le calcul du CT sur une installation existante. Cependant, les modèles réduits peuvent être utilisés pour comparer différents scénarios à l'étape de conception. La modélisation à plus petite échelle est utilisée depuis plus de 100 ans dans le domaine du génie civil pour la conception d'infrastructures avec des résultats fiables et satisfaisants. Dans le domaine de l'eau potable, l'utilisation de tels modèles est encore en développement.

La construction de modèles réduits est régie par les lois de similitude. La construction de modèles réduits de réservoirs, qui sont affectés par la force gravitationnelle, peut être réalisée en utilisant la similitude de Froude, qui consiste à égaliser le nombre de Froude aux deux échelles. Plusieurs chercheurs (Bishop *et al.*, 1993) ont reproduit des réservoirs réels sous forme de modèles réduits en appliquant cette similitude à des échelles variant de 1/15 à 1/42. Grayman *et al.* (1996) ont construit trois bassins à des échelles de 1/160, 1/80 et 1/42. Les deux premiers modèles ont été abandonnés parce qu'ils se sont avérés trop petits pour la visualisation.

Le traçage en modèle réduit comporte plusieurs avantages : 1) il n'interfère pas avec les opérations courantes de l'installation de traitement; 2) la période de traçage est relativement courte; 3) le coût d'expérimentation est moins élevé; 4) il permet de tester plusieurs configurations ou modes d'opération. Selon des vérifications réalisées à l'échelle réelle, la distribution des temps de séjour en modèle réduit est généralement très bien simulée. Hagstrom *et al.* (1997) ont construit un modèle de bassin de contact à une échelle de 1/16, soit un modèle ayant comme dimensions 2,44 m par 2,44 m et un temps de séjour de 23 min. La comparaison des résultats obtenus avec le modèle et ceux obtenus à l'échelle réelle indique un écart type de 14 % pour la valeur de T_{10}/T et un écart type de seulement 8 % pour la distribution des temps de séjour lorsque tous les points sont considérés.

11.1.6.2. Modèle de traçage numérique (CFD – *Computational Fluid Dynamics*)

La mécanique des fluides numérique (CFD) simule mathématiquement la physique de l'écoulement d'un fluide dans un milieu. Elle peut ainsi servir à prédire l'évolution d'un traceur dans un bassin. Le bassin est modélisé par un domaine physique fermé discrétisé en une multitude d'éléments (maillage). À la suite de cette discrétisation, de la définition des paramètres de simulation, des conditions frontière et des conditions initiales, les équations de mécanique des fluides sont résolues.

Considérant les ressources nécessaires pour obtenir des résultats acceptables, l'application de la CFD devrait se limiter aux bassins à écoulement monophasique (non recommandé pour des bassins utilisant des diffuseurs poreux). Pour offrir une modélisation convenable, le bassin modélisé et la résolution des équations devront être réalisés en trois dimensions (3D) et testés sur un cas de référence (provenant de la littérature ou issu d'un essai de traçage). La finesse du maillage devra être suffisamment élevée pour assurer la validité des résultats (démontrée par l'obtention de résultats indépendants de celui-ci). Le maillage devra être raffiné dans les régions où le gradient de vitesse est plus élevé, pour les régions de forte turbulence (ex. : bout des chicanes) ainsi qu'à l'entrée et à la sortie du bassin. Les conditions initiales et aux frontières devront respecter les conditions réelles mesurées ou attendues (dans le cas d'une conception). Enfin, les équations devront être résolues par la méthode RANS (*Reynolds-Averaged Navier-Stokes*) ou par une méthode plus précise (*Large-Eddy Simulation, Direct Numerical Simulation*).

À l'étape de conception, la CFD est un outil très pratique qui peut servir à tester différentes configurations et orienter le choix final, selon par exemple les distributions de temps de séjour obtenues ou les pertes de charge générées. L'entérinement final des efficacités hydrauliques attribuables au bassin de désinfection construit nécessitera toutefois la réalisation d'au moins un essai de traçage à débit maximal. Celui-ci permettra de valider la modélisation CFD et les choix de paramètres et de méthodes effectués.

Dans la littérature, des modèles hydrauliques numériques ont souvent été utilisés afin d'évaluer l'efficacité des bassins de contact d'ozone ou de chlore. Hannoun *et al.* (1998) ont utilisé un modèle en trois dimensions, écrit en FORTRAN 77, afin d'améliorer l'efficacité de trois bassins de contact ayant des caractéristiques géométriques différentes. Après avoir défini les conditions de turbulence, les propriétés du fluide et de l'écoulement, les équations d'hydrodynamique sont résolues par la méthode des éléments finis. Le champ de vitesses est obtenu lorsqu'on considère que la solution a convergé. Pour l'évaluation du temps de séjour, l'intégration d'un terme source temporel le long des lignes de courant du fluide est utilisée.

Reddy *et al.* (1998) ont utilisé un modèle numérique d'éléments finis afin d'optimiser l'efficacité hydraulique et d'évaluer l'impact du jet d'eau à l'entrée de deux réservoirs rectangulaires, d'une capacité de 154 000 m³, appartenant à la ville de Phoenix (AZ). Pour ce faire, des chicanes et des diffuseurs ont été ajoutés aux réservoirs modélisés et une injection de type instantané a été utilisée comme méthode de traçage. Une validation du modèle numérique avec l'essai de traçage a été réalisée pour deux configurations de réservoirs, le premier contenant deux chicanes et le second, aucune. Les valeurs de T_{10}/T mesurées étaient de 0,31 ($\pm 3\%$) et de 0,12 ($\pm 15\%$) respectivement.

11.2. Exemple de calcul de conception

La présente section fournit un exemple de conception qui utilise la démarche et les équations présentées dans le volume 1. La première étape consiste à choisir le type de contacteur utilisé ainsi que le désinfectant.

11.2.1. Choix du type de contacteur et du désinfectant

Dans cet exemple, le contacteur choisi est une réserve dédiée et la désinfection se fait avec du chlore libre. Il s'agira donc de définir pour les conditions limites de désinfection le volume d'eau qui permette d'atteindre les objectifs d'inactivation déterminés pour cette réserve. À noter que si le contacteur avait été une réserve à niveau variable, la donnée finale aurait été le niveau d'eau minimal à maintenir dans cette réserve.

11.2.2. Conditions limites

Les conditions limites pour cet exemple sont les suivantes :

- Débit maximal = capacité maximale de production de l'installation = 2 500 m³/d;
- Concentration résiduelle minimale de désinfectant = 0,50 mg Cl₂/L;
- pH critique = pH maximal attendu après coagulation = 7,0;
- Température critique = température minimale de l'eau attendue = 1 °C;
- Efficacité hydraulique minimale = efficacité hydraulique de conception : $T_{10}/T = 0,60$ et $N = 9,0$ CSTR.

11.2.3. Objectifs d'inactivation

Les objectifs de désinfection à atteindre avec la réserve dédiée sont de 1,0 log d'inactivation de *Giardia* et de 3,0 log d'inactivation de virus. Les procédés en amont de la réserve permettent d'obtenir les autres log d'inactivation nécessaires à l'atteinte des exigences d'élimination de l'installation.

11.2.4. Choix de la méthode de calcul de l'inactivation

Le concepteur et l'exploitant devraient statuer ensemble sur la méthode de calcul à utiliser afin de s'assurer que la méthode utilisée pour la conception est bien celle qui sera utilisée plus tard pour l'opération de la réserve. Dans cet exemple, le calcul avec les deux méthodes (CT₁₀ et N-CSTR) est présenté.

11.2.5. Calcul du CT nécessaire en conditions limites

11.2.5.1. Méthode du CT₁₀

Une fois réarrangées, les équations présentées dans le chapitre 11 du volume 1, les CT nécessaires à l'atteinte des objectifs d'inactivation de *Giardia* et des virus avec le chlore sont :

$$CT_{Giardia} = \frac{I_{Giardia} \times 0,2828 \times pH^{2,69} \times [Cl_2]^{0,15} \times 0,933^{(Température-5)}}{\frac{T_{10}}{T}}$$

$$CT_{Virus} = \frac{I_{Virus}}{0,3401 \times e^{(0,071 \times température)} \times \frac{T_{10}}{T}}$$

Avec les objectifs d'inactivation et les conditions limites énumérés plus haut, on a :

$$CT_{Giardia} = \frac{1,0 \times 0,2828 \times 7,0^{2,69} \times 0,50^{0,15} \times 0,933^{(1-5)}}{0,60} = 105,2 \text{ mg.min/L}$$

$$CT_{Virus} = \frac{3,0}{0,3401 \times e^{(0,071 \times 1)} \times 0,60} = 13,7 \text{ mg.min/L}$$

Comme il a été anticipé, l'atteinte de l'objectif d'inactivation de *Giardia* nécessite un CT nettement plus élevé que celui requis pour les virus. La concentration minimale de chlore libre résiduel à la sortie de la réserve dédiée ayant été fixée à 0,50 mg Cl₂/L, le temps de contact nécessaire dans la réserve pour obtenir le CT adéquat est de 210,4 min, soit environ 3,5 h. Le débit maximal attendu dans la réserve étant de 2 500 m³/d (104,2 m³/h), le volume de la réserve dédiée devra être de 365 m³.

11.2.5.2. Méthode N-CSTR

Dans un premier temps, il faut calculer les constantes de létalité k_L spécifiques aux microorganismes, au désinfectant et aux conditions de désinfection, avec les équations fournies dans le chapitre 11 du volume 1 :

$$k_{L_Giardia} = \frac{2,3026}{0,2828 \times pH^{2,69} \times [Cl_2]^{0,15} \times 0,933^{(Température-5)}}$$

$$k_{L_Virus} = 0,3401 \times e^{(0,071 \times température)} \times 2,3026$$

Avec les conditions limites de désinfection énumérées plus haut, on a :

$$k_{L_Giardia} = \frac{2,3026}{0,2828 \times 7,0^{2,69} \times 0,50^{0,15} \times 0,933^{(1-5)}} = 0,036 \frac{L}{\text{mg.min}}$$

$$k_{L_Virus} = 0,3401 \times e^{(0,071 \times 1)} \times 2,3026 = 0,84 \frac{L}{\text{mg.min}}$$

La sensibilité au chlore des virus étant plus importante que celle de *Giardia*, il est normal que la constante de létalité des virus soit plus élevée que celle de *Giardia*.

En réarrangeant l'équation de calcul associée à la méthode N-CSTR qui est fournie dans le volume 1, on obtient :

$$CT = \frac{N \times \left(10^{\frac{I}{N}} - 1\right)}{k_L}$$

Avec les objectifs d'inactivation, l'efficacité hydraulique de la réserve et les constantes de létalité calculées plus haut, on trouve :

$$CT_{Giardia} = \frac{N \times \left(10^{\frac{I_{Giardia}}{N}} - 1\right)}{k_{L_{Giardia}}} = \frac{9,0 \times \left(10^{\frac{1,0}{9,0}} - 1\right)}{0,036} = 71,9 \text{ mg. min/L}$$

$$CT_{Virus} = \frac{N \times \left(10^{\frac{I_{Virus}}{N}} - 1\right)}{k_{L_{Virus}}} = \frac{9,0 \times \left(10^{\frac{3,0}{9,0}} - 1\right)}{0,84} = 12,4 \text{ mg. min/L}$$

Comme il a été anticipé, l'atteinte de l'objectif d'inactivation de *Giardia* nécessite un CT nettement plus élevé que celui requis pour les virus. La concentration minimale de chlore libre résiduel à la sortie de la réserve dédiée ayant été fixée à 0,50 mg Cl₂/L, le temps de contact nécessaire dans la réserve pour obtenir le CT adéquat est de 143,8 min, soit environ 2,4 h. Le débit maximal attendu dans la réserve étant de 2 500 m³/d (104,2 m³/h), le volume de la réserve dédiée devra être de 250 m³.

On constate que les deux méthodes de calcul de l'inactivation ne conduisent pas au même volume de réserve, d'où l'importance pour le concepteur et l'exploitant de s'entendre sur la méthode de calcul utilisée. Le concepteur devra par ailleurs s'assurer que la configuration finale de la réserve permet bien de se prévaloir des efficacités hydrauliques considérées.

11.3. Calcul de l'inactivation dans des réserves avec multiples entrées et sorties

Lorsque plusieurs entrées et sorties sont possibles simultanément dans une réserve, il devient difficile d'évaluer avec exactitude la performance de désinfection globale de la réserve. Dans le but de la déterminer, il est primordial d'identifier pour chaque scénario d'opération les vannes ouvertes et fermées, les chemins d'écoulement de l'eau possibles et les zones de mélange des différents écoulements. Cet exercice permettra de segmenter adéquatement les réserves et le calcul de l'inactivation. À noter qu'en l'absence des points de mesure ou des données nécessaires au calcul exact de l'inactivation, le calcul devra être en tout temps conservateur, soit considérer l'écoulement le plus pénalisant avec les données les plus conservatrices. Il est ensuite de la responsabilité du concepteur ou du responsable de l'installation de se doter des points de mesure ou des équipements supplémentaires pour se prévaloir de performances plus élevées. À noter également que comme il est illustré dans la section 11.2.4.2 du volume 1 (« Calcul de l'inactivation dans des procédés opérés en parallèle »), la performance globale de plusieurs réserves en parallèle est en très grande partie définie par la réserve présentant la plus faible performance.

La Figure 11-20 illustre cette situation pour un ensemble de réserves (A, B, C et D) présentant deux entrées distinctes, deux puits de pompage et différents parcours de l'eau possibles en fonction de l'ouverture ou non de vannes (V1 à V7). Dans un premier scénario d'opération, seules les vannes V1 et V2 sont ouvertes. L'eau peut donc circuler uniquement dans les réserves A et B, et l'ensemble du débit se remélange dans la conduite de distribution 1. À condition de connaître les débits et les paramètres de désinfection (désinfectant résiduel, pH) dans chaque réserve, la performance globale peut être calculée comme dans le Tableau 11-4 comme la moyenne logarithmique pondérée des inactivations obtenues dans chaque réserve. Pour réaliser ce calcul, il est important de connaître la répartition du débit total entre les deux réserves. Si l'entrée des réserves est contrôlée par un déversoir, il faut s'assurer que sa conception procure une répartition égale (ou tout au moins constante) entre les deux réserves.

Dans un deuxième scénario, toutes les vannes sont ouvertes sauf la vanne V4, qui est fermée. Une partie de l'eau circule donc uniquement dans les réserves A et B avant d'être distribuée par la conduite de distribution 1 alors qu'une autre partie passe par les réserves C et D avant d'être distribuée par la conduite de distribution 2. La désinfection de l'eau atteinte au point de contrôle dans la conduite de distribution 1 peut être calculée comme la moyenne logarithmique des inactivations obtenues dans les réserves A et B pondérée d'après les débits entrants dans le puits de pompage 1 (voir Tableau 11-4). À condition de connaître les débits et les paramètres de désinfection (désinfectant résiduel, pH) dans les réserves C et D, le niveau de désinfection de l'eau dans la conduite de distribution 2 correspondra à la moyenne logarithmique pondérée des inactivations obtenues par les réserves A+C et B+D (voir Tableau 11-4). En l'absence des données nécessaires à un calcul exact des performances, la performance globale pour l'eau de la conduite de distribution 2 devrait être considérée comme égale à celle de l'écoulement le plus conservateur (en tenant compte des conditions de désinfection). Dans le cas présent, en considérant que les conditions de désinfection sont identiques pour toutes les réserves (même pH et même dose de désinfectant initiale), les performances globales correspondraient à celles de l'écoulement A+C.

Dans un troisième scénario, toutes les vannes sont ouvertes, y compris la vanne V4. Aucun équipement n'est cependant présent pour mesurer le débit circulant par la vanne V4. Il est donc impossible d'effectuer un calcul pondéré de l'inactivation globale pour la conduite de distribution 2. Par ailleurs, la proportion du débit de chaque réserve (A et B) qui aboutit dans la conduite de distribution 1 et dans le puits de pompage 2 est inconnue, ce qui empêche également un calcul pondéré pour la conduite de distribution 1. Dans ces conditions, les performances globales pour les deux conduites devraient être posées comme égales aux performances minimales entre les réserves A et B. Pour maximiser ses performances, l'exploitant ou le concepteur devrait privilégier un autre scénario d'opération.

Le dernier scénario considéré (scénario 4) consiste à fermer les vannes V1 et V2 et à ouvrir la vanne V4 afin d'alimenter la conduite de distribution 1 avec de l'eau ayant transité par les réserves C et D. Ce scénario est le plus efficace en matière de désinfection, car il permet de limiter le plus possible les courts-circuits et d'exploiter l'ensemble des réserves. Si les deux conduites de distribution fusionnent en une seule conduite avant le premier consommateur, la performance globale peut être calculée comme une moyenne logarithmique pondérée (voir Tableau 11-4, « Hypothèse de mélange complet »). Il en va de même si on considère que les écoulements en provenance de C et D se mélangent complètement à l'entrée du puits de pompage 2 (ou en présence

d'une chambre de mélange ou d'une entrée unique dans le puits de pompage 2). Si on accepte par contre que la répartition des débits en provenance des réserves C et D dans les deux conduites de distribution soit inconnue, les performances globales pour les deux conduites devraient être posées comme égales aux performances minimales entre les chemins A+C et B+D. Dans tous les cas, il est préférable de ne pas considérer les puits de pompage dans le calcul de l'inactivation, car l'hydraulique dans ces puits est fortement dépendante des pompes haute pression en fonction. Ce scénario illustre l'importance pour le concepteur ou l'exploitant de s'attarder aux conditions de mélange des différents écoulements afin de s'assurer que les hypothèses qu'il pose sont raisonnables.

De manière générale, le concepteur ou l'exploitant devra garder à l'esprit que l'inactivation globale est définie principalement par la fraction du débit ayant été la moins bien désinfectée et en conséquence, il devra chercher à canaliser au mieux son écoulement et à limiter le plus possible les courts-circuits internes ou entre les réserves.

Figure 11-20 : Exemple de réserves avec multiples entrées et sorties

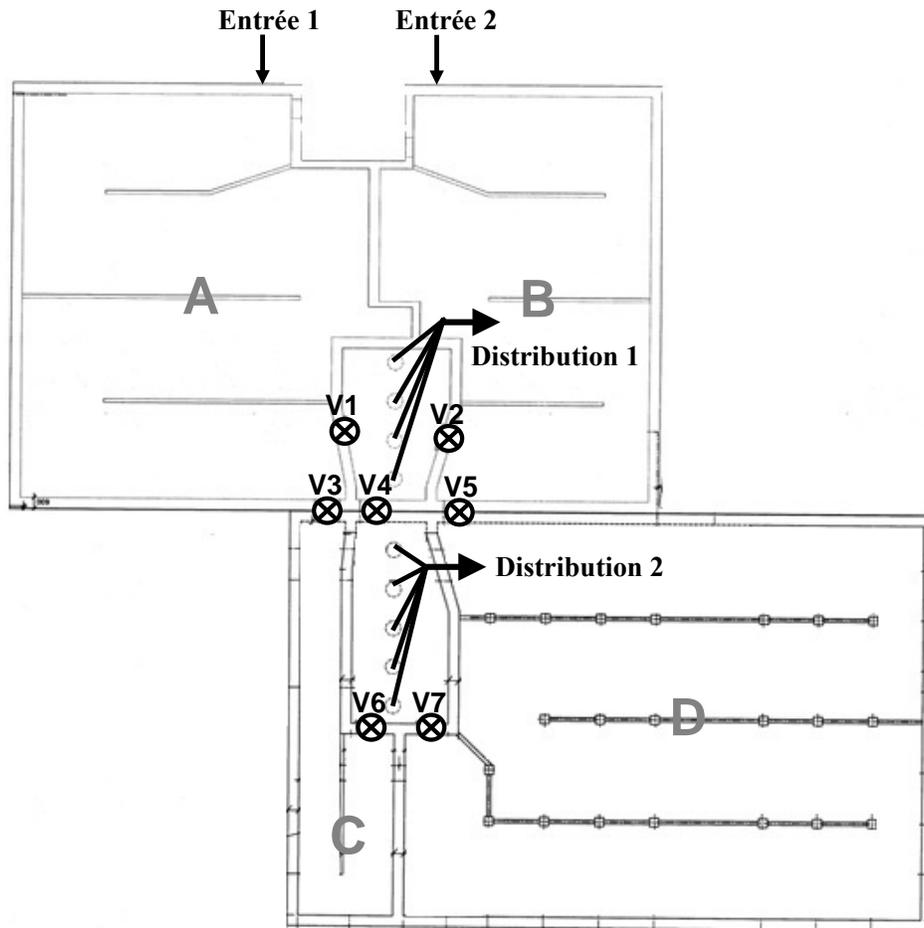


Tableau 11-4 : Scénarios d’opération des réserves et calcul de l’inactivation

Scénario	Vannes ouvertes	Vannes fermées	Calcul de l’inactivation
1	V1, V2	V3, V4, V5, V6, V7	$I_{Dist\ 1} = -\log\left(\frac{Q_A \times 10^{-I_A} + Q_B \times 10^{-I_B}}{Q_A + Q_B}\right)$
2	V1, V2, V3, V5, V6, V7	V4	$I_{Dist\ 1} = -\log\left(\frac{(Q_A - Q_C) \times 10^{-I_A} + (Q_B - Q_D) \times 10^{-I_B}}{Q_A - Q_C + Q_B - Q_D}\right)$ $I_{Dist\ 2} = -\log\left(\frac{Q_C \times 10^{-I_A - I_C} + Q_D \times 10^{-I_B - I_D}}{Q_C + Q_D}\right)$
3	V1, V2, V3, V4, V5, V6, V7	-	$I_{Dist\ 1} = I_{Dist\ 2} = \text{Minimum}(I_A ; I_B)$
4	V3, V4, V5, V6, V7	V1, V2	<p>Approche conservatrice :</p> $I_{Dist\ 1} = I_{Dist\ 2} = \text{Minimum}(I_A + I_C ; I_B + I_D)$ <p>Hypothèse de mélange complet :</p> $I_{Dist\ 1} = I_{Dist\ 2} = -\log\left(\frac{Q_A \times 10^{-I_A - I_C} + Q_B \times 10^{-I_B - I_D}}{Q_A + Q_B}\right)$

11.4. Calcul de l'inactivation à partir des tableaux de CT

Pour calculer les crédits d'inactivation à partir des valeurs des tableaux (approche anciennement utilisée), l'équation suivante est utilisée :

$$\text{Log } d' \text{ inactivation} = \frac{CT_{10}}{CT_{\text{requis}}} = \frac{C_{\text{résiduelle}} \times T \times \frac{T_{10}}{T}}{CT_{\text{requis}}}$$

Le CT_{10} est le même que celui utilisé dans la méthode du CT_{10} et le CT_{requis} correspond aux valeurs de CT inscrites dans les tableaux compilés par l'USEPA (1991, 1999) et Santé Canada (2011). Il indique la valeur de CT requise pour inactiver 1 log d'un microorganisme donné (virus, *Giardia* ou *Cryptosporidium*) dans une eau ayant des caractéristiques fixes de pH, de température et de chlore résiduel. Pour cette raison, l'utilisation des tableaux est moins pratique et moins flexible que les équations présentées dans le chapitre 11 du volume 1.

Afin d'obtenir le CT_{requis} , il est nécessaire de connaître :

1. Le microorganisme cible (*Giardia*, *Cryptosporidium* ou virus);
2. Le désinfectant utilisé (Cl_2 , ClO_2 , O_3 ou NH_2Cl);
3. La température de l'eau;
4. Le pH de l'eau;
5. La concentration résiduelle de chlore libre (pour la combinaison Cl_2 /*Giardia* seulement).

Une fois ces informations connues, il s'agit de consulter le tableau approprié pour obtenir le CT_{requis} pour 1 log d'inactivation. Le Tableau 11-5 résume les différentes tables de CT disponibles. Dans l'éventualité où les conditions considérées sont comprises entre deux valeurs du tableau, il faut interpoler afin d'obtenir la valeur recherchée.

Tableau 11-5 : Liste des CT_{requis} selon le type d'oxydant et le microorganisme cible

Désinfectants	<i>Giardia</i>	<i>Cryptosporidium</i>	Virus
Chlore	Tableau 11-5a – 0,5 °C Tableau 11-5b – 5 °C Tableau 11-5c – 10 °C Tableau 11-5d – 15 °C Tableau 11-5e – 20 °C Tableau 11-5f – 25 °C	Le chlore n'est pas efficace pour inactiver <i>Cryptosporidium</i>	Tableau 11-8
Ozone	Tableau 11-6	Tableau 11-7	Tableau 11-9
Monochloramines	Tableau 11-6	La monochloramine n'est pas efficace pour inactiver <i>Cryptosporidium</i>	Tableau 11-10
Bioxyde de chlore	Tableau 11-6	Tableau 11-7	Tableau 11-10

Il est important de noter que, bien que les tableaux 11-5a à 11-5f présentent des valeurs de CT pour des concentrations de chlore résiduel allant jusqu'à 3,0 mg/L, la présence de chlore résiduel libre de plus de 1,0 mg/L dans un réseau de distribution pourrait générer un nombre élevé de plaintes. Le concepteur devra donc s'assurer auprès de l'exploitant qu'il est raisonnable de prévoir une valeur de chlore résiduel libre de plus de 1,0 mg/L pour atteindre les log d'enlèvement visés.

Tableau 11-5a : Valeurs de CT (en mg·min/L) pour une inactivation à 90 % (1 log) des kystes de *Giardia lamblia* par le chlore libre à 0,5 °C

Résiduel (mg/L)	pH de l'eau						
	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0
≤ 0,4	46	54	65	79	92	110	130
0,6	47	56	67	80	95	114	136
0,8	48	57	68	82	98	118	141
1,0	49	59	70	84	101	122	146
1,2	51	60	72	86	104	125	150
1,4	52	61	74	89	107	129	155
1,6	52	63	75	91	110	132	159
1,8	54	64	77	93	113	136	163
2,0	55	66	79	95	115	139	167
2,2	56	67	81	99	118	142	170
2,4	57	68	82	99	120	145	174
2,6	58	70	84	101	123	148	178
2,8	59	71	86	103	125	151	181
3,0	60	72	87	105	127	153	184

Sources : USEPA, 1991, Santé Canada, 2011.

Tableau 11-5b : Valeurs de CT (en mg·min/L) pour une inactivation à 90 % (1 log) des kystes de *Giardia lamblia* par le chlore libre à 5 °C

Résiduel (mg/L)	pH de l'eau						
	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0
≤ 0,4	32	39	46	55	66	79	93
0,6	33	40	48	57	68	81	97
0,8	34	41	49	58	70	84	100
1,0	35	42	50	60	72	87	104
1,2	36	42	51	61	74	89	107
1,4	36	43	52	62	76	91	110
1,6	37	44	53	64	77	94	112
1,8	38	45	54	65	79	96	115
2,0	39	46	55	67	81	98	118
2,2	39	47	56	68	83	100	120
2,4	40	48	57	70	84	102	123
2,6	41	49	58	71	86	104	125
2,8	41	49	59	72	88	106	127
3,0	42	50	61	74	89	108	130

Sources : USEPA, 1991, Santé Canada, 2011.

Tableau 11-5c : Valeurs de CT (en mg·min/L) pour une inactivation à 90 % (1 log) des kystes de *Giardia lamblia* par le chlore libre à 10 °C

Cl ₂ libre résiduel (mg/L)	pH de l'eau						
	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0
≤ 0,4	24	29	35	42	50	59	70
0,6	25	30	36	43	51	61	73
0,8	26	31	37	44	53	63	75
1,0	26	31	37	45	54	65	78
1,2	27	32	38	46	55	67	80
1,4	27	33	39	47	57	69	82
1,6	28	33	40	48	58	70	84
1,8	29	34	41	49	60	72	86
2,0	29	35	41	50	61	74	88
2,2	30	35	42	51	62	75	90
2,4	30	36	43	52	63	77	92
2,6	31	37	44	53	65	78	94
2,8	31	37	45	54	66	80	96
3,0	32	38	46	55	67	81	97

Sources : USEPA, 1991, Santé Canada, 2011.

Tableau 11-5d : Valeurs de CT (en mg·min/L) pour une inactivation à 90 % (1 log) des kystes de *Giardia lamblia* par le chlore libre à 15 °C

Cl ₂ libre résiduel (mg/L)	pH de l'eau						
	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0
≤ 0,4	16	20	23	28	33	39	47
0,6	17	20	24	29	34	41	49
0,8	17	20	24	29	35	42	50
1,0	18	21	25	30	36	43	52
1,2	18	21	25	31	37	45	53
1,4	18	22	26	31	38	46	55
1,6	19	22	26	32	39	47	56
1,8	19	23	27	33	40	48	58
2,0	19	23	28	33	41	49	59
2,2	20	23	28	34	41	50	60
2,4	20	24	29	35	42	51	61
2,6	20	24	29	36	43	52	63
2,8	21	25	30	36	44	53	64
3,0	21	25	30	37	45	54	65

Sources : USEPA, 1991, Santé Canada, 2011.

Tableau 11-5e : Valeurs de CT (en mg·min/L) pour une inactivation à 90 % (1 log) des kystes de *Giardia lamblia* par le chlore libre à 20 °C

Cl ₂ libre résiduel (mg/L)	pH de l'eau						
	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0
≤ 0,4	12	15	17	21	25	30	35
0,6	13	15	18	21	26	31	36
0,8	13	15	18	22	26	32	38
1,0	13	16	19	22	27	33	39
1,2	13	16	19	23	28	33	40
1,4	14	16	19	23	28	34	41
1,6	14	17	20	24	29	35	42
1,8	14	17	20	25	30	36	43
2,0	15	17	21	25	30	37	44
2,2	15	18	21	26	31	38	45
2,4	15	18	22	26	32	38	46
2,6	15	18	22	27	32	39	47
2,8	16	19	22	27	33	40	48
3,0	16	19	23	28	34	41	49

Sources : USEPA, 1991, Santé Canada, 2011.

Tableau 11-5f : Valeurs de CT (en mg·min/L) pour une inactivation à 90 % (1 log) des kystes de *Giardia lamblia* par le chlore libre à 25 °C

Cl ₂ libre résiduel (mg/L)	pH						
	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0
≤ 0,4	8	10	12	14	17	20	23
0,6	8	10	12	14	17	20	24
0,8	9	10	12	15	18	21	25
1,0	9	10	12	15	18	22	26
1,2	9	11	13	15	18	22	27
1,4	9	11	13	16	19	23	27
1,6	9	11	13	16	19	23	28
1,8	10	11	14	16	20	24	29
2,0	10	12	14	17	20	25	29
2,2	10	12	14	17	21	25	30
2,4	10	12	14	17	21	26	31
2,6	10	12	15	18	22	26	31
2,8	10	12	15	18	22	27	32
3,0	11	13	15	18	22	27	32

Sources : USEPA, 1991, Santé Canada, 2011.

