



RÉPUBLIQUE D'HAÏTI
DINEPA
Direction Nationale
de l'Eau Potable
et de l'Assainissement

FASCICULE TECHNIQUE

Conception des réseaux d'adduction et des réseaux de distribution d'eau potable

4.2.3 FAT1

Date de rédaction : jeudi 11 Octobre 2012

Version : mercredi 17 juillet 2013

Version finale



Note aux lecteurs

Les prescriptions techniques générales s'appliquent aux opérations à réaliser en Haïti et relevant du champ de compétence de la Direction Nationale de l'Eau Potable et de l'Assainissement (DINEPA). Elles constituent un référentiel, certaines à portée réglementaire, nationale, technique et sectorielle, d'autres ayant un rôle d'information et de support complémentaire.

Les documents à portée réglementaire, nationale, technique et sectorielle sont :

- **Les Fascicules Techniques** indiquant les principes obligatoires et les prescriptions communes à une sous thématique technique ;
- **Les Directives Techniques** prescrivant les règles minimales imposées pour la conception et la réalisation ainsi que la gestion d'ouvrages spécifiques.

Tout propriétaire et/ou réalisateur est tenu de respecter au minimum les prescriptions qui y sont indiquées. Toute dérogation devra faire l'objet d'une autorisation au préalable et par écrit de la DINEPA.

Les documents ayant un rôle d'information et de support complémentaire, sont :

- Les fiches techniques et Guides techniques présentant ou décrivant des ouvrages ou des actions dans les différentes thématiques ;
- Les modèles de règlements d'exploitation ou de gestion ;
- Les modèles de cahiers des clauses techniques particulières, utilisables comme « cadres - type » pour les maîtres d'ouvrages et concepteurs ;
- Divers types de modèles de documents tels que procès verbaux des phases de projet, modèles de contrat ou de règlement, contrôle de bonne exécution des ouvrages, etc.

Ces documents ayant un rôle d'information et de support complémentaire sont compatibles avec la réglementation imposée et peuvent préciser la compréhension des techniques ou fournir des aides aux acteurs.

Le présent référentiel technique a été élaboré en 2012 et 2013 sous l'égide de la DINEPA, par l'Office International de l'Eau (OIEau), grâce à un financement de l'UNICEF.

Dépôt légal 13-11-510 Novembre 2013. ISBN 13- 978-99970-51-69-1.

Toute reproduction, utilisation totale ou partielle d'un document doit être accompagnée des références de la source par la mention suivante : *par exemple « extrait du référentiel technique national EPA, République d'Haïti : Fascicule technique/directives techniques/etc. 2.5.1 DIT1 (projet DINEPA-OIEau-UNICEF 2012/2013) »*

SOMMAIRE

1	Introduction	4
2	Etude de l'évolution de la population :	4
3	Dimensionnement des réseaux.....	4
3.1	Démarche technique	4
4	Architecture des réseaux.....	5
4.1	Réseau ramifié.....	5
4.1.1	Avantage	5
4.1.2	Inconvénients	5
4.2	Réseau maillé	5
4.2.1	Avantages	6
4.2.2	Inconvénients	6
4.3	Réseaux doubles.....	6
4.4	Tracés des canalisations :	6
5	Pression.....	8
6	Vitesse	8
7	Débits.....	9
7.1	Débit moyen journalier.....	9
7.2	Débit journalier de pointe :	10
7.3	Coefficient de pointe journalier :	10
7.4	Débit de pointe horaire du jour de pointe :	10
7.5	Coefficient de pointe horaire :	10
7.6	Cas des zones rurales:.....	11
7.6.1	Estimation des besoins	11
8	Le Diamètre	14
9	Défense incendie.....	14
9.1	Règles générales	14
9.2	Estimation des besoins en eau pour la défense incendie	14
9.2.1	Organigramme de la méthode	16
9.2.2	Habitations, bureaux et immeubles de grande hauteur	17
9.2.3	Les établissements recevant du public (ERP)	18
9.2.4	Les risques industriels.....	18
10	Calcul des pertes de charge	20
10.1	Les pertes de charge totales	21
10.2	Les pertes de charge linéaires, ΔHL	21
10.3	Les pertes de charge singulières, ΔHS	26
11	Dimensionnement des réseaux intérieurs – méthode simplifiée.....	27
11.1	Termes et définitions	27
11.2	Principes des calculs de dimensionnement	27
11.2.1	Généralités	27
11.2.2	Types d'installations	27
11.2.3	Conditions de pression	27
11.2.4	Vitesses d'écoulement maximales	28
11.3	Méthode simplifiée de dimensionnement	28
11.3.1	Généralités	28
11.3.2	Calculs détaillés	28
11.3.3	Unité de charge	28
11.3.4	Application de la méthode simplifiée	28
12	Sources	29
13	Lexique	29

LISTE DES FIGURES

Figure 1 -	Abaque de Moody.....	22
Figure 2 -	Exemple pour une installation standard	34
Figure 3 -	Rapport entre le débit de calcul QD en l/s pour les installations standards et le débit total Qt en LU	34

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. :	Consommation d'eau potable des ménages et hypothèses d'évolution de la demande en eau dans la Région Métropolitaine de Port au Prince	9
Tableau 2. :	Besoins en eau brute pour les risques habitations et bureaux	17
Tableau 3. :	Besoin en eau ERP.....	18
Tableau 4. :	Détermination du débit requis.....	20
Tableau 5. :	Correspondance entre le coefficient de HAZEN WILLIAMS et celui utilisé dans la formule de Colebrook	23
Tableau 6. :	Extrait de la table de Colebrook.....	25
Tableau 7. :	Débit de puisage QA, débit minimal aux points de puisage Qmin et unités de charge pour les points de puisage	28
Tableau 8. :	Unités de charges pour la détermination des diamètres des tuyaux - Acier galvanisé à chaud (possible en réseau intérieur bien que non recommandé)	29
Tableau 9. :	Unités de charges pour la détermination des diamètres des tuyaux - Cuivre	29
Tableau 10. :	Unités de charges pour la détermination des diamètres des tuyaux - PVC	29

1 Introduction

Les réseaux d'eau potable doivent être conçus de manière à permettre l'alimentation en eau de l'ensemble des usagers en toutes circonstances. Il est donc impératif d'analyser précisément leurs besoins, d'appréhender les pratiques de consommation et de prendre en compte les évolutions futures de tous ces paramètres.

Ce travail réalisé, il va falloir ensuite étudier la faisabilité du projet, déterminer l'implantation du réseau, analyser les caractéristiques des sols, de l'eau transportée dans les canalisations, établir une reconnaissance précise des ouvrages souterrains situés à proximité du futur réseau.

2 Etude de l'évolution de la population :

L'étude de l'évolution de la population des agglomérations est basée sur les statistiques des recensements nationaux. Ainsi, le taux d'accroissement inter-annuel moyen de la population est déterminé en utilisant la méthode rationnelle qui constitue la méthode la plus utilisée pour la projection future de la population.

Elle s'écrit :

$$P_n = P_0(1 + t)^n$$

Avec :

P_n est la population à l'année n .

P₀ est la population au temps 0.

t est le taux d'accroissement inter-annuel moyen.

3 Dimensionnement des réseaux

Les études réalisées par les concepteurs doivent porter à la fois sur la détermination des besoins en eau et sur l'évolution de la consommation, ainsi que celle de la population. Il est bien sûr préférable d'appréhender ces données localement ou sur des unités de distribution géographiquement proches et où les pratiques en termes de consommation d'eau sont similaires.

Les objectifs auxquels les réseaux devront répondre sont à la fois de :

- ✚ fournir de l'eau en quantité suffisante aux usagers. Le service de distribution devrait être assuré 24h /24h avec le minimum d'interruption
- ✚ maintenir des conditions d'utilisation confortables quelles que soient les périodes (débit, pression)
- ✚ maintenir la qualité de l'eau aux normes et directives fixés par le MSPP.

3.1 Démarche technique

La démarche à suivre pour le dimensionnement du réseau comprend les étapes suivantes :

- 1- Délimiter la zone d'intervention
- 2- Évaluer et localiser la demande
- 3- Évaluer si la ressource en eau couvre les besoins de la population par rapport à l'horizon fixé dans le cahier des charges

- 4- Dimensionner le réseau d'adduction
- 5- Dimensionner les lignes de distribution
- 6- Proposer les moyens de traitement de l'eau (chloration, etc.)
- 7- Proposer un schéma d'aménagement des infrastructures. Ce schéma sera validé par la population concernée dans la zone du projet et la DINEPA (schéma d'aménagement général, nombre et positionnement des ouvrages de distribution)
- 8- Proposer le design technique final.

4 Architecture des réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- ✚ Les réseaux ramifiés
- ✚ Les réseaux maillés
- ✚ Les réseaux doubles (eau potable, eau industrielle,...)

Ces différents types de réseaux peuvent être :

- ✚ Etagés
- ✚ A plusieurs entrées (alimentations).

4.1 Réseau ramifié

C'est un réseau constitué par des ramifications successives à partir d'une conduite principale qui se divise en plusieurs conduites secondaires. Dans un tel réseau, l'écoulement s'effectue toujours dans le même sens : à partir du réservoir vers les extrémités.

4.1.1 Avantage

Son avantage réside dans le fait que le sens d'écoulement est connu. Ce qui permet une meilleure maîtrise du fonctionnement et de l'exploitation.

4.1.2 Inconvénients

Ce type de réseau n'offre ni sécurité d'alimentation, ni flexibilité (en cas de rupture ou de travaux d'entretien : un accident sur la conduite principale prive les abonnés en aval d'eau potable).

Par ailleurs, il peut y avoir des chutes de pression aux heures de pointe dans certains secteurs.

4.2 Réseau maillé

Ce type de réseau comporte des boucles (ou mailles) et des points auxquels aboutissent au moins deux canalisations.

4.2.1 Avantages

- ⊕ alimentation possible d'un tronçon par au moins deux canalisations, d'où une sécurité d'approvisionnement
- ⊕ augmentation des capacités de transfert du réseau (à débit égal les pertes de charges diminuent).

4.2.2 Inconvénients

- ⊕ connaissance et maîtrise du fonctionnement du réseau plus difficiles
- ⊕ risque de stagnation de l'eau sur certains tronçons
- ⊕ inversion possible du sens de circulation de l'eau (cas des compteurs de sectorisation)
- ⊕ il peut être difficile d'identifier un tronçon causant des désordres (fuites, contamination).

Le calcul d'un réseau de distribution d'eau potable est relativement simple, lorsque le réseau est ramifié. Dès lors qu'il est maillé, le calcul manuel devient complexe sinon impossible pour les villes de taille moyenne, et le recours au logiciel de modélisation devient nécessaire.

Le réseau maillé permet, au contraire, une alimentation en retour et donc il évite l'inconvénient du réseau ramifié. Une simple manœuvre de vanne permet d'isoler le tronçon endommagé. L'investissement à faire est plus élevé.

Dans le cas d'une agglomération présentant des différences de niveaux topographiques importantes, une distribution étagée devient parfois nécessaire pour éviter des pressions trop fortes sur le réseau. On peut donc constituer des réseaux indépendants pouvant assurer des pressions limitées aux environs de 6 bars.

