

ALIMENTATION EN EAU POTABLE

DIMENSIONNEMENT DES ADDUCTIONS ET
CONCEPTION DES RESEAUX DE DISTRIBUTION

M. TAMMAL : mohammed_tammal@yahoo.fr

Plan du cours

- Introduction à l'hydraulique urbaine;
- Caractéristiques hydrauliques des écoulements en charge ;
- Volumes et débits d'eau de consommation;
- Variations dans l'espace et le temps des besoins en eau;
- Composants du réseau d'alimentation en eau potable ;
- Principes de conception d'un réseau de distribution d'eau;
- Analyse d'un réseau – Etude hydraulique d'un projet.

Introduction à l'hydraulique urbaine

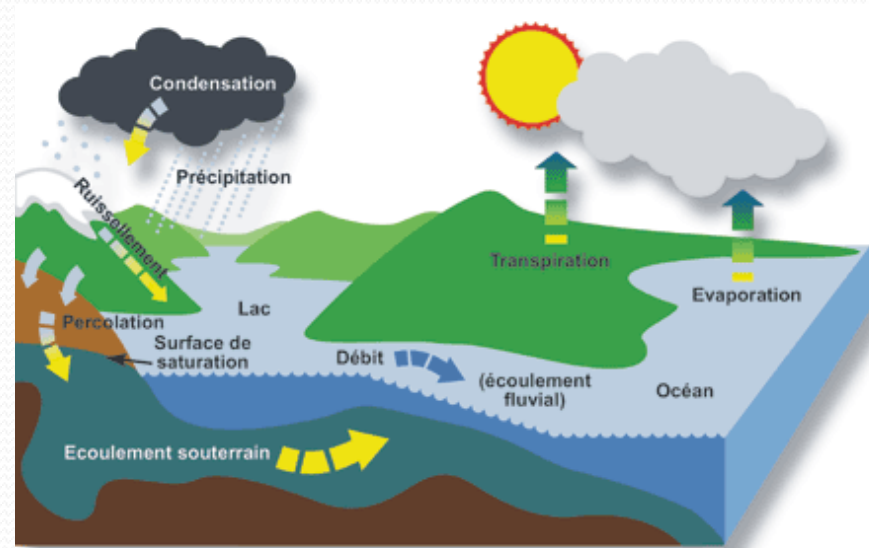
- Branche de la physique qui étudie la circulation des liquides, principalement l'eau et l'huile;
- Désigne deux domaines différents:
 - les sciences de l'eau naturelle et ses usages (dont l'hydraulique urbaine);
 - les technologies de l'usage industriel des liquides sous pression.
- Prérequis :
 - Mécanique des Fluides,
 - d'Hydraulique Générale,
 - et d'Hydrologie.

Objectifs de l'hydraulique urbaine

- Répondre aux questions suivant:
 - La source d'eau ?
 - La qualité de cette eau ?
 - Le traitement nécessaire ?
 - Les besoins en eau ?
 - Le mode de transport (adduction) ?
 - Le réseau de distribution ?
 - Le réseau d'assainissement des eaux usées?
 - Le degré de pollution des eaux usées ?
 - L'épuration de ces eaux ?
 - Le rejet des eaux usées?

Origine et captage de l'eau

- Le Cycle hydrologique de l'eau
- Les Ressources en eau
 - Les ressources en eaux de surface
 - Les ressources en eaux souterraines
- Captage des eaux de surface
- Captage des eaux souterraines



Captage des ressources en eaux de surface

- La mobilisation des eaux de surface se fait essentiellement par **les barrages et les lacs collinaires**.
- 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**.
- 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.

Captage des Eaux Souterraines:

- Pour les nappes phréatiques (ou nappes de surface), 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.
- Pour les nappes profondes (ou captives), 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 (d'environ 25 centimètres).

Qualité de l'eau consommable

- Un ensemble de normes fixent les exigences auxquelles doit satisfaire la qualité des eaux d'alimentation humaine.
- L'eau d'alimentation humaine ne doit contenir en quantités dangereuses ni microorganismes, ni substances chimiques nocifs pour la santé;
- On se référera aux Directives de qualité pour l'eau de boisson de l'OMS

Facteurs physico-chimiques assurant la qualité

Paramètres			
Physiques	Chimiques		
Odeur	Oxygène dissous	Nitrites	Nickel
Saveur	Dureté totale	Arsenic	Bore
Couleur réelle	Ammonium	Sélénium	Pesticides
Turbidité	Oxydabilité	Barym	Hydrocarbures polycyclique aromatiques
Température	Hydrogène sulfuré	Cadmium	Trihalométhanes
PH	Fer	Cyanures	Alpha globale
Conductivité	Manganèse	Chrome	Bêta globale
	Aluminium	Cuivre	Chlorures
	Zinc	Fluorures	Sulfates
	Nitrates	Mercure	Plomb

Traitement de l'eau potable, quel procédé?