Tableau 11-6 : Valeurs de CT (en mg·min/L) pour une inactivation à 90 % (1 log) des kystes de *Giardia lamblia* par l’ozone, la monochloramine ou le bioxyde de chlore pour des pH variant de 6,0 à 9,0

Type de désinfectant	Température de l’eau					
	< 1 °C	5 °C	10 °C	15 °C	20 °C	25 °C
Ozone (mg·min/L de O ₃)	0,97	0,63	0,48	0,32	0,24	0,16
Bioxyde de chlore (mg·min/L de ClO ₂)	21	8,7	7,7	6,3	5,0	3,7
Monochloramines (mg·min/L de Cl ₂)	1 270	735	615	500	370	250

Sources : USEPA, 1999, Santé Canada, 2011.

Tableau 11-7 : Valeurs de CT (en mg·min/L) pour une inactivation à 90 % (1 log) des oocystes de *Cryptosporidium* par l’ozone et le bioxyde de chlore pour des pH variant de 6,0 à 9,0

Type de désinfectant	Température de l’eau									
	< 0,5 °C	1 °C	2 °C	3 °C	5 °C	7 °C	10 °C	15 °C	20 °C	25 °C
Ozone (mg·min/L de O ₃)	24	23	21	19	16	13	9,9	6,2	3,9	2,5
Bioxyde de chlore (mg·min/L de ClO ₂)	637	610	558	511	429	360	277	179	116	75

Source : Santé Canada, 2011.

Tableau 11-8 : Valeurs de CT (en mg·min/L) pour une inactivation à 90 % (1 log) des virus par le chlore pour des pH variant de 6,0 à 10,0

Température (°C)	pH	
	6-9	10
0,5	3,00	22,5
5	2,00	15,0
10	1,50	11,25
15	1,00	7,5
20	0,75	5,5
25	0,50	3,75

Sources : USEPA, 1999, Santé Canada, 2011.

Tableau 11-9 : Valeurs de CT (en mg·min/L de O₃) pour une inactivation à 90 % (1 log) des virus par l’ozone

Température (°C)					
≤ 1	5	10	15	20	25
0,45	0,3	0,25	0,15	0,125	0,075

Sources : USEPA, 1999, Santé Canada, 2011.

Tableau 11-10 : Valeurs de CT (en mg·min/L) pour une inactivation à 90 % (1 log) des virus par la monochloramine ou le bioxyde de chlore pour des pH variant de 6,0 à 9,0

Désinfectants	Référence
Monochloramines (mg·min/L de Cl ₂)	Voir équation 11-3
Bioxyde de chlore (mg·min/L de ClO ₂)	Voir équation 11-6

11.5. Calcul de l'inactivation avec les anciennes équations

Ces équations sont décrites dans les tableaux 11-11a, 11-11b et 11-11c.

Dans le cas particulier de l'inactivation des virus par la monochloramine ou le bioxyde de chlore, il est nécessaire d'utiliser ces équations puisque l'inactivation obtenue n'est pas directement proportionnelle au CT₁₀.

Il est à noter que les CT obtenus avec les équations diffèrent légèrement, selon les cas, des valeurs dans les tableaux. Les vraies valeurs sont celles des tableaux, alors que les équations sont des approximations obtenues par régression non linéaire.

Tableau 11-11a : Anciennes équations permettant de calculer l'inactivation (en log) des virus pour différents désinfectants

Désinfectants	Inactivation des virus (log)	
Monochloramines	$I = \frac{[CT_{disponible} \times e^{(0,071 \times \text{température})}] + 410,7}{849,5}$	Éq. 11-3
Chlore libre	$I = \frac{[CT_{disponible} \times e^{(0,071 \times \text{température})}] - 0,42}{2,94}$	Éq. 11-4
Ozone	$I = \frac{[CT_{disponible} \times e^{(0,068 \times \text{température})}] - 0,01}{0,47}$	Éq. 11-5
Bioxyde de chlore	$I = \frac{[CT_{disponible} \times e^{(0,072 \times \text{température})}] + 35,15}{21,5}$	Éq. 11-6*

* L'équation 11-6 n'est valide que pour des enlèvements de 2 à 4 log de virus.

Tableau 11-11b : Anciennes équations permettant de calculer l'inactivation (en log) de *Giardia* pour différents désinfectants

Désinfectants	Inactivation de <i>Giardia</i> (log)	
Monochloramines	$I = \frac{CT_{disponible}}{(858,5 - (24,3 \times \text{Temp.}))}$	Éq. 11-7
Chlore libre	$I = \frac{CT_{disponible}}{(0,2828 \times pH^{2,69} \times Cl_2^{0,15} \times 0,933^{(\text{Temp.}-5)})}$	Éq. 11-8*
Ozone	$I = \frac{[CT_{disponible} \times e^{(0,072 \times \text{température})}] - 0,01}{0,98}$	Éq. 11-9
Bioxyde de chlore	$I = \frac{[CT_{disponible} \times \text{temp.}^{0,49}] + 0,18}{23,85}$	Éq. 11-10

* La concentration résiduelle de désinfectant (et non celle appliquée) doit être utilisée dans ces équations.

Tableau 11-11c : Anciennes équations permettant de calculer l'inactivation (en log) des *Cryptosporidium* pour différents désinfectants

Désinfectant	Inactivation des <i>Cryptosporidium</i> (log)	
Ozone	$I = 0,0397 CT_{disponible} * 1,09757^{temp}$	Eq. 11-11
Bioxyde de chlore	$I = 0,001506 CT_{disponible} * 1,09116^{temp}$	Éq. 11-12

11.6. Drainage et étanchéité du toit des réservoirs extérieurs

L'utilisation d'un système de géomembrane d'étanchéité accompagné d'un système de drainage est soumise à certaines précautions pour s'assurer d'une mise en œuvre faite dans les règles de l'art. La conception d'un tel système est spécifique aux conditions locales.

L'ensemble de la couverture naturelle et géosynthétique devra permettre le contrôle d'étanchéité. Si un système particulier est souhaité, il devra être conçu et mis en œuvre en même temps que la conception du réservoir et sa construction, afin de garantir l'intégrité du dispositif d'étanchéité. Pour la détection géoélectrique des fuites, les ancrages périphériques et les points de contrôle particuliers seront conçus pour assurer l'isolation électrique de l'ouvrage et la bonne performance de la détection géoélectrique des fuites. Cependant, cette détection géoélectrique comporte des risques importants de dysfonctionnement pendant son exploitation (entretien et réparation). Il est donc suggéré de faire un choix averti du système à mettre en œuvre. La solution adoptée devra considérer que les géosynthétiques sont compatibles avec le système de détection choisi.

Il est toutefois recommandé de mettre en place un programme de contrôle et d'assurance qualité pour garantir la bonne performance à long terme de l'ensemble du toit et des parois. Le programme de contrôle est sous la responsabilité de l'entrepreneur, tandis que le programme d'assurance qualité est mis en œuvre par l'ingénieur responsable de la surveillance des travaux de construction. Ces deux programmes doivent être détaillés dans le devis technique. Ils doivent suivre les règles de l'art de l'industrie et être basés sur les protocoles établis par les organismes reconnus, tels que l'International Association of Geosynthetic Installers (IAGI) et le Geosynthetic Research Institute (GRI).

Le programme de contrôle de la qualité, sous la responsabilité de l'entrepreneur des travaux, comprendra entre autres les activités suivantes :

- Qualifications minimales pour les installateurs de géomembranes (par exemple pour les membranes PEHD, les qualifications minimales pour le contremaître et les soudeurs);
- Soumission des fiches techniques des matériaux géosynthétiques et des matériaux naturels conformes aux exigences du devis;
- Soumissions des plans d'assemblage des matériaux géosynthétiques;
- Prélèvement d'échantillons des matériaux pour essais en laboratoire;
- Procédures d'étalonnage et de calibration des équipements de chantier;
- Procédure d'acceptation des assises;
- Procédures d'assemblage et mesures de contrôle des assemblages exigés;
- Rapport de l'installateur certifiant le respect des exigences techniques.

Le programme d'assurance qualité, assuré par une tierce partie, comprendra par exemple :

- La supervision des travaux en continu;
- La détection des fuites sur géomembrane après leur installation;
- La vérification des matériaux granulaires ou des sols de remblai suivant une fréquence donnée.

La détection géoélectrique peut être faite avec des équipements fixes (permanents) ou mobiles. Les méthodes mobiles sont :

- Pour la détection géoélectrique réalisée à la suite de l'installation de la géomembrane, **la méthode du jet d'eau** conformément à la norme ASTM D7703 (*Standard Practice for Electrical Leak Localisation on Exposed Geomembranes Using the Water Lance System*), ou **la méthode de l'arc électrique** conformément à la norme ASTM D7953 (*Standard Practice for Electrical Leak Location on Exposed Geomembranes Using the Arc Testing Methods*);
- Pour la détection géoélectrique réalisée à la suite du recouvrement de la géomembrane installée, **la méthode du dipôle** conformément à la norme ASTM D7007 (*Standard Practice for Electrical Method for Locating Leaks in Geomembranes Covered with Water or Earth Materials*). Cette méthode peut être aussi utilisée ponctuellement dans le cadre d'un programme de contrôle à long terme dans le respect de ses limites d'application (épaisseur de recouvrement inférieure à 1 m).

La coupe type du système mobile, par exemple, se présente comme suit :

- Isolant (si nécessaire, pour protéger le réservoir surtout en période hivernale, du fait de l'épaisseur de recouvrement prévue);
- Géotextile de protection (si nécessaire);
- Géosynthétique conducteur;
- Géomembrane;
- Géotextile de protection (si nécessaire);
- Système de filtration et de drainage;
- Sol de recouvrement.

Par ailleurs, plusieurs fournisseurs de systèmes fixes de détection de fuites sont disponibles sur le marché, chacun disposant de critères de conception différents. Ces systèmes, une fois installés, permettent de tester l'intégrité de la géomembrane, une fois son installation terminée et une fois le recouvrement mis en place. Ils permettent également la réalisation de campagnes régulières de détection géoélectrique de fuites durant toute la durée de vie du réservoir. Enfin, certains d'entre eux permettent le déclenchement d'une alarme dès l'apparition d'une perforation sur la géomembrane.

La coupe type du système fixe, par exemple, se présente comme suit :

- Isolant;
- Maillage d'électrodes dont la maille est à définir par le fournisseur;
- Géotextile de protection;
- Géomembrane;
- Maillage d'électrodes dont la maille est à définir par le fournisseur;
- Géosynthétique conducteur;
- Géomembrane;
- Géotextile de protection (si nécessaire);
- Système de filtration et de drainage;
- Sol de recouvrement.

Les éléments proposés dans les coupes types sont décrits ci-dessous :

- Isolant, pour protéger le réservoir surtout en période hivernale, du fait de l'épaisseur de recouvrement prévue;
- Géotextile de protection, mis en place sur ou sous la membrane, pour protéger des risques de poinçonnement. Les géosynthétiques en contact avec la géomembrane pourront avoir la fonction de protection;
- Le géosynthétique conducteur de courant électrique sera mis sous la membrane. Il devra être compatible avec les méthodes employées et approuvées par la firme responsable de la détection géoélectrique des fuites. Le géosynthétique devra garder ses propriétés conductrices pendant la durée utile de vie de l'ouvrage. Ce point sera assuré par l'ingénieur responsable de la conception du système d'étanchéité et de drainage;
- La géomembrane d'étanchéité sera de type PEHD, PEBD, CPV, PP ou bitumineuse. Son épaisseur sera au minimum de 1,5 mm. Pour la détection géoélectrique de fuites, les géomembranes de type GCl ou EPDM ne sont pas recommandées.

VOLUME 2

CHAPITRE 12

12. TRAITEMENT DES GOÛTS ET ODEURS	
12.1 Généralités	
12.2 Traitement	
<i>12.2.1 Charbon actif</i>	
12.2.1.1 Charbon actif granulaire.....	
12.2.1.2 Charbon actif en poudre	
<i>12.2.2 Les oxydants</i>	
12.2.2.1 L'ozone	
12.2.2.2 Le bioxyde de chlore.....	
12.2.2.3 Le chlore	
12.2.2.4 Permanganate de potassium.....	
<i>12.2.3 La biofiltration</i>	
12.3 Sulfate de cuivre	
12.4 Autres méthodes	

12. TRAITEMENT DES GOÛTS ET ODEURS

12.1 Généralités

Les installations de traitement utilisant une eau de surface doivent prendre en considération le contrôle des goûts et des odeurs, et ce particulièrement lorsque le problème est déjà répertorié à une autre installation s'alimentant à partir de la même source d'approvisionnement.

Les goûts et odeurs ont diverses origines, mais, la plupart du temps, les substances qui provoquent un mauvais goût sont des composés inorganiques, alors que celles qui produisent des mauvaises odeurs sont associées à la présence de composés organiques dont une proportion importante est d'origine naturelle. Parmi les principales sources de goûts et odeurs, on note :

- Les substances inorganiques : H₂S (œufs pourris), fer (rouille), manganèse, etc.;
- Les bactéries telles que les *Actinomycètes* et les *Cyanobacter* génèrent des métabolites (2-méthyl-isoborneol (MIB) et géosmine) qui dégagent des goûts et odeurs de moisissure et de terre. Ils sont responsables des problèmes de goûts fréquemment répertoriés. La fin de l'été est une période propice à leur apparition;
- Les algues bleues, vertes, flagellées pigmentées, les diatomées, etc. dont les métabolites peuvent générer des goûts et odeurs d'herbe, de pourriture, de fosse septique, de poisson, de concombre, d'épices, etc. Les algues bleues, qui apparaissent également vers la fin de l'été, génèrent, même en très petite quantité, des problèmes importants de goûts et d'odeurs au Québec;
- Certaines municipalités qui s'alimentent à partir d'un cours d'eau pollué font face à une augmentation de l'azote ammoniacale, ce qui génère des problèmes d'odeurs.

Les problèmes de goûts et d'odeurs générés par les algues bleues et les *Actinomycètes* sont les plus difficiles à traiter par les méthodes conventionnelles.

L'intensité des odeurs peut se mesurer par la méthode du « seuil olfactif » décrite dans le *Standard Methods* ou par la méthode du profil de *flaveur* décrite dans le document de l'AWWA (1987).

12.2 Traitement

La meilleure défense possible contre les problèmes de goûts et d'odeurs demeure le choix d'une source d'eau souterraine ou de surface de grande qualité. L'élimination ou la réduction des contaminations d'origine anthropique représente habituellement la meilleure avenue de solution à long terme. Cependant, lorsque le problème se présente ou perdure, l'exploitant peut envisager l'un ou l'autre des scénarios suivants :

- L'adsorption sur charbon actif;
- L'oxydation chimique;
- Le traitement biologique.

L'aération est généralement peu efficace pour les composés rencontrés dans la nature (sauf H₂S), mais son utilisation peut s'avérer intéressante pour les composés anthropiques qui sont volatils (constante de Henry supérieure à 10⁻³ m³ atm/mole).

Le procédé de coagulation/décantation/filtration ne réduit pas les goûts et odeurs, mais peut aider à prévenir leur apparition en enlevant les algues avant leur lyse par les désinfectants qui risquent de conduire à la libération de substances odorantes.

12.2.1 Charbon actif

12.2.1.1 Charbon actif granulaire

Le charbon actif granulaire (CAG) est reconnu comme étant le procédé le plus efficace contre les goûts et les odeurs. Ce composé de faible poids moléculaire favorise une durée de vie prolongée. Son efficacité est cependant limitée pour les métabolites MIB et géosmine.

Il peut être utilisé en colonne d'adsorption ou dans un filtre. Le temps de contact en fût vide (*Empty Bed Contact Time* – EBCT) de conception pour l'élimination quasi-complète des goûts et des odeurs varie de 5 à 15 min et peut parfois atteindre 30 min dans certains cas.

Parfois, l'anthracite d'un filtre bicouche est remplacé par du charbon actif. Dans ce cas, le temps de contact en fût vide d'opération obtenu varie de 3 à 9 min, selon les taux de filtration usuels utilisés pour la filtration bicouche (5 à 10 m/h). Malgré le faible temps de contact atteint de cette façon, l'expérience montre que les filtres adsorbants ainsi obtenus (CAG-sable) donnent souvent des résultats acceptables. Le charbon actif, utilisé de cette façon, constitue une solution attrayante en raison de son faible coût. La durée de vie d'un lit de CAG varie généralement de 1 à 3 ans, et ce même si le charbon est complètement saturé en précurseurs de trihalométhanes (THM). Le choix de ce procédé ne doit pas nuire aux autres processus de traitement (élimination du manganèse par exemple).

La conception doit inclure les points suivants :

- Le média doit rencontrer les spécifications de base des médias utilisés pour la filtration bicouche et avoir une épaisseur totale de CAG qui varie entre 600 et 750 mm. Un média plus grossier peut être accepté par le ministère de l'Environnement pour les installations où des tests à grande échelle ont démontré que les objectifs de traitement peuvent être rencontrés dans toutes les conditions;
- Une concentration en chlore libre résiduel ainsi qu'un temps de contact adéquat doivent être assurés à la sortie des filtres et avant la distribution;
- Un traitement périodique du média filtrant doit être prévu afin de contrôler la croissance d'organismes non désirés (lavage après une période maximale de 96 h, etc.);
- Un remplacement périodique ou une régénération du média filtrant doit être prévu;
- Les filtres doivent être utilisés en continu pour éviter l'apparition de conditions anaérobiques dans le CAG;

- Le réajustement du débit de lavage (tenir compte de la viscosité de l'eau qui varie avec sa température) et, au besoin, du niveau des goulottes d'eau de lavage pour permettre une expansion de 40% du lit (le CAG est moins dense que l'antracite).

12.2.1.2 Charbon actif en poudre

Le charbon actif en poudre (CAP) utilise le même principe d'adsorption que le CAG, seule sa forme diffère. Il est reconnu pour être légèrement moins efficace que le CAG, mais a comme avantage de pouvoir être interrompu en absence de problèmes de goûts et d'odeurs.

Le dosage de charbon requis pour le traitement de l'eau dépend de l'origine des goûts et/ou des odeurs en cause. Le dosage de conception doit être compris entre 3 mg/L et 30 mg/L en absence d'essais prolongés. Au-delà de 30 mg/L sur une base continue, le CAG devrait être envisagé pour des raisons économiques.

Le charbon actif en poudre doit être ajouté au début de la chaîne de traitement afin d'assurer un temps de contact le plus long possible, mais après l'étape de coagulation afin d'éviter un colmatage des macropores du CAP par le coagulant. Une flexibilité au niveau de l'ajout du charbon en différents points est recommandée. Le charbon activé ne doit pas être ajouté près du point d'injection d'un agent oxydant. Le CAP doit être enlevé par des étapes de séparation solide-liquide conventionnelles (coagulation/décantation/filtration, filtration membranaire, etc.).

Le charbon peut être ajouté sous forme d'une suspension ou via un système de dosage volumétrique sec pour autant que le charbon soit adéquatement mouillé pour éviter sa flottaison.

Une agitation continue ou tout autre équipement de mise en suspension doit être incorporé dans le réservoir de stockage de la suspension afin d'empêcher le charbon de se déposer au fond.

Un système de contrôle de la poussière doit être considéré.

Le charbon activé en poudre doit être manipulé comme une substance potentiellement combustible. Les pièces d'entreposage et de dosage de CAP doivent être munies d'un système de ventilation indépendant afin d'éviter une accumulation de poussière de charbon. En quantité importante dans l'air, la poussière de charbon peut être explosive.

12.2.2 Les oxydants

Les oxydants sont utilisés depuis longtemps pour gérer les goûts et les odeurs de l'eau potable. Dans certains cas, ils peuvent cependant être à leurs origines (goûts et odeurs de chlore de piscine, d'iode, de kérosène, etc.). Néanmoins, leur emploi est généralement simple et facile à valider à l'échelle pilote et parfois à l'échelle réelle.

Parmi les oxydants qui sont utilisés, citons : l'ozone, le bioxyde de chlore, le chlore libre et le permanganate de potassium.

Le ou les points d'injection d'oxydant sont d'une grande importance dans l'efficacité du procédé. À cette fin, le concepteur devrait prévoir des points d'injection à différents endroits dans la filière de traitement.

12.2.2.1 L'ozone

L'ozone est de loin le meilleur oxydant pour le contrôle des goûts et des odeurs. Un temps de contact adéquat doit être assuré afin que les réactions chimiques soient complétées. L'ozone est généralement employé pour le traitement des eaux ayant un seuil d'odeur élevé. Il est relativement efficace pour le traitement des composés MIB et géosmine. Pour ces métabolites, on cite une efficacité de l'ordre de 50 à 95% pour un dosage d'ozone variant de 2 à 4 mg/L. Son emploi est habituellement suivi d'une biofiltration afin de réduire le carbone organique assimilable présent dans l'eau brute et celui résultant de l'ozonation. La pré-ozonation est possible, mais elle nécessite généralement un dosage plus élevé que l'inter-ozonation (eau décantée).

12.2.2.2 Le bioxyde de chlore

Le bioxyde de chlore est généralement reconnu pour le traitement des goûts causés par des rejets industriels tels que les phénols. Toutefois, le bioxyde de chlore peut être utilisé pour le traitement de n'importe quels goûts et odeurs qui sont traitables par un composé oxydant. À un dosage excédant 1 mg/L, le bioxyde de chlore génère parfois une odeur de kérosène. Une attention particulière doit donc être portée au contrôle du dosage et à la formation des sous-produits (chlorite et chlorate).

Afin d'éliminer les dangers d'explosion, des précautions doivent être prises en ce qui a trait à l'entreposage et à la manipulation du chlorite de sodium. Les réactifs et leurs vapeurs, nécessaires à la fabrication du bioxyde, doivent être gérés de façon indépendante afin d'éviter tout contact entre eux.

12.2.2.3 Le chlore

La chloration peut être utilisée pour l'enlèvement de certains goûts et odeurs désagréables. Un temps de contact adéquat (de plusieurs heures parfois) doit être assuré pour permettre aux réactions chimiques en cause d'être complétées. Une production excessive potentielle de THM doit être évitée et, de ce fait, le chlore ne devrait pas être employé dans l'eau brute. La chloration n'est pas efficace pour le traitement des composés MIB et géosmine.

En contrepartie, la chloration génère très souvent des goûts et des odeurs en usine. Les seuils d'odeur des différents types de chlore présents dans l'eau sont :

- HClO : 0,28 mg/L;
- ClO⁻ : 0,36 mg/L;
- Monochloramine : 0,65 mg/L;
- Dichloramine : 0,15 mg/L.

Les monochloramines se forment lorsqu'il y a présence d'azote ammoniacal dans l'eau. Lorsque le dosage en chlore est suffisamment élevé (ratio chlore/ammoniacal > 5), il y a formation de dichloramines, reconnus pour générer un goût et une odeur de chlore typiques des piscines. Les dichloramines sont à éviter : ils peuvent être détruits en augmentant le dosage de chlore pour obtenir un ratio stœchiométrique Cl_2/NH_3 supérieur à 7,6 (en pratique, ce ratio peut varier de 8,5 à 11) et atteindre ainsi le point critique de chloration, au-delà duquel seul le chlore libre subsistera.

Lorsque l'eau brute contient de l'ammoniac organique en concentration notable (0,3 mg/L), ce dernier peut réagir avec le chlore et former du NCl_3 . Ce composé est très volatil et provoquera des goûts et des odeurs ainsi que le picotement des yeux à de très faibles concentrations.

Les phénols, souvent présents dans l'eau brute, sont reconnus pour réagir avec le chlore utilisé pour la désinfection et générer des chlorophénols ayant un goût et une odeur d'iode ou de médicament très importants.

En règle générale, on tentera de limiter la concentration en chlore libre de l'eau traitée sous une valeur cible de 1 mg/L pour limiter les goûts et odeurs de cet oxydant.

12.2.2.4 Permanganate de potassium

L'utilisation du permanganate de potassium est considérée dans la mesure où le traitement est conçu de façon à ce que les produits de la réaction soient invisibles dans l'eau traitée. Le permanganate de potassium est d'une efficacité limitée pour le traitement des goûts et des odeurs. Il a cependant l'avantage d'être facile à mettre en œuvre et de ne pas générer de THM. Il n'est pas efficace pour le traitement des composés MIB et géosmine.

Le manganèse résiduel provenant de l'oxydation complète du permanganate peut réagir avec l'ozone, lorsqu'il est utilisé à dosage élevé (s'il est présent en aval de la filière de traitement), et reformer du permanganate. Une coloration rosée est donc susceptible d'apparaître.

12.2.3 La biofiltration

La biofiltration fait intervenir l'activité microbienne présente à la surface du média filtrant de certains procédés. Les procédés les plus communs sont :

- La filtration sur charbon actif granulaire biologique;
- La filtration lente;
- L'infiltration dans le sol (par les berges d'un cours d'eau ou lors d'une recharge artificielle).

Bien que le nombre de ses applications soit encore limité, il semble que la biofiltration ait un avenir prometteur pour le traitement des goûts et des odeurs. Le traitement efficace des phénols a été observé à plusieurs endroits alors que le MIB et le géosmine étaient enlevés à 50%.

L'emploi d'une pré-ozonation vient habituellement renforcer l'efficacité de la biofiltration et permettrait l'atteinte de taux d'élimination très élevés du MIB et du géosmine (> 90%).

12.3 Sulfate de cuivre

Le traitement en continu ou intermittent d'une source d'approvisionnement en eau à l'aide de composés cuivrés pour éliminer les algues a été pratiqué à certains endroits dans le passé. Le sulfate de cuivre est très toxique pour l'écosystème aquatique. Les concentrations tolérées dans un plan d'eau sont de 0,003 mg/L à une dureté de 20 mg/L CaCO₃.

Puisque son application se fait directement à la source d'approvisionnement, il est très difficile de contrôler le dosage et des zones de concentrations élevées sont donc susceptibles d'être observées. Pour ces raisons, l'usage du sulfate de cuivre ne représente pas un procédé acceptable pour le traitement des goûts et des odeurs.

12.4 Autres méthodes

La décision d'utiliser toute autre méthode pour le contrôle des goûts et odeurs doit être prise seulement suite à la réalisation d'essais en laboratoire et/ou pilotes et suite à une consultation auprès du MENV.

VOLUME 2

CHAPITRE 13

13. STABILISATION ET CONTRÔLE DE LA CORROSION	
13.1 Définitions	
13.2 Problèmes associés à une eau corrosive ou entartrante.....	
13.3 Facteurs qui influencent la corrosion ou l'entartrage	
13.4 Méthodes de mesure.....	
13.5 Méthodologie pour choisir une stratégie de contrôle.....	
13.6 Contrôle de la corrosion et de l'entartrage.....	
<i>13.6.1 Choix des matériaux en contact avec l'eau et design du réseau</i>	
<i>13.6.2 Modification des caractéristiques chimiques de l'eau</i>	
13.6.2.1 Ajustement du pH et de l'alcalinité	
13.6.2.2 Reminéralisation.....	
13.6.2.3 Ajout d'inhibiteurs chimiques	

13. STABILISATION ET CONTRÔLE DE LA CORROSION

Certains traitements impliquant l'ajout de produits chimiques, comme des coagulants, altèrent la stabilité de l'eau en modifiant l'équilibre calco-carbonique. En conséquence, dans certains cas, l'équilibre de l'eau doit être réajusté en cours ou en fin de traitement pour assurer sa stabilité durant la distribution. Le réajustement de l'équilibre calco-carbonique de l'eau peut aussi être requis pour des eaux naturelles, désinfectées ou non, car il suffit d'un pH un peu abaissé ou d'une minéralisation affaiblie pour créer un déséquilibre.

D'une façon générale, les ajustements requis dépendent : (1) de la qualité de l'eau brute; (2) du traitement appliqué; (3) des matériaux avec lesquels elle entre en contact; (4) des conditions hydrauliques du réseau de distribution. À cause de ces interactions souvent complexes, chaque cas doit être traité de façon individuelle et faire l'objet d'essais de traitabilité. Dans ce chapitre, les principaux facteurs qui influencent la corrosion ou l'entartrage sont définis brièvement, les méthodes de mesure disponibles sont répertoriées et plusieurs traitements sont décrits. Chaque cas étant unique, le concepteur devra bien évaluer et documenter le système proposé et, dans certains cas, effectuer des essais pilotes *in situ* avant de choisir la stratégie à appliquer.

13.1 Définitions

La corrosion interne est la détérioration de la paroi ou du revêtement intérieur d'une conduite résultant de réactions chimiques ou physiques avec l'eau. Cette dégradation peut découler : (1) de l'érosion mécanique du revêtement (p. ex. un écoulement trop rapide provoque l'usure d'un coude); (2) de la mise en solution des matières composant le revêtement ou la paroi de la conduite ou encore de réactions électrochimiques érodant le métal des parois.

L'*agressivité* d'une eau peut être définie comme sa propension à dissoudre les métaux avec lesquels elle est en contact.

Par opposition, une eau *entartrante* est une eau qui a tendance à précipiter les carbonates de calcium pouvant ainsi laisser un dépôt sur les métaux avec lesquels elle est en contact.

La *protection cathodique* est une inhibition de l'échange électronique entre l'anode et la cathode (précipitation à la cathode).

La *protection anodique* vise la mise en place d'une couche de passivation résistante à la corrosion.

La *séquestration* est la formation, suite à l'ajout de réactifs chimiques, de complexes chimiques assez stables pour maintenir une certaine quantité de sous-produits de la corrosion en solution. En absence de séquestrants (silicates ou polyphosphates), le fer soluble issu de la corrosion précipite en milieu alcalin oxygéné et provoque l'apparition d'une couleur ocre.

13.2 Problèmes associés à une eau corrosive ou entartrante

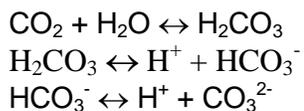
La corrosion se manifeste par : (1) la formation de tubercules sur les parois des conduites; (2) l'apparition d'une couche d'oxydes ou de piqûres; (3) l'amincissement de la paroi; (4) la mise en solution de métaux. Il en résulte une dégradation de la qualité de l'eau, une diminution des performances hydrauliques ainsi qu'une augmentation des coûts de distribution de l'eau attribuable :

- À l'augmentation du coût de pompage relié aux dépôts et à la friction hydraulique;
- Au relargage de particules de rouille;
- À l'augmentation des activités biologiques;
- À l'augmentation de la concentration en fer, en cuivre ou en plomb (effet sur la santé);
- Aux plaintes des consommateurs liées à la couleur de l'eau ou à son mauvais goût;
- À la perte d'eau ou de pression d'eau causée par des bris de conduites. La diminution de la pression causée par un bris ou pendant la réparation augmente le risque d'intrusion de contaminants dans le réseau;
- À l'augmentation de la demande en chlore, ce qui nécessite l'augmentation des dosages aux usines, voire même l'installation de points d'interchloration sur le réseau. Des dosages plus élevés de chlore augmentent le risque de formation de sous-produits de la chloration comme les trihalométhanes (THM);
- À la diminution de la protection des incendies reliée à la diminution potentielle du débit;
- À l'augmentation du coût de traitement des eaux usées : le dégagement de sous-produits de corrosion sur toute la longueur du réseau de distribution et de la tuyauterie privée ainsi que l'ajout d'inhibiteurs de corrosion contenant des phosphates ou des métaux (comme le zinc) constituent parfois des sources de contamination importantes pour les installations d'épuration des eaux usées. Cela peut aller jusqu'à les empêcher de respecter les normes de rejet ou d'élimination des boues;
- Aux réclamations des citoyens pour des souillures sur la lessive et pour des dégâts d'eau dans les domiciles exigeant le remplacement du réseau interne de distribution;
- Au remplacement des chauffe-eau.

