

Cycle de l'eau

Master 2 GED

Notes rédigées par Sandra BELBOOM

Avec l'aide de beaucoup d'autres...

Table des matières

L'eau	4
1. Ressources mondiales.....	4
2. Utilisations de l'eau.....	6
a) De manière générale.....	6
b) Empreinte hydrique	8
3. Le cycle naturel de l'eau	9
4. Le cycle technique de l'eau.....	12
5. Caractéristiques chimiques de l'eau.....	13
a) pH	13
b) Oxygène dissous.....	13
c) CO ₂ dissous	15
La pollution de l'eau	17
1. Les matières solides en suspension (MES)	18
2. Les matières nutritives.....	19
a) Carbone organique total.....	20
b) Demande chimique en oxygène (DCO).....	20
c) Demande biologique en oxygène (DBO).....	21
d) Biodégradabilité d'une solution.....	24
3. Les matières azotées.....	25
4. Les matières phosphatées	26
5. L'eutrophisation	26
6. Charge polluante moyenne par activité.....	26
7. Caractérisation des eaux usées.....	28
a) Mesures du débit.....	28
b) Influence des activités humaines sur le débit.....	32
8. Mesures de la charge polluante	33
Traitement des eaux usées	35
1. Mesure de débits	37
2. Prétraitements	38
a) Pièges à cailloux	38
b) Le dégrillage.....	38
c) Dessablage - déshuilage	42

3. Traitements primaires	45
a) Coagulation – floculation	46
b) Décantation	49
4. Traitements secondaires.....	55
a) Objectifs du traitement biologique	55
b) Le métabolisme microbien.....	57
c) Modèles cinétiques.....	58
d) Rendement effectif de production de biomasse.....	60
e) Taux spécifiques d'utilisation des substrats	60
f) Les procédés à boues activées	60
5. Traitement tertiaire.....	67
a) Objectifs du traitement tertiaire.....	67
6. Les boues	70
b) Objectifs du traitement des boues	72
c) Stabilisation des boues	72
d) Déshydratation des boues.....	74
Bibliographie	83

L'eau

Une vue de la terre à partir de l'espace montre qu'elle est différente des autres planètes du système solaire. La terre est une planète à prédominance d'eau qui recouvre $\frac{3}{4}$ de sa surface. L'eau a des répercussions énormes sur notre planète : sans elle, la vie ne serait pas possible. L'eau participe à la formation des continents, tempère le climat et permet aux organismes de survivre. L'être humain est formé de 70% d'eau.

1. Ressources mondiales

Bien que l'eau recouvre presque 75% de la surface de la terre, seule l'eau douce est d'intérêt pour l'homme. Son pourcentage représente à peine 2,53% du total. De plus, la majorité de cette eau douce n'est pas accessible directement. En effet, 61,7% de l'eau douce est stockée dans les glaciers de l'Antarctique, 6,7% pour les glaciers du Groenland, 0,12% pour les glaciers montagneux et 0,86% pour le sous-sol (cf. Tableau 1).

Tableau 1 Répartition en volume et en pourcentage des différentes sources d'eau salée et d'eau douce présentes sur terre – traduites de Peter H. Gleick et Meena Palaniappan, *Peak water limits to freshwater withdrawal and use*, Proceedings of the National Academy of Science (2010) 107 11155–11162. (doi: 10.1073/pnas.1004812107).
<http://www.pnas.org/content/early/2010/05/20/1004812107.abstract>

	Volume (10 ³ km ³)	Pourcentage de l'eau totale (%)	Pourcentage de l'eau douce (%)
Eau totale	1,386 millions	100	-
Eau douce totale	35 000	2,53	100
Océans mondiaux	1,340 millions	96,5	-
Eau salée souterraine	13 000	1	-
Eau douce souterraine	10 500	0,76	30
Glaciers antarctiques	21 600	1,56	61,7
Glaciers du Groenland	2 340	0,17	6,7
Îles arctiques	84	0,006	0,24
Glaciers montagneux	40,6	0,003	0,12
Pergélisol et glace souterraine	300	0,022	0,86
Lacs salins	85,4	0,006	-
Lacs d'eau douce	91	0,007	0,26
Humidité du sol	16,5	0,0012	0,047
Tourbières	11,5	0,0008	0,03
Rivières (flux moyen)	2,12	0,0002	0,006
Dans la matière biologique	1,12	0,0001	0,0003
Dans l'atmosphère (en moyenne)	12,9	0,0001	0,04

Au final, l'eau douce utilisable ne représente qu'une très faible fraction de la quantité d'eau sur terre avec moins de 0,01% des réserves en eau. Cette eau provient majoritairement des lacs et des rivières comme illustré à la Figure 1.

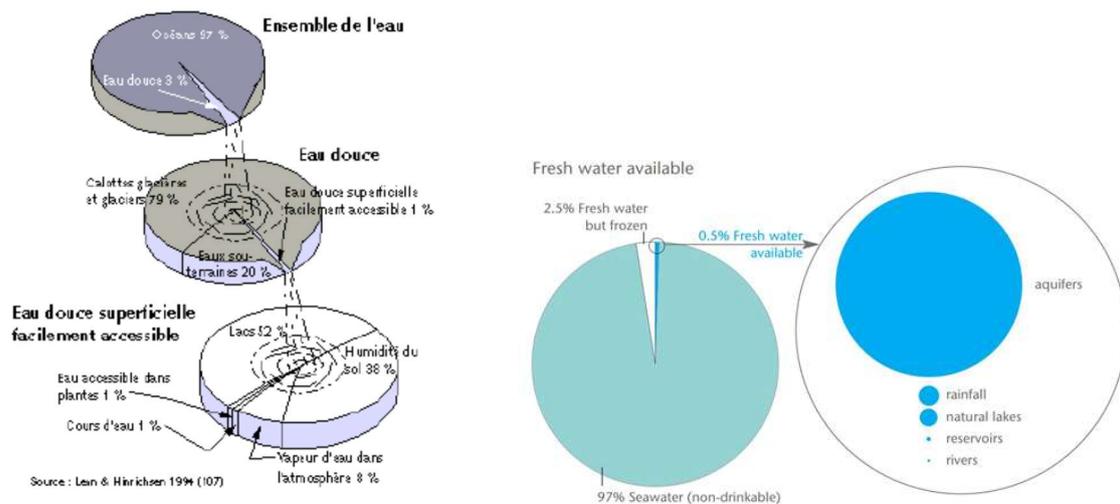


Figure 1 Répartition de l'eau sur Terre (Water – Facts and trends, World Business Council for Sustainable development (2005) <http://www.wbcsd.org/Pages/EDocument/EDocumentDetails.aspx?ID=137>)

Cela engendre des inégalités entre les différents pays comme mentionné par la carte de l'UNEP à la Figure 2. Cette carte montre en 2007 des zones de stress hydrique et de rareté de l'eau. Au vu de la consommation actuelle et de l'augmentation de la population, les prévisions annoncent une augmentation de ces zones passant de 10% en 2000 à 38% en 2025.

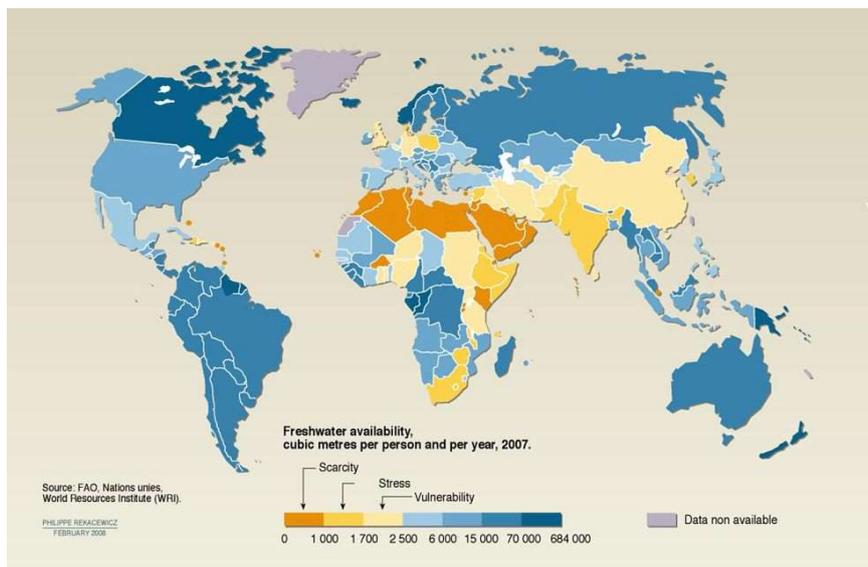
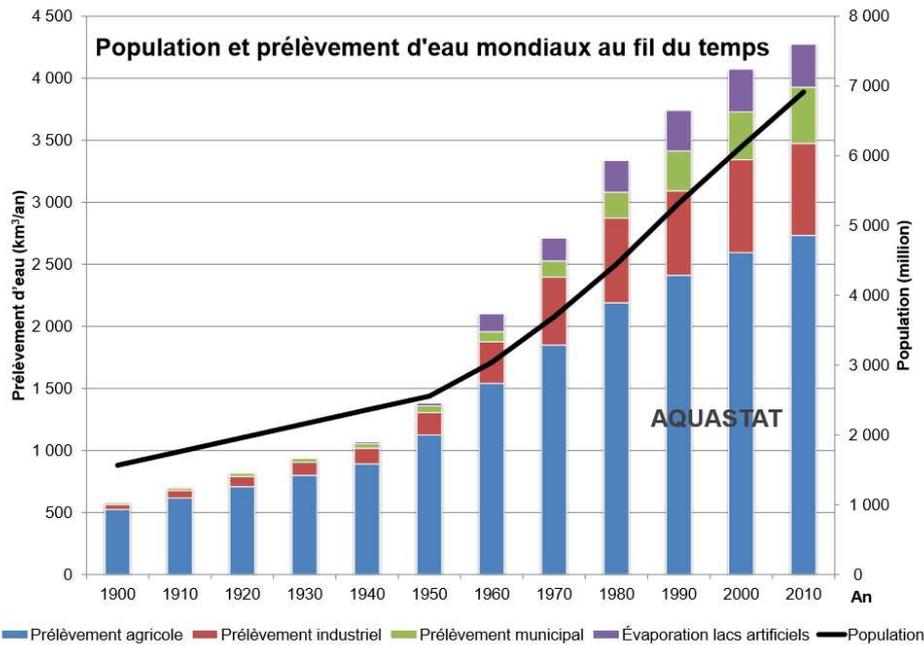


Figure 2 Répartition de l'eau douce par pays, par personne et par an pour l'année 2007

Il est à noter que l'évolution des consommations en eau suit l'évolution de la population (cf. Figure 3), ce qui explique l'évolution possible en termes de stress hydrique au niveau mondial.



http://www.fao.org/nr/water/aquastat/water_use/indexfra.stm

Date de préparation: Septembre 2015

Figure 3 Evolution des consommations en eau en fonction de la population mondiale

2. Utilisations de l'eau

a) De manière générale

D'un point de vue physiologique, tout être humain a besoin de consommer plusieurs litres d'eau douce par jour pour se maintenir en vie. Néanmoins, cette part est marginale par rapport aux autres utilisations de l'eau. Actuellement, de plus en plus d'eau est utilisée pour diverses activités domestiques. Suite à l'augmentation de la population, l'augmentation du niveau de vie est également illustrée par la vitesse d'utilisation de l'eau. Cette dernière est le double de la vitesse d'accroissement de la population.

Un accès raisonnable à l'eau est défini par l'Organisation Mondiale de la Santé à 20 litres par individu par jour, disponibles à une distance d'un kilomètre de la résidence.

Au niveau mondial, l'eau douce rapportée par habitant peut être répartie pour des utilisations en irrigation (70%), en industrie (22%) et en usage domestique (8%) (UNEP). Cela s'explique par l'augmentation des surfaces de cultures alimentaires et de l'élevage du bétail.

Le

Tableau 2 ci-dessous présente les quantités d'eau nécessaire pour la fabrication des produits d'usages communs.

Tableau 2 Quantité d'eau nécessaire pour la production d'une tonne de différents produits - Unesco

Pour fabriquer une tonne de ...	Il faut ...
Coton	10.000 m ³
Riz	4.500 m ³
Plastique	2.000 m ³
Aluminium	1.300 m ³
Blé	500 m ³
Papier	250 m ³
Pétrole	20 m ³
Bière	20 m ³ d'eau

De par l'évolution des modes de consommation alimentaire, avec l'augmentation de la demande en viande et en produits laitiers dans les pays émergents, les consommations en eau vont augmenter. Cela est le même phénomène pour l'utilisation de biocarburants ainsi que les besoins en énergie engendrant par la même occasion une augmentation en eau de refroidissement, tout comme l'augmentation de l'utilisation d'hydroélectricité.

b) Empreinte hydrique

Le concept d'empreinte hydrique permet de tenir compte de l'eau directe consommée mais également de l'eau indirecte. Elle correspond au volume d'eau utilisé à tous les stades de la chaîne de production.

La Figure 4 ci-dessous présente l'empreinte hydrique des biocarburants en fonction de leur origine. Cela prend en compte à la fois le procédé de production en tant que tel mais également l'eau cachée lors de la croissance de la plante. En fonction des conditions agricoles, avec ou sans irrigation, l'eau contenue dans le procédé peut doubler voire tripler par rapport au procédé propre.

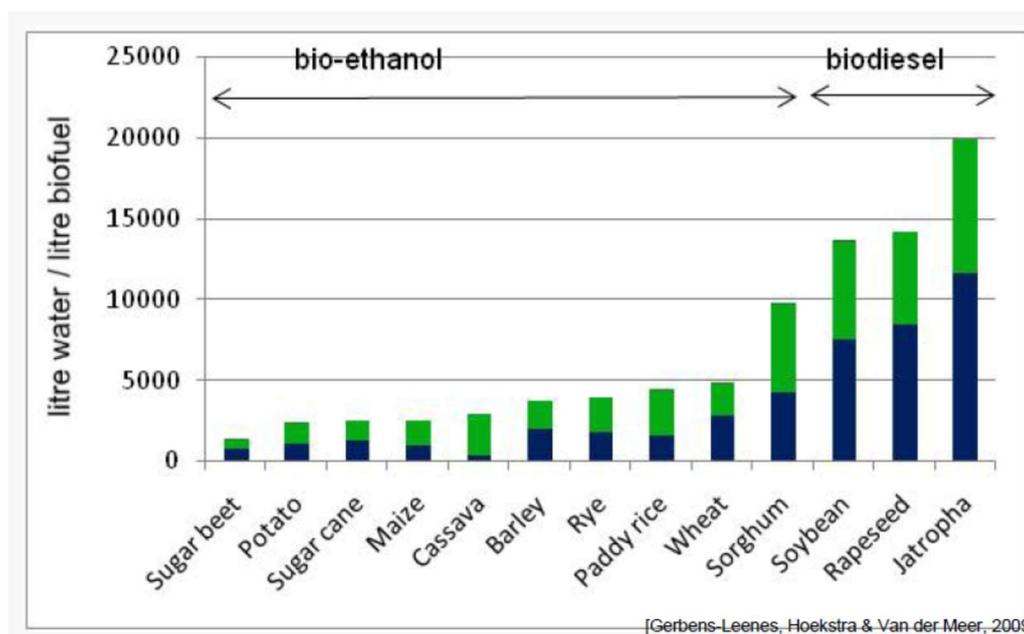
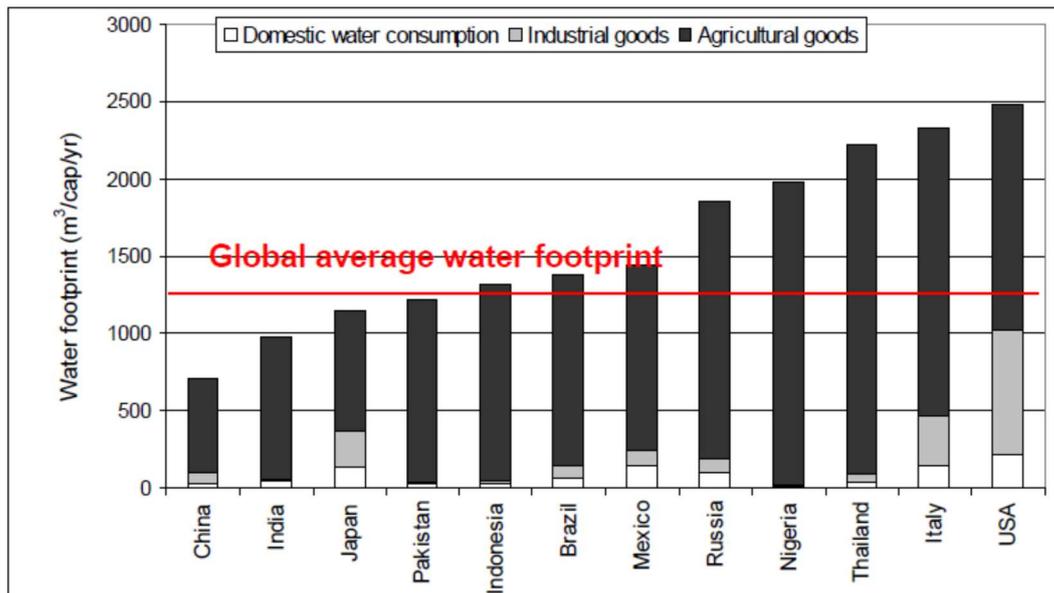


Figure 4 Empreinte hydrique des différents biocarburants en fonction de leur source

L'empreinte hydrique peut être calculée pour tout type de produit. Par exemple, l'empreinte hydrique d'une tasse de café s'élève à 140 L, celle d'un kg de poulet à 3900 L et celle d'un kg de bœuf à 15 500 L.

Cette empreinte hydrique peut également être calculée par pays. Elle représente le total d'eau utilisée pour produire les biens et services consommés par les habitants de cette nation. Elle est présentée à la Figure 5.



[Hoekstra & Chapagain, 2008]

Figure 5 Empreinte hydrique nationale par pays – Waterfootprint.org

On parle de différents types d'eau consommée :

- Eau bleue : eau de surface ou souterraine incorporée dans le produit ; il s'agit de l'eau des lacs, des rivières et des nappes aquifères ;
- Eau verte : eau de pluie incorporée dans le produit ;
- Eau grise : eau polluée par les processus de production - quantité d'eau bleue nécessaire pour diluer suffisamment l'eau usée rejetée et rendre l'eau à nouveau disponible pour un autre usage.

3. Le cycle naturel de l'eau

Le cycle de l'eau décrit la circulation terrestre de l'eau à partir de l'environnement vers les organismes vivants et retour vers l'environnement (Figure 6).

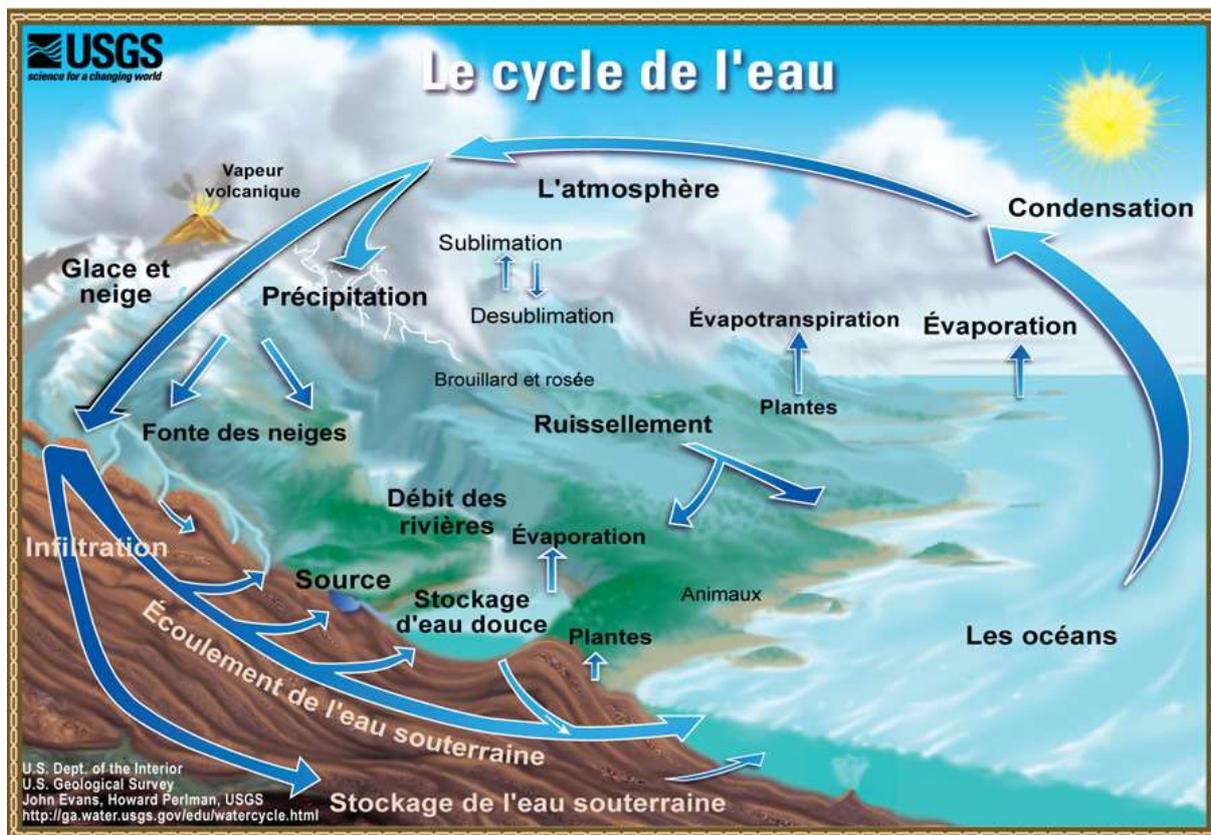


Figure 6 Illustration du cycle naturel de l'eau

L'étude de son cycle naturel fait apparaître au niveau planétaire les 3 états physiques de l'eau. Ainsi, l'atmosphère comporte une teneur en vapeur d'eau non négligeable mais fortement variable en fonction des conditions climatiques (origine, pression et température des masses d'air).

Cette vapeur d'eau est susceptible de se condenser en gouttes liquides dont la taille détermine leur aptitude à précipiter (brouillards vs. pluies). Si la température de l'air est suffisamment basse, l'eau cristallise et des flocons ou des grêlons (phase solide) précipitent. La condensation de la vapeur atmosphérique intervient aussi au niveau de la surface du sol, induisant l'apparition de rosée ou de givre, selon que la température au niveau de la surface concernée soit supérieure ou inférieure à 0°C.

Quelles qu'elles soient, les "précipitations atmosphériques" arrivent sur le sol où elles s'accumulent - provisoirement ou définitivement - si elles sont à l'état solide (neige vs. neiges éternelles et calottes glaciaires). Par contre, si elles sont à l'état liquide, soit elles ruissellent et constituent les "eaux de surface" (cours d'eau, lacs, mers, océans, etc.), soit elles percolent et finissent par atteindre une couche géologique imperméable au-dessus de laquelle elles s'accumulent, formant ainsi une nappe phréatique.

Celle-ci est en fait constituée d'une couche géologique poreuse imprégnée d'eau, un peu à la manière d'une éponge. La formation d'une nappe phréatique suppose donc la présence d'interstices au sein de la couche rocheuse qui seront saturés d'eau.

La capacité de rétention d'une roche, et donc son aptitude à constituer une nappe aquifère, caractérise sa porosité, tandis qu'on qualifie de perméabilité l'aptitude de l'eau à se déplacer au sein de la roche. Les couches limoneuses, argileuses voire sableuses constituent

d'excellents réservoirs, tandis que des couches telles que des schistes sont moins stables vu leur faible porosité.

Les couches calcaires peuvent constituer des nappes intéressantes, mais la solubilisation du calcaire dans l'eau est susceptible d'induire des affaissements de terrain (dolines), tout en créant des galeries, grottes et autres rivières souterraines (= phénomènes karstiques), pour le plus grand bonheur des spéléologues. Le retour de l'eau vers l'atmosphère s'effectue via les phénomènes d'évaporation et de transpiration (évapotranspiration d'un sol).

Le cycle représenté ici est statique. Il est défini par le bilan hydrique suivant :

$$P = E + E_t + R + e + I + (F - L)$$

Les termes sont définis ci-dessous :

F : eau fixée par les organismes vivants

L : eau libérée par les individus morts. On admet généralement que F et L sont en équilibre ce qui permet de négliger le dernier terme entre parenthèses.

P : précipitations. Elles se mesurent en mm d'eau, c'est-à-dire le nombre de mm de liquide recueilli dans un pluviomètre dont la section est telle que 1 mm d'eau = 1 L/m². En Région Wallonne, il tombe en moyenne 700 mm d'eau/an dont 1400 mm sur le plateau des Hautes-Fagnes soit 20 milliards de m³ en 160 à 200 jours.

E : l'évaporation liée au type de sol ; si celui-ci absorbe peu l'eau, la vaporisation est facilitée. L'absorption est augmentée grâce au couvert végétal. L'évaporation est liée à la température, au vent et au taux d'humidité atmosphérique.

Et : évapotranspiration c'est-à-dire l'eau qui est transpirée par le végétal par les stomates des feuilles pour assurer la montée de la sève brute des racines vers les feuilles et évaporée sur le végétal.

L'ensemble $E + E_t$ peut représenter une quantité énorme ; c'est ainsi qu'un hectare de bouleaux évapore 47 m³ d'eau par jour. Cette quantité dépend de la saison et de la température. Un bilan effectué pour l'ensemble de l'Allemagne montre, que pour une précipitation de 771 mm, 404 mm reviennent dans l'atmosphère par évaporation et évapotranspiration. La forêt de Fontainebleau reçoit 696 mm alors que les champs avoisinants en reçoivent 600 mm. Dans le cas de la forêt équatoriale, 2/3 des précipitations se retrouvent dans l'évapotranspiration (1173 mm évapotranspirés pour des précipitations de 1510 mm d'eau). On voit l'importance de la part du couvert végétal dans le climat humide d'une région ce qui peut être utile dans la lutte contre la désertification.

R : ruissellement. Le ruissellement correspond à l'écoulement de l'eau à la surface du sol. Il dépend de la nature du sol : une terre argileuse favorisera l'écoulement ; certaines roches, par leur grande porosité, sont très perméables à l'eau (calcaires fracturés, sables). La pente favorise également l'écoulement. Par contre, le couvert végétal le limitera par absorption. Son rôle est important pour freiner l'érosion des sols. L'eau s'écoule par le réseau hydrographique des bassins versants. Si le bassin est très irrigué, les pointes de débit peuvent être importantes en période pluvieuse. On définit le débit de crue et le débit d'étiage (période d'eaux basses).

e : est l'écoulement hypodermique qui circule dans le sol. Cet écoulement peut être diffus et alimente les cours d'eau.

I : infiltration qui dépend de la nature du sous-sol, du couvert végétal, de la pente et des réserves d'eau. Les roches conservent l'eau dans les interstices : fissures dans les calcaires, espaces intergranulaires dans le cas de roches meubles (sables) ; elles forment la nappe

phréatique caractérisée par son niveau piézométrique. Dans les calcaires, l'eau s'infiltré par dissolution et crée les phénomènes karstiques (dolines, chantoires, grottes).

La répartition des pluies sur le globe terrestre n'est pas uniforme ; elle est influencée par les grands courants marins froids et les hautes montagnes. Suite à la rotation de la terre, certains courants marins froids circulent le long des côtes et provoquent un déplacement d'air venant du continent ce qui rend ces régions très sèches.

Le cycle de l'eau est perturbé par les activités humaines. Le ruissellement est accéléré suite à l'imperméabilisation des sols qui a pour conséquence de favoriser l'érosion. Le débit des rivières est également modifié suite à la création de barrages qui peuvent retenir les sédiments fertiles (cas du Nil) mais aussi par des prélèvements réalisés pour des fins industrielles ou d'irrigation (cas de la mer d'Aral).

4. Le cycle technique de l'eau

Vu sa fonction, la consommation de l'eau induit d'office sa pollution (apport de molécules, particules, cellules et/ou calories).

Le cycle technique de l'eau (cf. Figure 7) représente la filière d'exploitation de cette ressource vitale. Les réservoirs sont soit souterrains (nappes aquifères [= nappe phréatique exploitable]), soit de surface (cours d'eau et lacs naturels ou artificiels [le stockage d'eau potabilisable est une des fonctions des grands barrages]).

