



**Université Internationale
de Casablanca**

LAUREATE INTERNATIONAL UNIVERSITIES

ECOLE D'INGENIERIE

**COURS D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE**

2^{ème} année ; Option : Génie Civil

PAR MOHAMED TAMMAL

SOMMAIRE

SOMMAIRE	2
CHAPITRE 1 : ORIGINE, CAPTAGE ET QUALITE DE L'EAU DE CONSOMMATION HUMAINE	4
1 LE CYCLE HYDROLOGIQUE DE L'EAU: (RAPPEL D'HYDROLOGIE)	4
1.1 Définition.....	4
1.2 Le bilan hydrologique	4
1.3 Le captage des ressources en eaux de surface pour l'alimentation en eau potable.....	5
1.4 Captage et exploitation des Eaux Souterraines	6
1.4.1 Exploitation des nappes phréatiques:.....	6
1.4.2 Exploitation des nappes profondes:.....	6
2 QUALITE DE L'EAU DE CONSOMMATION HUMAINE	7
CHAPITRE 2 : ADDUCTION EN EAU POTABLE.....	8
1 LES TYPES DES ADDUCTIONS:.....	8
1.1 Adduction gravitaire en charge	8
1.1.1 Perte de charge linéaire:	9
1.1.2 Perte de charge singulière:.....	10
1.2 Ligne piézométrique et ligne de charge	11
1.2.1 Ligne piézométrique.....	11
1.2.2 Ligne de charge	11
1.2.3 Caractéristiques hydrauliques d'une conduite en charge.....	11
1.3 Adduction par refoulement	12
1.3.1 Caractéristiques des pompes.....	12
1.4 Montage des pompes en série et en parallèle	15
1.4.1 Pompes en série:.....	15
1.4.2 Pompes en parallèles:	16
1.5 Point de fonctionnement d'une pompe	16
2 CHOIX DES DIAMETRES ET DIMENSIONNEMENT	18
2.1 Conduite de refoulement	18
2.2 Conduite d'adduction gravitaire	18
3 PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LES COUPS DE BELIER	19
3.1 Définition.....	19
3.2 Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	19
3.3 Protection des conduites contre le coup de bélier.....	21
CHAPITRE 3 : ELEMENTS PARTICULIERS DES RESEAUX D'ADDUCTION	22
1 TYPES DE TUYAUX	22
1.1 Tuyaux en acier.....	22
1.2 Tuyaux en béton armé.....	22
1.3 Tuyaux en béton précontraint.....	22
1.4 Tuyaux en fonte	22
1.5 Tuyaux en amiante-ciment.....	23
1.6 Tuyaux en matière plastique	23
2 POSE DES CONDUITES	24
3 LE TRACE DES CONDUITES	25
CHAPITRE 4 : DEBITS D' ADDUCTIONS ET DE DISTRIBUTION	27
1 DEBIT D'ADDUCTION :	27
1.1 Adduction gravitaire	27
1.2 Adduction par refoulement	27

2	DEBIT DE LA DISTRIBUTION ET BESOINS EN EAU	28
2.1	Estimation des besoins en eau.....	28
2.1.1	Besoins domestiques	28
2.1.2	Besoins publics.....	28
2.1.3	Besoins industriels.....	29
2.1.4	Autres besoins	29
2.2	Coefficients de pointe	30
2.2.1	Consommation totale moyenne	30
2.2.2	Pointe journalière	31
2.2.3	Pointe horaire	31
2.2.4	Les pertes d'eau et rendement du réseau.....	32
3	LE DEBIT DE CALCUL DES DIFFERENTS OUVRAGES DU RESEAU:.....	32
	CHAPITRE 5 : DISTRIBUTION DE L'EAU	34
1	LES RESERVOIRS DE DISTRIBUTION	34
1.1	Rôle des réservoirs	34
1.2	Emplacement géographique des réservoirs	35
1.3	Altitude des réservoirs	37
1.4	Volume des réservoirs.....	38
1.5	Formes et types de réservoirs.....	39
2	RESEAUX DE DISTRIBUTION.....	40
2.1	Structure des réseaux	40
2.1.1	Réseau ramifié.....	40
2.1.2	Réseau maillé	40
2.2	Hypothèses de calcul.....	41
2.2.1	Le Débit.....	41
2.2.2	Choix du diamètre	42
2.2.3	Pression	42
2.3	Vérification de la condition d'incendie.....	43

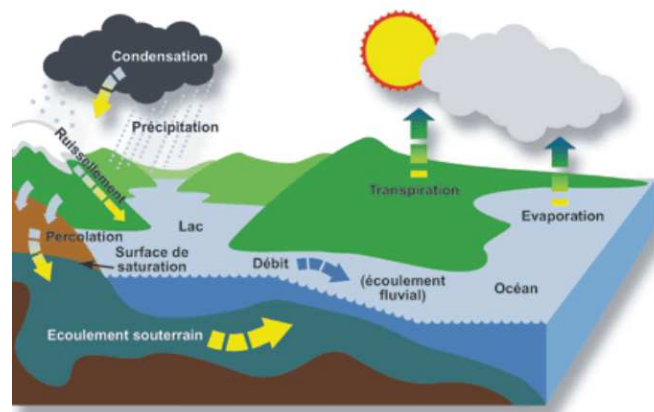
CHAPITRE 1 : ORIGINE, CAPTAGE ET QUALITE DE L'EAU DE CONSOMMATION HUMAINE

1 LE CYCLE HYDROLOGIQUE DE L'EAU: (RAPPEL D'HYDROLOGIE)

1.1 Définition

Le Cycle hydrologique de l'eau dans la nature peut être schématisé selon les phases suivantes :

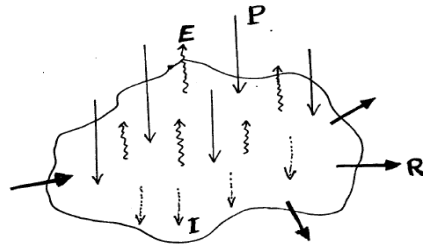
- L'évaporation, principalement à partir de la surface des océans (soit environ 75 % de la surface de la terre) génère la formation de nuages en montant en altitude. Ces nuages, qui sont poussés par le vent vers le continent, se condensent et donnent lieu à des précipitations (pluies, neiges ou grêle).
- Sur le continent, l'eau des précipitations peut s'évaporer de nouveau (évaporation directe ou évapotranspiration à travers la végétation, les animaux et l'être humain), ou ruisseler dans des cours d'eau (rivières ou oueds) pour rejoindre les océans par écoulement de surface, ou encore s'infiltrer dans le sol pour ensuite rejoindre aussi les océans par écoulement souterrain.



- L'eau s'évapore sous l'effet de la chaleur ;
- La vapeur d'eau forme les nuages ;
- Les nuages se condensent et retombent sous forme de pluie, de neige ou de grêle ;
- L'eau provenant des nuages s'évapore de nouveau et le cycle recommence.

1.2 Le bilan hydrologique

Au niveau d'un pays (ou d'une région), on parle plutôt de bilan hydrologique. Le bilan hydrologique de l'eau est tout simplement le bilan régional du cycle de l'eau. Ce bilan peut être schématisé comme suit :



Avec:

- P: total des Précipitations /an (mesuré par des pluviomètres)
- E: total des Evaporations /an (estimé par quelques formules)
- R: total des Ruissellements/an (mesuré par les stations hydrométriques)
- I: total des Infiltrations / an (non mesuré)

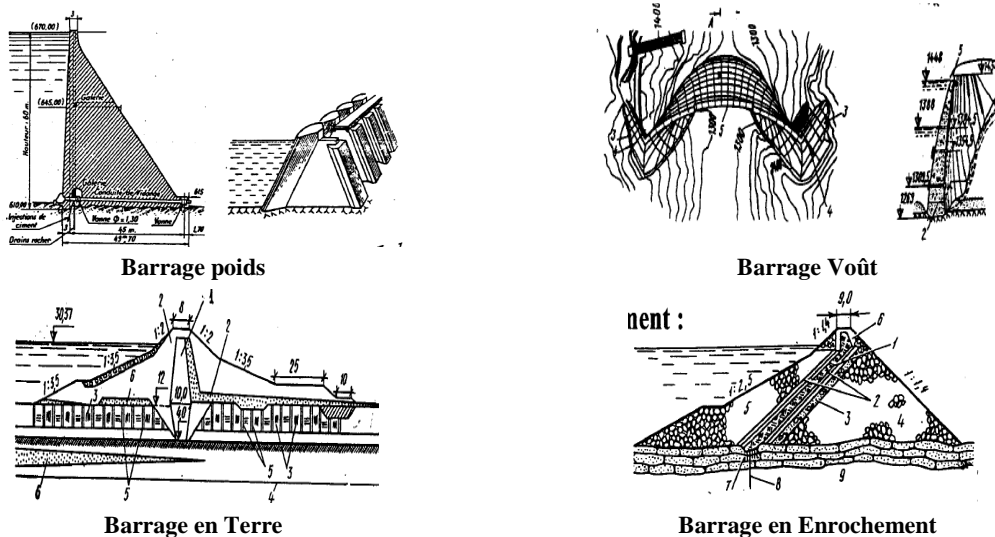
Ainsi, le bilan hydrologique s'écrit sous la forme suivante :

$$P = E + R + I$$

1.3 Le captage des ressources en eaux de surface pour l'alimentation en eau potable

Un barrage est un ouvrage (ou obstacle) qui permet de retenir l'eau dans le lit d'un oued en cas de crue et constituer (ou stocker) ainsi une réserve d'eau (c'est la retenue du barrage). Un barrage peut avoir un ou plusieurs objectifs : le stockage de l'eau, la protection contre les inondations, la production de l'énergie hydro-électrique ou l'alimentation de la nappe.

On distingue plusieurs types de barrages (voir schémas dans la page suivante) : barrage poids, barrage à contreforts multiples, barrage voûte, barrage à voûtes multiples, barrage en terre ou barrage en enrochement.



Les barrages souples (constitués d'une digue en terre ou en enrochement) sont actuellement les plus réalisés puisqu'ils sont les moins coûteux. Néanmoins, ces types de barrages où sont utilisés des matériaux locaux, nécessitent : un écran ou un noyau imperméable en argile (pour limiter les fuites), un évacuateur de crues (pour éviter le débordement du barrage au-dessus de la digue), un réseau de drainage des eaux à travers la digue et un traitement spécial de la fondation (pour limiter l'infiltration des eaux).

Une prise d'eau (accessible par une passerelle à partir du barrage ou non accessible, visible ou inondée dans la retenue) doit être prévue au milieu de la retenue pour le prélèvement d'eau. Cette prise d'eau doit être munie d'au moins deux ouvertures (une au niveau d'eau haut dans la retenue pour les prélèvements d'eau en hiver, et une au niveau bas pour les prélèvements en été), qui sont équipées par des vannes, et des conduites souterraines pour acheminer l'eau jusqu'à destination. Il faut aussi prévoir une chambre de manœuvre des vannes (manœuvre électro.-mécanique et manœuvre manuelle de sécurité) ainsi que des vannes de sécurité.

1.4 Captage et exploitation des Eaux Souterraines

Une nappe est une couche de terrain perméable qui est saturée d'eau. L'exploitation des eaux souterraines dépend principalement du type de nappe.

1.4.1 Exploitation des nappes phréatiques:

Les nappes phréatiques (ou nappes de surface), à cause de leurs présences très proches de la surface de la terre (une profondeur inférieure à 50 mètres), sont généralement caractérisées par une eau à la pression atmosphérique : l'eau est en contact avec l'atmosphère à travers les grains des couches supérieures perméables (généralement sableuses). L'exploitation de ces nappes se fait généralement à l'aide de puits: ouvrages de 3 à 5 mètres de diamètre et de profondeur allant jusqu'à 30 mètres.