Une eau entartrante est caractérisée par sa capacité à précipiter du carbonate de calcium. Le principal impact de ce type d'eau est l'augmentation du coût de pompage due aux dépôts et à la friction hydraulique. Certaines conduites peuvent être complètement obstruées, ce qui peut entraîner soit leur remplacement, soit un curage suivi d'une réhabilitation (application d'un revêtement (ciment ou époxy) sur les parois internes d'une conduite).

13.3 Facteurs qui influencent la corrosion ou l'entartrage

L'agressivité de l'eau est contrôlée par trois équations fondamentales :



Le caractère agressif ou incrustant d'une eau est régi par le pH de saturation (pH_s). Si le pH de l'eau est inférieur à son pH_s, l'eau dissout le calcaire : elle est alors dite « agressive ». Si le pH de l'eau est supérieur à son pH_s, elle tend à précipiter le calcaire et est alors dite « incrustante ». Si le pH de l'eau est égal à son pH_s, elle est alors dite « à l'équilibre ».

Il existe sur le marché divers logiciels de calcul du pH_s. L'American Water Works Association (AWWA) a développé le modèle de Rothberg, Tamburini et Windsor. Il existe aussi des abaques qui permettent de déterminer le pH_s, tels ceux de Langelier, Hallopeau-Dubin, Legrand-Poirier, etc.

La corrosivité de l'eau dépend de ses caractéristiques (voir tableau 13-1), des conditions hydrauliques (vitesse de l'eau, temps de séjour), de la température ainsi que de la nature des matériaux avec lesquels elle entre en contact (voir section 13.6.1). La croissance bactérienne dans un réseau de distribution contribue à la corrosion en fournissant un milieu propice aux réactions corrosives. Les mécanismes responsables de la corrosion sont souvent une combinaison complexe de procédés physiques, chimiques et biologiques.

Plusieurs substances présentes naturellement dans l'eau, comme la matière organique naturelle (MON), les silicates et les phosphates, peuvent réduire la corrosion. Les problèmes d'eau rouge ou jaune sont souvent observés dans des eaux ayant peu de matière organique.

Le traitement de l'eau peut augmenter sa corrosivité en : (1) enlevant ou en modifiant la MON; (2) diminuant l'alcalinité; (3) augmentant les concentrations de chlorure et de sulfate lorsque des sels d'aluminium ou de fer sont utilisés pour la coagulation ou lorsque des dosages de chlore élevés sont utilisés. La fluoration à l'aide d'acide hydrofluorosilicique peut diminuer l'alcalinité et le pH et ainsi augmenter la corrosivité de l'eau. L'adoucissement par échanges ioniques ou par séparation membranaire peut aussi augmenter le niveau de corrosivité de l'eau traitée. Enfin, l'ozonation peut aussi contribuer à augmenter la corrosivité de l'eau en transformant la matière organique en molécules de poids moléculaire plus faible et en la rendant plus acide.

Tableau 13-1 : Facteurs qui influencent la corrosion*

Facteurs	Effet
pH	Un faible pH risque de faire augmenter la vitesse de corrosion. Un pH élevé peut protéger la tuyauterie et ralentir la vitesse de corrosion, causer une dézincification du laiton ou des dépôts bleu clair (hydroxydes) dans les tuyaux de cuivre.
Alcalinité et Carbone inorganique dissous (CID)	Favorisent parfois la formation d'une couche protectrice et la stabilisation du pH. Une alcalinité de faible à modérée réduit la corrosion de la plupart des matériaux. Une forte alcalinité favorise la corrosion du cuivre, du plomb et du zinc.
Oxygène dissous (OD)	Accélère de nombreuses réactions de corrosion.
Chlore résiduel	Entraîne une augmentation de la corrosion métallique, plus particulièrement du cuivre, du fer et de l'acier. Ralentit la corrosion d'origine microbienne.
Matières totales dissoutes (MTD)	Un taux élevé de MTD tend à augmenter la conductivité et la vitesse de corrosion.
Dureté calcique	Le calcium précipite parfois sous forme de CaCO_3 , ce qui protège la tuyauterie et freine la corrosion. Mais ceci risque également de causer de la turbidité et un entartrage excessif.
Chlorures Sulfates	De fortes concentrations de chlorures et de sulfates favorisent la corrosion du fer, du cuivre et de l'acier galvanisé.
Sulfures d'hydrogène	Caused un accroissement de la vitesse de corrosion.
Ammoniaque	Risque d'augmenter la solubilité de certains métaux tels que le cuivre et le plomb.
Polyphosphates	Peuvent réduire la formation de tubercules sur les parois des tuyaux de fer et d'acier, ce qui les gardent lisses. En faibles concentrations, ils risquent toutefois de favoriser la corrosion du fer et de l'acier. Il est possible qu'ils attaquent et affaiblissent le revêtement de ciment de la tuyauterie en amiante-ciment. Ils font augmenter la solubilité du plomb et du cuivre et préviennent la formation et le dépôt de CaCO_3 . Les polyphosphates sont des agents séquestrants pour le fer ferreux, ce qui minimise l'apparition d'eaux rougeâtres. Ils peuvent aussi revenir à l'état d'orthophosphates pour former une pellicule protectrice.
Orthophosphates	Peuvent former une pellicule protectrice.
Silicates	Sont des agents séquestrants (pour les ions métalliques) et forment une pellicule protectrice. Les solutions de silicates augmentent le pH et l'alcalinité.
Couleur naturelle et matières organiques	Peuvent freiner la corrosion en recouvrant la surface des tuyaux. Certaines substances organiques favorisent la formation de complexes métalliques et accélèrent la corrosion ou la mise en solution de métaux.
Fer ou manganèse	Réagissent parfois avec la surface interne des tuyaux en amiante-ciment, formant ainsi une couche protectrice. Dans les conduites métalliques, ils risquent de précipiter et de déposer un film sur les parois, ce qui les protégera ou, dans le cas du cuivre, y fera des piqûres de corrosion.
Zinc	Réagit parfois avec la surface interne des tuyaux en amiante-ciment et d'autres types de tuyaux pour former une couche protectrice. Il tend à précipiter aux endroits faisant office de cathodes et y laisse des dépôts protecteurs.
Cuivre	Entraîne de la corrosion par piqûres dans la tuyauterie galvanisée.
Magnésium (et peut-être d'autres métaux traces)	Risque d'inhiber la précipitation du CaCO_3 sous forme de calcite sur les surfaces des conduites et d'y favoriser plutôt son dépôt sous forme d'aragonite, plus soluble que la calcite.

* Tiré de l'AWWA, DVW-Technologiezentrum Wasser. *Internal corrosion of Water Distribution Systems*, 2e édition, 1996

13.4 Méthodes de mesure

La corrosion a plusieurs causes et ses effets sont multiples. En conséquence, il n'existe aucune méthode fournissant toutes les réponses. Cependant, une combinaison de plusieurs méthodes permet de mieux cerner les problèmes et d'identifier les solutions.

On peut séparer les méthodes en deux catégories : les méthodes directes et les méthodes indirectes qui s'appuient sur certaines informations relatives à la qualité de l'eau.

Méthodes directes :

- **Inspection visuelle macroscopique (œil nu) et microscopique.** L'observation de l'intérieur des conduites est très utile et peu coûteuse. Elle permet de déterminer le type et l'étendue de la corrosion;
- **Mesure du taux de corrosion (perte de poids, méthode électrochimique, consommation d'oxygène, dissolution de métaux).** Le tableau 13-2 décrit brièvement ces quatre méthodes et donne leur utilité et leur limite;
- **Analyse chimique des dépôts.** Donne des informations sur la composition des dépôts de corrosion (carbonate, phosphate, sulfate, chlorure, silicate, oxygène, fer, plomb, cuivre, zinc, etc.);
- **Analyses microscopiques plus sophistiquées (Rayon-X, infrarouge).** Ces analyses permettent d'examiner la structure des dépôts de corrosion ou de la couche protectrice.

Méthodes indirectes :

- **Indices** (indice de Langelier, d'agressivité, de Larson, de saturation du carbonate de calcium, de Ryznar, etc.). En général, ces indices aident à avoir une meilleure compréhension du problème de corrosion. Ils ne permettent toutefois pas de prédire les réactions qui se produiront. Il existe des logiciels ou diagrammes (RTW (Scuras *et al.*, 1999) et CORRODE (AWWA, 1997)) permettant de calculer rapidement ces indices, de tracer les diagrammes et d'estimer l'impact de plusieurs scénarios d'ajout de produits chimiques sur les caractéristiques finales de l'eau;
- **Essais hydrauliques.** Ils sont utiles pour déterminer le coefficient de Hazen-Williams (C). Le coefficient de friction est une propriété intrinsèque de la conduite qui est directement reliée à la rugosité de la surface interne de la conduite. Une modification de la rugosité de la surface intérieure de la conduite, telle que l'enlèvement ou l'accumulation de dépôts corrosifs dans la conduite, engendre une variation du coefficient de friction (Rompré, A., 1999);
- **Plaintes des consommateurs.** Les plaintes des consommateurs mettent souvent en évidence les problèmes de corrosion.

Tableau 13-2 : Méthodes de mesure du taux de corrosion*

Méthode	Principes sous-jacents	Applications	Limitations
Exposition de coupons (perte de poids)	La mesure cumulative de la perte de métal d'une surface définie pendant une période d'exposition prolongée donne un taux de perte de poids par unité de surface.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ On convertit généralement les taux de perte de métal en taux de pénétration de la corrosion. ▪ Cette méthode fournit une indication visuelle concernant la morphologie de la corrosion et de l'entartrage. ▪ Les résultats sont considérés comme la mesure de corrosion; cette technique sert souvent de référence aux autres mesures de corrosion. ▪ On peut l'utiliser pour évaluer la tendance à la corrosion par piqûres et les taux de pénétration. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Requiert une exposition prolongée (< 90 jours). ▪ Il y a beaucoup de variabilité entre les mesures effectuées sur différents coupons (échantillons). ▪ Il faut effectuer plusieurs expositions afin de déterminer l'intervalle de confiance statistique. ▪ Ces essais sont assez dispendieux. ▪ La préparation des coupons demande une main-d'œuvre importante.
Méthode électrochimique	La plupart des méthodes électrochimiques donnent une estimation ponctuelle de la densité de courant de corrosion (taux d'échange électronique par unité de surface). À partir de la densité de courant, et en se servant de la loi de Faraday, on peut obtenir un taux d'oxydation du métal.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Cette mesure quasi instantanée convient bien aux méthodes directes (ou en ligne) de contrôle des procédés. ▪ Elle est utile pour évaluer l'efficacité relative de différentes stratégies de prévention de la corrosion et pouvoir ainsi choisir parmi un vaste éventail. ▪ Elle permet de réaliser une expertise sur des surfaces corrodées. ▪ On peut s'en servir pour construire un modèle électrochimique des surfaces corrodées. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ La préparation de l'échantillon est critique. ▪ La méthode ne s'applique généralement qu'aux surfaces qui se corrodent uniformément. ▪ La corrélation absolue avec la méthode de référence du coupon risque d'être faible (mesures de polarisation linéaire).
Consommation d'oxygène	On suppose que la consommation d'oxygène dissous réducteur est proportionnelle au taux d'oxydation du métal qui lui est associé.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Cette méthode fournit une mesure ponctuelle rudimentaire, à court terme, du taux de corrosion. ▪ L'analyse s'effectue en circuit fermé (avec recirculation) sur une portion assez grande de tuyauterie. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Se limite généralement aux surfaces qui se corrodent rapidement (c.-à-d. le fer et l'acier). ▪ Il s'agit d'un outil de recherche en laboratoire. ▪ Les couples réducteurs en concurrence (c.-à-d. le chlore) brouillent la mesure.
Dissolution de métaux	La surface qui se corrode transmet des métaux à l'eau avec laquelle elle est en contact et dont le volume est connu. On suppose que le taux d'accumulation des métaux en solution équivaut au taux de corrosion.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ On peut monter en laboratoire un circuit similaire à la plomberie de distribution (concentration en métaux de l'eau du robinet). ▪ On effectue normalement les mesures après une période de stagnation de l'eau dans les conduites. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Le matériel d'essai requiert un conditionnement prolongé dans l'eau qu'on désire étudier. ▪ Les particules (issues des dépôts de corrosion) qui se détachent causent une grande variabilité dans les taux de libération des métaux. ▪ Cette méthode est dispendieuse et prend beaucoup de temps. ▪ La présence de dépôts de corrosion risque de brouiller les résultats.

* Tiré de AWWA, DVW-Technologiezentrum Wasser. *Internal Corrosion of Water Distribution Systems*, 2^e édition, 1996.

13.5 Méthodologie pour choisir une stratégie de contrôle

La corrosion dépend à la fois des caractéristiques de l'eau et de son interaction avec les matériaux du réseau de distribution. Une méthode de contrôle peut avoir du succès dans un réseau et ne pas en avoir dans un autre ou même avoir différents résultats dans différentes parties d'un même réseau de distribution. Ainsi, le choix de la stratégie doit être fait en fonction des particularités de chaque système et des objectifs à atteindre.

- Documenter le problème (faire un diagnostic);
- Déterminer les objectifs (diminuer les plaintes, gérer les dépôts, diminuer la dissolution du cuivre et du plomb, etc.);
- Caractérisation du système :
 - Qualité de l'eau produite en fonction des saisons;
 - Connaissance du réseau (matériau et hydraulique (débit, pression, temps de séjour, sens d'écoulement, impasse, etc.).
- Choisir la stratégie à appliquer :
 - Élaborer un protocole expérimental qui comprend des essais à l'échelle de laboratoire (permet de tester une grande quantité de stratégies) et à l'échelle pilote (permet de comparer plusieurs stratégies dans des conditions plus représentatives des conditions réelles).
- **Implantation de la stratégie :**
- Application de la stratégie retenue à l'ensemble du réseau de distribution ou à un secteur isolé pour débiter;
- Préparation du réseau à recevoir un changement;
- Élaboration d'un plan pour minimiser les inconvénients pour la population;
- Vérification de l'efficacité de la stratégie en fonction des objectifs visés.

13.6 Contrôle de la corrosion et de l'entartrage

Dans la majorité des cas, la corrosion ne peut être totalement éliminée. Elle doit cependant être réduite à un degré acceptable (n'entraînant pas de souillures ou de plaintes et qui ne réduit pas la vie utile des conduites). La corrosion par piqûres doit aussi être réduite au minimum.

13.6.1 Choix des matériaux en contact avec l'eau et design du réseau

Dans certains cas, surtout pour de nouveaux réseaux, la corrosion des conduites peut être réduite en faisant un choix de matériaux adéquat et en optimisant le design du réseau. Lorsque cela est possible, le choix du matériau doit tenir compte des caractéristiques de l'eau et de la compatibilité des matériaux. Il est possible que des tuyaux de métal présentant des propriétés électrochimiques différentes, comme par exemple le cuivre et le fer galvanisé, forment une cellule galvanique en entrant en contact les uns avec les autres et entraînent ainsi de la corrosion. Le tableau 13-3 résume la résistance à la corrosion des principaux matériaux qui composent un réseau de distribution.

Voici plusieurs recommandations concernant le design d'un réseau de distribution :

- Éviter les impasses et les endroits stagnants;
- Choisir des matériaux qui ne corrodent pas;
- Installer des équipements permettant le drainage;
- Choisir la vitesse d'écoulement appropriée;

- Choisir le diamètre de conduite approprié;
- Choisir l'épaisseur de métal appropriée;
- Diminuer le stress mécanique;
- Éviter les coudes et les changements de direction brusques;
- Configurer le réseau selon une géométrie appropriée;
- S'assurer que les infrastructures seront faciles d'accès en vue des inspections, de l'entretien périodique et du remplacement des pièces endommagées;
- Éviter que le réseau ne serve de mise à la terre pour les circuits électriques.

À grande échelle, un réseau de distribution mal conçu risque de créer des secteurs où l'eau sera de mauvaise qualité et où la désinfection ne sera pas efficace. De même, un réseau mal conçu risque d'entraîner une turbidité élevée ainsi que des goûts et des odeurs désagréables. Dans certains cas, il s'avère plus efficace de résoudre les problèmes de qualité de l'eau par la rénovation de certaines conduites plutôt que par un traitement.

Tableau 13-3 : Résistance des matériaux à la corrosion*

Matériaux	Résistance à la corrosion	Principaux contaminants associés
Cuivre	Le cuivre présente une bonne résistance générale à la corrosion. Il est sujet aux attaques des éléments corrosifs suivants : vitesses d'écoulement élevées, eau douce, chlore, oxygène dissous, pH faible et fortes concentrations de carbone inorganique (alcalinité). Il est susceptible d'être endommagé par des piqûres de corrosion.	Le cuivre et possiblement le fer, le zinc, l'étain, l'antimoine, l'arsenic, le cadmium et le plomb à cause de la tuyauterie et des brasures associées.
Plomb	Il est sujet à la corrosion dans les eaux douces de pH < 8 et dans les eaux dures présentant un niveau élevé de carbone inorganique (alcalinité) et un pH inférieur à 7,5 ou supérieur à 8,5.	Le plomb.
Acier doux	Il est sujet à une corrosion uniforme, principalement due à de fortes concentrations en oxygène dissous et en chlore et à des eaux peu tamponnées.	Le fer, ce qui amène des plaintes relativement à la turbidité de l'eau et à sa coloration rouge.
Fonte ou fonte ductile (sans revêtement)	Les tuyaux en fonte risquent de subir une érosion de surface en présence d'eaux agressives et une tuberculisation en présence d'eaux peu tamponnées.	Le fer, ce qui amène des plaintes relativement à la turbidité de l'eau et à sa coloration rouge.
Fer ou acier galvanisé	Il est sujet à la corrosion galvanique du zinc en présence d'eaux agressives, surtout lorsqu'elles ne sont pas dures. Le contact avec des éléments faits de cuivre accélère la corrosion, de même que les températures élevées (comme dans les tuyaux d'eau chaude). La qualité de fabrication de la tuyauterie et du revêtement galvanisé a aussi une influence sur la résistance à la corrosion.	Le zinc et le fer, le cadmium et le plomb (impuretés associées au procédé de galvanisation).
Amiante-ciment, béton, revêtements de ciment	Ces matériaux offrent une bonne résistance à la corrosion. Les réactions électrolytiques n'ont pas d'effet sur eux. Les eaux agressives (douces) attaquent parfois le ciment et libèrent ainsi du calcium. Les polyphosphates, qui sont des agents séquestrants, peuvent réduire la quantité de calcium et ramollir la tuyauterie de manière importante.	Les fibres d'amiante, une augmentation du pH, l'aluminium et le calcium.
Plastique	Le plastique résiste à la corrosion.	Les plastifiants utilisés dans la fabrication de certains tuyaux contiennent des métaux, notamment du plomb.
Laiton	Il présente une bonne résistance globale à la corrosion. Les différents types de laiton réagissent différemment à la composition chimique de l'eau. Il est sujet à la dézincification en présence d'eaux de pH supérieur à 8,3 caractérisées par un ratio chlorures/dureté carbonatée élevé. Les conditions amenant une défaillance mécanique ne correspondent pas nécessairement à celles favorisant la libération de contaminants.	Le plomb, le cuivre et le zinc.

* Tiré de AWWA Water Quality & Treatment. *A Handbook of Community Water Supplies*, 5^e édition, 1999.

13.6.2 Modification des caractéristiques chimiques de l'eau

En général, les caractéristiques chimiques de l'eau modifiées pour diminuer les problèmes de corrosion sont le pH et l'alcalinité. Dans ce qui suit, les méthodes pouvant être utilisées ont été séparées en deux groupes : celles qui permettent un ajustement du pH et/ou de l'alcalinité et celles qui permettent la reminéralisation d'une eau (pour des eaux trop douces). La dernière partie de cette section traite de l'ajout d'inhibiteurs de corrosion.

13.6.2.1 Ajustement du pH et de l'alcalinité

L'ajustement du pH et de l'alcalinité est la méthode de contrôle de la corrosion la plus courante puisqu'elle agit à la fois sur les phénomènes électrochimiques de la corrosion et sur la solubilité du carbonate de calcium, qui peut servir de couche de protection. Cette méthode est aussi souvent la plus économique.

Selon un rapport de l'AWWA (1997), basé sur l'expérience de plusieurs installations, la dissolution du plomb et du cuivre peut être contrôlée en augmentant l'alcalinité et le pH :

- Pour le plomb, une alcalinité élevée diminue la dissolution du plomb (jusqu'à un maximum de 100 mg/L CaCO_3). Lorsque le pH est inférieur à 8,5, la gamme d'alcalinité la meilleure se situe entre 15 et 50 mg/L CaCO_3 ;
- Pour le cuivre, un pH élevé contribue à diminuer la dissolution du cuivre et une gamme de pH plus élevée est nécessaire lorsque l'alcalinité est faible.

Plusieurs procédés de neutralisation, du point de vue physico-chimique, sont applicables pour ajuster une eau naturelle, dont :

- L'élimination du CO_2 libre par aération;
- La neutralisation par une base (soude caustique, chaux);
- La neutralisation par un carbonate alcalin (Na_2CO_3) ou alcalino-terreux (CaCO_3).

Élimination du CO_2 par aération

Lorsqu'on met en contact avec l'atmosphère des eaux riches en gaz carbonique, elles laissent échapper une partie du CO_2 dissous. Plusieurs techniques sont applicables et sont décrites au chapitre 11.

Un pH-mètre doté d'un signal d'alarme doit être prévu à la sortie de l'équipement. Le procédé est donc une désorption du gaz carbonique et est régi par la loi de Henry.

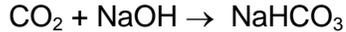
La densité du CO_2 est de 1,98 g/L à 0°C et pression atmosphérique.

La constante de Henry entre 0 et 30°C est :

Température (°C)	0	5	10	15	20	25	30
MH X 10^{-2}	7,28	8,76	10,4	12,2	14,2	16,4	18,6

Neutralisation par l'ajout de soude caustique

La réaction de neutralisation du CO_2 libre est :



L'addition de soude caustique (NaOH) permet de neutraliser le CO₂ agressif en formant du carbonate de soude soluble.

Il faut ajouter 0,91 g de NaOH pur par gramme de CO₂ agressif. L'ajout de 1 mg/L de NaOH pur augmente l'alcalinité de l'eau de 1,25 mg CaCO₃/L et de 0,58 mg/L de Na⁺.

La solution commerciale est à 50%.

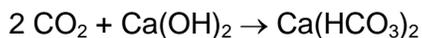
La solution est en général diluée à 10% avant son injection. Un bon contrôle du dosage est essentiel puisqu'un léger surdosage peut faire augmenter le pH de façon excessive, surtout dans les eaux douces.

Le bac de préparation et de dosage doit permettre une production pour au moins 24 heures. Si le produit est dosé à l'état pur, à partir d'un réservoir d'entreposage, il faut prévoir un té de mélange sur la ligne.

La réaction est rapide et la soude doit être ajoutée avant le coagulant lorsqu'elle est utilisée pour ajuster le pH de coagulation. Ce produit étant très basique et dangereux, plusieurs précautions doivent être prises lors de la conception (voir chapitre 16).

Neutralisation par l'ajout de chaux

La réaction de neutralisation du CO₂ libre est :



La chaux [Ca(OH)₂] est le produit le plus utilisé soit pour neutraliser le CO₂ libre ou rehausser l'alcalinité afin d'ajuster l'eau au pH de floculation approprié.

Il faut ajouter 0,84 g de Ca(OH)₂ pur par gramme de CO₂ agressif. L'ajout de 1 mg/L de Ca(OH)₂ à 93% de pureté augmente la dureté et l'alcalinité de 1,26 mg/L exprimée en CaCO₃.

La chaux peut être dosée soit en lait de chaux à une concentration de 5 à 10% ou en eau de chaux (solution saturée à environ 1,6 g/L). Le lait de chaux est préparé à partir du produit en poudre (chaux éteinte) au moyen d'un doseur volumétrique qui alimente un bac parfaitement agité.

La distribution de la suspension est réalisée soit par pompes volumétriques (pompes doseuses à tête spécialement conçue pour la chaux ou pompes à cavités progressives) ou par pompes centrifuges qui alimentent une boucle fermée de distribution munie de vannes automatiques d'injection.

La chaux éteinte ne présente pratiquement aucun danger. Toutefois, il faudra se munir lors de la préparation des solutions d'un masque, de lunettes protectrices et de gants (voir chapitre 16).

Neutralisation par l'ajout de carbonate de sodium

La réaction de neutralisation du CO₂ libre est :



Contrairement aux deux produits précédents, le carbonate de sodium (Na₂CO₃ et *soda ash* en anglais) est un sel neutre. Son utilisation est donc très aisée.

Il faut utiliser 2,4 g de Na₂CO₃ pour neutraliser 1 gramme de CO₂.

1 mg/L de Na₂CO₃ augmente l'alcalinité de l'eau de 0,94 mg/L exprimée en CaCO₃ et de 0,43 mg/L de Na⁺.

Le produit est dosé en solution à 10% en général.

La préparation de la solution se fait dans un bac agité et le dosage est réalisé par pompes doseuses.

La solution est inerte et ne présente aucun danger. Le concepteur des équipements de manipulation, d'entreposage et de dosage de carbonate de sodium se référera aux recommandations du fournisseur du produit.

Neutralisation par une filtration sur produits alcalino-terreux

Il s'agit de produits à base de carbonate de calcium (CaCO₃) éventuellement mélangés à du carbonate de magnésium (MgCO₃) ou à de la magnésie [Mg(OH)₂]. Au cours de la réaction avec le CO₂ agressif, il se formera des bicarbonates de calcium [Ca(HCO₃)₂] et éventuellement de magnésium [Mg(HCO₃)₂].

La mise en œuvre de ces réactifs granulés se fait le plus souvent dans des filtres fermés, sous pression. On utilise parfois des filtres du type ouvert, dans le cas où l'on disposerait d'une charge suffisante.

Les deux sens de filtration sont théoriquement possibles. Lorsque l'écoulement se fait du haut vers le bas, le filtre permet non seulement une neutralisation, mais aussi un enlèvement physique des particules. Ainsi, en fonction de la qualité de l'eau à traiter, le filtre s'encrassera et nécessitera un lavage à contre-courant.

Lorsque la percolation se fait du bas vers le haut, le détassage et le lavage ne sont en principe pas nécessaires, mais il faut alors réserver ce type de traitement à une eau claire, dépourvue de matières en suspension.

Certains des produits disponibles sur le marché ont été calcinés lors de la préparation : ils contiennent une forte proportion d'oxydes alcalino-terreux et confèrent à l'eau traitée une très forte alcalinité au début du traitement, laquelle décroît ensuite progressivement.

Un des produits, commercialisé sous le nom de *Neutralite* (exempt de bases libres), ne présente pas ces défauts. Il est stable dans le temps et se présente sous forme de grains

calibrés de diverses granulométries. Il est composé de carbonate de calcium et de magnésium; sa structure particulière lui confère une solubilité rapide et constante, toujours proportionnelle à la quantité de CO₂ à neutraliser.

Un mètre cube de *Neutralite* permet de traiter, suivant la teneur en CO₂, de 3 à 10 m³ d'eau par heure.

Ce produit est utilisé en couche filtrante, d'une épaisseur de 0,8 m à 1,5 m. La perte de charge de la *Neutralite* propre varie, selon la vitesse de filtration et l'épaisseur de produit, de 0,2 à 0,5 m. Cependant, il faut tenir compte de l'encrassement et se réserver une chute de 1 m de hauteur d'eau à travers les filtres.

La consommation varie selon le cas de 1,6 à 2,2 g par gramme d'acide carbonique neutralisé et il suffit d'effectuer occasionnellement une recharge partielle du filtre pour compenser la quantité qui pourrait disparaître par dissolution dans l'eau.

La filtration sur produits alcalino-terreux est très souvent appliquée aux eaux profondes qui ne demandent pas d'autres traitements, alors que l'addition de produits en suspension ou en solution est en général intégrée à une chaîne de traitement complet (déferrisation/démanganisation des eaux profondes, clarification des eaux de surface, etc.).

Augmentation de l'alcalinité et du pH par l'ajout de bicarbonate de sodium

L'ajout de bicarbonate de sodium (NaHCO₃) est utile pour augmenter l'alcalinité d'une eau qui ne le serait pas suffisamment et/ou pour relever le pH (s'il doit être ajusté au pH de floculation lors d'une coagulation/floculation).

Le bicarbonate de soude est peu soluble dans l'eau (69 g/L à 0°C et 96 g/L à 20°C). La solution à injecter sera donc de 5% dans un réservoir parfaitement agité. Le dosage de la solution se fera par pompes doseuses.

Ce produit n'est applicable que pour de petites installations ou lorsque le dosage de chaux est problématique.

1 mg/L de bicarbonate de sodium augmente l'alcalinité de 0,6 mg/L exprimée en CO₃Ca.

Diminution du pH par l'ajout d'acide sulfurique

L'acide sulfurique est utilisé pour abaisser le pH de l'eau, tout en corrigeant l'équilibre calco-carbonique, dans le cas d'eaux entartrantes (possibilité de dépôt de carbonate de calcium dans les équipements et tuyauteries).

L'acide sulfurique est un acide fort et dangereux. S'il est concentré à plus 90%, il doit être entreposé dans des réservoirs en acier nu, tandis que dilué (10%), il doit être entreposé dans des réservoirs en acier ébonité (résine polyester armée de fibre de verre ou de certains plastiques).

Lors de la dilution, il ne faut jamais verser l'eau dans l'acide, mais l'acide dans l'eau, sinon il y a risque de projections qui peuvent causer des brûlures sévères.

Les espaces d'entreposage doivent être bien ventilés et à l'abri de toute source de chaleur ou de lumière directe.

L'acide sulfurique concentré dégage des vapeurs nocives et peut réagir violemment avec de nombreuses matières organiques.

L'injection se fait au moyen de pompes doseuses munies de têtes de dosage en matériau résistant.

Le réservoir d'entreposage doit être placé dans une enceinte en béton protégé pouvant recueillir tout le contenu du réservoir en cas de fuites.