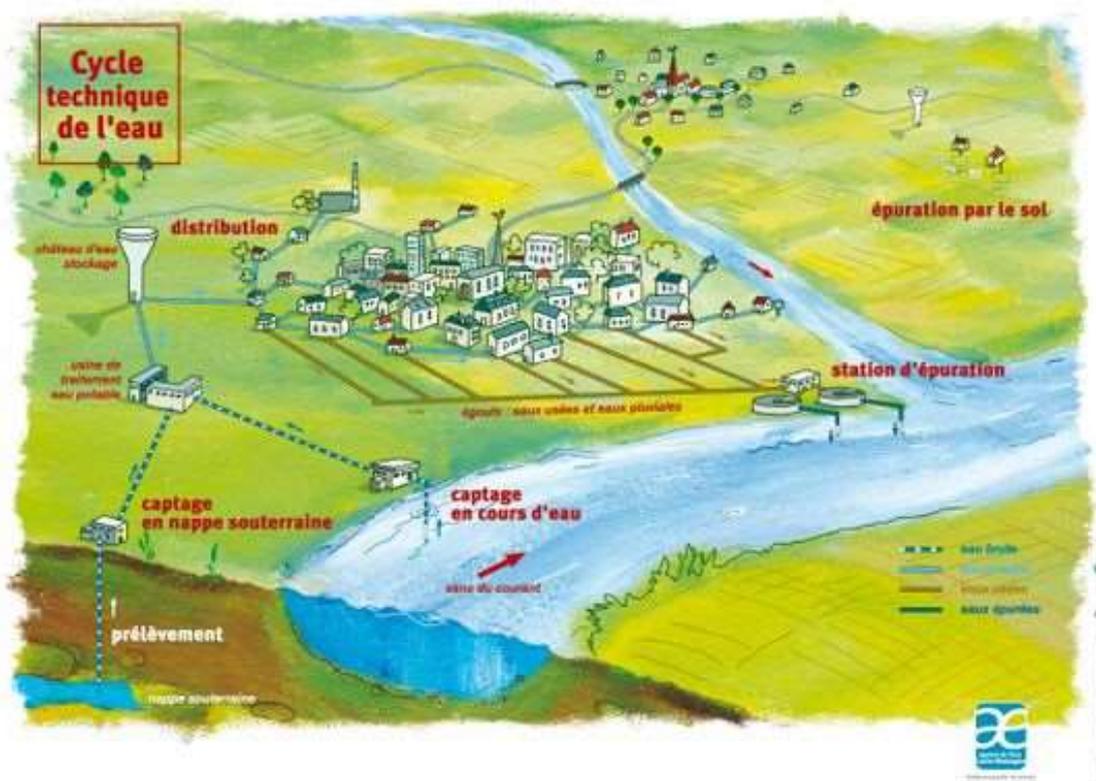


Figure 7 Cycle technique de l'eau - <http://www.puy-de-dome.fr/territoires/environnement/assainissement-collectif.html> (consulté le 11/09/2018)

L'exploitation d'une réserve aquifère suppose toute une technologie, qui va de son captage à la livraison d'une eau répondant à un cahier des charges précis. En effet, en fonction de l'utilisation que l'on en fait, les caractéristiques attendues de l'eau diffèrent. Ainsi, si l'eau est

destinée à l'alimentation humaine, elle doit être potable, ce qui suppose une qualité chimique et bactériologique compatible avec la santé ; tandis que si elle est destinée à un processus de chauffage, c'est plutôt sa dureté (qui reflète sa teneur en carbonates de Ca et de Mg) qui importe; et si elle doit être utilisée dans un laboratoire de chimie on cherchera à obtenir une eau proche de la pureté via une désionisation voire une distillation; dans le secteur pharmaceutique et/ou médical, on visera une eau chimiquement pure mais aussi stérile. Les technologies de traitement en amont de la consommation sont donc plus ou moins élaborées et varient selon l'usage prévu.

La satisfaction des besoins en eau diffère selon qu'il s'agisse d'une demande des ménages ou des entreprises. Ainsi, les besoins physiologiques humains peuvent être assurés soit par la consommation d'eaux embouteillées provenant du secteur privé, soit par l'utilisation de l'eau de réseau fournie par le secteur public. Dans ce dernier cas, l'eau est acheminée du site de captage jusqu'au domicile du consommateur via un réseau de distribution géré, en Wallonie et à Bruxelles, soit par des intercommunales (CILE = Compagnie Intercommunale Liégeoise des Eaux, Vivaqua, etc.), soit par une société régionale (SWDE = Société Wallonne de Distribution d'Eau).

Les besoins en eau industrielle des entreprises sont par contre assurés, soit par le réseau de distribution publique, ce qui coûte relativement cher mais est quasi obligatoire pour certains secteurs (industries de l'alimentation où l'eau de process doit être potable), soit par des captages en eaux souterraines ou en eaux de surface. Ces captages sont bien évidemment soumis à des limites en volume de prélèvement ainsi qu'à des redevances financières.

Les différentes étapes du cycle technique de l'eau seront vues en détails lors des chapitres ultérieurs.

5. Caractéristiques chimiques de l'eau

L'eau est un solvant capable de dissoudre un grand nombre de solutés. L'eau dans notre milieu environnant est donc rarement pure. Elle dissout les gaz de notre atmosphère (O_2 , CO_2) et des sels minéraux. La majorité des réactions ayant lieu dans les eaux sont des réactions acide-base, de solubilité et des réactions d'oxydo-réduction. Les premières régulent la concentration d'ions inorganiques dissous tels que les carbonates dans les eaux, alors que le contenu organique de l'eau est dominé par les réactions redox.

a) pH

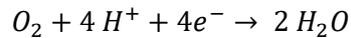
Le pH est étroitement lié à la nature des roches constituant le sous-sol. Celui-ci peut être acide dans le cas d'un sous-sol en quartzite ou basique dans le cas d'un sous-sol calcaire ou en dolomie. Le pH de l'eau a une influence directe sur la biocénose. Le pH acide (< 5) est en général peu propice à la vie bien que certaines espèces y soient inféodées : les sphaignes (variété de mousse) sécrètent des acides organiques, les pommes de terre, fraisiers apprécient les sols plutôt acides. Les eaux fagnardes sont acides (présence de matières humiques) et peu minéralisées. Les sols neutres à basiques permettent un développement d'une faune bien plus importante et, en milieu aquatique, les eaux de pH 5 à 9 permettent la vie d'une grande diversité de poissons.

b) Oxygène dissous

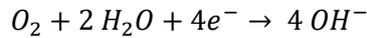
L'oxygène est un gaz essentiel au métabolisme de beaucoup d'espèces eucaryotes et procaryotes de la biosphère. Les espèces aquatiques n'échappent pas à la règle.

L'oxygène dissous est l'agent oxydant le plus important dans les eaux naturelles. Il permet le déroulement des réactions d'oxydo-réduction.

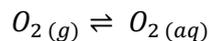
Lors d'une réaction, chacun des atomes d'oxygène (O_2) est réduit du degré d'oxydation 0 à -2 dans H_2O ou OH^- . La demi-réaction en milieu acide est



La demi-réaction en milieu basique est



On remarque que la concentration d'oxygène dissous dans l'eau est faible et donc précieuse d'un point de vue écologique. La réaction de dissolution est une réaction exothermique et peut être écrite de la manière suivante :



La constante d'équilibre de cette réaction est la constante de la loi de Henry, qui, pour $25^\circ C$ vaut $1,3 \cdot 10^{-3} \text{ mol/L.atm}$. Les unités sont données à titre « pédagogique », une constante d'équilibre à proprement parler n'ayant pas d'unité.

$$K_H = \frac{[O_{2(aq)}]}{P_{O_2}} = 1,3 \times 10^{-3} \text{ mol.L}^{-1}.\text{atm}^{-1}$$

Sur base de cette constante et avec une pression partielle de 0,21 atmosphère, la solubilité en O_2 est de $8,7 \text{ mg.L}^{-1}$.

La solubilité de l'oxygène dans l'eau dépend de la salinité et de la température de l'eau. Elle est plus faible dans l'eau de mer que dans l'eau douce et elle décroît avec la température comme le montre la Figure 8 ci-dessous.

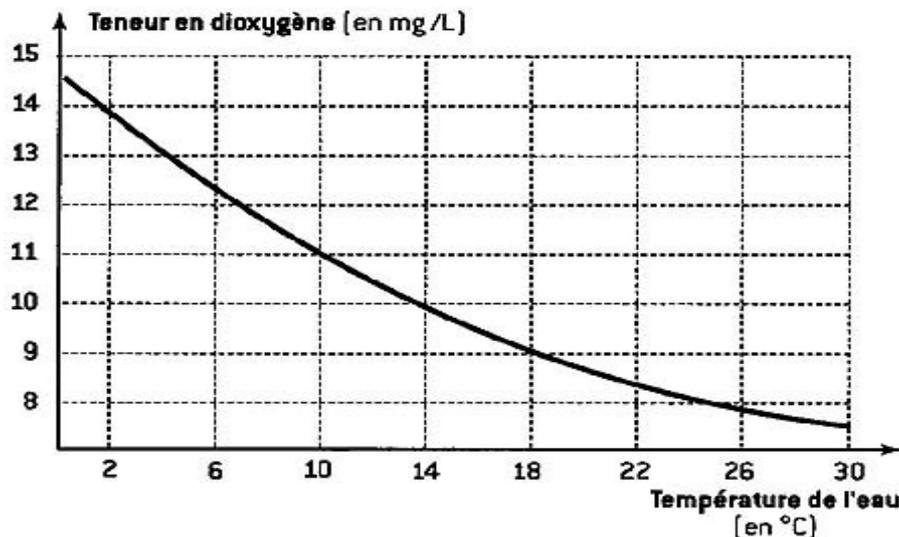


Figure 8 Graphique de l'évolution de la teneur en O_2 dans l'eau en fonction de la température. (Tonneau, 2010)

La concentration moyenne en oxygène que l'on trouve dans les eaux naturelles de surface non polluées est d'environ 10 ppm aux Etats-Unis.

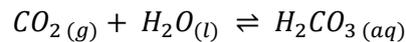
L'eau des rivières et des lacs qui a été chauffée artificiellement peut être considérée comme avoir subi une pollution thermique. En effet, elle contient moins d'oxygène que l'eau plus froide. Cela peut engendrer des soucis pour la faune environnante, les poissons ayant généralement besoin de 5 ppm d'oxygène dissous. Ces pollutions sont souvent engendrées par les centrales électriques et le rejet des eaux de refroidissement.

c) CO₂ dissous

Les eaux naturelles, même pures, contiennent des quantités significatives de dioxyde de carbone. Par ce fait, le pH de ces eaux naturelles est rarement égal à 7,0.

Le CO₂ est un gaz formé lors de la respiration des organismes aérobies et lors de la combustion des combustibles fossiles. Le CO₂ est un gaz à effet de serre, mais son rôle est important dans les eaux car il permet la photosynthèse. Il est en quantité très faible dans l'atmosphère (390 ppm) mais en quantité 150 fois plus importante dans l'eau.

L'acide carbonique dans les eaux naturelles est dû à la dissolution du dioxyde de carbone dans l'eau, ce gaz provenant soit de l'air, soit de la décomposition de matière organique dans l'eau. Le gaz de l'air et l'acide de l'eau en contact au niveau de la surface sont généralement en équilibre :

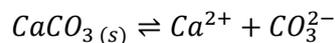


La constante d'équilibre de la loi d'Henry pour cette réaction est de $3,4 \times 10^{-2} \text{ M}\cdot\text{atm}^{-1}$ à 25°C. A cette température, la concentration en CO₂ dans l'air est de 390 ppm. Le pH de l'eau est de 5,6 dans ces conditions. La constante d'équilibre acide base pour H₂CO₃ est de $4,5 \times 10^{-7}$ à la même température.

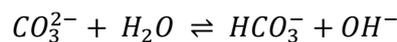
La séquestration du dioxyde de carbone d'origine anthropique dans les océans entraîne une augmentation de l'acidité des eaux environnantes par l'augmentation consécutive de la concentration en H₂CO₃, ce qui s'appelle l'acidification des océans.

L'augmentation de la concentration du CO₂ atmosphérique déjà apparue a engendré une chute d'environ 0,1 unité de pH à la surface des océans.

Les principales sources de l'ion carbonate dans les eaux naturelles sont les roches calcaires, qui sont formées en majorité de carbonate de calcium CaCO₃. Ce sel, presque insoluble, peut se dissoudre en faible quantité au passage de l'eau :



L'ion carbonate dissous se comporte comme une base selon :



Les réactions explicitées ci-dessus ont lieu dans le système triphasique naturel. Les différentes réactions de ce système sont présentées à la Figure 9 ci-dessous ainsi que dans le Tableau 3.

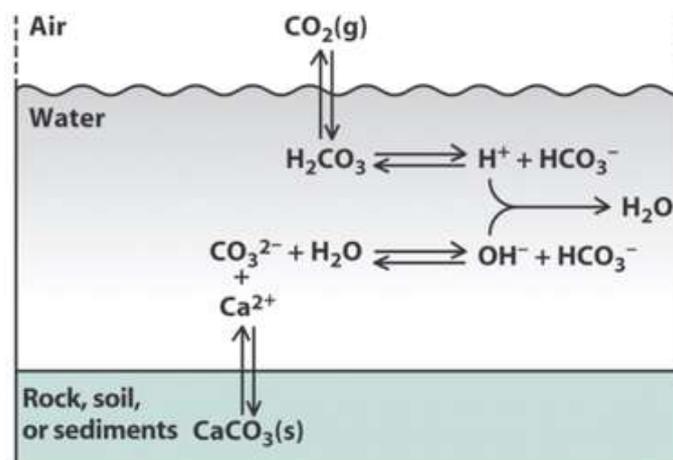


Figure 9 Réactions dans les trois phases du système CO₂- carbonate

Tableau 3 Réactions dans le système CO₂ – bicarbonate – carbonate

Réaction	Constante d'équilibre	Valeur de K à 25°C
$H_2CO_3 \rightleftharpoons H^+ + HCO_3^-$	K _a (H ₂ CO ₃)	4,5 × 10 ⁻⁷
$HCO_3^- \rightleftharpoons H^+ + CO_3^{2-}$	K _a (HCO ₃ ⁻)	4,7 × 10 ⁻¹¹
$CO_{2(g)} + H_2O_{(l)} \rightleftharpoons H_2CO_{3(aq)}$	K _H	3,4 × 10 ⁻²
$CaCO_{3(s)} \rightleftharpoons Ca^{2+} + CO_3^{2-}$	K _S	4,6 × 10 ⁻⁹
$CO_3^{2-} + H_2O \rightleftharpoons HCO_3^- + OH^-$	K _b (CO ₃ ²⁻)	2,1 × 10 ⁻⁴
$CaCO_{3(s)} + H_2O_{(l)} \rightleftharpoons Ca^{2+} + HCO_3^- + OH^-$		
$H^+ + OH^- \rightleftharpoons H_2O_{(l)}$	1/K _e	1,0 × 10 ¹⁴
$CaCO_{3(s)} + CO_{2(g)} + H_2O_{(l)} \rightleftharpoons Ca^{2+} + 2 HCO_3^-$		

La présence de chacune de ces substances augmente la solubilité de l'autre. L'ion hydrogène et l'ion hydroxyde produits indirectement par leur solubilisation se neutralisent en grande partie, donnant une eau proche du pH neutre. La réaction complète présentée à la dernière ligne du Tableau 3 montre que la combinaison de quantités équimoléculaires de carbonate de calcium solide et de dioxyde de carbone atmosphérique fournit le bicarbonate de calcium aqueux Ca(HCO₃)₂, sans production ou consommation apparente d'acidité ou d'alcalinité.

Carbonate de calcium (roche) + dioxyde de carbone (air) → bicarbonate de calcium (en solution)

Certains organismes fabriquent leur coquille calcaire grâce à ces réactions.

Ces équilibres sont déplacés par différents facteurs :

- Le pH et, dans une moindre mesure la température, modifient les déplacements d'équilibre (voir distribution des formes ionisées en fonction du pH).
- La photosynthèse peut également modifier le déplacement des équilibres par consommation de CO₂.

La pollution de l'eau

L'eau est depuis toujours le vecteur choisi par l'homme pour éliminer la majorité de ses déchets.

Avant une prise en compte plus générale de l'environnement et des effets des activités humaine sur notre écosystème, les eaux usées d'origine domestique étaient directement rejetées dans les fleuves et les lacs par la plupart des villes jusqu'au 19^{ème} siècle.

En ce qui concerne les industries, elles s'installaient historiquement le long des points d'eau. Les déchets industriels étaient dès lors également rejetés directement dans les eaux. Ces industries pouvaient être de nature diverse telle que des laineries, des tanneries, des boucheries, etc. Les déchets de ce type d'industrie étaient chargés en certains polluants, engendrant des pollutions dans les eaux.

Un autre type de pollution possible est celle provenant de l'agriculture, à savoir par la lixiviation des engrais ou des pesticides mis sur champ.

On note au 19^{ème} siècle, l'apparition des premiers réseaux d'égouttage avec des champs d'épandage pour les eaux usées, les premiers travaux permettant la désinfection pour éliminer les odeurs et la récupération de matières solides par décantation.

En 1914, le premier système d'épuration biologique avec aération a vu le jour.

Par ces différents exemples, on remarque que les pollutions arrivant dans l'eau peuvent être d'origine diverse et dès lors la nature et les conséquences de ces polluants vont varier également.

Les rejets des industries ou des artisanats sont appelés eaux résiduaires. Sous ce terme se cachent des eaux d'origines diverses comme les eaux d'origine urbaine (eaux ménagères, eaux vannes) auxquelles s'ajoutent les eaux d'origine industrielle et agricole. Deux classifications sont faites : les eaux résiduaires urbaines (ERU) et les eaux résiduaires industrielles (ERI).

En règle générale, les polluants peuvent être regroupés en quatre grands groupes :

- Les matières solides en suspension (MES)

Ces matières augmentent la turbidité et, de ce fait, réduisent la production des végétaux autotrophes. Elles favorisent également le colmatage des branchies des poissons. Dans les rivières charriant beaucoup de sédiments, certains poissons s'adaptent en sécrétant un mucus qui coagulent ces matières et leur permet d'être entourés d'un volume d'eau claire.

Les dépôts de ces matières colmatent les fonds et modifient la distribution des macro-invertébrés. Elles sont responsables de l'altération de l'aspect visuel (turbidité, couleur) de l'eau mais aussi du transport de toutes les substances polluantes qu'elles peuvent contenir.

- Les matières nutritives (C, N, P)

Elles conduisent à un déséquilibre du biotope de l'écosystème récepteur, en favorisant la croissance anarchique de divers (micro)-organismes. Les microorganismes se mettent alors à vider le milieu de son oxygène, ce qui s'avère fatal pour la vie aquatique.

- Les substances chimiques toxiques

Elles sont responsables de la toxicité aigüe¹ ou chronique². Elles peuvent être de nature très diverse (ions métalliques, acides, bases, molécules organiques, etc.) et agir à des niveaux de concentrations très variables : du ng/L à plusieurs centaines de mg/L. On y trouve des métaux ou métalloïdes (mercure, plomb), des pesticides, certaines huiles minérales et certains hydrocarbures. La toxicité peut également être différée par l'accumulation dans les chaînes alimentaires et des risques d'effets cancérogènes.

- Les germes pathogènes et virus

Ils peuvent représenter un risque pour la santé humaine. Les germes consistent généralement en des bactéries fécales. Le niveau de concentration auquel ils peuvent affecter la santé est extrêmement bas, généralement exprimé en nombre de bactéries ou virus par 100 mL.

D'autres pollutions de type thermique, déchets solides, détergents synthétiques ou matières colorantes peuvent également avoir lieu. Dans le cadre de ce cours, les deux premiers groupes de polluants (MES et matières nutritives) vont être considérés tout comme les techniques permettant de réduire les charges polluantes correspondantes.

L'évaluation de la charge polluante d'une eau usée doit

- Quantifier l'impact environnemental associé au rejet de cette eau usée,
- Être facilement mesurable,
- Tenir compte de la technique d'épuration susceptible d'être utilisée pour réduire la charge polluante.

1. Les matières solides en suspension (MES)

Les matières solides dans une eau usée peuvent se trouver sous deux formes :

- Les solides en solution
- Les solides en suspension

La somme des deux, la teneur en solides totaux (ST) ou le résidu sec peut être déterminée après évaporation de l'eau à 103-105°C.

Les solides en suspension peuvent être eux-mêmes classés en fonction de leur taille qui va influencer la (les) technique(s) utilisable(s) pour la (les) récupérer.

La taille fixe en particulier le seuil à partir duquel les solides sont récupérables par décantation, technique de base pour le traitement des eaux usées.

La frontière entre particules décantables et non décantables est fixée arbitrairement à 10 µm. Le Tableau 4 ci-dessous présente les tailles de différents types de solides pouvant se rencontrer dans les eaux usées.

¹ Toxicité aigüe : capacité d'une substance à provoquer un dommage biologique grave ou mortel peu après une exposition unique et de courte durée (< 24 heures) ou l'absorption d'une dose.

² Toxicité chronique : capacité d'une substance à provoquer des effets toxiques par l'exposition continue (> 3 mois) et répétée à une toxine.

Tableau 4 Décantabilité et taille par type de solide

Taille		Type de solide	
Mm	µm		
10	10 ⁴	Gravier	Décantables
1	10 ³	Sable	
0,1	10 ²	Sable fin	
10 ⁻²	10	Limon	
10 ⁻³	1	Argile – bactérie	Non décantables
≤ 10 ⁻⁴	≤ 0,1	Colloïdes	
≤ 10 ⁻⁶	≤ 10 ⁻³	Macromolécules	

Les techniques de coagulation et de floculation permettent de rassembler les trop petites particules sous forme de floes de beaucoup plus grande taille dont la séparation par décantation est facilitée.

Les matières solides peuvent être classées en fonction de leur volatilité à 600°C. A 600°C, toute la matière organique est détruite. Les matières solides volatiles (MSV) représentent donc la fraction organique du solide.

Exercice

1. Un échantillon d'eau usée a été filtré à travers un tapis filtrant et un creuset. Le poids sec de ces derniers est globalement de 17,8216 g. Après filtration, le poids total est de 17,8374 g. Après pesage, le tout a été brûlé à 600°C. Le creuset, le tapis et les résidus pèsent au total 17,8258 g. Si l'échantillon était de 50 mL, déterminer les matières solides en suspension, les solides volatils et leur pourcentage.

2. Les matières nutritives

Les matières nutritives représentent l'ensemble des composés contenus dans l'eau usée et susceptibles d'être utilisés par des microorganismes pour leur croissance.

Ces matières peuvent être de nature très variée et il est impossible de les caractériser toutes et d'en mesurer les concentrations individuelles.

L'importance de ces matières peut être déterminée par les éléments majeurs susceptibles d'influencer leur assimilation par les microorganismes. Ils sont au nombre de trois :

- Le carbone organique qui représente généralement la pollution principale à éliminer étant le principal constituant de la matière organique. Ce dernier peut être dosé de trois manières différentes à savoir
 - Par le dosage élémentaire du carbone : détermination du carbone soluble (COD = carbone organique dissous) et le carbone total (COT : carbone organique total)

- Par la détermination de la quantité d'oxygène nécessaire à l'oxydation chimique des matières organiques (DCO : demande chimique en oxygène)
- Par la détermination de la quantité d'oxygène consommé par l'oxydation biologique des matières organiques (DBO : demande biologique en oxygène)
- L'azote qui représente quantitativement la seconde source de pollution. Dans une eau usée « fraîche », il se trouve généralement sous forme organique (protéines, urée). Après le passage dans le réseau d'égouttage, la partie organique de cet azote est dégradée en ammoniacale (azote minéral).
- Le phosphore qui est présent dans les eaux usées sous forme de phosphates minéraux (orthophosphates) et organiques (polyphosphates).

a) *Carbone organique total*

Le dosage élémentaire du carbone consiste à oxyder chimiquement la matière organique et à doser la quantité de CO₂ produit, exprimé en mg C/L. Son dosage se fait par différence entre le carbone total (résultant de la mesure de la quantité de CO₂ produite par combustion intégrale de l'échantillon) et le carbone inorganique, qui dans une eau, correspond à la teneur en carbonates et bicarbonates.

Ce paramètre, s'il ne comptabilise réellement que la teneur en C, n'est pas encore parfait car il ne tient pas compte de la biodégradabilité de la pollution carbonée présente. Or cette caractéristique est fondamentale vu que le traitement du carbone en station d'épuration est un processus exclusivement biologique.

Cette méthode est néanmoins utilisée pour caractériser la matière organique en solution et en suspension dans les eaux non traitées. Le paramètre de carbone organique dissous, COD, permet de caractériser uniquement la matière organique qui est effectivement dissoute, mais pas en suspension.

Pour les nappes phréatiques, la valeur de COT est généralement aux alentours de 1 ppm.

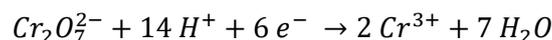
Pour les eaux de surface, le COD est généralement de 5 ppm tandis que les eaux usées non traitées obtiennent des valeurs de COD de centaines de ppm.

b) *Demande chimique en oxygène (DCO)*

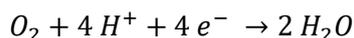
Cette méthode consiste à doser l'oxygène nécessaire à l'oxydation chimique des matières organiques, valeur exprimée en mg O₂/L. Deux types de DCO peuvent être déterminés avec tout d'abord une DCO soluble (après filtration) ou une DCO totale (matières solubles et matières en suspension).

Cette méthode consiste en une oxydation à chaud des matières organiques en milieu acide (acide sulfurique) et en présence d'un oxydant puissant (bichromate de potassium). La DCO représente la quantité d'oxydant consommé, exprimé en équivalent oxygène. Certaines molécules telles que les hydrocarbures pétroliers peuvent résister à cette oxydation.

La réaction d'oxydation de la matière organique est



Afin d'exprimer cette valeur de dichromate en oxygène, une relation stœchiométrique a lieu. Le nombre de moles d'O₂ que l'échantillon aurait consommé en oxydant le même matériel est égal à 6/4 fois le nombre de moles de dichromate car ce dernier possède 6 électrons alors qu'O₂ n'en possède que 4 :



L'inconvénient majeur de cette méthode est qu'elle ne permet pas de distinguer les matières organiques biodégradables de celles non biodégradables. De plus, le dichromate est un oxydant tellement fort qu'il oxyde des substances qui ne consomment que très lentement l'oxygène des eaux naturelles et dès lors ne présentent aucun risque pour les substances qui ne seraient pas oxydées par O_2 dans la détermination de la demande biologique en oxygène. La méthode d'analyse ne permet pas de faire la distinction entre matières organiques et autres substances réduites susceptibles d'être oxydées. Ainsi, par exemple, la présence de H_2S ou de NH_3 dans l'eau induira également une consommation d' O_2 alors qu'il ne s'agit pas de matière organique. L'oxydation de la matière organique stable telle que la cellulose en CO_2 pourra également avoir lieu. La DCO ne représente donc pas exclusivement la teneur en matière organique, mais plutôt la teneur en substance réduite. Cependant, dans une eau usée urbaine, ces dernières sont constituées principalement de matière organique.

Pour toutes ces raisons, la valeur de la DCO est généralement plus élevée que la valeur de la DBO.

Exercices

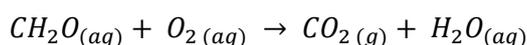
1. Un échantillon de 25 mL d'eau de rivière a nécessité 8,3 mL de $K_2Cr_2O_7$ 0,0010M pour atteindre le point de virage. Quelle est la demande chimique en oxygène ?
 2. La DCO d'un échantillon d'eau a été évaluée à 30 mg d' O_2 par litre. Quel volume de $K_2Cr_2O_7$ 0,0020 M faudrait-il pour doser un échantillon de 50 mL ?
-

c) Demande biologique en oxygène (DBO)

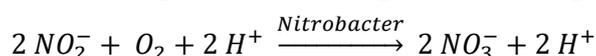
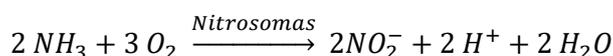
La matière organique d'origine biologique est la substance la plus commune oxydée par l'oxygène dissous dans l'eau. Il s'agit, entre autres, de résidus d'animaux et de végétaux.

Cette méthode consiste à mesurer la quantité d'oxygène consommé après incubation dans l'obscurité à 20°C d'un échantillon d'eau préalablementensemencé de bactéries.

Par raison de simplification, on considère que la matière organique est constituée de sucres polymérisés de formule empirique CH_2O . La réaction d'oxydation est donc :



L'oxygène dissous est aussi consommé par l'oxydation de l'ammoniac dissous, NH_3 , et de l'ion ammonium NH_4^+ , pour donner NO_3^- .



La capacité de la matière organique et biologique d'un échantillon d'eau naturelle à consommer de l'oxygène, processus catalysé par les bactéries présentes, est appelée demande biologique en oxygène DBO.

L'oxydation biologique est un processus extrêmement lent qui peut prendre entre 21 et 28 jours comme le montre la Figure 10 ci-dessous. En pratique, le test se déroule pendant 5 jours, permettant de représenter de 60 à 80% de l'oxygène total qui aurait été obtenu si l'expérience durait plus longtemps.

Dans le dosage de la DBO₅, en limitant l'incubation des échantillons à 5 jours on évite – dans une certaine mesure – de comptabiliser la consommation d'O₂ pour la nitrification. En effet, les bactéries nitrifiantes ont un développement relativement lent qui fait qu'elles n'interviennent qu'après 5 jours. Si on prolonge l'incubation, on constate d'abord un palier de consommation d'O₂ puis une reprise de celle-ci (vers 10 jours), signe de l'oxydation des substances azotées (nitrification). Au-delà de 20 jours d'incubation, on parle de DBO ultime, qui tend à se rapprocher de la valeur de la DCO. A ce stade, la différence entre la DCO et la DBO, correspond à la DBO réfractaire, c'est-à-dire à une pollution organique non biodégradable.

Afin de mesurer uniquement la DBO carbonée, on ajoute souvent des **inhibiteurs de nitrification** pour s'assurer que la mesure représente bien la charge carbonée. L'obscurité se justifie par l'éventuelle présence de résidus végétaux dans l'échantillon. En présence de lumière, ceux-ci pourraient photosynthétiser et donc produire de l'O₂, ce qui fausserait la mesure.