1.4.2 Exploitation des nappes profondes:

Les nappes profondes (ou captives), à cause de leur grande profondeur (allant jusqu'à 2500 mètres), sont généralement caractérisées par une eau à une pression supérieure à la pression atmosphérique. Ainsi, l'eau de ces nappes peut éventuellement jaillir toute seule et atteindre le niveau du sol sans aucun pompage. L'exploitation de ces nappes se fait généralement à l'aide de forages tubés de faible diamètre: 9"5/8 et 13"3/8 (soit environ de 25 et 34 centimètres).

Les forages sont entièrement exécutés à partir de la surface par des foreuses : par percussion (battage) ou rotation, à sec ou avec injection de l'eau ou de la boue pour faciliter le forage.

2 QUALITE DE L'EAU DE CONSOMMATION HUMAINE

On comprend par "eaux d'alimentation humaine" toute eau destinée à la boisson quel que soit le mode de production et de sa distribution comprenant les eaux utilisées pour la préparation, le conditionnement ou la conservation des denrées alimentaires destinées au public.

L'eau d'alimentation humaine ne doit contenir en quantités dangereuses ni microorganismes, ni substances chimiques nocifs pour la santé ; en outre elle doit être aussi agréable à boire que les circonstances le permettent. Les eaux d'alimentation humaine doivent satisfaire aux exigences de qualité spécifiées dans le tableau ci après.

Au cas où des paramètres ne figurant pas dans la présente norme sont analysés, on se référera aux Directives de qualité pour l'eau de boisson de l'OMS

Les valeurs mesurées pour les paramètres physico-chimiques figurant dans le tableau suivant ne devraient pas être supérieures aux valeurs figurant dans la colonne "valeur maximale admissible " (VMA). Ces exigences s'imposent aussi bien à l'entrée du système de distribution que chez le consommateur.

PARAMETRES	EXPRESSION DES RESULTATS	VMA	COMMENTAIRES
Odeur	Seuil de perception à 25°C	3	
Saveur	Seuil de perception à 25°C	3	
Couleur réelle	Unité Pt mg/l	20	
Turbidité	Unité de turbidité néphélométrique (NTU)	5	Turbidité médiane ≤ 1 NTU et Turbidité de l'échantillon ≤ 5NTU.
Température	°C	Acceptable	
Potentiel hydrogène	Unités pH	6,5<pH<8,5	Pour que la désinfection de l'eau par le chlore soit efficace, le pH doit être de préférence<8
Conductivité	µS/cm à 20°C	2700	
Chlorures	Cl:mg/l	750	
Sulfates	SO4:mg/l	400	
Oxygène dissous	O ₂ :mg O ₂ /l	5 ≤O ₂ ≤8	
Aluminium	Al : mg/l	0,2	
Ammonium	NH ₄ : mg/l	0,5	
Oxydabilité au KMNO ₄	O ₂ : mg O ₂ /l	5	La valeur de 2 mg O ₂ /l doit être respectée au départ des installations de traitement
Hydrogène sulfuré		Non détectable organoleptiquement	
Fer	Fe:mg/l	0,3	
Zinc	Zn: mg/l	3	

CHAPITRE 2 : ADDUCTION EN EAU POTABLE

1 LES TYPES DES ADDUCTIONS:

L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution. On distingue généralement deux types d'adduction:

- Adduction gravitaire (écoulement à surface libre ou en charge) : quand la côte source est supérieure à la cote du réservoir.
- Adduction par refoulement (écoulement en charge seulement) par pompage en utilisant une station de pompage.

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée ou en charge :

- Avec des aqueducs (ou des canaux à ciel ouvert), l'écoulement est à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, il est généralement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir transiter le débit voulu :
 - faible pente et sensiblement constante
 - les aqueducs ne doivent pas se mettre en charge
 - longueurs des aqueducs généralement grandes
 - faible vitesse donc grande section transversale
 - systèmes particuliers selon topographie naturelle: sur arcades, en siphon, en tunnel,
 - des pertes possibles d'eau: évaporation, infiltration possible
 - qualité des eaux: possibilité de drainage de la pollution
- Avec des conduites en charge, l'écoulement est à section pleine, c'est-à-dire sous pression. Ce mode d'adduction a les avantages suivants :
 - permet d'avoir des vitesses plus grandes que dans le cas des aqueducs
 - l'eau est isolée du milieu extérieur: moins de pertes et pas de risque de pollution
 - pas de contraintes en ce qui concerne la pente de la conduite
 - Il est évident que, dans ces conduites en charge, la perte de charge est plus importante que dans les aqueducs.

1.1 Adduction gravitaire en charge

Rappels et quelques applications aux réseaux d'adduction d'eau d'eau.

Charge hydraulique: Rappelons que la charge hydraulique (en m) dans une section quelconque d'une conduite est définie par:

$$H = \alpha \frac{U^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + z$$

Où :

- U est la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (= débit / section), en m/s
- P est la pression moyenne dans la conduite, en Pa
- g est l'accélération de la pesanteur (= 9,81 m/s²)
- z est la cote moyenne de la conduite, en m
- ρ est la masse volumique de l'eau (≈1000 Kg/m³)
- α est un coefficient dû à la non homogénéité des vitesses dans la section (≈1,05), nous le prendrons, dans la suite, égal à 1.

Soit H₁ la charge hydraulique dans la section S₁ et H₂ dans la section S₂, le théorème de Bernoulli, pour un fluide réel, permet d'écrire :

$$H_1 = H_2 + J$$

Où J (noté aussi ΔH) représente **la perte de charge totale** entre la section S₁ et S₂. Ces pertes de charge sont en réalité de deux types :

- perte de charge linéaire (ou répartie sur toute la longueur de la conduite): due aux frottements visqueux, turbulents et contre les parois des canalisations.
- perte de charge singulière (ou locale): due aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation.

1.1.1 Perte de charge linéaire:

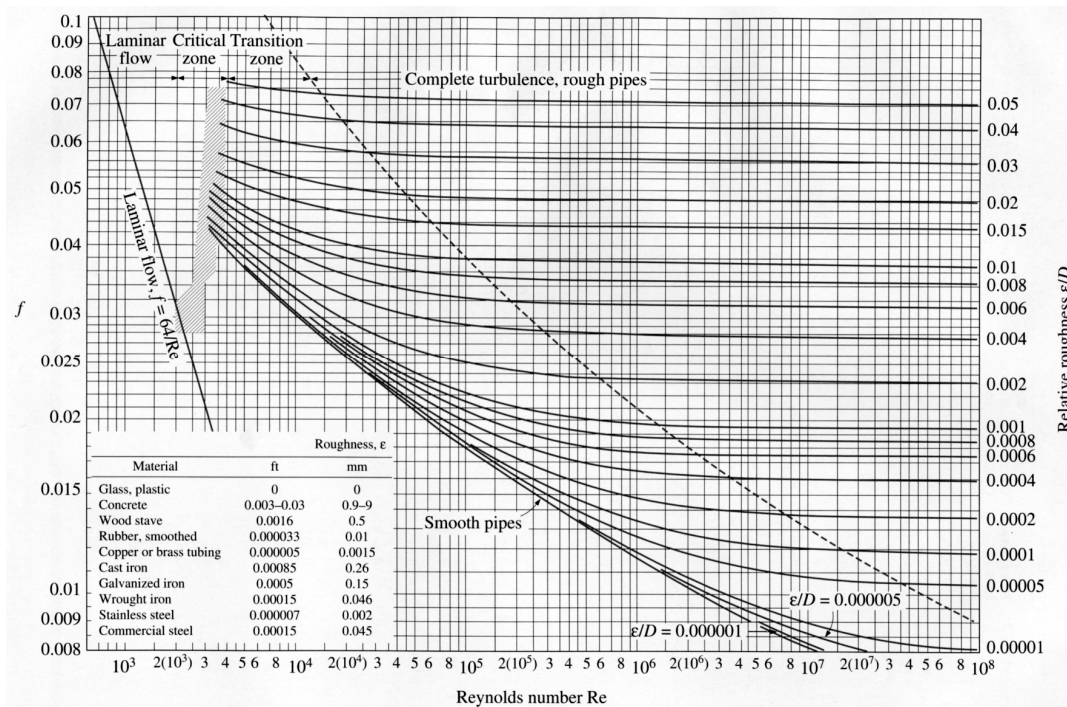
On définit la perte de **charge linéaire** J (en m) par l'expression universelle suivante (formule dite de Darcy-Weisbach) :

$$J = \lambda \frac{L}{D} \frac{U^2}{2g} \quad \text{Soit une perte de charge par mètre de longueur de la conduite :} \quad j = \frac{\lambda}{D} \frac{U^2}{2g}$$

- L est la longueur totale de la conduite (en m);
- λ est le coefficient de perte de charge. Ce coefficient est donné en fonction du nombre de Reynolds (Re = U D / ν) et de la rugosité relative ks/D,
- ks étant la rugosité de la conduite
- ν est la viscosité cinématique de l'eau (pour l'eau, ν = 10⁻⁶ m²/s).

Sans citer toutes les expressions de $\lambda = f(\text{Re et/ou } k_s/D)$ proposées (Poiseuille en laminaire, « Prandtl » en turbulent lisse et « Nikuradse » en turbulent rugueux, ...) et représentées par le diagramme logarithmique de Moody (voir diagramme ci après), on se limite de rappeler seulement la formule générale de Colebrook :

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



1.1.2 Perte de charge singulière:

Les singularités rencontrées sur les canalisations sont généralement des changements de la section de la conduite (élargissements, rétrécissements, diaphragmes, ...) ou des changements de la direction de l'écoulement (coudes, dérivations, robinets, vannes,...). Ces singularités se comportent comme des "ouvrages courts" et provoquent des pertes de charges locales.

La perte de chargée locale (notée ΔH) provoquée par ces singularités peut généralement se mettre sous la forme :

$$\Delta H = K \frac{U^2}{2g}$$

Où K est un coefficient qui dépend de la forme et des dimensions de la singularité. Signalons aussi que, dans les réseaux industriels, les pertes de charges singulières sont généralement négligeables devant les pertes de charges linéaires, compte tenu de la longueur importante de ces canalisations.

1.2 Ligne piézométrique et ligne de charge

La charge hydraulique peut être répartie en deux différentes grandeurs: $H = H^* + H_d$ avec :

$$H^* = \frac{P}{\rho g} + z \quad \text{et} \quad H_d = \frac{U^2}{2g}$$

Où H^* est la "charge statique" et H_d est appelée "charge dynamique".

1.2.1 Ligne piézométrique

La courbe représentant, sur la verticale, la ligne des niveaux de la charge statique $H(x)$ en fonction de x (le long d'une conduite ou d'une canalisation, suivant le sens de l'écoulement), est appelée la ligne piézométrique.

1.2.2 Ligne de charge

La courbe représentant la ligne des niveaux de la charge totale H le long d'une conduite, suivant le sens de l'écoulement, est appelée la ligne de charge (ou d'énergie).

La ligne de charge est déduite de la ligne piézométrique par une translation vers le haut égale en chaque point à la valeur locale de $(U^2/2g)$. La perte de charge J (ou ΔH) entre deux points est alors la différence des cotes de la ligne de charge en ces deux points. La perte de charge fait que la ligne de charge soit toujours descendante.

En pratique, pour les conduites réelles d'adductions, nous pouvons confondre les deux lignes (de charge et piézométrique) puisque le terme de vitesse $(U^2/2g)$ reste généralement faible par rapport à la charge statique.