Le concepteur devra suivre attentivement les recommandations du fournisseur du produit, lors de la conception de l'installation d'entreposage et de dosage de l'acide sulfurique (voir chapitre 16).

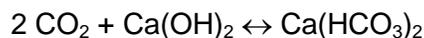
1 mg/L d'acide sulfurique à 98% réduit l'alcalinité de 1 mg/L exprimée en Ca CO₃.

13.6.2.2 Reminéralisation

La reminéralisation d'une eau s'applique aux eaux trop douces de façon à augmenter l'alcalinité et/ou la dureté. La reminéralisation s'effectue généralement en début de filière de traitement pour améliorer les traitements subséquents (p. ex. la coagulation).

Plusieurs méthodes peuvent être appliquées pour la reminéralisation; elles sont présentées dans les sections suivantes.

Méthode de gaz carbonique et chaux



Le plus souvent, on utilise du gaz carbonique et de la chaux préparée dans un saturateur à chaux (eau de chaux) lorsque la minéralisation se pratique dans une eau claire.

Par gramme d'alcalinité, il faut ajouter par m³ d'eau :

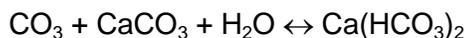
0,88 g de CO₂ + 0,56 g exprimé en CaO ou 0,74 g exprimé en Ca(OH)₂

Le gaz carbonique est introduit dans l'eau au moyen d'une tour de contact à travers des diffuseurs appropriés (poreux, fines bulles, etc.) sous une charge de plusieurs mètres de hauteur d'eau. Le temps de résidence de l'eau dans la tour sera de 1 à 2 min suivant la température de l'eau.

Seules les préparations commerciales de CO₂ liquide permettent d'assurer une meilleure pureté du produit.

Le concepteur devra suivre les recommandations des fournisseurs de produits chimiques.

Méthode de gaz carbonique et carbonate de calcium



Une injection de CO_2 suivie d'une filtration sur produit alcalino-ferreux granulaire *Neutralite* (CaCO_3) permet de réduire considérablement la consommation de CO_2 (environ 0,5 mg par g/L de reminéralisation).

Par contre, ce procédé ne permet pas de dépasser le pH d'équilibre, contrairement au procédé à la chaux et CO_2 .

L'injection du CO_2 se fait tel que décrit à la section 13.6.2.2 et le filtre de matériau alcalino-terreux a été décrit à la section 13.6.2.1.

Méthode de bicarbonate de sodium et sel de calcium

On introduit simultanément dans l'eau des ions bicarbonates HCO_3^- (sous forme de bicarbonate de sodium) et des ions calcium Ca^{2+} (généralement sous forme de chlorure de calcium, parfois de sulfate de calcium).

Pour reminéraliser 1 m³ d'eau de 1 g exprimé en CaCO_3 , il faut employer 1,7 g de bicarbonate de sodium (NaHCO_3) et 1,2 g de chlorure de calcium (CaCl_2) ou 1,4 g de sulfate de calcium (CaSO_4).

Le chlorure de calcium présente l'avantage d'être plus facile à mettre en œuvre grâce à sa grande solubilité. Par contre, il introduit dans l'eau des ions chlorures qui, s'ils s'ajoutent à une teneur déjà notable, peuvent contrarier les effets du traitement de reminéralisation par leur influence sur les phénomènes de corrosion.

Méthode de bicarbonate de sodium et chaux

Dans les cas traités à la section précédente, il peut aussi être nécessaire d'ajouter de la chaux pour adapter le pH à la valeur d'équilibre qui correspond à la nouvelle minéralisation de l'eau.

Dans le cas où l'alcalinité devrait être augmentée (et non le pH), on ajoutera dans l'eau du bicarbonate de sodium et de la chaux pour maintenir le pH.

Méthode de carbonate de sodium et gaz carbonique

Suivant la disponibilité des produits locaux, on peut aussi augmenter l'alcalinité en utilisant une combinaison $\text{Na}_2\text{CO}_3 + \text{CO}_2$. Dans ce cas, le débit de CO_2 peut être asservi au pH voulu et si la dureté est adéquate, aucun autre réactif ne devra être ajouté (dans le cas contraire, on ajoute un sel de calcium, tel qu'indiqué à la section 13.6.2.2).

Méthode d'acide sulfurique et carbonate de calcium

On ajoute dans l'eau du décanteur ou d'une cuve de contact de la craie broyée en ajoutant une quantité d'acide sulfurique équivalente à la quantité de bicarbonate. On peut aussi filtrer l'eau sur une couche de marbre, de calcaire ou de *Neutralite* après lui avoir ajouté cette même quantité d'acide sulfurique.

Pour enrichir 1 m³ d'eau à traiter de 1 g exprimé en CaCO₃, il faut 1 g de H₂SO₄ et un minimum de 2 g de CaCO₃. Il est indispensable de rajouter ensuite de la chaux, car le calcaire (CaCO₃) ne suffit pas à amener l'eau à la valeur du pH d'équilibre.

13.6.2.3 Ajout d'inhibiteurs chimiques

Dans certains cas, l'ajustement du pH, ou du pH et de l'alcalinité, ne suffit pas à éliminer les problèmes de corrosion; il faut alors recourir à l'ajout d'inhibiteurs de corrosion en plus, la plupart du temps, d'un ajustement préalable du pH.

Les inhibiteurs de corrosion sont ajoutés à la fin de la filière de traitement. Ils sont généralement dosés directement à l'usine. Dans certains cas, des phosphates pourraient être appliqués dans le réseau à partir des installations intermédiaires. Il faut toutefois tenir compte du nombre de secteurs problématiques avant de choisir un site d'application ainsi que de tous les coûts associés à la mise sur pied de plusieurs installations d'injection d'inhibiteurs. Dans le cas des inhibiteurs à base de silicates, il faut savoir qu'ils augmentent le pH des eaux faiblement tamponnées. Ils ne peuvent donc pas être dosés dans le réseau si une correction du pH est effectuée à l'installation (le pH pourrait être trop élevé après l'injection de silicates).

Les inhibiteurs de corrosion permettent de diminuer la dissolution des métaux. Toutefois, ils ne permettent pas nécessairement d'éliminer la corrosion par piqûre ou la corrosion localisée induite par l'hétérogénéité des matériaux ou par une mauvaise installation. De plus, les taux de corrosion des principaux métaux dont sont constitués les réseaux de distribution (acier, fonte grise, fonte ductile) ne seront probablement pas suffisamment réduits pour permettre de prolonger la durée de vie des conduites au-delà de 75 à 100 ans.

L'ajout d'inhibiteurs de corrosion peut avoir des effets bénéfiques sur la qualité de l'eau. Le choix du meilleur inhibiteur et de la concentration optimale dépend principalement de la qualité de l'eau distribuée, du réseau de distribution, de ses conditions d'opération, du type de dépôt accumulé et des problèmes de qualité qui doivent être résolus.

Produits à base de phosphates

Les trois principales formes de phosphates utilisées comme inhibiteurs de corrosion sont les orthophosphates, les polyphosphates moléculaires déshydratés et les phosphates bimétalliques à base de zinc. Il faut noter que le phosphate est un nutriment. Cependant, peu d'études ont mis en évidence des problèmes de recroissance dans le réseau de distribution causés par l'utilisation de phosphates.

1. Les orthophosphates

Les orthophosphates se trouvent sous plusieurs formes : l'acide phosphorique (H₃PO₄), le phosphate de sodium monobasique (NaH₂PO₄), le phosphate de sodium dibasique (Na₂HPO₄) et le phosphate de sodium tribasique (Na₃PO₄). Contrairement aux autres types de phosphates, les orthophosphates peuvent réduire la solubilisation du plomb.

Dans certaines conditions, les orthophosphates inhibent les réactions de corrosion en offrant une protection cathodique. Les concentrations varient généralement entre 1 et 5 mg/L en PO₄³⁻.

2. Les polyphosphates

Les formes les plus courantes sont : le tripolyphosphate de sodium ($\text{Na}_5\text{P}_3\text{O}_{10}$), le pyrophosphate de sodium ($\text{Na}_4\text{P}_2\text{O}_7$), l'hexaméthaphosphate de sodium (mélange de polyphosphates) (NaPO_3)₆ et le triméthaphosphate de sodium (NaPO_3)₃.

Les polyphosphates ne sont pas des inhibiteurs de corrosion, excepté la faible partie qui s'hydrolyse en orthophosphates. La principale utilité des produits à base de phosphates est de séquestrer les métaux (fer, manganèse) et de prévenir l'eau rouge ou la précipitation de carbonate de calcium. Il faut noter que les polyphosphates sont de puissants séquestrants du calcium. Cette propriété accélérera le lessivage du calcium des parois des conduites à base de ciment (telles que les conduites de ciment-amiante), provoquant une détérioration rapide de la surface des conduites et un relargage de fibres dans l'eau. De plus, ils augmentent la solubilité du plomb et du cuivre.

Les pyrophosphates ont des propriétés dispersantes. Ainsi, dans certaines conditions, ils pourraient favoriser une diminution des dépôts de corrosion. Dans un tel cas, une attention particulière devrait être portée pour éviter une dégradation de la qualité de l'eau (augmentation de particules, décrochage de dépôts lors de manipulations de bornes fontaine, etc.) lors de la phase de mise en œuvre.

Pour déterminer quel séquestrant offre la meilleure performance, il faut comparer la masse de fer séquestré pour une dose identique de séquestrant (les séquestrants étant vendus au poids, plus un produit séquestre une masse élevée de fer, plus la dose requise est faible).

Les polyphosphates peuvent être achetés sous plusieurs formes : en paillettes, en flocons, en grumeaux, en billes, en poudre et en grains fins ou grossiers. Ils sont solubles dans l'eau (10°C) à raison d'une partie de polyphosphate pour quatre parties d'eau. Le pH d'une solution de 1% se situe entre 5,8 et 7,5. Plusieurs types de polyphosphates sont très hygroscopiques. Par conséquent, ils doivent être entreposés dans un environnement sec afin d'éviter des problèmes de manipulation et de dosage.

L'hexaméthaphosphate est disponible sous forme cristalline en solution. Il est aussi possible de se le procurer sous forme vitreuse, très lentement soluble, pour un usage dans les petites installations de production d'eau potable.

3. Les phosphates de zinc

Les phosphates bimétalliques se composent généralement de zinc (de 10 à 30%) combiné à des orthophosphates ou à des polyphosphates. Ils sont en général moins solubles que les ortho- ou polyphosphates de sodium. Ils sont livrés dans une solution d'acide sulfurique ou hydrochlorique pour maintenir le zinc en solution, ce qui implique l'utilisation de réservoirs, de pompes et de vannes en acier inoxydable ou en plastique.

La combinaison de zinc avec des phosphates est souvent plus efficace que chaque alternative prise séparément, plus particulièrement dans des eaux plus dures et plus minéralisées. Il existe des produits avec différents ratios phosphate/zinc. En général, plus la proportion de zinc est élevée, plus la formation de la couche protectrice est rapide. Cependant, le zinc ajouté peut causer des problèmes environnementaux soit en se retrouvant dans l'effluent des usines d'épuration ou en s'accumulant dans les boues. Il faut

donc limiter les dosages de zinc à moins de 0,25 mg/L et se conformer à la norme de rejet dans les réseaux d'égout ou les cours d'eau en tout temps (même pendant la période de préconditionnement des dosages, lorsque ceux-ci peuvent être jusqu'à 10 fois plus élevés).

Les orthophosphates de zinc sont souvent disponibles sous forme liquide de pH 0,8. Ils peuvent être livrés en vrac par camion-citerne ou en fûts.

4. Les mélanges de phosphates

Plusieurs produits commerciaux contiennent des mélanges d'orthophosphates de sodium ou de polyphosphates de sodium. Typiquement, la proportion d'orthophosphates varie entre 5 et 40%. Une plus grande proportion d'orthophosphates offre une meilleure protection contre la corrosion. Par ailleurs, une plus grande proportion de polyphosphates favorise la séquestration. Les dosages requis dépendent principalement du pH et de la concentration de calcium dans l'eau. Un dosage insuffisant peut causer de la corrosion par piqûre.

Les mélanges d'ortho-polyphosphates ont un pH variant entre 5,8 et 7,5 et peuvent être livrés en vrac ou en barils.

Produits à base de silicates

Il existe plusieurs formes de silicate de sodium utilisées comme inhibiteurs de corrosion et comme agents séquestrants. Ils se présentent en produits secs ou en solutions de silicate liquide. Sous forme sèche, on retrouve le Na_2SiO_3 , le Na_6SiO_7 et le $\text{Na}_2\text{Si}_3\text{O}_7$ avec différents taux d'hydratation (*variable waters of hydration*). Ils sont produits en fusionnant du carbonate de sodium avec du sable de silice (*silica sand*). Ils sont généralement peu solubles en eau froide. Les silicates liquides varient en fonction de leur proportion d'oxyde de sodium (Na_2O) et de silicate (SiO_2).

Les silicates peuvent être efficaces pour différentes qualités d'eau. Cependant, ils sont communément appliqués aux eaux douces à faible pH dont le taux d'oxygène est élevé.

Les concentrations varient entre 4 et 30 mg/L. Les concentrations les plus élevées sont en général requises pour des eaux ayant une concentration de chlorure, de solides dissous et une dureté élevées ainsi que pour des températures élevées. Comme pour les phosphates, si la concentration de silicates est insuffisante, ceux-ci peuvent favoriser la corrosion par piqûre. Pour des eaux de faible pH, les concentrations de silicate requises peuvent être élevées. Dans ce cas, il est souvent plus économique d'augmenter le pH entre 7,5 et 8 par l'ajout de soude caustique, de chaux ou de carbonate de sodium avant l'ajout de l'inhibiteur.

La protection contre la corrosion qu'offrent les silicates est principalement due à l'augmentation du pH et à la formation d'une couche protectrice (pour qu'une couche protectrice puisse se former, il doit y avoir des réactions de corrosion). Par ailleurs, les silicates sont de bons agents séquestrants : ils peuvent donc diminuer les problèmes d'eau rouge. Un dosage trop faible peut toutefois induire de la corrosion par piqûre.

Mélange de produits

Des mélanges de produits à base de phosphates (ortho- et poly-) et de silicates, avec différents ratios phosphate/silicate, peuvent aussi être utilisés. De cette façon, il est possible d'augmenter l'effet positif de l'ajout de silicates avec une plus petite quantité de phosphates.

TABLE DES MATIÈRES, VOLUME 2

14. TRAITEMENT DES BOUES ET DES EAUX DE PROCÉDÉ.....	
14.4 Traitement des eaux de procédés.....	

VOLUME 2

CHAPITRE 14

14. TRAITEMENT DES BOUES ET DES EAUX DE PROCÉDÉ

14.4 Traitement des eaux de procédé

14.4.3 Autres eaux de procédé

14.4.3.2 Procédés membranaires

Traitement des eaux souterraines par nanofiltration et osmose inverse

Le tableau 14-1 montre les caractéristiques de l'eau brute, du perméat et du concentrat d'un système d'osmose inverse utilisé pour enlever les nitrates avec des membranes d'acétate de cellulose en configuration spiralée. Le pourcentage de rejet de ces membranes était de 25,6% et la pression d'opération de 2800 kPa.

Ce pourcentage de rejet est plutôt faible pour un système d'osmose inverse. Certains systèmes sont conçus pour un pourcentage de rejet atteignant 75%.

Tableau 14-1 : Enlèvement des nitrates par osmose inverse

Paramètres	Eau brute prétraitée mg/L	Perméat (eau traitée) mg/L	Concentrat (rejet) mg/L
Ca	154	7,0	590
Mg	3,8	0,17	15
Na	92	11	345
K	3,6	0,5	12,8
CO ₃ ²⁻	0	0	0
HCO ₃ ⁻	7,8	5,2	45,9
Cl ⁻	92,8	6,0	346,9
SO ₄ ²⁻	380	5,0	1500
NO ₃ ⁻	93,0	31,9	270,2
F ⁻	0,06	0,03	0,13
Fe	<0,05	0,05	0,08
Mn	<0,01	<0,01	0,01
As	<0,01	<0,01	<0,01
Cu	<0,01	<0,01	0,02
Zn	0,01	0,07	0,2
Dureté (CaCO ₃)	401,0	18,2	1538
Solides totaux	823	64	3120
pH	5,2	5,6	5,9

Le tableau 14-2 illustre les caractéristiques de l'eau brute, du perméat et du concentrat estimé d'un système de nanofiltration utilisé pour enlever les chlorures et de la dureté avec des membranes spiralées, lors d'essais pilotes au Québec. Le pourcentage de rejet de ces membranes était de 26,5% et la pression d'opération de 1260 kPa.

Tableau 14-2 : Enlèvement des chlorures et de la dureté par nanofiltration

Paramètres	Eau brute mg/L	Perméat (eau traitée) mg/L	Concentrat estimé (rejet) mg/L
Ca	38-51	0,2-0,3	143-192
Mg	37-42	0,2-0,3	139-158
Na	240-280	15-22	863-995
Baryum	0,07-0,08	<0,02	
Strontium	1,6-1,80	<0,05	6-6,8
Cl ⁻	320-360	16-27	1283
SO ₄ ²⁻	75-83	0,7-0,8	283-313
F ⁻	0,7-0,9	0,1	
Fe	0,1	<0,1	
Mn	0,18-0,19	<0,01	
Dureté (CaCO ₃)	250-280	1,4-1,9	943-1056
Solides dissous totaux	860-890	41-59	3080-3244
pH	7,7-8,4	6,2-7,3	

VOLUME 2

CHAPITRE 15

15. CRITÈRES GÉNÉRAUX POUR LES INSTALLATIONS DE TRAITEMENT.....	
15.3 Autres éléments généraux de conception	
15.3.1 Localisation de l'installation de traitement	
15.3.2 Aménagement de l'installation de traitement	
15.3.3 Bâtiment.....	
15.3.4 Équipements électriques	
15.3.4.1 Alimentation	
15.3.4.2 Moteurs électriques.....	
15.3.5 Ventilation	
15.4 La prévention associée à l'utilisation spécifique d'un produit chimique	
15.4.1 Les principaux flocculants.....	
15.4.1.1 L'alun liquide	
15.4.1.2 L'alun sec	
15.4.1.3 Les aluns basiques	
15.4.2 Les aides coagulants.....	
15.4.2.1 Les polymères.....	
15.4.3 Les principaux agents basiques	
15.4.3.1 La chaux éteinte.....	
15.4.3.2 La chaux vive.....	
15.4.3.3 Le carbonate de sodium.....	
15.4.3.4 La soude caustique.....	
15.4.4 Le chlore et ses dérivés.....	
15.4.4.1 Le chlore gazeux.....	
15.4.4.2 L'hypochlorite de sodium.....	
15.4.4.3 L'hypochlorite de calcium.....	
15.4.5 L'ozone	
15.4.6 Le bioxyde de chlore.....	
15.4.6.1 Le chlorite de sodium en solution.....	
15.4.6.2 Le chlorite de sodium sec	
15.4.6.3 L'acide chlorhydrique.....	
15.4.7 Les inhibiteurs de corrosion et agents séquestrants.....	
15.4.7.1 Le silicate de sodium	
15.4.7.2 Le polyphosphate de sodium	
15.4.7.3 Les hexamétaphosphates	
15.4.8 La silice activée	
15.4.8.1 L'aluminate de sodium	
15.4.9 Le charbon actif.....	

<i>15.4.10 La fluoruration</i>	
15.4.10.1 L'acide hydrofluosilicique.....	
15.4.10.2 Le fluorure de sodium et le silicofluorure de sodium.....	
<i>15.4.11 Les oxydants secondaires</i>	
15.4.11.1 Le permanganate de potassium.....	

15. CRITÈRES GÉNÉRAUX POUR LES INSTALLATIONS DE TRAITEMENT

15.3 Autres éléments généraux de conception

15.3.1 Localisation de l'installation de traitement

La localisation de l'installation de traitement doit tenir compte des éléments suivants :

- L'installation de traitement doit être facilement accessible en toutes saisons;
- Tous les équipements doivent être situés dans un endroit à l'abri de toute pollution où ils ne risquent pas d'être endommagés par les inondations;
- Les autorités concernées devraient être consultées relativement à tout ouvrage qui pourrait entraver l'écoulement naturel d'un cours d'eau, tel un barrage, ou un projet impliquant le remplissage de berges;
- La localisation de l'installation de traitement doit être à l'extérieur des zones inondables;
- Les facilités d'élimination des eaux de lavage et des boues doivent privilégier le rejet à l'égout.

15.3.2 Aménagement de l'installation de traitement

L'aménagement d'une installation de traitement doit tenir compte des éléments suivants :

- L'aspect fonctionnel de l'installation de traitement;
- L'espace de laboratoire requis (incluant un comptoir avec lavabo, des prises d'analyse pour l'eau brute, l'eau traitée, l'eau désinfectée ainsi que des eaux des différentes étapes de traitement et l'espace nécessaire pour les équipements d'analyse);
- L'espace pour le bureau du ou des opérateurs;
- Les utilités sanitaires telles que toilettes et lavabo;
- La possibilité d'agrandissement futur de l'installation de traitement;
- La possibilité d'améliorer la filière de traitement dans l'éventualité d'un raffermissement des normes;
- L'espace pour le traitement et l'élimination des boues;
- Les facilités d'accès;
- La protection du site (clôture et barrière cadenassée) contre les intrus, les vols, les sabotages et le vandalisme;
- La nature du sol et de la topographie;
- Le drainage du site et du remblayage requis pour prévenir toute entrée d'eau de surface et prévoir l'élimination de ces eaux;
- La facilité de livraison des produits chimiques dans les endroits réservés à cette fin;
- La sécurité et l'hygiène du personnel.

15.3.3 Bâtiment

La conception du bâtiment devra être faite en conformité avec le Code du bâtiment et inclure les éléments suivants :

- Une ventilation adéquate, particulièrement dans les pièces abritant de l'équipement mécanique qui pourraient produire des vapeurs nocives et des produits pulvérulents (charbon en poudre, chaux, carbonate, etc.). La ventilation sera adaptée à chacun de ces produits;
- Un éclairage adéquat qui peut fonctionner à basse température (< 10°C.) et qui tient compte des besoins spécifiques à certains endroits (p. ex. lecture de cadrans ou autres tâches d'opération);
- Un chauffage adéquat et la protection des bassins contre le gel;
- Un drainage adéquat et une disposition en cas de trop-pleins des unités;
- Des planchers suffisamment lisses pour éviter l'accumulation de saleté et faciliter le nettoyage;
- Une déshumidification de l'air ambiant, si nécessaire, pour contrôler la condensation sur les équipements et ouvrages métalliques;
- La flexibilité d'opération et l'accessibilité à l'équipement en vue de l'opération, de l'entretien ou du remplacement;
- Des commodités d'opération comprenant l'installation d'escaliers, de passerelles ou de rampes partout où l'opération et l'entretien courant le requièrent;
- La sécurité de l'opérateur, c.-à-d. l'installation de dispositifs pour protéger le personnel des contacts dangereux avec l'équipement mécanique ou électrique ainsi que la disposition des tuyaux de façon à éviter les risques de s'y frapper;
- La protection contre le gel si des conduites doivent être exposées à de basses températures tant à l'extérieur qu'à l'intérieur des murs;
- L'entreposage des produits chimiques et de l'équipement de dosage dans des pièces séparées, au besoin, pour réduire les risques d'accidents et les problèmes de poussières ou de fuites de gaz;
- La prévision lors de la construction des murs de béton des ouvertures requises pour permettre le passage futur des tuyaux.

15.3.4 Équipements électriques

Tout équipement électrique devra être conforme aux exigences du Bureau des examinateurs des électriciens.

15.3.4.1 Alimentation

L'alimentation extérieure devrait se faire de préférence à l'aide de câbles souterrains pour réduire les risques de dommages. L'alimentation intérieure devrait être disposée dans des conduites rigides par mesure de sécurité. L'interrupteur principal du courant électrique doit être situé de façon à toujours être à l'abri de l'eau.

15.3.4.2 Moteurs électriques

Certains facteurs doivent être considérés dans le choix des moteurs tels :

- Les exigences de la machine;
- La puissance disponible;
- Les conditions d'opération, tant au point de vue de la vitesse (c.-à-d. vitesse constante, plusieurs vitesses, vitesse variable et l'ordre de variation) que du point de vue du fonctionnement continu ou intermittent en rapport avec la fréquence des démarrages;
- Les exigences du système d'alimentation comme facteur de puissance, d'efficacité requise, etc.;
- Les conditions extérieures telles que la température, l'humidité et l'isolation requise, au besoin;
- L'équilibre entre la puissance et la charge;
- Un système de mise en marche manuelle ou automatique ou les deux, selon les besoins;
- La protection requise lorsque le moteur est susceptible d'être arrosé ou est en présence de gaz explosifs.

15.3.5 Ventilation

Une ventilation devra être prévue dans les pièces où des moteurs exigent des refroidissements. Elle sera également nécessaire pour chasser les gaz, s'il y a lieu, et ce à fonctionnement périodique pour prévenir l'accumulation et éviter ainsi les risques d'explosion.

15.4 La prévention associée à l'utilisation spécifique d'un produit chimique

Cette section aborde les propriétés spécifiques des principaux produits chimiques en ce qui a trait à leur manutention et dosage sécuritaires. Si plus de renseignements s'avéraient nécessaires, consulter les fiches techniques et signalétiques des réactifs fournies par le manufacturier ainsi que la réglementation à cet égard. Tel que mentionné précédemment, le *Guide* n'aborde pas en détail la conception d'un poste de travail en particulier.

15.4.1 Les principaux flocculants

En général, les principaux flocculants qui sont utilisés pour le traitement de l'eau potable sont des sels d'aluminium. On distingue dans ce groupe l'alun ainsi que les aluns basiques, tels que les PAC (polychlorures d'aluminium) et les PASS (poly-silico-sulfates-d'aluminium). On préfère employer l'alun sous sa forme liquide à cause de sa facilité de manutention et de sa simplicité de dosage. Néanmoins, il est aussi disponible sous forme granulaire pour les petites installations. Les PAC et les PASS sont uniquement disponibles sous forme liquide. Leur popularité croissante est due à leurs performances supérieures à celles de l'alun, particulièrement lorsque les eaux sont froides et peu alcalines.

15.4.1.1 L'alun liquide

L'alun est le nom communément employé pour désigner du sulfate d'aluminium commercial sous forme sèche, ou en solution, dans le domaine du traitement de l'eau. Comme en témoigne sa fiche signalétique, l'alun liquide est à la fois un produit toxique et corrosif. L'inhalation de ses émanations peut irriter les muqueuses du nez, de la gorge et les poumons. L'action tampon de l'acide peut irriter les muqueuses. L'ingestion d'alun peut causer une irritation des voies digestives, des nausées, des vomissements et des actions laxatives. Les solutions concentrées peuvent provoquer des brûlures des voies digestives. Le contact répété ou prolongé avec la peau peut en causer l'irritation et une surexposition chronique peut produire une dermatite. L'alun liquide peut induire des irritations ou des brûlures graves aux yeux. Un déversement d'alun sur un plancher est susceptible de le rendre glissant. En outre, l'alun a tendance à précipiter lorsque sa température baisse. En guise de prévention, il y a donc lieu de :

- Éviter la dispersion d'émissions brumeuses à l'intérieur de la salle d'entreposage en dirigeant la conduite de mise à l'atmosphère du réservoir à l'extérieur et en munissant ce dernier d'une trappe d'accès étanche;
- Garder dans un endroit tempéré (entre 15 et 35°C) et à l'abri des bases pour éviter l'évaporation excessive du produit ou sa précipitation;
- Utiliser pour l'entreposage et la tuyauterie des matériaux résistants aux acides;
- Installer un système de ventilation dans les endroits où les conditions brumeuses peuvent contaminer l'air ambiant;
- Installer près du réservoir et des pompes doseuses une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique;
- L'alun liquide a la propriété de traverser aisément les joints et accouplements. Des précautions à cet effet doivent être prises lors de l'installation de la tuyauterie et des équipements qui y sont raccordés.

15.4.1.2 L'alun sec

L'alun sec requiert sensiblement les mêmes précautions que l'alun liquide, puisqu'à la base il s'agit du même produit et que sa mise en solution est requise pour fins de dosage. Néanmoins, il y a lieu de tenir compte des points suivants :

- L'alun sec est un produit hygroscopique, donc qui absorbe facilement l'humidité. Cette propriété peut induire des problèmes de manutention et de dissolution si les granules s'agglutinent. Il faut donc entreposer les contenants sur des palettes ou sur un faux plancher de bois dans un endroit bien ventilé;
- Le contact entre l'alun sec et les bases sèches est à éviter, car il peut en résulter une réaction exothermique et même une explosion s'il y a confinement. Des systèmes séparés de collecte de poussière sont donc requis.

15.4.1.3 Les aluns basiques

Les PAC et les PASS sont des solutions de sels d'aluminium aux propriétés voisines de celles de l'alun liquide. Pour de plus amples renseignements sur les précautions à prendre, consulter leur fiche signalétique respective.

15.4.2 Les aides coagulants

Deux catégories d'aides coagulants sont utilisées dans le traitement des eaux potables : la silice activée et les polymères. Ces derniers sont employés pour parfaire la floculation des eaux destinées à la consommation.

15.4.2.1 Les polymères

Les polymères sont manufacturés sous forme sèche et sous forme de solution. Néanmoins, la plupart des installations les achètent à l'état sec, puis les diluent sur place à cause du coût prohibitif de la forme liquide, constituée essentiellement d'eau. Les formats de livraison du produit sec ou liquide sont très variables. Pour la poudre à écoulement libre, les formats varient de la chaudière de quelques kilogrammes aux contenants d'une tonne et plus de produit, en passant par le sac de quelques dizaines de kilogrammes et la boîte d'une tonne. En ce qui concerne la solution, elle est surtout disponible en baril et en cubitainer, quoiqu'il soit possible de se procurer ce produit en vrac. L'utilisation sous forme de poudre exige donc une mise en solution préalable au traitement. Deux alternatives se présentent généralement à l'exploitant à cet égard.

Dans le cas de petites et moyennes installations, on aura recours à la fabrication de cuvées où la quantité exacte de produit sera ajoutée manuellement au système de mise en solution et de maturation. Dans le cas d'installations de plus grandes capacités, on procède à la mise en solution à l'aide de doseurs à sec qui assureront une production répétitive et automatique du produit. Généralement, ces systèmes sont munis de trémies de chargement qui évitent à l'opérateur tout contact direct avec le réactif. Qu'il soit manuel ou automatisé, le système de mise en solution et de maturation est généralement suivi d'une étape de pompage à déplacement positif qui permet d'amener la solution, proportionnellement à la demande, jusqu'au point d'addition.