- Réalisé au niveau/à proximité du point de captage;
- L'eau est traitée avant de procéder à son adduction;
- Procédés de traitements d'eau:
 - Les stations de traitement en cas de captage des eaux de surface,
 - Les station de chloration/javillisation en cas de captage des eaux souterraines ou les sources,
 - Station de déminéralisation pour les eaux chargée.

Les réseau d'AEP

- Le réseau de l'A.E.P: Ensemble des ouvrages (installations) et appareillages à mettre en place pour traiter et transporter ces besoins en eau à satisfaire , depuis la ressource en eau jusqu'aux abonnés
- Dans un réseau d'AEP On distingue :
 - la partie adduction d'AEP
 - La partie distribution d'AEP



Les adductions d'AEP

- L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution.
- Les types des adductions:
 - Gravitaires
 - Par refoulement
- Les critères de conception :
 - Le dimensionnement
 - Le choix des matériaux
 - Le choix du tracé
 - Evaluation économique

Adduction gravitaire en charge

- la charge hydraulique (en m) dans une section quelconque d'une conduite est définie par la formule:

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

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 H_1 la charge hydraulique dans la section S_1 et H_2 dans la section S_2 , le théorème de Bernoulli, pour un fluide réel, permet d'écrire :

$$H_1 = H_2 + J$$

Les pertes de charge

- Où J (noté aussi ΔH) représente la perte de charge totale entre la section S_1 et S_2 .
- Les pertes de charge sont 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.

Perte de charge linéaire

- La perte de charge linéaire J (en m) est définie par la formule de Darcy-Weisbach :

$$J = \lambda \frac{L}{D} \frac{U^2}{2g}$$

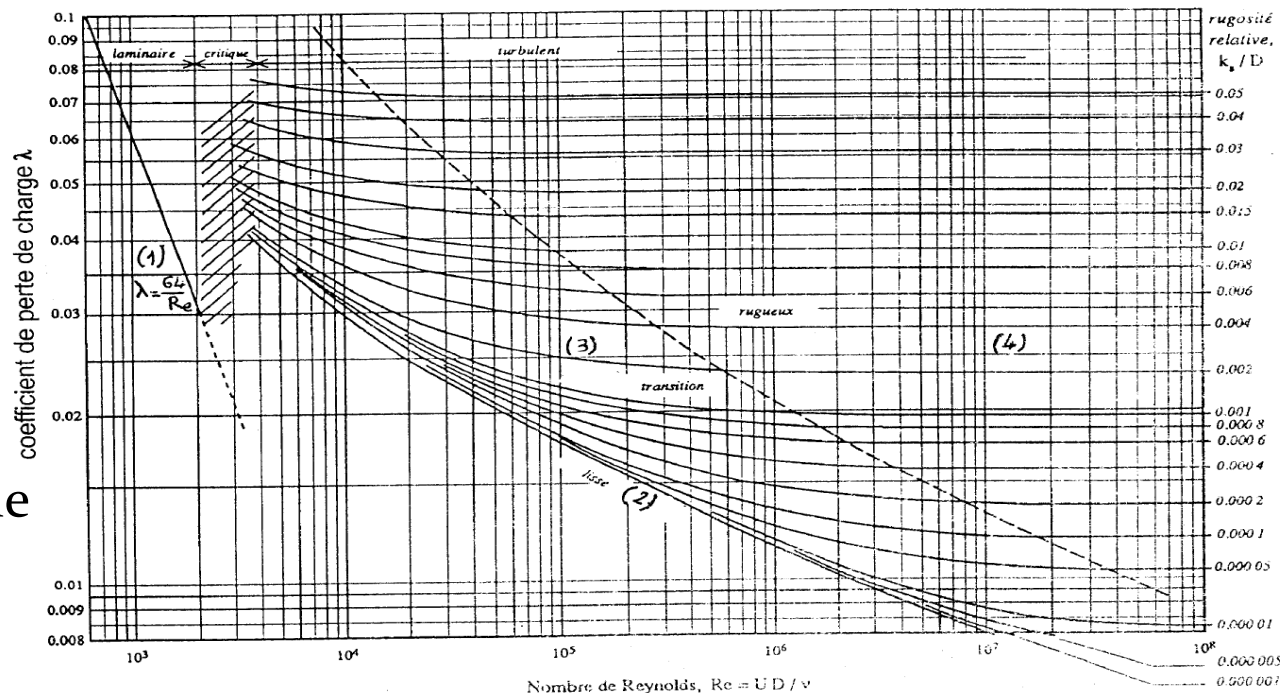
Où :