4.3 Réseaux doubles

Les réseaux doubles distribuent l'eau à deux niveaux :

- ⊕ l'un de l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques
- ⊕ l'autre l'eau non potable réservée aux usages industriels et au lavage et arrosage des rues et des plantations. Ces réseaux ne se justifient que dans les installations extrêmement importantes.

Le principal avantage de ce type de réseau est de ne traiter que l'eau destinée à tous les besoins domestiques et ainsi faire des économies sur le traitement de l'eau.

L'inconvénient est qu'il faut installer deux réseaux ce qui augmente considérablement les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation.

4.4 Tracés des canalisations :

On peut distinguer :

- ⊕ Les parcours ou tracés obligés, qui sont en général les rues à desservir au sein d'une agglomération
- ⊕ Les parcours intermédiaires, par exemple de la station de pompage vers le réservoir ou du réservoir vers l'agglomération.

a) Tracés « obligés » :

Les tracés obligatoires sont imposés par la nécessité de suivre le tracé du réseau de la voirie pour pouvoir desservir les bornes fontaines, et l'ensemble des abonnés.

En cas de branchements particuliers, les canalisations peuvent être posées des deux côtés de la rue si la chaussée est importante. Dans le cas contraire on peut se contenter d'une seule canalisation, on traverse la chaussée pour chaque branchement.

Les canalisations doivent être posées sous les trottoirs en évitant au maximum les traversées des rues importantes.

b) Tracés intermédiaires :

L'emplacement du ou des réservoirs étant fixés, il reste donc à définir le tracé du réseau reliant ce ou ces ouvrages aux points de distribution.

Le tracé à adopter doit :

- ✚ Etre le plus court possible pour réduire les frais du premier établissement.
- ✚ Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversées de rivières, de canaux ou de routes importantes).
- ✚ Eviter la traversée de massifs boisés, de propriétés privées qui nécessitent des expropriations.
- ✚ Suivre les voies publiques qui présentent certains avantages (approvisionnement moins onéreux, accès facile aux regards...).

La recherche du tracé le plus court, doit tenir compte des difficultés citées ci-dessus.

Le tracé de la conduite de refoulement doit être en profil en long régulier avec une rampe qui monte vers le réservoir.

Profil en long :

Les impératifs du profil en long sont :

- ✚ La profondeur: les canalisations sont posées en tranchée avec une hauteur de couverture minimale de 0.80 m au dessus de la génératrice supérieure.
- ✚ La pente: en principe si le courant d'eau est dans le même sens, il vaut mieux que les remontées soient faibles (pente de 2 à 3 pour mille) et les descentes fortes (pente de 4 à 6 pour mille) afin de pouvoir éliminer facilement les bulles d'air en les accumulant dans les points hauts.
- ✚ Les équipements des points hauts: les points hauts doivent être équipés de ventouses pour libérer les canalisations des bulles d'air emprisonnées. Ces appareils assurent en plus du dégazage, l'évacuation et l'admission de l'air à grand débit.
- ✚ Les équipements des points bas: les points bas sont équipés de robinets vannes de vidange ou purges pour la vidange des conduites au moment d'éventuelles réparations.

Station de pompage :

Dans une station de pompage, on trouve :

- ✚ Un groupe électropompe immergé ou en surface
- ✚ Un groupe électrogène ou ligne électrique
- ✚ Un tableau de commande pour assurer la protection et le démarrage des groupes
- ✚ Un manostat qui a pour rôle la régulation des groupes, avec horloge programmable et robinet flotteur au niveau du réservoir
- ✚ Une colonne montante
- ✚ Une ventouse assurant au moins les deux fonctions suivantes :
 - 1) - Dégazage de l'air lors du fonctionnement normal de l'adduction

2) - Evacuation de l'air à grand débit lors du remplissage de la conduite

- ✚ Des clapets anti-retour seront prévus également dont l'objectif est d'éviter le retour des eaux refoulées vers la pompe au moment de l'arrêt
- ✚ Une vanne de sectionnement est également importante, elle a pour rôle d'isoler les tronçons pour les interventions de réparation

5 Pression

La pression minimale admissible pour les réseaux de distribution d'eau potable, doit être fournie au branchement et ce quelque soient les installations privées connectées en aval de ce branchement. Les valeurs à respecter sont :

- 1 bar (10 mCE) minimum à l'heure de pointe pour les SAEP ruraux
- 2 bars (20 mCE) minimum à l'heure de pointe en zone urbaine.

Des pressions minimales supérieures pourront être exigées par le maître d'ouvrage pour des contextes précis. Aucune réglementation ne fixe de valeur maximale pour la pression de service à fournir aux usagers, mais, on considère habituellement que la pression de confort se situe entre 3 et 5 bars avec des valeurs à ne pas dépasser de l'ordre de 5 bars (50 mCE). Ces valeurs sont à adapter en fonction du besoin et surtout de l'état du réseau existant (matériaux).

L'emploi d'appareils pouvant créer une aspiration (pompes) dans la canalisation publique, à travers le branchement, est interdit. Il en est de même des dispositifs ou appareils qui provoqueraient le retour d'eau de l'installation privée vers le réseau. Une pompe ou suppresseurs peuvent être installés par un abonné sur son réseau privé mais après une disconnection du réseau (réservoir privatif par exemple).

6 Vitesse

La règle consiste à éviter à la fois les vitesses trop faibles et les vitesses excessives.

Des vitesses d'écoulement trop faibles favorisent l'accumulation des dépôts dans les canalisations, acheminent de l'air difficilement vers les points hauts où sont placées les ventouses. Par ailleurs, elles augmentent le temps de séjour de l'eau, facteur important de dégradation de sa qualité.

Par contre, les vitesses trop élevées induisent des pertes de charge excessives et augmentent des risques de cavitation ainsi que les effets de coup de bélier.

Sont considérées comme convenables :

a- dans les conduites principales du réseau d'adduction, les vitesses comprises entre les limites suivantes :

$$0,5 \text{ m/s} \leq \text{vitesse} \leq 1,5 \text{ m/s}$$

b- dans les conduites principales du réseau de distribution, les vitesses comprises entre les limites suivantes :

$$0,25 \text{ m/s} \leq \text{vitesse} \leq 1 \text{ m/s}$$

NB : Le dimensionnement d'une conduite de refoulement nécessite la réalisation d'une étude économique de façon à optimiser l'investissement et les frais de fonctionnement liés au pompage. En effet, puisqu'à un diamètre donné correspond une perte de charge à vaincre et donc une puissance du groupe de pompage dont le coût est proportionnel à sa puissance. En général, ce type d'analyse conduit à des vitesses comprises entre 0,8 et 1,4 m/s.

7 Débits

7.1 Débit moyen journalier

La définition des besoins en eau est primordiale dans le dimensionnement des ouvrages de distribution d'eau.

Les besoins en eau sont très dépendants des circonstances locales :

- ✚ type de consommateur : domestique, industriel, artisan, kiosques ou branchements particuliers
- ✚ données climatiques
- ✚ zones à desservir : rurales ou urbaines
- ✚ type d'habitat : individuel, collectif
- ✚ niveau de vie : piscine, jardin,...

Pour la conception des réseaux, l'estimation des besoins nécessite de connaître le débit moyen journalier, le débit journalier de pointe et le débit de pointe horaire.

L'évaluation de ces données fera l'objet d'une étude particulière locale.

En Haïti, hors Port Au Prince, la consommation d'eau potable des ménages, s'établit comme suit : 70 l/jour/habitant en moyenne en villes secondaires et 20 l/jour/habitant en zones rurales (source : *Etude sur l'approvisionnement en eau potable en Haïti*, 2005).

Selon le schéma directeur de la région métropolitaine de Port-au-Prince la consommation d'eau potable des ménages, s'établit comme suit :

Tableau 1. : Consommation d'eau potable des ménages et hypothèses d'évolution de la demande en eau dans la Région Métropolitaine de Port au Prince

RÉSIDENTIEL	ANNEE HORIZON 2015			ANNEE HORIZON 2020			ANNEE HORIZON 2025		
	POPULATION	CONSOM. (l/pers/j)	DEMANDE (m ³ /J)	POPULATION	CONSOM. (l/pers/j)	DEMANDE (m ³ /J)	POPULATION	CONSOM. (l/pers/j)	DEMANDE (m ³ /J)
Haut standing	254 000	210	53 340	267 000	215	57 405	280 000	220	61 600
Moyen standing	1 314 000	65	85 410	1 381 000	70	96 670	1 451 000	75	108 825
Bas standing	830 000	45	37 350	872 000	50	43 600	917 000	55	50 435
Très bas standing	693 000	35	24 255	728 000	40	29 120	765 000	45	34 425
TOTAL RESIDENTS	3 100 000	65	200 355	3 200 000	71	226 795	3 400 000	75	255 285
+ AUTRES QUE RES.		20%	40 071		25%	56 699		30%	76 586
- RECUP. PLUIE		15%	30 053		15%	34 019		15%	38 293
- AUTRES APPROV.		15%	30 053		15%	34 019		15%	38 293
Besoins totaux CTE			180 320			215 455			255 285
Pertes du réseau		50%	180 500		40%	143 600		30%	109 500
Rendement du réseau			50%			60%			70%
Production requise			361 000			359 000			365 000
Production actuelle			190 000			190 000			190 000
Déficit en m ³ /j			171 000			169 000			175 000

7.2 Débit journalier de pointe :

C'est la plus forte journée de consommation. L'évaluation de ce débit est réalisée principalement à partir de mesures sur le réseau. En l'absence d'informations précises, et dans le cadre d'un avant projet, on pourra prendre des valeurs comprises entre 0,5 et 1,5 m³/jour/branchement.

Un foyer regroupe en moyenne 5 personnes en zone urbaine, 6 personnes en zone rurale (avec de fortes variations selon les zones concernées). Certains branchements peuvent toutefois regrouper un nombre nettement plus élevé de personnes (kiosques, ventes d'eau au voisinage, licites ou non, etc.)

7.3 Coefficient de pointe journalier :

On définit ainsi le coefficient de pointe journalier C_{pj} ,

$$C_{pj} = \frac{\text{Débit de pointe journalier}}{\text{Débit moyen journalier}}$$

Le coefficient de pointe journalier dépend de la zone desservie, il diminue lorsque le nombre d'habitants augmente. Il varie de 1,2 à 1,5 pour les grandes villes.

7.4 Débit de pointe horaire du jour de pointe :

C'est l'heure de plus forte consommation dans la journée de pointe.

7.5 Coefficient de pointe horaire :

On définit ainsi le coefficient de pointe horaire C_{ph}

$$C_{ph} = \frac{\text{Débit de pointe horaire du jour de pointe}}{\text{Débit moyen horaire du jour de pointe}}$$

Le coefficient de pointe horaire dépend de la zone desservie, il diminue lorsque le nombre d'habitants augmente.

Il peut varier de moins de 2 pour des villes de plus de 10 000 habitants à plus de 3 pour une population inférieure à 2000 habitants.

Pour l'adduction son débit est le maximum journalier obtenu en affectant la consommation journalière moyenne transformée en débit continué d'un coefficient K appelé maximum journalier compris entre 1.2 et 1.5.