1.2.3 Caractéristiques hydrauliques d'une conduite en charge

La plupart des écoulements industriels se situent, en pratique, en régime turbulent rugueux, où l'expression du coefficient de perte de charge λ devient indépendante du nombre de Reynolds (formule de Nikuradse) : $\lambda = f(k_s/D)$. L'expression de la perte de charge linéaire J devient alors, pour les conduites circulaires et en introduisant le débit Q :

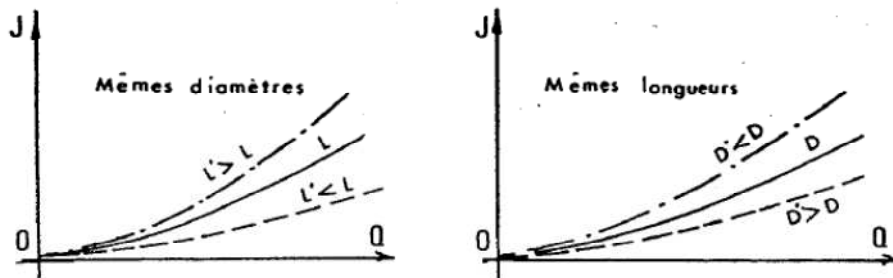
$$J = \frac{8 \lambda L}{\pi^2 g D^5} Q^2$$

soit sous la forme :

$$J = R \cdot Q^2$$

Où $R = f(L, k_s, D)$ ne dépend donc que des caractéristiques de la canalisation est appelé la résistance de la conduite.

La courbe J en fonction de Q^2 fournie donc la caractéristique de cette conduite:



1.3 Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de distribution. Les eaux de captage (ou traitées) sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.

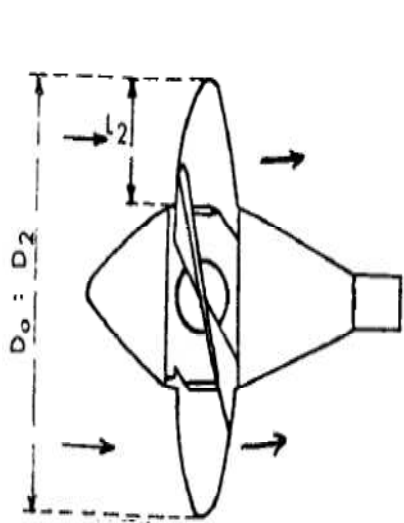
1.3.1 Caractéristiques des pompes

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage (ou usine élévatoire). Une station de pompage comporte principalement :

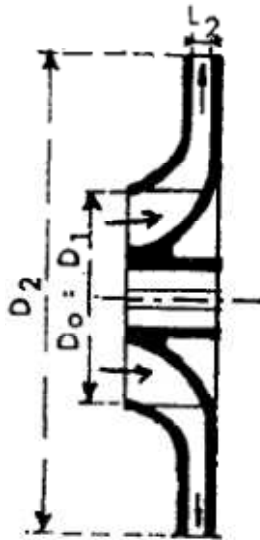
- la salle d'arrivée d'eau (ou bêche d'aspiration) ;
- la salle des commandes ;
- la salle des machines, comportant généralement plusieurs groupes élévatoires.

Chaque groupe élévatoire est constitué d'un moteur et d'une pompe. Le moteur, nécessaire à l'entraînement de la pompe, est généralement électrique et rarement thermique (ou diesel). En ce qui concerne les pompes, on distingue plusieurs types selon la forme de l'énergie donnée à l'eau:

- énergie sous forme potentielle: vis d'Archimède (utilisé dans les réseaux d'assainissement et dans les stations d'épuration),
- énergie sous forme de pression: pompes volumétriques ou à piston (faibles débits)
- énergie sous forme de vitesse: pompes axiales et centrifuges (appelées aussi turbopompes). Ces turbopompes sont actuellement les plus utilisées.



Forme de roue de pompes Axiale



Centrifuge



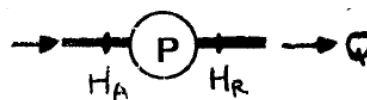
Vis d'Archimède

Les caractéristiques hydrauliques d'une pompe sont :

- le débit Q ,
- la hauteur de refoulement H (HMT),
- la puissance absorbée P_a ,
- le rendement η et, éventuellement,
- la capacité d'aspiration NPSH (Net Positive Suction Head).

La hauteur de refoulement H (ou HMT : Hauteur Manométrique Totale) est la charge (en mètres de colonne d'eau) donnée à l'eau par la pompe:

$$H = H_R - H_A$$



H_A étant la charge hydraulique à l'entrée de la pompe et H_R est la charge hydraulique à la sortie de la pompe.

La puissance P_a absorbée par la pompe (en Joules/s ou en Watts) est égale au travail effectué par la pompe, pendant l'unité de temps, pour élever le débit d'eau Q (en m³/s) à une hauteur de refoulement H (en m).

Le rendement de la pompe η (sans parler de celui du moteur) est égal au rapport de la puissance fournie P_f sur la puissance absorbée P_a . Le rendement η est toujours inférieur à 1, comme dans tout système de transformation d'énergie.

$$\eta = \frac{P_f}{P_a} \quad \text{avec} \quad P_f = \rho g Q H, \quad \text{ce qui donne : } P_a = \rho g Q H / \eta$$

Où :

- g est l'accélération de la pesanteur ($= 9,81 \text{ m/s}^2$)
- ρ est la masse volumique de l'eau ($\approx 1000 \text{ Kg/m}^3$)

NB : La puissance peut être donnée en Chevaux, sachant que :

$$1 \text{ Cheval} = 731 \text{ W} = 0,731 \text{ kW} \text{ et } 1 \text{ kW} = 1,36 \text{ Chevaux.}$$

La capacité d'aspiration NPSH disponible est la charge absolue à l'aspiration (en m):

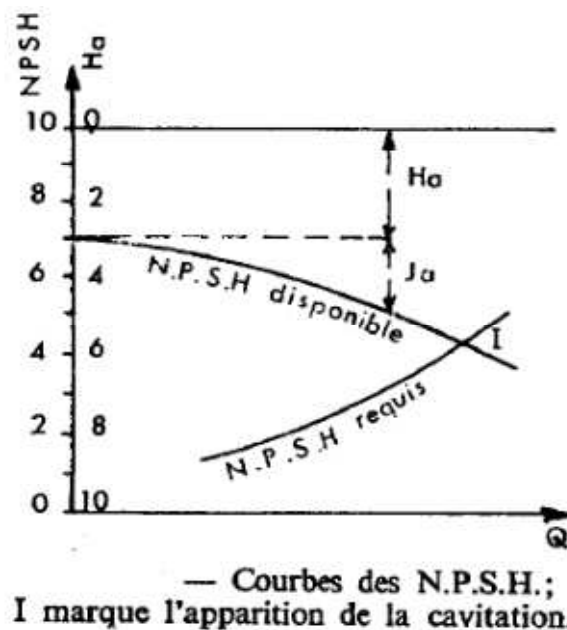
$$\text{NPSH} = H_A = P_{\text{atm}} - H_{\text{ga}} - J_a$$

Où

- P_{atm} est la pression atmosphérique (10 m),
- H_{ga} est la hauteur géométrique d'aspiration et
- J_a est la perte de charge dans la conduite d'aspiration.

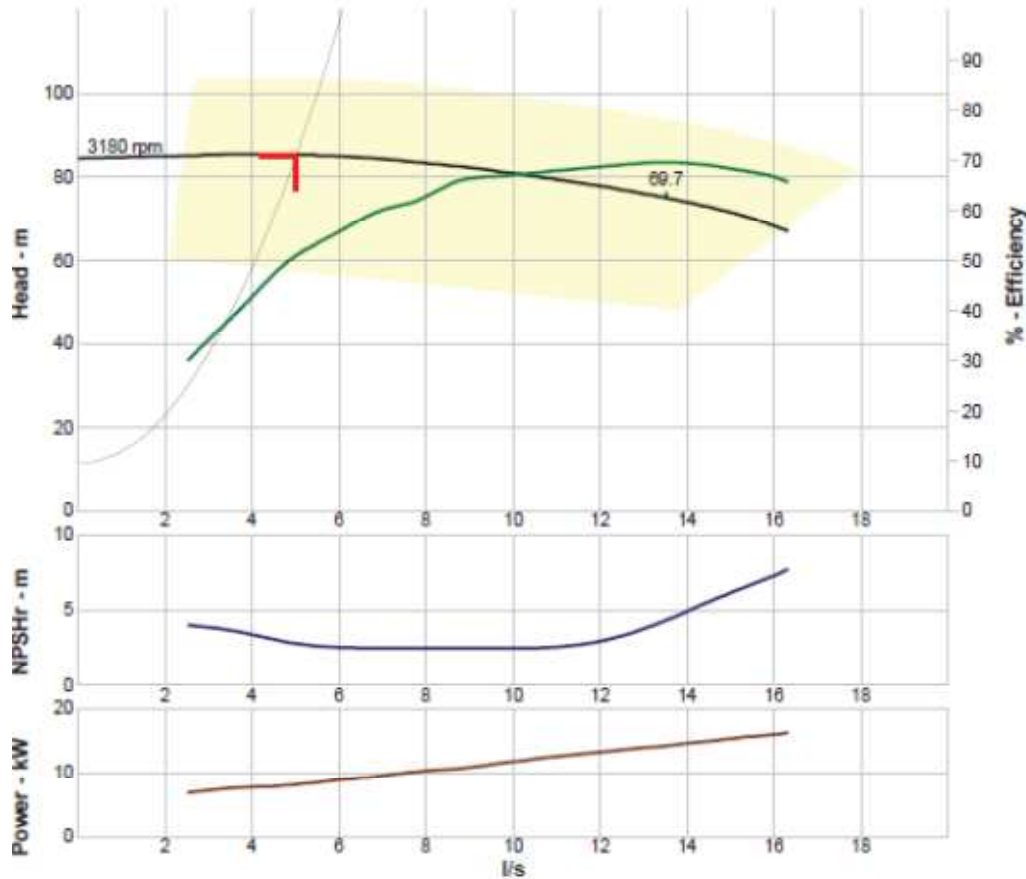
On définit aussi, en fonction du débit, la condition d'apparition de la cavitation, par la mise en vitesse dans la pompe, par NPSH requis. Pour éviter que la cavitation apparaisse, il faut que l'on ait :

NPSH disponible > NPSH requis



Ces caractéristiques d'une pompe sont généralement présentées sous forme de courbes en fonction du débit Q : $H = f(Q)$; $P = f(Q)$; $\eta = f(Q)$ et, éventuellement, $NPSH = f(Q)$.

Exemple de courbes caractéristiques d'une pompe:



En cas de besoin, dans un réseau d'adduction, nous pouvons utiliser des pompes en série (pour augmenter la hauteur de refoulement) ou des pompes en parallèle (pour augmenter le débit).

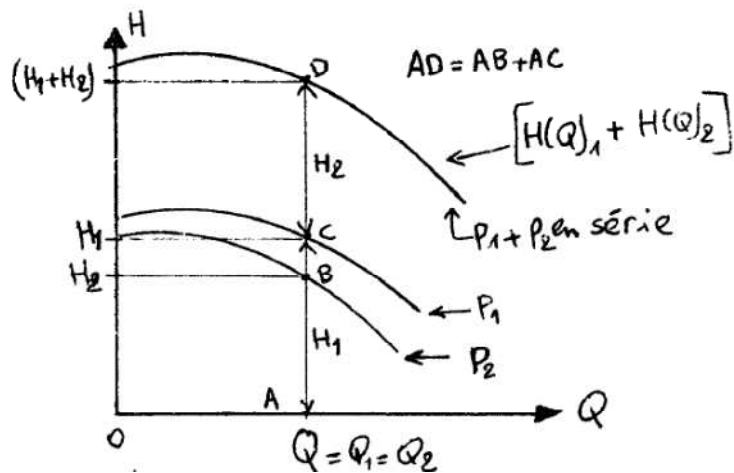
1.4 Montage des pompes en série et en parallèle

1.4.1 Pompes en série:

Des pompes en série sont traversées par le même débit. La hauteur de refoulement totale étant la somme des hauteurs de refoulement :

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots$$

$$H_{\text{tot}} = H_1 + H_2 + H_3 + \dots$$

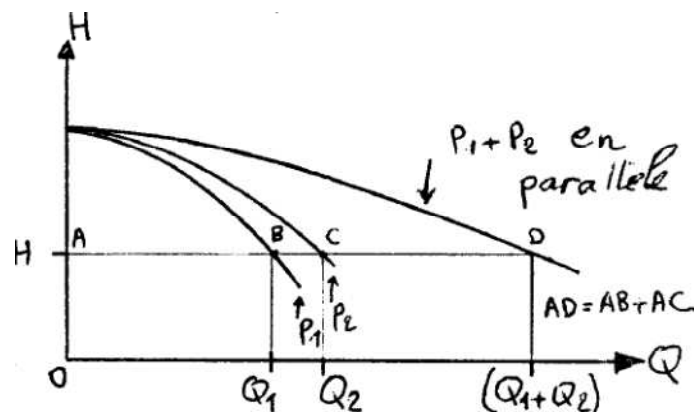


1.4.2 Pompes en parallèles:

Des pompes en parallèle fournissent la même hauteur de refoulement. Le débit total donné par toutes les pompes est la somme des débits :

$$H_1 = H_2 = H_3 = \dots$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots$$



1.5 Point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe refoulant dans une conduite est donné par le point d'intersection de la caractéristique hydraulique de la pompe et celle du réseau.