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 ($Re = U D / \nu$) et de la rugosité relative k_s/D , k_s étant la rugosité de la conduite et ν est la viscosité cinématique de l'eau (pour l'eau, $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

le coefficient de perte de charge λ

- L'expressions de $\lambda = f(\text{Re et/ou } k_s/D)$,
- Rappelons seulement la formule générale de Colebrook :

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



- Diagramme de Moody

Perte de charge singulière

- Les singularités se comportent comme des « ouvrages courts » et provoquent des pertes de charges locales notée ΔH).
- ces singularités peut généralement se mettre sous la forme :

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

- Avec K est un coefficient qui dépend de la forme et des dimensions de la singularité.

Ligne piézométrique et ligne de charge

- Ligne piézométrique :

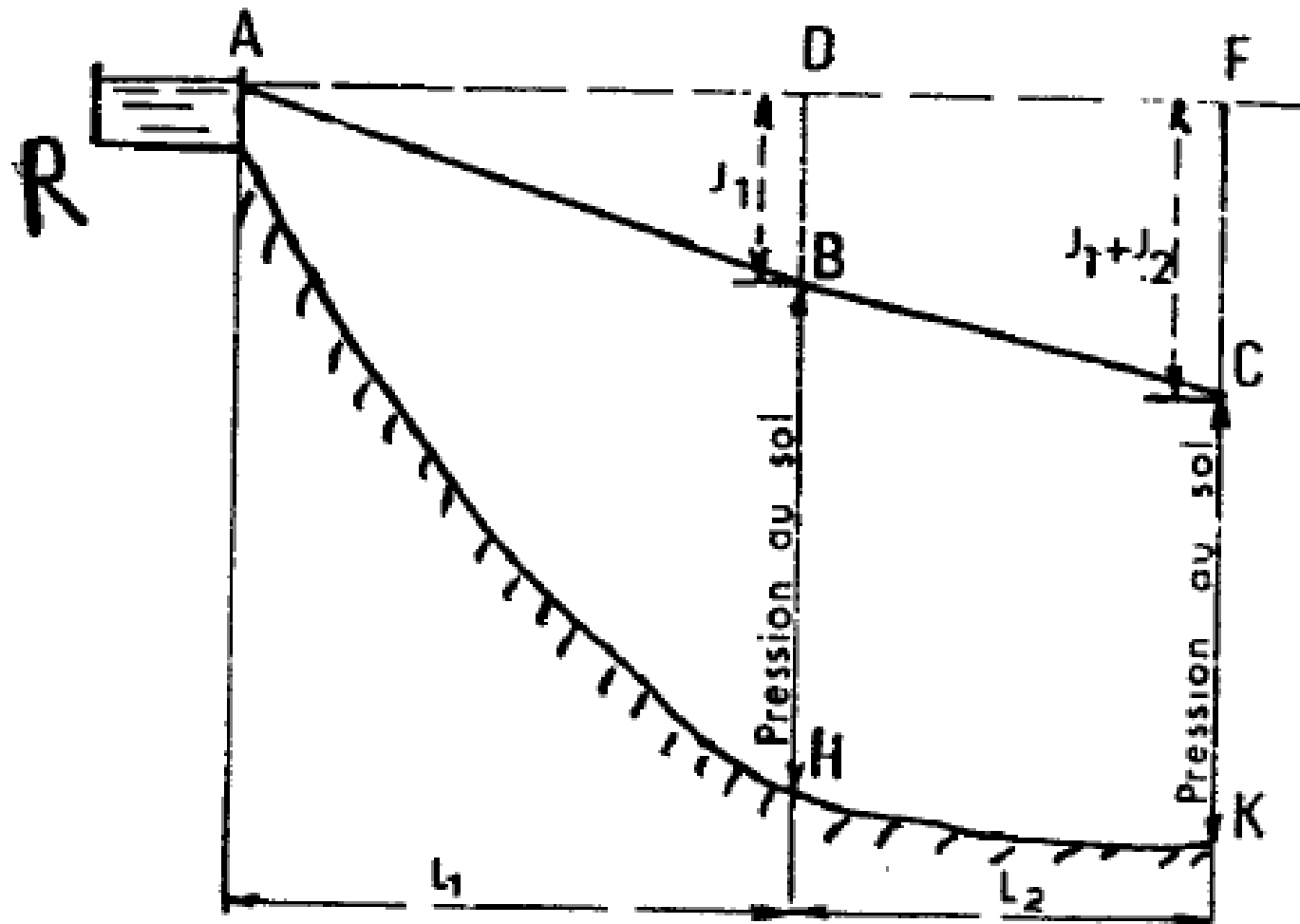
La courbe représentant, sur la verticale, la ligne des niveaux de la charge statique H en fonction de x (le long d'une conduite ou d'une canalisation, suivant le sens de l'écoulement);