Si Qm/j est le débit moyen journalier, le débit de pointe journalier QM/j

On a : $QM/j = K Qm/j = 1.2 \text{ ou } 1.5 Qm/j$

Pour les conduites de distribution (réseau), le débit à prendre en compte est celui correspondant au maximum horaire c'est à dire les consommations aux heures de pointe : c'est le débit moyen journalier Q_{mj} affecté du coefficient K appelé maximum horaire compris entre 1.8 et 4 en général. Pour les systèmes moyens on choisit $K = 2$

On a donc

$$Q_{m/h} = K Q_{m/j} = 1.8 \text{ ou } 2 Q_{m/j}$$

7.6 Cas des zones rurales:

7.6.1 Estimation des besoins

7.6.1.1 Estimation de la population

Ce paragraphe est basé sur la méthode fournie par Guide pour la réalisation d'études de faisabilité technique, socioéconomique et tarifaire en vue de la construction ou de la réhabilitation de systèmes d'approvisionnement en eau potable en milieu rural, Version 1.0 draft - 28 avril 2012 réalisé par la DINEPA.

Pour pouvoir dimensionner un Système d'Adduction d'Eau Potable (SAEP), il faut pouvoir déterminer le nombre de personnes qui seront alimentées en eau par ce dernier. Pour ce faire, il faut d'abord déterminer la zone d'influence du SAEP, c'est-à-dire l'aire géographique dont la population résidente viendra s'approvisionner en eau au SAEP considéré. Les limites de cette zone seront déterminées sur le terrain en dialogue avec la population. Elles seront parfois déterminées par des facteurs naturels ou topographiques telles une rivière ou la crête d'une montagne mais à défaut de telles limites, on considérera à partir du tracé du SAEP une zone d'influence de 500 m de part et d'autre de ce dernier. Autrement dit, une personne aura au plus à parcourir une distance de 500 m pour atteindre le tracé du SAEP. Elle pourra par contre parcourir une distance supplémentaire pour atteindre le premier point de distribution d'eau.

Pour déterminer la population vivant à l'intérieur de la zone d'influence du SAEP de zone rurale, il sera compté sur Google Earth le nombre de maisons s'y trouvant. En cas d'incertitude des vérifications sur le terrain pourront être effectuées. Cette quantité de maisons inventoriées sera alors multipliée par le nombre moyen de personnes vivant dans un foyer ou ménage. Ce nombre sera précisé lors de l'enquête socioéconomique mais en première approximation, on prendra la taille moyenne d'un foyer connue à l'échelle de zone, la commune ou le département ou, à défaut, un facteur de 5.5 personnes par foyer.

Cette estimation de la population basée sur le comptage des maisons sera référée à l'année de la photo satellite disponible sur Google Earth qui est généralement celle de l'année en cours. En conséquence, cette estimation sera celle de la population actuelle. Elle servira alors de base de calcul pour la détermination de la population à + 20 ans qui est celle prise en compte dans le cadre du dimensionnement. Pour ce faire, on considéra un accroissement annuel linéaire de la population d'un facteur de 2.3 % (0.023) correspondant à la croissance démographique annuelle à l'échelle nationale. Si des données locales permettent de préciser ce facteur, elles pourront éventuellement être utilisées.

On pourra en particulier se référer à l'étude Enquête Mortalité, Morbidité et Utilisation des Services (EMUS V), 2012, disponible sur le site internet du Ministère de la Santé Publique et de la Population (www.mspp.gouv.ht).

7.6.1.2 Estimation de la ressource

L'estimation de la ressource en eau disponible doit être réalisée avec rigueur pour être ensuite comparée avec les besoins calculés. Cette estimation est en effet d'une importance capitale dans la mesure où une mauvaise estimation pourrait signifier qu'un SAEP réhabilité ou installé à grands frais

n'est simplement pas ou plus alimenté en eau... Pour limiter de tels investissements dont la pérennité est mise en cause par la qualité de la ressource, il convient obligatoirement de procéder à une estimation rigoureuse de la ressource.

Dans le cadre de forages et des SAEP alimentés par pompage (thermique ou solaire), il est ainsi obligatoire de procéder à un essai de pompage qui permettra de déterminer la capacité du/des forage/s à alimenter un système. A minima, il sera exigé un essai par paliers non enchainés¹ associé à un pompage à débit constant d'une durée de 24 heures. Pour des forages de gros diamètres et/ou délivrant des débits importants², il pourra être demandé d'utiliser des temps de pompage plus longs. Les données et les interprétations de ces essais devront être annexées au rapport de faisabilité technique soumis à la DINEPA.

Dans le cas des sources, il est recommandé d'effectuer le suivi d'une source destinée à alimenter un SAEP durant une période minimale d'une année en effectuant au moins tous les 2 mois une mesure de débit et une mesure de la turbidité. En effet, ces 2 composantes sont sujettes à des variations annuelles principalement liées à l'évolution des précipitations. On cherchera donc avant tout à connaître le débit d'étiage d'une source qui sera mesuré en principe en fin de saison sèche (janvier ou février). Ce débit minimal sera celui qui devra pouvoir répondre aux besoins en eau d'une population donnée. Le débit maximum (de crue) qui sera mesuré durant ou juste après les périodes de pluies (mai ou juin et août ou septembre) sera aussi une donnée importante dans la mesure où certains aménagements devront pouvoir prendre ces valeurs en compte. Enfin, la turbidité devra être mesurée systématiquement car le captage d'une source ne saurait être validé s'il est avéré que la turbidité de l'eau dépasse 5 NTU au cours de certaines périodes de l'année, notamment durant les périodes de pluies. Si la turbidité varie au cours d'une année, il faudra alors rechercher des ressources en eau alternatives ou complémentaires ou proposer l'installation de systèmes de traitement³. Comme ces derniers sont coûteux et souvent difficiles d'entretien, la DINEPA en principe ne recommande pas leurs installations et donc l'utilisation d'une ressource en eau pouvant être turbide.

La mesure du débit d'une source n'est pas toujours chose aisée. En effet, une source peut être captée, non captée ou partiellement captée. Elle peut être diffuse apparaissant sur une portion de terrain mal définie et/ou disparaissant directement dans des alluvions. Elle peut être aussi d'accès difficile rendant des mesures ou des travaux improbables ou même dangereux. Cependant, il est de la responsabilité des organismes, entreprises ou individus qui conduisent des études de faisabilité de se donner les moyens de pouvoir effectuer des mesures de débits crédibles. Les rapports présentés devront ainsi expliciter les méthodes de mesures utilisées⁴ et leurs limites devront être discutées.

¹ On effectue 4 pompages à débits croissants d'une heure chacun. Chacun des pompages est séparé par un arrêt d'une durée identique à celle du pompage, soit une heure de temps

² Diamètre > 10 pouces et/ou débit d'exploitation > 50 m³/heure

³ Comme décantation et/ou filtration

⁴ Mesure du temps de remplissage d'un volume donné, mesures faites après installation d'un seuil, mesures faites après l'installation d'un compteur, mesures d'un écoulement libre, mesures par pompage à l'intérieur d'une tranchée drainante, etc. ou association de plusieurs méthodes de mesures

7.6.1.3 Critères de dimensionnement du SAEP rural

Un SAEP sera dimensionné en fonction des éléments suivants :

- ✚ Estimation du nombre de maisons par localité. Cette estimation se fait sur la base des photos satellite disponibles sur le site internet Google Earth. En principe, les maisons sont comptabilisées à l'intérieur d'un périmètre de 500 m situé de part et d'autre des différentes conduites ou embranchements du système existant ou proposé incluant les populations rurales dispersées vivant proche du captage ou de la ligne d'adduction (voir Estimation de la population);
- ✚ Estimation de la population à l'horizon + 20 ans sur la base de la taille moyenne d'un foyer avec un taux d'accroissement de 2.3% par an (voir Estimation de la population);
- ✚ Consommation journalière de 10 à 40 litres par jour et par personne (voir Estimation des besoins en eau);
- ✚ Dimensionnement à 20 ans (voir Estimation des besoins en eau) ;
- ✚ Pertes techniques de 30% à l'horizon du projet, c'est-à-dire 20 ans : 10% pour réseau neuf et 1% par année de pertes additionnelles (voir Estimation des besoins en eau);
- ✚ Facteur de 1.4 appliqué en pointe horaire ;
- ✚ Kiosques ou bornes fontaines délivrant un débit simultané minimum de 1 l/s (pour 4 robinets) ;
- ✚ Pression minimum aux nœuds du réseau de distribution de 10 m (1 bar) de colonne d'eau ;
- ✚ Diamètre minimum des conduites du réseau⁵ de 40 mm (ou 1"1/2) ;
- ✚ Volume de stockage équivalent à 8 heures de remplissage au débit continu à l'horizon + 20 ans pour une alimentation via une source (système gravitaire)⁶ ;
- ✚ Volume de stockage équivalent à 3 heures de remplissage au débit continu à l'horizon + 20 ans pour une alimentation via un forage (système par pompage)⁷ ;
- ✚ Utilisation au maximum des installations existantes si leur état le permet ;
- ✚ Mise en place d'un système de chloration au niveau du/des réservoir/s utilisant du chlore en granules (HTH). Mise en place d'un abri permettant le stockage du chlore en granules et des équipements utilisés lors des manipulations liées à la chloration ;
- ✚ Système aussi court que possible. En particulier, une ressource située à une grande distance de la localité principale à alimenter en eau potable présente de nombreux désavantages, à savoir : un surcoût dans la mise en œuvre, un fort potentiel de conflits entre les communautés « propriétaire » de la ressource et celles qui en bénéficient, un entretien difficile du système, le risque de « perdre » la ressource (fuite ou détournement) avant qu'elle n'arrive à destination, etc. Des alternatives à des SAEP longs (> 10 km) doivent être proposées même si elles peuvent impliquer le remplacement d'une source par un forage ou celui d'un système gravitaire par un pompage. Les choix doivent pouvoir être faits en fonction d'un maximum d'options ;
- ✚ Un SAEP auquel une extension est proposée devra faire l'objet d'une étude de faisabilité complète. La DINEPA ne validera pas une extension si cette dernière n'est pas intégrée dans le fonctionnement intégral du SAEP.

⁵ Hors branchements de distribution (à domicile ou aux kiosques)

⁶ Le débit continu à l'horizon +20 ans est calculé sur la base des besoins en eau de la population à + 20 ans ajustés aux pertes techniques (+30%) sur une durée de 24 heures. La taille du réservoir correspond alors au volume stocké durant 8 heures d'écoulement au débit continu déterminé

⁷ Le débit continu à l'horizon +20 ans est calculé sur la base des besoins en eau de la population à + 20 ans ajustés aux pertes techniques (+30%) sur une durée de 6 heures. La taille du réservoir correspond alors au volume stocké durant 3 heures d'écoulement au débit continu déterminé

8 Le Diamètre

Le diamètre approximatif peut être calculé à partir de la formule de BRESS.

$D = 1.5 \cdot Q^{1/2}$: D en mètre et Q en m³/sec. et l'on fait choix du diamètre commercial, le plus proche du diamètre calculé, qui transportera le débit requis avec le minimum de perte de charge.

9 Défense incendie

9.1 Règles générales

Lors de la conception des systèmes de distribution d'eau, le problème de la défense incendie est souvent évoqué. Les systèmes d'eau potable peuvent être mis à contribution pour y faire face. Lors des études, des consultations avec d'autres partenaires impliqués dans la lutte contre les incendies permettront de choisir la meilleure option.