- La caractéristique de la pompe étant la hauteur de refoulement:

$$H = H(Q)$$

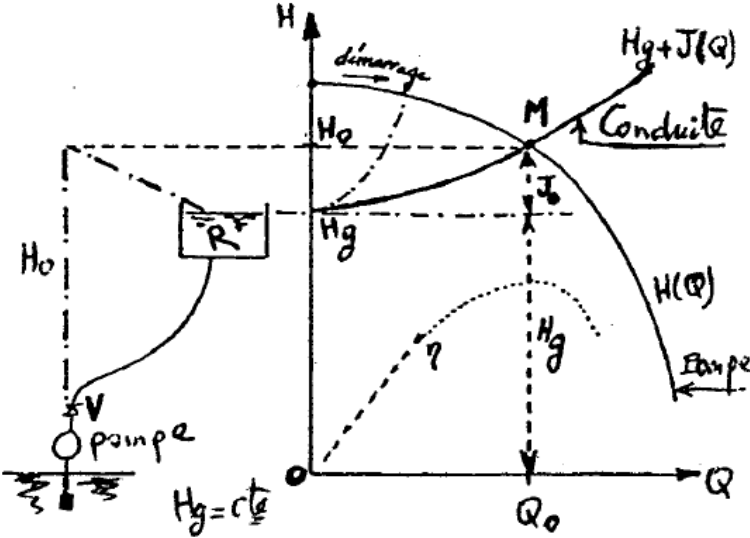
- La caractéristique du réseau étant :

$$H_g + J(Q)$$

où H_g est la hauteur géométrique (la différence des niveaux de refoulement et d'aspiration) et $J(Q)$ est la perte de charge totale dans la conduite de refoulement et la conduite d'aspiration.

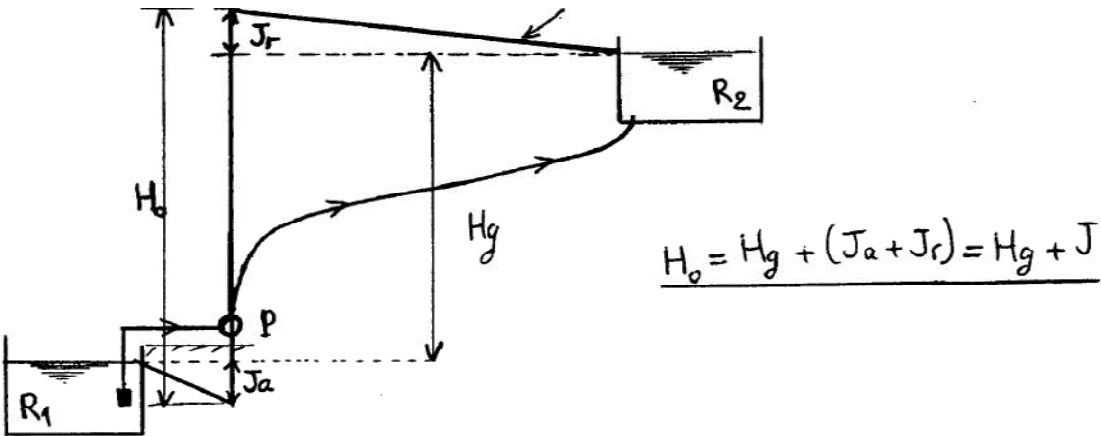
Le point de fonctionnement, M, est alors défini par :

$$H_0(Q_0) = H_g + J(Q_0)$$



Notons que la pompe doit répondre à un besoin donné : Q_b et H_b . La pompe choisie doit alors donner un point de fonctionnement M défini par (Q_0 et H_0) très proches de (Q_b et H_b) et surtout correspondant à un rendement optimal (de préférence $0,7 < \eta < 0,9$) ou au rendement maximum (η_{max}) de la pompe.

Profil piézométrique du refoulement:



2 CHOIX DES DIAMETRES ET DIMENSIONNEMENT

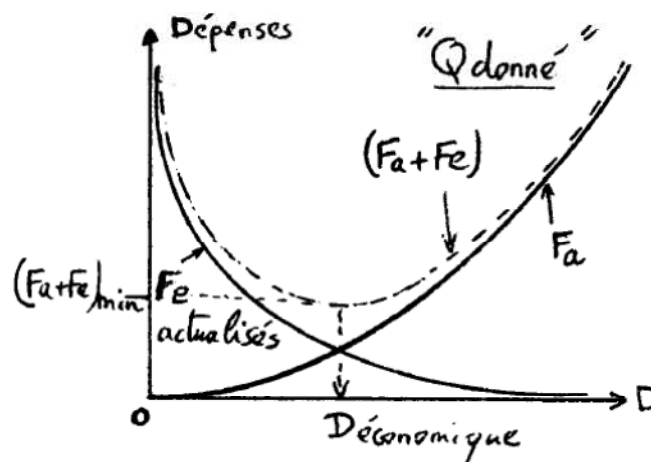
2.1 Conduite de refoulement

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. Pour élever un débit Q à une hauteur H_g donnée on peut, a priori, utiliser une conduite de diamètre quelconque, il suffit de faire varier la puissance de la station de pompage. En effet, plus le diamètre est petit, plus la perte de charge J sera grande, plus la puissance fournie par la pompe est grande. Il existe donc un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances contradictoires suivantes :

- les frais d'achat et de pose de la conduite F_a qui augmentent quand le diamètre de la conduite augmente: **$F_a \nearrow$ quand $D \searrow$**
- les frais de fonctionnement de la station de pompage F_e qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution de la perte de charge: **$F_e \searrow$ quand $D \nearrow$**

Si on adopte donc un grand D , F_a est grand et F_e est faible. Au contraire, si on adopte un petit D , F_a est plus faible mais F_e est plus grand.

Le diamètre **le plus économique** (ou optimal) est alors donné par les dépenses totales minimales ($F_a + F_e$ actualisé).



2.2 Conduite d'adduction gravitaire

En ce qui concerne les conduites d'adduction gravitaire, le diamètre doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau à l'amont et celui de l'aval) et du débit d'eau demandé. Il faut quand même vérifier que la vitesse moyenne U de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire comprise entre 0,50 m/s et 1,50 m/s.

En effet, une vitesse inférieure à 0,50 m/s favorise les dépôts dans la conduite, parfois difficiles à évacuer, et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part, les grandes vitesses

risquent de créer des difficultés d'exploitation: le coup de bélier croît, cavitation et bruits possibles, plus de risques de fuites,...

3 PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LES COUPS DE BELIER

3.1 Définition

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de la pression (entre surpressions et dépressions) dont les causes sont les suivantes :

- la fermeture instantanée d'une vanne située au bout d'une conduite d'adduction ;
- l'arrêt brutal d'une pompe alimentant une conduite de refoulement.

Le coup de bélier peut atteindre plusieurs fois la pression de service de la conduite et il est susceptible d'entraîner la rupture du tuyau. Il faut alors limiter ses effets, pour des soucis d'économie et de sécurité dans l'alimentation en eau.

Une onde prend alors naissance dans la conduite, se propageant avec la célérité du son "a", dont la valeur dépend de la compressibilité de l'eau et de l'élasticité du tuyau.

Allievi donne, pour la vitesse a de l'onde, la valeur suivante (en m/s):

$$a = \frac{9\,900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}}$$

Où

D : le diamètre de la conduite (en m)

e : l'épaisseur du tuyau (en m)

K = 1 (fonte); 0,5 (acier); 4,4 (amiante-ciment); 5 (plomb, béton);

= 0,5 pour le béton armé avec une épaisseur équivalente en acier: $e = e_a + e_{b/m}$

(e_a : épaisseur de l'acier, e_b : épaisseur du béton et m : coefficient d'équivalence ≈ 10).

3.2 Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Prenons le cas d'une pompe, refoulant un débit donné dans une conduite de longueur L, qui se trouve brusquement arrêtée. Quatre phases peuvent alors être envisagées:

1re phase : Par suite de son inertie, la colonne d'eau va poursuivre son chemin ascendant, mais, n'étant plus alimentée, il va en résulter une dépression (l'eau se déprime). Chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend alors naissance au départ de la pompe -et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse a, donnée

par la formule précitée. Pour atteindre le réservoir, l'onde met un temps égal à " L/a " au bout duquel la conduite est en dépression sur toute sa longueur et l'eau est immobile.

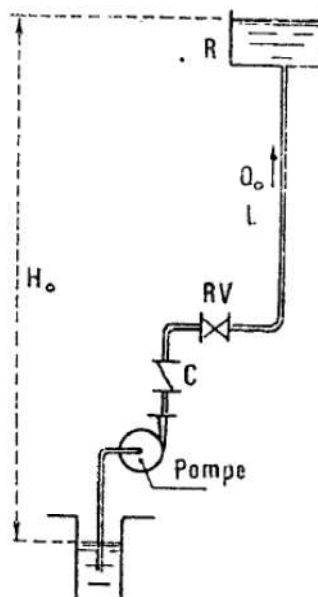
2^{ème} phase : Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche en partant du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et, au bout d'un nouveau temps L/a (soit $2.L/a$ à partir du début du phénomène), toute l'eau est descendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe.

3^{ème} phase : A cause de cet arrêt, l'eau en contact avec le clapet se trouve comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches d'eau vont subir le même sort, et l'onde dépression gagne toute la canalisation, jusqu'au réservoir, de proche en proche. Au bout d'un nouveau temps L/a (soit $3.L/a$ à partir du début du phénomène) toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée et immobile.

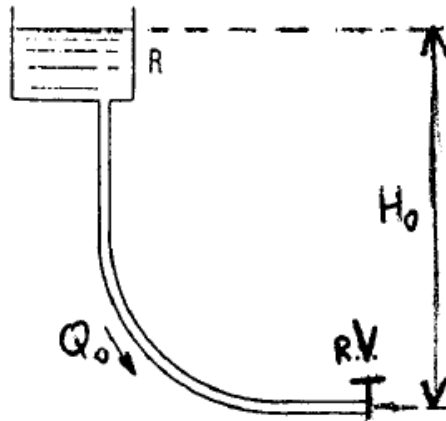
4^{ème} phase : Grâce à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps L/a (soit $4.L/a$ à partir du début du phénomène) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc de " $T = 4.L/a$ ". Le phénomène est amorti par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression, puis par une surpression.



L'analyse du phénomène, dans le cas d'une fermeture rapide d'une vanne située à l'extrémité d'une conduite d'adduction en provenance d'un réservoir est exactement le même sauf qu'il commence par une surpression puis une dépression (phases 3^{ème}, 4^{ème} ensuite 1^{ère} et 2^{ème}).



3.3 Protection des conduites contre le coup de bélier

Pour le cas d'une conduite d'adduction, le meilleur moyen de protection contre les coups de bélier est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manœuvré lentement. Toutefois, pour les grandes conduites, on peut aussi utiliser un anti-bélier, pour plus de sécurité.

Le cas d'une conduite de refoulement est plus grave, puisque l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement (coupure ou disjonction du courant alimentant le moteur).

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier. On cherche alors à les limiter à une valeur compatible avec la résistance de la conduite : limitation de la surpression et/ou de la dépression. On utilise pour cela un appareil appelé un ti-bélier.