- 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 $(U^2 / 2g)$.

Représentation de Ligne piézométrique et ligne de charge



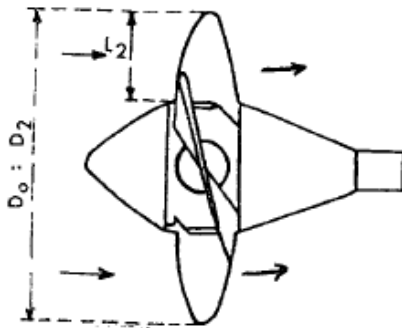
Les adductions d'eau par refoulement

- 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.

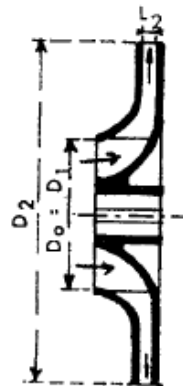


Caractéristiques des pompes

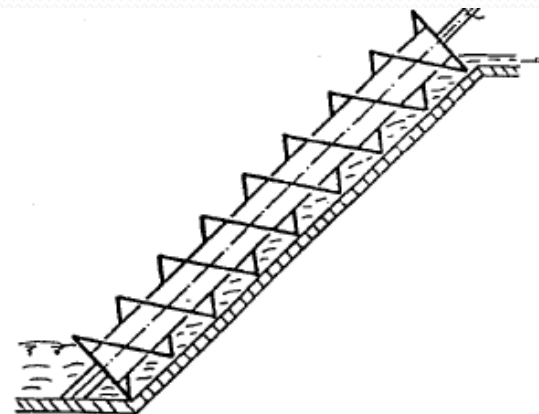
- la salle d'arrivée d'eau (ou bête d'aspiration)
- la salle des commandes
- la salle des machines, comportant généralement plusieurs groupes élévatoires.
- On distingue plusieurs types de SP selon la forme de l'énergie donnée à l'eau:



Forme de roue de pompes: **axiale**



centrifuge



Vis d'archimède

Les caractéristiques hydrauliques d'une pompe

- Le débit de refoulement : Q
- La hauteur de refoulement : HMT
- La puissance absorbée par la pompe : P
- Le rendement de la pompe : η
- La capacité d'aspiration : $NPSH$ (Net Positive Suction Head)
- Ces caractéristiques d'une pompe sont généralement présentées sous forme de courbes en fonction du débit Q :
 - $HMT = f(Q)$;
 - $P = f(Q)$;
 - $\eta = f(Q)$ et éventuellement $NPSH = f(Q)$.