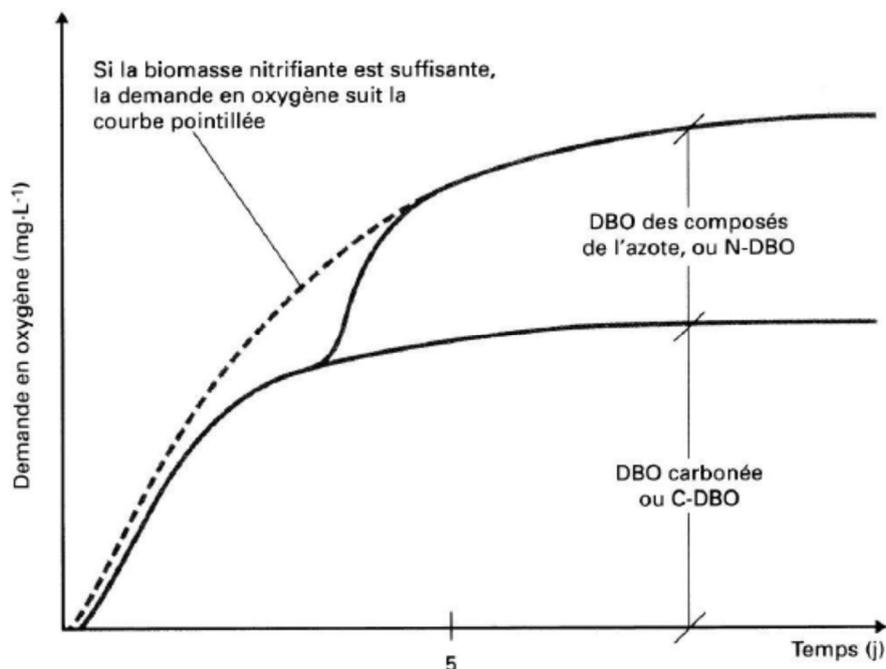


Figure 10 Evolution de la demande en oxygène au fil du temps

Une autre technique de dosage de la DBO existe. Elle se base sur une mesure **manométrique**. Cela consiste à enregistrer l'évolution de la pression à l'intérieur du récipient contenant l'échantillon. Le flacon est hermétiquement clos et le bouchon de celui-ci contient un réactif qui fixe le CO₂ produit par la respiration des matières organiques. Dès lors, la consommation de l'O₂ induit une diminution de la pression à l'intérieur du récipient, qui est proportionnelle à la DBO.

La DBO₅ est une bonne indication de la charge polluante d'un effluent car elle est une mesure de la consommation d'oxygène provoquée par le rejet de cet effluent dans le biotope (asphyxie).

Néanmoins, l'interprétation de cette mesure doit être réalisée avec précaution.

- La Figure 10 montre l'erreur commise si on confond l'oxygène nécessaire pour la pollution carbonée et celle pour l'oxydation supplémentaire de la pollution azotée.
- Le résultat obtenu dépend de la quantité initiale et de l'adaptation des micro-organismes présents dans l'effluent.
- Dans un procédé, cette mesure n'a de sens que si les mécanismes biologiques mis en œuvre sont semblables, à savoir des procédés aérobies.

Dans l'absolu, cette mesure doit être comparée à la DCO pour permettre l'estimation de la fraction biodégradable.

Pour le calcul de la DBO5 carbonée, appelée encore premier stade, une réaction d'ordre un peut être approximée si les micro-organismes sont acclimatés aux déchets. La règle cinétique s'écrit

$$-\frac{dC}{dt} = kC$$

Avec dC/dt = taux de diminution de la matière organique

k = constante de vitesse

C = concentration restante de matière organique au temps t .

Après intégration, entre le temps $t = 0$ et le temps t , avec la concentration de départ C_0 et la concentration finale C , on obtient

$$\frac{C}{C_0} = e^{-kt}$$

En estimant la concentration en O_2 proportionnelle à la concentration en matière organique présente, la réaction précédente peut être exprimée en fonction de la DBO restante à un temps t , appelée L .

$$\frac{L}{L_0} = e^{-k_1 t}$$

Les différents termes de cette équation représentent

L = DBO restante au temps t

L_0 = DBO du premier stade ou DBO carbonée

k_1 = constante de vitesse : valeurs typiques pour des eaux usées ($0,23$ à $0,70 \text{ j}^{-1}$) et pour des effluents traités ($0,14$ à $0,28 \text{ j}^{-1}$)

t = durée du test

En termes de DBO abattue (y), l'équation peut s'écrire $y = L_0 (1 - e^{-k_1 t})$. La Figure 11 présente ces relations de manière schématique.

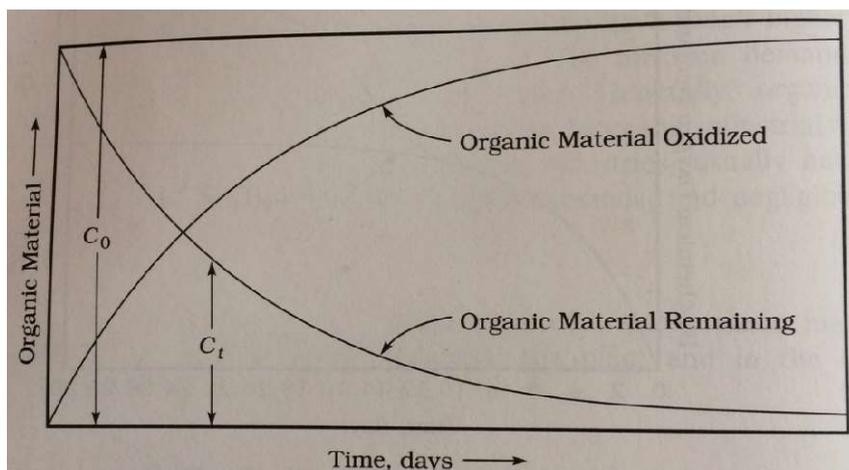


Figure 11 Demande carbonée ou de premier stade (Reynolds & Richard, 1996, p. 108)

La DBO moyenne pour des eaux non polluées est d'environ 0,7 mg d'O₂ par litre, ce qui est bien inférieur au maximum de solubilité d'O₂ dans les eaux à 25°C (pour rappel, 8,7 mg/L). Pour les eaux usées, la DBO atteint par contre plusieurs centaines de mg d'O₂ par litre. Lorsque les eaux sont polluées par des déchets alimentaires ou des déchets d'animaux, la demande en oxygène dépasse généralement la solubilité maximum de l'oxygène dissous. Dans ce cas, une aération est nécessaire si l'on veut éviter l'asphyxie du milieu par défaut d'oxygène.

Exercices

1. Quelle est la quantité de polymère CH₂O, en mg, qu'un litre d'eau saturée en oxygène à 25°C est capable d'oxyder ? Pour rappel, la constante de Henry de dissolution de l'oxygène gazeux vaut $1,3 \cdot 10^{-3}$ (mol.L⁻¹.atm⁻¹) à 25°C.
2. Ecrire la réaction redox de l'oxydation de l'ammoniac en ion nitrate par l'O₂ en solution alcaline³. Cette réaction rend-elle l'eau plus ou moins alcaline ?
3. Une eau usée possède une DBO₅ de 200 mg/L et la constante de vitesse k_1 est de 0,34 j⁻¹. Que vaut la DBO de départ pour le premier stade ?

d) Biodégradabilité d'une solution

Suite à la définition des différents paramètres calculés pour mesurer le carbone dans l'eau, le rapport **DCO/DBO₅** sera souvent utilisé pour estimer la **biodégradabilité** d'une solution. En effet, vu la définition de ces deux notions, on comprend aisément que dans le cadre d'une eau usée contenant diverses molécules organiques ou inorganiques, la DCO est quasi toujours supérieure à la DBO. Ces deux paramètres pourraient éventuellement être égaux s'il s'agissait de les mesurer dans une solution pure d'une molécule parfaitement biodégradable, comme une solution de glucose, par exemple. Néanmoins, cela est loin d'être la composition d'une eau d'égout. Ainsi, on considère qu'une eau usée est apte à un traitement biologique classique en station d'épuration tant que le rapport **DCO/DBO₅ est inférieur ou égal à 3**. A titre d'exemple, une eau d'égout ordinaire, telle que définie dans la notion d'équivalent habitant (voir plus loin) est considérée comme contenant une DCO de 750 mgO₂/L et une DBO₅ de

³ L'alcalinité est une mesure de la capacité d'un échantillon d'eau à se comporter comme une base en réagissant avec les ions hydrogène.

333 mgO₂/l. On a donc un rapport DCO/DBO₅ de 2,25, ce qui est tout à fait compatible avec une dégradation par voie biologique aérobie.

3. Les matières azotées

Les deux formes principales sous lesquelles l'azote peut se trouver dans une eau usée sont l'azote organique et l'azote minéral (ammoniacque). L'azote organique peut se présenter sous forme soluble ou insoluble.

La pollution azotée a un double impact sur l'environnement :

- Elle contribue à une croissance excessive d'espèces à forte consommation d'azote (plancton, algues, etc.) au détriment des autres espèces vivantes. Ce phénomène s'appelle l'eutrophisation.
- Elle contribue à une consommation supplémentaire et différée d'oxygène liée à la dégradation de la biomasse créée par l'eutrophisation. Cela engendre de l'asphyxie.

L'unité de référence pour exprimer la teneur en azote dans une eau usée est "**l'azote total Kjeldahl**" (**N. T. K.**). Cela fait référence à la technique de dosage (Kjeldahl) qui consiste à opérer la réduction totale de toutes les formes azotées contenues dans l'eau à analyser, puis à doser l'azote ainsi réduit (NH₄⁺). On peut ensuite évaluer la teneur en azote organique, en retranchant du NTK, la teneur en NH₄⁺ mesurée avant d'opérer la réduction. Cette façon de procéder pour estimer l'azote organique introduit une légère erreur au cas où l'eau analysée contiendrait des formes oxydées de N (nitrites, nitrates). Cela est néanmoins extrêmement peu probable dans une eau d'égout vu le phénomène d'ammonification qui y règne. En effet, dans les eaux résiduaires urbaines (eaux vannes), l'azote est principalement sous forme organique (urée, acides aminés, protéines). Dans le réseau d'égouts, les conditions sont anaérobies ce qui favorise les activités microbiennes de protéolyse (dégradation des protéines) et d'ammonification (désamination des acides aminés et libération d'amines (NH₂), qui sont ensuite réduites en NH₄⁺). A l'entrée d'une station d'épuration, l'azote est donc pratiquement exclusivement sous forme ammoniacale. Des résidus organiques peuvent encore subsister si le séjour dans les égouts est relativement court. Auquel cas, l'ammonification se poursuit durant les prétraitements, si bien qu'on peut considérer qu'à l'entrée dans les bassins biologiques, l'azote est exclusivement sous forme de NH₄⁺. C'est ce qui justifie l'usage de la méthode Kjeldahl pour doser l'azote dans les eaux usées et les stations d'épuration.

Néanmoins, diverses formes de l'azote, rejetées directement dans le milieu peuvent engendrer des problèmes de toxicité.

- Les nitrates semblent peu toxiques vis-à-vis de la faune aquatique. Ils représentent néanmoins un facteur d'eutrophisation. Une teneur de 2 à 5 mg/L dans le milieu récepteur est nécessaire pour engendrer le développement d'algues gênantes.
- Les nitrites peuvent se trouver dans l'eau sous la forme HNO₂ ou NO₂⁻. La première forme est la plus toxique pour les organismes vivants. En effet, l'azote nitreux intervient dans le phénomène de méthémoglobinémie et dans la production soupçonnée de nitrosamines. Dans le milieu naturel, sa toxicité se manifeste à faible dose chez les salmonidés.
- L'azote ammoniacal se trouve sous forme ionisée (NH₄⁺), peu néfaste pour la faune aquatique ou sous forme hydratée (NH₃) qui est par contre très toxique. Il provoque,

même à faibles concentrations, des lésions branchiales limitant les échanges entre le sang et le milieu extérieur.

4. Les matières phosphatées

Le phosphore se trouve sous la forme de phosphate, soit organique appelé polyphosphate ou inorganique appelé orthophosphate. Le phosphate organique est présent sous forme intracellulaire et est donc insoluble.

Le phosphate inorganique peut se présenter sous forme soluble ou insoluble en fonction de la solubilité des sels de phosphate (influence du pH, de la concentration en cation calcium, métaux, etc.).

Comme pour l'azote, la charge polluante liée au phosphore a les mêmes doubles impacts sur l'environnement.

Le dosage des phosphates consiste à hydrolyser complètement les différentes formes de phosphate pour ensuite doser par spectrométrie les orthophosphates ainsi obtenus. La valeur obtenue s'exprime en équivalent phosphore ou phosphate.

5. L'eutrophisation

Les paragraphes consacrés aux matières azotées et phosphatées ont évoqué le problème d'eutrophisation. En plus de la réduction du taux d'oxygène du milieu aquatique, d'autres nuisances de l'eutrophisation sont à mentionner :

- Modification de l'équilibre carbonique et élévation du pH le jour par accroissement de la photosynthèse, ce qui peut provoquer des phénomènes de toxicité aiguë avec l'ammoniac ;
- Gêne pour la production d'eau potable par la prolifération de phytoplancton qui perturbe la décantation et la filtration. Cela engendre également un goût désagréable à l'eau ;
- Risque de relargage de substances indésirables ou toxiques par le dépôt de matière organique dans le lit des cours d'eau et le fond des lacs ;
- Toxicité pour les poissons dans les cas extrêmes par colmatage direct des branchies, soit à cause des sécrétions des algues.

En ce qui concerne l'eutrophisation en eau douce, le phosphore est considéré comme le facteur limitant sur lequel agir pour combattre ce phénomène. En eaux marines, il s'agira de l'azote.

6. Charge polluante moyenne par activité

Les différents polluants évoqués ci-avant se retrouvent en quantités variables en fonction de l'activité d'origine ayant engendré ces pollutions. Le Tableau 5 ci-dessous présente des valeurs moyennes en fonction des activités.

Tableau 5 Caractéristiques des eaux usées de certaines activités - Edeline F. Cours d'épuration des eaux, FUSAGx 1980

Activité	pH	Matières décantables (mL/L)	MES (mg/L)	DCO (mg O ₂ /L)	DBO ₅ (mg O ₂ /L)	DCO / DBO	NTK (mg/L)	PO ₄ ³⁻ (mg/L)	Débit spécifique
Egout	6,5 - 8	2 - 9	281 – 700	600 – 1300	350 – 600	1,7 à 2,2	60 - 100	20 - 50	180 L / hab
Laiterie	6,7 - 12	0	400	600 – 6000	300 – 3500	1,7 à 2	30 - 100	10 - 20	10 - 60 L/hL
Blanchisserie	8 - 10	1,6 - 4	400	1500	600	2,5	10 - 70	100	20 - 28 L/kg
Conserverie de légumes	4 - 12	10 - 300	400 – 2000	800 – 2500	800 – 2500	1	60 - 100	nd	6 - 22 m ³ /t
Abattoir	7,2 - 7,5	4 - 20	200 – 800	1000 – 4000	700 – 3000	1,3 à 1,4	70 - 300	nd	1,6 m ³ / tête
Tannerie	2 - 12	20 - 70	700 – 3000	3000 – 10000	600 – 1600	5 à 6,5	100 - 400	nd	Nd
Brasserie	10	~0	100 – 600	400 – 1800	200 – 1000	1,8 à 2	4 - 50	4 - 10	1m ³ / hL

7. Caractérisation des eaux usées

Afin de pouvoir dimensionner des stations d'épuration, plusieurs paramètres sont nécessaires. La pollution transportée par un réseau d'égout est exprimée par une **charge**. Celle-ci correspond à la combinaison d'un débit et d'une concentration en un polluant donné. Au niveau des égouts, la concentration est relativement stable - sauf rejet anormal - mais les débits fluctuent tant journalièrement (pics les matins, midis et soirs) qu'annuellement en fonction de la pluviométrie.

a) *Mesures du débit*

En épuration, les débits sont exprimés en litres ou en m³ par heure. Toutefois, afin de tenir compte des variations de ceux-ci au cours de la journée et au cours de l'année, des nuances sont apportées au niveau de leur expression.

C'est ainsi que pour éviter - dans une certaine mesure - de sous-dimensionner une StEp, on utilise le **Q18** plutôt que le Q24 classique. Le Q18 correspond au volume journalier divisé par 18 et non par 24. Ce "subterfuge" se justifie par le fait que les apports d'eau à la station sont quasi nuls durant la nuit. En utilisant la notion de Q18, le volume horaire est ainsi surévalué, ce qui diminue le risque de surcharge de la StEp.

N. B. : Cette répartition diurne des apports n'est guère vérifiée dans les grandes villes et même de moins en moins en général vu le développement des activités nocturnes.

Ex : Soit une step de 10 000 EH → reçoit théoriquement 10 000 x 180L par 24 h = 1,8 10⁶ L par 24h → Q24 = 1,8 10⁶ / 24 = 7,5 10⁴ L / h et Q18 = 1,0 10⁵ L/h

Or si on considère que le débit est réparti – par exemple – à raison de 10 % entre 0h et 6h ; 30 % entre 6 h et 12 h ; 40 % entre 12 h et 18 h et 20 % de 18 h à 24 h, on obtient une distribution des débits telle que celle-ci :

de 0 à 6 h : 1,8 10⁵ L → débit horaire 1,8 10⁵ / 6 = 3,0 10⁴ L / h (< Q24)

de 6 à 12 h : 5,4 10⁵ L → débit horaire 5,4 10⁵ / 6 = 9,0 10⁴ L / h (> Q24 et < Q18)

de 12 à 18 h : 7,2 10⁵ L → débit horaire 7,2 10⁵ / 6 = 1,2 10⁵ L / h (> Q24 et > Q18)

de 18 à 24 h : 3,6 10⁵ L → débit horaire 3,6 10⁵ / 6 = 6,0 10⁴ L / h (< Q24)

Si on dimensionne la StEp en fonction du Q24, on constate que son volume serait insuffisant pendant la moitié de la journée. Par contre sur base du Q18, il y aurait encore un problème dans la tranche horaire comprise entre 12 et 18 h.

Cela montre l'importance de mesures précises des caractéristiques des eaux entrantes avant de dimensionner, et en particulier des variations de leurs caractéristiques et de la présence de pics éventuels.

Par ailleurs, pour tenir compte des apports des pluies, les mesures de débits du réseau doivent être effectuées en période sèche. C'est pourquoi le **Q18** est qualifié de "**débit moyen de temps sec**". Etant mesuré en temps sec, le flux ne contient que les eaux vannes (auquel s'ajoutent éventuellement les eaux parasites, mais dont le débit est considéré comme +/- constant) qui doivent absolument être traitées. Le dimensionnement de la StEp doit par ailleurs permettre de traiter l'ensemble des eaux usées polluées. C'est pourquoi on définit un "**débit**

de pointe de temps sec", mQ18. Les bassins biologiques et les décanteurs de la StEp seront dès lors calculés pour pouvoir traiter mQ18 par 24 heures.

Sur base de cette logique, si les débits entrants sont supérieurs à mQ18, c'est qu'une partie de ce débit est due à la pluie. Il s'agit donc d'eau relativement diluée et dont le traitement peut dès lors être différé. Dans cet esprit, les débits dépassant mQ18 seront déviés vers le bassin tampon (= bassin d'orage) où ils seront stockés. Si ultérieurement les débits d'entrée diminuent, le bassin d'orage peut être vidangé vers les bassins de traitement. Par contre, si la pluviosité se poursuit et que le débit continue à croître, on considère que l'eau entrante est alors constituée quasi exclusivement d'eau de pluie et ne doit donc pas être traitée. On définit dès lors un "**débit de pointe de temps de pluie**" - nQ18 - au-delà duquel la StEp sera carrément by passée et les eaux rejetées directement dans l'écosystème récepteur. Les coefficients m et n dépendent des conditions locales de pluviométrie et des caractéristiques du réseau d'égout, si bien qu'elles peuvent varier d'une StEp à l'autre.

Cependant, le bassin d'orage doit au moins pouvoir retenir les eaux "de première pluie", c'est-à-dire ce qui arrive à la StEp durant la 1^{ère} demi-heure qui suit le dépassement du débit d'entrée admis au biologique (mQ18). En effet, ces eaux "de première pluie" sont considérées comme relativement chargées car, vu leur intensité éventuelle, elles "nettoient" les égouts et apportent donc un supplément de pollution, essentiellement particulaire.

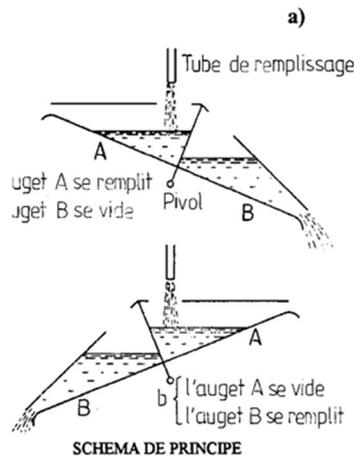
Selon l'IRM, une pluie intense peut apporter jusqu'à 5 mm/m² x minute pendant maximum une dizaine de minutes. Toutefois, une pluie "normale" apporte en général 3 à 4 mm/m² x minute, ce qui correspond à 3 à 4 litres/m² x min. Les eaux de "première pluie" (1/2 h) correspondent donc à 90 à 120 L / m². Dès lors, tenant compte de la superficie du bassin technique de la StEp (= superficie drainée par le réseau d'égouts abouché à la StEp) et de son taux d'imperméabilisation (élevé en ville [proche de 100%], mais plus faible en zone rurale bien que différent selon le type d'exploitation agricole et la période de l'année [couverture du sol]), il est possible d'estimer le volume d'eau à stocker pour retenir les eaux de "première pluie".

Afin de dimensionner au mieux les stations d'épuration, une mesure de débit doit être réalisée. Cette dernière, appelée "**jaugeage**" peut s'effectuer de façon directe ou indirecte.

Dans le premier cas, on applique la définition classique d'un débit (= volume par unité de temps, en m³/s), tandis que dans le second on transforme cette définition initiale en une autre façon d'exprimer la même grandeur (= section traversée par le flux x vitesse de celui-ci, en m² x m/s = m³/s).

Mesures directes de débit

Le jaugeage par **mesure directe** peut s'effectuer par **empotement** (cf. Figure 12). Il s'agit de mesurer le temps nécessaire pour remplir un récipient de volume connu. Le système à augets pivotant correspond en quelque sorte à un empotement automatique avec, éventuellement possibilité de coupler sa mesure à d'autres actions. Cela consiste à comptabiliser le nombre de renversement d'un auget de volume connu. La fréquence de déversements multipliée par ce volume donne le débit.



<http://medhycos.mpl.ird.fr/>

Figure 12 Mesure directe par empotement

Mesures indirectes de débit

Dans les mesures indirectes, on considère que $Q = A \times v$ avec Q = débit (m^3/s), A = section (m^2) et v = vitesse (m/s).

Deux principes de mesure :

a) si $A = \text{constante} \rightarrow Q = f(v)$

Ceci est applicable pour une conduite fermée en charge ou pour une mesure instantanée dans un flux à section très large rendant les variations de h (et donc de A) négligeables dans une certaine fourchette de débits. Cette méthode est +/- valable pour évaluer le débit d'un cours d'eau à un moment donné. Néanmoins, si celui-ci augmente fort, h augmentera aussi induisant une erreur dans le calcul ce qui peut amener à des inondations.

b) si $v = \text{constante}$ et une des dimensions de $A = \text{constante} \rightarrow Q = f(h)$

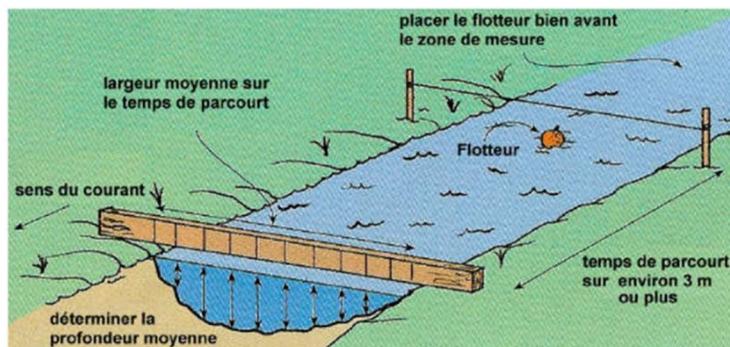
Ceci est applicable pour une conduite ouverte dans laquelle il est possible de mesurer la hauteur d'eau. Il est dès lors nécessaire de prévoir un dispositif permettant d'obtenir dans une section du flux une vitesse constante. Si une des dimensions de la conduite (largeur pour une conduite rectangulaire ou rayon si elle est circulaire) est fixe, seule la hauteur du flux variera en fonction du débit. La mesure d'une hauteur d'eau dans un chenal ouvert s'appelle "**limnimétrie**".

L'estimation du débit d'un cours d'eau est évidemment impossible par empotement.

Il s'agit dès lors de déterminer

- la **section** à un endroit donné. Cela suppose plusieurs mesures de la profondeur afin d'obtenir une approximation du profil du lit en vue de calculer l'aire de cette section. Ce calcul n'est pas absolument évident s'il s'agit d'un cours d'eau naturel dont le lit n'est vraisemblablement pas régulier. Par contre, cela sera plus aisé au niveau d'un canal ou d'un cours d'eau canalisé.
- la **vitesse moyenne** du flux. Il est à remarquer que dans une section la vitesse n'est pas homogène. En effet, les berges et le lit du cours d'eau induisent des frottements qui ralentissent le mouvement. En outre, des turbulences liées à des irrégularités peuvent également perturber localement voire temporairement les vitesses. Le choix du lieu de mesure influence donc la fiabilité des résultats. Par ailleurs, en surface, la vitesse est plus élevée.

En application de ces remarques, il est clair que la mesure de la vitesse à l'aide de **flotteurs** dont on enregistre le temps qu'ils mettent pour parcourir une distance connue donnera une valeur probablement surévaluée. Afin d'améliorer l'estimation, l'expérience sera renouvelée à plusieurs reprises et en différents points de la largeur du cours d'eau afin d'obtenir une moyenne des **vitesse de surface** (cf. Figure 13).



<http://zenit.fr/>

Figure 13 Utilisation de flotteurs pour mesure de débit

Il est possible d'améliorer la qualité de la mesure de la vitesse en utilisant un **moulinet** que l'on immerge en différents points de la section. La moyenne des mesures donne une estimation de la **vitesse du flux**.

Pour établir une corrélation stable entre un débit et une hauteur d'eau, il est nécessaire d'installer dans le flux un dispositif permettant de créer un endroit en amont de celui-ci où la vitesse est constante quel que soit le débit. Ce sont les **canaux jaugeurs** comme illustré à la Figure 14. Déversoir et "venturi" (Parshall) sont ainsi conçus pour que la vitesse de l'eau soit constante au point de mesure de la hauteur d'eau. Dans ces conditions, le débit est directement proportionnel à cette hauteur, tenant compte de coefficients liés à la géométrie de l'ouvrage.

Les déversoirs sont des seuils ou lames placées perpendiculairement au flux. La mesure de h permet d'en déduire le débit.

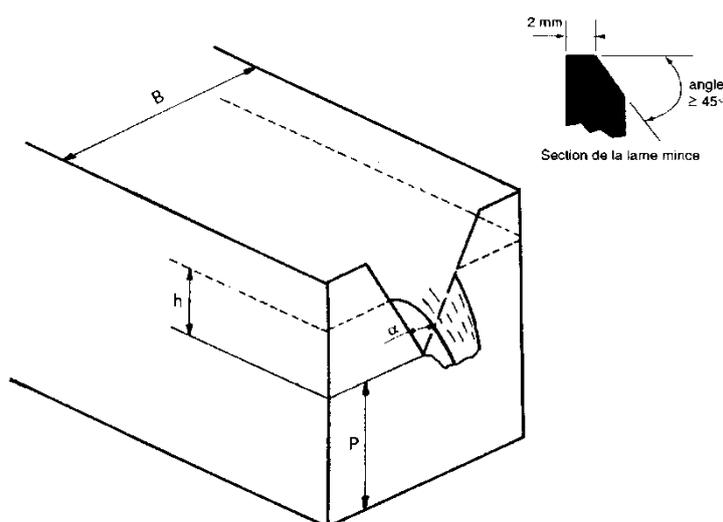


Figure 14 Schéma d'un déversoir triangulaire à paroi mince. <http://medhycos.mpl.ird.fr/en/data/hyd/Drobot/5C.htm> consulté le 01 septembre 2013.

Vu les caractéristiques des eaux résiduaires, toutes les méthodes de limnimétrie qui font appel à du matériel immergé ou simplement en contact avec l'eau (flotteur, électrode immergée) sont à proscrire pour cause d'encrassement extrêmement rapide rendant les lectures peu fiables. C'est pourquoi en station d'épuration, on privilégie l'utilisation des ultrasons. Dans ce cas, un sonde émettrice/réceptrice est positionnée au point exact où la vitesse du flux est constante. L'analyse du signal est basée sur l'effet Doppler dans la mesure où la variation de la fréquence du son reçu par rapport à celle du son émis est un indicateur de la distance parcourue. Un inconvénient cependant : l'état de la surface (présence de graisse, de feuilles mortes, de boues ...) peut interférer.

b) Influence des activités humaines sur le débit

L'homme peut, par ses activités, influencer le débit des cours d'eau. Il agit :

- par les captages des eaux de surface pour un usage agricole (abreuvement du bétail, irrigation) ou un usage industriel. La Figure 15 ci-dessous illustre le cas de la mer d'Aral : des captages pour l'irrigation réduisent le débit des fleuves alimentant la mer d'Aral (Amou Daria et Sir Daria) ; on observe une régression de cette mer fermée entre 1960 et 2011.



Figure 15 Régression progressive de la mer d'Aral suite aux captages des eaux de surface alimentant la mer - http://larussiedaujourd'hui.fr/articles/2011/10/27/un_combat_pour_sauver_la_mer_daral_12895.html

- par le déboisement : les forêts abaissent le niveau des nappes phréatiques par les racines. Une coupe à blanc d'une forêt rivulaire va relever la nappe et augmenter le débit des cours d'eau.
- par l'augmentation du ruissellement lié à l'imperméabilisation des sols (constructions, parkings, routes et autoroutes) et par certaines pratiques agricoles impliquant la présence de sols nus en pente vers la rivière en hiver venus remplacer un couvert végétal (haies, ..) qui retient l'eau.
- par les retenues ou barrages en travers des fleuves et rivières ayant des rôles multiples :
 - assurer la navigation fluviale,
 - production d'hydroélectricité,
 - production d'eau potable,
 - régulation des débits.

Le débit en aval augmente fortement lors des lâchers (turbines par ex.).

Le cas du barrage d'Assouan en Egypte est typique. Il a été construit dans le but d'une réduction des inondations qui permettaient la fertilisation dans le delta du Nil. Il est illustré à la Figure 16.