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

- les volants d'inertie, pour la limitation des dépressions;
- les soupapes de décharge, pour la limitation des surpressions;
- les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, pour la limitation, à la fois, des surpressions et des dépressions.

CHAPITRE 3 : ELEMENTS PARTICULIERS DES RESEAUX D'ADDUCTION

1 TYPES DE TUYAUX

Les tuyaux les plus couramment utilisés pour l'adduction sont en acier, en béton armé et en béton précontraint. En ce qui concerne les conduites de distribution, on utilise généralement des tuyaux en fonte, en amiante-ciment et en matière plastique.

Les tuyaux en plomb, en cuivre et en plastique sont utilisés en branchements et dans les installations intérieures sanitaires.

1.1 Tuyaux en acier

C'est de l'acier doux, soudable (possibilité de soudure des raccordements et bifurcations). Les tuyaux peuvent être obtenus soit par laminage soit par soudage (demi-cylindres ou tôle en hélice). L'acier nécessite un revêtement intérieur (à base de bitume ou de ciment) et un revêtement extérieur (par la soie de verre noyée dans un bitume de houille: anti-corrosion).

Les tubes sont fournis en longueurs de 6 à 16 m. Les diamètres disponibles sont de 0,150 m à 1,00 m avec des épaisseurs de 3 à 9 mm. La pression de service varie de 40 à 60 bars.

1.2 Tuyaux en béton armé

Ces tuyaux sont fabriqués par centrifugation ou coulés debout (seulement pour les grands diamètres). Les longueurs de tuyaux varient de 4 à 6 m. Les diamètres disponibles sont de 0,300 m à 1,00 m. La pression de service varie de 1,5 à 2 bars.

1.3 Tuyaux en béton précontraint

Ces tuyaux sont, en général, précontraints dans deux sens : une précontrainte longitudinale et une précontrainte dans le sens des spires. Les longueurs de tuyaux varient de 3 à 6 m, selon les diamètres. Le plus petit diamètre de ces tuyaux est 0,400 m et le plus grand pouvant atteindre 3,00 m. La pression de service pouvant atteindre 20 bars.

1.4 Tuyaux en fonte

La fonte grise est le matériau le mieux adapté à l'établissement des conduites enterrées, par sa longévité. Les tuyaux en fonte sont très robustes, résistants à la corrosion mais fragiles. Ensuite, la fonte ductile a été découverte (nouveau procédé de fabrication avec addition au moment de la coulée d'une très faible quantité de Magnésium), qui n'est plus fragile. Ce métal a des résistances analogues au tuyau acier. Ces tuyaux nécessitent aussi un revêtement intérieur (à base de bitume ou de ciment) et un revêtement extérieur (par la soie de verre noyée dans un bitume de houille: anti-corrosion).

La longueur utile des tuyaux est de 6 m. Tous les diamètres sont disponibles, de 0,060 m jusqu'à 1,250 m. La pression de service varie de 40 à 60 bars. Ces tuyaux ont une rugosité (ks) de 0,1 mm.

1.5 Tuyaux en amiante-ciment

Dans ce type de tuyaux, les fibres d'amiante remplissent le rôle d'armatures d'une manière analogue aux armatures en acier d'un tuyau en béton armé. Toutefois, ces tuyaux, quoique très résistants, restent fragiles. Ces tuyaux sont fabriqués par enroulement continu, avec compression, de couches successives très minces (0,2 mm) composées d'un mélange d'amiante en fibres et de ciment autour d'un mandrin d'acier. La longueur utile des tuyaux en amiante-ciment varie de 4 à 5 m. Les diamètres disponibles sont de 0,040 m à 0,800 m. La pression de service varie de 5 à 25 bars suivant la classe de résistance (4 classes sont fournies: 0+5; 5+8 ; 8+12 et 12+25 bars). Ces tuyaux ont aussi une rugosité (ks) inférieure à 0,1 mm.

1.6 Tuyaux en matière plastique

On distingue les tuyaux rigides et les tuyaux semi-rigides.

- Les tuyaux rigides sont en " polychlorure de vinyle non plastifié " (ou PVC). Ils sont fabriqués par longueurs de 5 à 6 m et en 3 classes de pression: 6; 10 et 16 bars.
- Les tuyaux semi-rigides sont en polyéthylène et se présentent sous forme de couronnes de 25,50 et 100 m de longueur. Ces tuyaux sont de plus en plus utilisés: très souples, très légers, faciles à poser, de faible rugosité. On n'en fabrique que les petits diamètres, le diamètre intérieur maximal étant de 0,375 m.

Dans le tableau 3.1 (page suivante), nous présentons les avantages et les inconvénients des différents types des tuyaux utilisés couramment dans les alimentations en eau potable (d'après FreseDius, 1980).

Matériau	Avantages	Inconvénients	Valeur du k coef. de rugosité
Fonte ductile	certaine résistance à la corrosion, bonne sûreté contre les ruptures, capacité de dilatation, technique de pose économique, sans problèmes.	plus sensible que la fonte grise aux courants vagabonds et les sols agressifs.	0,1-0,5
Tuyaux en acier	haute élasticité, moins d'assemblages, bonne déformabilité, bonne sécurité contre les ruptures, assemblages par soudure imperméables pour long temps.	corrodables si isolations défectueuses, par isolation ultérieure, extérieure et intérieure. grande dépense de temps, pour les assemblages par soudure des ouvriers spécialisés sont nécessaires, protection catodique nécessaire.	0,05-0,5

Matériau	Avantages	Inconvénients	Valeur du k coéf. de rugosité
Tuyaux en amiante-ciment	résistants à la corrosion, non conducteurs d'électricité, affaiblissement par chocs, petit poids, pas de dépôts, pose économique.	sensibles aux chocs et cassures, réparations plus coûteuses, sensibles aux eaux agressives et aux sols.	0,05-0,1
Tuyaux en béton précontraint	résistants à la corrosion, bonne résistance aux ruptures, pas d'incrustation, colmatage des petites inétanchéités, non conducteurs d'électricité.	poids élevé, réparations coûteuses, dérivations et raccordements très difficiles.	0,1-0,25
Tuyaux en matière synthétique (PE'.CPV)	petits poids. grandes longueurs, résistants aux corrosions, pas d'incrustations, flexibilité, économiques, pose facile, non conducteurs d'électricité.	sensibles aux coups, inflammables, la résistance diminue avec l'âge, sensibles à la température, fissures de résistance aux sollicitations mécaniques.	0,001-0,015

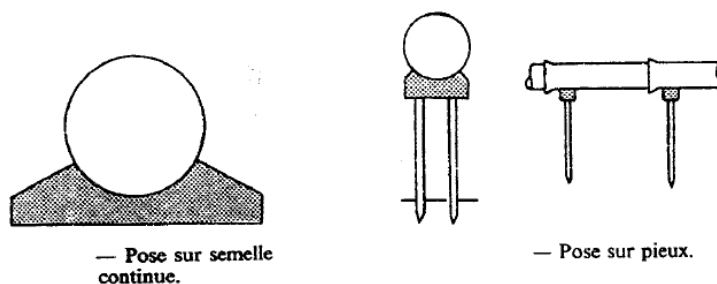
2 POSE DES CONDUITES

Les conduites peuvent être posées en terre, en élévation au-dessus du sol, en galerie, sur des ouvrages d'arts ou même dans le lit d'une rivière.

La pose en terre constitue le mode de pose le plus souvent utilisé. Elle permet en effet d'avoir une eau relativement fraîche en été. Il s'agit de placer la conduite dans une tranchée de largeur suffisante (minimum 0,60 m). Une distance variant de 0,60 à 1,20 m doit être gardée entre le niveau du sol et la génératrice supérieure du tuyau.

Le fond de la fouille est recouvert d'un lit de pose (gravier ou pierre cassée) de 0,15 à 0,20 m d'épaisseur. La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre. Le remblaiement est achevé avec du tout venant.

Si la conduite traverse des terrains marécageux, il faut prévoir, sous le tuyau, une semelle continue en béton armé ou des pieux atteignant le bon sol.



Lorsqu'il faut franchir une rivière ou un canal, la conduite peut emprunter le caniveau ordinairement réservé sous le trottoir d'un pont route, s'il existe. Un siphon peut aussi être utilisé pour traverser un canal ou une rivière (exemple: le siphon qui traverse le canal de Bizerte pour alimenter la ville, le pont est en effet mobile).

Notons aussi qu'il faut procéder à l'épreuve des tuyaux d'une conduite primitivement posée. Il s'agit d'un essai visant à vérifier la stabilité de la conduite ainsi que l'étanchéité des joints, sous une pression de service majorée de 50 % de sécurité.

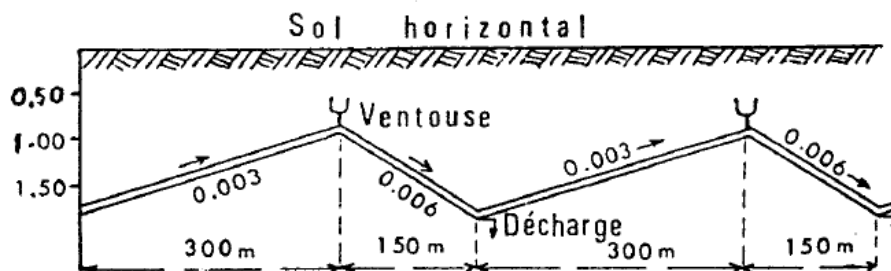
3 LE TRACE DES CONDUITES

Il faut chercher le tracé le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation. Le tracé empruntera, de préférence, l'accotement des routes et chemins, ce qui facilitera l'accès durant le chantier et en cas de réparations éventuelles. Pour les conduites de gros diamètre, il sera difficile, toutefois, d'éviter le passage sur des terrains particuliers.

Les tracés comportant des profils horizontaux sont à éviter: formation de bouchons d'air pouvant perturber l'écoulement. Il est, en effet préférable d'avoir un profil comportant des montées lentes et des descentes rapides.

Une ventouse automatique est nécessaire au point haut du tracé: évacuation de l'air dissous et en cas de remplissage de la conduite, et entrée d'air à la vidange de la conduite.

Une décharge (une vanne manuelle) est aussi nécessaire au point bas du tracé pour permettre la vidange de la conduite.

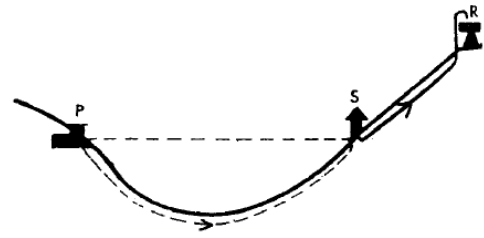


Si la longueur de la conduite est importante, il faut aussi prévoir quelques vannes de sectionnement en vue de faciliter les réparations éventuelles.

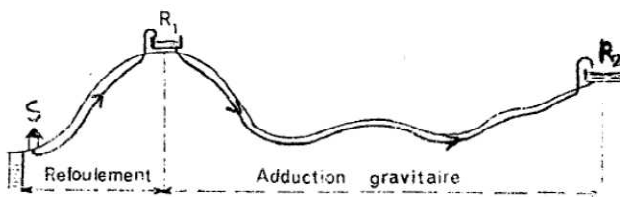
N'oublions pas non plus de prévoir des clapets de retenue (qui assure le passage de l'eau dans un seul sens) à l'aval des pompes, pour éviter la vidange du réservoir de refoulement. Si certains tronçons du tracé sont soumis à des fortes pressions, on peut installer un brise charge (ou réducteur de pression): c'est un réservoir à surface libre équipé à son entrée par une vanne permettant la dissipation de l'énergie de l'eau.