Les polymères sont des produits organiques de toxicité faible, sinon nulle, selon le type utilisé. Néanmoins, il y a lieu de se prémunir d'un contact avec la poussière, principalement en ce qui concerne les yeux, les poumons et l'estomac, afin d'éviter les irritations. Le polymère à l'état sec ou dilué peut rendre les surfaces et les accessoires excessivement glissants, ce qui accroît considérablement les risques de glissade et de chute. Il faut éviter tout contact entre les polymères et les acides forts ainsi que les oxydants puissants, surtout lorsqu'il y a incompatibilité. Ces produits doivent donc être entreposés et manipulés séparément.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

- Prévoir un endroit sec et bien aéré pour l'entreposage des produits en poudre;
- Utiliser une trémie de chargement et/ou une aspiration à la source sur la trémie du doseur du polymère;
- La ventilation de la pièce devra être suffisante pour tenir la poussière en suspension dans l'air sous le seuil de 10 mg/m^3 ;
- Munir le plancher et/ou l'accès à l'équipement de gratte-pieds et d'un drain qui facilite l'évacuation du produit advenant une fuite;

- Installer près du système de dilution et des pompes doseuses une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique;
- Prévoir à proximité un apport d'eau de procédé à l'aide d'un boyau d'arrosage.

15.4.3 Les principaux agents basiques

Les bases fortes sont utilisées en grandes quantités pour le traitement des eaux de consommation. L'application la plus courante consiste au redressement et à l'ajustement du pH des eaux traitées avant la distribution. En effet, l'emploi de substances telles que l'alun ou le chlore, qui acidifient l'eau en cours de procédé, rend nécessaire l'addition d'un produit permettant d'atteindre un pH neutre, voire légèrement basique (entre 6,5 et 8,5). Les agents basiques sont aussi utilisés pour rendre une eau brute plus alcaline afin de satisfaire la demande d'un flocculant comme l'alun. Enfin, l'addition d'un agent alcalin dans une eau dure contribue à son adoucissement par précipitation des minéraux polyvalents qu'elle contient.

15.4.3.1 La chaux éteinte

La chaux éteinte est disponible en vrac et en sacs de 25 kg. Dans le premier cas, on aura recours à un silo pour procéder à la manutention suite à la livraison par camion semi-remorque. En ce qui concerne les sacs, ils sont normalement livrés sur des palettes ou à l'unité et entreposés dans un espace réservé à cette fin. Le dosage de grandes quantités de chaux éteinte se fait normalement à partir de doseurs volumétriques ou gravimétriques qui fabriquent des solutions de lait de chaux. L'écoulement au point de dosage peut se faire par gravité, éjection ou par pompage. Une solution concentrée en chaux a la fâcheuse propriété de s'incruster dans les conduites qui la véhiculent et d'ainsi les bloquer rapidement.

La chaux éteinte ou hydroxyde de calcium est une poudre blanche corrosive qui réagit violemment avec les acides forts et, dans une moindre mesure, avec les autres acides. Elle peut aussi réagir avec diverses substances pour former des composés chimiques à base de calcium. Une exposition aiguë provoque la corrosion de la peau et des muqueuses ainsi que l'enlèvement des huiles naturelles de la peau. L'ingestion peut provoquer des douleurs, des vomissements de sang, la diarrhée et une chute de pression sanguine. Un contact oculaire aigu peut causer de l'irritation, entraîner des lésions et même la cécité lors d'une exposition prolongée. La chaux éteinte peut entraîner des lésions pulmonaires si elle est inhalée.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

- Dans le cas d'une installation utilisant le produit en vrac, munir le silo d'un dépoussiéreur approprié pour éviter la dispersion de poussière de chaux dans l'air ambiant lors du déchargement;
- Pour approvisionner un doseur avec des sacs, recourir à une trémie de chargement pouvant confiner les poussières émises ou recourir à une aspiration à la source. Limiter la concentration dans l'air ambiant à 5 mg/m³;
- Manutentionner la chaux dans un endroit bien ventilé, car ce produit a la propriété d'absorber l'humidité et de s'agglutiner, ce qui peut compliquer les manipulations qui s'ensuivent;
- Prévoir l'entreposage de la chaux dans un endroit séparé des réactifs acides, avec lesquels elle pourrait réagir violemment;

- Recourir à des conduites flexibles facilement démontables, ou encore à des canaux ouverts, pour véhiculer la solution de lait de chaux afin de minimiser les risques liés à leur entretien répété;
- Installer près du silo et du doseur à sec une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique;
- Lors de la livraison de la chaux éteinte, recourir à une aide mécanique telle qu'un chariot à fourches pour véhiculer les palettes ou un diable pour transporter les sacs.

15.4.3.2 La chaux vive

La chaux vive se révèle être un produit très corrosif aux propriétés voisines de celles de la chaux éteinte. Néanmoins, le fait de ne pas avoir été hydratée rend la manipulation de la chaux et sa mise en solution plus risquées. Consulter la fiche signalétique du produit pour plus de renseignements à ce sujet.

15.4.3.3 Le carbonate de sodium

Le carbonate de sodium est une poudre blanche disponible en sacs de 25 à 45 kg ainsi qu'en vrac. Ses propriétés s'apparentent beaucoup à celles de la chaux éteinte (voir section 16.6.3.1). Pour obtenir plus de précisions sur les précautions à prendre lors de son utilisation, se référer à la fiche signalétique.

15.4.3.4 La soude caustique

La soude caustique (hydroxyde de sodium) est surtout utilisée pour le redressement du pH et/ou ses propriétés alcalifiantes. Bien que disponible sous forme sèche, la solution à 50% de concentration est la plus populaire, car la dilution de cette base forte entraîne une réaction exothermique pouvant être très violente. Entre autres, la poussière de ce réactif très corrosif peut induire des difficultés de manutention importantes. L'approvisionnement des installations se fait généralement en baril ou en vrac. Bien qu'il soit dispendieux à l'achat, les exploitants apprécient l'hydroxyde de sodium dilué car il est facile à doser et stable lorsque qu'il est entreposé. Toutefois, une exposition à la soude caustique peut être dangereuse :

- **Inhalation**
 - Le produit peut irriter gravement le nez, la gorge et les voies respiratoires. Une exposition répétée ou prolongée peut entraîner la toux, un écoulement nasal, une broncho-pneumonie, un œdème pulmonaire ainsi qu'une diminution de la fonction respiratoire.
- **Contact cutané**
 - Les solutions concentrées peuvent entraîner des douleurs cutanées ainsi que de graves brûlures en profondeur. Une exposition prolongée et répétée à des solutions diluées entraîne souvent une irritation, des rougeurs, des douleurs, un assèchement de la peau et la formation de crevasses. L'action corrosive sur la peau et les yeux peut se manifester tardivement et des lésions peuvent apparaître sans sensation de douleur.
- **Contact avec les yeux**
 - Très corrosif, ce produit entraîne des taches sur la cornée ainsi que l'opacification de cette dernière. Il y a risque de glaucome, de cataracte et de cécité permanente.

- **Ingestion**

- Le produit cause des douleurs et de graves brûlures dans la bouche, la gorge et l'abdomen. Il y a risque de vomissement, de diarrhée et de perforation de l'œsophage ainsi que de la muqueuse gastrique. L'hydroxyde de sodium a été reconnu comme facteur causal de cancer chez des gens l'ayant ingéré. Ces cancers peuvent néanmoins résulter de la réaction de destruction des tissus plutôt que du produit lui-même.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

La livraison de petites quantités de soude caustique diluée se fait habituellement en baril, tandis que la livraison de quantités importantes s'effectuera en vrac. Pour son dosage, on utilise principalement la pompe à déplacement positif. Les points suivants sont également à considérer :

- Les endroits où peuvent se trouver des vapeurs ou des poussières du produit doivent être équipés de ventilateurs constitués de matériaux à l'épreuve de la corrosion. On fournira de l'air d'appoint afin d'équilibrer l'air qui provient des ventilateurs locaux ou généraux. Assurer une concentration inférieure à 2 mg/m^3 d'hydroxyde de sodium dans l'air ambiant;
- Prévoir l'entreposage de ce produit à l'écart des acides puissants et éviter les contacts avec les substances incompatibles. Le produit peut réagir en présence de certains caoutchoucs, plastiques ou revêtements;
- Entreposer dans un lieu frais et bien ventilé, à l'abri de la chaleur, des étincelles et des flammes. Tenir les contenants fermés et la température ambiante sous le seuil de 40°C . Soumis au froid, l'hydroxyde de sodium peut précipiter. Il y a donc lieu de concevoir une installation d'entreposage chauffée adéquatement;
- Installer près du réservoir et des pompes doseuses une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique.

15.4.4 Le chlore et ses dérivés

Le chlore gazeux est le réactif le plus utilisé pour la désinfection de l'eau potable. Le chlore compressé à l'état liquide est livrable dans des contenants pressurisés de 68 et 907 kg. Dans les deux cas, le soutirage du réactif a lieu à l'état gazeux par détente de pression. L'utilisation d'un dérivé du chlore comme l'hypochlorite de sodium en solution commerciale de 5% à 12% (eau de Javel) est courante pour la désinfection à petite échelle des eaux de consommation.

15.4.4.1 Le chlore gazeux

Le chlore gazeux est un comburant puissant et ses propriétés oxydantes en font un produit extrêmement corrosif. La manipulation des cylindres de chlore peut engendrer des risques de coincement et même d'écrasement si la place disponible en périphérie des contenants n'est pas suffisante. Malgré la pression interne élevée des cylindres, les risques d'explosion sont à peu près nuls, puisque ceux-ci sont conçus pour résister à d'importants chocs. Une fuite de chlore gazeux ou liquide peut se produire selon la position du cylindre au moment de l'incident. Évidemment, une fuite de chlore liquide entraînera l'évaporation d'une grande quantité de ce produit. L'inhalation de chlore peut irriter gravement le nez, la gorge et les voies respiratoires.

Une exposition répétée peut provoquer les symptômes suivants : toux, écoulement nasal, broncho-pneumonie, œdème pulmonaire et une diminution sensible de la fonction respiratoire.

Le chlore peut entraîner des symptômes d'irritations cutanées tels que des rougeurs, de l'enflure, l'éruption et la formation d'ampoules et de brûlures. Très corrosif, ce réactif entraîne des taches sur la cornée de l'œil et l'opacification de cette dernière. Il y a risque de glaucome, de cataracte et même de cécité permanente. L'ingestion de chlore gazeux peut entraîner des douleurs et des brûlures graves à la bouche, à la gorge et à l'abdomen pouvant provoquer des vomissements, de la diarrhée et la perforation de l'œsophage et de la muqueuse gastrique. Il peut causer une commotion et la mort. Une exposition des voies respiratoires peut occasionner une oppression thoracique, une respiration sifflante, des spasmes bronchiques ainsi qu'un essoufflement caractéristique. Les différentes mesures de prévention à la source s'imposent lors de la manipulation du chlore.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

- Afin d'éviter une condensation du gaz dans les conduites d'approvisionnement ainsi que dans les équipements de dosage, maintenir la pièce à une température ambiante minimale de 15°C en tout temps, alors que la température de la salle de dosage ne devra pas descendre sous le seuil de 21°C;
- En aucun cas, les cylindres de chlore gazeux ne doivent être exposés à des températures dépassant 40°C pour éviter les risques associés à la surpression. Les cylindres de chlore doivent donc être éloignés des sources de chaleur;
- La température à l'intérieur de la salle d'entreposage doit être inférieure à celle de la salle des doseurs afin de favoriser l'évaporation du chlore et prévenir sa condensation dans les conduites. En période froide, il est recommandé dans la mesure du possible de maintenir un écart de 3°C entre les salles d'entreposage et de dosage;
- Les salles d'entreposage et de dosage de chlore gazeux doivent être construites en matériaux ignifuges pour éviter qu'un incendie entraîne la fonte des bouchons fusibles des cylindres;
- L'accès à la salle d'entreposage des cylindres de chlore ne doit se faire que par l'extérieur du bâtiment. Il en est de même pour la salle qui abrite les systèmes de dosage de chlore, à moins que la conduite d'amenée soit sous pression négative;
- La salle d'entreposage des cylindres de chlore est identifiée de l'extérieur par les inscriptions : « Danger, entreposage de chlore »;
- Les portes d'accès aux salles de chloration doivent être dotées d'une fenêtre d'inspection et être équipées d'une barre panique, facilitant l'évacuation de la chambre, ainsi que d'un fermoir de porte;
- Si la distance pour atteindre la sortie est supérieure à cinq mètres dans la salle d'entreposage, il doit y avoir au moins deux sorties;
- L'aire d'entreposage des cylindres de chlore doit être construite en béton lisse et munie d'un drain de plancher allant directement à l'extérieur du bâtiment dans un puisard sur lit de sable. Ceci afin d'éviter qu'une fuite ne se propage vers l'intérieur par celui-ci;
- La salle d'entreposage doit être étanche pour éviter la dispersion du gaz à l'intérieur du bâtiment en cas de fuite. Elle ne doit pas être située sous le niveau du sol pour éviter l'accumulation du chlore qui est plus lourd que l'air;

- L'entreposage des cylindres de chlore de 68 kg doit se faire en position verticale. Ils doivent être attachés aux deux tiers de leur hauteur par une chaîne ou un collier de retenue préférablement au mur ou à une structure fixe, et ce même lorsqu'ils sont sur la balance;
- L'entreposage des cylindres de chlore de 907 kg doit se faire en position horizontale. Ils reposent alors sur des rails en acier munis de butoirs pour éviter qu'ils ne s'échappent ou s'entrechoquent;
 - Les cylindres vides ou pleins de 68 et 907 kg doivent être placés à des endroits distincts et clairement identifiés. Les cylindres de 68 kg doivent être retenus individuellement, ou par groupes de quatre, au moyen d'une chaîne fixée à environ 37 cm du col, et ce que les cylindres soient pleins ou vides;
 - Le soutirage maximal quotidien d'un cylindre de 68 kg est d'environ 16 kg. En ce qui a trait aux cylindres de 907 kg, il est de 181 kg par jour. Néanmoins, ces valeurs peuvent varier selon la température ambiante de la salle d'entreposage;
- Toutes les conduites de chlore sous pression doivent être en métal fabriqué spécifiquement à cette fin;
- La manipulation des bouteilles de 68 kg s'effectue à l'aide d'un diable léger, muni de roues pneumatiques et d'un mécanisme de retenue aux deux tiers de sa hauteur;
- La manipulation des contenants de 907 kg s'effectue à l'aide d'une pince spécialement conçue à cet effet et dont le levage est assuré par un treuil sur monorail;
- La balance doit être installée de façon à ce que le tablier soit au niveau du plancher (cylindres de 68 kilogrammes). Elle doit permettre de peser deux cylindres en même temps, avec tare automatique. Il est donc préférable de se procurer une deuxième balance si le traitement requiert deux points d'injection (pré- et post-traitement);
- Dans les installations existantes où les balances sont placées sur le plancher, il faut prévoir un accès en pente douce. Ceci facilitera le déplacement de charges importantes. Dans le cas des cylindres de 907 kg, la balance doit être inclinée et permettre une lecture facile de la fenêtre;
- Les balances doivent être facilement accessibles et laisser suffisamment de place au personnel pour manœuvrer les cylindres en toute sécurité, sans courir de risques de coincement;
- La conduite de chlore ne doit pas être installée directement dans un mur extérieur à cause de la variation de température transmise par le mur. Il est recommandé d'installer la conduite sur des supports et à une distance de 15 cm du mur. De plus, les dispositions suivantes doivent aussi être respectées :
 - La vitesse du chlore gazeux à l'intérieur des conduites ne doit pas dépasser 10,7 m/s;
 - On doit ajouter un système de transfert automatique des cylindres de chlore qui fonctionne à l'aide d'un régulateur de pression;
 - L'approvisionnement d'un chlorateur doit se faire au-dessus du niveau des cylindres par le biais d'un collecteur qui s'approvisionne à au moins deux contenants;
 - Le dispositif de raccordement d'un cylindre au collecteur doit comprendre : (1) une conduite flexible qui doit avoir une boucle inversée vers le haut d'au moins 25 cm de diamètre; (2) une vanne auxiliaire; (3) un adaptateur; (4) un étrier.
- La tuyauterie rigide en acier et ses accessoires doivent être peints en jaune. Ceci permet de localiser facilement la conduite, alors qu'une partie corrodée deviendra rapidement brunâtre par le développement de rouille;

- Les chlorateurs doivent être localisés : (1) de façon à pouvoir lire le rotamètre de la fenêtre d'inspection; (2) à une distance minimale d'un mètre de tout mur dans le cas de cabinet au plancher;
- Chaque chlorateur doit avoir un évent individuel muni d'une grille contre les insectes. La conduite d'évent doit être légèrement inclinée vers l'extérieur. La conduite d'eau alimentant l'injecteur devrait être munie d'un grillage (*strainer*) et d'un régulateur de pression;
- Les pompes de surpression, lorsqu'elles sont raccordées à l'éjecteur, doivent être doublées et installées dans la chambre de mécanique;
- Les pompes de surpression, qui approvisionnent en eau de procédé les dispositifs de chloration, doivent avoir une capacité suffisante pour assurer en tout temps le fonctionnement de la désinfection;
- Une valve de soulagement doit être prévue entre la pompe de surpression et le chlorateur pour éviter des pressions excessives;
- Le point d'injection du chlore situé sur la conduite doit être du côté le plus rapproché de l'éjecteur. De plus, un diffuseur est requis pour assurer un mélange optimal. Il y aurait lieu de placer un dispositif à la sortie du diffuseur pour assurer l'homogénéité du mélange;
- Les événements des vannes régulatrices de chlore et des chlorateurs doivent être dirigés vers l'extérieur;
- Fournir une trousse d'urgence du Chlorine Institute adaptée pour le format des cylindres entreposés. La trousse A est requise pour les cylindres de 68 kg et la trousse B pour ceux de 907 kg;
- Installer près des salles d'entreposage et de dosage une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique;
- Munir les salles de chloration d'un détecteur de gaz dont la sonde, située à 30 cm du plancher, déclenche le ventilateur d'urgence ainsi qu'une alarme générale lors de fuites;
- La limite d'exposition au chlore pour une période de huit heures est de 3 mg/m^3 ;
- Installer deux respirateurs autonomes d'évacuation d'urgence de 5 min à proximité de la salle d'entreposage de chlore;
- Installer deux respirateurs autonomes d'intervention d'urgence de 30 min à proximité de la salle d'entreposage de chlore;
- Une trousse de premiers soins doit être disponible sur les lieux de travail;
- Ne jamais entreposer de produits incompatibles avec le chlore (huiles, graisses, solvants, substances réductrices, matériel oxydable et matériaux inflammables);
- Ne jamais empiler les cylindres de chlore;
- Prévoir à proximité des lieux d'entreposage un lien de communication avec l'extérieur accompagné des numéros de téléphone d'urgence suivants : police, pompiers, ambulance, service d'urgence pour le chlore, centres antipoison et médical.

LA VENTILATION NORMALE ET D'URGENCE

- Ventiler en continu les pièces d'entreposage et de dosage à un taux minimal de trois changements d'air à l'heure et actionner en cas de fuite un ventilateur d'urgence effectuant 30 changements d'air à l'heure;
- Dans les petites installations, un seul ventilateur d'urgence d'une capacité de 60 changements d'air à l'heure est toléré;

- Le soutirage de l'air ambiant doit se faire à un maximum de 45 cm du plancher, puisque le chlore est deux fois et demi plus lourd que l'air, tandis que les ventilateurs doivent être situés à au moins 1,5 m du plancher;
- La sortie d'air possiblement contaminé doit être placée à une hauteur minimale de deux mètres du sol et éloignée des entrées et prises d'air de l'installation;
- Les conduits et équipements de ventilation doivent être constitués de matériaux résistants à la corrosion;
- Les commutateurs d'éclairage et de ventilation d'urgence doivent être situés à l'extérieur des salles d'entreposage et de dosage.

15.4.4.2 L'hypochlorite de sodium

L'hypochlorite de sodium en solution, communément appelé eau de Javel, est un des produits les plus utilisés à travers le monde. Dans les installations de production d'eau potable et les réseaux de distribution, il peut servir à la désinfection de l'eau. L'eau de Javel est disponible sur le marché à des concentrations en chlore variant de 5 à 15%. Néanmoins, la solution à 12% s'avère la plus populaire. Les formats les plus répandus sont les contenants de 3,6 à 4,5 litres, de 20 à 22,5 litres et de 100 à 220 litres. Ce produit est aussi disponible en vrac. La solution d'hypochlorite de sodium est à la fois corrosive et oxydante et ne doit pas être exposée à la lumière ou à la chaleur excessive. Les contenants peuvent dans certaines conditions laisser échapper des émanations de chlore en concentration dangereuse. Ainsi, l'eau de Javel est incompatible avec les acides. Le contact entre l'eau de Javel et des substances organiques présente des risques d'incendie. Le contact avec la peau et les yeux peut causer des brûlures sévères alors que l'ingestion de la solution et l'inhalation de vapeurs causeront des irritations et des douleurs.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

- L'eau de Javel doit être entreposée dans une salle sombre où la température ne dépasse pas un minimum et maximum de -10°C et 30°C respectivement. Elle doit être tenue à l'écart des acides, de l'ammoniac et de diverses substances organiques;
- L'entreposage en vrac se fait dans des réservoirs étanches en plastique, tels que le polyéthylène ou le PVC, ou renforcés de fibres de verre. Chaque réservoir est muni d'une conduite de mise à l'atmosphère indépendante;
- On doit prévoir pour la salle d'entreposage une ventilation minimale d'un taux de trois changements d'air à l'heure;
- L'équipement assurant la ventilation d'air devra être fabriqué de matériaux résistants à la corrosion. L'apport d'air doit provenir du haut, du côté diamétralement opposé au soutirage, lequel est effectué à un maximum de quelques dizaines de centimètres du sol;
- Les cuves d'entreposage seront munies d'un trop-plein et d'une alarme qui protégeront le personnel advenant un débordement;
- Lors de l'installation de conduites, une attention toute particulière doit être portée afin d'assurer l'étanchéité des raccords. Les solutions d'hypochlorite ont tendance à suinter à travers les raccords;
- Il faut éviter les contacts entre l'eau de Javel et les métaux, car l'oxygène qui se dégage augmente les risques d'incendie;

- De préférence, les équipements électriques (interrupteur, moteur, détecteur, etc.) doivent être placés à l'extérieur des salles d'entreposage afin d'éviter leur corrosion, un phénomène qui accroît les risques de courts-circuitages;
- Installer près du réservoir et des pompes doseuses une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique;
- Installer deux respirateurs autonomes de 30 min à proximité de la salle d'entreposage de l'hypochlorite de sodium.

15.4.4.3 L'hypochlorite de calcium

L'hypochlorite de calcium (HTH) est un solide blanchâtre disponible à l'état granulaire ainsi qu'en tablettes d'une concentration en chlore disponible de 70%. Les propriétés d'une solution d'hypochlorite de calcium sont semblables à celles de l'eau de Javel : la manipulation requiert donc des précautions similaires. Néanmoins, la forme solide du réactif se révèle être la plus dangereuse. Le HTH est très populaire pour le traitement de l'eau de baignade, où il est ajouté directement. Il l'est toutefois beaucoup moins pour le traitement de l'eau potable à cause de son coût élevé et de l'étape supplémentaire de mise en solution qui présente des risques. Il est tout de même employé dans les installations pour entretenir les goulottes et les bassins et désodoriser les lieux. Il est utilisé régulièrement pour désinfecter de nouvelles conduites ou des conduites remises en service. Pour plus de renseignements sur les précautions à prendre avec ce produit, consulter sa fiche signalétique.

15.4.5 L'ozone

L'ozone est un produit extrêmement corrosif incompatible avec toute matière oxydable. Ce réactif a des propriétés irritantes au niveau des voies respiratoires et peut entraîner des quintes de toux ainsi que des larmoiements. La concentration permise dans l'air est de $0,2 \text{ mg/m}^3$ pour une exposition quotidienne. La limite de détection olfactive se situe, selon les individus, entre $0,01$ et $0,05 \text{ mg/m}^3$. La concentration maximale d'exposition est de $0,6 \text{ mg/m}^3$. Les fuites d'ozone peuvent provenir de multiples sources puisque les équipements de génération et de mise en solution sont souvent complexes et imposants.

Les émanations peuvent s'échapper des accessoires suivants : générateur, conduite, raccord, robinetterie, analyseur, rotamètre, trappe d'accès, évacuation, four de destruction, etc. Les parois des tours et des bassins de mise en contact peuvent aussi laisser fuir des vapeurs ou de l'eau ozonisée. En outre, il faut se méfier des prises d'air, ou encore des fenêtres ouvertes en été, situées près des ventilateurs qui expulsent de l'air contaminé vers l'extérieur du procédé. Plusieurs autres risques sont associés à la production et à la distribution de l'ozone. La présence de sources d'énergie mécaniques, pneumatiques, hydrauliques, électriques et calorifiques peut entraîner des risques :

- D'explosion en présence d'agents réducteurs et de réaction violente en présence de substances organiques ou inorganiques oxydables;
- De coincement par les mécanismes d'entraînement externes des soufflantes ou des compresseurs à air comme de réfrigération ou encore par le biais d'opérateurs de vannes aux composantes mobiles accessibles;

- D'exposition à des bruits intenses émis par les soufflantes ou les compresseurs d'air de procédé servant à alimenter les générateurs;
- De projection et même d'explosion suite à l'accumulation et au relâchement instantané d'air comprimé des conduites et accessoires pressurisés;
- D'éclaboussement avec dégagement de pression lors de l'intervention sur le circuit de refroidissement des équipements utilisant de l'eau de procédé : échangeur de chaleur, groupe frigorifique, compresseur, générateur d'ozone, pompe de circulation, etc.;
- D'électrocution au contact du courant alimentant les équipements utilisant cette source d'énergie dont principalement les générateurs qui s'alimentent sur haute tension à partir de transformateurs et autres composants électriques destinées à ce type d'application;
- De contact avec des substances acides lors du nettoyage des alvéoles du générateur d'ozone et des tubes diélectriques;
- D'inhalation de poussières d'alumine activée lors de la vidange des cylindres des assécheurs;
- D'engelures localisées lors d'interventions sur les groupes frigorifiques;
- De brûlures sur les assécheurs régénérés par la chaleur et ceux du four de destruction d'ozone résiduel.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

- Identifier et localiser adéquatement tout équipement utilisé pour produire, distribuer, mettre en contact et détruire l'ozone;
- Ne sélectionner que des matériaux pouvant résister à long terme à l'ozone lorsque ceux-ci sont destinés à cette application;
- Munir les salles contenant les équipements de production et de destruction ainsi que celles attenantes aux bassins de mise en contact de détecteurs d'ozone dans l'air ambiant afin de détecter immédiatement toute concentration significative;
- Initier par le biais du signal émis par le détecteur d'ozone une alarme générale ainsi que la mise hors service du générateur en production afin de stopper l'apport d'ozone dans l'air ambiant;
- Ventiler adéquatement et sur une base continue les lieux de production d'ozone et de destruction d'ozone résiduel;
- Éloigner toute prise d'air et fenêtre servant à ventiler le bâtiment des cheminées et bouches de ventilation pouvant laisser émaner de l'ozone concentré ou résiduel afin d'éviter une contamination de l'air ambiant en provenance de l'extérieur;
- Munir tout mécanisme d'entraînement et de transmission externe d'un garde de sécurité adéquat;
- Confiner les soufflantes ou les compresseurs bruyants dans des caissons acoustiques ou encore dans une pièce réservée à cette fin;
- Équiper les conduits d'air comprimé ainsi que les vaisseaux le requérant de vannes de relâche de pression précalibrée;
- Isoler adéquatement les équipements produisant une chaleur élevée tels que les assécheurs d'air comprimé régénérés de cette façon ainsi que le four de destruction d'ozone résiduel, ces équipements pouvant occasionner des brûlures à la peau;
- Isoler adéquatement les accessoires des groupes frigorifiques pouvant entraîner lors d'un contact des engelures localisées;

- Appliquer scrupuleusement les dispositions du Code canadien de l'électricité pour tout dispositif utilisant cette source d'énergie, principalement en ce qui concerne le confinement des accessoires générant, véhiculant et appliquant du courant haute tension;
- Munir les trappes d'accès aux chambres de mise en contact de couvercles étanches (la forme circulaire est très supérieure à toutes autres), alors que parfois même l'installation d'un sas doit être envisagée afin de rendre l'installation parfaitement sécuritaire;
- Prévoir de ne pas entreposer de produits combustibles ou acides à proximité des installations d'ozonation, car ceux-ci peuvent réagir violemment avec l'oxydant puissant que constitue l'ozone;
- Installer deux respirateurs autonomes de 30 min, en fonction de l'utilisation du chlore, à proximité de la salle de production d'ozone afin de faciliter une intervention d'urgence;
- Prévoir les dispositifs de cadenassage requis aux différentes sources d'énergie (électrique, pneumatique, mécanique et hydraulique) impliquées dans la production d'ozone, qui permettront d'isoler et de verrouiller ces équipements;
- Installer un dispositif de mise à la terre sur tout générateur le nécessitant qui permette de travailler ultérieurement sur ses composantes électriques de façon sécuritaire.

L'oxygène peut avantageusement remplacer l'air comme source d'approvisionnement pour produire l'ozone. Deux alternatives se posent alors à l'exploitant. La première consiste à générer l'oxygène sur place, ce qui n'est viable que pour des installations de très grande importance. La seconde, s'adressant à une gamme plus étendue d'installations de production, consiste à s'approvisionner en oxygène liquide auprès d'un fournisseur. Le produit est alors livré au besoin par camion-citerne et entreposé sur le site dans un réservoir prévu à cet effet. Il est évaporé suivant la demande du procédé. Les systèmes d'ozonation alimentés par de l'oxygène atteignent des performances plusieurs fois supérieures à leurs équivalents approvisionnés par de l'air comprimé.

En outre, l'emploi de ce gaz très pur élimine le recours à la traditionnelle filière de compression et de préparation de l'air de procédé qui exige beaucoup d'entretien, surtout lorsque sa conception recèle certaines lacunes. Pour de plus amples informations sur les risques associés à la manutention et à l'utilisation de l'oxygène, se rapporter à sa fiche signalétique. Néanmoins, mentionnons que : (1) le réservoir d'oxygène liquide ainsi que les équipements d'évaporation devront se situer dans un enclos à l'extérieur du bâtiment; (2) après l'évaporation, ce gaz sera acheminé directement à la salle de génération d'ozone; (3) cette pièce devra être munie d'un détecteur de fuites d'oxygène permettant de couper immédiatement l'apport de ce gaz suite à une alarme de haute concentration.

15.4.6 Le bioxyde de chlore

Le bioxyde de chlore est un oxydant puissant, doublé d'un désinfectant, qui doit être généré sur le site. Le bioxyde provient de l'acidification d'une solution de chlorite de sodium. Deux réactifs chimiques sont les plus communément utilisés pour parvenir à cette fin : le chlore et l'acide chlorhydrique. Selon l'alternative retenue, la configuration du système de génération sera très différente. Le chlore gazeux est soutiré d'un cylindre par un chlorateur afin de préparer une solution aqueuse concentrée dudit réactif.