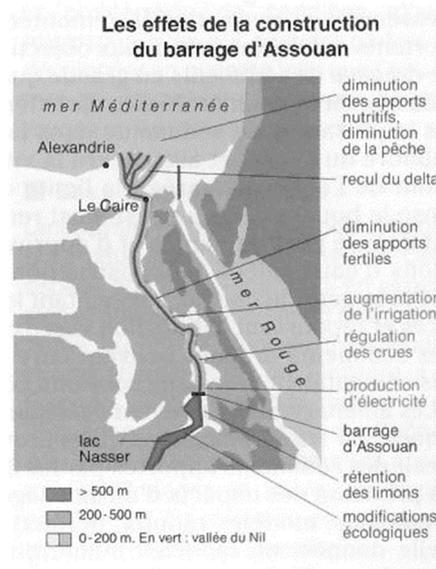


Figure 16 Conséquences de la construction du barrage d'Assouan sur le delta du Nil. (Tonneau, 2010)

8. Mesures de la charge polluante

La pollution dépend de deux facteurs, à savoir la quantité mais également la concentration du rejet. Cela est défini par le terme charge polluante qui se calcule comme suit :

$$\text{Charge polluante} = \text{débit} \times \text{concentration}$$

$$\frac{kg}{j} = \frac{m^3}{j} \times \frac{kg}{m^3}$$

Afin de pouvoir modéliser et dimensionner des stations d'épuration, des valeurs moyennes de charge polluante ont été définies pour chaque polluant, afin de représenter un habitant moyen. Cela se nomme un **équivalent habitant**. Les différentes valeurs sont données par le CODE DE L'EAU - Titre 2 – Art D2 Définitions – 41°.

« L'E.H. visé à l'alinéa précédent représente une unité de charge polluante ayant :

- une demande biochimique d'oxygène en cinq jours (D.B.O.5) de 60 grammes par jour;
- une demande chimique en oxygène (D.C.O.) de 135 grammes par jour;
- une teneur en matières en suspension (M.E.S.) de 90 grammes par jour;
- une teneur en azote total de 9,9 grammes par jour;
- une teneur en phosphore total de 2,2 grammes par jour;
- un débit de 0,18 m³ par jour. »

Un **Equivalent Habitant (EH)** correspond à la quantité moyenne de pollution générée par un citoyen "standard". Il est défini légalement et il existe des tableaux de correspondance pour un écolier, un ouvrier, les animaux d'élevage, etc. Cela permet d'estimer la charge polluante qui sera drainée par un réseau d'égouts. Cependant, l'étanchéité de ceux-ci n'est pas garantie et des "eaux parasites" peuvent en diluer le contenu. A l'inverse, des raccordements et/ou des rejets intempestifs peuvent augmenter définitivement ou temporairement les concentrations. Il est donc important de baser le dimensionnement des stations d'épuration non pas sur une

évaluation approximative sur base des EH connectés au réseau d'égouts, mais plutôt sur base d'analyses des eaux susceptibles d'être réellement récoltées dans le collecteur.

L'EH demeure néanmoins l'"unité" de référence permettant de comparer et/ou de définir la capacité d'une station d'épuration. Ainsi, on l'utilisera aussi pour exprimer les performances d'une station d'épuration des eaux usées industrielles (EUI), même si celle-ci, par définition, ne traite pas les eaux des "habitants".

Il est à noter que même si deux stations qui reçoivent la même charge polluante, elles peuvent exiger des conceptions différentes (cf. exemple ci-dessous).

Exemple

$Q = 1000 \text{ m}^3/\text{j}$ et $\text{DBO}_5 = 200 \text{ mg/L}$ → Charge polluante = 200 kg DBO_5/j → privilégier le traitement primaire vu la faible charge organique

$Q = 50 \text{ m}^3/\text{j}$ et $\text{DBO}_5 = 4000 \text{ mg/L}$ → Charge polluante = 200 kg DBO_5/j → privilégier le traitement secondaire, éventuellement anaérobie en vue de produire du biogaz, vu la concentration de l'eau à traiter...

De même, au cours du fonctionnement d'une StEp, il y a évidemment des variations. Ainsi, si, par définition, 1 EH apporte une charge polluante de 60 g de DBO_5 par 24 h (= 180 L x 333,33 mg/L), cela peut bien sûr se répartir de différentes manières : 200 L x 300 mg/L, 100 L x 600 mg/L, 600 L x 100 mg/L, Et c'est bien ce qui se passe au cours d'une journée.

Traitement des eaux usées

Partant du principe que l'eau est une matière vitale, c'est-à-dire sans laquelle la vie n'est pas possible, tant pour l'espèce humaine que pour l'ensemble des biocénoses, il est impératif d'assurer le maintien de la qualité de celle-ci. Or comme expliqué précédemment, toutes les utilisations de l'eau, qu'elles soient physiologique, domestique, agricole ou industrielle, ont pour conséquence de la polluer (apport de particules, molécules, ions, calories, ...). Une saine gestion du cycle de l'eau impose donc de traiter les eaux usées avant rejet.

Concernant les eaux usées urbaines (domestiques + physiologiques = eaux vannes), le but de l'épuration se limite à fournir une **eau compatible avec un rejet** dans un écosystème aquatique sans le perturber. Dans cette optique, des **normes d'immission** caractérisent le récepteur. Il existe ainsi une législation qui définit les caractéristiques minimales de qualité écologique des cours d'eau en fonction de leur utilisation possible : eau potabilisable, eau conchylicole (élevage des mollusques), eau de baignade (cf. Directive 2006/7/CE → AGW 14/03/2008). En outre, un arrêté royal (4 novembre 1987 - Arrêté royal fixant des normes de qualité de base pour les eaux du réseau hydrographique public et portant adaptation de l'arrêté royal du 3 août 1976 portant le règlement général relatif aux déversements des eaux usées dans les eaux de surface ordinaires, dans les égouts publics, et dans les voies artificielles d'écoulement des eaux pluviales [M.B. 21.11.1987 - err. 09.01.1988]) définit les teneurs maximales admises pour différentes substances dans tous les cours d'eau, quelle que soit leur utilisation.

Par contre, en ce qui concerne les eaux usées industrielles (EUI), il s'agit plutôt de **normes de rejet**. Celles-ci déterminent donc les caractéristiques que doit présenter l'eau avant de sortir de l'entreprise. Ces normes sont précisées dans le permis d'environnement et dépendent du point de rejet : eau de surface, eau souterraine, égout public relié à une StEp publique ou non, ... On distingue des normes sectorielles et des normes particulières. Les premières concernent des secteurs industriels, mais les secondes permettent d'adapter les normes sectorielles à la situation propre de l'entreprise (localisation, caractéristique du récepteur, ...).

Dans le cadre de la gestion du cycle de l'eau, il faut distinguer différentes étapes reprises dans le cycle technique de l'eau :

- Amont de la consommation
 - Captage
 - Traitement
 - Distribution
 - Traitements complémentaires (adoucissement, désionisation, stérilisation, ...)
- Aval de la consommation = ASSAINISSEMENT
 - Collecte = EGOUTTAGE
 - EPURATION

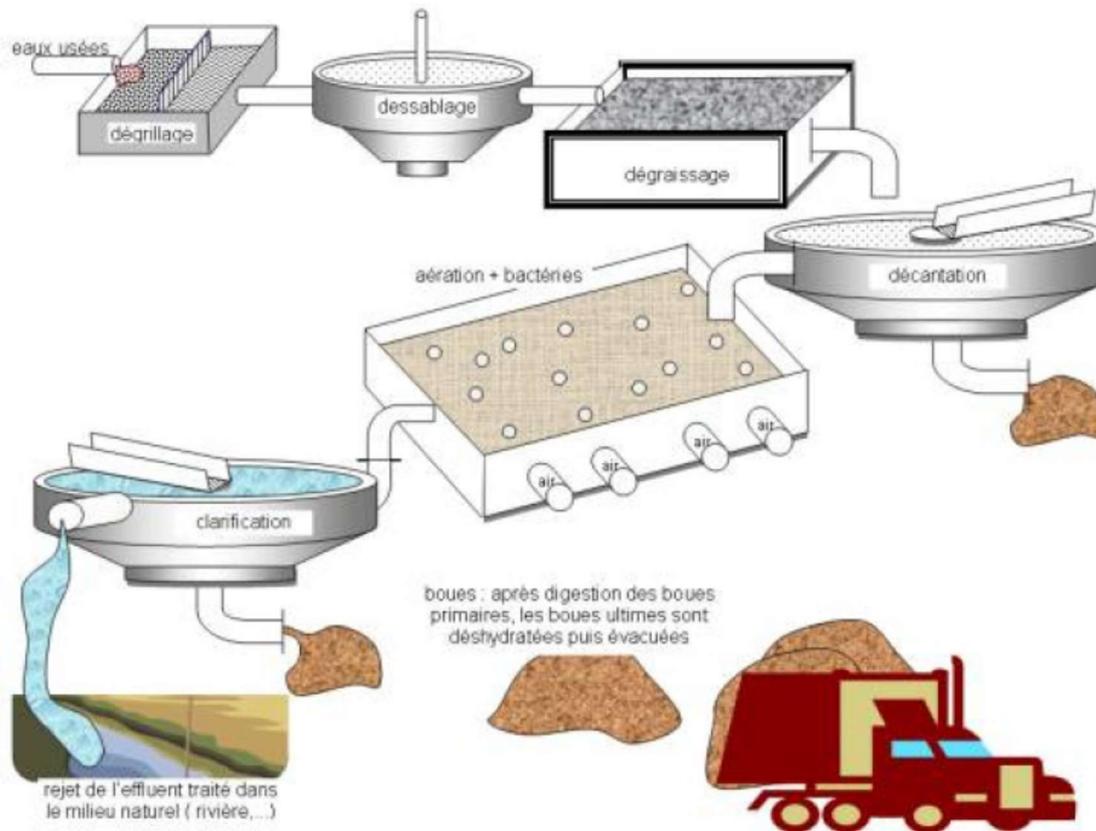


Figure 17 Schéma général de l'épuration des eaux

L'épuration, c'est-à-dire le traitement de dépollution proprement dit, se déroule elle-même en plusieurs phases destinées à éliminer progressivement les principaux polluants. Pour comprendre la logique du dispositif d'épuration, il faut garder à l'esprit, d'une part, qu'une partie importante du processus est biologique ; et d'autre part, que l'épuration ne vise pas à fournir une eau pure, mais seulement une eau dont les caractéristiques sont compatibles avec le fonctionnement normal de l'écosystème aquatique récepteur.

La première contrainte - **processus biologique**, c'est-à-dire technologie exploitant un outil vivant - induit la nécessité d'éviter toute variation brusque des caractéristiques de la matière à traiter (il s'agit ici de l'eau des égouts, qui va en fait servir de substrat nutritif pour les organismes épurateurs). Tandis que la seconde - produire une **eau compatible avec un écosystème** - entraîne que l'on ne va chercher à éliminer que les polluants significatifs, à savoir les particules (M.E.S.), la pollution organique (DCO, DBO5) et la pollution eutrophisante (NTK, P).

Il peut arriver qu'une entreprise doive éliminer d'autres substances (métaux lourds, hydrocarbures, ...) spécifiquement liées à son processus de production. Auquel cas, il faudra réaliser une étude particulière pour résoudre ce problème et concevoir le cas échéant un processus d'épuration spécial où des technologies de traitement originales devront sans doute être envisagées (réactions chimiques de précipitation, réactions enzymatiques, utilisation de biomasses particulières, ...).

Chaque module n'est cependant pas toujours présent. On distingue ainsi (cf. Figure 18) les différents éléments présentés ci-dessous.

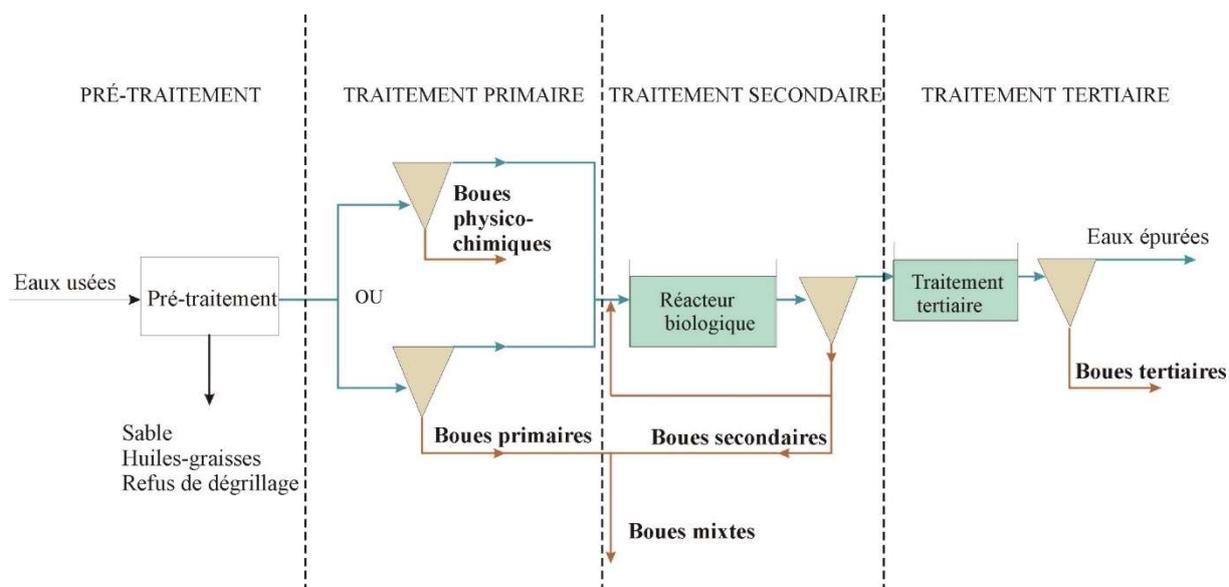


Figure 18 Différentes étapes de l'épuration des eaux

- **Mesure de débit** : indispensable afin de réguler l'accès aux bassins biologiques ou au bassin tampon ou au by pass, en fonction du débit d'entrée, qui est hautement variable vu le caractère unitaire du réseau d'égouts et le côté instable de la pluviosité.
- **Prétraitements** : ensemble d'opérations destinées à protéger la StEp :
 - protection mécanique → élimination des matières susceptibles d'interférer avec le mouvement de l'eau dans la StEp (grippage de pompes, bouchage de conduites, ...)
 - protection hydraulique → lissage des débits ;
 - protection biologique → lissage des concentrations ;
- **Traitement primaire** : réduction de la **pollution particulaire** de l'eau brute (**M.E.S.**) ;
- **Traitement secondaire** : réduction de la pollution **organique (DCO ou DBO5)** ;
- **Traitement tertiaire** : réduction de la pollution **eutrophisante (N et P)**. Habituellement les petites StEp (<2000 EH) n'ont pas de T3. Par contre, il est obligatoire pour les StEp de plus de 10 000 EH.

Des traitements quaternaires spécifiques peuvent parfois intervenir. C'est le cas notamment pour les eaux rejetées dans un récepteur ayant le statut d'eau de baignade et/ou pour les eaux résiduelles d'établissements de soins, qui doivent être désinfectées. Dans ce cas, une désinfection (aux UV, à l'ozone, au chlore, ...) de l'eau de rejet est indispensable.

En outre, il est de plus en plus probable que des opérations de nanofiltration ou la mise en œuvre d'autres techniques doivent être programmées dans les prochaines années afin d'éliminer certaines molécules (micropolluants tels que les hormones, les résidus de stupéfiants, ...) qui ne sont pas prises en charge par la biomasse des bassins biologiques actuellement.

1. Mesure de débits

Les jaugeurs "venturi" sont conçus pour que la vitesse de l'eau soit constante au point de mesure de la hauteur d'eau. Dans ces conditions, le débit est directement proportionnel à cette hauteur, tenant compte de coefficients liés à la géométrie de l'ouvrage. Plus d'informations sont disponibles dans le paragraphe relatif à la caractérisation des eaux.

2. Prétraitements

Les prétraitements regroupent toute une série d'opérations visant à protéger la station d'épuration que ce soit de manière mécanique, hydraulique ou biologique. Les différentes étapes vont être discutées ci-dessous.

a) *Pièges à cailloux*

Les "**pièges à cailloux**" ne sont pas toujours présents. Ils se justifient lorsque le collecteur charrie une quantité significative d'éléments lourds et volumineux. Cela consiste simplement en une fosse, au fond de laquelle vont s'accumuler ces débris. Un système de panier permet de vider aisément la fosse à intervalles réguliers.



Figure 19 Illustration d'un piège à cailloux

b) *Le dégrillage*

Le **dégrillage** consiste en l'installation d'une grille perpendiculairement au flux. Cela correspond en quelque sorte à une filtration très grossière de l'eau. Selon l'écartement entre les barreaux de la grille on parle de "prédégrillage" ($> 6 \text{ mm}$), de dégrillage ($2 \text{ mm} < x < 6 \text{ mm}$) et de dégrillage fin ($< 2 \text{ mm}$).

Comme pour tout système de ce type (tamisage, filtration) dont le principe consiste à retenir les matériaux d'une taille supérieure aux interstices de la structure filtrante, on assiste à un **colmatage** progressif de la grille. Celui-ci induit une élévation du niveau d'eau en amont de la grille. Un détecteur de niveau (limnimètre) entraîne alors la mise en route d'un dispositif de nettoyage de celle-ci. S'il s'agit d'une grille droite, un peigne descend au fond du chenal en travers duquel se trouve la grille. Ses dents correspondent aux espaces entre les barreaux et remontent ainsi les matières coincées entre ceux-ci. Ces débris sont ensuite déposés sur une bande transporteuse qui les déverse dans un conteneur. Pour les grilles courbes, le peigne se trouve à l'extrémité d'un bras rotatif dont le mouvement permet l'extraction des matières qui bouchent la grille. Le nettoyage des grilles peut bien sûr être manuel. C'est le cas pour des petites stations, où du personnel passe à intervalles réguliers et ce, plus fréquemment en automne à cause de la chute des feuilles.

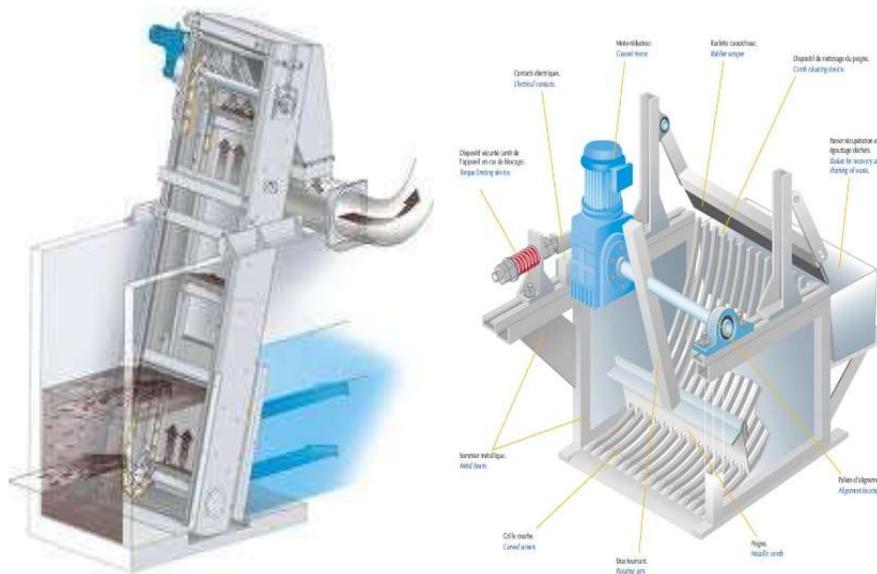


Figure 20 Grilles courbe (droite) et droite (gauche)

Les grilles courbes présentent une plus grande surface pour le même encombrement qu'une grille droite. Le colmatage est donc légèrement différé puisque plus de matière peut s'y accumuler.

L'automatisation du nettoyage des grilles (asservi à la hauteur d'eau en amont de la grille) rend insignifiant le choix entre grille courbe ou droite.

Les refus du dégrillage sont assimilés à des ordures ménagères. Ils sont donc pris en charge en tant que tels et peuvent être éliminés en incinérateur ou en CET de classe 2.

Dans certaines stations d'épuration, on peut trouver un **dégrillage fin** (écartement inférieur à 2 mm). Celui-ci peut être réalisé à l'aide d'un système dit "**step by step**". Ce matériel est constitué d'une grille fixe dont les barreaux sont échancrés en forme d'escalier. Entre ceux-ci, une autre série de barreaux échancrés de la même manière subit une rotation de façon à remonter progressivement les matières. Tout comme pour les grilles classiques, la mise en mouvement de la partie mobile est asservie au niveau d'eau en amont.



www.huber.fr

Figure 21 Dégrillage step by step

Dimensionnement d'un dégrilleur

L'objectif du dimensionnement est de déterminer la surface de la grille nécessaire à l'élimination des matières volumineuses ainsi que la largeur associée. La perte de charge au

travers de la grille doit rester également acceptable. Le dégrilleur doit être dimensionné par rapport au débit de pointe instantané par temps sec de manière à garantir que la grille ne sera pas inondée lors des conditions de pointe. De plus, dans les installations de dégrillage, il est important de s'assurer que les vitesses sont suffisamment grandes pour éviter le dépôt de sédiments. Le schéma ci-dessous présente le processus de dimensionnement pour une dégrilleur incliné.

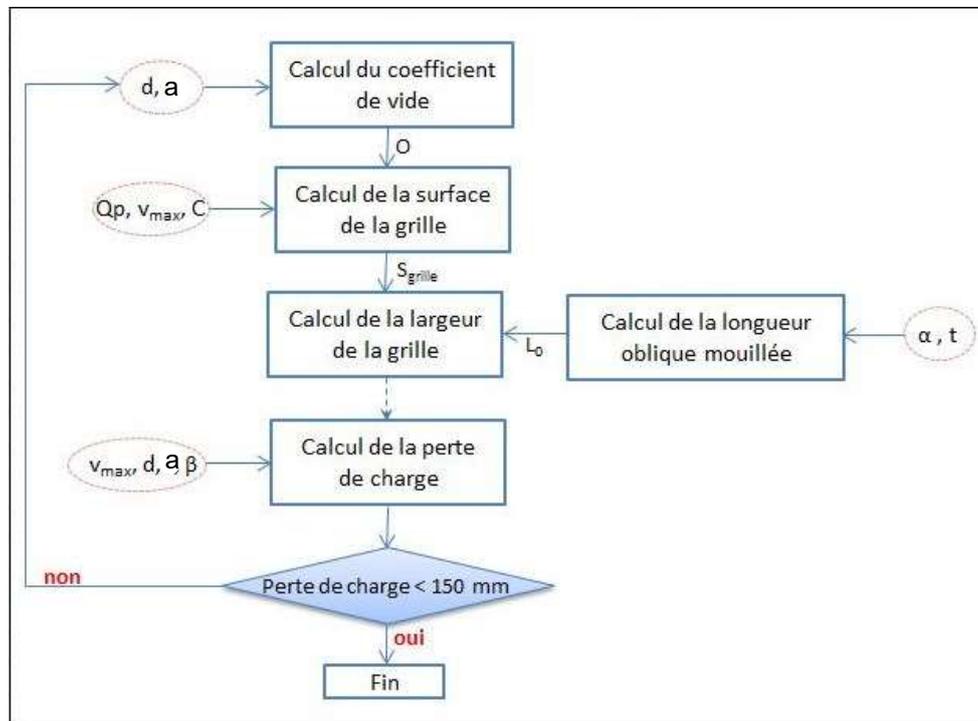


Figure 22 Dimensionnement de la grille du dégrilleur
<http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/2370>

Le coefficient de vide se calcule sur base du rapport

$$\frac{a}{a + d}$$

Avec a = espace entre les barres et d = diamètre des barres

La surface de la grille se calcule sur base du débit moyen de pointe en temps sec, du coefficient de vide (o), du coefficient de colmatage (C =0,3 si dégrillage manuel ou 0,5 si dégrillage automatique) et de la vitesse du flux d'entrée (v entre 0,3 et 0,6 m/s).

$$S = \frac{Q}{v_0 \times C \times o}$$

La perte de charge pour une grille peut être calculée sur base de

$$\Delta H = \xi_g \cdot \frac{v_0^2}{2g}$$

Avec

$$\xi_g = \beta_g \cdot \xi \cdot c \cdot (\sin \delta) \cdot K$$

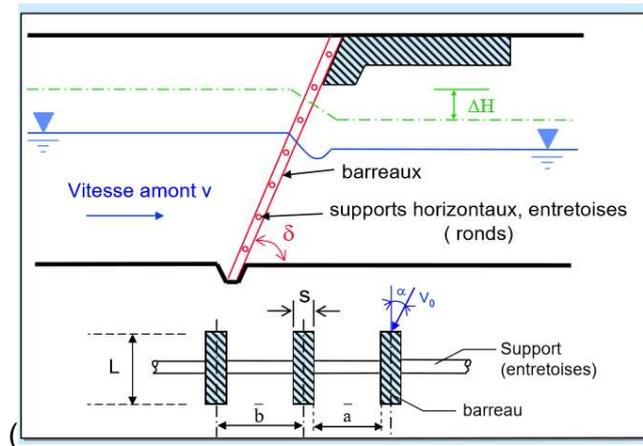


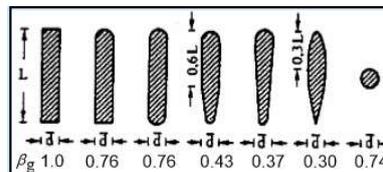
Figure 23 Représentation de l'écoulement à travers une grille (<https://documents.epfl.ch/groups/l/lc/lc-unit/www/pdf/support/ho/Ouvr%20Hydr%20grilles.pdf>)

ξ = facteur de perte de charge, fonction de L/s (L = longueur en coupe des barreaux, s = épaisseur des barreaux)

Pour $L/s \approx 5$ et $a/b > 0,5$ (b = espacement et a = ouverture), on a

$$\xi = \frac{7}{3} \left(\frac{b}{a} - 1 \right)^{\frac{4}{3}}$$

β_g = facteur de forme du barreau



c = coefficient de la grille

- $c = 1$ si grille non obstruée
- $1,1 < c < 1,3$ si grille à nettoyage mécanique
- $1,5 < c < 2$ si grille à nettoyage manuel

K = facteur de la direction de l'écoulement

		$\frac{s}{a}$				
		1.00	0.80	0.60	0.40	0.20
α	0°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	20°	1.14	1.18	1.24	1.31	2.24
	40°	1.43	1.55	1.75	2.10	5.70
	60°	2.25	2.62	3.26	4.40	

Exercice

Un dégrilleur mécanique est utilisé dans un canal où la vitesse du flux est de 0,64 m/s pour un débit de 0,15 m³/s. Calculer la surface de la grille ainsi que sa largeur si les caractéristiques techniques de la grille sont les suivantes :

Caractéristique	Valeur	Unité
Epaisseur des barreaux (d)	10	mm
Espacement entre les barreaux (a)	15	mm
Angle d'inclinaison	60	°
Hauteur de tirant d'eau (h)	0,4	m
Coefficient de colmatage (C)	0,5	/

Quelle est la perte de charge dans la grille non colmatée? Est-elle conforme aux pertes de charges maximales ?

c) Dessablage - déshuilage

Les éléments les plus volumineux, macroscopiques, ayant été extraits, il reste à éviter les dépôts de particules denses, susceptibles de boucher des canalisations, de gripper les pompes ou simplement d'encombrer les bassins. C'est la fonction du **dessablage**. Cette opération vise donc à **éliminer les matières facilement décantables**, qui risqueraient de se déposer avant d'arriver dans les décanteurs.

Leur extraction consiste en une **décantation rapide** dans un ouvrage spécialement dimensionné, avec un temps de séjour relativement court (de l'ordre de la demi-heure) vu la vitesse de chute élevée. Les matières ainsi récupérées sont qualifiées de sables, mais correspondent en fait à tout ce qui peut sédimenter rapidement. En outre, ces particules sont le plus souvent **enrobées de matières organiques** diverses ce qui rend leur recyclage assez difficile. Afin d'éviter des fermentations malodorantes, les "sables" extraits sont le plus souvent lavés et essorés dans des appareils qualifiés de "**classificateurs à sables**" qui sont en fait constitués d'un tube au sein duquel tourne une vis sans fin qui fait remonter le sable à contre-courant d'un filet d'eau. Les eaux résultant de ce lavage - essorage retournent en tête de station tandis que les "sables" sont versés dans un conteneur ad hoc.

Le **déshuilage** quant à lui, vise à éliminer les matières dont la **densité est inférieure à celle de l'eau**. Cela inclut bien sûr les matières grasses (Huiles et Graisses) mais aussi des hydrocarbures voire des matières structurées très légères. Cette opération intervient habituellement simultanément au dessablage et dans le même appareil. On peut parler d'une sorte de décantation inverse, qui suppose les mêmes impératifs que pour une décantation proprement dite, à savoir un minimum de turbulences et un temps de séjour suffisant. Le déshuilage peut être amélioré par **flottation**, c'est-à-dire par injection de bulles à la base de l'installation. Celles-ci entraîneront dans leur remontée des particules et molécules qui se retrouveront piégées dans l'**écume** qui se forme en surface par agglomération de ces éléments plus ou moins collants. Des racleurs repousseront cette écume vers une fosse à flottants en

périphérie de l'installation. Cela permet également une décantation facilitée des grosses particules grâce à l'ajout de bulles d'air dans le fluide qui diminue sa portance (voir Figure 24).

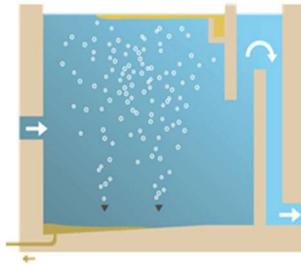


Figure 24 Dégraisseur/dessableur avec aération

Toutefois, pour assurer une bonne décantation malgré les turbulences induites par l'injection des bulles, il est impératif de prévoir une "**zone de tranquillisation**", où les dernières matières aisément décantables pourront sédimenter.