Les règles suivantes peuvent être évoquées :

- ⊕ Les besoins en eau pour la lutte contre l'incendie peuvent être satisfaits indifféremment à partir du réseau de distribution ou par des points d'eau naturels ou artificiels.
- ⊕ L'utilisation du réseau d'eau potable par l'intermédiaire de prises d'incendie (poteaux ou bouches) nécessite les conditions suivantes :
 - Réserve d'eau disponible de 120 m³
 - Débit disponible 17 l/s (60 m³/h) à une pression de 1 bar
- ⊕ Par ailleurs, les points naturels ou artificiels peuvent satisfaire aux besoins des services incendie si leur capacité minimum est de 120 m³ et leur accessibilité garantie.
- ⊕ L'implantation des poteaux d'incendie doit le plus possible respecter une distance intermédiaire de 400 mètres entre les points d'alimentation.

Remarque :

Afin d'éviter le surdimensionnement des réseaux, il est utile de se baser sur les principes suivants :

- ⊕ Les réseaux d'alimentation en eau potable doivent être conçus pour leur objet propre : l'alimentation en eau potable.
- ⊕ La défense contre l'incendie n'est qu'un objectif complémentaire qui ne doit ni nuire au fonctionnement du réseau en régime normal, ni conduire à des dépenses hors de proportion avec le but à atteindre.

Par conséquent, il est nécessaire de considérer des dispositifs de défenses incendie spécifiques incluant des ressources propres pour les niveaux de risque plus élevés que l'habitat classique, notamment pour les zones urbaines denses, les zones industrielles ainsi que les établissements recevant du public.

9.2 Estimation des besoins en eau pour la défense incendie

La méthode de détermination qui suit peut être employée dans le cas où l'autorité souhaite une analyse plus poussée du risque incendie et lorsqu'un service de défense incendie est fonctionnel. Cette méthode ne peut, en effet pas être exigée pour chaque réseau quel que soit son contexte.

En ce qui suit, on définit, par type de risque, une méthode permettant de dimensionner les besoins en eau minimum nécessaires à l'intervention des services de secours extérieurs au risque concerné.

Le dimensionnement des besoins en eau est basé sur l'extinction d'un feu limité à la surface maximale non recoupée et non à l'embrasement généralisé sur site.

Cette méthode concerne :

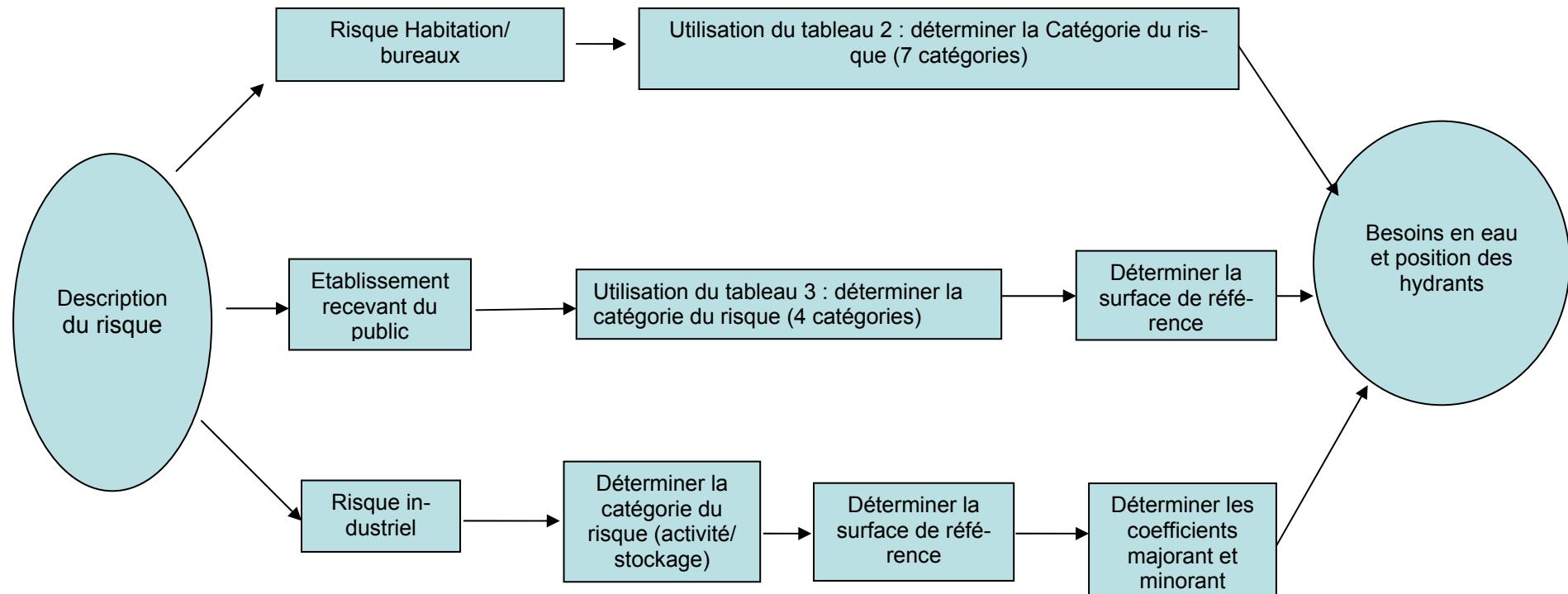
- ✚ les habitations et bureaux y compris les immeubles de grande hauteur
- ✚ les établissements recevant du public
- ✚ les risques industriels.

Elle ne couvre pas les dépôts d'hydrocarbures, les industries chimiques (présentant un risque particulièrement élevé) ainsi que les autres risques spéciaux.

Pour les risques spéciaux, des exigences supplémentaires pourront être spécifiées (autres agents extincteurs, quantité d'eau supplémentaire...).

Les risques présentant un potentiel calorifique particulièrement faible et d'une étendue particulièrement importante (cimenterie, aciérie...) doivent être traités au cas par cas.

9.2.1 Organigramme de la méthode



9.2.2 Habitations, bureaux et immeubles de grande hauteur

Tableau 2. : Besoins en eau brute pour les risques habitations et bureaux

Le tableau 2 présente les besoins en eau brute pour les risques habitations et bureaux.						Observations diverses						
Type de bâtiment	Habitations	<u>1^{ere} famille :</u> Habitations individuelles R+1 maximum <u>2^{ème} famille :</u> Habitations individuelles Habitations collectives R+3 maximum	<u>3^{ème} famille A :</u> $H \leq 28 \text{ m}$ et $R+7$ maximum et distance escalier logement $\leq 7\text{m}$ et accès escalier par voie échelle	<u>3^{ème} famille B :</u> $H \leq 28 \text{ m}$ et l'une des 3 conditions de la 3 ^{ème} famille à non respecter <u>4^{ème} famille :</u> $28 < H \leq 50 \text{ m}$ IGH à usage d'habitation : $H > 50\text{m}$								
	Bureaux	$H \leq 8 \text{ m}$ et $S \leq 500\text{m}^2$	$H \leq 28 \text{ m}$ et $S \leq 2000\text{m}^2$		$H \leq 28 \text{ m}$ et $S \leq 5000\text{m}^2$ ou IGH > 28 quelle que soit la surface	$S > 5000 \text{ m}^2$						
Débit minimal	60 m3/h	120 m3/h	120 m3/h	180 m3/h	240 m3/h	Débit minimal simultané disponible sur zone						
Nombre d'hydrants	1 de 100 mm	2 de 100 mm	2 de 100 mm	3 de 100 mm	2 de 100 mm et de 2 fois 100 mm (dit de 150 mm)	Nombre d'hydrants à titre indicatif, sous réserve du débit minimal requis						
Distance maximale entre hydrants	200 m	200 m	200 m	200 m	200 m	Par les voies de circulation (voies engins)						
Distance maximale entre le 1 ^{er} hydrant et l'entrée principale du bâtiment	150 m	150 m	100 m (CS = 60 m)	100 m (CS = 60 m)	100 m (CS = 60 m)	Par des chemins stabilisés (largeurs minimale 1.8 m) CS = colonne sèche lorsque requise)						
Durée minimum	Sauf disposition particulière, la durée minimum d'application des besoins en eau doit être de 2 heures.											
S : surface développée non recoupée (la notion de surface est définie par la zone délimitée par des parois et/ou planchers CF 1 heure minimum, sauf les IGH où le degré coupe feu doit être de 2 heures).												
H : Hauteur du plancher bas du niveau le plus haut par rapport au seuil de référence.												

9.2.3 Les établissements recevant du public (ERP)

Tableau 3. : Besoin en eau ERP

Risque (1)	Classe 1 N : Restaurant L* : Réunion, spectacle (sans décor ni artifice) O et OA : Hôtel R : enseignement X : Sportif couvert U : sanitaire V : culte W : Bureaux (se référer au tab 1)	Classe 2 L : Réunion, spectacle (avec décor et artifice + salles polyvalentes) P : Dancings, discothèques Y : Musées	Classe 3 M : Magasins S : Bibliothèque, documentation T : exposition	Sprinklé toute classe confondue (7)
Surface (2)	Besoins en eau (m ³ /h) (3)			
≤ 500 m ²	60	60	60	60
≤ 1000 m ²	60	75	90	60
≤ 2000 m ²	120	150	180	120
≤ 3000 m ²	180	225	270	180
≤ 4000 m ²	210	270	315	180
≤ 5000 m ²	240	300	360	240
≤ 6000 m ²	270	330	405	240
≤ 7000 m ²	300	375	450	240
≤ 8000 m ²	330	420	495	240
≤ 9000 m ²	360	450	540	240
≤ 10000 m ²	390	480	585	240
≤ 20000 m ²	A traiter au cas par cas			300
≤ 30000 m ²	A traiter au cas par cas			360
Principe	0 à 3000 m ² 60 m ³ /h par tranche ou fraction de 1000 m ² <u>> 3000 m²</u> Ajouter : 30 m ³ /h par tranche ou fraction de 1000 m ² (ex : 4300 m ² à traiter comme 5000 m ²)	Classe 1 x 1.25	Classe 1 x 1.5	0 à 4000 m ² 60 m ³ /h par tranche ou fraction de 1000 m ² avec un maximum de 180 m ³ /h De 4001 à 10000 m ² : 4 *60m ³ /h Au-delà de 10000 m ² : 60 m ³ /h par tranche ou fraction de 10000 m ²
Nombre hydrants (4)	Selon débit global exigé et répartition selon géométrie des bâtiments.			
Distance maximale entre les hydrants (5)	200 m	200 m	200 m	200 m
Distance maximale entre 1 ^{er} Hydrant et entrée principale(6)	150 m (CS = 60 m lorsque requise)	150 m (CS = 60 m lorsque requise)	100 m (CS = 60 m lorsque requise)	150 m (CS = 60 m lorsque requise)
Durée minimum	Sauf disposition particulière la durée minimum d'application doit être de 2 heures			
(1)Les ERP de catégorie EF, SG, CTS, PS, OA et PA ainsi que les campings sont à traiter au cas par cas. (2) La notion de surface est définie par la surface développée non recoupée par des parois CF 1 heure minimum (3) Le débit minimum requis ne peut être inférieur à 60 m ³ /h. Par ailleurs il s'agit d'un débit mini simultané disponible (4) Nombre d'hydrants à titre indicatif, sous réserve du respect du débit mini requis. (5) par les voies de circulation (voies engins) (6) Par des chemins stabilisés (largeur mini 1.8 m). CS = colonne sèche (lorsque requise) (7) un risque considéré comme sprinklé si : - protection autonome, complète et dimensionnée en fonction de la nature du stockage et de l'activité réellement présente en exploitation, en fonction des règles de l'art et des référentiels existants - installation entretenu et vérifiée régulièrement - installation en service en permanence				

9.2.4 Les risques industriels

9.2.4.1 Classement des activités et stockage

Avant de déterminer les besoins en eau, il est nécessaire de connaître le niveau du risque, qui est en fonction de la nature de l'activité exercée dans les bâtiments et des marchandises qui y sont entreposées.