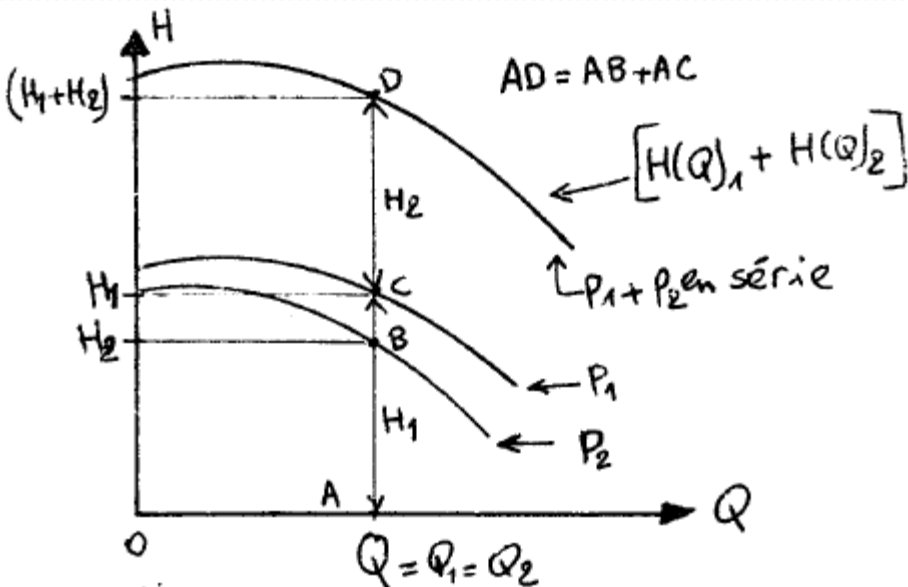
Montage de plusieurs pompes

- Nous pouvons utiliser des pompes en série (pour augmenter la hauteur de refoulement) ou des pompes en parallèle (pour augmenter le débit).

Pompes en série

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

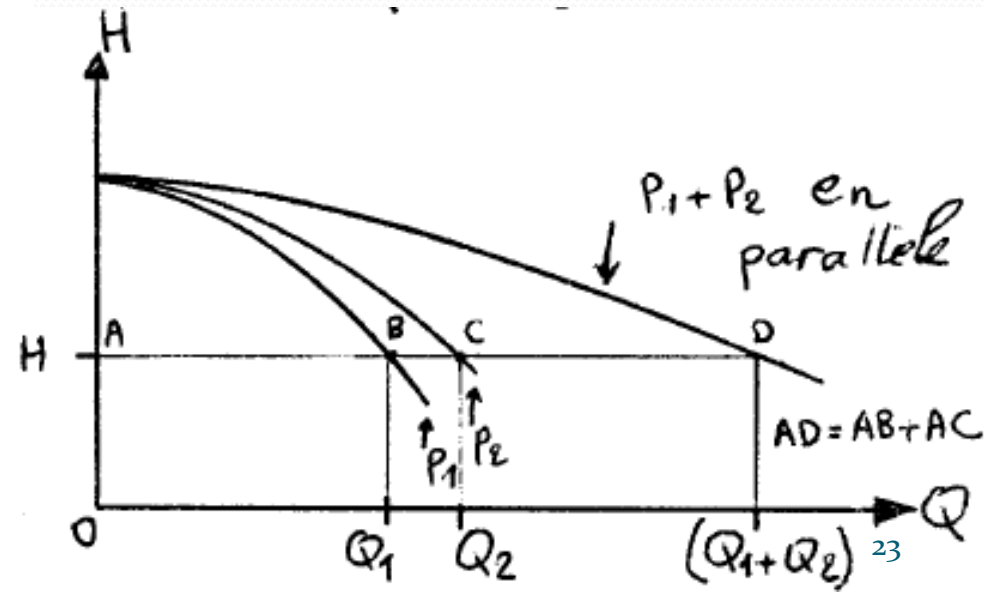
$$H_{\text{tot}} = H_1 + H_2 + H_3 + \dots$$



Pompes en parallèle

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

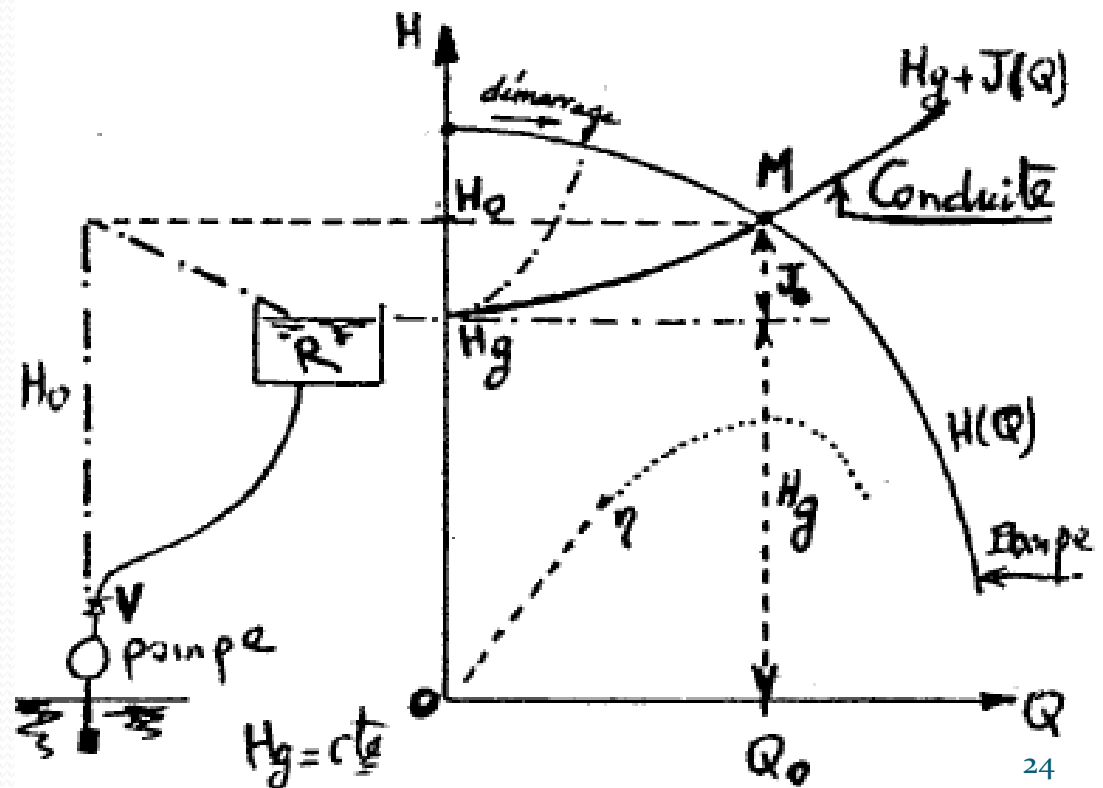
$$Q_{\text{tot}} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots$$