Il existe plusieurs systèmes pour obtenir ces phénomènes de décantation/flottation. L'hydrocyclone et l'air lift vont être présentés ci-après.

Un **hydrocyclone** fonctionne exactement comme un cyclone à gaz. L'eau brute pénètre dans celui-ci de façon tangentielle et, vu la forme cylindrique de l'installation, entre dans un mouvement tourbillonnaire qui confère aux particules une force centrifuge. Sous l'effet de celle-ci, elles sont plaquées sur la paroi de l'appareil d'où elles glissent par gravité vers une trémie de stockage. L'eau traitée, qui correspond à la partie centrale du volume d'eau, poursuit son trajet via une reprise par le haut ou par surverse (débordement) en considérant que la partie superficielle du volume d'eau est exempte de particules.

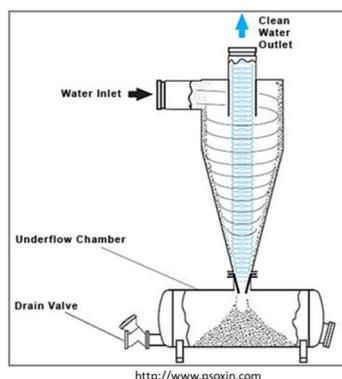


Figure 25 Schéma d'un hydrocyclone

Le système **air lift** est souvent utilisé pour remonter les sables qui ont décanté dans la fosse à sable. Cela consiste à injecter de l'air dans une colonne présente au-dessus de la fosse. Le mouvement ascendant provoqué par les bulles d'air entraîne les sables.

Dimensionnement d'un dégraisseur/dessableur

L'objectif du dimensionnement est de déterminer la surface, la hauteur cylindrique et le volume total de l'ouvrage. Le temps de séjour nécessaire à l'ascension des graisses (de l'ordre de 10 minutes) étant supérieur au temps de séjour nécessaire à la décantation des sables (de l'ordre de 3 à 5 minutes), c'est le dégraissage qui conditionne le dimensionnement de l'unité de dessablage-dégraissage.

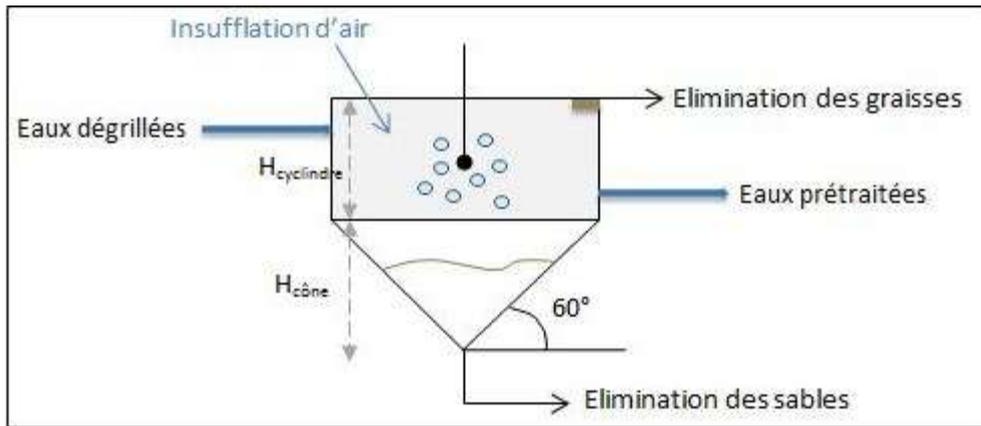


Figure 26 Schématisation d'un dégraisseur/dessableur
<http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/2371>

Le schéma ci-dessous présente le processus de dimensionnement pour un dégraisseur/dessableur.

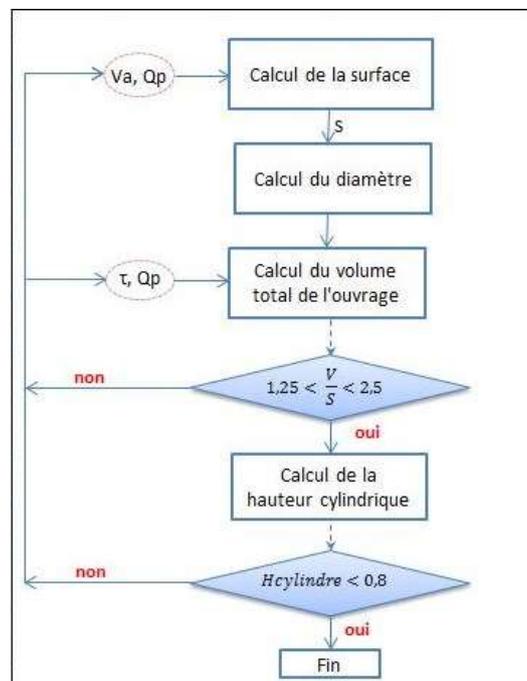


Figure 27 Schéma de dimensionnement d'un dégraisseur/dessableur
<http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/2371>

La surface nécessaire peut être calculée sur base du débit de pointe par temps sec (Q_p) et la vitesse ascensionnelle (V_a) selon

$$S = \frac{Q_p}{v_a}$$

En supposant un bassin cylindrique, le diamètre peut être calculé sur base de la relation géométrique

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

Le volume de l'équipement peut, quant à lui, être calculé sur base du débit de pointe et du temps de séjour (τ). Le rapport Volume/Surface doit être compris entre 1,25 et 2,5.

$$V = Q_p \times \tau$$

Le volume calculé correspond au volume du cylindre mais également à la partie conique.

$$V = V_{cylindre} + V_{cone} = S \times H_{cylindre} + \frac{\pi D^2 H_{cone}}{12}$$

Avec

$$H_{cone} = \frac{D \cdot \tan(30)}{2}$$

En ce qui concerne l'aération, le débit d'air à injecter dépend soit des m^3 à traiter, soit de la longueur du décanteur. Les deux possibilités peuvent se rencontrer.

Exercice

En supposant un débit d'entrée moyen de $0,05 m^3/s$ et un débit de pointe quatre fois plus important, calculer les dimensions d'un réservoir cylindrique sur base d'un temps de séjour de 8 minutes et d'une vitesse ascensionnelle de 15 m/h.

3. Traitements primaires

Le prétraitement ayant éliminé tout ce qui pouvait entraver un bon fonctionnement de la StEp, les opérations de dépollution vont progressivement éliminer les principaux polluants, à savoir, dans un premier temps, la pollution structurée, insoluble, constituée de **particules en suspension** (M.E.S.) ; puis la pollution soluble, constituée de **molécules en solution** (matières organiques [DCO ou DBO5] et matières eutrophisantes [N \rightarrow NTK et P]).

Le **traitement primaire** a donc cette fonction : **éliminer les matières en suspension** (MES) présentes dans l'eau brute. Cette étape fait appel exclusivement à de la **décantation** - éventuellement améliorée - à l'issue de laquelle, on obtient, d'une part, une eau sans particules et, d'autre part, un concentré de particules, les **boues primaires**. Celles-ci sont relativement inertes en ce sens qu'elles ne sont pas constituées de cellules vivantes, contrairement aux boues secondaires (à voir lors du traitement secondaire). Elles peuvent néanmoins subir des fermentations malodorantes dans la mesure où de la matière organique et des bactéries diverses se trouvent adsorbées sur les particules. Le stockage de ces produits s'effectuant sans aération et donc sans O_2 autorise l'activité des bactéries fermentantes et les dégagements d'odeurs désagréables.

La composition d'une eau résiduaire urbaine est extrêmement complexe. Concernant sa teneur en particules, on peut admettre une continuité allant des solutés (molécules de petite taille et ions) aux "objets" (éléments macroscopiques tels que cailloux et autres matériaux visibles).

Dans ce gradient de tailles apparaissent des structures très fines (de 10^{-8} et 10^{-6} m [0,01 à 1 μm]) mais suffisamment volumineuses pour ne plus être considérées comme des solutés. Ces matériaux, souvent de nature organique (macromolécules telles que polysaccharides, protéines, acides nucléiques, voire virus...), présentent une densité proche de celle de l'eau et une surface volumique importante. De ce fait, la **poussée d'Archimède** et les **forces de frottement** limitent fortement l'effet de la gravité. En outre, vu leur très faible taille, elles sont sensibles aux **mouvements browniens**. Ceux-ci résultent des chocs aléatoires des molécules

du solvant sur les particules, chocs dont l'intensité est liée à la température. Pour des particules volumineuses, ces impacts browniens sont insignifiants, mais ici cela devient significatif.

Dès lors, vu ces conditions (poussée d'Archimède importante, frottement élevé et mouvements browniens), une décantation spontanée est quasi impossible ou, du moins, excessivement lente.

On qualifie ces particules fines de "**colloïdes**" et les suspensions dans lesquelles on les trouve de "**suspensions colloïdales**". Les colloïdes définissent la limite entre les matières solubles (molécules → "**solution**") et insolubles (particules → "**suspension**").

Dans une suspension, les particules subissent l'action de toute une série de forces. L'une est intrinsèque (**Gravité**), d'autres sont en relation avec le fluide porteur (**Archimède**, **Frottements**, **Brown**) et d'autres résultent de l'interaction entre les particules (**Electrostatiques** et **Vander Waals**). On peut les caractériser comme suit :

- **GRAVITE** : attraction gravitaire, appliquée à toute particule quelles que soient ses caractéristiques. Orientation verticale de haut en bas.
- **ARCHIMEDE** : poussée d'Archimède, appliquée à toute particule dont la densité est différente de celle du fluide porteur. Orientation verticale de bas en haut.
- **FROTTEMENTS** : force appliquée à toute particule quelles que soient ses caractéristiques, et induite par le mouvement de la particule dans le fluide. Orientation opposée au mouvement. L'intensité est fonction des caractéristiques de la particule (forme, surface) et du fluide porteur (viscosité, type d'agitation) ainsi que de la vitesse de déplacement.
- **ELECTROSTATIQUE** : force de répulsion entre particules, résultant de leur charge électrostatique. Celle-ci dépend de la nature chimique de la particule (présence de molécules +/- polaires en surface ; ionisation). Orientation : de particule à particule.
- **VAN DER WAALS** : force d'attraction entre surfaces très proches. Fonction de la nature des surfaces. Orientation : de particule à particule.
- **BROWN** : force exercée sur la particule par les chocs provoqués par le mouvement intrinsèque (mouvement brownien) des molécules du fluide porteur. L'intensité de cette force dépend de la nature et de la température du fluide. Orientation aléatoire.

Les 3 dernières forces (Electrostatiques, Browniennes et de Van der Waals) sont insignifiantes dans le cadre d'une décantation classique et n'interviennent pas dans le dimensionnement des décanteurs. Réciproquement, pour des particules extrêmement fines, les forces "macroscopiques" (G, A, F) s'annulent et sont en outre significativement compensées par les chocs browniens. Par ailleurs, leur charge électrostatique étant pour la plupart négative, les forces électrostatiques induisent une répulsion dont l'intensité est supérieure à l'attraction due aux forces de Van der Waals. La **suspension** reste donc **dispersée** et ne sédimente pratiquement pas. Ces données sont utiles pour raisonner les principes de coagulation-floculation.

a) Coagulation – floculation

Coagulation

Dans une suspension colloïdale dispersée, la taille, la densité et la surface volumique des particules en suspension sont telles que l'attraction gravitaire est pratiquement compensée par la poussée d'Archimède et les forces de frottement. La décantation naturelle est donc extrêmement lente voire inexistante. Les interactions entre particules sont néanmoins toujours actives et induisent majoritairement une répulsion entre les colloïdes (ou **micelles** = particules fines). Cette situation empêche donc toute décantation rapide.

Pour extraire ces colloïdes de l'eau, il est dès lors impératif de vaincre ces forces de répulsion afin de permettre une agglomération. C'est le but de la **coagulation**. Une fois celle-ci réalisée, la décantation sera d'autant plus efficace que les particules en suspension seront denses et volumineuses. C'est ici qu'intervient la **floculation** afin de réunir les colloïdes en floccs.

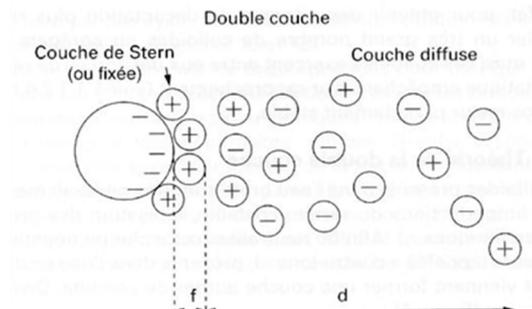


Figure 28 Représentation d'un colloïde et de son champ électrostatique

Les particules colloïdales possèdent des charges négatives à leur surface. L'origine de ces charges est diverse :

- ionisation de groupes fonctionnels du colloïde
- adsorption d'ions OH^-
- ions formés par réaction entre la particule et l'eau.

Ces charges attirent les ions positifs de l'eau qui attirent à leur tour les ions négatifs accompagnés de quelques cations. Il se forme ainsi une double couche d'ions :

- couche d'ions proches et liés : couche de STERN
- couche d'ions peu liés ou couche de GOUY (couche diffuse)

La couche la plus interne présente une forte densité de **cations** fortement adsorbés sur la particule et organisés de façon régulière. Il s'agit de la couche dite "de **Stern**" au sein de laquelle le potentiel décroît de façon linéaire. A partir d'une certaine distance, l'attraction de la surface devient insuffisante pour maintenir une organisation régulière des ions +. C'est la limite de la couche de Stern.

Au-delà, on observe donc un nuage de cations et d'anions beaucoup plus diffus. On qualifie cette zone de "couche de **Gouy**". Au sein de celle-ci, le potentiel d'attraction diminue, si bien qu'il existe une position telle qu'en cas de choc le "nuage" peut se détacher de la particule, ce qui diminue l'effet répulsif et autorise l'agglomération des particules. Cette zone de fragilité est qualifiée de **zone de cisaillement** et le potentiel qui la caractérise est appelé le **potentiel "zeta"**. Celui-ci détermine donc la stabilité de la suspension.

En dehors de chocs suffisants, toutes les particules présentant la même charge, elles ont donc naturellement tendance à se repousser. Une suspension colloïdale est par conséquent, spontanément, dans un état, dit, **dispersé**. Dans ce cas, toute sédimentation est quasi impossible.

Le potentiel électrocinétique zéta (ζ) est le potentiel à la surface de la couche liée. Il est négatif dans le cas des colloïdes présents dans l'eau captée. Le colloïde est d'autant plus stable que son potentiel zéta est négatif (-30 à -50 mV) puisque la répulsion des particules est favorisée. Pour provoquer la floculation du colloïde, il faut réduire la valeur du potentiel. Il doit chuter jusqu'à 0-5 mV. Si l'on désire accélérer, voire provoquer, la décantation de ces particules, il est d'abord nécessaire de **neutraliser** leur charge. C'est en cela que consiste la **coagulation**.

De dispersée, la suspension devient alors coagulée. Cela ne permet toutefois pas encore la chute des particules vu leur faible densité, leur petite taille et les chocs browniens. D'où la nécessité de provoquer leur regroupement sous forme de "flocs". C'est l'opération qualifiée de **floculation**.

Floculation

La dispersion d'une suspension colloïdale est due à la répulsion qui s'exerce entre deux particules proches. Celle-ci provient de la résultante, d'une part, de **forces électrostatiques** répulsives, liées à la charge homogène des particules, et, d'autre part, de forces d'attraction de relativement courte portée, les forces de **Van der Waals**. Comme le montre la Figure 29, à très courte distance, c'est l'attraction qui l'emporte. Et il existe une position telle qu'attraction et répulsion se compensent. La suspension coagule. A partir de là, si deux particules s'approchent suffisamment, elles peuvent s'associer en un élément unique. La suspension flocule. Toutefois, pour atteindre cette distance critique, il faut vaincre un pic de répulsion qui explique la situation spontanément dispersée d'une suspension colloïdale.

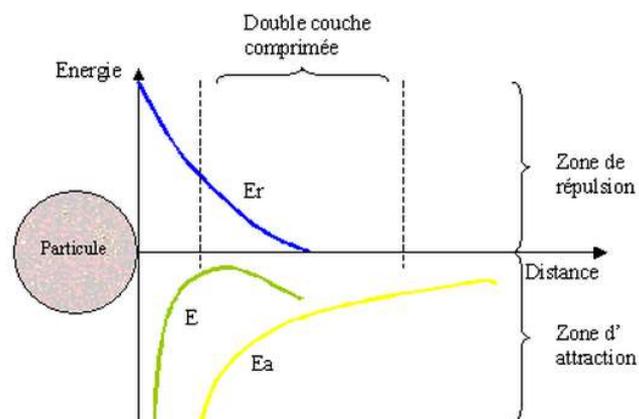


Figure 29 Diagramme des forces pour les colloïdes (<https://sti-biotechnologies-pedagogie.web.ac-grenoble.fr/content/elimination-du-carbone>)

L'agglomération des particules fines suppose donc deux opérations successives : la coagulation puis la floculation. La première vise à neutraliser les charges des particules ou du moins à diminuer leur force répulsive. On parle de **déstabilisation** du colloïde. Par contre, la floculation cherche à favoriser le regroupement des particules neutralisées. Les agrégats ainsi obtenus sont qualifiés de **flocs**.

La coagulation fait appel à des **"coagulants"** tels que sels minéraux métalliques (FeCl_3 ou $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$) ou à des polymères dans leurs formes hydrolysées ($\text{Al}_x(\text{OH})_y\text{Z}^+$). On emploie aussi des coagulants organiques.

Outre l'usage de coagulants, il est possible de provoquer la coagulation de façon mécanique en conférant aux particules suffisamment d'énergie pour vaincre le pic de répulsion décrit plus haut. Cela suppose toutefois une agitation très intense - et donc consommatrice de beaucoup d'énergie - a priori incompatible avec une bonne décantation.

La floculation permet, une fois la suspension coagulée, de regrouper les colloïdes en **flocs**, plus aisément sédimentables. Cette opération se réalise en 2 étapes successives : on assiste d'abord à la formation de microflocs, résultant de l'agitation due aux mouvements browniens et qui concerne donc l'association de quelques particules neutralisées. On parle dans ce cas de **microfloculation**, induite par une agitation dite péricinétique (et/ou par polymérisation

d'ions métalliques hydratés). Il s'agit d'une phase intermédiaire entre la coagulation et la floculation. Toutefois, à partir d'une certaine taille (+/- 1 µm), les chocs browniens ne sont plus efficaces pour assurer le regroupement des microflocs. La poursuite de la floculation (**macrofloculation**) nécessite alors un supplément d'énergie pour favoriser la formation des floes proprement dits (plusieurs dizaines de µm). Outre une agitation de turbulence moyenne, qualifiée d'orthocinétique, cette macrofloculation peut également être stimulée par l'ajout de **floculants**. Ceux-ci peuvent résulter de la polymérisation spontanée de certains coagulants ou sont ajoutés après coagulation. Il s'agit alors de produits minéraux (silice activée) ou organiques, d'origine naturelle (alginates, amidons) ou synthétique (copolymères d'acrylamide et d'acide acrylique ; polyacrilamides ; méthacrylate de diméthylamine éthyle, ...). En langage d'"épurateur", on parle de l'ajout du "polymère".

b) Décantation

La décantation est la technique la plus fréquemment utilisée en séparation de MES. Cette technique requiert que la taille des particules soit suffisamment grande. La décantation est donc un procédé de séparation liquide-solide qui utilise la différence de densité entre le liquide et le solide comme potentiel moteur de la séparation gravitaire des deux phases. La vitesse de décantation ou vitesse de chute des particules est un paramètre déterminant du dimensionnement et du fonctionnement d'un décanteur.

Une fois les floes formés, on peut considérer que les forces microscopiques d'interactions entre particules (Electrostatiques, Van des Waals et Brown) n'interfèrent plus. Il s'agit dès lors de concevoir une installation - un décanteur - telle que l'attraction gravitaire puisse l'emporter sur les Frottements et la poussée d'Archimède afin d'extraire les particules du fluide porteur, l'eau en l'occurrence.

La loi de Stokes donne la vitesse limite de chute d'une particule dite grenue (dont les caractéristiques sont telles que les forces "microscopiques" sont insignifiantes) dans un fluide immobile. Dans les conditions de l'expérimentation de Stokes (particules sphériques de taille homogène et fluide immobile), il est possible de démontrer qu'après un certain temps de chute, une particule acquiert une **vitesse constante**. Cela s'explique par le fait que l'accélération gravitaire - constante - est alors compensée par la somme des accélérations de la poussée d'Archimède (constante) et des Frottements (croissante en fonction de la vitesse). Ainsi au départ de la chute l'accélération subie par la particule correspond à la différence entre G et A, ce qui confère une vitesse croissante à la particule. Cependant, au fur et à mesure de l'augmentation de cette vitesse les forces de frottement, orientées dans le sens opposé au mouvement, augmentent et finissent par compenser l'accélération de G-A. La vitesse de chute devient alors constante puisque l'accélération résultante est nulle. Par ailleurs puisque la vitesse est devenue constante, F l'est aussi et la situation est donc stable : la particule chute à vitesse constante. C'est la "**vitesse limite**".

La loi de Stockes est d'application dans le cadre d'un écoulement laminaire du fluide par rapport à la particule. Si ce n'est pas le cas, la formule doit être corrigée par le coefficient de trainée, C, qui tient compte du nombre de Reynolds, dont la valeur dépend du type d'écoulement. Ce nombre Re est d'autant plus grand que l'écoulement est turbulent.

$$Re = \frac{\rho_l \times v \times d}{\mu}$$

avec

ρ_l = masse volumique du fluide

v = vitesse du fluide

d = diamètre du récipient (tuyau)

μ = viscosité dynamique du fluide

La vitesse de chute d'une particule isolée v_l (vitesse de chute de la particule) est le paramètre à maximiser pour optimiser le fonctionnement d'un décanteur. Cette valeur supposée en écoulement laminaire est souvent utilisée comme valeur de référence.

$$v_l = \frac{(\rho_s - \rho_l) \times g \times d_p^2}{18\mu_L}$$

μ_L = viscosité dynamique du fluide (eau) [Pa.s]

g = accélération due à la pesanteur [m/s²]

d_p = diamètre de la particule (sphérique) [m]

ρ_l = masse volumique du fluide [kg/m³]

ρ_s = masse volumique du solide [kg/m³]

Décantation des particules grenues

Les particules grenues sont non floculantes, c'est-à-dire que les forces d'attraction sont négligeables. Les particules ne doivent pas être trop petites ($d_p > 50-100 \mu\text{m}$) de façon à ce que leur surface spécifique ne soit pas trop élevée, la force d'attraction étant proportionnelle à la surface.

Les seules interactions sont purement mécaniques et conduisent à un ralentissement de la chute des particules dépendant de leur concentration.

Un facteur empirique de correction de la loi de Stokes peut représenter ce ralentissement.

$$u_s = u_0 \varepsilon^n$$

u_s : vitesse effective en chute troublée (m/s)

u_0 : vitesse terminale de chute de la particule décrite par la loi de Stokes (m/s)

ε : fraction de volume occupé par le liquide (/)

n : exposant empirique (/) $\approx 4 - 5$

Pour une eau moyennement chargée en MES (quelques centaines de mg/L), le facteur de correction reste très proche de l'unité.

La loi de Stokes peut donc s'appliquer au dessablage en traitement primaire (MES ≤ 300 mg/L) et dans la clarification d'un décanteur (MES résiduelles ≤ 50 mg/L).

Décantation à flux horizontal

Dans un décanteur à flux horizontal, l'eau circule horizontalement et le solide décante et se dépose au fond du bassin.



Figure 30 Représentation d'un décanteur à flux horizontal

C_E = concentration en MES dans l'alimentation

Q_E = débit d'alimentation

C_S = concentration en MES en sortie
 Q_S = débit de sortie
 A_C = section de collecte horizontale
 u_s = vitesse de décantation
 Le bilan sur l'eau est

$$Q_E = Q_S$$

Le bilan sur le solide est équivalent à

$$Q_E C_E = A_C u_s C_E + Q_S C_S$$

alimentation = décantation + sortie

$$1 - \frac{C_S}{C_E} = \frac{u_s}{\frac{Q_S}{A_C}}$$

En imposant $C_S/C_E = 0$, à savoir une élimination complète des MES dans le surnageant, on obtient

$$A_C = \frac{Q_S}{u_s}$$

Cette équation est une équation de dimensionnement. Elle permet de calculer la section de collecte A_C connaissant la charge hydraulique Q_S à la sortie du décanteur et la vitesse de décantation u_s . La capacité de l'appareil ne dépend que de la surface de collecte A_C et non de la hauteur du décanteur. La capacité du décanteur peut donc être améliorée en superposant une série de n étages de décantation de faible hauteur appelés faisceaux lamellaires.

Par analogie avec le raisonnement précédent, on obtient, avec A_L = surface élémentaire de chaque lamelle (m^2), n = nombre de lamelles et θ = inclinaison de chaque lamelle.

$$\frac{Q_s}{n A_L \cos \theta} = u_s$$

L'accroissement de capacité du décanteur, due à l'utilisation d'un faisceau lamellaire est définie par le rapport entre la surface équivalente et celle en l'absence de lamelles.

$$\alpha = \frac{n A_L \cos \theta}{A_C}$$

Décantation à flux vertical

Dans un décanteur à flux vertical, l'eau circule verticalement, le solide décante et est transféré vers une zone d'épaississement.

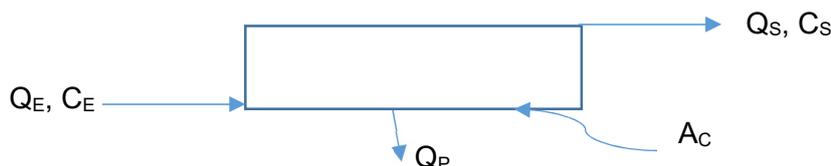


Figure 31 Représentation d'un décanteur à flux vertical

C_E = concentration en MES dans l'alimentation
 Q_E = débit d'alimentation

C_S = concentration en MES dans le surnageant

Q_S = débit de surnageant

A_C = section de transit horizontale

Q_P = débit de transfert vers épaissement

Le bilan sur l'eau est

$$Q_E = Q_P + Q_S$$

Le bilan sur le solide est équivalent à

$$Q_E C_E = Q_P C_E + A_C u_S C_E + Q_S C_S$$

alimentation = purge + décantation + sortie

$$1 - \frac{C_S}{C_E} = \frac{u_S}{\frac{Q_S}{A_C}}$$

Cette équation est identique à celle pour un décanteur horizontal, permettant d'obtenir la même équation de dimensionnement pour autant que la définition de A_C soit utilisée correctement.

Décantation diffuse (particules floculées)

Les forces d'attraction liées aux propriétés de surface sont importantes et conduisent à un phénomène d'agglomération progressive des particules, phénomène appelé floculation.

Les particules plus ou moins floculées ont des tailles variables, appelées suspensions hétérodisperses. Elles décantent donc à des vitesses différentes.

La taille des floes et leur vitesse de décantation augmentent au cours du temps ; il s'agit de la décantation diffuse. Il n'existe pas de moyen simple pour prédire le facteur correctif tel que déterminé en décantation de particules grenues ; il faut recourir à l'expérimentation. Des courbes isoteneurs sont alors obtenues, correspondant à des taux d'élimination de 20 à 70% en fonction de la profondeur et du temps.

La vitesse de décantation d'une courbe isoteneur particulière peut être décrite comme

$$u_{s(P)} = \frac{h}{t} = a(1 - P)^b P^{-b} t^{c-1}$$

L'exposant « c » est caractéristique du caractère floculant des MES. En effet, si « c » est compris entre 1 et 3, la vitesse de décantation augmente au cours du temps. Pour des particules grenues, c'est égal à 1 et la vitesse de décantation est constante.

Décantation en zones

Pour des concentrations en MES supérieures à 500 mg/L, les particules floculées perdent de plus en plus de leur mobilité individuelle. Elles décantent en zones ou en piston, avec formation d'une interface entre le liquide surnageant et les floes.

La Figure 32 présente la décantation en piston. La zone « a » est une zone de clarification où le liquide est clair. La zone « b » est une suspension homogène de même aspect que la suspension de départ. La zone « c » est une zone de transition (pas toujours observable) de concentration croissante. La zone « d » est une zone de compression où les boues s'épaississent.

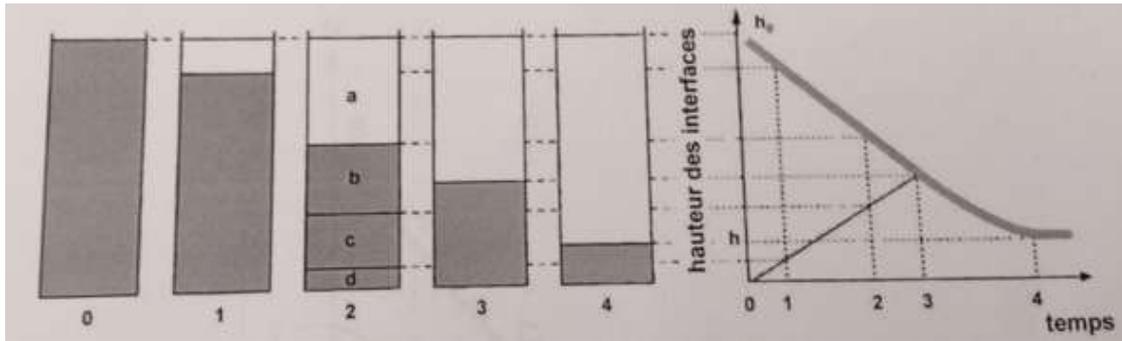


Figure 32 Décantation en piston – courbe de Kynch

Après un certain temps, les zones « b » et « c » disparaissent, c'est le point critique. L'évolution de la hauteur de l'interface a-b puis a-d en fonction du temps constitue la courbe de Kynch. L'hypothèse émise par Kynch est que la vitesse de chute d'une couche de particules est uniquement fonction de sa concentration. La vitesse de décantation $u_{s,i}$ est déterminée à chaque instant t_i par la tangente locale à la courbe de Kynch.

$$u_{s,i} = - \left(\frac{dh}{dt} \right)_i$$

La conservation de la masse de MES entre l'état initial t_0 (h_0) et l'état au temps t_i (h_i) entraîne

$$C_o \Omega h_o = C_i \Omega h_i$$

Ω représente la section de l'éprouvette.

$$C_i = C_o \frac{h_o}{h_i}$$

La courbe de Kynch permet de définir l'indice de Mohlman ou Sludge Volume Index (S.V.I.) qui est défini comme le volume occupé par 1 gramme de matières sèches après une décantation de 30 minutes. Cet indice est mesuré en mg/L. Il fournit une information très partielle sur la décantabilité d'une boue.