Le niveau du risque est croissant de la catégorie 1 à la catégorie 3.

Il convient de différencier le classement de la zone activité et de la zone de stockage des marchandises.

Les fascicules de l'annexe 1 donnent les exemples les plus courants en fixant la catégorie de la partie activité d'une part et de la partie stockage d'autre part.

9.2.4.2 Détermination de la surface de référence du risque

La surface de référence du risque est la surface qui sert de base à la détermination du débit requis.

Cette surface est au minimum délimitée, soit par des murs coupe-feu 2 heures, soit par un espace libre de tout encombrement, non couvert, de 10 m minimum.

Il pourra éventuellement être tenu compte des flux thermiques, de la hauteur relative des bâtiments voisins et du type de construction pour augmenter cette distance.

La surface de référence à considérer est, soit la plus grande surface non recoupée du site lorsque celui-ci présente une classification homogène, soit la surface non recoupée conduisant, du fait de la classification du risque, à la demande en eau la plus importante.

9.2.4.3 Détermination du débit requis

Tableau 4. : Détermination du débit requis

Description sommaire du risque				
Critère	Coefficients additionnels	Coefficients retenus pour le calcul		Commentaires
Hauteur de stockage (1)				
- jusqu'à 3 m	0	Activité	Stockage	
- jusqu'à 8 m	+0.1			
- jusqu'à 12 m	+0.2			
- Au-delà de 12 m	+0.5			
Type de construction (2)				
- ossature stable au feu \geq 1 heure	-0.1			
- ossature stable au feu \geq 30 minutes	0			
- ossature stable au feu < 30 minutes	+0.1			
Types d'interventions internes				
- accueil 24H/24 (présence permanente à l'entrée)	-0.1			
- DAI généralisée reportée 24 H/24 7j/7 en télésurveillance ou au poste de secours 24H/24 lorsqu'il existe, avec des consignes d'appel	-0.1			
- service de sécurité incendie 24h/24 avec moyens appropriés équipe de seconde intervention, en mesure d'intervenir 24h/24	-0.3*			
Σ coefficients				
1+ Σ coefficients				
Surface de référence (S en m ²)				
$Qi = 30 \times S / 500 \times (1 + \Sigma \text{coef})$ (3)				
Catégorie de risque(4)				
Risque 1 : $Q1 = Qi \times 1$				
Risque 2 : $Q2 = Qi \times 1.5$				
Risque 3 : $Q3 = Qi \times 2$				
Risque sprinklé (5) : $Q1, Q2 \text{ ou } Q3 / 2$				
DEBIT REQUIS (6) (7) (Q en m ³ /h)				

(1) Sans autre précision, la hauteur de stockage doit être considérée comme étant égale à la hauteur du bâtiment moins 1m (cas des bâtiments de stockage)
(2) pour ce coefficient, ne pas tenir compte du sprinkler
(3) Qi : débit intermédiaire du calcul en m³/h
(4) La catégorie du risque est fonction du classement des activités et stockages (voir annexe 1)
(5) un risque est considéré comme sprinklé si :
- protection autonome, complète et dimensionnée en fonction de la nature du stockage et de l'activité réellement présente en exploitation, en fonction des règles de l'art et des référentiels existants
- installation entretenue et vérifiée régulièrement
- installation en service en permanence.
(6) aucun débit ne peut être inférieur à 60 m³/h
(7) La quantité d'eau nécessaire sur le réseau sous pression doit être distribuée par des hydrants situés à moins de 100 m des entrées de chacune des cellules du bâtiment et distants entre eux de 150 m maximum.
* Si ce coefficient est retenu, ne pas prendre en compte celui de l'accueil 24h/24

10 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge linéaires sont dues au frottement de l'eau avec les parois des conduites et pour les estimer il existe une grande variété de formules. Notons que la plus importante d'entre elles est la formule de Colebrook ; elle a l'avantage d'être rationnelle et applicable sur tous les fluides, mais elle est complexe, ce qui justifie l'utilisation encore de quelques autres formules empiriques.

On distingue :

- ✚ les pertes de charge totales
- ✚ les pertes de charge linéaires
- ✚ les pertes de charge singulières.

10.1 Les pertes de charge totales

Les pertes de charge totales ΔH sont données par la formule suivante

$$\Delta H = \Delta H_L + \Delta H_S$$

Ou :

ΔH_L : pertes de charge linéaires

ΔH_S : pertes de charges singulières

10.2 Les pertes de charge linéaires, ΔH_L

Ce sont les plus importantes, elles sont dues aux frottements sur les longueurs droites de canalisation.

Elles sont linéaires par rapport à la longueur des conduites.

$$\Delta H_L = j \times L$$

ΔH_L : Pertes de charge totale en mètre de colonne d'eau

j : pertes de charge par unité de longueur en mCE/m

L : longueur en m

Pour le calcul hydraulique des réseaux d'alimentation en eau potable, il est préconisé d'avoir recours à la formule de Darcy complétée par celle de Colebrook, à savoir :

$$j = \frac{\lambda}{D} \times \frac{V^2}{2g}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \left(\frac{k}{3,7 D} + \frac{2,51}{\lambda \text{ Re } \sqrt{\lambda}} \right)$$

avec :

j : perte de charge unitaire en m/m/ pertes de charge en mètres de hauteur du fluide CE/mL

λ : Coefficient universel de perte de charge, peut être déterminé par des abaques comme celui de Moody

V : vitesse de l'eau en m/s vitesse moyenne du fluide dans la section considérée, en m/s

g : accélération de la pesanteur en m/s² (g = 9,81 m/s²).

k : coefficient de rugosité en m

D : diamètre intérieur du tuyau en m

$$Re = \frac{v D}{\nu}$$

Re : nombre de Reynolds ν où ν est la viscosité cinétique en m^2/s

Ou :

R : Rayon hydraulique = S/P en m

S : Section mouillée en m

P : Périmètre mouillé en ms

La rugosité k à prendre en compte dans le calcul doit être :

- soit, le coefficient k_1 qui intègre les tuyaux et les joints ; dans ce cas, on rajoute les pertes de charges singulières
- soit, le coefficient k_2 qui intègre les effets des tuyaux, joints, raccords, pièces spéciales et vannes.

Pour fixer la rugosité de projet, il faut prendre en compte les éventuels accroissements à long terme de la rugosité. Les exemples de rugosité présentés ici donnent une rugosité sur un tuyau neuf. Ils ne prennent pas en compte le vieillissement des conduites, notamment les dépôts calcaires qui arriveront très probablement en Haïti...

On pourra donner les indications suivantes sur la valeur de k_2 :

- conduites d'adduction et conduites principales

$$0,1 \text{ mm} < k_2 < 0,4 \text{ mm}$$

- conduites secondaires

$$0,4 \text{ mm} < k_2 < 1 \text{ mm}$$

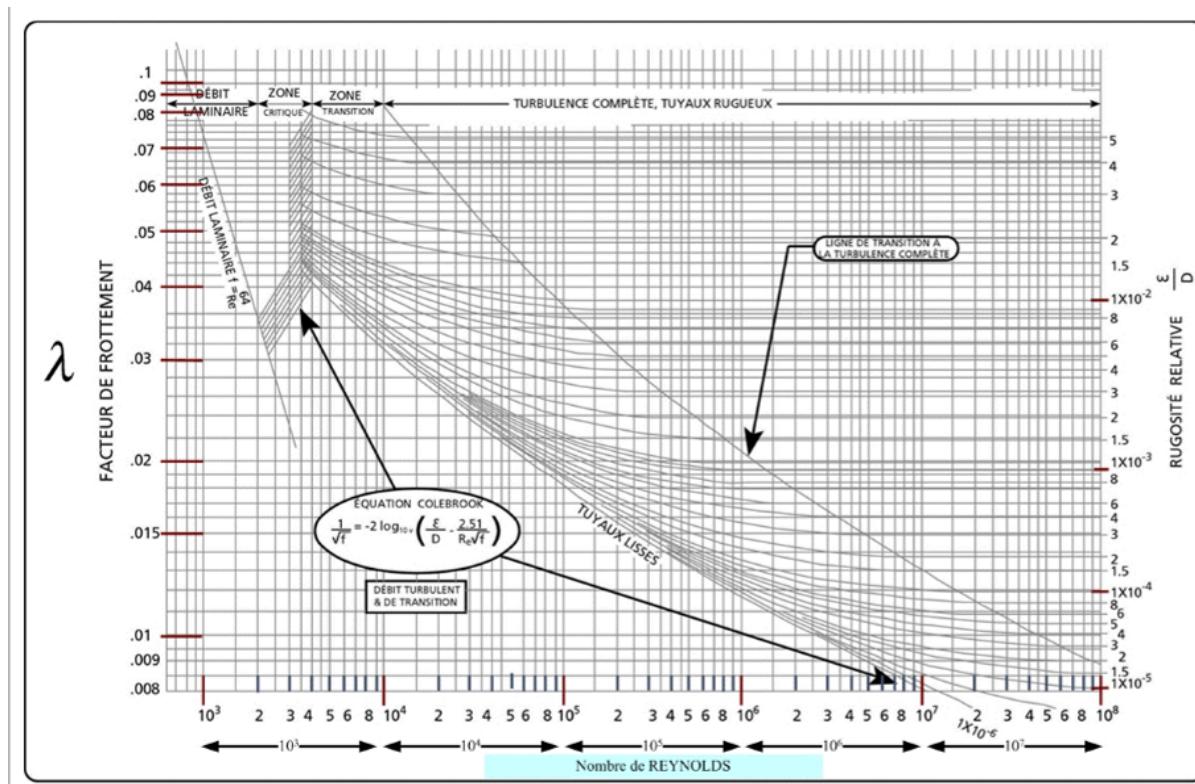


Figure 1 - Abaque de Moody

La formule de Hazen-Williams

C'est la plus utilisée des formules empiriques toujours en usage dans certains pays, notamment aux USA et au Japon. La perte de charge s'exprime en fonction du coefficient de HAZEN-WILLIAMS (C_{WH}) variable selon le diamètre des conduites et surtout selon la rugosité (état de la surface intérieure).

$$j = 6,819 \left(\frac{V}{C_{WH}} \right)^{1,852} \times D^{-1,167}$$

$$\text{ou encore } j = 10,68 \times \left(\frac{Q}{C_{WH}} \right)^{1,852} \times D^{-4,871}$$

L'expression fondamentale est :

$$V = 0,849 \times C_{wh} \times R^{0,63} \times J^{0,54}$$

$$\text{Ou encore : } J = 10,69 \times Q^{1,852} \times C_{wh}^{-1,852} \times D^{-4,871}$$

Le Coefficient C_{wh} (Coefficient de perte de charge dans la formule de Hazen –Williams) varie avec le matériau utilisé :

- Béton, Amiante Ciment, Acier Revêtu : 130 à 150 .
- PVC : 140 à 150 .
- Fonte revêtue : 135 à 150 .
- PEHD : 150

NB : Cette formule s'applique à des fluides quelconques lorsque le régime est turbulent ($Re > 2\,300$).