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 (conduite de refoulement).
- Le point de fonctionnement, M, est alors défini par :

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



Choix du diamètre économique

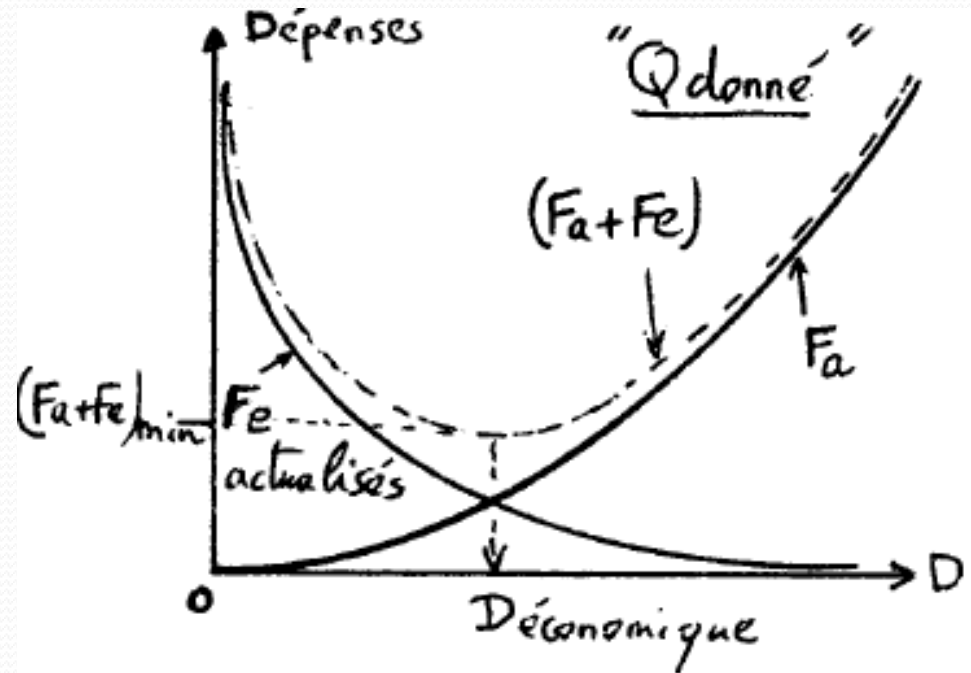
- Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées.
- En effet, plus le diamètre est petit, plus la perte de charge J sera grande, plus la puissance fournie par la pompe est grande. Il existe donc un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant 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.
 - 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:

Choix du diamètre économique

- Le diamètre le plus économique (ou optimal) est alors donné par les dépenses totales minimales ($F_a + F_e$ actualisée).
- Parmi les formules qui donnent le diamètre économique, citons la formule proposée par Bresse :

$$D = 1,5 \sqrt{Q}$$

Dans laquelle Q en m^3/s
et D en m .



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** et en **matière plastique** (PVC et PEHD).
- Les tuyaux en plomb, en cuivre et en plastique sont utilisés en branchements et dans les installations intérieures sanitaires.