Dans ce type de décanteur (voir Figure 33), les concentrations varient dans une plage très large entre une concentration en tête de décanteur (C_s) inférieure à quelques dizaines de mg/L, équivalente à une clarification, une concentration d'alimentation C_E de l'ordre de quelques centaines de mg/L et une concentration en pied de décanteur C_P de plusieurs dizaines de g/L à la purge des boues.

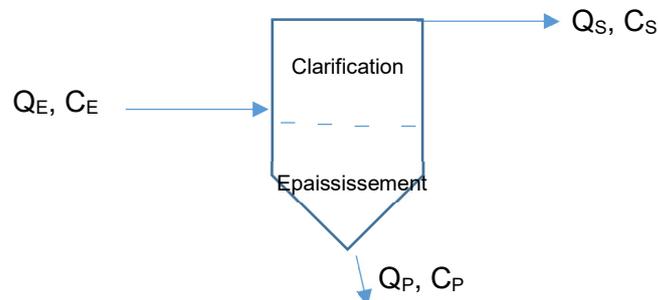


Figure 33 Décantation des particules flocculées

La clarification a été analysée dans le cas des particules grenues. Dans la partie épaississement, trois phénomènes peuvent être observés :

- La décantation diffuse aux concentrations inférieures à 0,5 g/L

- La décantation en zones lorsque le processus de floculation s'est stabilisé dans la gamme de concentration comprise entre 0,5 et 10-20 g/L
- Un phénomène de compression résultant de l'affaissement du lit de boue en pied du décanteur sous l'effet de son poids, permettant d'atteindre des concentrations de dizaines de g/L.

En pratique, la décantation diffuse peut être évitée en assurant une concentration d'entrée supérieure à 0,5 g/L et en prévoyant une hauteur de décanteur suffisante pour obtenir un temps de séjour assurant un processus de décantation diffuse suffisamment rapide pour ne pas être limitant.

Le bilan sur l'eau est

$$Q_E = Q_P + Q_S$$

Le bilan sur le solide est équivalent à

$$Q_E C_E = Q_P C_P + Q_S C_S \approx Q_P C_P$$

Le débit de boues du haut vers le bas représente le débit de transit des MES. Ce dernier peut être rapporté au flux de transit N_T .

$$Q_P C_P = N_T A_C$$

N_T = flux de transit dans une section droite du décanteur A_C (kg/m².h).

Cette équation représente également la base du dimensionnement d'un décanteur. Néanmoins, le flux de transit N_T n'est pas constant. Il varie sur toute la hauteur du décanteur en fonction de la concentration locale en MES.

La méthode utilisée repose pour l'essentiel sur une représentation graphique de l'évolution du flux de transit N_T en fonction de la concentration locale en MES. Ce flux de transit résulte d'une double contribution reprenant le flux hydraulique N_H résultant du courant descendant d'eau (Q_P) et du flux de décantation N_S proprement dit, lié à la vitesse de décantation u_s .

$$N_T = N_S + N_H$$

$$N_S = u_{s(C_i)} C_i$$

$$N_H = \frac{Q_P C_i}{A_C}$$

La méthode consiste à rechercher la valeur minimale du flux de transit local qui permettra de déterminer la section A_C .

L'équation de dimensionnement est donc

$$A_C = \frac{Q_E C_E}{N_{T,min}}$$

Exercices

1. Une suspension de particules de sable (particules grenues) de même diamètre décante dans une colonne test à 0,45 cm/s. Calculer la section horizontale nécessaire pour un enlèvement de 70% des particules dans un décanteur idéal dont le débit d'alimentation est de 3785 m³/j.
2. Une suspension de particules de sable (diamètres variables) décante dans une colonne test au repos. Des échantillons sont collectés à 1,5 m sous le niveau de liquide à différents intervalles de temps.

Pour chaque échantillon, on mesure la fraction en poids des particules restantes. A partir de ce test, estimer la quantité de particules enlevées dans un bassin rectangulaire idéal pour une vitesse de débordement de 1,36 L/m²s.

Temps (min)	5	10	15	20	30	60
Fraction en poids restante	0,96	0,81	0,62	0,46	0,23	0,06

3. Des données de décantation d'une boue activée ont été obtenues en laboratoire par des tests batch dont les résultats figurent dans le tableau ci-dessous. A partir de ceux-ci, dimensionner un décanteur (hauteur, diamètre, volume) qui fonctionnera dans les conditions suivantes :
- Concentration en solide à atteindre en pied de décanteur : 1290 kg/m³
 - Concentration initiale de la boue : 150 kg/m³
 - Concentration négligeable au débordement
 - Flux d'alimentation : 0,1 m³/s
 - Temps de séjour : 7 h

C_i (kg/m³)	u_i (µm/s)
100	148
150	113
200	91
300	55,33
400	33,25
500	21,40
600	14,50
700	10,29
800	7,38
900	5,56
1000	4,20
1100	3,27

4. Traitements secondaires

a) *Objectifs du traitement biologique*

Suite au traitement primaire qui a permis d'éliminer une bonne partie des matières en suspension, le traitement secondaire s'attaque, quant à lui, à l'élimination de la pollution organique, en carbone, représentée par la DBO₅ ou la DCO.

La charge organique représente la **pollution carbonée**. Cela correspond à des substances +/- complexes de types sucres (glucides), protéines (protides), matières grasses (lipides), acides nucléiques, ... voire à des hydrocarbures (alcanes, alcènes, ...) et des molécules plus

simples dont la structure de base est constituée d'atomes de carbone, sur lesquels sont greffés différents composés (alcool [OH], aldéhyde et cétone [O], acides [COOH], amines [NHx], ...) Elle est exprimée par la **DCO** (Demande Chimique en Oxygène, en mg O₂ / L) et/ou la **DBO5** (Demande Biologique en Oxygène en 5 jours, en mg O₂ / L). Il s'agit d'une approximation de la teneur globale en matières organiques, sans la moindre information sur la nature exacte des molécules qui en font partie. La comparaison entre la DCO et la DBO5 d'un même échantillon permet toutefois de prédire son caractère +/- biodégradable, et donc susceptible d'être pris en charge dans la StEp. En effet, on considère que pour être **biodégradable**, un échantillon doit présenter un rapport **DCO / DBO5 inférieur à 3**.

La Figure 34 ci-dessous représente l'évolution de différentes formes (solubles et insoluble) de DBO5 au sein d'une StEp "modèle".

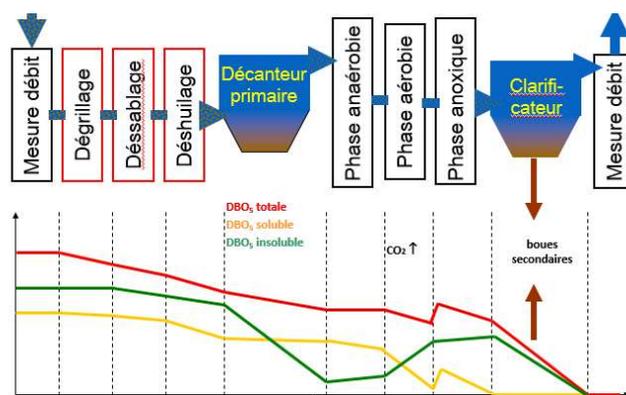


Figure 34 Evolution de différentes formes de DBO5

La DBO5 insoluble correspond à des objets ou particules de matière biologique (ex : grains de pollen, feuilles mortes, cellules voire organismes pluricellulaires, ...) ou dérivée du monde vivant (déchets alimentaires, matières fécales, cheveux, ...) que l'on peut retrouver dans une eau d'égout et provenant soit des eaux vannes proprement dites, soit des avaloirs du réseau.

Au niveau de la StEp, on considère que +/- **30%** de la DBO5 est éliminée durant les **prétraitements** et lors de la décantation primaire. Il s'agit d'éléments macroscopiques retenus au dégrillage (ex : déchets alimentaires) et de molécules ou particules fines adsorbées sur les "sables" ou suffisamment denses pour sédimenter dans le décanteur primaire. Les huiles et graisses retenues au niveau du déshuilage font également partie de ces 30%. Cela justifie parfois l'absence de décanteur primaire en boues activées afin de maintenir une concentration en matières organiques suffisante pour une épuration biologique performante.

On considère aussi qu'environ **1/3** de la charge organique soluble est **totalemtent oxydée** (production de **CO₂**) par la biomasse aérobie (respiration) et que le reste est **assimilé**. Dans le bassin aérobie, outre l'oxydation, on assiste donc au passage de la pollution carbonée d'un état dissout à un état particulaire (**cellules**) insoluble. C'est pourquoi l'élimination définitive de la charge organique n'a lieu que dans le **clarificateur**. Par conséquent, il est bien clair que le clarificateur fait partie à part entière du traitement secondaire.

Le ressaut de DBO en début de phase anoxique est dû à la nécessité d'apporter du C organique aux microorganismes de la dénitrification puisqu'ils sont hétérotrophes⁴. Cet apport peut être synthétique (acide acétique, ...) ou constitué d'un peu d'eau brute non traitée. On peut aussi chercher à limiter la phase aérobie afin qu'un reliquat de matière organique serve

⁴ Hétérotrophe : utilise les matières organiques comme substrats énergétiques

de substrat carboné. Il est également possible de placer l'anoxie en tête de la biologie afin de profiter des apports organiques de l'eau brute. Dans cette configuration, il est indispensable d'organiser une recirculation de la liqueur mixte vers l'anoxie après son passage en phase aérobie afin d'éliminer les nitrates formés. Ce point sera abordé plus en détails lors du traitement tertiaire.

En **boues activées**, il est possible et utile de maintenir constant l'équilibre Substrat (= eau brute) / Biomasse (microorganismes actifs). Or comme les caractéristiques du substrat varient peu, la teneur en biomasse doit être maintenue +/- stable. Toutefois, d'une part les microorganismes constituant la biomasse n'arrêtent pas de se multiplier puisqu'ils sont alimentés et oxygénés en permanence et d'autre part une partie de cette biomasse sort des bassins biologiques puisque le processus d'épuration est continu. Théoriquement, une balance entre les entrées (nouvelles cellules résultant de la multiplication) et les sorties (cellules entraînées par le flux vers la sortie) pourrait s'établir (en biotechnologie, on parle de "chémostat"). Mais dans la réalité, ceci est ingérable. C'est pourquoi, les **boues** secondaires, récupérées au niveau du clarificateur et qui sont constituées des cellules extraites des bassins biologiques, sont partiellement **recirculées** vers ceux-ci afin d'y maintenir une concentration +/- constante. L'excès de boue est **purgé** et envoyé vers le traitement des boues.

La stœchiométrie et la cinétique des réactions de biodégradation sont fixées par le métabolisme microbien. Ce dernier est constitué par un ensemble de réactions chimiques et de mécanismes de transport intra/exo-cellulaires permettant d'assimiler les substances nutritives nécessaires à la croissance, la reproduction et au maintien en vie des microorganismes.

b) Le métabolisme microbien

Le métabolisme microbien est le résultat d'un ensemble complexe de mécanismes physiques, physico-chimiques et biologiques, que l'on peut regrouper en cinq grandes étapes (Figure 35), décrites ci-après⁵.

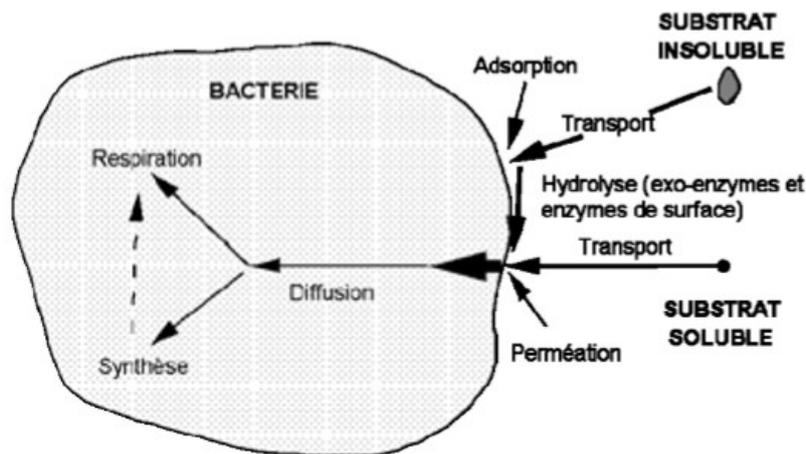


Figure 35 Schéma de principe de la nutrition bactérienne

1. Le transport exocellulaire des éléments nutritifs vers la paroi cellulaire (mécanisme physique)

⁵ F. Edeline, *L'épuration biologique des eaux. Traitement et technologies des réacteurs*, Lavoisier, Tec&Doc, Paris, 1993.

2. L'adsorption de ces éléments sur la paroi cellulaire (mécanisme physico-chimique)
3. La préassimilation de ces éléments par des exoenzymes, pour solubiliser ou réduire la taille des molécules (mécanisme biologique – enzymatique)
4. Le transport actif (avec filtration enzymatique) ou passif à travers la membrane cellulaire, suivi de la diffusion intracellulaire (mécanismes physique et physico-chimique)
5. La métabolisation ou assimilation intracellulaire par réactions enzymatiques (mécanisme biologique)

Les mécanismes de métabolisation peuvent être regroupés en deux catégories :

- Le catabolisme casse les grosses molécules (sucres, protéines, etc.) en vue de constituer des réserves énergétiques
- L'anabolisme utilise ces réserves énergétiques en vue de construire les composés cellulaires (croissance)

Le catabolisme est la phase énergétique de la métabolisation. Elle est le résultat d'un grand nombre de réactions d'oxydoréduction avec, aux deux extrémités de la chaîne de réactions :

- Un accepteur final d'électron (oxydant) : O_2 , NO_2^- , NO_3^- , SO_4^{2-} , CO_2 , etc.
- Un donneur final d'électron : Matières organiques, S^{2-} , NH_4^+ , H_2 , etc.

L'accepteur final d'électron définit le régime métabolique du micro-organisme :

- Aérobie si l'oxydant est l'oxygène
- Anoxique si l'oxydant est une molécule autre que l'oxygène telle que NO_3^- , SO_4^{2-}
- Anaérobie si l'oxydant est un substrat carboné

L'anabolisme est la phase de construction cellulaire. Il représente l'ensemble des réactions enzymatiques conduisant à la synthèse des composants cellulaires, à partir des matières organiques pour les bactéries hétérotrophes et à partir de CO_2 pour les bactéries autotrophes.

Les besoins énergétiques associés à la construction cellulaire sont pratiquement identiques pour tous les microorganismes à savoir 0,8 kcal/g biomasse.

On peut dès lors déduire la quantité de biomasse produite par gramme de substrats énergétiques consommés, propre à chaque métabolisme. Ce rapport est appelé le rendement de conversion substrat-biomasse ($Y_{X/S}$).

La production de boues est plus importante pour un métabolisme aérobie par rapport à une anaérobie tout comme un hétérotrophe par rapport à un autotrophe.

Le choix de la voie métabolique est souvent limité et imposé par le type d'éléments nutritifs à éliminer. Une partie des réserves énergétiques est détournée pour assurer les besoins de maintenance, c'est-à-dire les fonctions vitales non reproductives des micro-organismes. Ces réserves ne contribuent pas à la croissance et donc à la production de biomasse.

La répartition de l'utilisation des substrats énergétiques entre la croissance et la maintenance est le résultat d'une compétition entre deux familles de mécanismes cinétiques.

La description de cette compétition requiert la représentation de ces mécanismes cinétiques à travers des modèles cinétiques.

c) *Modèles cinétiques*

Les modèles cinétiques doivent permettre de décrire :

- Les vitesses d'assimilation des différents substrats, entre autres le substrat énergétique, r_s

- La vitesse d'utilisation de ces substrats en vue de la croissance des micro-organismes, r_x

La relation entre ces vitesses résulte de la répartition de l'énergie catabolique entre

- L'activité anabolique liée à la croissance (rendement $Y_{X/S}$)
- Les fonctions de maintenance (non liées à la croissance).

$$r_s = \frac{r_x}{Y_{X/S}} + r_M$$

Avec r_s la vitesse de consommation du substrat (en g substrat/(m³h)), r_x la vitesse de croissance des micro-organismes (g boues/(m³h)) et r_M la vitesse de consommation du substrat liée aux fonctions de maintenance (g substrat/(m³h)).

Les expressions de ces vitesses sont souvent ramenées à l'unité de masse de biomasse ; elles sont supposées proportionnelles à la concentration en biomasse (boues).

$$\begin{aligned} r_x &= \mu X \\ r_M &= m_s X \\ r_s &= \left(\frac{\mu}{Y_{X/S}} + m_s \right) X \end{aligned}$$

X représente la concentration en biomasse (g biomasse/m³), m_s le taux de maintenance (g substrat/g biomasse.h) et μ le taux de croissance en h⁻¹. Les paramètres μ et m_s dépendent des conditions physico-chimiques régnant dans le bassin biologique.

Le taux de croissance μ est traditionnellement relié à la concentration S en substrat énergétique par la relation de Monod.

$$\mu = \mu_{max} \frac{S}{K_S + S}$$

μ_{max} représente le taux de croissance maximum, en l'absence de toute limitation par manque d'éléments nutritif (h⁻¹) et K_S est la constante d'affinité substrat-microorganisme (g substrat/m³).

Le modèle de Monod rend compte de la diminution de l'activité de croissance des micro-organismes résultant de la raréfaction du substrat, par l'intermédiaire de la constante d'affinité K_S .

En général, le taux de croissance maximum de la biomasse diminue avec le rendement de conversion substrat-biomasse.

Le taux de maintenance m_s est supposé constant : les besoins de maintenance sont prioritaires et assurés avant toute autre activité quel que soit la concentration en élément nutritif.

$$m_s = \text{constante}$$

Le taux de maintenance traduit la consommation de substrat dépensé pour assurer l'intégrité de la population contre les agressions extérieures. Il est fonction de l'environnement dans lequel les micro-organismes sont placés : il augmente lorsque l'agressivité du milieu augmente.

d) Rendement effectif de production de biomasse

La compétition entre croissance et maintenance pour l'utilisation du substrat énergétique se traduit par une diminution de la production de biomasse (boues) qui peut être quantifiée par un rendement effectif de conversion du substrat.

$$\frac{1}{(Y_{X/S})_{eff}} = \frac{r_s}{r_x} = \frac{1}{Y_{X/S}} + \frac{m_s}{\mu}$$
$$(Y_{X/S})_{eff} = \frac{\mu Y_{X/S}}{\mu + Y_{X/S} m_s}$$

Ce rendement effectif est toujours inférieur au rendement $Y_{X/S}$. Il tend asymptotiquement vers cette valeur lorsque μ est suffisamment élevé.

A forte charge, lors de la période de croissance :

$$S \gg \rightarrow \mu \approx \mu_{max} \gg Y_{X/S} m_s \rightarrow Y_{X/S, eff} \approx Y_{X/S}$$

A faible charge, lors de la période de maintenance :

$$S \ll \rightarrow \mu \ll Y_{X/S} m_s \rightarrow Y_{X/S, eff} \ll Y_{X/S}$$

Il est donc possible de contrôler la production de boues en exploitant cette compétition entre croissance et maintenance. Cela se fait en passant d'un métabolisme de croissance à un métabolisme de maintenance, plus lent.

e) Taux spécifiques d'utilisation des substrats

Ces grandeurs permettent d'estimer les besoins physiologiques de la biomasse ainsi que sa capacité épuratoire.

$$q_s = \frac{r_s}{X} = \frac{\mu}{Y_{X/S}} + m_s$$

q_s représente le taux d'utilisation du substrat en g substrat par g biomasse . h.

f) Les procédés à boues activées

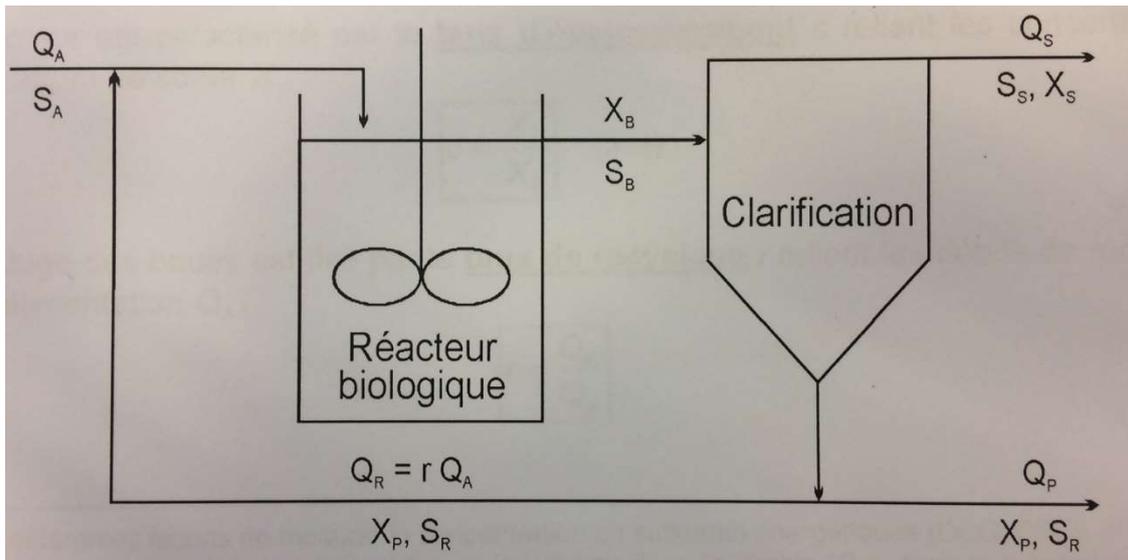
Les procédés biologiques sont des procédés lents, en particulier lorsque le mécanisme de maintenance est favorisé.

Tous les procédés vont donc chercher à compenser cette lenteur en accroissant la quantité de micro-organismes présents dans le réacteur biologique.

Les procédés à boues activées visent cet objectif en recyclant les boues préalablement épaissies par décantation.

Une station de traitement par boues activées comprend :

- Un réacteur ou bassin biologique dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la biomasse ;
- Un dispositif de brassage et si nécessaire d'aération de ce bassin ;
- Un décanteur dans lequel s'effectue la clarification des eaux avant rejet et l'épaississement de la biomasse appelée boue activée ;
- Un dispositif de recyclage d'une partie de ces boues dans le bassin d'aération et de soutirage des boues en excès.



Q_A : débit d'alimentation en eau à épurer (m^3/h)

Q_R : débit de recyclage (taux de recyclage = $r = Q_R/Q_A$) en m^3/h

Q_P : débit de purge (m^3/h)

Q_S : débit de sortie (surnageant) en m^3/h

S_A : concentration en substrat énergétique dans l'alimentation ($\text{g substrat}/\text{m}^3$)

S_R : concentration en substrat énergétique dans la boucle de recyclage ($\text{g substrat}/\text{m}^3$)

S_B : concentration en substrat énergétique à la sortie du bassin biologique ($\text{g substrat}/\text{m}^3$)

S_S : concentration en substrat énergétique dans le surnageant ($\text{g substrat}/\text{m}^3$)

X_A : concentration en biomasse dans l'alimentation ($\text{g MES}/\text{m}^3$)

X_P : concentration en biomasse dans la boucle de recyclage ($\text{g MES}/\text{m}^3$)

X_B : concentration en biomasse à la sortie du bassin biologique ($\text{g MES}/\text{m}^3$)

X_S : concentration en biomasse dans le surnageant ($\text{g MES}/\text{m}^3$)

r : taux de recyclage

Bilans de matière

Les bilans de matière sont réalisés pour un bassin d'aération parfaitement mélangé.

Bilan sur la biomasse dans le bassin biologique

$$(Q_A + Q_R) X_B - Q_A X_A - Q_R X_P = V r_X = V \mu X_B$$

Le décanteur est caractérisé par le taux d'épaississement c reliant les concentrations d'entrée X_B et de sortie X_P :

$$c = \frac{X_P}{X_B} > 1$$

Le recyclage des boues est fixé par le taux de recyclage r reliant les débits de recyclage et d'alimentation.

$$r = \frac{Q_R}{Q_A}$$

Le bilan de matière peut être réécrit comme suit :

$$(1 + r - rc) Q_A X_B = V \mu X_B$$

$$\mu = \frac{1 + r - rc}{t_H}$$

$$t_H = \frac{V}{Q_A}$$

t_H représente le temps de séjour hydraulique, paramètre clé pour le dimensionnement du bassin biologique.

L'impact le plus évident du recyclage des boues est d'en accroître le temps de séjour. Le temps de séjour des boues θ_c peut être défini comme le rapport entre la quantité de micro-organismes ($V X_B$) présents dans le bassin et le débit massique de production de ces micro-organismes ($V \mu X_B$).

$$\theta_c = \frac{1}{\mu} = \frac{t_H}{1 + r - rc}$$

Le facteur $1 + r - rc$ définit l'accroissement du temps de séjour des micro-organismes par rapport au temps de séjour hydraulique.

Le temps de séjour de la biomasse fixe la concentration S_B en substrat dans la liqueur mixte (bassin biologique) :

$$\frac{1}{\theta_c} = \mu = \mu_{max} \frac{S_B}{K_S + S_B}$$

$$S_B = \frac{K_S}{\theta_c \mu_{max} - 1}$$

Le temps de séjour des boues est un second paramètre clé du dimensionnement d'une unité d'épuration biologique :

- Il fixe la concentration résiduelle en substrat S_B , c'est-à-dire le niveau de dépollution atteint dans le procédé biologique.
- Il permet de contrôler le taux de croissance de la biomasse et, donc, l'importance relative de la croissance (respiration) et de la maintenance.

$$\frac{1}{(Y_{X/S})_{eff}} = \frac{1}{Y_{X/S}} + \frac{m_S}{\mu} = \frac{1}{Y_{X/S}} + m_S \theta$$

Le temps de séjour des boues offre donc un moyen de contrôler la production des boues :

$\theta_c \nearrow \rightarrow (Y_{X/S})_{eff} \searrow \rightarrow$ Production des boues \searrow

Bilan sur le substrat énergétique dans le bassin biologique

$$Q_A S_A + Q_R S_R - (Q_A - Q_R) S_B = V r_S = V \left(\frac{\mu}{Y_{X/S}} + m_S \right) X_B = \frac{V X_B}{Y_{X/S} \theta_c} (1 + Y_{X/S} m_S \theta_c)$$

Avec $S_R = S_B$

Cette équation permet d'exprimer la concentration en biomasse dans la liqueur mixte X_B en fonction des paramètres opératoires :

$$X_B = \frac{Q_A}{V} (S_A - S_B) \frac{Y_X \theta_c}{1 + Y_{X/S} m_S \theta_c}$$

La concentration en boues dans le bassin biologique X_B augmente suite à l'accroissement du temps de séjour des boues.

Équations de dimensionnement

Les deux paramètres opératoires les plus importants d'une station d'épuration biologique par boues activées sont :

- Le temps de séjour des micro-organismes θ_c
- Le temps de séjour hydraulique t_H

Le temps de séjour des micro-organismes est fixé en fonction de divers critères :

- θ_c doit permettre d'atteindre la concentration résiduelle souhaitée en matières organiques S_B

$$\theta_c = \frac{1}{\mu} = K \frac{K_S + S_B}{\mu_{max} S_B}$$

En pratique, un temps de séjour des micro-organismes de l'ordre de 2 à 3 jours suffit pour atteindre cet objectif.

- θ_c doit être suffisamment grand pour permettre le développement d'une flore microbienne aussi diversifiée que possible qui favorise la biofluculation des boues. De ce point de vue, le temps de séjour des micro-organismes doit se situer entre 5 et 10 jours.
- Enfin, θ_c peut être accru au-delà de 5 à 10 jours pour réduire la production spécifique de boues, c'est-à-dire le rendement effectif de conversion substrat-micro-organismes $Y_{(X/S)eff}$.

$$\left(\frac{Y_X}{S} \right)_{eff} = \frac{\frac{Y_X}{S}}{\left(1 + m_S Y_X \theta_c \right)}$$

Pour atteindre un taux de minéralisation important, le temps de séjour peut aller jusqu'à 30 voire 100 jours.

L'âge des boues θ_c est directement relié à la charge massique ou rapport F/M (food/microorganisms).

$$\frac{F}{M} = \frac{Q_A S_A}{X_B V} = \frac{S_A}{(S_A - S_B)} \frac{1 + Y_{X/S} m_S \theta_c}{Y_X \theta_c}$$

Le rapport F/M évolue de manière inverse à l'âge des boues θ_c . Lorsque θ_c ou le rapport F/M est fixé, il est possible de calculer la concentration résiduelle S_B (si elle n'a pas servi à fixer θ_c).

$$S_B = \frac{K_S}{\theta_c \mu_{max} - 1}$$

$$conversion = 100 \left(1 - \frac{S_B}{S_A} \right) (\%)$$

Les procédés à boues activées peuvent être classés en fonction de la valeur du rapport F/M.