Le tableau ci-dessous donne une correspondance entre le coefficient de HAZEN WILLIAMS et celui utilisé dans la formule de COLEBROOK.

Tableau 5. : Correspondance entre le coefficient de HAZEN WILLIAMS et celui utilisé dans la formule de Colebrook

Coefficient de COLEBROOK en mm	2.0	1.0	0.5	0.25	0.1	0.05	0.025
Coefficient de HAZEN WILLIAMS	95	106	116	130	136	141	145

Exemple

Pour 1 km de canalisation en DN 125 avec un débit de 17 l/s, la perte de charge est pour $k = 0,1$ mm.

$$j = 10,68 \times \boxed{\quad}$$

$$j = 0,0158 \text{ m CE/m}$$

Soit $\Delta H_L = 1\,000 \times 0,0158 = 15,8 \text{ m CE}$

En pratique, pour le calcul des pertes de charge, on utilise maintenant des outils informatiques (logiciels spécialisés, tableurs, ...). Pour une estimation rapide, il existe aussi des tables ou des règles à calcul.

Important : l'utilisation d'un outil informatique ne dispense en aucun cas le concepteur d'une solide connaissance du terrain. En particulier, la nature des conduites, leur rugosité, ou encore la topographie réelle du tracé doivent être connus. Une valeur « théorique » amènerait le concepteur à d'importantes erreurs. Il convient également de souligner une pratique courante, qui doit pourtant être évitée : le surdimensionnement des conduites ou leur pose « à un diamètre identique à ce qui existait avant » peuvent engendrer, outre un surcoût, des conséquences sur la qualité de l'eau transportée (dépôts, stagnation, pollution bactérienne accrue).

Les tables de Colebrook

Ces tables donnent les valeurs des pertes de charge unitaires (formule de Colebrook) à partir du débit, du diamètre et de la rugosité de la conduite.

En première approche, pour une canalisation en bon état, on partira sur une rugosité « standard » de $k = 0,1 \text{ mm}$.

Celle-ci s'écrit :

$$\lambda^{-0.5} = -2 \ln(k / (3.71 \times D)) + 2.51 / R_e \times \lambda^{0.5}.$$

Elle donne la valeur de λ à porter dans la formule de Darcy ($J = \lambda V^2 / (2gD)$)

En général les pertes de charge singulières représentent 10 % des pertes de charge linéaires. Ainsi les pertes de charge totales sont égales aux pertes de charge linéaires majorées de 10 %.

Tableau 6. : Extrait de la table de Colebrook

Vitesse (m/s)	Débit (l/s)	Diamètre intérieur : 100 mm			Diamètre intérieur : 107 mm			
		k = 0,05 mm	k = 0,1 mm	k = 0,5 mm	Débit (l/s)	Perte de charge (mCE/km) k = 0,05 mm	k = 0,1 mm	k = 0,5 mm
0,10	0,79	0,17	0,18	0,20	0,90	0,16	0,16	0,18
0,15	1,18	0,35	0,36	0,42	1,35	0,32	0,33	0,39
0,20	1,57	0,58	0,60	0,72	1,80	0,54	0,55	0,66
0,25	1,96	0,87	0,90	1,10	2,25	0,80	0,82	1,01
0,30	2,36	1,20	1,25	1,56	2,70	1,10	1,15	1,43
0,35	2,75	1,58	1,65	2,10	3,15	1,46	1,52	1,92
0,40	3,14	2,01	2,11	2,71	3,60	1,85	1,94	2,48
0,45	3,53	2,49	2,62	3,40	4,05	2,29	2,41	3,11
0,50	3,93	3,02	3,18	4,16	4,50	2,77	2,92	3,81
0,55	4,32	3,59	3,80	5,01	4,95	3,30	3,49	4,59
0,60	4,71	4,20	4,46	5,93	5,40	3,87	4,10	5,43
0,65	5,11	4,86	5,18	6,93	5,84	4,47	4,76	6,35
0,70	5,50	5,57	5,95	8,01	6,29	5,13	5,46	7,33
0,75	5,89	6,32	6,76	9,16	6,74	5,82	6,22	8,39
0,80	6,28	7,12	7,63	10,40	7,19	6,55	7,01	9,52
0,85	6,68	7,97	8,55	11,71	7,64	7,33	7,86	10,72
0,90	7,07	8,85	9,52	13,09	8,09	8,14	8,75	11,99
0,95	7,46	9,78	10,55	14,55	8,54	9,00	9,69	13,33
1,00	7,85	10,75	11,62	16,10	8,99	9,89	10,68	14,74
1,05	8,25	11,77	12,74	17,72	9,44	10,83	11,71	16,22
1,10	8,64	12,84	13,92	19,41	9,89	11,81	12,79	17,78
1,15	9,03	13,95	15,14	21,19	10,34	12,83	13,92	19,40
1,20	9,42	15,10	16,42	23,04	10,79	13,89	15,09	21,10
1,25	9,82	16,29	17,74	24,97	11,24	14,99	16,31	22,86
1,30	10,21	17,53	19,11	26,98	11,69	16,12	17,57	24,70
1,35	10,60	18,81	20,54	29,06	12,14	17,31	18,88	26,61
1,40	11,00	20,13	22,02	31,22	12,59	18,52	20,24	28,59
1,45	11,39	21,51	23,54	33,46	13,04	19,79	21,64	30,64
1,50	11,78	22,91	25,11	35,77	13,49	21,08	23,09	32,75
1,55	12,17	24,37	26,74	38,17	13,94	22,42	24,58	34,95
1,60	12,57	25,87	28,42	40,63	14,39	23,80	26,13	37,22
1,65	12,96	27,41	30,15	43,18	14,84	25,22	27,71	39,54
1,70	13,35	28,99	31,93	45,81	15,29	26,68	29,35	41,95
1,75	13,74	30,62	33,76	48,51	15,74	28,18	31,03	44,42
1,80	14,14	32,30	35,64	51,29	16,19	29,72	32,77	46,96
1,85	14,53	34,02	37,56	54,15	16,64	31,30	34,53	49,59
1,90	14,92	35,77	39,54	57,09	17,08	32,91	36,35	52,28
1,95	15,32	37,56	41,57	60,10	17,53	34,58	38,22	55,03
2,00	15,71	39,41	43,65	63,18	17,98	36,28	40,13	57,87
2,05	16,10	41,30	45,77	66,36	18,43	38,01	42,08	60,76
2,10	16,49	43,22	47,97	69,61	18,88	39,79	44,09	63,73
2,15	16,89	45,21	50,18	72,92	19,33	41,59	46,13	66,78
2,20	17,28	47,22	52,47	76,32	19,78	43,46	48,23	69,88
2,25	17,67	49,28	54,81	79,81	20,23	45,36	50,38	73,07
2,30	18,06	51,39	57,19	83,34	20,68	47,30	52,56	76,33
2,35	18,46	53,54	59,62	86,98	21,13	49,27	54,80	79,65
2,40	18,85	55,72	62,09	90,69	21,58	51,28	57,07	83,05
2,45	19,24	57,94	64,61	94,47	22,03	53,32	59,41	86,52
2,50	19,63	60,21	67,21	98,34	22,48	55,43	61,78	90,06

Valeur directement utilisable pour l'eau à 10°C.

Exemple

$\varnothing 100 \text{ mm} - k = 0,1 \text{ mm}$
 $L = 1\ 700 \text{ m} - \text{débit} = 20 \text{ m}^3/\text{h} = 5,5 \text{ l/s}$

La table donne, $j = 5,95 \text{ mètre de perte de charge par kilomètre de conduite}$,
soit $\Delta H_L = j \times 1,7 \text{ km} = 10,1 \text{ mCE} \approx 1 \text{ bar}$

10.3 Les pertes de charge singulières, ΔH_s

Il s'agit des pertes de charge dues aux modifications brusques dans l'écoulement, telles que :

- ✚ pièces de raccordement (cônes, coude, joints Gibault, ...)
- ✚ instruments de mesure (compteur, diaphragme, débitmètre, ...)
- ✚ vannes (robinet vanne, vanne papillon, ...)
- ✚ organes de protection ou de régulation (filtre, disconnecteurs, vanne de régulation, ...).

Elles s'expriment sous la forme :

$$\Delta H_s = K \frac{v^2}{2g}$$

Avec :

- | | |
|--------------|---|
| ΔH_s | : Perte de charge en mètres |
| v | : Vitesse moyenne en m/s |
| g | : $9,81 \text{ m/s}^2$ |
| K | : Coefficient de perte de charge singulière, fonction du type de singularité. |

Le coefficient K de perte de charge singulière est en général donné par les documentations techniques des constructeurs.

En pratique, on peut soit utiliser les abaques de longueur équivalente, soit les valeurs théoriques données pour certains cas courants soit les données des constructeurs.

On prendra certaines valeurs théoriques du coefficient K .

- | | |
|----------------------------|---------------|
| ✚ Sortie de réservoir | $K = 0,5$ |
| ✚ Entrée dans un réservoir | $K = 1$ |
| ✚ Convergent | $K \approx 0$ |

Dans la pratique, on utilise soit des abaques de longueurs équivalentes, soit les données du fabricant.

Pour l'estimation des pertes de charge singulières de certains accessoires de réseau, il est souvent préférable de se reporter aux abaques des constructeurs.

C'est par exemple le cas des clapets, des compteurs, des robinets vannes, des vannes papillon, des vannes de régulation, ...

Remarque

L'expérience montre qu'il est souvent difficile de connaître avec précision le nombre de singularités existantes dans un réseau de distribution d'eau potable (coude, tés, vannes, cônes, ...).

C'est pourquoi, de façon générale, on évalue globalement les pertes de charge singulières.

L'expérience permet que les pertes de charge singulières représentent de **5 à 15 %** des pertes de charges linéaires, pour réseau en bon état. Elles peuvent être beaucoup plus importantes si beaucoup d'éléments favorisent la perte de charge (fuites, intrusion de racines, défaut de pose des tuyaux, réductions de diamètre ou raccords inadaptés, etc.) Là aussi une vérification de visu de l'état réel du réseau existant est nécessaire.

11 Dimensionnement des réseaux intérieurs – méthode simplifiée

11.1 Termes et définitions

- ✚ Longueur de canalisation = l (m)
- ✚ Diamètre intérieur de la canalisation = d_i (mm)
- ✚ Diamètre extérieur de la canalisation = d_{ext} (mm)
- ✚ Epaisseur de la paroi de la canalisation = S (mm)

11.2 Principes des calculs de dimensionnement

11.2.1 Généralités

Le type d'installation, les conditions de pression et les vitesses d'écoulement sont pris en compte dans le dimensionnement. La présente partie inclut les conduites souterraines à l'intérieur des bâtiments.

11.2.2 Types d'installations

Un bâtiment comporte des installations standards et des installations spéciales.

Une installation peut être qualifiée de standard lorsque :

- ✚ Les débits de puisage ne sont pas supérieurs à ceux déterminés au tableau 7
- ✚ La nature de la demande n'excède pas le débit de calcul indiqué à la figure
- ✚ Elle n'est pas conçue pour une utilisation continue de l'eau. Une utilisation est dite continue lorsqu'elle dure plus de 15 min.

Les autres installations sont dites installations spéciales.