Le chlorite de sodium préalablement dilué est, quant à lui, pompé d'une cuve de mise en solution ou d'un réservoir. Les deux produits chimiques se mélangent intimement dans un réacteur qui génère une solution diluée de bioxyde de chlore. Le deuxième procédé, qui utilise l'acide chlorhydrique, est beaucoup moins répandu que le premier. La raison principale de cet état de fait est qu'il introduit un produit supplémentaire dans la chaîne du procédé, soit l'acide chlorhydrique, alors que la plupart des installations utilisent déjà le chlore.

L'inhalation du bioxyde de chlore peut irriter gravement le nez, la gorge et les voies respiratoires. Une exposition répétée peut causer les symptômes suivants : bronchite, bronchite chronique, œdème pulmonaire et une diminution sensible de la fonction respiratoire. Le bioxyde de chlore peut entraîner des symptômes d'irritation sévère des yeux. Les concentrations maximales permises dans l'air ambiant sont de $0,83 \text{ mg/m}^3$ pour une exposition de courte durée et de $0,28 \text{ mg/m}^3$ pour une exposition prolongée.

Par ses propriétés intrinsèques, tant physiques que chimiques, le bioxyde de chlore est considéré sur le plan de la prévention de la même façon que le chlore. Cet aspect revêt une importance capitale puisque l'équipement le plus souvent employé pour produire le bioxyde de chlore a pour intrant le chlore. De fait, un chlorateur équipe la plupart des générateurs de bioxyde de chlore.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

En guise de prévention à la source, se référer aux points présentés dans la section traitant du chlore. Un aspect inhérent au bioxyde de chlore est que ce réactif à l'état gazeux peut exploser s'il est comprimé. Cette propriété, qui le rapproche de l'ozone, peut être contrôlée assez aisément en ayant recours à une dilution suffisante dudit réactif après sa fabrication. On évitera tout dégazage anormal du produit, ce qui facilitera sa distribution, ainsi que son analyse pour fins d'évaluation du rendement du générateur.

15.4.6.1 Le chlorite de sodium en solution

Pour fabriquer du bioxyde de chlore, l'emploi du chlorite de sodium est requis. Tel que mentionné précédemment, c'est par le biais de son acidification dans des conditions contrôlées, à l'aide d'une solution de chlore ou d'acide chlorhydrique, que l'on obtient la solution finale. Le chlorite de sodium est disponible à l'état sec et granulaire en barillet pour les installations de capacité limitée. Il faut donc le dissoudre pour approvisionner un générateur de bioxyde. La forme diluée titrant de 20 à 40% de concentration est la plus répandue. Disponible en barils et en vrac, la solution de chlorite de sodium simplifie les opérations de manutention et sécurise la manipulation.

Le chlorite de sodium est un produit corrosif et alcalin dont le pH avoisine 12. Il est stable et ininflammable dans des conditions normales. Néanmoins, lorsqu'il est chauffé, il peut libérer des émanations toxiques, dont l'oxyde de chlore. Les substances incompatibles avec ce réactif sont : les comburants puissants, les acides minéraux et autres, les agents réducteurs, les substances basiques puissantes ainsi que les matières combustibles. Il y a lieu d'éviter les températures élevées, les étincelles, les flammes nues, les surfaces chauffées à blanc ainsi que les émissions ultraviolettes de forte intensité.

Lorsque l'eau est évaporée, le solide résiduel constitué essentiellement de chlorite de sodium peut exploser suite à un choc. Il peut aussi induire spontanément une ignition et même une déflagration au contact des substances incompatibles précitées. L'inhalation de ce réactif peut irriter gravement le nez, la gorge et les voies respiratoires. Une exposition répétée peut causer les symptômes suivants : toux, écoulement nasal, broncho-pneumonie, œdème pulmonaire et une diminution sensible de la fonction respiratoire.

Le chlorite de sodium peut entraîner des symptômes d'irritation cutanée tels que des rougeurs, de l'enflure ainsi que l'éruption et la formation de crevasses et de brûlures. Ce réactif étant très corrosif, il entraîne des taches sur la cornée de l'œil et son opacification. Il y a risque de glaucome, de cataracte et de cécité permanente. L'ingestion cause des douleurs et des brûlures graves à la bouche, à la gorge et à l'abdomen, ce qui peut entraîner des vomissements, de la diarrhée et la perforation de l'œsophage et de la muqueuse gastrique.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

- Les endroits où peuvent se retrouver des vapeurs ou des poussières du produit doivent être équipés de ventilateurs d'évacuation constitués de matériaux à l'épreuve de la corrosion. On fournira de l'air d'appoint afin d'équilibrer l'air qui provient des ventilateurs locaux ou généraux;
- Entreposer à l'écart des comburants puissants, d'acides minéraux et autres, des agents réducteurs, des substances basiques puissantes ainsi que des matières combustibles;
- Entreposer dans un lieu frais et bien ventilé, à l'abri de la chaleur, des étincelles et des flammes. Tenir les contenants fermés et la température ambiante en dessous de 40°C;
- Installer près du réservoir et des pompes doseuses une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique.

15.4.6.2 Le chlorite de sodium sec

Tel que mentionné précédemment, des systèmes de génération de bioxyde de chlore de capacité limitée utilisent une solution de chlorite de sodium fabriquée sur le site à partir du produit sec. L'utilisation de chlorite de sodium sec est à éviter à cause des risques d'ignition et même d'explosion élevés, comme en témoignent les accidents qui se sont produits dans plusieurs installations du Québec. Néanmoins, pour de plus amples renseignements sur ce produit, consulter la fiche signalétique du chlorite de sodium sec.

15.4.6.3 L'acide chlorhydrique

Certains types de générateurs de bioxyde de chlore s'approvisionnent en acide chlorhydrique plutôt qu'en chlore pour produire l'acidification de la solution de chlorite de sodium. Au même titre que le chlore, l'acide chlorhydrique possède des propriétés qui lui sont propres dont découlent des consignes de sécurité particulières. L'emploi de l'acide chlorhydrique est à éviter, car c'est un produit à la fois volatil et extrêmement corrosif dont la manipulation est risquée. Pour plus de données pertinentes sur le sujet, consulter la fiche signalétique de l'acide chlorhydrique concentré.

15.4.7 Les inhibiteurs de corrosion et les agents séquestrants

Les eaux de surface et parfois même souterraines qui approvisionnent en eau potable les réseaux de distribution du Québec sont souvent peu minéralisées. Cette propriété accroît leur propension à attaquer les matériaux formant les parois des conduites de distribution. On dit alors que l'eau est agressive et les tuyauteries métalliques qui la véhiculent peuvent souffrir de problèmes de rouille. Chez le consommateur, une eau agressive aura tendance à solubiliser les conduites de cuivre ainsi que les soudures de plomb, un métal toxique même à une faible concentration. Les produits utilisés pour ce type d'application sont principalement le silicate de sodium, le polyphosphate de sodium ainsi que les produits à base d'hexamétaphosphates de sodium et de zinc.

15.4.7.1 Le silicate de sodium

Le silicate de sodium est apprécié comme inhibiteur de corrosion, sinon comme agent séquestrant, puisque son dosage contribue en outre à augmenter le pH de l'eau traitée, donc à en diminuer globalement le taux d'acidité. Le silicate est présent sur le marché sous forme sèche et en solution de différentes concentrations. Le produit sec n'est pas vraiment utilisé dans le domaine de la production de l'eau potable à cause de l'étape supplémentaire qu'impose la dissolution préalable à son application.

Le produit liquide peut être livré sous différents formats, mais le plus populaire demeure le baril, alors que l'approvisionnement en vrac simplifie sa manutention lorsque la demande le justifie. Parmi les grades de solution de silicate de sodium disponibles, le plus utilisé demeure sans contredit celui titrant 28,7% en SiO₂. Son appellation commerciale varie d'un fournisseur à l'autre, les plus utilisées étant le *Silicate de sodium N* ou encore le *Crystal 78*. Ce réactif a une consistante sirupeuse qui rend glissantes les surfaces où il est répandu. Une fois séché, il prend la texture du verre, ce qui complique passablement son nettoyage.

C'est un produit fortement alcalin d'un pH de 11,3 qui peut réagir avec certains métaux pour dégager de l'hydrogène, lequel est inflammable. Il devient gélatineux lorsqu'il est mélangé avec des acides, ce qui peut compliquer par la suite sa disposition. Le produit est corrosif s'il est avalé et peut provoquer des dommages à la bouche, à la gorge, à l'œsophage et à l'estomac. Il est aussi corrosif pour les muqueuses respiratoires lorsqu'il est inhalé. Le silicate de sodium est considéré comme un irritant sévère doublé de propriétés corrosives pour la peau et les yeux.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

- Les endroits où peuvent se retrouver des émanations du produit doivent être équipés de ventilateurs d'évacuation suffisants. On fournira alors de l'air d'appoint afin d'équilibrer l'air qui provient de ventilateurs généraux;
- Entreposer le silicate à l'abri des acides puisque, suite à un contact, il deviendra gélatineux et cette dégradation sera accompagnée d'un dégagement de chaleur;
- Entreposer dans des contenants étanches dans un lieu frais;
- Installer près du réservoir et des pompes doseuses une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique.

15.4.7.2 Le polyphosphate de sodium

Le polyphosphate de sodium est un produit exclusivement disponible sous forme de solution. On peut se le procurer en baril ainsi qu'en vrac. Les principales marques de commerce se retrouvant au Québec se nomment *Aquamag* ainsi que *Calciquest*. D'un pH voisinant 6, ce réactif n'est pas considéré comme dangereux selon les organismes suivants : Occupational Safety and Health Association (OSHA), Department of Transport (DOT) et United States Environmental Protection Agency (USEPA). Il n'y a aucun risque connu à une surexposition par inhalation. L'ingestion peut causer des nausées mais ne présente aucun risque connu de surexposition. Les contacts cutanés et oculaires peuvent néanmoins entraîner des irritations localisées.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

- Une ventilation normale de la pièce est généralement suffisante;
- Conserver dans un endroit frais et sec;
- Entreposer à l'écart des oxydants et des réducteurs puissants;
- Installer près du réservoir et des pompes doseuses une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique.

15.4.7.3 Les hexamétaphosphates

Les hexamétaphosphates de sodium et de zinc sont aussi utilisés comme agents séquestrants et comme inhibiteurs de corrosion. Contrairement aux produits cités antérieurement, ils sont disponibles sous forme sèche exclusivement. Selon leur composition exacte et leur mode de fabrication, ils peuvent se présenter sous différents aspects : poudre, granules ou encore brisures ayant l'aspect de morceaux de verre concassés. Les formats de livraison varient aussi selon leur provenance : ils sont ainsi disponibles en chaudière, en boîte ou encore en sac. L'étape supplémentaire de la mise en solution préalable à la distribution a limité ces dernières années la part du marché occupée par les hexamétaphosphates par rapport aux produits dont il a été question précédemment. Pour de plus amples renseignements sur le sujet, se référer aux fiches signalétiques concernant les hexamétaphosphates.

15.4.8 La silice activée

La silice activée est utilisée comme aide coagulant lors de la purification de l'eau potable. Contrairement aux polymères qui sont employés aux mêmes fins, c'est un produit qui est généré sur le site à partir de silicate de sodium et d'un agent activant. L'emploi de ce dernier a pour but de déstabiliser chimiquement la solution de silicate pour former une suspension d'acide silicique polymérisée. L'ajout d'eau au moment opportun procurera une dilution stabilisatrice qui permettra de fabriquer un gel aux propriétés agglomérantes.

Les principaux agents activants employés pour fabriquer la silice activée sont le sulfate d'ammonium, le chlore, le bicarbonate de sodium, le bioxyde de carbone, le silicofluorure de sodium, l'acide sulfurique et l'aluminate de sodium. C'est essentiellement ce dernier réactif qui est utilisé au Québec; il est présenté dans la section suivante. Pour plus de renseignements sur les

autres activants, se rapporter à leur fiche signalétique propre. En ce qui a trait à l'ingrédient principal, soit le silicate de sodium, il y a lieu de consulter la section précédente.

15.4.8.1 L'aluminate de sodium

L'aluminate de sodium est disponible à l'état sec ou en solution. Néanmoins, ce composé corrosif se révèle instable lorsqu'il est dilué. C'est pourquoi les exploitants qui l'utilisent ont recours à des solutions commerciales de concentrations déterminées préalablement stabilisées. Ces produits que l'on retrouve sous les dénominations de *HAN-FLOC 45* et de *WATA-FLOC 38* contiennent respectivement des concentrations de 45 et 38% d'aluminate de sodium. Ils peuvent être utilisés comme activants pour générer la silice activée ou encore plus simplement à titre de flocculants lorsque l'alcalinité de l'eau est insuffisante.

L'inhalation d'aérosols peut endommager les voies respiratoires supérieures et les poumons selon la sévérité de l'exposition. Le produit se révèle très corrosif pour tous les tissus du corps avec lesquels il entre en contact et cause des brûlures graves. Les dommages aux yeux peuvent aller jusqu'à la cécité. Lorsqu'il est ingéré, il peut causer de graves brûlures ainsi qu'une perforation des membranes muqueuses des voies digestives. Un contact fréquent ou prolongé peut occasionner une dermatite ou encore une conjonctivite.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

- Les endroits où peuvent se retrouver des émanations du produit doivent être équipés de ventilateurs d'évacuation constitués de matériaux à l'épreuve de la corrosion. On amènera de l'air d'appoint afin d'équilibrer l'air qui provient des ventilateurs locaux ou généraux;
- Ne jamais entreposer ce produit à proximité d'acides puissants et éviter les contacts avec les substances incompatibles comme les aldéhydes et plusieurs autres produits chimiques organiques : l'aluminate de sodium peut corroder l'aluminium, l'étain, le zinc ainsi que les alliages contenant ces métaux;
- Entreposer dans des contenants fermés en acier ou en plastique;
- Manutentionner dans un lieu frais et sec, bien ventilé, et garder à l'abri de la chaleur, des étincelles et des flammes;
- Installer près du réservoir et des pompes doseuses une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique.

15.4.9 Le charbon actif

Le charbon actif en poudre (CAP) possède une consistance très fine qui rappelle la texture de la farine, ce qui lui confère une très grande facilité d'écoulement. Il est principalement employé pour éliminer par adsorption les pesticides toxiques, les essences d'algues causant des problèmes de goûts et d'odeurs, les tannins ainsi que d'autres substances organiques. Il est disponible en vrac alors que son entreposage sur le site se fait dans un silo. Pour une demande plus restreinte ou pour une utilisation sur une base saisonnière, il est possible de s'approvisionner par sac de quelques dizaines de kilogrammes chacun.

La livraison des sacs de CAP se fait sur des palettes dont la capacité maximale avoisine une tonne. Le CAP peut irriter légèrement le nez, la gorge et les voies respiratoires et peut faire

tousser et éternuer. Un contact prolongé cause l'assèchement des membranes muqueuses et de la gorge. Le CAP peut entraîner une pneumoconiose, qui consiste en une réaction des tissus pulmonaires consécutive à une accumulation de CAP au niveau des poumons. Ainsi, dans les cas d'expositions intenses et/ou répétées, les mécanismes de défense du système respiratoire ne suffisent plus.

Une exposition cutanée prolongée ne devrait pas entraîner une absorption de quantités toxiques du produit. Néanmoins, il peut causer une détérioration des couches superficielles de la peau par abrasion ainsi que par destruction de la pellicule grasseuse naturelle. S'il entre en contact avec les yeux, le charbon actif en poudre peut occasionner une irritation, des rougeurs et des lésions résultant de son action abrasive. Une ingestion peut causer une légère irritation gastro-intestinale alors qu'une quantité élevée peut obstruer l'intestin.

À de fortes températures ou lors d'une combustion, le produit peut se décomposer pour produire des gaz toxiques principalement constitués d'oxydes de carbone. Les poussières de charbon humides réduisent la présence d'oxygène disponible pour la respiration, ce qui peut se révéler problématique lors d'interventions en espace clos ou lors d'un accès à un lieu restreint contaminé de la même façon. Les poussières contenant du CAP peuvent rendre les surfaces de contact glissantes et faciliter la propagation d'incendies.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

- Dans le cas d'une installation utilisant le produit en vrac, munir le silo d'un dépoussiéreur approprié pour éviter la dispersion de poussière de charbon actif dans l'atmosphère ambiante lors du déchargement;
- Pour ce qui est de l'approvisionnement d'un doseur par sacs, utiliser une trémie de chargement pouvant confiner les poussières émises ou recourir à une aspiration à la source. Il y a lieu de limiter la concentration de charbon actif dans l'air ambiant à 3 mg/m^3 ;
- Entreposer le CAP dans un endroit frais et bien ventilé, car c'est un produit qui a la propriété de réagir avec l'humidité, ce qui a pour effet de limiter la présence d'oxygène dans l'air et peut provoquer le durcissement et l'agglutination du produit;
- Lorsqu'il n'y a pas de manipulation de sacs, un système de ventilation général est acceptable, bien que des ventilateurs locaux d'évacuation sont préférables alors que l'on fournira de l'air d'appoint pour compenser un soutirage déficient;
- Entreposer le charbon actif dans un endroit séparé des comburants puissants comme le chlore ou ses dérivés et de l'acétone avec lesquels il pourrait réagir violemment;
- Laisser une voie de circulation autour des palettes supportant les sacs de CAP afin de faciliter le travail des pompiers en cas d'incendie;
- Garder à l'abri de la chaleur (sous un seuil de 40°C), des flammes et des étincelles en utilisant des composantes électriques antidéflagrantes, en l'éloignant des équipements de chauffage ainsi qu'en interdisant de fumer sur les lieux de manutention;
- Entreposer dans un endroit constitué de matériaux à l'épreuve du feu;
- Apporter une attention toute particulière aux facilités de nettoyage des lieux et des équipements de travail, puisque le charbon actif en poudre peut rendre les surfaces glissantes en plus d'entraîner les effets précités en cas d'exposition;

- Recourir à des conduites flexibles et facilement démontables ou à des canaux ouverts pour véhiculer la solution concentrée de charbon actif en poudre. Ceci afin de minimiser les risques liés à l'entretien;
- Lors de la livraison de sacs, recourir à une aide mécanique telle qu'un chariot à fourches pour véhiculer les palettes ou un diable pour transporter les sacs;
- Installer près du silo et des équipements de dosage une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique;
- Assurer un mécanisme de mise en solution complet du CAP avant sa distribution, sinon un mouillage déficient accélérera le blocage de la tuyauterie l'acheminant au point de dosage.

15.4.10 La fluoruration

La fluoruration consiste en l'ajout de composés à base de fluor au dernier stade du traitement de l'eau potable. Le composé le plus utilisé est généralement l'acide hydrofluosilicique, aussi appelé acide fluosilicique, disponible sous forme liquide et donc facilement dosable. Néanmoins, il est aussi possible de parvenir aux mêmes fins en recourant à des produits secs comme le fluorure de sodium ou le silicofluorure de sodium.

15.4.10.1 L'acide hydrofluosilicique

L'acide hydrofluosilicique est disponible sur le marché dans des concentrations variant de 20% à 30%. C'est un liquide très corrosif dont il faut limiter la concentration dans l'air ambiant à 2,5 mg/m³. Généralement, les installations qui utilisent ce réactif s'approvisionnent en vrac pour faciliter le plus possible la manutention qui devra s'ensuivre. Néanmoins, il est aussi disponible en baril. Il devra être tenu à l'écart des comburants puissants, des acides minéraux, des substances basiques fortes ainsi que des composés nitro-organiques.

Il faut aussi éviter de le mettre en présence des métaux, de leurs alcalis et de leurs hydroxydes. La silice présente dans le verre peut se dissoudre au contact de l'acide hydrofluosilicique, ce qui entraînera le dégagement d'un gaz toxique, le tétrafluorure de silice. Enfin, la décomposition dudit réactif à plus de 105°C générera des vapeurs de fluorure toxiques et corrosives.

L'exposition de l'être humain à ce réactif chimique peut entraîner les symptômes suivants :

- Inhalation
 - Le produit peut irriter gravement le nez, la gorge et les voies respiratoires. Une exposition répétée ou prolongée peut entraîner la toux, un écoulement nasal, une broncho-pneumonie, un œdème pulmonaire ainsi qu'une diminution de la fonction respiratoire.
- Contact cutané
 - Des brûlures risquent d'apparaître si le produit n'est pas enlevé rapidement. Les solutions concentrées peuvent entraîner des douleurs cutanées ainsi que de graves brûlures en profondeur. Une exposition prolongée et répétée à des solutions diluées entraîne souvent une irritation, des rougeurs, des douleurs, un assèchement de la peau et l'apparition de crevasses. L'action corrosive sur la peau et les yeux peut se manifester tardivement et des lésions peuvent apparaître sans sensation de douleur.

- Contact avec les yeux
 - Étant très corrosif, ce produit entraîne des taches sur la cornée ainsi que l'opacification de cette dernière. Il y a risque de glaucome, de cataracte et de cécité permanente.
- Ingestion
 - Le produit cause des douleurs et de graves brûlures dans la bouche, la gorge et l'abdomen. Il y a risque de vomissement, de diarrhée et de perforation de l'œsophage ainsi que de la muqueuse gastrique.

Enfin, une exposition chronique peut causer chez l'homme une accumulation excessive de fluor dans l'organisme. Ceci peut se traduire par la fluorose de la dentition et des os. Une fluorose aiguë des dents attaque l'émail, tandis que la structure et la masse osseuses peuvent être modifiées suite à une exposition prolongée à des concentrations élevées dudit produit.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

- Les endroits où peuvent se retrouver des émanations du produit doivent être équipés de ventilateurs d'évacuation constitués de matériaux à l'épreuve de la corrosion;
- On fournira de l'air d'appoint afin d'équilibrer l'air qui provient des ventilateurs locaux ou généraux. Les espaces clos devront être adéquatement ventilés;
- Ne jamais entreposer ce réactif à proximité d'acides puissants, de bases fortes et de produits comburants;
- Éviter les contacts avec les substances incompatibles. L'acide hydrofluosilicique peut réagir en présence de matériaux métalliques et du verre;
- Entreposer dans un lieu frais et bien ventilé à l'abri de la chaleur, des étincelles et des flammes. Tenir les contenants fermés et la température ambiante sous le seuil de 40°C;
- Installer près du réservoir et des pompes doseuses une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique.

15.4.10.2 Le fluorure de sodium et le silicofluorure de sodium

Tel que mentionné précédemment, le fluorure de sodium et le silicofluorure de sodium sont deux réactifs qui peuvent être utilisés, à l'instar de l'acide hydrofluosilicique, comme source de fluor pour la production d'eau potable. Disponibles à l'état sec et plus précisément sous forme de poudre, ces produits devront être préalablement dilués pour pouvoir être acheminés au point de dosage. Deux mécanismes principaux peuvent alors être employés, soit le doseur à sec et le saturateur. Le premier sera surtout employé lors de l'utilisation de quantités appréciables du produit alors que le second, accompagné d'une pompe doseuse, est de mise pour fournir les installations de moindre importance. Pour de plus amples renseignements sur les propriétés desdites substances ainsi que sur les mesures préventives à adopter lors de leur manipulation, consulter leur fiche signalétique.

15.4.11 Les oxydants secondaires

Certaines substances chimiques possèdent des propriétés oxydantes puissantes mais, contrairement aux produits de ce type déjà présentés (chlore, bioxyde de chlore et ozone), elles

ne sont pas reconnues comme ayant des propriétés désinfectantes. En fait, elles sont plutôt employées pour oxyder certains composés minéraux (fer, manganèse) ou organiques (essences d'algues) afin d'améliorer globalement la qualité de l'eau potable ou ses propriétés organoleptiques. Les substances les plus connues de ce groupe sont le permanganate de potassium ainsi que le peroxyde d'hydrogène que nous désignons dans la section suivante comme des oxydants secondaires.

15.4.11.1 Le permanganate de potassium

Le permanganate de potassium, plus couramment appelé permanganate, est un oxydant puissant aux propriétés corrosives. Il est principalement utilisé dans le cadre de la purification de l'eau potable pour précipiter le fer et le manganèse ainsi que pour contrôler certains goûts et odeurs désagréables. Le permanganate de potassium est vendu sous forme sèche uniquement. C'est un solide qui se présente sous l'aspect de cristaux pourpres foncés dégageant un reflet bleu métallique. Il est disponible en barillet ou en chaudière pesant de 25 à 50 kg ou encore en baril de 150 à 250 kg.

Les chaudières et barillets sont livrés sur des palettes pouvant atteindre une tonne. Lorsque le produit est chauffé à plus de 160°C, il dégage spontanément de l'oxygène, ce qui peut accroître dangereusement les risques de combustion. Les substances incompatibles avec le permanganate sont principalement : les agents réducteurs, les substances basiques puissantes, les acides minéraux, les combustibles, les matières organiques, le peroxyde d'hydrogène, l'acide chlorhydrique, l'acide nitrique ainsi que l'acide sulfurique. La concentration dans l'air ambiant doit se limiter à 5 mg/m³ en manganèse élémentaire. Les propriétés toxicologiques du permanganate de potassium sont :

- Inhalation
 - Le produit peut irriter gravement le nez, la gorge et les voies respiratoires. Une exposition répétée ou prolongée peut entraîner la toux, un écoulement nasal, une broncho-pneumonie, un œdème pulmonaire ainsi qu'une diminution de la fonction respiratoire. Les effets précités peuvent se manifester après un certain temps.
- Contact cutané
 - Pour des solutions diluées, ce produit peut entraîner des irritations de la peau. Les solutions concentrées peuvent produire des douleurs cutanées ainsi que de graves brûlures en profondeur. Une exposition prolongée et répétée à des solutions diluées entraîne souvent une irritation, des rougeurs, des douleurs, un assèchement de la peau et l'apparition de crevasses.
- Contact avec les yeux
 - En solution diluée, ce produit peut causer des irritations aux yeux. Étant très corrosif, le produit concentré entraîne des douleurs immédiates accompagnées de brûlures et de lésions permanentes pouvant conduire à la cécité. Il peut endommager la cornée et peut induire une conjonctivite.
- Ingestion
 - Le produit cause des irritations accompagnées de sensations de brûlures dans la bouche, la gorge, les voies respiratoires et l'abdomen. Le produit peut porter atteinte aux reins et au foie ainsi qu'entraîner une respiration rapide et irrégulière.

LA PRÉVENTION À LA SOURCE LORS DE LA CONCEPTION

- Les endroits où peuvent se retrouver des poussières ou des émanations du produit doivent être équipés de ventilateurs d'évacuation constitués de matériaux à l'épreuve de la corrosion. On fournira de l'air d'appoint afin d'équilibrer l'air qui provient des ventilateurs locaux ou généraux;
- Il y a lieu de réduire au maximum la dissémination des poussières;
- Ne jamais entreposer ce produit à proximité d'acides forts et de bases puissantes;
- Éviter les contacts avec les substances incompatibles. Le produit peut réagir en présence de matière organique;
- Recourir à des matériaux incombustibles comme le béton pour la construction de la salle d'entreposage et de dosage;
- Entreposer dans un lieu frais et bien ventilé (le permanganate est une substance hygroscopique pouvant s'agglutiner et durcir rapidement en présence d'humidité), à l'abri de la chaleur (sous un seuil de 40°C) ainsi que des étincelles et des flammes;
- Pour l'approvisionnement d'un doseur par chaudière ou barillet, recourir à une trémie de chargement pouvant confiner ou aspirer les poussières émises lors de l'opération de transbordement;
- L'installation d'un palan muni d'une attache ceinturant le contenant de livraison permettra de faciliter les manipulations liées au chargement de la trémie;
- Lors de la livraison des contenants, recourir à une aide mécanique telle qu'un chariot à fourches pour véhiculer les palettes ou un diable pour transporter les barils;
- Installer près des équipements de dosage une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique.

VOLUME 2

CHAPITRE 16

16. INSTRUMENTATION ET CONTRÔLES

16.1 Autres mesures et contrôles requis pour la maîtrise des procédés

16.1.1 Compteur de particules

16.1.2 Analyseur de carbone organique total (COT).....

16.1.3 Détecteur de courant (Streaming Current Detector – SCD).....

1. 16. Instrumentation et contrôles

16.1 Autres mesures et contrôles requis pour la maîtrise des procédés

Outre les mesures de paramètres prévues au *RQEP*, le suivi et l'ajustement des procédés font appel à la mesure d'autres paramètres. Ces paramètres sont cités dans les chapitres 8, 9 et 10 traitant des procédés. On décrit ci-après 3 équipements qui peuvent faciliter le contrôle de certains procédés.

16.1.1 Compteur de particules

Le compteur de particules est un instrument facultatif et complémentaire au turbidimètre. Tandis que le turbidimètre mesure de façon relative la densité des particules en présence, le compteur les compte une à une et les classe selon leur taille. La détermination du nombre de particules dans l'eau filtrée peut permettre d'améliorer le suivi des procédés dans les très basses valeurs de turbidité.

Voici quelques applications du compteur de particules lors du traitement de l'eau :

- Optimiser la filtration en anticipant les ruptures et en récupérant de l'eau de lavage;
- Aider à la mesure indirecte des log d'enlèvement dans une gamme spécifique de taille de particules. Par exemple, la taille des kystes de *Giardia* varie entre 5 et 15 μm , tandis que celle de oocystes de *Cryptosporidium* est de l'ordre de 4 à 7 μm . Notons que la plupart des compteurs permettent un décompte des particules supérieures à 2 μm ;
- Optimiser l'addition de coagulants et de polymères;
- Évaluer l'impact d'une augmentation de la vitesse de filtration;
- Établir des corrélations avec d'autres mesures telles que la turbidité, le pH, SCD (voir ci-après).

On le retrouve dans plusieurs installations membres du programme d'Excellence en eau potable. Il fait aussi partie des moyens de vérification d'intégrité des membranes.

16.1.2 Analyseur de carbone organique total (COT)

La matière organique présente dans l'eau est susceptible d'être dégradée et halogénée afin de réagir avec le chlore pour former des trihalométhanes (THM). Le COT est une mesure qui traduit bien la présence de cette matière organique. L'analyseur de COT permet :

- De mesurer les précurseurs des sous-produits de désinfection;
- D'optimiser le dosage de produits chimiques visant à contrôler la matière organique (p. ex., permanganate de potassium et charbon activé en poudre).

La mesure de COT doit être faite en amont et en aval des étapes clés du traitement.