Type de procédé	F/M j ⁻¹	θ _c jours	Conversion %
Forte charge	0,4 < F/M < 1,2	1,5 à 4	< 80
Moyenne charge	0,15 < F/M < 0,40	4 à 10	80 à 90
Faible charge	0,07 < F/M < 0,15	10 à 30	> 90
Aération prolongée	F/M < 0,07	> 30	> 95

Le temps de séjour hydraulique t_H est fixé par le débit ou charge hydraulique Q_A.

$$t_H = \frac{V}{Q_A}$$

Le temps de séjour hydraulique ne peut pas être fixé indépendamment du temps de séjour (âge) des micro-organismes. En effet, t_H est lié à θ_c par l'impact qu'il a sur la concentration en biomasse X_B dans la liqueur mixte.

$$X_B = \frac{1}{t_H} (S_A - S_B) \frac{Y_{X/S} \theta_c}{1 + Y_{X/S} m_S \theta_c}$$

X_B ↑ lorsque t_H ↓

La concentration X_B est habituellement maintenue entre 3 et 6 g MSV (matières sèches volatiles) par litre. Des valeurs plus élevées provoqueraient des problèmes de mélange et d'aération.

t_H est également lié à θ_c par l'impact qu'il a sur les paramètres de recyclage r et c.

$$\frac{\theta_c}{t_H} = \frac{1}{1 + r - rc}$$

$$c = \frac{X_P}{X_B} : \text{taux d'épaississement}$$

$$r = \frac{Q_R}{Q_A} : \text{taux de recyclage}$$

Le taux d'épaississement c est compris entre 2 et 3. Le taux de recyclage est compris entre 0,2 et 0,5. Le rapport entre ces deux temps de séjour varie habituellement entre 20 et 50. Le temps de séjour hydraulique t_H est compris entre 3 et 6 heures.

Dimensionnement de l'aérateur

Les systèmes d'aération ont pour but principal d'apporter l'oxygène indispensable aux micro-organismes.

Les coûts de l'aération représentent la part la plus importante des coûts totaux d'opération d'une boue activée (50 à 60%).

L'aération est fixée par :

- Le taux spécifique de consommation en oxygène q_{O₂} [kg O₂/ kg biom j]
- La concentration en micro-organismes X_B dans la liqueur mixte [kg biom/m³]

$$CO = X_B q_{O_2}$$

La capacité d'aération représente la masse d'oxygène qui peut être transférée par m³ de bassin :

$$CO = K_L a (C_{O_2}^{sat} - C_{O_2})$$

Avec :

CO = capacité d'oxygénation [kg O₂/ m³ j]

K_L a = coefficient global de transfert de matière (O₂) [h⁻¹ ou j⁻¹]

C_{O₂}^{sat} = concentration en O₂ à saturation [kg O₂/m³]

C_{O₂} = concentration en O₂ dans la liqueur mixte [kg O₂/m³]

K_L a et C_{O₂}^{sat} dépendent fortement des propriétés physico-chimiques de la liqueur mixte (MS en suspension, tension superficielle, viscosité). Elles doivent donc être déterminées dans des conditions correspondant à la liqueur mixte. Dans la pratique, la seule information fournie par le fabricant d'aérateur est sa capacité maximale d'oxygénation CO_{MAX} en eau claire.

$$CO_{MAX} = (K_L a)_{eau\ claire} (C_{O_2}^{sat} - 0)$$

(K_L a)_{eau claire} : coefficient global de transfert de matière en eau claire

(C_{O₂}^{sat} - 0) : potentiel moteur maximum (concentration en O₂ dans l'eau = 0)

Le terme (K_L a)_{eau claire} se différencie du terme K_L a dans la liqueur mixte. L'écart est quantifié par le facteur α représentant le rapport entre les coefficients de transfert en liqueur mixte et en eau claire.

$$\alpha = \frac{K_L a}{(K_L a)_{eau\ claire}}$$

La détermination du facteur α implique la mesure initiale des performances d'oxygénation en eau claire. Puis, lorsque l'installation est en fonctionnement, les performances d'oxygénation sont à nouveau mesurées dans les mêmes conditions de réglage de l'aération.

Le facteur α est toujours inférieur ou égal à 1, généralement compris entre 0,3 et 0,9.

La capacité d'oxygénation ou d'aération CO [g O₂ /m³ j] représente les besoins en oxygène rapporté à l'unité de volume de bassin biologique.

La consommation énergétique relative à l'aération est importante à connaître et s'exprime en quantité d'oxygène transféré par kWh d'énergie consommée. Elle est représentée par le rendement énergétique (R.E.) ou Apport Spécifique Brut (ASB).

Elle peut être définie comme le rapport entre la capacité d'oxygénation CO et la puissance volumétrique de l'aérateur P/V.

$$R.E. = ASB = \frac{CO}{P/V}$$

R.E. : rendement énergétique [kg O₂/kWh]

ASB : apport spécifique d'oxygène [kg O₂/kWh]

P : énergie consommée par l'aérateur [kWh]

Le tableau ci-dessous présente deux types d'aérateur avec leurs paramètres opératoires.

Type d'aérateur	CO [kg O ₂ /m ³ h]	ASB en eau claire [kg O ₂ / kWh]
Aérateur de surface : injection d'air par brassage superficiel et formation de vortex	0,040 – 0,100	1 – 2
Aérateur par air surpressé : injection d'air par insufflation à travers des diffuseurs	0,040 – 0,300	2 – 4

Exercices

- Une eau résiduaire municipale est traitée dans un réacteur à boues activées qui permet de réduire la concentration en DBO₅ de 300 mg/L à moins de 3 mg/L. Le débit d'alimentation est de 104 m³/j. Les constantes cinétiques ont été déterminées par des essais préalables en laboratoire : $\mu_{\max} = 0,45 \text{ h}^{-1}$ - $K_s = 60 \text{ mg DBO}_5/\text{L}$ - $Y_{X/S} = 0,6$.
On néglige la concentration en microorganismes dans l'alimentation ainsi que les phénomènes de maintenance et de décès.
Le réacteur peut être modélisé par une cuve parfaitement mélangée avec recyclage. On a sélectionné un temps de séjour de la biomasse de 5 jours. On admet en outre un temps de séjour hydraulique de 7 heures et une concentration en biomasse à la sortie du décanteur de 8000 mg/L.
Déterminer la concentration en substrat et en biomasse à la sortie du réacteur biologique, le volume du réacteur biologique, le taux de recyclage, la production de boues et le temps de séjour hydraulique entraînant le lessivage des boues.
- Un procédé à boues activées est choisi pour traiter une eau résiduaire contenant 300 mg/L en DBO₅. Des tests en labo montrent des valeurs de sortie en DBO₅ comprises entre 50 et 100 mg/L et fournissent les paramètres cinétiques suivants : $\mu_{\max} = 0,3 \text{ h}^{-1}$, $K_s = 80 \text{ mg DBO}_5/\text{L}$ et $Y_{X/S} = 0,5$.
Les critères pour la conception du réacteur biologique sont les suivants :

 - Le temps de séjour hydraulique vaut 1,2 heure
 - Le temps de séjour de la biomasse est deux fois supérieur à la valeur de lessivage

Calculer la valeur des concentrations en DBO₅, et en boues à la sortie du réacteur ainsi que le pourcentage de DBO₅ éliminé.
- L'alimentation à l'entrée d'une station à boues activées a un débit de 0,08 m³/s et une concentration en substrat de 350 mg/L. Après passage dans un décanteur, les boues sont recyclées dans le réacteur biologique à un débit de 0,04 m³/s et une concentration en biomasse de 11 130 mg/L.
D'autre part, la conversion en substrat est de 90% et on a déterminé les constantes cinétiques suivantes : $K_s = 70 \text{ mg/L}$ - $Y_{X/S} = 0,6$.
On néglige la concentration en microorganismes dans l'alimentation ainsi que les phénomènes de maintenance et de décès.
Sachant que le temps de séjour des microorganismes correspondant aux conditions de lessivage est de 2,5 jours, déterminer le temps de séjour des microorganismes pour les

conditions décrites. On demande également le temps de séjour hydraulique, le volume du réacteur ainsi que le facteur d'épaississement.

5. Traitement tertiaire

a) *Objectifs du traitement tertiaire*

Le traitement tertiaire a pour but d'éliminer tout ce qui est pollution eutrophisante à savoir l'azote et le phosphore.

Pollution azotée

L'élimination de la pollution azotée en épuration des eaux exploite le cycle bio-géo-chimique naturel de l'azote. Celui-ci est fortement dépendant de différentes espèces bactériennes.

Pour rappel, le cycle de l'azote se présente comme sur la Figure 36 ci-dessous.

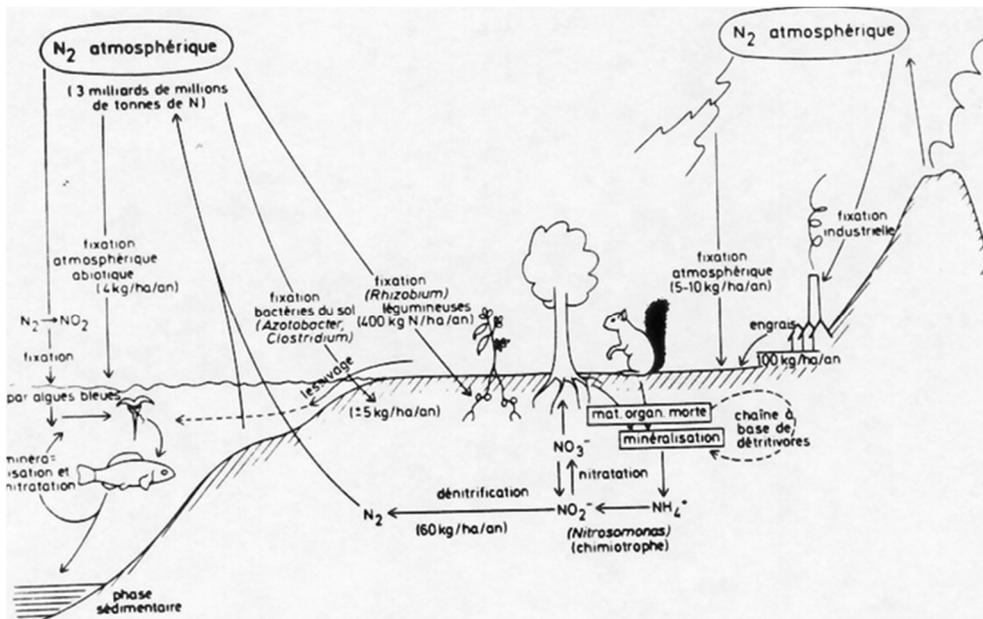


Figure 36 Schéma du cycle de l'azote

- Réservoir : N₂ atmosphérique
- Trois voies d'entrée dans la phase organique :
 - réduction sous forme de NH₄⁺ grâce à des bactéries du sol (bactéries libres [*Azotobacter*, *Clostridium*, ...] ou en symbiose avec des légumineuses [*Rhizobium*]) puis **assimilation bactérienne** à partir de ce NH₄⁺
 - **oxydation bactérienne** (nitrification) à partir de NH₄⁺ pour former NO₃⁻ puis **assimilation végétale** sous forme NO₃⁻
 - **oxydation naturelle** dans l'atmosphère (orages) à partir de N₂ et précipitation avec les pluies (HNO₃ → NO₃⁻), puis **assimilation végétale** sous forme NO₃⁻.
- A partir des bactéries et des végétaux, formation de **chaînes trophiques**. En phase organique, N se trouve dans les acides aminés, les protéines et de nombreuses autres molécules relativement complexes (bases puriques et pyrimidiques de l'ADN et de l'ARN, glucosamines, urée, ...).
- Le retour à l'état minéral N₂ passe par 3 étapes (dont une, la nitrification, se subdivise en 2)

- **ammonification** : désamination des molécules organiques azotées via des bactéries et/ou des champignons fonctionnant en aérobie ou en anaérobie → formation de NH_4^+
- nitrification :
 - nitrification : oxydation de NH_4^+ en NO_2^- par des "AOB" (Ammonia Oxidising Bacteria) telles que *Nitrosomonas* spp et d'autres genres plus rares, bactéries autotrophes aérobies à développement lent et fortement influencé par la température
 - nitrification : oxydation de NO_2^- en NO_3^- par des "NOB" (Nitrite Oxidising Bacteria) telles que *Nitrobacter* spp et d'autres genres plus rares, bactéries autotrophes aérobies à développement lent
- **dénitrification** : réduction de NO_3^- en N_2 par des bactéries hétérotrophes aérobies – anaérobies facultatives en conditions anoxiques (absence d' O_2 en solution dans le substrat).

En épuration des eaux, les apports par les précipitations atmosphériques et par fixation bactérienne ainsi que l'assimilation végétale sont négligeables (sauf dans le cas des lagunes plantées et en épuration où on compte précisément sur les végétaux installés dans le bassin final pour assimiler les nitrates produits en amont). Par contre, dans les eaux usées, N se trouve essentiellement sous forme organique. Toutefois, l'ammonification est en général assez intense dans les réseaux d'égout, au point qu'à l'entrée d'une StEp, c'est principalement sous forme ammoniacale que se trouve N (la quantité de N organique est inversement proportionnelle à la longueur des conduites). Durant la phase aérobie, NH_4^+ est oxydé en NO_3^- , pour autant que l'âge des boues (≥ 10 jours) permette le développement des bactéries de la nitrification dans la liqueur mixte. Ensuite, en phase anoxique les bactéries dénitrifiantes entrent en action. Toutefois, vu leur caractère hétérotrophe il est nécessaire de leur apporter du substrat organique car, comme la phase anoxique doit suivre la phase aérobie, en principe la charge organique soluble devrait être pratiquement nulle.

En définitive, N est **éliminé sous forme de N_2** qui retourne à l'atmosphère. Néanmoins, une très faible proportion du NH_4^+ de l'eau brute est assimilée par les cellules et se retrouve donc dans les boues secondaires récupérées dans le clarificateur.

L'élimination de N se fait essentiellement via le système nitrification – dénitrification, avec évacuation du N_2 résultant vers l'atmosphère. Mais une très faible partie de l'azote est assimilée et se retrouve dans les boues (acides aminés et protéines). Un bref résumé se trouve ci-après :

- Phase aérobie : transformation de NH_4^+ en NO_3^- (nitrification) (et en N cellulaire (assimilation)).
- Phase anoxique : transformation de NO_3^- en N_2 (dénitrification) (et en N cellulaire (assimilation)).
- Clarificateur : élimination de N cellulaire dans les boues.

La légère diminution au cours du prétraitement et de l'épuration primaire est due à l'élimination de matières organiques azotées adsorbées sur des particules.

Pollution phosphorée

L'abattement du phosphore en StEp peut être réalisé de deux manières à savoir par traitement biologique ou par traitement physico-chimique.

L'abattement **biologique** fait appel à des organismes se trouvant naturellement dans les eaux brutes mais dont le comportement est un peu particulier. Il s'agit de bactéries dites "**P. A. O.**" (**P**hosphorus **A**ccumulating **O**rganisms, tels que *Acinetobacter* spp), qui présentent un métabolisme essentiellement aérobie, mais capables de survivre en milieu anaérobie. Toutefois, leur comportement varie fortement selon qu'elles sont en présence d'oxygène ou non.

En effet, en **condition aérobie** (→ aération et donc O₂ voire oxydes (NO₃⁻) en solution), ces PAO ont tendance à accumuler dans leur cytoplasme le phosphore avec lequel elles forment des macromolécules qualifiées de volutine (polymère de polyphosphates). Simultanément, elles consomment leur réserve énergétique constituée quant à elle de PolyHydroxyButyrate (PHB).

Par contre, en **situation anaérobie** (absence de toute forme d'oxygène, à l'exception de phosphates), les mêmes bactéries reconstituent leurs réserves de PHB. Cette synthèse de PHB nécessite du phosphore afin de produire l'ATP (adénosine tri phosphate) susceptible d'apporter l'énergie indispensable pour créer les liaisons entre les unités "butyrates". Il en résulte une libération de PO₄³⁻ à partir de la volutine. Ces PO₄³⁻ sont partiellement excrétés dans le substrat, c'est-à-dire l'eau à traiter en l'occurrence.

La particularité du fonctionnement de ces bactéries, c'est que leur capacité à assimiler P en phase aérobie dépasse largement leur tendance à en rejeter. Cette propriété est précisément exploitée pour assurer la déphosphatation biologique de l'eau. En effet, si le traitement biologique commence par une **phase anaérobie**, les P. A. O., stressés, accumulent du C (sous forme de PHB) et larguent du PO₄³⁻. Mais si cette phase anaérobie est alors suivie d'une **phase aérobie** (injection d'air pour fournir O₂), ces mêmes cellules changent radicalement de métabolisme et consomment leurs réserves énergétiques en oxydant le PHB, ce qui leur fournit de l'énergie. Celle-ci sera stockée à très court terme sous forme d'ATP et à plus long terme sous forme de volutine. Les bactéries ont donc besoin de P en abondance. Elles vont dès lors puiser celui-ci dans le milieu (l'eau en l'occurrence). Or comme l'assimilation de P dépasse largement le largage qui a eu lieu en phase aérobie, les PAO reprennent non seulement ce qu'ils avaient largué en phase anaérobie, mais également une partie du phosphore qui était en solution dans l'eau polluée. Il en résulte donc une diminution de la teneur en PO₄³⁻ dans l'eau à traiter. On qualifie de "**surassimilation**" cette aptitude des PAO à prélever en phase aérobie plus de phosphore que ce qu'ils ont largué en phase anaérobie. Un schéma de ce fonctionnement est présenté à la Figure 37.

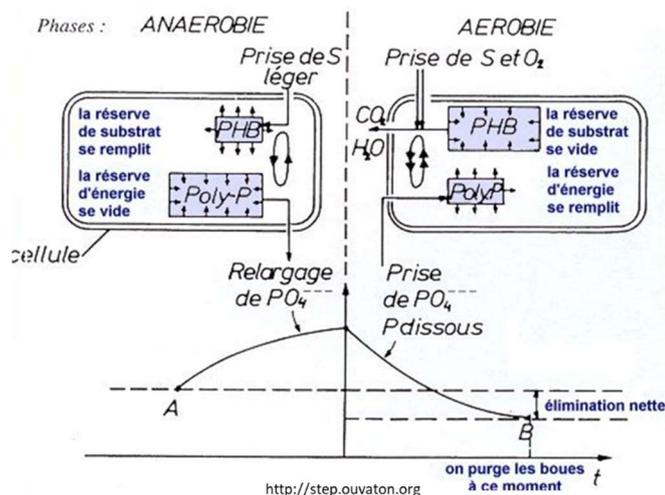


Figure 37 Fonctionnement des bactéries pour la déphosphatation

Finalement, l'élimination du **P** aura lieu au niveau du **clarificateur** car, s'étant **accumulé dans les cellules**, c'est dans les boues biologiques que se retrouve le phosphore.

Malheureusement, les performances de la déphosphatation biologique ne sont pas toujours suffisantes pour atteindre un abattement suffisant de la pollution phosphorée. Dans ce cas, il faut assurer une finition par précipitation physico-chimique du P résiduel. Ici aussi, le P se retrouvera dans les boues, sous forme de phosphates.

La **déphosphatation physico-chimique** consiste à injecter dans l'eau à traiter un réactif susceptible de faire précipiter P. Classiquement il s'agit de **FeCl₃** qui se combine avec les ions PO₄³⁻ pour former un précipité de FePO₄ ou Fe₃(PO₄)₂ selon que les caractéristiques (pH, teneur en O₂, présence de sulfure, ...) de la solution privilégient la formation d'ions Fe₂⁺ ou Fe₃⁺.

D'autres réactifs peuvent être utilisés tels que des sels d'aluminium ou de calcium.

Quoi qu'il en soit, P se retrouvera aussi dans les **boues**... ce qui leur confère un supplément de **valeur agronomique**.

En épuration, on parle d'**anoxie** pour désigner une situation exempte d'O₂ en solution, mais où de l'oxygène peut être présent notamment sous forme de nitrates. C'est la situation qui permet la dénitrification.

Par contre, l'**anaérobiose** correspond à un état de l'eau où aucune forme d'oxygène n'est présente, à l'exception de phosphates.

6. Les boues

Une station d'épuration a pour objectif d'extraire les principaux polluants des eaux usées : particules (MES), matières organiques (DCO ou DBO₅), matières eutrophisantes (N et P) en vue de pouvoir restituer aux écosystèmes récepteurs (cours d'eau) une eau qui ne risque pas d'en perturber le fonctionnement. Ces polluants se trouvent sous forme soit de particules macro et microscopiques (pollution insoluble), soit de molécules (pollution soluble). Les premières sont retirées par tamisage (dégrillage) ou par décantation (dessablage, déshuilage, décantation primaire, clarification) ; tandis que les secondes subiront soit une précipitation suivie d'une décantation (déphosphatation physico-chimique) soit une action biologique

d'assimilation (matières organiques, déphosphatation biologique) ou de métabolisation (oxydation de matières organiques ; nitrification-dénitrification). L'assimilation biologique des polluants a pour conséquence de transformer une pollution soluble (molécules) en pollution insoluble (cellules).

L'extraction des polluants ne les détruit pas. Ils se retrouvent donc quelque part. Ainsi, les polluants solubles qui ont subi une métabolisation sont rejetés sous forme gazeuse à l'atmosphère. Ceci concerne spécifiquement l'élimination de N sous forme de N₂ et d'une partie des matières organiques sous forme de CO₂. Par contre, la pollution insoluble extraite - qu'elle soit présente dans l'eau brute ou produite dans la station par assimilation bactérienne - constitue le déchet par excellence d'une StEp.

Selon leur taille, ces déchets sont enlevés en différents points de la StEp :

- pièges à cailloux : matériaux volumineux et denses
- dégrillage : matériaux volumineux (jusqu'à 2 mm pour un grillage fin)
- dessablage : particules +/- fines mais denses décantant rapidement
- décanteur primaire : particules fines (jusqu'à quelques micromètres)
- clarificateur (= décanteur secondaire) : particules fines (essentiellement biologiques : cellules)

On peut ajouter à cette série, les huiles et graisses récupérées au niveau du déshuileur. Ces matières grasses ne sont pas utilisables telles quelles par les microorganismes épurateurs. Dès lors, elles sont gérées comme des déchets industriels (DI) ou bien elles sont déversées dans un bassin particulier où elles subissent une saponification (traitement à la soude) ou une hydrolyse enzymatique avant d'être réinjectées dans le bassin biologique. Ces deux derniers traitements (saponification ou hydrolyse enzymatique) rendent ces lipides accessibles au métabolisme microbien.

Les refus du piège à cailloux et du dégrillage sont considérés comme déchets "ménagers" (DM) et sont donc pris en charge comme tels.

Les "sables" récoltés au niveau du dessableur sont le plus souvent traités comme déchets industriels (DI). En effet, malgré le passage dans le classificateur à sables, ces particules, vu leur séjour dans les égouts, restent en général +/- emballées dans une gangue organique qui rend leur stockage et leur utilisation difficiles.

Les matières récupérées au fond des décanteurs constituent les **boues d'épuration** dont la StEp devra se débarrasser d'une façon ou l'autre. On distingue d'une part les **boues primaires** issues de la décantation primaire et les **boues secondaires** provenant des clarificateurs.

Les premières sont constituées des particules apportées par le réseau d'égout (terre, poussières, matières fécales, cellules, ...). Outre des éléments minéraux (terre), elles contiennent aussi de la matière organique et des cellules provenant des égouts, si bien qu'elles sont susceptibles de fermenter rapidement. Leur stockage peut donc produire des mauvaises odeurs.

Les boues secondaires, par contre, sont composées exclusivement de cellules qui proviennent de la purge des clarificateurs. Ceux-ci ont pour fonction de récupérer les cellules qui se sont formées dans les bassins biologiques par assimilation des polluants.

On parle parfois de boues tertiaires lorsqu'un traitement de finition intervient en aval des clarificateurs. C'est parfois le cas lorsqu'une déphosphatation physico-chimique doit intervenir après l'action biologique.

Pratiquement, toutes les boues sont en général mélangées en vue de leur traitement. Ce n'est pas absolument toujours le cas, notamment lorsque le traitement nécessite des propriétés particulières des boues comme lorsqu'il s'agit de les déshydrater par séchage thermique.

b) Objectifs du traitement des boues

Le traitement des boues a deux objectifs principaux : réduire les volumes et éviter tout désagrément en cas de stockage.

Le problème du volume est lié au fait que les boues récupérées au niveau des décanteurs et clarificateurs sont essentiellement composées d'eau. Elles sont dites "pompables". La réduction du volume consiste donc en une **déshydratation**.

Les risques au stockage sont liés au caractère fermentescible des boues. En effet, en cas de stockage sans aération, ces matières vont servir de substrat à des microorganismes anaérobies (= qui n'ont pas besoin d'O₂) qui vont induire toute sortes de réductions avec libération de molécules malodorantes telles que H₂S, NH₄⁺, mercaptans (molécules organiques soufrées), ... Pour éviter cela, il faut empêcher le développement de ces microorganismes, soit en les neutralisant en augmentant le pH par chaulage, soit en stimulant de façon contrôlée les fermentations naturelles via un processus de compostage voire de méthanisation. Ces opérations sont qualifiées de technique de "**stabilisation**" des boues.

Quoi qu'il en soit, à l'issue des processus de déshydratation et/ou de stabilisation, il restera un produit présentant certaines caractéristiques éventuellement utiles telles que

- teneur en MS +/- élevée en fonction de l'intensité de la déshydratation
- teneur en matières organiques +/- élevée en fonction de la mise en œuvre d'une étape de compostage ou de méthanisation
- rapport C / N relativement favorable pour une minéralisation dans le sol
- teneur en phosphore éventuellement significative si les boues proviennent d'une station qui pratique la déphosphatation.

Les 3 derniers paramètres présentent un certain intérêt pour une valorisation agricole ou horticole, a fortiori si les boues ont été chaulées. C'est pourquoi les boues d'épuration sont souvent - mais ce n'est pas toujours possible - valorisées comme **amendement** en agriculture.

Un **amendement** est une matière ajoutée au sol en vue d'améliorer ou de maintenir ses **propriétés physico-chimiques**. Cela concerne le pH, la résistance mécanique (résistance à la compaction, à l'érosion, ...), la rétention en eau, la fixation des éléments fertilisants, etc. Les amendements peuvent être minéraux (chaux) ou – le plus souvent – organiques (fumier, chaumes après culture de céréales, feuilles et collets de betteraves, culture dérobée, boues d'épuration, ...). Les boues d'épuration peuvent constituer des amendements intéressants pour autant qu'elles aient subi une étape de stabilisation et qu'elles ne contiennent pas de matériaux nocifs tels que métaux lourds, microorganismes pathogènes, etc. C'est pourquoi toutes les boues d'épuration ne sont pas autorisées en agriculture. En fait, il s'agit chaque fois d'une dérogation par rapport à une règle générale qui interdit l'utilisation de matières fécales humaines comme fertilisant. Or, par nature, les eaux usées urbaines en contiennent, matières qui se retrouvent +/- concentrées dans les boues.

c) Stabilisation des boues

Les techniques de **stabilisation** des boues visent à éviter leur fermentation qui pourrait induire des dégagements olfactifs désagréables. Pour ce faire, deux options existent : modifier les caractéristiques de la boue de façon à inhiber l'activité microbienne de fermentation ou, au contraire, stimuler cette activité microbienne de façon maîtrisée.

Dans la première option, deux paramètres sont modifiables : le pH et l'activité de l'eau (A_w).

Concrètement, l'action sur le **pH** consiste à chauler les boues en vue de porter le pH à des niveaux inhibiteurs ($\text{pH} > 11$). Dans ces conditions, l'activité de la flore microbienne susceptible de fermenter est bloquée, sans pour autant que la boue ne soit hygiénisée. En effet, si pour une raison ou l'autre le pH redescend, les métabolismes microbiens pourraient reprendre. Le **chaulage** des boues améliore en outre leur qualité agronomique en ce sens qu'une correction basique des sols est souvent utile vu la tendance naturelle à l'acidification, encore amplifiée par les pratiques culturales +/- intensives.

L'action sur l' **A_w** consiste à abaisser celle-ci sous le seuil de tolérance des microorganismes fermentant. En déshydratant les boues, on joue donc à la fois sur la réduction de volume, mais aussi, dans une certaine mesure, sur la stabilisation. Toutefois, le niveau de siccité obtenu à l'issue des techniques classiques de déshydratation (+/- 25-30%) ne suffit pas. Pour stabiliser des boues en jouant sur l' A_w , il faut envisager un séchage thermique conduisant à la formation d'une poudre, éventuellement compactable en pellets pour faciliter les manutentions. Ce séchage à haute température a pour effet indirect d'assurer simultanément l'hygiénisation complète des boues qui sont ainsi pasteurisées.

Dans l'option au cours de laquelle on cherche à maîtriser la fermentation, deux possibilités apparaissent également, à savoir le **compostage** ou la **méthanisation**. Ces deux méthodes ont en commun le fait de stimuler de façon contrôlée l'action de certains microorganismes présents dans la boue. Dans les deux cas, la stabilisation provient d'une **diminution de l'accessibilité du carbone**. En effet, en compostage, une partie de celui-ci sera éliminé sous forme de CO_2 volatil, par respiration aérobie de la matière organique ; par contre en méthanisation, le CO_2 produit sera réduit en CH_4 en conditions anaérobies. En outre, tant en compostage qu'en méthanisation, les molécules carbonées non complètement oxydées seront réorganisées fournissant des matières moins fermentescibles telles que les acides humiques et fulviques que l'on trouve dans l'humus naturel des forêts. On obtient donc, à l'issue du processus, un résidu encore relativement riche en matières organiques (le **compost** en cas de compostage ; le **digestat** en cas de méthanisation), mais plus stable grâce à la réorganisation métabolique de celles-ci. La perte de C, respectivement sous forme de CO_2 et de CH_4 , améliore aussi la qualité agronomique en diminuant le C/N.

La différence fondamentale entre compostage et méthanisation repose sur l'**aération** : présente et indispensable pour un compostage efficace ; absente et inadmissible pour la méthanisation dont les microorganismes sont des anaérobies stricts (bactéries tuées par O_2).