11.2.3 Conditions de pression

Pression statique au point de puisage max. 5 bars (Exception : robinets jardin/garage max. 10 bars).

Pression d'écoulement au point de puisage min. 1 bar.

La différence entre la pression statique au point de puisage le plus bas et la pression d'écoulement au point de puisage dans les conditions hydrauliques les plus défavorables, diminuée par des pertes de charge donne la hauteur qu'il est possible d'alimenter avec la même pression.

11.2.4 Vitesses d'écoulement maximales

Canalisations principales, colonnes montantes, canalisations de service max 2.0 m/s.
Canalisations de raccordement vers un accessoire (bras morts) max 4.0 m/s.

11.3 Méthode simplifiée de dimensionnement

11.3.1 Généralités

Cette méthode simplifiée de dimensionnement des canalisations concerne les installations standards. Elle peut être utilisée pour tous les types de bâtiments dont les dimensions ne dépassent pas trop la moyenne.

11.3.2 Calculs détaillés

Pour le dimensionnement des canalisations, le concepteur est libre d'utiliser une méthode de calcul approuvée localement.

11.3.3 Unité de charge

Une unité de charge LU équivalent à un débit de puisage QA de 0.1 l/s

Tableau 7. : Débit de puisage QA, débit minimal aux points de puisage Qmin et unités de charge pour les points de puisage

Point de puisage	QA l/s	Qmin l/s	Unité de charge
Lavabo, lave-mains, bidet, réservoir de chasse	0.1	0.1	1
Evier de cuisine à usage domestique, lave linge a), lave vaisselle, évier, douche	0.2	0.15	2
Robinet de chasse d'urinoir	0.3	0.15	3
Baignoire à usage domestique	0.4	0.3	4
Robinet (jardin/garage)	0.5	0.4	5
Evier de cuisine à usage non domestique de DN 20, baignoire à usage non domestique	0.8	0.8	8
Robinet de chasse DN 20	1.5	1.0	15
a) Pour les appareils à usage non domestique, se renseigner auprès du fabricant			

Les valeurs données dans ce tableau ne correspondent pas aux valeurs figurant dans les normes des produits. Ces valeurs sont destinées au dimensionnement uniquement.

11.3.4 Application de la méthode simplifiée

Les unités de charge doivent être déterminées pour chaque section de l'installation en partant du dernier point de puisage. Les unités de charges s'ajoutent. La probabilité de demande simultanée a été prise en compte dans les tableaux 8 à 10. Le dimensionnement peut maintenant être déterminé à partir de ces tableaux en fonction du matériau choisi par le concepteur. Le débit de calcul QD donné dans la figure 2 est pris en compte dans les valeurs de ces tableaux.

Tableau 8. : Unités de charges pour la détermination des diamètres des tuyaux - Acier galvanisé à chaud (possible en réseau intérieur bien que non recommandé)

Charge max.	LU	6	16	40	160	300	600	1600
Valeur maximale	LU	4	15					
DN		15	20	25	32	40	50	60
di	mm	16	21.6	27.2	35.9	41.8	53	68.8
Longueur maximale de canalisation	m	10	6					

Tableau 9. : Unités de charges pour la détermination des diamètres des tuyaux - Cuivre

Charge max	LU	1	2	3	3	4	6	10	20	50	165	430	1050	2100
Valeur maximale	LU			2			4	5	8					
Da x S	mm	12 x 1.0		15 x 1.0		18 x 1.0		22x1.0	28 x 1.5	35 x 1.5	42 x 1.5	54 x 2	76.1 x 2	
di	mm	10.0		13.0		16.0		20	25	32	39	50	72.1	
Longueur maximale de canalisation	m	20	7	5	15	9	7							

Tableau 10. : Unités de charges pour la détermination des diamètres des tuyaux - PVC

Charge max	LU	3	4	5	10	20	45	160	420	900
Valeur maximale	LU			4	5	8				
Da x S	mm	16 x 2.0		20 x 2.3		25 x 2.8	32 x 3.6	40 x 4.5	50 x 5.6	63 x 6.9
di	mm	12.0		15.4		19.4	24.8	31	38.8	49.2
Longueur maximale de canalisation	m	10	6	5						

Un exemple applicatif est donné en annexe 1.

12 Sources

Le présent fascicule technique a été élaboré en partie à partir des documents suivants :

- ACTION CONTRE LA FAIM, (2007), *Eau, hygiène, assainissement pour les populations à risque*, , 2ème édition.
- FOKAL, (2005), *Etude sur l'approvisionnement en eau potable en Haïti*.

13 Lexique

Besoin en eau : quantité d'eau estimée nécessaire par unité de temps.

Conduite d'adduction : conduite qui relie les ressources, les usines de traitement, les réservoirs et/ou les zones de consommation, normalement sans branchements directs aux consommateurs.

Conduite de branchement : conduite qui fournit l'eau au consommateur depuis la conduite secondaire.

Conduite principale : conduite maîtresse assurant le transport de l'eau dans une zone à alimenter normalement sans branchements directs aux consommateurs.

Conduite secondaire : conduite qui relie une ou plusieurs conduites principales aux conduites de branchement.

Débit de pointe : l'expression générale du débit de pointe horaire est :

$$Q_{hp} = Q_{mj} * K_1 * K_2 / 24$$

Avec :

Q_{mj} : consommation moyenne journalière (volume annuel total/365 jours - m³/j)

Q_{jp} : consommation de pointe journalière (= $Q_{mj} * K_1 - m^3/j$)

Q_{hp} : consommation de pointe horaire (= $Q_{jp}/24 * K_2 - m^3/h$)

K_1 et K_2 sont des coefficients majorateurs permettant de définir le débit horaire de pointe à partir du débit moyen journalier.

Diamètre extérieur OD : diamètre extérieur moyen du tuyau dans une section quelconque. Pour les tuyaux à profils extérieur sur le fût, le diamètre extérieur est pris comme le diamètre maximal vu en coupe.

Diamètre intérieur ID : diamètre intérieur moyen du fût du tuyau dans une section quelconque.

Diamètre nominal DN : désignation numérique du diamètre d'un composant, laquelle est un nombre entier approximativement égal à la dimension réelle en millimètres.

Facteur de débit de pointe : rapport entre le débit de pointe et le débit moyen pendant la même période.

Mètre colonne d'eau mCE : mètre colonne d'eau, unité de mesure de pression. En pratique on considère une valeur arrondie : 1 bar = 10 mCE.

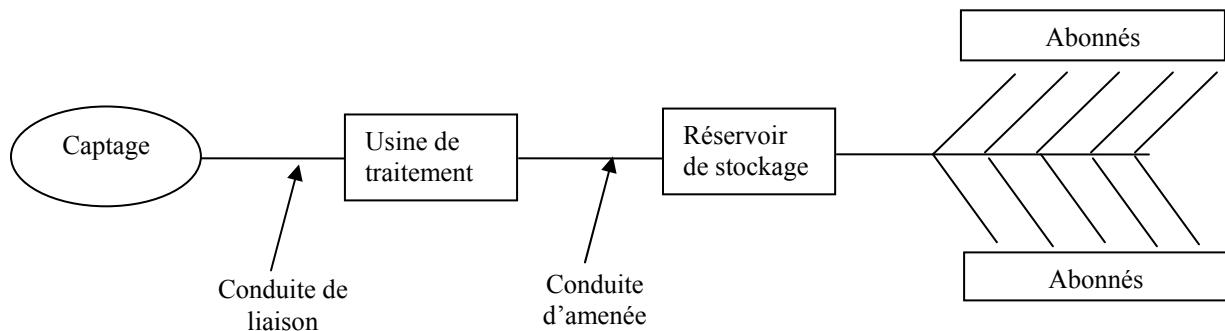
Pression de service SP : pression interne fournie au point de raccordement à l'installation du consommateur, à débit nul dans la conduite de branchement.

Pièce spéciale ; raccord : composant, autre qu'un tuyau, qui permet la dérivation, le changement de direction ou de diamètre. En outre, sont aussi définis comme tels, les bouts d'extrémités mâles ou femelles à brides ainsi que les manchons.

Pression nominale : la Pression Nominale (PN) est la pression qui sert souvent dans le dimensionnement d'une canalisation en PVC ou en PEHD. Cette valeur est exprimée en bar (pour l'élément de canalisation ou de robinetterie) comme étant la pression pour laquelle l'équipement est capable de supporter une pression sans défaillance et avec une sécurité convenable pendant un temps à une température donnée. Cette pression varie dans le temps et selon la température, il faut donc prendre beaucoup de précaution lorsque l'on utilise cette notion pour dimensionner un réseau. Lorsque des paramètres, connus ou mal connus, ajoutent leurs effets à ceux de la pression statique, la durée de vie de la canalisation risque de s'en trouver diminuée par rapport aux conditions de référence normalisées.

Réseau de distribution d'eau : partie du réseau d'alimentation en eau, comprenant les conduites, les réservoirs de réseau, les stations de pompage et les autres équipements, par laquelle l'eau est fournie aux consommateurs. Elle commence à la sortie du système de traitement de l'eau (ou à la prise d'eau s'il n'y a pas de traitement) et se termine au point de raccordement aux installations des consommateurs.

En général l'alimentation en eau potable d'une agglomération quelconque comporte les éléments suivants :



- ✚ Un champ captant
- ✚ Une conduite d'amenée ou d'adduction
- ✚ Une station de pompage
- ✚ Une conduite de refoulement (adduction)
- ✚ Un réservoir de stockage.
- ✚ Un réseau de distribution.

Le fonctionnement des éléments ci-dessus consiste à :

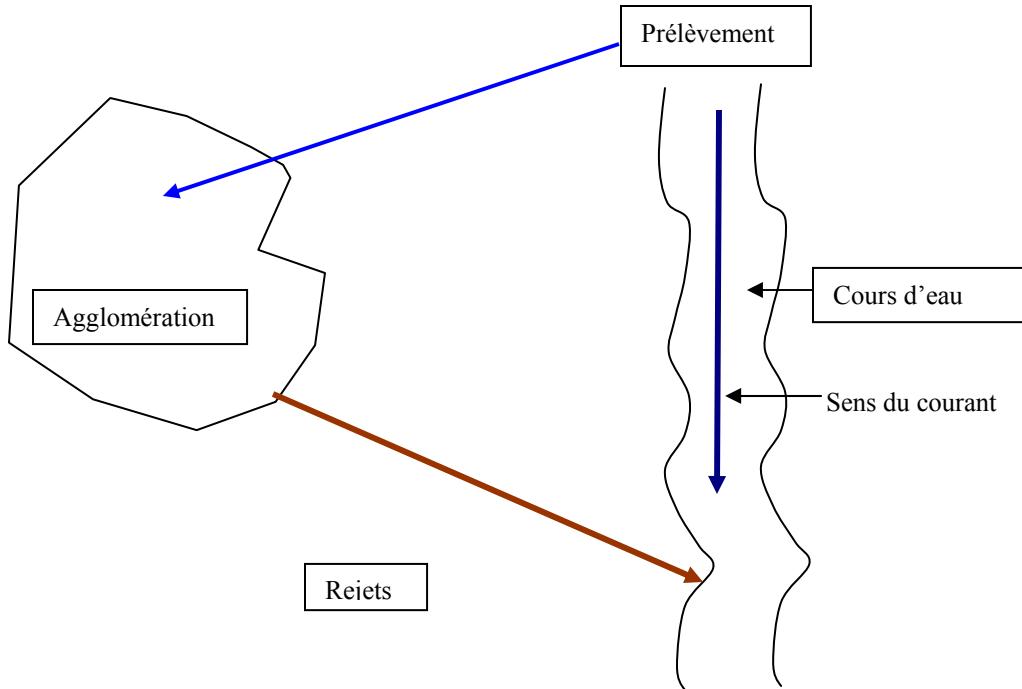
- ✚ Relever de l'eau en quantité disponible jusqu'à la côte de réservoir qui dominera le centre et assurera suffisamment de pression
- ✚ Stocker de l'eau en quantité nécessaire correspondant au volume équivalent d'une demi-journée de la consommation moyenne du centre, majorée par une réserve d'incendie égale à 120 m³
- ✚ Amener de l'eau jusqu'au point de départ de la conduite de distribution, et par la suite alimenter le tronçon du réseau projeté.