Matériau	Valeur du k
Fonte ductile	0,1-0,5
Tuyaux en acier	0,05 - 0,5
Tuyaux en amiante-ciment	0,01-0,1
Tuyaux en béton précontraint	0,1-0,25
Tuyaux en matière synthétique (PE, PVC)	0,007-0,015

Phénomène transitoire

- 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.

Calcul du coups de bélier

- 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):

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

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);

$$H_0 + \frac{a U_0}{g}$$

la surpression en cas d'une fermeture brusque

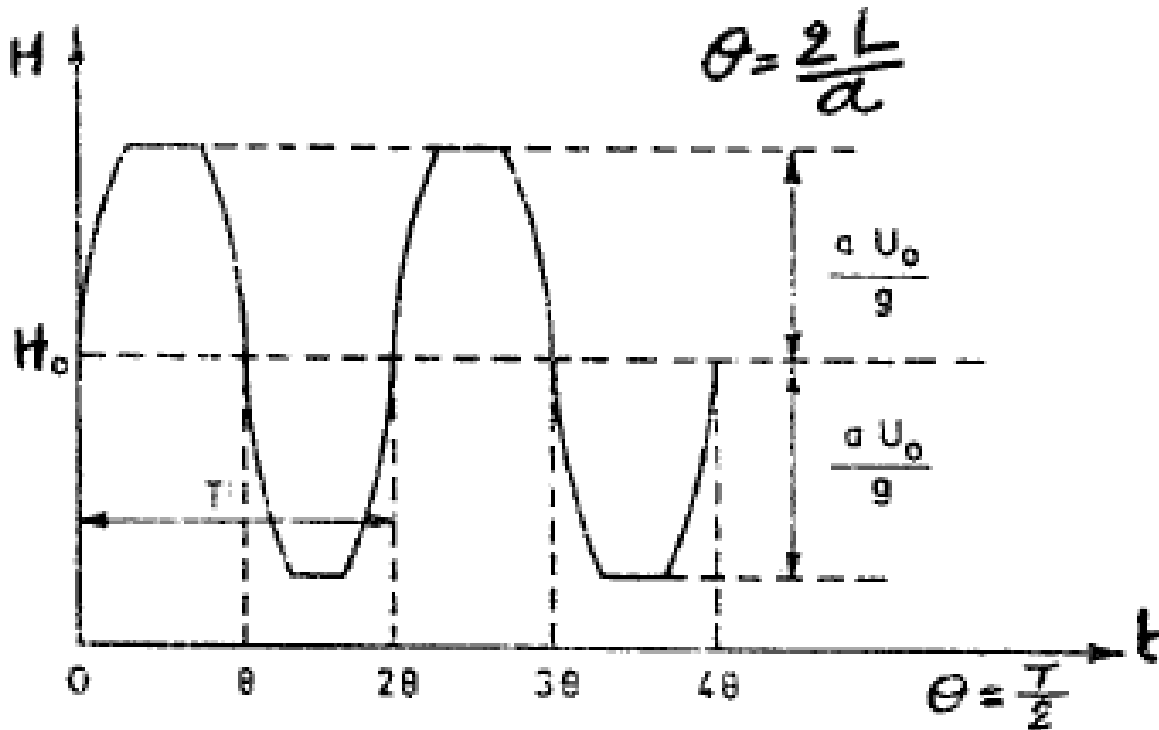
$$H_0 - \frac{a U_0}{g}$$

la dépression en cas d'une fermeture brusque

Calcul du coups de bélier

- Soit une conduite d'adduction d'eau, en acier, de diamètre 1 m et d'épaisseur $e = 1 \text{ cm} \Rightarrow a = 1000 \text{ m/s}$
- Avant fermeture $U_0 = 2 \text{ m/s}$ et $H_0 = 50 \text{ m}$.

En cas de fermeture brusque, la surpression ($a U_0 / g$) est d'environ 200 m. Soit une pression maximale dans la conduite de $H_{\text{max}}:: 250 \text{ m}$.