Le compostage présente un avantage supplémentaire en ce sens qu'il permet une légère hygiénisation des boues. En effet le processus induit un échauffement naturel des substances compostées (jusqu'à 55 à 65°C) qui peut détruire une partie de la population microbienne. Ceci ne suffit néanmoins pas à garantir une innocuité absolue des boues, sachant que celles-ci proviennent en partie de matière fécales susceptibles de véhiculer bon nombre d'agents pathogènes.

Par contre, la méthanisation n'induit pas d'échauffement. Au contraire, il faut parfois en assurer le chauffage pour maintenir l'activité méthanogène (T° nécessaire pour un rendement correct : +/- 35°C). Toutefois, le processus fournit un gaz (biogaz) susceptible d'être exploité comme combustible vu sa teneur relativement élevée en méthane (CH_4). Certaines stations d'épuration pratiquant la méthanisation de leurs boues sont dès lors équipées d'un gazomètre destiné à recueillir le gaz produit afin de l'exploiter dans une chaudière en vue de la production

d'énergie, éventuellement en cogénération. Malheureusement, en hiver, il est courant que tout le gaz produit soit destiné uniquement à maintenir la température du digesteur.

d) Déshydratation des boues

La déshydratation présente un double avantage : réduction des volumes (objectif principal) et stabilisation par abaissement de la disponibilité en eau (A_w).

Cette élimination d'eau passe par deux étapes principales : épaissement puis déshydratation proprement dite.

L'**épaissement** - pas toujours présent - correspond à une décantation supplémentaire, donc après purge des décanteurs - améliorée par injection de coagulants et floculants. L'eau de surverse des épaisseurs (dont la structure est celle d'un décanteur) retourne en tête de station, tandis que le décantat est pompé vers les systèmes de déshydratation. À ce stade, la boue est encore liquide avec des taux de siccité de l'ordre de quelques %.

La **déshydratation** fait alors appel à trois techniques possibles : le séchage, la filtration ou la centrifugation.

Le **séchage** peut être naturel ou pas. L'épandage des boues épaissies sur un **lit de séchage** constitue la méthode la plus extensive et la moins chère. Dans ce cas, l'élimination de l'eau s'opère partiellement par effet de drainage car le fond des lits de séchage est poreux, ce qui permet à l'eau de percoler partiellement. Cette eau récupérée est renvoyée en tête de station. L'évaporation naturelle achève le processus, à l'issue duquel on obtient une matière +/- solide dite "pelletable" et non plus pompable. La difficulté de cette technologie réside dans les surfaces de lit nécessaires, car pour une évaporation rapide, il n'est pas possible d'utiliser des profondeurs trop importantes.

Filtration

De manière générale, la déshydratation des boues se fait par filtration, qui est un procédé de séparation qui utilise le passage d'une eau chargée en solide à travers un milieu poreux (filtre) qui retient les particules solides et laisse passer une eau clarifiée (filtrat).

Dans le cas de boues de stations d'épuration, il s'agit d'une filtration avec formation de gâteau. Il y a donc accumulation de MES qui forment un gâteau d'épaisseur croissante.

Les particules sont retenues par un double mécanisme :

- La filtration en surface sur le support poreux (influence du pouvoir de coupure) ;
- La filtration en profondeur dans le gâteau qui se forme progressivement.

Le développement d'un gâteau engendre un accroissement progressif de la perte de charge (à débit constant) et nécessite donc un enlèvement périodique du gâteau.

Le but de la filtration est de réduire la teneur en eau ; c'est-à-dire accroître la siccité avant un traitement ultérieur tel que le séchage.

L'opération de déshydratation mécanique peut être réalisée dans différents appareils mais avec un principe de fonctionnement similaire :

- Sous l'action d'une différence de pression ΔP , l'eau chargée en MES est forcée de passer à travers un milieu filtrant dont le pouvoir de coupure empêche les MES de passer.
- Les MES retenues se déposent sur le milieu filtrant conduisant à la formation d'une couche (un gâteau) d'épaisseur croissante.

- Lorsque ce gâteau a atteint une épaisseur suffisante, le gâteau est détaché du milieu filtrant et récupéré.

La perte de charge dans le filtre résulte de deux résistances en série :

- La résistance initiale du support (plus celle d'une éventuelle pré-couche)

$$u_L = \frac{1}{r_F \mu_L} \left(-\frac{\Delta P_F}{Z_F} \right)$$

$u_L =$ vitesse superficielle d'écoulement du liquide [m/s]

$r_F =$ résistance volumique du filtre [m^{-2}]

$\mu_L =$ viscosité dynamique du liquide [Pa.s]

$\Delta P_F =$ perte de charge sur le filtre [Pa]

$Z_F =$ épaisseur du filtre [m]

- La résistance du gâteau en cours de formation

$$u_L = \frac{1}{r \mu_L} \left(-\frac{\Delta P_C}{Z_C} \right)$$

$r =$ résistance volumique du gâteau [m^{-2}]

$\Delta P_C =$ perte de charge sur le gâteau [Pa]

$Z_C =$ épaisseur du gâteau [m]

En couplant ces deux équations, c'est-à-dire en additionnant $-\Delta P_C$ et $-\Delta P_F$, il vient :

$$u_L = \frac{1}{\mu_L} \left(\frac{-\Delta P_C - \Delta P_F}{r Z_C + r_F Z_F} \right) = \frac{1}{\mu_L} \left(\frac{-\Delta P}{r Z_C + r_F Z_F} \right)$$

$\Delta P =$ perte de charge exercée sur la totalité du filtre (gâteau + matériau filtrant) [Pa]

Cette équation peut être couplée au bilan sur l'eau :

$$A u_L = \frac{dV_L}{dt}$$

$A =$ surface du matériau filtrant [m^2]

$V_L =$ volume de filtrat [m^3]

$$\frac{dV_L}{dt} = \frac{A}{\mu_L} \left(\frac{-\Delta P}{r Z_C + r_F Z_F} \right)$$

L'équation peut être intégrée si on explicite l'évolution de l'épaisseur du gâteau Z_C (avec le temps t ou avec le volume de filtrat V_L).

Le volume de gâteau V_C [m^3] est reliée à l'épaisseur Z_C par

$$V_C = A Z_C$$

Si le gâteau est incompressible, son volume évolue proportionnellement avec le volume de filtrat, ce qui peut se traduire par

$$\frac{V_C}{V_L} = K_C$$

La variable K_C est appelée constante de formation du gâteau. Le rapport V_C/V_L peut être déduit de bilans de matière sur le solide et le liquide.

Bilan sur le solide : $V_0 (1 - \varepsilon_0) = V_C (1 - \varepsilon_C)$

Bilan sur le liquide : $V_0 (\varepsilon_0) = V_c(\varepsilon_c) + V_L$

$$\frac{V_c}{V_L} = \frac{(1 - \varepsilon_0)}{\varepsilon_0 - \varepsilon_c}$$

ε_c : fraction de volume occupé par le liquide (porosité) du gâteau [-]

ε_0 : fraction de volume occupé par le liquide dans la boue [-]

On observe que V_c/V_L , et donc la constante de formation K_c diminue lorsque la porosité du gâteau ε_c diminue.

En utilisant ces différentes expressions, il est possible de relier l'épaisseur du gâteau Z_c au volume de filtrat V_L :

$$Z_c = \frac{V_L K_c}{A}$$

L'équation différentielle décrivant le processus de filtration devient

$$\frac{dV_L}{dt} = \frac{A^2}{\mu_L} \left(\frac{-\Delta P}{r K_c V_L + r_F A Z_F} \right)$$

Ou encore

$$dt = \frac{\mu_L r K_c}{A^2 (-\Delta P)} V_L dV_L + \frac{\mu_L r_F Z_F}{A (-\Delta P)} dV_L$$

Deux résolutions sont possibles, à vitesse de filtration constante ou à perte de charge constante.

A vitesse de filtration constante : l'équation différentielle peut devenir une équation algébrique :

$$A u_L = \frac{dV_L}{dt} = \text{constante} = \frac{V_L}{t_F}$$

$$\frac{dV_L}{dt} = \frac{V_L}{t_F} = \frac{A^2}{\mu_L} \left(\frac{-\Delta P}{r K_c V_L + r_F A Z_F} \right)$$

$$-\Delta P = \left(\frac{\mu_L r K_c}{A^2} \frac{V_L}{t_F} \right) V_L + \left(\frac{\mu_L r_F Z_F}{A} \frac{V_L}{t_F} \right)$$

t_F représente le temps de filtration à vitesse de filtration constante.

La perte de charge $-\Delta P$ et le volume de filtrat V_L évoluent donc de manière linéaire au cours de cette période de filtration à vitesse constante. La Figure 38 présente graphiquement le fonctionnement à vitesse de filtration constante.

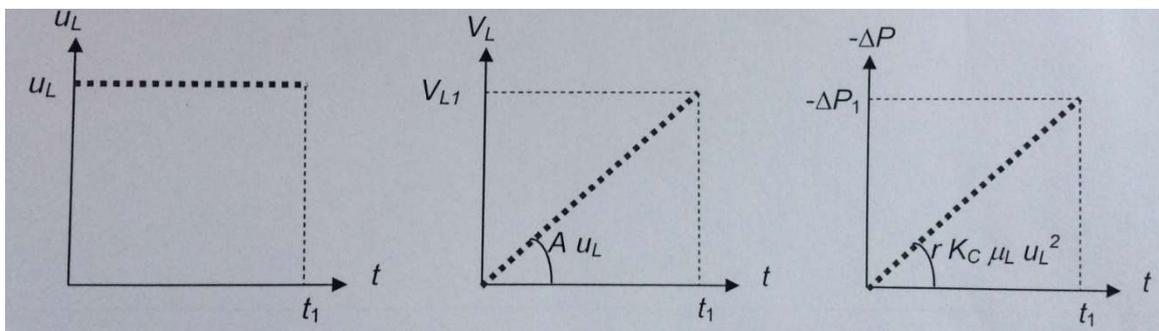


Figure 38 Fonctionnement à vitesse de filtration constante

La filtration à vitesse constante dure assez peu, jusqu'à atteindre la perte de charge nominale à partir de laquelle débute la modélisation à perte de charge constante.

A perte de charge constante : l'équation peut également être intégrée. Le volume de filtrat V_L évolue de manière quadratique durant cette période de filtration tandis que la perte de charge reste constante :

$$t_F = \frac{\mu_L r K_c}{2 A^2 (-\Delta P)} V_L^2 + \frac{\mu_L r_F Z_F}{A (-\Delta P)} V_L$$

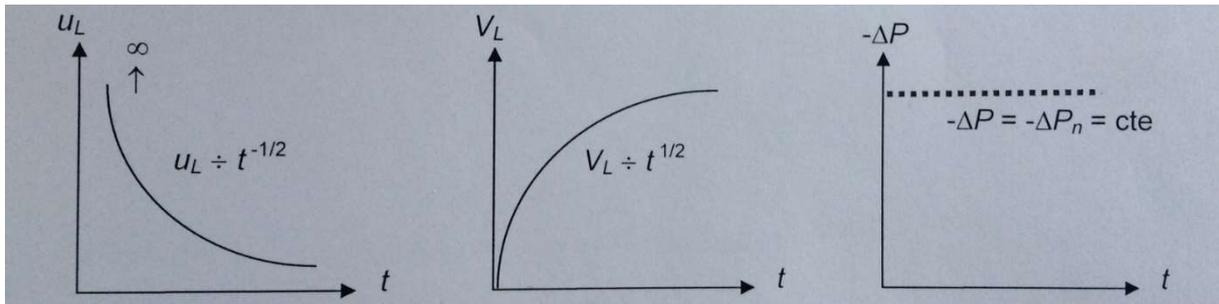
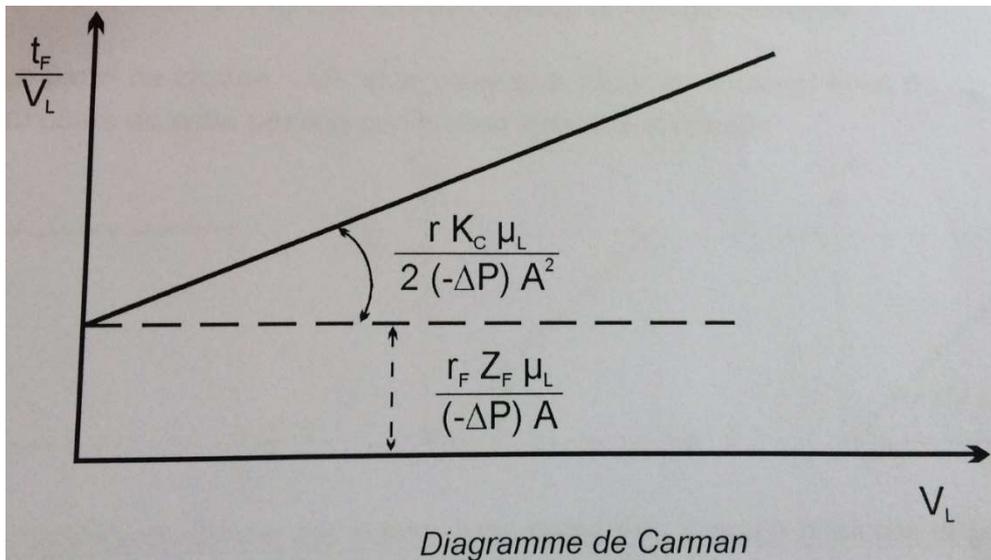


Figure 39 Fonctionnement à perte de charge constante

Le fonctionnement à perte de charge constante (Figure 39) représente l'essentiel d'un cycle de filtration. C'est sur lui qu'est basée l'analyse de la plupart des procédés de filtration avec formation de gâteau ainsi que la détermination de la filtrabilité d'une boue.

L'équation quadratique (perte de charge constante) peut être mise sous forme linéaire plus facile à représenter graphiquement en divisant les deux membres de l'équation précédente par V_L :

$$\frac{t_F}{V_L} = \frac{\mu_L r K_c}{2 A^2 (-\Delta P)} V_L + \frac{\mu_L r_F Z_F}{A (-\Delta P)}$$



- Pente de la droite : $\frac{\mu_L r K_c}{2 A^2 (-\Delta P)}$

- ordonnée à l'origine : $\frac{\mu_L r_F Z_F}{A (-\Delta P)}$

Souvent, $r_F Z_F \ll r K_c$ (résistance négligeable du support) et la droite passe par l'origine.

Filtrabilité

La détermination de la filtrabilité d'une boue est basée sur le suivi de la filtration à pression constante.

Deux paramètres importants caractérisent la filtrabilité d'une eau chargée en MES :

- La résistance volumique r [m^{-2}] ou son inverse, la perméabilité α [m^2]
- Le facteur de formation du gâteau K_C [-]

La résistance volumique peut se déduire du produit $r K_C$ (diagramme de Carman) et de la mesure séparée du facteur de compacité K_C .

Pour rappel :

$$\frac{V_C}{V_L} = K_C$$

Dans la pratique, il n'est cependant pas facile de mesurer le volume V_C de gâteau formé et donc de déterminer le facteur de formation K_C . On préfère lui substituer la mesure de la masse de MES M_C [kg] se trouvant dans ce même gâteau.

Cette masse M_C permet de définir une concentration massique C ou masse de gâteau par unité de volume de filtrat [kg/m^3]

$$C = \frac{M_C}{V_L}$$

La concentration C est une concentration fictive puisqu'elle représente le rapport entre la masse de MES dans le gâteau et le volume de filtrat. Elle joue un rôle équivalent à celui du facteur de formation K_C avec la même signification. Elle conduit à la définition d'une résistance spécifique R [m/kg].

Les résistances volumique r et spécifique R sont reliées par :

$$r K_C = R C$$
$$R = r \frac{K_C}{C} = r \frac{V_C}{M_C} = \frac{r}{\rho_C}$$

ρ_C = densité apparente du gâteau [kg MES/ m^3]

La courbe de filtration à pression constante s'exprime dès lors :

$$\frac{t_F}{V_L} = \frac{\mu_L R C}{2 A^2 (-\Delta P)} V_L + \frac{\mu_L r_F Z_F}{A (-\Delta P)}$$

La résistance spécifique R peut être déterminée expérimentalement sur une cellule sous pression sur laquelle on peut reproduire les conditions de filtration à perte de charge constante.

Détermination de la compressibilité de de la siccité limite

Jusqu'à présent, l'hypothèse d'incompressibilité de la boue lors de l'opération de filtration sous pression a été retenue. Dans la réalité, lors d'un accroissement de la perte de charge $-\Delta P$, il se produit très souvent un resserrement des pores du gâteau, conduisant à une augmentation de la compacité de celui-ci et donc de sa résistance spécifique R . L'accroissement de la résistance spécifique peut être représenté par une loi empirique :

$$R = R_{P_0} \left(\frac{-\Delta P}{-\Delta P_0} \right)^s$$

L'exposant s représente le facteur de compressibilité. R_{P0} représente la résistance spécifique à une perte de charge de référence $(-\Delta P_0)$. Cette dernière est fixée arbitrairement à 0,5 bar (50 kPa).

Si on exprime la perte de charge en bar, l'équation précédente devient :

$$R = 2^s R_{0,5} (-\Delta P)^s$$

Le facteur de compressibilité détermine l'influence de la perte de charge sur le déroulement de la filtration.

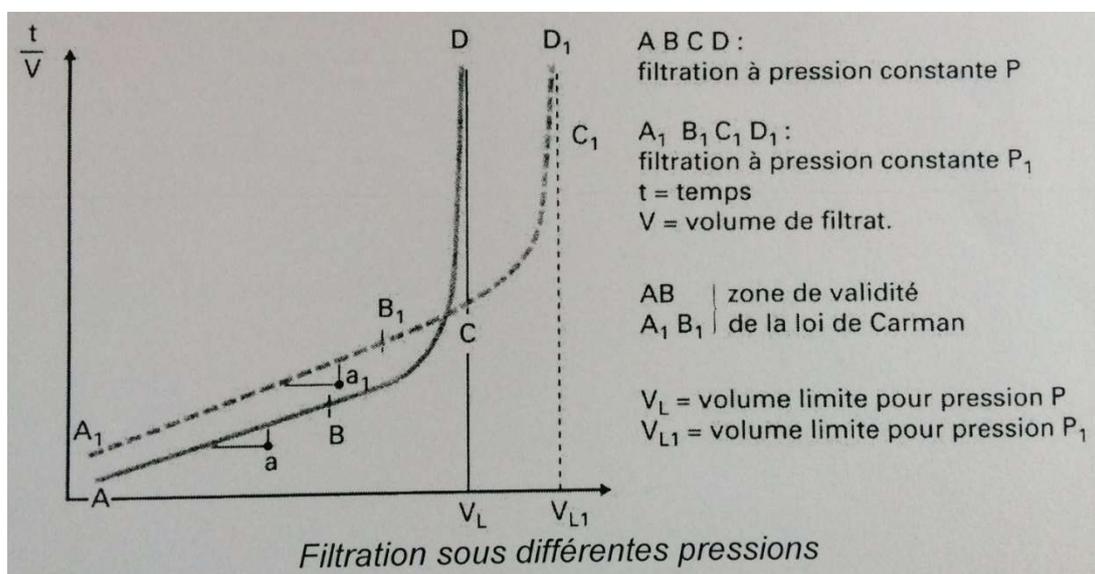
$$\frac{t_F}{V_L} = \frac{\mu_L R C}{2 A^2 (-\Delta P)} V_L + \frac{\mu_L r_F Z_F}{A (-\Delta P)}$$

Le volume de filtrat au temps t_F augmente avec $(-\Delta P)/R$, c'est-à-dire comme $(-\Delta P)^{1-s}$.

- Si $s < 1$
 $1-s > 0$: le volume de filtrat à un temps t_F déterminé augmente avec $(-\Delta P)$. La boue est peu compressible. Il peut donc être utile de travailler à perte de charge élevée (jusqu'à 15 bar).
- Si $s > 1$
 $1-s < 0$: le volume de filtrat à un temps t_F déterminé diminue avec $(-\Delta P)$. La boue est compressible ; il n'est donc pas utile de travailler à perte de charge élevée.

Si l'opération de filtration à pression constante est poursuivie un temps suffisamment long, un écart apparaît entre les valeurs expérimentales et l'expression théorique linéaire sur le diagramme de Carman.

Le graphique ci-dessous présente deux exemples de courbes expérimentales à deux pertes de charge différentes, faisant apparaître cet écart. Les points expérimentaux divergent progressivement et sont limités par une asymptote verticale, correspondant à volume maximum de filtrat, c'est-à-dire à une siccité limite maximale, c'est-à-dire à une teneur résiduelle minimale en eau dans la boue.



Cette siccité limite est largement supérieure aux siccités normalement atteintes dans un procédé de filtration :

- L'atteindre requiert des temps de fonctionnement trop longs et économiquement non justifiés.

- La valeur de la siccité limite fournit une information intéressante sur l'intensité des forces de liaisons eau-solide et dès lors, sur la difficulté de déshydratation.

Performances d'un procédé de filtration

Les techniques de filtration avec formation de gâteau opèrent toutes en discontinu ou de manière cyclique, de façon à permettre la récupération du gâteau et le lavage périodique du filtre.

Les performances d'un procédé discontinu de filtration sont représentées par la capacité (productivité) de ce procédé, c'est-à-dire la quantité de MES récupérée dans le filtre durant la durée du cycle de filtration.

Cette grandeur est généralement rapportée à l'aire unitaire de filtration :

$$P_S^* = \frac{C_0 V_L}{A t_c}$$

P_S^* : productivité [kg MES/m²h]

V_L : volume de filtrat [m³]

A : aire de filtration [m²]

C_0 : concentration en MES dans la boue à filtrer [kg MES/m³]

t_c : durée d'un cycle de filtration [h]

La durée d'un cycle comprend :

- Le temps de filtration proprement dit : t_F
- Le temps de lavage du gâteau : t_W
- Le temps nécessaire pour remplir le filtre et enlever le gâteau : t_M

$$t_c = t_F + t_W + t_M$$

La durée d'un cycle de filtration est fixée de manière à optimiser la capacité du filtre.

Une fois cet optimum connu, il est possible de :

- Calculer la capacité optimale du filtre et d'en déduire la surface nécessaire en fonction de la charge appliquée.
- Déterminer le nombre de cycles par jour en fonction des contraintes horaires d'utilisation du filtre.

La durée optimale d'un cycle de filtration dépend évidemment de la relation entre le volume de filtrat et le temps de filtration, c'est-à-dire du mode de fonctionnement du filtre.

Le calcul de cet optimum est présenté ci-dessous dans le cas de la filtration à perte de charge constante, que l'on rencontre, par exemple, lors du fonctionnement d'un filtre presse.

Dans ce cas, l'optimum peut être déterminé en maximisant la fonction P_S^* (t_F) ou, plus facilement, P_S^* (V_L) en explicitant le lien entre t_F et V_L .

Dans le cas de la filtration à perte de charge constante, ce lien est donné par

$$t_F = \frac{\mu_L R C}{2 A^2 (-\Delta P)} V_L^2 + \frac{\mu_L r_F Z_F}{A (-\Delta P)} V_L$$

En explicitant ce lien dans la relation définissant la capacité de filtration, il vient

$$P_S^* = \frac{C_0 V_L}{\frac{\mu_L R C}{2 A^2 (-\Delta P)} V_L^2 + \frac{\mu_L r_F Z_F}{A (-\Delta P)} V_L + A (t_W + t_M)} = \text{fonction } (V_L)$$

Cette expression peut être maximisée en annulant sa dérivée première :

$$\frac{dP_S^*}{dV_L} = 0 \text{ en } V_L = V_{L,max}$$

Où $V_{L,max}$ représente le volume de filtrat correspondant au maximum de capacité de filtration.

Il vient

$$V_{L,max} = \left(\frac{2 A^2 (-\Delta P)}{\mu_L R C} (t_W + t_M) \right)^{1/2}$$

Il est alors possible de calculer le temps de filtration $t_{F,max}$ qui correspond à cette capacité maximale de filtration.

En supposant que la résistance initiale du matériau filtrant $\frac{\mu_L r_F Z_F}{A (-\Delta P)}$ est souvent négligeable vis-à-vis de celle du gâteau $\frac{\mu_L R C}{2 A^2 (-\Delta P)}$, on obtient

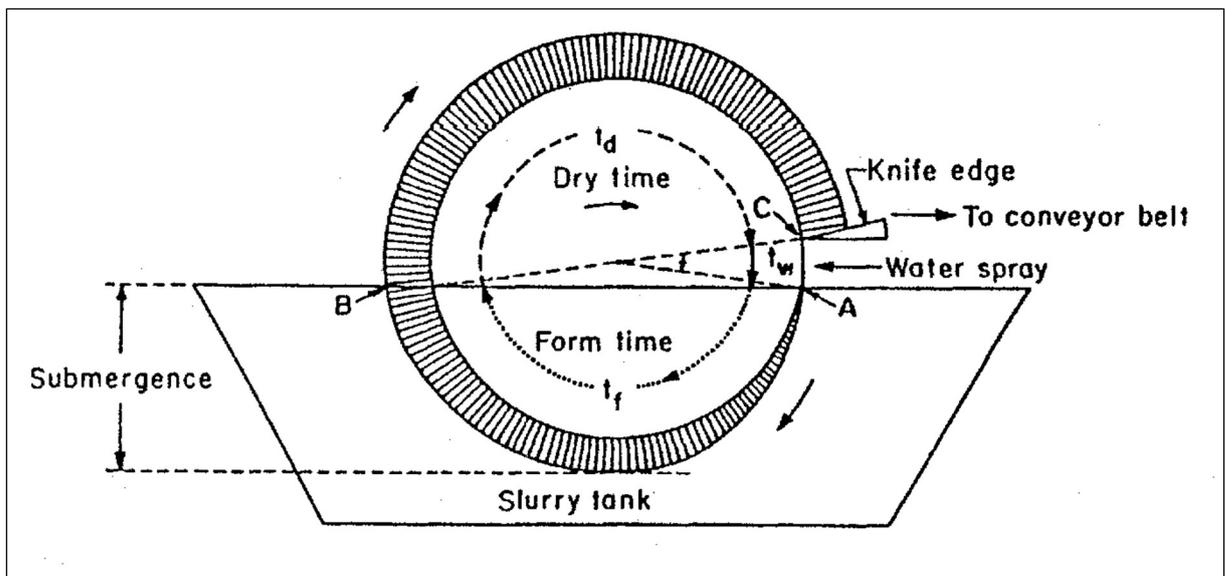
$$t_{F,max} = \frac{\mu_L R C}{2 A^2 (-\Delta P)} V_{L,max}^2 = t_W + t_M$$

Exercices

1. Les données fournies dans le tableau ci-dessous ont été obtenues par un test de filtration en laboratoire basé sur l'appareil de Büchner. Le slurry à filtrer contient 7% de solide. On travaille sous un vide de 67,7 kN/m² et à une température de 20°C. La surface du filtre est de 73,6 cm². On considère que le filtrat a les propriétés de l'eau à 20°C ($\mu = 10^{-3}$ kg/ms). A la fin du processus de filtration, on considère que tout le solide est retenu sur le filtre sous la forme d'un gâteau concentré à 27 %.

Déterminer la résistance spécifique du gâteau et la comparer à la résistance du filtre.

Vol. filtrat (mL)	25	50	75	100	125	150
Temps (s)	27.5	110	247.5	440	687.5	990



A partir des résultats de cet essai, dimensionner un filtre rotatif sous vide opérant dans les conditions suivantes :

- vide de 67,7 kN/m²
- immersion du filtre pendant 50% du temps total d'un cycle
- temps de séchage : 42 s
- $f_w = 20\%$
- facteur de sécurité pour la surface du filtre rotatif : 0,9
- le filtre rotatif, qui tourne en continu, doit assurer une élimination de 10,344 tonnes de solide toutes les 24 heures.

Ce dimensionnement comprendra :

- les différentes durées caractéristiques d'un cycle de filtration : t_f , t_d , t_w , t_c
- la surface effective totale du filtre rotatif
- le rendement effectif du filtre rotatif en kg de solide enlevé par m² et par heure.

2. On désire dimensionner un filtre à bandes presseuses pour déshydrater les boues produites par une station d'épuration. Le débit journalier de boues épaissies s'élève à 72 m³, avec une concentration en solide de 3%. Le filtre sélectionné accepte une charge de 275 kg de matières sèches par mètre et par heure. Il est prévu pour fonctionner 5 jours par semaine, à raison de 8 heures par jour. On souhaite un gâteau d'une humidité résiduelle de 75% et la concentration de solides en suspension dans le filtrat ne peut dépasser 0,09%. Le lavage du filtre nécessite un débit d'eau de 90 litres par minute et largeur de bande. Les densités spécifiques de la boue épaissie, du gâteau et du filtrat valent respectivement 1,02, 1,07 et 1,01.

Bibliographie

Les notes de cours sont inspirées des ouvrages ou références suivants. Pour les figures et les tableaux, leur origine est généralement mentionnée en même temps que leur apparition.

ATTEIA Olivier, Chimie et pollutions des eaux souterraines, Lavoisier, Paris, 2005

BAIRD & CANN, Chimie de l'environnement (5^{ème} édition), de boeck supérieur, Louvain-la-Neuve, 2016

CRINE Michel, Notes de cours « Génie chimique - environnement », cours de 3^{ème} technique Ingénieur Civil chimiste, ULiège, 2008

DAUBY Baudouin, Notes de cours « Cycle de l'eau », cours de Master 2 ingénieur industriel en GED, HELMo Gramme, 2017

DAUBY Baudouin, Notes de cours « Gestion des effluents solides et gazeux », cours de Master 1 ingénieur industriel en GED, HELMo Gramme, 2017

KOLLER Emilian, Traitement des pollutions industrielles (2nd édition), L'usine nouvelle Dunod, Paris, 2009

TONNEAU Jacques, Notes de cours « Chimie de l'environnement », cours de Bloc 3 bachelier en technologie de laboratoire, HELMo, Sainte-Julienne, 2017