Captage ou prise : Il permet de recueillir l'eau naturelle, cette eau peut être d'origine superficielle ou bien souterraine.

a) Captage des eaux surfaciques :

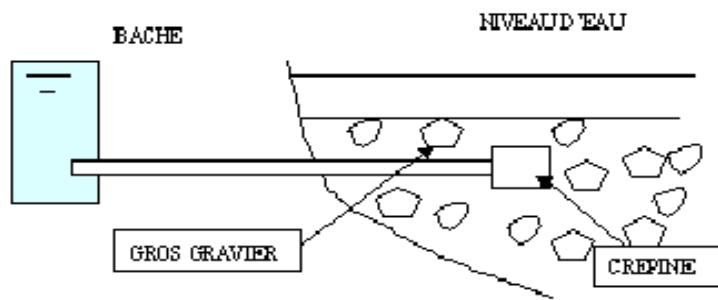
- Captage en rivière :

La prise doit être effectuée en amont des agglomérations pour éviter la prise des eaux polluées par les habitants.



- Prélèvement à l'amont de la ville :

La prise peut être effectuée dans le fond du lit de la rivière surtout lorsqu'on est en régime torrentiel (forte pente, grandes vitesses) et lorsque le transport solide ne contient pas de matériaux fins, qui risquent de colmater la crête.



Les travaux de réalisation de la prise consistent à draguer le fond de la rivière, puis à remplir les alentours de la crête de prise par des gros graviers.

On peut aussi procéder à la prise d'eau au milieu de la rivière et là on est obligé d'utiliser une échafaudage pour éviter la détérioration de la prise.

-*Captage à partir d'un barrage (ou lac) :*

On a recours à la prise à partir d'un barrage lorsque les débits captés deviennent importants.

La prise doit se faire à une profondeur où l'eau est de bonne qualité et à une température ne dépassant pas 15°C, car les eaux tièdes favorisent le développement des microbes.

b) Captage des eaux souterraines :

L'accès à la nappe peut s'effectuer comme suit :

- ⊕ Verticalement par des puits
- ⊕ Horizontalement par des drains
- ⊕ Par combinaison des 2 procédés en utilisant des puits à drains rayonnants.

- Puits & Drains horizontaux :

Le corps du puits est constitué de buses captantes perforées ou barbacanes dirigées du bas vers le haut à fin d'éviter les rentrées de sable dans le puits.

L'ouverture du puits doit permettre sa protection contre la pollution d'origine superficielle.

Lorsque la nappe est peu profonde et peu épaisse, on utilise les drains horizontaux, et lorsque la nappe est très profonde on a recours à des forages profonds.

- Captage des sources :

Il n'existe pas de modèle standard de captage des sources. Car chaque source possède ses caractéristiques propres. Néanmoins, le captage d'une source doit comporter les aménagements suivants :

- ⊕ Une chambre de captage permettant de collecter le filet d'eau. Elle doit être en maçonnerie dans le cas d'un captage sur terrains rocheux, et elle doit être constituée d'une cavité propre et isolée par un lit d'argile dans le cas d'un captage sur terrain meuble.
- ⊕ Un tuyau en PVC pour transporter l'eau de la chambre de captage vers l'installation de stockage de l'eau et de distribution.

Unité de charge (LU) : il s'agit d'un facteur prenant en compte le débit requis pour un appareil, la durée d'utilisation de cet appareil et sa fréquence d'utilisation. Une unité de charge (1LU) équivaut à un débit de puisage Q_A de 0.1 l/s.

Annexe 1 : Exemple de dimensionnement des canalisations pour les installations standards intérieures

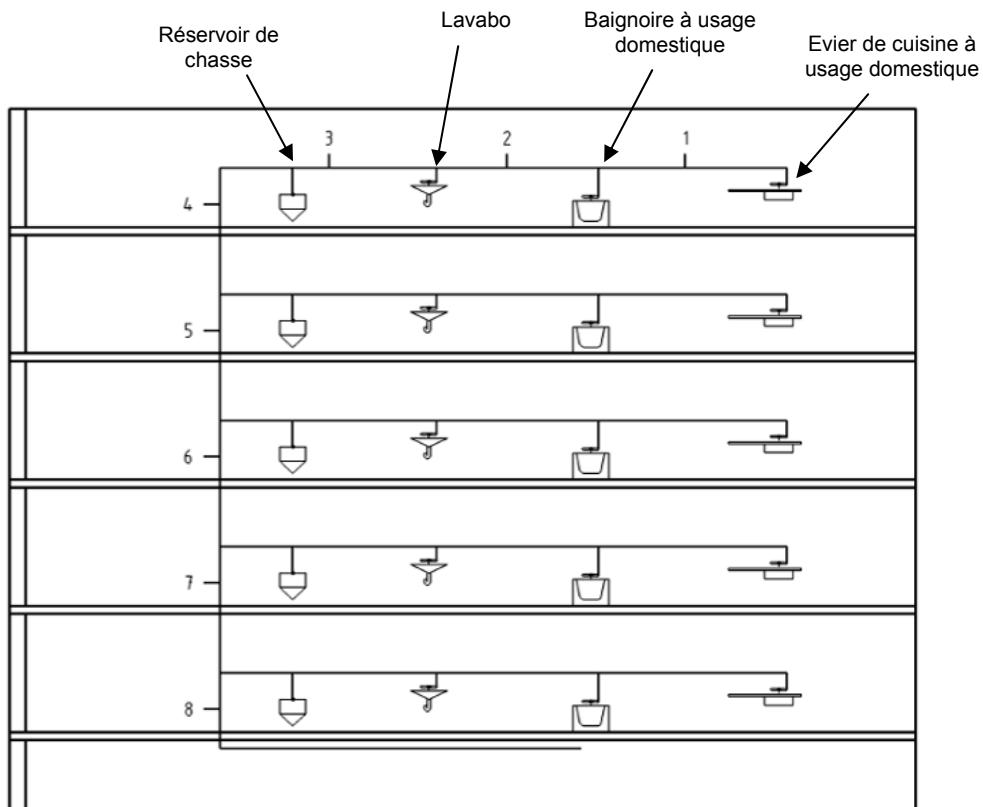


Figure 2 - Exemple pour une installation standard

Le graphique ci-dessous (Figure 3) montre une possibilité de détermination du débit de calcul QD à partir de ΣLU pour des installations standard. Une fois approuvés à l'échelon national, des graphiques de ce type (par exemple pour les divers types de bâtiments) peuvent être utilisés.

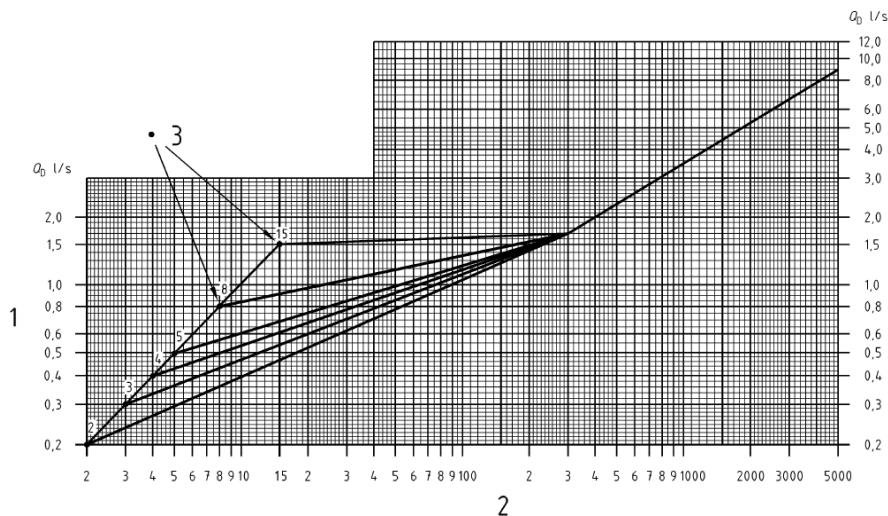


Figure 3 - Rapport entre le débit de calcul QD en l/s pour les installations standards et le débit total QT en LU

Légende :

- 1 Débit de calcul QD
- 2 Débit total QT en LU
- 3 Exemple d'une valeur isolée LU maximale

a. Appareil

Faire la somme des unités de charge en commençant par l'extrémité de la conduite. Pour chaque tronçon, le résultat permet de déterminer le diamètre de la conduite.

b. Tâches correspondant au schéma

La canalisation d'eau froide doit être dimensionnée du sous-sol aux points de puisage.

Le matériau de la canalisation est de l'acier galvanisé à chaud.

Dans chaque appartement, les points de puisage suivants seront installés :

-  une baignoire à usage domestique
-  un réservoir de chasse
-  un lavabo
-  un évier de cuisine à usage domestique.

Soit cinq appartements identiques.

c. Résultat

Lire les unités de charge dans le Tableau 7 :

-  une baignoire à usage domestique 4 LU
-  un réservoir de chasse 1 LU
-  un lavabo 1 LU
-  un évier de cuisine à usage domestique 2 LU.

- Tronçon 1

Raccordement de : un évier de cuisine à usage domestique = 2 LU

Le Tableau 8. indique pour 2 LU = DN 15

- Tronçon 2

Raccordement de : un évier de cuisine à usage domestique = 2 LU

Une baignoire à usage domestique = 4 LU

Total = 6 LU

Le Tableau 8 indique pour 6 LU = DN 15

- Tronçon 3

Raccordement de : un évier de cuisine à usage domestique = 2 LU

Une baignoire à usage domestique = 4 LU

Un lavabo = 1 LU

Total = 7 LU

Le Tableau 8 indique pour 7 LU = DN 20

- Tronçon 4

Raccordement de : un évier de cuisine à usage domestique = 2 LU

Une baignoire à usage domestique = 4 LU

Un lavabo = 1 LU

Un réservoir de chasse = 1 LU

Total par appartement = 8 LU

Le Tableau 8 indique pour 8 LU = DN 20

- Tronçon 5

Raccordement de : deux appartements = 16 LU

Le Tableau 8 indique pour 16 LU = DN 20

- Tronçon 6

Raccordement de : trois appartements = 24 LU

Le Tableau 8 indique pour 24 LU = DN 25

- Tronçon 7

Raccordement de : quatre appartements = 32 LU

Le Tableau 8 indique pour 32 LU = DN 25

- Tronçon 8

Raccordement de : cinq appartements = 40 LU

Le Tableau 8 indique pour 40 LU = DN 25