16.1.3 Détecteur de courant (*Streaming Current Detector – SCD*)

Il s'avère généralement difficile de contrôler adéquatement la coagulation à l'aide de la seule mesure de la turbidité, surtout lors de fortes variations de la charge colloïdale des particules. Le détecteur de courant SCD pourrait combler cette lacune en mesurant le courant électrique des ions présents dans l'eau. Ce courant est directement relié à la charge résiduelle des particules colloïdales suite à l'ajout de coagulant. Les particules colloïdales contenues dans l'eau sont normalement chargées négativement en surface. L'ajout d'un coagulant d'une charge positive neutralise les charges négatives. Cette étape est en fait le début de la coagulation, qui favorise le rapprochement des particules. Le détecteur de courant pourra maintenir un état de coagulation jugé satisfaisant par l'opérateur et permettra de faire varier la dose de coagulant en fonction des variations ioniques de l'eau. Diverses expériences montrent que le détecteur de courant permet :

- Un contrôle plus précis du dosage des coagulants, surtout lors de variations importantes de la qualité de l'eau à traiter;
- De réduire la consommation de produits chimiques;
- D'allonger les cycles de lavage des filtres en aval;
- De réagir à des variations rapides de la qualité de l'eau brute.

VOLUME 2

CHAPITRE 18

18. RÉFÉRENCES 18-2

18. RÉFÉRENCES

Les références citées dans les 2 volumes sont présentées dans ce chapitre. De façon générale, elles ont été regroupées par chapitre et, dans certains cas, par section afin de faciliter la tâche du lecteur.

Références du chapitre 3

Alberta Environmental Protection. *Standards and Guidelines for Municipal Waterworks, Wastewater and Storm Drainage Systems*, décembre 1997.

American Water Works Association, Water Environment Federation et American Public Health Association. *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*, 1998.

Great Lakes – Upper Mississippi River Board of State Sanitary Engineers. *Recommended Standards for Water Works*, (mieux connu sous le nom de *Ten-State Standards*), 1997.

MENV. *Directive 001, Captage et distribution de l'eau*, 1984.

MENV. *Directive 002, Traitement de l'eau*, 1985.

MENV. *Règlement sur le captages des eaux souterraines*, tel que publié dans la *Gazette officielle du Québec*, 13 juin 2001.

United States Environmental Protection Agency (USEPA). *Guidance Manual – Alternative Disinfectants and Oxidants*, avril 1999;

Références du chapitre 4

Chapuis. R. *Guide des essais de pompage et leurs interprétations*, Les Publications du Québec, 1999.

American Water Works Association. *Water Quality and Treatment*, 1999.

Réseau Environnement. *Le contrôle des fuites*, 1999.

Références du chapitre 5

Brière, François G. *Distribution et collecte des eaux*, Presses internationales Polytechnique, deuxième édition, 2000.

Environnement Canada, Bases de données électroniques MUD96 et MUP96 : www.ec.gc.ca/water/fr/manage/use/f_datab.htm

Ministère des Affaires municipales et de l'Occupation du territoire (MAMOT). *Rapport annuel de l'usage de l'eau potable*, page Web consultée en novembre 2013 : <http://www.mamrot.gouv.qc.ca/grands-dossiers/strategie-quebecoise-deconomie-deau-potable/outils-aux-municipalites/>

Réseau Environnement. *Le contrôle des fuites*, mai 1999.

Réseau Environnement. *L'économie d'eau potable et les municipalités*, 2000 et 2013.

Statistiques Canada. Enquête sur les usines de traitement de l'eau potable 2011, publié en mai 2013, 61 p., disponible sur la page Web suivante : <http://www.statcan.gc.ca/pub/16-403-x/16-403-x2013001-fra.htm>

Références du chapitre 6

Barbeau, B., A. Carrière, V. Sarrazin et A. Locas, 2005, *Protocole québécois d'évaluation d'une eau souterraine sous l'influence directe des eaux de surface Rapport final*, 170 p.

Groupe scientifique sur l'eau, 2004, *Cyanobactéries et cyanotoxines (eau potable et eaux récréatives)*, dans *Fiches synthèses sur l'eau potable et la santé humaine*, Institut national de santé publique du Québec (INSPQ), 18 p.

Groupe scientifique sur l'eau, 2005, *Révision des normes, critères et recommandations sur la qualité de l'eau potable Rapport final 2003-2005*, Institut national de santé publique du Québec (INSPQ), 45 p.

Jorgenson, D., M. Wireman et D. Olson, *Assessing the Vulnerability of Public Water Supply Wells to Microbial Contamination*. Groundwater Monitoring and Remediation, 18:2:60. 1998.

Payment, P. et A. Locas, 2005, *Évaluation et contrôle de la qualité virologique des eaux souterraines Rapport final*, 82 p.

Robert, C., H. Tremblay et C. Deblois, 2004, *Cyanobactéries et cyanotoxines au Québec : suivi à six stations de production d'eau potable (2001-2003)*, Québec, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP), envirodoq ENV/2005/0099, 58 p. et 3 ann. Aussi accessible en version électronique à l'adresse suivante : <http://www.mddep.gouv.qc.ca/eau/potable/etudes.htm>.

Santé Canada, 2001, *De la prise d'eau au robinet*. Ce document, ainsi que son guide d'application sont accessibles sur le site Internet de Santé Canada à l'adresse suivante : http://www.hc-sc.gc.ca/ewh-semt/water-eau/drink-potab/multi-barrier/index_f.html.

Santé Canada, 2014, *Recommandations pour la qualité de l'eau potable au Canada, Tableau sommaire*. Une mise à jour de ces recommandations et des documents à l'appui est accessible sur le site Internet de Santé Canada à l'adresse suivante : http://www.hc-sc.gc.ca/ewh-semt/pubs/water-eau/doc_sup-appui/index_f.html.

United States Environmental Protection Agency (USEPA), 1999, *Guidance Manual for Conducting Sanitary Surveys of Public Water Systems, Surface Water and Ground Water Under the Direct Influence of Surface*. EPA 815-R-99-016.

Références des sections 8.2 et 8.3

Bradbury, K. R. and Muldoon, M.A. *Effects of Fracture Density and Anisotropy on Delineation on Wellhead Protection Areas in Fractures-Rock Aquifers*. Applied Hydrogeology, 3/94. pp 17-23.

Champagne, L. et Chapuis, R. *Évaluation et cartographie de la vulnérabilité à la pollution des formations aquifères de la MRC de Montcalm selon la méthode DRASTIC*. Sciences et techniques de l'eau, volume 26, no 3, août 1993.

Chapuis, R. *Guide des essais de pompage et leurs interprétations*, Les Publications du Québec, 1999.

Grubb, S. *Analytical Model for Estimation of Steady-State Capture Zones of Pumping Wells in Confined and Unconfined Aquifers*. Groundwater, volume 31, no.1, January-February 1993.

Rasmussen, H., Verreault, M. et Rouleau, A. Centre d'études sur les ressources minérales de l'UQAC. *Détermination pratique d'aire d'alimentation et de zone de protection de captage en aquifère anisotrope et hétérogène*, premier rapport d'étape du projet de recherche effectué dans le cadre du Programme d'aide à la recherche et au développement en environnement (PARDE) octroyé par le ministère de l'Environnement du Québec, février 2001.

Santé Canada, *Recommandations pour la qualité de l'eau potable au Canada*, 6^e édition, 1997.

Todd, D.K. *Groundwater Hydrology*, John Wiley & Sons, Second Edition, 1980.

Références de la section 8.4

Jones, H. K., Williams, A.T., Shand P., Gale I.N. *Aquifer Storage Recovery (ASR). A Review of the Status of Research and Investigations*, Technical Report WD/99/54, British Geological Survey, UK, 1999.

Pyne, R., David, G. *Groundwater recharge and Wells : A Guide to Aquifer Storage recovery*, Lewis Publishers, 1995.

Ray, C., T. Grischek, P. Literathy and T. Speth. *Bank Filtration for water supply : Concept through performance*, AWWA, 2001.

Scijven, J., Berger, P. *Removal of Pathogens, Surrogates, Indicators and Toxins Using Bank Filtration*, Document non publié, chapitre 3.1, 2000.

USEPA. *Guidelines for Delineation of Wellhead Protection Area*. EPA-440/5-93-001, Office of Groundwater Protection, Washington, DC, 1987.

Références des sections 8.5 à 8.12

AWWA. *Water Quality and Treatment*, McGraw-Hill inc., 1999.

Degrémont, *Mémento technique de l'eau*, 1989.

Droste, R. L. *Theory and practice of water and wastewater treatment*, Wiley, 1997.

Filtronic Inc. *Fiche descriptive du procédé Electromédia I*, 1992.

General Filter Company. *Manganese ANTHRA/SAND*, Ames, Iowa, 50010.

Knocke, R.W., Occiano, S., Hungate, R. *Removal of Soluble Manganese from Water by Oxide-Coated Filter Media*, AWWARF, mars 1990.

Mouchet, P. *Développement de la déferrisation biologique en France*, Techniques et Sciences Municipales, 84^e année N° 7-8, 1989.

Mouchet, P. *From Conventional to Biological Removal of Iron and Manganese in France*, Jour. AWWA, 84 (4) :158-167.

Mouchet, P., Bergel, J.-Y. *Elimination du fer et du manganèse par voie biologique : études de cas concrets*, Symposium de l'eau, 1999.

Sommerfeld, E. O. *Iron Manganese removal handbook*, American Water Works Association (AWWA), 1999.

Stumm, W., Morgan, James J. *Aquatic chemistry*, Wiley Intersciences, 1996.

Viraraghavan, T., Winchester, E.L., Brown, G.J., Wasson, G.P. et Landine, R. D. *Removing Manganese From Water at Fredericton, N.B., Canada*, Jour. AWWA, août 1987.

Santé Canada, *Recommandations pour la qualité de l'eau potable au Canada*, 6^e édition, 1997.

Références des sections 9.5 à 9.9

Alberta Environmental Protection. *Standards and Guidelines for Municipal Waterworks, Wastewater and Storm Drainage Systems*, décembre 1997.

American Water Works Association (AWWA). *Water Quality and Treatment*, 4th edition, McGraw-Hill inc., 1990.

Anderson, R., Pierce, C., Tchobanoglous, G. *Evaluation of the Dynasand Continuous Backwash Upflow Filter for Water Supply Application*, Departement of Civil Engineering, University of California, Davis, 1989.

AWWA. *Manual of design for Precoat Filtration*, M30, 1988.

AWWA Research foundation. *Manual of design for Slow Sand Filtration*, 1991.

AWWA Committee Report. *The status of Direct Filtration*, Journal AWWA, 72(7), July 1980 : 405.

AWWA. *Water Quality & Treatment : A Handbook of Community Water Supplies*, McGraw-Hill ed. 5th Edition.

AWWARF et Compagnie générale des eaux. *Ozone in water treatment –Application and engineering*, édité par Langlais *et al.*, Lewis publishers.

Benjes, Henry H. Jr, Edlund, Craig E., Gilbert, Paul T. *Adsorption Applied to Low Turbidity Surface Supplies*, présenté à la conférence annuelle de l'AWWA, Washinton, D.C., 1985.

Cleasby, J.L., A.H. Dharmarajah, G.L. Sindt, et B.E.R. *Design and Operation Guidelines for Optimization of the High Rate Filtration Process : Plan Survey Results*, AWWARF (90552), 1989.

Cleasby, J.L., G.L. Sindt, D.A. Watson, et B.E.R. *Design and Operation Guidelines for Optimization of the High Rate Filtration Process : Plan Demonstration Studies*, AWWARF (90596), Denver, 1992.

Conley, Walter R., Kelly, P. Labge-Haider, Thompson, Robert E. *THMFP and Powdered Activated Carbon Experiences with the contact adsorption Clarification/Filtration Process*, présenté à la conférence AWWA/WPCA Rocky Mountain, 1988.

Coulombe, P. *Analyse du comportement et du rendement d'un système pilote de double-filtration lors du traitement d'une eau colorée à des fins de consommation*, mémoire présenté pour l'obtention du grade de M.Sc., Faculté des Sciences et Génie, Université Laval, 1994.

Degrémont. *Mémento technique de l'eau*, 1989.

Degrémont; brochures techniques.

Droste, R.L. *Theory and Practice of Water and Wastewater Treatment*, John Wiley & Sons, Inc., New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore, 1997.

Edzwald James K., Walsh John P. *Dissolved Air Flotation : Laboratory and Pilot Plant Investigations*, AWWARF, 1992.

Edzwald J.K. *et al. Integrating High-rate DAF Technology into Plant Design*, J. AWWA, 1999.

Great Lakes Upper Mississippi River Board of State Public Health & Environmental Managers. *Recommended Standards for Water Works*, 1997.

Helsinki. *Flotation in Water and Waste Water Treatment*, The 4th International Conference, Finland, 2000.

Hendrics, David D., Hancock, Carrie et Hibler, Charles P. *Removal of Giardia Cysts by Parkson's Dynasand Filter, Final report*, Colorado State University – Parkson contract 29647, CSU Project No. 29-7830, 1989.

Ives, K. J. *A New Concept of Filterability*, Wat.Sci.Tech., 10(5/6), 123-137, 1978.

James, B. Horn, Hendricks, David W., Scalan, John M., Rozelle, Lee T., Trnka, Walter C. *Removing Giardia Cysts and Other Particles from Low Turbidity Waters Using Dual-Stage Filtration*.

James M. Montgomery Consulting Engineers inc., John Wiley & Sons. *Water Treatment – Principes & Design*, 1985.

James M. Montgomery Consulting Engineers, Inc., John Wiley & Sons. *Small system compliance technology list for the surface water treatment rule, Water Treatment – Principes and Design*, USEPA, 1985.

John Meunier, brochures techniques.

Kawamura, Susumu. *Two-Stage Filtration*, Journal de l'AWWA, 1985.

Lange, P. Lange, Robin, T. Rice, Hemphill, Brian W. *Integration of Contact Clarifier and Filtration Processes*, présenté à la conférence de l'AWWA/WPCA de la division Rocky Mountain, Alburquerque, 1985.

Logsdon, G.C., G.D. Neden, A.M.D. Ferguson, et S.D. LaBonde. *Testing Direct Filtration for the Treatment of High-Turbidity Water*, Journal AWWA, 85(12), 39-46, 1993.

McCormick, R.F., et P.H. King. *Factors that Affect the Use of Direct Filtration in Treating Surface Waters*, Journal AWWA, 74(5), 234-242, 1982.

Microflocs product, *Bulletin d'information technique*.

Ministère de l'Environnement du Québec. *Directive 002*, 1985.

Parkson Corporation, Communication personnelle avec Monsieur Jean Grenier du bureau de Dorval, Qué.

USEPA. *Guidance Manual for Compliance with the Interim Enhanced Surface Water Treatment Rule : Turbidity Provisions*, EPA-815-R-99-010, April 1999.

USEPA. *Enhanced Coagulation and Enhanced Precipitative Softening Guidance Manual*, EPA 815-R-99-012, may 1999.

USEPA. *Small system compliance technology list for the surface water treatment rule*.

Références de la section 9.10

- Agence de l'Eau Seine-Normandie (1999). *Intégrité des membranes d'ultrafiltration par mesure acoustique*; résumé d'étude N° 99AEP13; référence documentation B19903; le résumé est disponible à l'adresse Internet suivante : <http://www.61.com/fiches/aep/99aep13.htm>
- AWWA (1999A); *Water quality and treatment*, 5^{ème} édition, American Water Works Association, McGraw-Hill, New York, NY.
- AWWA (1999B); *Reverse Osmosis and Nanofiltration*; AWWA Manual M46; Édité par AWWA, Denver, CO.
- Acker, C., Colvin, C.K., Marinas, B.J., Lozier, J.C. (2001); *Assessing the integrity of reverse osmosis spiral-wound membrane elements with biological and non-biological surrogate indicators*; Proceedings of the 2001 Membrane Technology Conference of the American Water Works Association, San-Antonio, Texas, USA; 4 au 7 mars 2001.
- Adam, S.S., Jacangelo, J.G., Laine, J.-M. (1995); *Low-pressure membranes : assessing integrity*; Journal of American Water Works Association; 87:3:62-75.
- Allgeier, S. (2001); *Overview of regulatory issues facing microfiltration and ultrafiltration*; Proceedings of the 2001 Membrane Technology Conference of the American Water Works Association, San-Antonio, Texas, USA; 4 au 7 mars 2001.
- Anselme et Jacob (1996); Chapitre sur l'ultrafiltration du livre "*Water Treatment Membrane Processes*" de American Water Works Association Research Foundation, Lyonnaise des Eaux, Water Research Commission of South Africa; McGraw-Hill, New York, NY.
- Aptel, P., Buckley, C.A. (1996); Categories of membrane operations, chapitre 2 du livre "*Water Treatment Membrane Processes*", American Water Works Association Research Foundation, Lyonnaise des Eaux, Water Research Commission of South Africa, McGraw-Hill, New York, NY.
- Best G., Mourato D. et Singh M. (2001); *Application of immersed ultrafiltration membranes on high turbidity and high TOC surface waters*; Proceedings of the 2001 Membrane Technology Conference of the American Water Works Association, San-Antonio, Texas, USA; 4 au 7 mars 2001.
- Bouchard, C., Kouadio, P., Ellis, D., Rahni, M., Lebrun, R.E. (2000); *Les procédés à membranes et leurs applications en production d'eau potable*; Vecteur Environnement; 33:4:28-38.
- Buisson, H., Lebeau, T., Lelièvre, C., Herremans, L. (1998); *Les membranes : point sur les évolutions d'un outil incontournable en production d'eau potable*; L'eau, l'industrie, les nuisances, 210, pp 42-47.
- Chellam, S., Serra, C.A., Wiesner, M.R. (1998) *Estimating costs for integrated membrane systems*, Journal of American Water Works Association, 90:11:96-104.
- Cheryan, M. (1998); *Ultrafiltration and microfiltration handbook*; Technomic Publishing Co. Inc.; Lancaster, PA, USA, 527 p.
- Colvin, C., Brauer, R., DiNatale, K., Scribner, T. (2001); *Comparing laser turbidimetry with conventional methods for monitoring MF and UF membrane integrity*; Proceedings of the 2001 Membrane Technology Conference of the American Water Works Association, San-Antonio, Texas, USA; 4 au 7 mars 2001.
- Côté, P., Mourato, D., Gungerich, C., Russel, J., Houghton, E. (1998); *Immersed Membrane Filtration for the Production of Drinking Water : Case Studies*; IWSA Conference "Membranes in Drinking and Industrial Water Production"; Amsterdam, Pays-Bas, 21-24 septembre 1998.
- Côté, P., Simon, R., Mourato, D. (2001); *New developments in immersed membranes*; Proceedings of the 2001 Membrane Technology Conference of the American Water Works Association, San-Antonio, Texas, USA; 4 au 7 mars 2001.
- Doyen et al. (1992); L'eau, l'industrie et les nuisances, mai 1992 No155, p44-47.
- Jacangelo, J.G., et Buckley, C.A. (1996); Microfiltration. Chapitre 11 du livre "*Water Treatment Membrane Processes*" de American Water Works Association Research Foundation, Lyonnaise des Eaux, Water Research Commission of South Africa; McGraw-Hill, New York, NY.

Kruithof, J., Kamp, P.C., Folmer, H.C. (2001); *Membrane integrity monitoring at the UF/RO Heemskerk plant*; Proceedings of the 2001 Membrane Technology Conference of the American Water Works Association, San-Antonio, Texas, USA; 4 au 7 mars 2001.

Lozier, J.C., Jones, G., Bellamy, W.(1997); *Integrated membrane treatment in Alaska*; Journal of American Water Works Association; 89:10:50-64.

Schneider C., Johns P. et Huehmer R.P. (2001); *Removal of manganese by microfiltration in a water treatment plant*; Proceedings of the 2001 Membrane Technology Conference of the American Water Works Association, San-Antonio, Texas, USA; 4 au 7 mars 2001.

Taylor, J.S., Wiesner, M. (1999); Membranes/ chapitre 11 du livre *Water Quality and Treatments* (5^{ème} édition) de l'American Water Works Association; McGraw-Hill, NewYork, NY.

USEPA (1998) *Small system compliance technology list for the Surface Water Treatment Rule and Total Coliform Rule*, EPA-815-R-98-001.

USEPA (2001) *Low-pressure membrane filtration for pathogen removal : application, implementation and regulatory issues*, EPA-815-C-01-001, avril 2001.

Yoo, R.S., Brown, D.R., Pardini, R.J., Bentson, G.D.(1995); *Microfiltration : case study*; Journal of American Water Works Association; 87:3:38-49.

Références de la section 10.2

USEPA. *Manual of Individual and Non-Public Works Supply Systems*, Office of Water, EPA 570/9-91-004, 1991.

American Water Works Association-Research Foundation, Lyonnaise des Eaux et Water Research Commission of South Africa. *Water Treatment Membrane Processes*, McGraw-Hill, New York, 1996.

Payment, P., Ménard, B. et Prévost, M. « Enteric viruses, Giardia and Cryptosporidium levels in the raw water of water treatment plants along the Saint-Lawrence river ». AWWA, *Water Quality Technology Conference Proceedings*, Denver, Colorado, 1997.

Schwartz, J., Levin, R. et Hodge, K. « Drinking water turbidity and pediatric hospital use for gastrointestinal illness in Philadelphia », *Epidemiology* 8(6), p. 615-620, 1997.

Schneider, O. D. *Trends in Acute Waterborne Disease* (1976-1994). Compte-rendu de Water Quality Technology Conference de l'American Water Works Association, San Diego, Novembre, 1998.

Beaudeau, P., Payment, P., Bourderont, D., Mansotte, F., Boudhabay, O., Laubiès, B. et Verdrière, J. « A time series study of anti-diarrheal drug sales and tap-water quality », *International Journal of Environmental Health Research*, vol 9, p. 293-311, 1999.

Isaac-Renton, J., Blatherwick, J., Bowie, W.R., Fyfe, M., Khan, M., Li, A., King, A., McLean, M., Medd, L., Moorehead, W., Ong, C.S. et Robertson, W. « Epidemic and endemic seroprevalence of antibodies to Cryptosporidium and Giardia in residents of three communities with different drinking water supplies », *Am. Journ. of Trop. Med. Hyg.*, 60:4, p. 578, 1999.

Owen, C., Taylor, J. S., Robert, C. et Robert Reiss, C. « Microbial Challenge Of Integrated Membrane System Large Scale Pilot Plants Treating A Highly Organic Surface Water », AWWA, *Water Quality Technology Conference Proceedings*, Tampa, Florida, 1999.

USEPA. *Guidance Manual – Alternative Disinfectants and Oxidants*, EPA 815-R-99-014, April 1999.

USEPA. *National primary drinking water regulations: long term 1 enhanced surface water treatment and filter backwash rule*; proposed rule. Fed. Regist., 65(69): 19045-19094, 2000.

Santé Canada. *Les protozoaires : la Giardia et le Cryptosporidium*, 2004.

USEPA. *National primary drinking water regulations: long term 2 enhanced surface water treatment rule*. Final rule. U.S. Environmental Protection Agency, Washington, DC. Fed. Regist., 71(3): 653-702, 2006.

Santé Canada. *La turbidité dans l'eau potable – Document de consultation publique*, 2012.

Références de la section 10.4.1

- AWWA (American Water Works Association). *Water Quality and Treatment*, F.W. Pontius (editor). McGraw-Hill, New York, NY, 1990.
- AWWA and ASCE (American Water Works Association and American Society of Civil Engineers). *Water Treatment Plant Design*, McGraw-Hill, New York, NY, 1997.
- Clarke, N.A., et al. *Human Enteric Viruses in Water, Source, Survival, and Removability*, International Conference on Water Pollution Research, Landar, 1962.
- Connell, G.F. *The Chlorination/Chloramination Handbook*, American Water Works Association, Denver, CO, 1996.
- Culp, G.L. and R.L. Culp. *New Concepts in Water Purification*, Van Nostrand Reinhold Company, New York, NY, 1974.
- Culp/Wesner/Culp. *Handbook of Public Water Systems*, Van Nostrand Reinhold, New York, NY, 1986.
- DeMers, L.D. and R.C. Renner, R.C. *Alternative Disinfection Technologies for Small Drinking Water Systems*, AWWA and AWWARF, Denver, CO, 1992.
- Gordon, G., L. Adam, and B. Bubnis. *Minimizing Chlorate Ion Formation in Drinking Water when Hypochlorite Ion is the Chlorinating Agent*, AWWA-AWWARF, Denver, CO, 1995.
- Hazen and Sawyer. *Disinfection Alternatives for Safe Drinking Water*, Van Nostrand Reinhold, New York, NY, 1992.
- Hoigné J., and H. Bader. *The Formation of Trichloronitromethane (chloropicrin) and Chloroform in a Combined Ozonation/Chlorination Treatment of Drinking Water*, Water Resources. 22 (3):313, 1988.
- Masschelein, W.J. *Unit Processes in Drinking Water Treatment*, Marcel Decker D.C., New York, Brussels, Hong Kong, 1992.
- Pourmoghaddas, H., A.A. Stevens, R.N. Kinman, R.C. Dressman, L.A. Moore, J.C. Ireland. *Effect of Bromide Ion on Formation of HAAs During Chlorination*, J. AWWA. 85(1):82-87, 1993.
- Sawyer, C.N., P.L. McCarty, L. Parkin, and G.F. Parkin. *Chemistry for Environmental Engineering*, McGraw Hill, Inc., New York, NY, 1994.
- Scarpino P.V., et al. *A Comparative Study of the Inactivation of Viruses in Water by Chlorine*, Water Research. 6:959, 1972.
- Singer, P.C. *Alternative Oxidant and Disinfectant Treatment Strategies for Controlling THM Formation*, USEPA 600/S2-88/044, October 1988.
- Stevens, A.A., L.A. Moore, R.J. Miltner. *Formation and Control of Non-Trihalomethane Disinfection By-products*, J. AWWA. 81(8):54-60, 1989.
- Summers, R.S., G. Solarik, V.A. Hatcher, R.S. Isabel, J.F. Stile. *Analyzing the Impacts of Predisinfection Through Jar Testing*, Conference proceedings, AWWA Water Quality Technology Conference, Denver, CO, 1997.
- USEPA. *Technologies and Costs for Control of Disinfection Byproducts*. Prepared by Malcolm Pirnie, Inc for U.S. Environmental Protection Agency, Office of Ground Water and Drinking Water, PB93-162998, 1998b.
- USEPA. *National Primary Drinking Water Regulations : Disinfectants and Disinfection Byproducts; Notice of Data Availability; Proposed Rule, Federal Register*. 62(212):59387-59484. November 3, 1997b.
- USEPA. *Manual of Individual and Non-Public Works Supply Systems*, Office of Water, EPA 570/9-91-004, 1991.
- USEPA. *Guidance Manual – Alternative Disinfectants and Oxidants*, EPA 815-R-99-014, April 1999.
- White, G.C. *Handbook of Chlorination and Alternative Disinfectants*, Van Nostrand Reinhold, New York, NY, 1992.

Références de la section 10.4.2

- Amy, G.L. et M.S. Siddiqui. *Ozone-Bromide Interactions in Water Treatment*, Comptes rendus de conférences de l'AWWA Annual Conference, Philadelphie, Pennsylvanie, 1991.
- AWWA (American Water Works Association). *Water Quality and Treatment*, F.W. Pontius (éditeur), McGraw-Hill, New York, New York, 1990.
- USEPA. *Guidance Manual – Alternative Disinfectants and Oxidants*, EPA 815-R-99-014, April 1999.
- Bablon, G.P., C. Ventresque, R.B. Aim. *Developing a Sand-GAC Filter to Achieve High Rate Biological Filtration*, J. AWWA, 80(12):47, 1988.
- Billen, G. *et al. Action des populations bactériennes vis-à-vis des matières organiques dans les filtres biologiques*, Rapport à la Compagnie générale des eaux, Paris, 1985.
- Boyce, D.S. *et al. The Effect of Bentonite Clay on Ozone Disinfection of Bacteria and Viruses in Water*, Water Res., 15:759-767, 1981.
- Demers, L.D. et R.C. Renner. *Alternative Disinfection Technologies for Small Drinking Water Systems*, AWWARF et AWWA, Denver, Colorado, 1992.
- Dimitriou, M.A. (éditeur). *Design Guidance Manual for Ozone Systems*, International Ozone Association, Norwalk, CN, 1990.
- Eighmy, T.T., S.K. Spanos, J. Royce, M.R. Collins, J.P. Malley. *Microbial Activity in Slow Sand Filters*, Comptes rendus de conférences, Slow Sand Filtration Workshop, Timeless Technology for Modern Applications, Durham, New Hampshire, 1991.
- Farvardin, M.R. et A.G. Collins. *Mechanism(s) of Ozone Induced Coagulation of Organic Colloids*, Comptes rendus de conférences, AWWA Annual Conference, Cincinnati, Ohio, 1990.
- Georgeson, D.L. et A.A. Karimi. *Water Quality Improvements with the Use of Ozone at the Los Angeles Water Treatment Plant*, Ozone Sci. Engrg., 1988, 10(3):255-276.
- Gurrol, M.D. et M. Pidotella. *A Study of Ozone-Induced Coagulation*, Comptes rendus de conférences, ASCE Environmental Engineering Division Specialty Conference, Allen Medine and Michael Anderson (éditeurs), Boulder, Colorado, 1983.
- Haag, W.R. et J. Hoigné. *Kinetics and Products of the Reactions of Ozone with Various Forms of Chlorine and Bromine in Water*, Ozone Sci. Engrg., 1984, 6(2):109-14.
- Hiltebrand, D.J., A.F. Hess, P.B. Galant, et C.R. O'Melia. *Impact of Chlorine Dioxide and Ozone Preoxidation on Conventional Treatment and Direct Filtration Treatment Processes*, Comptes rendus de conférences, AWWA Seminar on Ozonation : Recent Advances and Research Needs, Denver, Colorado, 1986.
- Hoigné J. et H. Bader. *Role of Hydroxyl Radical Reactions in Ozonation Processes in Aqueous Solutions*, Water Res., 1976, 10: 377.
- Hoigné, J. et Bader, H. *Ozonation of Water: Role of Hydroxyl Radicals as Oxidizing Intermediates*, Science, 1975, Vol. 190, p. 782.
- Katz, J. *Ozone and Chlorine Dioxide Technology for Disinfection of Drinking Water*, Noyes Data Corporation, Park Ridge, New Jersey, 1980.
- Katzenelson, E. *et al. Inactivation Kinetics of Viruses and Bacteria in Water by Use of Ozone*, J. AWWA, 1974, 66:725-729.
- Krasner, S.W., W.H. Glaze, H.S. Weinberg, *et al. Formation and Control of Bromate During Ozonation of Water Containing Bromide*, J. AWWA, 1993, 85(5):62.
- Langlais, B., D.A. Reckhow et D.R. Brink (éditeurs). *Ozone in Drinking Water Treatment : Application and Engineering*, AWWARF et Lewis Publishers, Boca Raton, Florida, 1991.
- Lechevallier, M.W., W.C. Becker, P. Schorr et R.G. Lee. *Evaluating the Performance of Biologically Active Rapid Filters*, J. AWWA, 1992, 84(4):136-146.