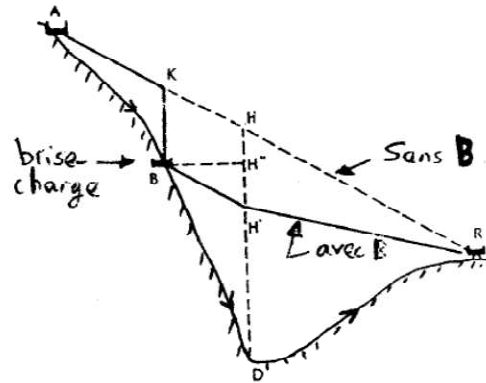
Profil de conduite de refoulement



Adduction mixte gravitaire-refoulement



Adduction mixte refoulement-gravitaire



Utilisation d'un brise-charge

Butées et amarrages des conduites:

Lors de la mise en place des conduites, il faut prévoir des butées (massifs en béton) qui, par leur poids, doivent supporter la poussée exercée par l'eau dans les parties coudées, dans les branchements et dans les pièces coniques. Des ceintures en fers amarront solidement la conduite sur ces massifs (c'est l'amarrage).

Dans le calcul de la valeur de poussée, en pratique, l'eau est supposée immobile, ce qui introduit une simplification. On ne tient compte alors que de la forcée due à la pression d'essai de la conduite (pression de service majorée de 50 %).

CHAPITRE 4 : DEBITS D'ADDUCTIONS ET DE DISTRIBUTION

1 DEBIT D'ADDUCTION :

Le débit d'adduction est déterminé par la demande en eau potable de l'agglomération à desservir. Soit Q_{jmax} la consommation journalière maximale de l'agglomération (on le notera aussi C). Ce débit correspond à un débit horaire moyen consommé Q_{hm} (on le notera aussi a) donné par l'expression suivante:

$$Q_{hm} = Q_{imax} / 24 \quad (\text{ou encore } a = C / 24)$$

Le débit de calcul de l'adduction dépend souvent du type d'adduction adopté.

1.1 Adduction gravitaire

Dans le cas d'une adduction gravitaire (quand il s'agit d'eau provenant d'une station de traitement ou d'une autre source propre), le débit d'adduction est simplement le débit horaire moyen de la journée de pointe, soit Q_{hm} (ou a).

Le calcul hydraulique se fait alors avec ce débit: le choix du diamètre de la conduite, le calcul de la perte de charge, le calcul du volume du réservoir situé à l'aval de la conduite d'adduction.

1.2 Adduction par refoulement

Dans le cas d'une adduction par refoulement (quand il s'agit d'eau provenant d'un réseau de puits de captage ou d'une station de traitement), il est recommandé d'étaler le débit fourni sur les 24 heures de la journée. Le débit de refoulement sera alors constant et égal à Q_{hm} . Dans quelques situations nous sommes amenés à adopter un débit variable de la station de pompage. Ceci permet en effet, comme nous allons le voir plus loin, de réduire le volume du réservoir nécessaire (ce qui est important surtout dans le cas d'un réservoir surélevé).

Le débit horaire maximum fourni par la station de pompage dépend donc du régime de fonctionnement choisi, il est en général compris entre Q_{hm} (pour un pompage uniforme) et $2,4.Q_{hm}$ (pour un pompage de nuit seulement, ou un pompage variable).

Le calcul hydraulique se fait alors avec le, débit horaire maximum fourni par la station de pompage: le choix du diamètre de la conduite, le calcul de la perte de charge, le calcul de la hauteur de refoulement des pompes, le calcul de l'anti-bélier, le calcul du volume des réservoirs situés à l'amont et/ou à l'aval de la conduite d'adduction, ...

2 DEBIT DE LA DISTRIBUTION ET BESOINS EN EAU

2.1 Estimation des besoins en eau

Bien que, dans certains pays, quelques réglementations existent visant à fixer les demandes en eau potable, la quantification rigoureuse de ces demandes repose généralement sur des statistiques.

2.1.1 Besoins domestiques

La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en litres par jour et par habitant (en l/jour/hab). Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs: le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau, la forme de la fourniture de l'eau (alimentation individuelle ou borne fontaine), etc. D'autre part, elle évolue d'une année à l'autre, en liaison avec l'évolution du niveau de vie.

Les besoins domestiques d'une agglomération quelconque peuvent être estimés par:

- soit des statistiques, qui concernent la consommation moyenne et son évolution annuelle, ainsi que le nombre total d'habitants et le taux annuel d'accroissement de la population. Ceci n'est possible que pour une agglomération qui est déjà alimentée en eau potable.
- soit en comparaison avec d'autres agglomérations qui sont jugées comparables, surtout en ce qui concerne le niveau de vie et le climat, et pour lesquelles des données statistiques sont disponibles. Une petite enquête permet alors de connaître le nombre d'habitants. Citons à ce propos, la norme de l'Organisation Mondiale de la Santé (O.M.S.) qui fixe la consommation domestique minimale à 55 l/jour/hab.

Les valeurs des consommations domestiques spécifiques à prévoir pour l'alimentation de nouvelles zones ou de nouvelles villes, nous pouvons citer, à titre indicatif, quelques valeurs en relation avec le nombre d'habitants de l'agglomération:

- Pour une Grande Ville (plus de 100000 habitants) : de 120 à 200 l/jour/hab.
- Pour une Ville de 20 000 à 100000 habitants: de 100 à 140 l/jour/hab.
- Pour une Ville Moyenne (de 5 000 à 20000 habitants) : de 80 à 120 l/jour/hab.
- Pour une Zone Rurale (moins que 5 000 habitants) : de 50 à 80 l/jour/hab.
- Pour les Bornes Fontaines: de 20 à 50 l/jour/hab.

Les valeurs indiquées ci-dessus sont quelquefois majorées pour tenir compte de la consommation publique et des petites industries.

2.1.2 Besoins publics

Les besoins publics englobent la consommation des administrations, des établissements d'enseignement, des municipalités, des hôpitaux, etc..

Nous citerons, ci-dessous, quelques exemples de besoins publics :

- Pour le nettoyage des rues et l'arrosage des jardins: de 3 à 5 l/jour/m².
- Hôpitaux : de 300 à 600 l/jour/lit.
- Pour les administrations : de 100 à 200 l/jour/employé.
- Pour les Ecoles Primaires : de 10 à 20 l/jour/élève.
- Pour les Lycées : de 20 à 30 l/jour/élève.
- Pour les Facultés et Foyers Universitaires : de 100 à 200 l/jour/étudiant.

2.1.3 Besoins industriels

On ne tient compte, en général, que des besoins des petites industries, qui consomment de l'eau potable et branchées sur le réseau de la ville.

Actuellement, les grandes industries sont isolées de la ville (ou situées dans des zones industrielles) et alimentées par des réseaux indépendants. Celles qui consomment beaucoup d'eau doivent avoir leur propre source en eau: puits, forages, barrage, la mer, etc..

Notons que la consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du procédé de fabrication utilisé. Nous donnerons, ci-dessous, quelques exemples de besoins industriels :

Pour les petites industries:

- Boulangerie : 1 l / Kg de pain.
- Industrie laitière de : 5 à 10 l / l de lait.
- Conserve de fruits ou de légumes : de 6 à 15 l / Kg de conserves.

Pour les grandes industries :

- Sucrierie de 2 à 15 m³ /t de betteraves.
- Cimenterie (voie humide) 2 m³ /t de ciment.
- Tannerie: de 20 à 140 m³ /t de produit fabriqué.
- Papeterie : de 50 à 300 m³ /t de produit fabriqué.
- Raffinerie de pétrole de 1 à 20 m³ /t de pétrole.
- Sidérurgie: de 6 à 300 m³/t d'acier.
- Centrale électrique de 3 à 400 m³ /MWh.

Puisqu'il est difficile d'estimer avec précision tous les besoins publics et industriels (les petites industries), on peut en tenir compte en augmentant légèrement les besoins domestiques.

2.1.4 Autres besoins

Parmi les autres besoins d'eau potable, nous rappelons:

- besoins touristiques (des hôtels) : de 400 à 700 l/jour/lit (et pouvant atteindre 1200 l/jour/lit pour les hôtels de luxe).
- besoins d'irrigation: vue que le prix de l'eau potable est très élevé, son utilisation en irrigation se limite, éventuellement, à quelques cultures de fleurs et à quelques pépinières.

2.2 Coefficients de pointe

2.2.1 Consommation totale moyenne

Les valeurs de la consommation domestique indiquées ci-dessus sont quelquefois majorées pour tenir compte de la consommation publique et des petites industries.

Le nombre d'habitants futur (à l'année du projet) dans une agglomération urbaine, N_o , est déterminé par :

$$N_o = N (1 + a)^n$$

Où

- N est le nombre d'habitants en une année quelconque.
- a est le taux d'accroissement annuel de la population.
- n est le nombre d'années séparant l'année de N à celle de N_o .

Dans le cas où le plan d'aménagement de l'agglomération (ou le plan de développement futur) est disponible, N_o sera alors calculé en se basant sur le plan d'urbanisation prévu. Rappelons que le taux d'accroissement au Maroc varie de 0,5 % à 2,5 %, selon l'agglomération, avec une moyenne nationale de 1,3 %.

La consommation moyenne future C_o , par habitant, est donnée par :

$$C_o = C (1 + b)^n$$

- Où C est la consommation moyenne, par habitant, en une année quelconque.
- b est le taux d'évolution annuelle de la consommation.
- n est le nombre d'années séparant l'année de C à celle de C_o .

La consommation journalière moyenne totale (Q_{jm}), pendant l'année du projet, de toute l'agglomération sera alors calculée par:

$$Q_{jm} = N_o \cdot C_o$$

Dans quelques grandes villes, la consommation domestique varie d'un quartier à un autre (selon le type d'habitation, la densité, le niveau de vie, etc.). Il faut alors en tenir compte, et prendre des consommations variables:

$$Q_{j m} = \sum_i N_{oi} \cdot C_{oi}$$

Où N_{oi} et C_{oi} sont, successivement, le nombre d'habitants et la consommation journalière moyenne par habitant dans le quartier numéro " i ".

2.2.2 Pointe journalière

La consommation d'eau est variable en fonction du mois (la consommation est maximale en Juillet et Août), du jour de la semaine (elle est généralement maximale le Lundi ou le jour de l'Aid Al Adha) et de l'heure de la journée (elle est généralement maximale vers 12 heure du matin).

Les ouvrages de prise, de traitement et d'adduction d'eau (stations de pompage, conduites, etc.) doivent être dimensionnés pour pouvoir fournir la demande journalière maximale (la journée de pointe ou la pointe journalière), de l'année du projet. On définit alors un coefficient de pointe journalière K_1 :

$$K_1 = \frac{\text{Consommation journalière maximale}}{\text{consommation journalière moyenne}} = \frac{Q_{j \max}}{Q_{j m}}$$

La valeur de ce coefficient K_1 est, en principe, déterminée à partir des statistiques sur la variation journalière de la consommation, sur les 365 jours de l'année. Généralement, cette valeur de K_1 varie de 1,3 à 1,6, selon le climat et les activités estivales de l'agglomération (par exemple, pour une zone touristique, K_1 est proche de 1,6).

2.2.3 Pointe horaire

Les ouvrages de distribution d'eau (réseau, réservoirs) doivent être dimensionnés pour fournir la demande horaire maximale (l'heure de pointe ou la pointe horaire), de la journée de pointe, de l'année du projet. On définit aussi un coefficient de pointe horaire K_2 :

$$K_2 = \frac{\text{Consommation horaire maximale}}{\text{consommation horaire moyenne}} = \frac{Q_{h \max}}{Q_{h m}}$$

De même, la valeur du coefficient K_2 est déterminée à partir des statistiques sur la variation horaire de la consommation. Sa valeur varie de 1.5 à 3.5, selon l'importance de l'agglomération:

- Pour une Grande Ville $K_2 = 1,5$ à 2
- Pour une Ville Moyenne $K_2=2$ à $2,5$
- Pour une Zone Rurale $K_2=3$ à $3,5$

2.2.4 Les pertes d'eau et rendement du réseau

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux: la prise d'eau, la station de traitement, les stations de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs, etc..