- Malley, J.P., T.T. Eighmy, M.R. Collins, J.A. Royce et D.F. Morgan. *The True Performance and Microbiology of Ozone - Enhanced Biological Filtration*, J. AWWA, 85(12):47-57, 1993.
- MWDSC et JMM (Metropolitan Water District of Southern California et James M. Montgomery Consulting Engineers). *Pilot Scale Evaluation of Ozone and peroxone*, AWWARF et AWWA, Denver, Colorado, 1992.
- Morris, J.C. *Aspects of the Quantitative Assessment of Germicidal Efficiency, Disinfection : Water and Wastewater*, J.D. Johnson (éditeur), Ann Arbor Science Publishers Inc., Ann Arbor, Michigan, 1975.
- Prendiville, D.A. *Ozonation at the 900 cfs Los Angeles Water Purification Plant*, Ozone Sci. Engrg., 8:77, 1986.
- Price, M.L. *Ozone and Biological Treatment for DBP Control and Biological Stability*, AWWARF et AWWA, Denver, Colorado, 1994.
- Rachwal, A.J. et al. *Advanced Techniques for Upgrading Large Scale Slow Sand Filters, Slow Sand Filtration- Recent Developments in Water Treatment Technology*, Ellis Horwood Ltd, Chichester, Royaume-Uni, 1988.
- Reckhow, D.A., J.K. Edzwald et J.E. Tobiason. *Ozone as an Aid to Coagulation and Filtration*, AWWARF et AWWA, Denver, CO, 1993.
- Reckhow, D.A., J.E. Tobiason, M.S. Switzenbaum, R. McEnroe, Y. XIE, X. ZHOU, P. MCLAUGHLIN et H.J. DUNN. *Control of Disinfection Byproducts and AOC by Pre-Ozonation and Biologically Active In-Line Direct Filtration*, Comptes rendus de conférences, AWWA Annual Conference, Vancouver, Colombie-Britannique, 1992.
- Renner, R.C., M.C. Robson, G.W. Miller et A.G. Hill. *Ozone in Water Treatment - The Designer's Role*, Ozone Sci. Engrg., 10(1):55-87, 1988.
- Rice, R.G. *Ozone Reference Guide*, Electric Power Research Institute, St. Louis, Missouri, 1996.
- Rittman, B.E. *Analyzing Biofilm Processes Used in Biological Filtration*, J. AWWA, 82(12):62, 1990.
- Singer P.C. *Formation and Characterization of Disinfection Byproducts*, présenté à la première conférence internationale sur the Safety of Water Disinfection: Balancing Chemical and Microbial Risks, 1992.
- Singer, P.C. et al. *Ozonation at Belle Glade, Florida: A Case History*, Comptes rendus de conférences, IOA Ninth Ozone World Conference, 1989.
- Song, R. et al. *Bromate Minimization During Ozonation*, J. AWWA, 89(6):69, 1997.
- Stolarik, G. F. et J.D. Christie. *A Decade of Ozonation in Los Angeles*, Comptes rendus de conférences, IOA Pan American Group Conference, Lake Tahoe, Nevada, 1997.
- Suffet, I.H., C. Anselme, et J. Mallevalle. *Removal of Tastes and Odors by Ozonation*, Comptes rendus de conférences, AWWA Seminar on Ozonation : Recent Advances and Research Needs, Denver, Colorado, 1986.
- Tobiason, J.E., J.K. Edzwald, O.D. Schneider, M.B. Fox et H.J. Dunn. *Pilot Study of the Effects of Ozone and Peroxone on In-Line Direct Filtration*, J. AWWA, 84(12) :72-84, 1992.
- Umphries, M.D. et al. *The Effects of Pre-ozonation on the Formation of Trihalomethanes*, *Ozonews*, 6(3), 1979.
- Walsh, D.S. et al. *Ozone Inactivation of Floc Associated Viruses and Bacteria*, *J. Environ. Eng. Div.*, ASCE, 106:711-726, 1980.
- Zabel, T.F. *The Application of Ozone for Water Treatment in the United Kingdom - Current Practice and Recent Research*, Ozone Sci. Engrg., 7(1):11, 1985.

Références de la section 10.4.3

AWWA et ASCE (American Society of Civil Engineers). *Water Treatment Plant Design*, deuxième édition, McGraw-Hill Inc., New York, New York, 1990.

- Cowman, G.A. et P.C. Singer. *Effect of Bromide Ion on Haloacetic Acid Speciation Resulting from Chlorination and Chloramination of Humic Extracts*, comptes rendus de conférences, AWWA Annual Conference, New York, New York, 1994.
- Dennis, J.P., D.C. Rauscher et D.A. Foust. *Practical Aspects of Implementing Chloramines*, comptes rendus de conférences, AWWA Annual Conference, Philadelphia, Pennsylvanie, 1991.
- Dorn, J. M. *A Comparative Study of Disinfection on Viruses and Bacteria by Monochloramine*, mémoire de maîtrise, Univ. de Cincinnati, Ohio, 1974.
- Esposito, M.P. *The Inactivation of Viruses in Water by Dichloramine*, mémoire de maîtrise, Univ. Cincinnati, Ohio, 1974.
- Feng, T.H. *Behavior of Organic Chloramines*, J. Water Pollution Control Fed., 38(4):614, 1966.
- Hazen et Sawyer. *Disinfection Alternatives For Safe Drinking Water*, Van Nostrand Reinhold, New York, New York, 1992.
- Hoff, J.C. et E.E. Geldreich. *Comparison of the Biocidal Efficiency of Alternative Disinfectants*, J. AWWA, 73(1):40, 1981.
- Isaac, R.A. et J.C. Morris. *Rates of Transfer of Active Chlorine Between Nitrogenous Substances, Water Chlorination : Environmental Impact and Health Affects*, Vol. 3, R.L. Jolley (éditeur), Ann Arbor Science Publishers Inc., Ann Arbor, Michigan, 1980.
- Jacangelo, J.G., N.L. Patania, K.M. Reagan, E.M. Aieta, S.W. Kraner et M.J. McGuire. *Impact of Ozonation on the Formation and Control of Disinfection Byproducts in Drinking Water*, J. AWWA, 81(8):74, 1989.
- Jensen, J., J. Johnson, J. St-Aubin, R. Christman. *Effect of Monochloramine on Isolated Fulvic Acid*, Org. Geochem., 8(1):71, 1985.
- Kirmeyer, G. *et al. Optimizing Chloramine Treatment*, AWWARF, 1993.
- Kirmeyer, G. *et al. Nitrification Occurrence and Control in Chloraminated Water Systems*, AWWARF, 1995.
- Lyn, T.L., S.R. Lavinder, et R. Hungate. *Design Considerations for Ammoniation Facilities*, comptes rendus de conférences, AWWA Annual Conference, Anaheim, Californie, 1995.
- Margerum, D.W. *et al. Chlorination and the Formation of N-Chloro Compounds in Water Treatment, Organometals and Organometal-loids : Occurrence and Fate in the Environment*, R. F. Brinckman et J. M. Bellama (éditeurs), ACS (American Cancer Society), Washington D.C., 1978.
- Montgomery, J.M. *Water Treatment Principles and Design*, John Wiley & Sons Inc., New York, New York, 1985.
- Morris, J.C. *Kinetics of Reactions Between Aqueous Chlorine and Nitrogen Compounds, Principles and Applications of Water Chemistry*, S.D. Faust et J.V. Hunter (éditeur), John Wiley & Sons, New York, New York, 1967.
- Norton, C.D. et M.W. LeChevallier. *Chloramination : Its Effect on Distribution System Water Quality*, J. AWWA, 89(7):66, 1997.
- Olivieri, V.P. *et al. Reaction of Chlorine and Chloramines with Nucleic Acids Under Disinfection Conditions, Water Chlorination : Environmental Impact and Health Affects*, Vol. 3, R.J. Jolley (éditeur), Ann Arbor Science Publishers Inc., Ann Arbor, Michigan, 1980.
- Rice, R. et M. Gomez-Taylor. *Occurrence of By-Products of Strong Oxidants Reacting with Drinking Water Contaminants - Scope of the Problem*, Environ. Health Perspectives, 69:31, 1986.
- Singer, P.C. *Trihalomethanes and Other By-products Formed From the Chlorination of Drinking Water*, National Academy of Engineering Symposium on Environmental Regulation : Accommodating Changes in Scientific, Technical, or Economic Information, Washington D.C., 1993.
- Skadsen, J. *Nitrification in a Distribution System*, J. AWWA, 95-103, 1993.
- Smith, M.E., Cowman, G.A., Singer, P.C. *The Impact of Ozonation and Coagulation on DBP Formation in Raw Waters*, comptes rendus de conférences, AWWA Annual Conference, San Antonio, Texas, 1993.

Speed, M.A. *et al.* *Treatment Alternatives for Controlling Chlorinated Organic Contaminants in Drinking Water*, USEPA/60012-87/011, Washington D.C., 1987.

USEPA. *Guidance Manual – Alternative Disinfectants and Oxidants*, EPA 815-R-99-014, April 1999.

Valentine, R.L. *et al.* *Chloramine Decomposition in Distribution System and Model Waters*, AWWA, Denver, Colorado, 1998.

Weber, G.R. et M. Levine. *Factors Affecting the Germicidal Efficiency of Chlorine and Chloramine*, Amer. J. Public Health, 32:719, 1944.

Weil, I. et J.C. Morris. *Kinetic Studies on the Chloramines. The Rates of Formation of Monochloramine, N-Chlormethylamine and N-Chlordimethylamine*, J. Amer. Chem. Soc., 71:1664, 1949.

White, G.C. *Handbook Of Chlorination and Alternative Disinfectants*, volume 3, Van Nostrand Reinhold Co., New York, New York, 1992.

Wolfe, R.L., N.R. Ward et B.H. Olson. *Inorganic Chloramines as Drinking Water Disinfectant : A Review*, J. AWWA, 76(5):74-88, 1984.

Références de la section 10.4.4

Aieta, E., and J.D.Berg. *A Review of Chlorine Dioxide in Drinking Water Treatment*, J. AWWA, 78(6):62-72, 1986.

Aieta, E.M., P.V. Roberts, and M. Hernandez. *Determination of Chlorine Dioxide, Chlorine and Chlorate in Water*, J. AWWA. 76(1):64-70, 1984.

AWWA (American Water Works Association). *AWWA Standard B303-95 : Sodium Chlorite*, 1995.

AWWA. *Water Quality and Treatment*, fourth edition, McGraw-Hill, Inc., New York, NY, 1990.

Bernarde, M.A., *et al.* *Kinetics and Mechanism of Bacterial Disinfection by Chlorine Dioxide*, J. Appl. Microbiol. 15(2):257, 1967a.

Chen, Y.S.R., O.J. Sproul, and A.J. Rubin. *Inactivation of Naegleria Gruberi cysts by Chlorine Dioxide*, EPA Grant R808150-02-0, Department of Civil Engineering, Ohio State University, 1984.

Demers, L.D., and R. Renner. *Alternative Disinfectant Technologies for Small Drinking Water Systems*, AWWARF, Denver, CO, 1992.

Dixon, K.L. and R.G. Lee. *Disinfection By-Products Control : A Survey of American System Treatment Plants*, Presented at AWWA Conference, Philadelphia, PA, 1991.

Emmenegger, F. and G. Gordon. *The Rapid Interaction Between Sodium Chlorite and Dissolved Chlorine*, Inorg. Chem. 6(3):633, 1967.

Gallagher, D.L., R.C. Hoehn, A.M. Dietrich. *Sources, Occurrence, and Control of Chlorine Dioxide By-Product Residuals in Drinking Water*, AWWARF, Denver, CO, 1994.

Gates, D.J. *The Chlorine Dioxide Handbook; Water Disinfection Series*, AWWA Publishing, Denver, CO, 1998.

Gates, D.J. *Chlorine Dioxide Generation Technology and Mythology*, Conference proceedings, Advances in Water Analysis and Treatment, AWWA, Philadelphia, PA, 1989.

Gordon, G., *et al.* *Minimizing Chlorite Ion and Chlorate Ion in Water Treated with Chlorine Dioxide*, J. AWWA. 82(4): 160-165, 1990.

Gordon, G., R.G. Kieffer, and D.H. Rosenblatt. *The Chemistry of Chlorine Dioxide, Progress in Organic Chemistry*, vol. 15. S.J. Lippaer (editor), Wiley Interscience, New York, NY, 1972.

Great Lakes Upper Mississippi River Board of State Public Health (GLUMRB) and Environmental Managers. *Recommended Standards for Water Works*, Health Research Inc., Albany, NY, 1992.

- Gregory, D. and K. Carlson. *Applicability of Chlorine Dioxide for Cryptosporidium Inactivation*, Proceedings 1998 Water Quality Technology Conference, San Diego, CA, 1998.
- Griese, M.H., K. Hauser, M. Berkemeier, and G. Gordon. *Using Reducing Agents to Eliminate Chlorine Dioxide and Chlorite Ion Residuals in Drinking Water*, J. AWWA. 83(5):56, 1991.
- Knocke, W.R. and A. Iatrou. *Chlorite Ion Reduction by Ferrous Ion Addition*. AWWARF, Denver, CO, 1993.
- LeChevallier, M.W., et al. *Chlorine Dioxide for Control of Cryptosporidium and Disinfection Byproducts*, Conference proceedings, 1996 AWWA Water Quality Technology Conference Part II, Boston, Massachusetts, 1997.
- Liyanage, L.R.J., et al. *Effects of Aqueous Chlorine and Oxychlorine Compounds on Cryptosporidium Parvum Oocysts*, Environ. Sci. & Tech. 31(7): 1992-1994, 1997.
- Masschelein, W.J. *Unit Processes in Drinking Water Treatment*, Marcel Decker D.C., New York, Brussels, Hong Kong, 1992.
- Noack, M.G. and R.L. Doerr. *Reactions of Chlorine, Chlorine Dioxide and Mixtures of Humic Acid : An Interim Report*, Conference proceedings, Second Conference on the Environmental Impact of Water Chlorination, R.L. Jolley, H. Gorchev, and D. Heyward (editors), Gatlinburg, TN, 1977.
- Pitochelli, A. *Chlorine Dioxide Generation Chemistry*, Conference proceedings, Third International Symposium, Chlorine Dioxide : Drinking Water, Process Water, and Wastewater Issues, New Orleans, LA, 1995.
- Rav-Acha, C., A. Serri, E. Choshen, B. Limoni. *Disinfection of Drinking Water Rich in Bromide with Chlorine and Chlorine Dioxide, While Minimizing the Formation of Undesirable Byproducts*, Wat. Sci. Technol. 17:611, 1984.
- Ridenour, G. M. and R.S. Ingols. *Bactericidal Properties of Chlorine Dioxide*, J. AWWA. 39, 1947.
- Roberts, P.V., E.M. Aieta, J.D. Berg, and B.M. Chow. *Chlorine Dioxide for Wastewater Disinfection: A Feasibility Evaluation*, Stanford University Technical Report 251, 1980.
- Singer, P.C. *Formation and Characterization of Disinfection Byproducts*, Presented at the First International Conference on the Safety of Water Disinfection : Balancing Chemical and Microbial Risks, 1992.
- Singer, P.C., and W.K. O'Neil. *Technical Note : The Formation of Chlorate from the Reaction of Chlorine and Chlorite in Dilute Aqueous Solution*, J. AWWA. 79(11):75, 1987.
- Thompson, A.L. *Practical Considerations for Application of Chlorine Dioxide in Municipal Water Systems*, Conference proceedings, Chlorine Dioxide Workshop. AWWARF, CMA, EPA. Denver, CO, 1989.
- USEPA (U.S. Environmental Protection Agency). *Trihalomethanes in Drinking Water : Sampling, Analysis, Monitoring, and Compliance*, EPA 570/9-83-002, August 1983.
- USEPA. *Guidance Manual – Alternative Disinfectants and Oxidants*, EPA 815-R-99-014, April 1999.
- Werdehoff, K.S, and P.C. Singer. *Chlorine Dioxide Effects on THMFP, TOXFP and the Formation of Inorganic By-Products*, J. AWWA. 79(9):107, 1987.

Références de la section 10.4.5

- AWWA (American Water Works Association). *Guidance Manual for Compliance with the Filtration and Disinfection Requirements for Public Water Systems Using Surface Water Sources*, État-Unis, 1991.
- AWWA, ASCE (American Society of Civil Engineers). *Water Treatment Plant Design*. Deuxième édition, McGraw-Hill Inc., New York, NY, 1990.
- Campbell, A.T. et al. *Inactivation of Oocysts of Cryptosporidium parvum by Ultraviolet Radiation*, Water Res. 29(11):2583, 1995.
- Carlson, D. A. et al. *Project Summary : Ultraviolet Disinfection of Water for Small Water Supplies*. Office of Research and Development, USEPA, Cincinnati, OH, USEPA/600/S2-85/092, 1982.

- Clancy, J.L., T.M. Hargy, M.M. Marshall et J.E. Dyksen. *Inactivation of Cryptosporidium parvum Oocysts in Water Using Ultraviolet Light*. Conference proceedings, AWWA International Symposium on *Cryptosporidium* and Cryptosporidiosis, Newport Beach, CA, 1997.
- Combs, R. et P. McGuire. *Back to Basics - The Use of Ultraviolet Light for Microbial Control*. *Ultrapure Water Journal*. 6(4):62-68, 1989.
- DeMers, L.D. et R.C. Renner. *Alternative Disinfection Technologies For Small Drinking Water Systems*, AWWARF, 1992.
- Ellis, C. et A.A. Wells. *The Chemical Action of Ultraviolet Rays*. Reinhold Publishing Co., New York, NY, 1941.
- Hazen and Sawyer. *Disinfection Alternatives for Safe Drinking Water*. Van Nostrand Reinhold, New York, NY, 1992.
- Huff, C. B. *Study of Ultraviolet Disinfection of Water and Factors in Treatment Efficiency*. *Public Health Reports*. 80(8):695-705, 1965.
- Jagger, J. *Introduction to Research in Ultraviolet Photobiology*. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1967.
- Johnson, R.C. *Getting the Jump on Cryptosporidium with UV*. *Opflow*. 23(10):1, 1997.
- Karanis, P. et al. *UV Sensitivity of Protozoan Parasites*. *J. Water Supply Res. Technol. Aqua*. 41(2):95, 1992.
- Kruithof, J.C. et al. *Summaries, WASSER BERLIN '89*, International Ozone Association, European Committee, Paris, 1989.
- Malley Jr., J.P., J.P. Shaw et J.R. Ropp. *Evaluations of Byproducts by Treatment of Groundwaters With Ultraviolet Irradiation*. AWWARF et AWWA, Denver, CO, 1995.
- Murov, S.L. *Handbook of Photochemistry*. Marcel Dekker, New York, NY, 1973.
- National Water Research Institute et American Water Works Association Research Foundation. *Ultraviolet Disinfection Guidelines for Drinking Water and Water Reuse*, 2000.
- NSF (National Science Foundation). *NSF Standard 55 : Ultraviolet Water Treatment Systems*. National Sanitation Foundation, Ann Arbor, MI, 1991.
- Qualls, R., Flynn, M. et Johnson, J. *The Role of Suspended Particles in Ultraviolet Disinfection*. *J. Water Pollution Control Fed.* 55(10):1280-1285, 1983.
- Rice, E.W. et J.C. Hoff. *Inactivation of Giardia lamblia Cysts by Ultraviolet Irradiation*. *Appl. Environ. Microbiol.* 42:546-547, 1981.
- Scheible, O.K. et C.D. Bassell. *Ultraviolet Disinfection Of A Secondary Wastewater Treatment Plant Effluent*. USEPA-600/2-81-152, PB81-242125, U.S. USEPA, Cincinnati, OH, 1981.
- Scheible, O.K. *Design and Operation of UV Systems*. Presented at Water Pollution Control Federation Annual Conference, Cincinnati, OH, 1983.
- Slade, J. S., N.R. Harris et R.G. Chisholm. *Disinfection of Chlorine Resistant Enteroviruses in Ground Water by Ultraviolet Radiation*. *Water Sci. Technol.* 189(10):115-123, 1986.
- Snicer, G.A., J.P. Malley, A.B. Margolin et S.P. Hogan. *Evaluation of Ultraviolet Technology in Drinking Water Treatment*. Presented at AWWA Water Quality Technology Conference, Boston, MA, 1996.
- Snider, K.E., J.L. Darby et G. Tchobanoglous. *Evaluation of Ultraviolet Disinfection For Wastewater Reuse Applications In California*. Department of Civil Engineering, University of California, Davis, 1991.
- Sobotka, J. *The Efficiency of Water Treatment and Disinfection by Means of Ultraviolet Radiation*. *Water Sci. Technol.* 27(3-4):343-346, 1993.
- Tchobanoglous, G.T. *UV Disinfection : An Update*. Presented at Sacramento Municipal Utilities District Electrotechnology Seminar Series. Sacramento, CA, 1997.

USEPA. *Design Manual : Municipal Wastewater Disinfection*. USEPA/625/1-86/021, Office of Research and Development, Water Engineering Research Laboratory, Center for Environmental Research Information, Cincinnati, OH, 1986.

USEPA. *Guidance Manual – Alternative Disinfectants and Oxidants*, EPA 815-R-99-014, April 1999.

USEPA. *Technologies for Upgrading Existing and Designing New Drinking Water Treatment Facilities*, USEPA/625/4-89/023, Office Drinking Water, 1980.

USEPA. *Ultraviolet Light Disinfection Technology in Drinking Water Application - An Overview*. USEPA 811-R-96-002, Office of Ground Water and Drinking Water, 1996.

USEPA. *Ultraviolet Disinfection Guidance Manual*. 815-D-03-007, Office of Ground Water and Drinking Water, 2003.

Von Sonntag, C. et H. Schuchmann. *UV Disinfection of Drinking Water and By-Product Formation - Some Basic Considerations*. J. Water SRT-Aqua. 41(2):67-74, 1992.

White, G.C. *Handbook of Chlorination and Alternative Disinfectants*. Van Nostrand Reinhold, New York, NY, 1992.

Wolfe, R.L. *Ultraviolet Disinfection of Potable Water*. Environ. Sci. Tech. 24(6):768-773, 1990.

Yip, R.W. and D.E. Konasewich. *Ultraviolet Sterilization Of Water - Its Potential And Limitations*. Water Pollut. Control (Canada). 14:14-18, 1972.

Références du chapitre 11

American Water Works Association-Research Fondation (AWWA-RF) , Lyonnaise des Eaux and Water Research Commision of South Africa. *Water Treatment membrane processes*, McGraw-Hill, New York, 1996.

Baudeau, P., Payment, P., Bourderont, D., Mansotte, F., Boudhabay, O., Laubiès, B. et Verdrière, J. *A time series study of anti-diarrheal drug sales and tap-water quality*, *International Journal of Environmental Health Research* 9, 293–311, 1999.

Bishop, M., Morgan, J., Cornwell, B., Jamison, D. *Improving the disinfection detention time of a water plant clearwell*, Jour. AWWA 85(3) p68-75, 1993.

Ducoste, J., Carlson, K., et Bellamy, W, *The integrated disinfection design framework approach to reactor hydraulics characterization*, Journal of Water Supply: Research and Technology – AQUA, vol. 50, p. 245-261, 2001.

Grayman, W., Deininger, R., Green, A., Boulos, P., Bowcock, R., Godwin, C. *Water quality and mixing models for tanks and reservoirs*, Jour. AWWA 88(7), 1996.

Hagstrom, J., Crozes, G. *Enhancement of disinfection contactor hydraulics for synergistic inactivation of Cryptosporidium*, Water Quality Technology Conference, San Diego, 1997.

Hannoun, I.A., Boulos, P.L., John List, E. *Using hydraulic modeling to optimize contact time*, Jour. AWWA 90(8) p77-87, 1998.

Isaac-Renton, J., Blatherwick, J., Bowie, W.R., Fyfe, M., Khan, M., Li, A., King, A., McLean, M., Medd, L., Moorehead, W., Ong, C.S. et Robertson, W. « Epidemic and endemic seroprevalence of antibodies to Cryptosporidium and Giardia in residents of three communities with different drinking water supplies », *Am. Journ. of Trop. Med. Hyg.*, 60:4, p. 578, 1999.

Kirmeyer, G. J. *Maintaining water quality in finished water storage facilities*, AWWA Research Foundation, 285 pages, 1999.

Langlais, B., Reckhow, D.A., Brink, D.R. *Ozone in Water Treatment: Application and Engineering*, Lewis Publishers & American Water Works Association Research Foundation, Denver, 1991.

Levenspiel, O.. *Chemical Reaction Engineering (Third Edition)*. New York, Toronto: John Wiley and Sons, Inc., 1999.

Mays, L.W. *Water Distribution Systems Handbook*, McGraw-Hill, New York, 2000.

Owen, C., Taylor, J. S., Robert, C., Robert Reiss, C. *Microbial Challenge Of Integrated Membrane System Large Scale Pilot Plants Treating A Highly Organic Surface Water*, AWWA, Water Quality Technology Conference Proceedings, Tampa, Florida, 1999.

Payment, P., Ménard, B. et Prévost, M. *Enteric viruses, Giardia and Cryptosporidium levels in the raw water of water treatment plants along the Saint-Lawrence river*. AWWA, Water Quality Technology Conference Proceedings, Denver, Colorado, 1997.

Reddy, S., Russell, J., Narasimhan, R., Burns, C. *Improving clearwell design using computational fluid dynamics*, Proceedings of the annual AWWA Conference, Dallas, Communication personnelle, 1998.

Rennecker, J.L., Marinas, B.J., Owens, J.H. and Rice, E.W. *Inactivation of Cryptosporidium parvum (oo)cysts with ozone*, Water Research, 33, 2481, 1999.

Ruffell, K. M., Rennecker, J.L. and Mariñas, B.J. *Inactivation of Cryptosporidium parvum oocysts with chlorine dioxide*, Water Research, 34, 868, 2000.

Santé Canada. *Les protozoaires entériques : Giardia et Cryptosporidium*, 2012.

Schneider, O. D. *Trends in Acute Waterborne Disease (1976-1994)*. Compte-rendu de Water Quality Technology Conference de l'American Water Works Association, San Diego, Novembre, 1998.

Schwartz, J., Levin, R. and Hodge, K. *Drinking water turbidity and pediatric hospital use for gastrointestinal illness in Philadelphia*, *Epidemiology* 8(6), 615–20, 1997.

Teefy, S. *Tracer Studies in Water Treatment Facilities: A Protocol and Case Studies*, American Water Works Association Research Foundation and American Water Works Association, Denver, Colorado, USA 90692, 1996.

USEPA. National Primary Drinking Water Regulations: Long term 2 Safe Water Treatment Rule, 40 CFR Parts 9, 141,142, 2001.

USEPA. *Microbial/Disinfection By-Products Federal Advisory Committee*, Stage 2 M-DBP Agreement in principle, 2000.

USEPA. *Disinfection Profiling and Benchmarking Guidance Manual*, EPA-815-R-99-013, 1999.

USEPA. *Guidance Manual for Compliance with the Filtration and Disinfection Requirements for Public Water Systems Using Surface Water Sources*, PB 93-222933 (NTIS), Washington, DC, U.S.A., March 1991.

Références du chapitre 12

American Water Works Association-Research Foundation (AWWA-RF), Lyonnaise des Eaux-Dumez. *Identification and Treatment of Tastes and Odors in Drinking Water*, 1987.

AWWA. *Standards Methods for the Examination of Water and Wastewater*, American Public Health Association, Water Environment Federation, 1998.

Dégremont, Technique & Documentation. *Mémento technique de l'eau*, 1989.

Santé Canada. *Principes et techniques de traitement de l'eau. Recommandations pour la qualité de l'eau potable au Canada*, 1994.

Langlais B., Rockhow David A., Brink Deborah R. *Ozone in water Treatment Application and Engineering*, Lewis Publishers, Inc., 1^{ère} édition, 1991.

Nerenberg Robert, Rittman Bruce E., Soucie William J. *Ozone/Biofiltration for removing MIB and Geosmin*, Journal AWWA, 2000.

Van Nostrand Reinhold Company, Geo. *Handbook of Chlorination*, Clifford White, 2^e édition, 1986.

Références du chapitre 13

American Water Works Association (AWWA), DVW-Technologiezentrum Wasser. *Internal Corrosion of Water Distribution Systems*, 2^e édition, 1996.

AWWA. *Water Quality & Treatment. A Handbook of Community Water Supplies*, 5^e édition, 1999.

AWWA. *A General Framework for Corrosion Control Based on Utility Experience*, AWWARF, 1997.

AWWA. *Control of Pb and Cu Corrosion By-Products Using CORRODE Software*, AWWARF, 1997.

Mays, L.W. *Water Distribution Systems Handbook*, 2000.

Rompré, A., Allard, D., Perron, S., Desautel, S., Prévost, M., Brisebois, P. et Lavoie, J. *Corrosion interne des réseaux de distribution d'eau : diagnostic et intervention – Étapes 1, 2, 3, 4*, projet de recherche effectué dans le cadre du programme travaux d'infrastructures Canada-Québec-Laval, août 1997 à juin 1998.

Rompré, A., Allard, D., Niquette, P., Prévost, M., Brisebois, P. et Lavoie, J. *Optimisation de l'implantation des stratégies de contrôle de la corrosion interne dans les réseaux de distribution – Étapes 1, 2, 3*, projet de recherche effectué dans le cadre du programme travaux d'infrastructures Canada-Québec-Laval, mars à juillet 1999.

Scuras, S., Rothberg, M.R., Jones, S.D. et Ahram, D.A. *The Rothberg, Tamburini & Winsor Model for Water Process and Corrosion Chemistry – User's Guide*, version 4.0, AWWA, 1999.

Références du chapitre 14

American Water Works Association-Research Foundation (AWWA-RF). *Recycle Stream Effects on Water Treatment*, 1993.

American Water Works Association-Research Foundation (AWWA-RF). *Water Treatment Plant Waste Management*, 1987.

American Water Works Association-Research Foundation (AWWA-RF). *Slib Shlamm sludge*, 1990.

American Society of Civil Engineers-American Water Works Association. *Water treatment Plant Design*, 1990.

Références du chapitre 16

American Water Works Association, Water Environment Federation et American Public Health Association. *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*, 1998.

Alberta Environmental Protection. *Standards and Guidelines for Municipal Waterworks, Wastewater and Storm Drainage Systems*, décembre 1997.

Great Lakes Upper Mississippi River Board State Public Health & Environmental Managers. *Recommended Standards for Water Works*, 1997.

Réseau Environnement. *L'économie d'eau potable et les municipalités*, 2013.

Références du chapitre 17

Société québécoise d'assainissement des eaux (SQAE). *Devis pour la mise en service et la participation à l'évaluation de la performance des ouvrages d'assainissement (Étangs aérés et interception)*, 1995.

Société québécoise d'assainissement des eaux (SQAE). *Manuel d'exploitation. Guide de rédaction (Étangs aérés)*, 1995.