Ces pertes sont aussi de différents types: eau de lavage et de nettoyage (des filtres et des décanteurs de la station de traitement, des réservoirs), les fuites dans tous les ouvrages et en particulier dans les réseaux d'adduction et de distribution, les pertes accidentelles en cas de ruptures des conduites, vidange de conduites (en cas de travaux, remplacement de conduites ou de vannes, branchements avant, etc.).

Le volume de ces pertes d'eau dépend de :

- L'âge et l'état du réseau.
- La compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites, efficacité d'exécution des travaux, moyens humains, équipement en matériels adéquats, organisation, etc.).

En général, la valeur de K_3 varie de 1,2 à 1,5:

- $K_3 = 1,2$; pour un réseau neuf ou bien entretenu correspondant à un rendement de 83%.
- $K_3 = 1,25$ à $1,35$; pour un réseau moyennement entretenu correspondant à un rendement de 80%.
- $K_3 = 1,5$; pour un réseau vétuste ou mal entretenu correspondant à un rendement de 60%.

3 LE DEBIT DE CALCUL DES DIFFERENTS OUVRAGES DU RESEAU:

Le débit de calcul dépend alors du type et de l'emplacement de l'ouvrage à calculer ou à dimensionner.

Le volume d'eau annuel (V_{tot}) à prévoir au niveau de la source d'eau (ou volume capté) :

$$V_{tot} = K_3 \cdot 365 \cdot Q_{j \max} ; \text{ en m}^3/\text{an}$$

Le débit de dimensionnement et/ou de calcul des ouvrages d'adduction (station de pompage, station de traitement, réservoirs, conduites d'adduction, etc.) est égal au débit journalier maximum ($Q_{j \max}$) :

$$Q_{j \max} = K_3 \cdot K_1 \cdot Q_{j \text{ m}} ; \text{ en m}^3/\text{jour}$$

Le débit de dimensionnement et/ou de calcul des ouvrages de distribution (station de pompage, surélévation des réservoirs, réseau de distribution) est égal au débit horaire maximum ($Q_{h \max}$) :

$$Q_{h \max} = K_3 \cdot K_2 \cdot K_1 \cdot Q_{j \text{ m}} / 24 ; \text{ en m}^3/\text{heure}$$

D'autre part, pour simplifier le calcul de la capacité des réservoirs (déterminée en se basant sur la variation horaire des débits consommés; voir Chapitre 5), on fait des simplifications concernant la variation horaire de la consommation. Il s'agit d'une approximation, par paliers, de la courbe $Q_h(\text{heure})$.

CHAPITRE 5 : DISTRIBUTION DE L'EAU

1 LES RESERVOIRS DE DISTRIBUTION

1.1 Rôle des réservoirs

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

En principe, les réservoirs se différencient d'après leur position par rapport au sol : réservoirs enterrés et réservoirs surélevés.

Par rapport au réseau d'approvisionnement, ils peuvent aussi être groupés en deux types :

- réservoirs de passage (placés entre le captage et le réseau de distribution de l'eau) et
- réservoirs d'équilibre (placés à la fin du réseau de distribution).

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous cinq rubriques principales:

- Un réservoir est un *régulateur de débit* entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et/ou le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation). Il permet alors de transformer, de point de vue de la production et du pompage, les pointes de consommation horaire en demande moyenne. D'où des économies d'investissement pour tous les ouvrages situés à l'amont du réservoir. D'autre part, les stations de pompage ne peuvent pas suivre exactement les variations de la demande en eau.

- Un réservoir est un *régulateur de pression* en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation. En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier: au moment de la mise en marche et de l'arrêt, coupure ou disjonction du courant, modification du point de fonctionnement par suite de la variation du débit demandé,...

Si la côte du réservoir ne permet pas de fournir une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).

- Un réservoir est un *élément de sécurité* vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement,...).

- Un réservoir a une fonction *économique*, puisqu'il permet une certaine adaptation du fonctionnement du pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction + réservoirs (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).

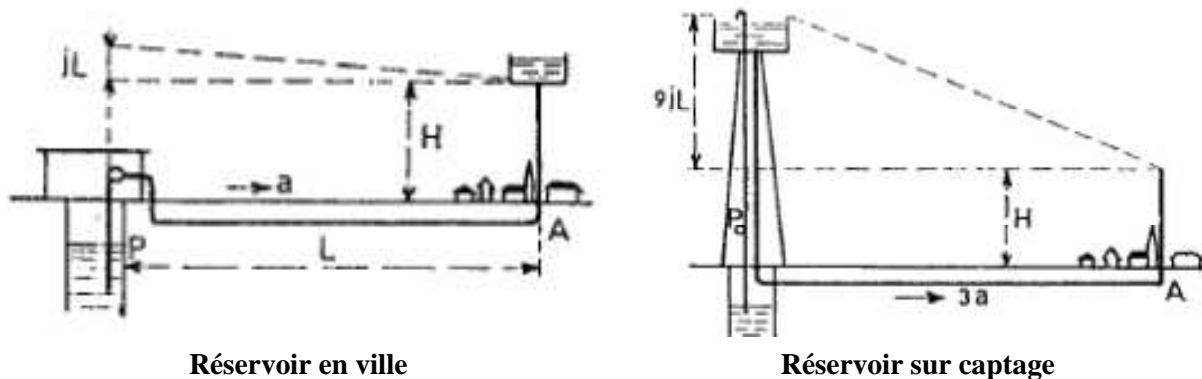
- Un réservoir est un *point test*, en volume et en pression, d'un réseau maillé. Il est en effet un baromètre précis, en permanence et en continu de l'état du réseau (pression) et de l'évaluation de la demande réelle (variations de niveau).

Compte tenu des multiples fonctions d'un réservoir, il reste très souvent difficile et surtout coûteux de lui trouver un substitut complet. Certes, l'eau peut être injectée directement dans le réseau avec des débits variables selon les besoins, avec un système de gestion en temps réel de la station de pompage (automatisation du fonctionnement). De nombreuses villes d'Europe et d'Amérique ont des réseaux sans réservoirs (Chicago, Leningrad, Toulouse, Anvers,...). Au Maroc, actuellement, toutes les villes sont alimentées par des réservoirs. Un réservoir n'est donc pas indispensable, mais il reste la solution la plus économique.

1.2 Emplacement géographique des réservoirs

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet, compte tenu du coefficient de pointe dont on doit affecter le débit horaire moyen de consommation pour déduire la consommation horaire maximale (de 1,5 à 3,5), la perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grande).

Le schéma ci-dessous montre l'avantage de l'emplacement du réservoir proche de l'agglomération, avec un coefficient de pointe égal à 3.

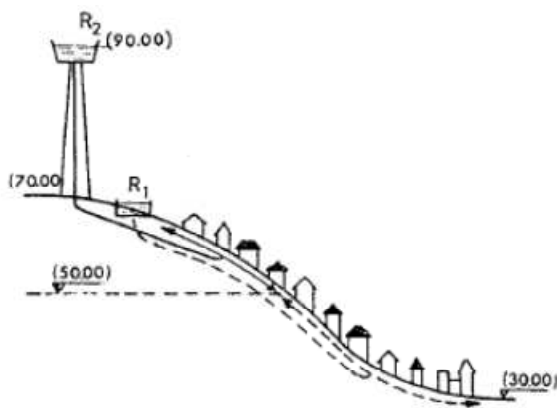


La topographie des lieux ou l'emplacement de la source d'eau peuvent parfois modifier le point de vue établi ci-dessus. On essaye, généralement, d'exploiter le relief à proximité de la ville pour utiliser un réservoir semi-enterré, qui sera toujours plus économique qu'un réservoir sur tour.

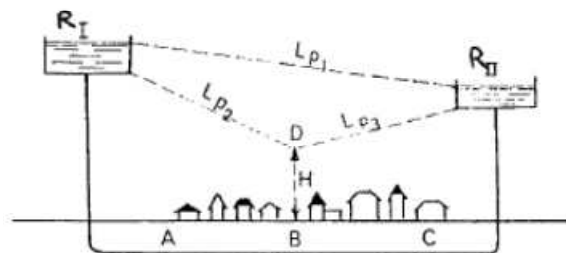


Quand la ville présente des différences de niveau importantes, on peut adopter une distribution étagée (voir exemple ci-dessous).

Dans le cas où l'agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique peut devenir insuffisant et fournir, en extrémité du réseau, des pressions trop faibles aux heures de pointe. On peut ajouter alors un ou plusieurs réservoirs d'équilibre, situés à l'autre extrémité de la ville, qui permettent d'avoir une pression acceptable dans leur zone d'action. Ces réservoirs d'équilibre sont en liaison avec le réservoir principal et se remplissent au moment des faibles consommations (la nuit principalement).

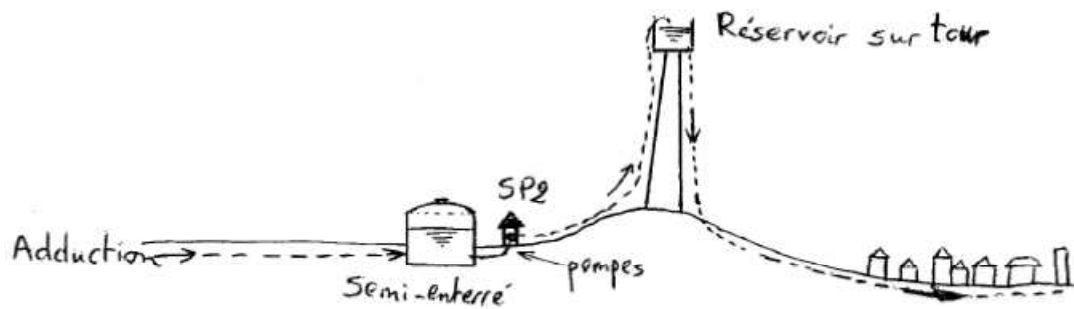


Distribution étagée



Réservoir d'équilibre

Dans quelques cas, on peut adopter, en même temps, les deux types de réservoirs: réservoir semi-enterré et réservoir surélevé (ou château d'eau). Le réservoir semi-enterré est alimenté par la station de traitement, avec ou sans pompage, avec un débit constant Q_{hm} . Le château d'eau, situé avant la distribution, est alimenté par une autre station de pompage (SP2) qui fonctionne à débit variable (voir le schéma ci-dessous). L'adoption de ce type de schéma permet de limiter le volume nécessaire du réservoir sur tour.



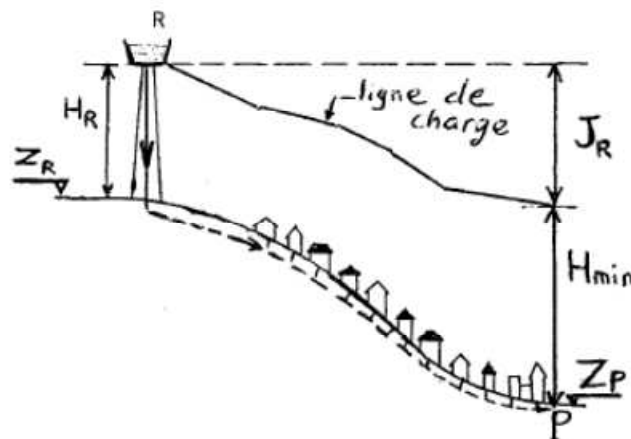
En fait, ce n'est qu'après une étude économique approfondie et compte tenu des conditions locales (surtout le relief) que l'on pourra déterminer le meilleur emplacement du réservoir et, éventuellement, de la station de pompage, étude dans laquelle entreront les coûts des conduites, du pompage et de construction du réservoir.

1.3 Altitude des réservoirs

Un des principaux rôles du réservoir est de fournir, pendant l'heure de pointe, une pression au sol suffisante "Hmin" en tout point du réseau de distribution (voir plus loin les valeurs de cette pression), en particulier au point le plus défavorable du réseau (le point le plus loin et/ou le plus élevé). L'altitude du réservoir d'eau (précisément la cote de son radier) doit être calculée donc pour que, dans toute l'agglomération à alimenter, la pression soit au moins égale à Hmin. C'est la cote du radier du réservoir qui est prise en compte, ce qui correspond au cas d'alimentation le plus défavorable (le réservoir est alors presque vide).

C'est le calcul du réseau de distribution, pendant l'heure de pointe, qui permet de déterminer les différentes pertes de charge et d'en déduire la cote de radier du réservoir.

La valeur de cette cote et la topographie des lieux détermineront le type de réservoir à adopter (semi-enterré ou surélevé). On peut, si un relief est disponible, augmenter les diamètres des conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et éviter la surélévation du réservoir (solution à justifier par un calcul économique).



Notons aussi que, pour les châteaux d'eau, et pour des raisons économiques, on doit éviter des surélévations (H_R) supérieures à 40 m. Le cas échéant, on peut augmenter les diamètres de quelques conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et limiter la surélévation nécessaire.

1.4 Volume des réservoirs

Différentes méthodes sont utilisées pour le calcul de la capacité utile des réservoirs. La plus utilisée de ces méthodes est le calcul forfaitaire.

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à:

- 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune rurale.
- 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune urbaine. .
- 25 % de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une grande ville.

Notons que, dans ces calculs, il faut prévoir l'évolution future de la consommation et ajouter une réserve d'incendie. En effet, tout réservoir doit comporter aussi une réserve d'incendie, qui doit être disponible à tout moment. La réserve minimale à prévoir est de 120 m³ pour chaque réservoir (la motopompe de lutte contre le feu utilisée par les pompiers est de 60 m³/h et la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen est évaluée à 2 h).

Pour les agglomérations à haut risque d'incendie, la capacité à prévoir pour l'incendie pourrait être supérieure à 120 m³. Pour les grandes villes, le volume d'incendie est généralement négligeable par rapport au volume total des réservoirs.

Enfin, nous signalons qu'il faut répartir le volume nécessaire sur au moins deux réservoirs (ou cuves indépendantes), pour plus de sécurité dans la distribution et pour prévoir la possibilité de nettoyage des cuves.

Les volumes des réservoirs les plus utilisés sont :

250 ; 500; 1000; 1500; 2000; 3000 ; 5000; 7500; 10000; 12000; 15000 et 20 000 m³.

A cause des frais élevés exigés par la construction, l'exploitation et l'entretien des châteaux d'eau, leur volume dépasse rarement 1000 m³. Un bon ajustement du régime de pompage ou, éventuellement, l'utilisation simultanée d'autres réservoirs semi-enterrés, nous permettent alors de réduire le volume nécessaire du château d'eau.

1.5 Formes et types de réservoirs

La forme des réservoirs est généralement circulaire, et est rarement carrée ou rectangulaire. En ce qui concerne le château d'eau, la forme de la cuve est aussi généralement circulaire, son aspect extérieur doit s'adapter au paysage et demande une architecture appropriée au site pour ne pas détruire l'environnement.

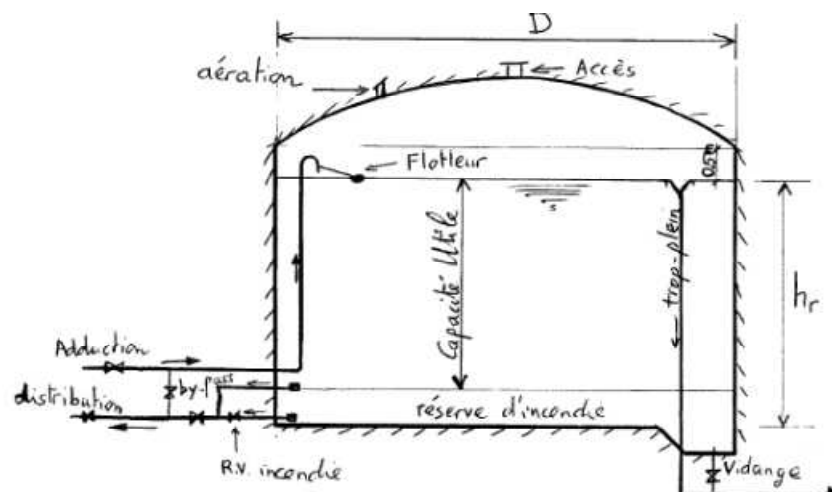
La hauteur d'eau (h_r) dans les réservoirs est comprise entre 3 et 6 m, et atteint, exceptionnellement, 10 m pour les grandes villes. Le diamètre du réservoir circulaire, imposé par le volume, varie de 1,5 à 2 fois la hauteur de la cuve h_r .

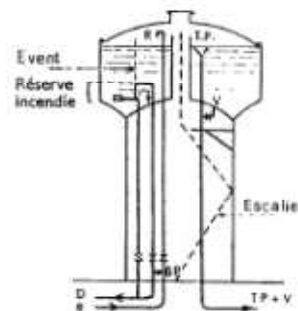
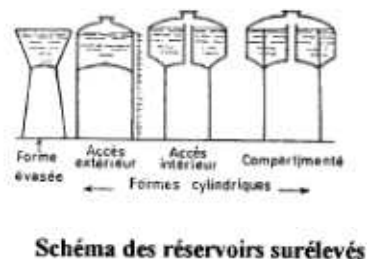
Pour des raisons économiques, les réservoirs sont construits en béton armé jusqu'à un volume de 2500 m³ et en béton précontraint jusqu'à 20 000 m³. Pour des faibles volumes, et rarement, ils peuvent être métalliques. Les réservoirs semi-enterrés sont les plus utilisés, avec un toit généralement voûté, et une couverture par de la terre ou du sable sur 0,2 à 0,3 m (isolation thermique de l'eau).

Quelques équipements sont aussi à prévoir dans les réservoirs: une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange), un accès pour le nettoyage de la cuve, une chambre de vannes, un trop-plein (évacuation de l'excédent d'eau), une galerie de vidange (au fond), une fermeture par flotteur de l'alimentation, un enregistreur du niveau d'eau dans le réservoir et un by-pass entre adduction et distribution (utile en cas d'indisponibilité du réservoir: nettoyage, entretien, réparation,...).

Eventuellement, On peut prévoir aussi une bêche d'arrivée de l'eau équipée d'un déversoir permettant la mesure des débits d'adduction.

Autres dispositions à prendre: l'arrivée de l'eau se fait par le haut (en chute libre ou noyée), la sortie se fait par le bas du réservoir (à 0,2 m au-dessus du radier), prévoir une charge minimale de 0,5 m au-dessus de la conduite de sortie (pour éviter des entrées d'air dans la canalisation), garder la réserve d'incendie toujours disponible, assurer un renouvellement continu des eaux et contrôler périodiquement les réservoirs (qualité de l'eau, étanchéité de la cuve, nettoyage, dépôt de matières solides, fonctionnement des accessoires,...).





2 RESEAUX DE DISTRIBUTION

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du ou des réservoirs, jusqu'aux consommateurs (ou abonnés) : fournir le débit maximal avec une pression au sol (ou charge) minimale compatible avec la hauteur des immeubles.

2.1 Structure des réseaux

L'eau est distribuée aux consommateurs par des réseaux de conduites locaux, à l'intérieur de la zone alimentée. Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont: les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendies, ...). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, sous le trottoir.

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux: réseaux ramifiés et réseaux maillés.

2.1.1 Réseau ramifié

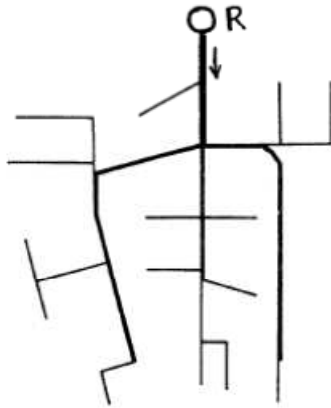
La caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule, dans toute la canalisation, dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires,...). De ce fait, chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté.

2.1.2 Réseau maillé

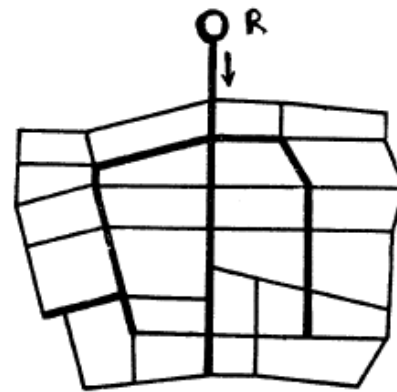
Ce type de réseaux présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de retour. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs côtés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications.

Ce type de réseaux présente les avantages suivants: plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est, par contre, plus coûteux et plus difficile à calculer.



Réseau ramifié



Réseau maillé

Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux:

- réseau mixte, qui est un réseau maillé comportant, en cas de besoin, quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).
- réseaux étagés, dans le cas où la topographie est très tourmentée (exemple: le réseau de distribution des grandes villes au Maroc).
- réseaux à alimentations distinctes : réseau d'eau potable et réseau d'eau non potable (exemple: la ville de Paris).

En général, on utilise un réseau maillé pour alimenter une zone urbaine et un réseau ramifié pour alimenter une zone rurale. En irrigation, on n'utilise que les réseaux ramifiés.

2.2 Hypothèses de calcul

Les mêmes principes fondamentaux, évoqués pour les conduites d'adductions, s'appliquent aussi pour les canalisations de distribution: caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières, ligne piézométrique), diamètre économique, types de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, ventouse, brise charge, pièces spéciales).

2.2.1 Le Débit

Une estimation, aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter (voir le chapitre 1). On calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe. Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits. Le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).

Il faut aussi vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe + incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau est de $60 \text{ m}^3/\text{h}$ (soit 17 l/s). On tient compte de plusieurs incendies en même temps dans le cas d'une grande ville ou d'une agglomération à haut risque d'incendie.

2.2.2 Choix du diamètre

Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal sera de 0,100 mètre. On utilise rarement le diamètre 0,080 mètre.

La vitesse de l'eau dans le diamètre choisi d'un tronçon de distribution quelconque sera entre 0,60 et 1,20 m/s. Les vitesses inférieures à 0,60 m/s favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses supérieures à 1,20 m/s risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

En cas d'incendie, généralement, on accepte des vitesses atteignant 2,50 m/s.

2.2.3 Pression

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes:

1° Une charge minimale de 3 m doit être prévue sur les orifices de puisage (robinets) les plus élevés, et de 5 m pour un chauffe-eau à gaz.

2° En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter des pressions supérieures à 60 m. Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il faudrait prévoir soit des réducteurs de pression sur le réseau (brise charge) soit une distribution étagée.

Ainsi, le réseau doit être calculé pour fournir les pressions au sol suivantes, selon la hauteur des immeubles (en mètres d'eau):

- 12 à 15 m pour un étage ;
- 16 à 19 m pour 2 étages ;
- 20 à 23 m pour 3 étages ;
- 24 à 27 m pour 4 étages ;
- 29 à 32 m pour 5 étages ;
- 33 à 36 m pour 6 étages ;
- 37 à 40 m pour 7 étages.

Pour les immeubles plus élevés, leurs propriétaires se trouvent obligés d'installer, dans les sous sols, des groupes surpresseurs.

Les canalisations équipées de bouches d'incendie devront pouvoir fournir, en cas d'incendie, une pression minimale au sol de 10 m, en tout point du réseau de distribution.

2.3 Vérification de la condition d'incendie

Pour un réseau de distribution (réseau ramifié ou réseau maillé), il faut vérifier les conditions d'incendie.

Il s'agit de refaire le calcul du réseau, avec les mêmes diamètres, en ajoutant un ou plusieurs débits d'incendie (17 l/s) aux points sensibles du réseau. Il faut vérifier alors que les vitesses dans tous les tronçons sont inférieures à 2,5 m/s et que les pressions dans tous les nœuds sont supérieures à 10 mètres. Le nombre de débits d'incendie à ajouter dépend de l'importance de la ville et de son risque aux incendies.

Si ces conditions ne sont pas vérifiées, on doit modifier les diamètres de certains tronçons et recommencer le calcul dès le début (pendant l'heure de pointe, ensuite une autre vérification pendant l'heure de pointe + incendies).