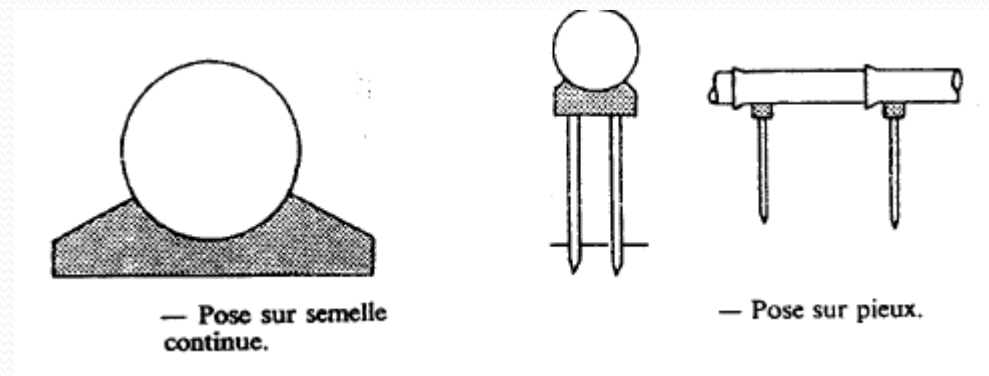


Protection des conduites contre les coups de bélier

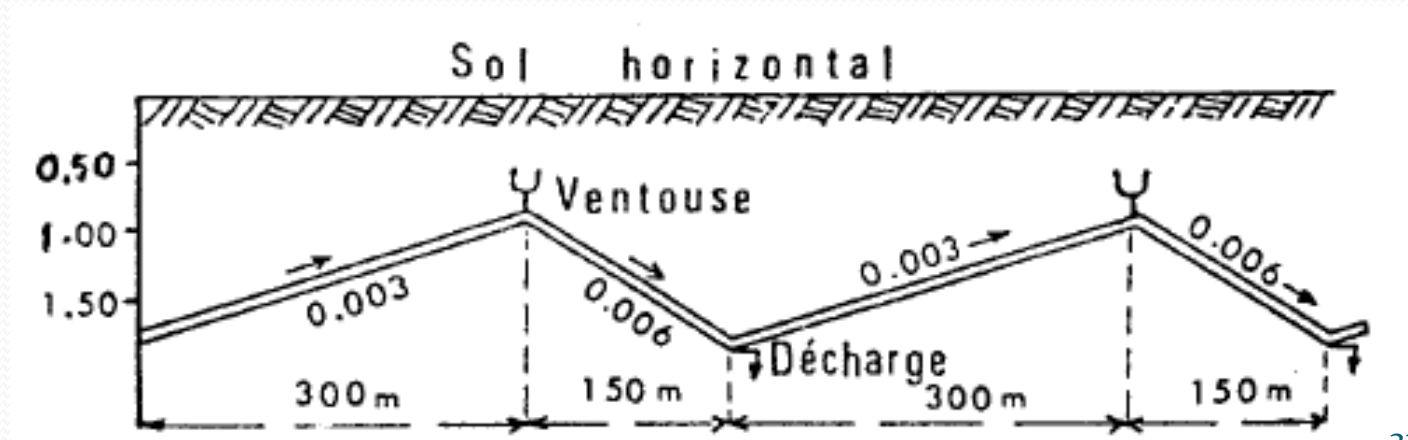
- Pour le cas d'une conduite d'adduction, le meilleur moyen de protection contre les coups de bélier est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manœuvré lentement.
- Toutefois, pour les grandes conduites, on peut aussi utiliser un **anti-bélier**, pour plus de sécurité.
- Les appareils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

Dispositions particulières de réalisation des adductions

- Pose des conduites:



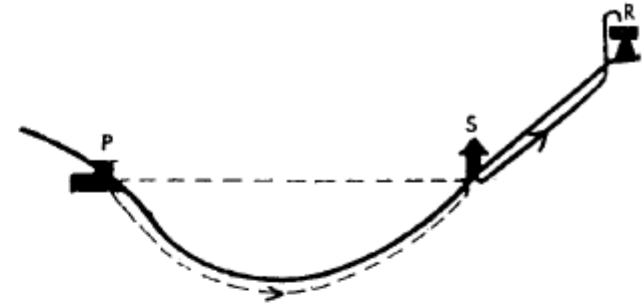
- Le tracé des conduites



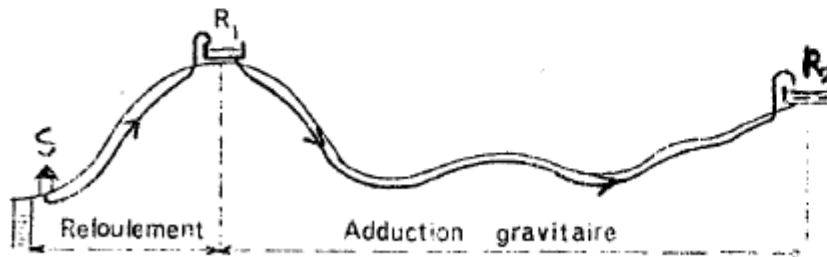
Dispositions particulières de réalisation des adductions



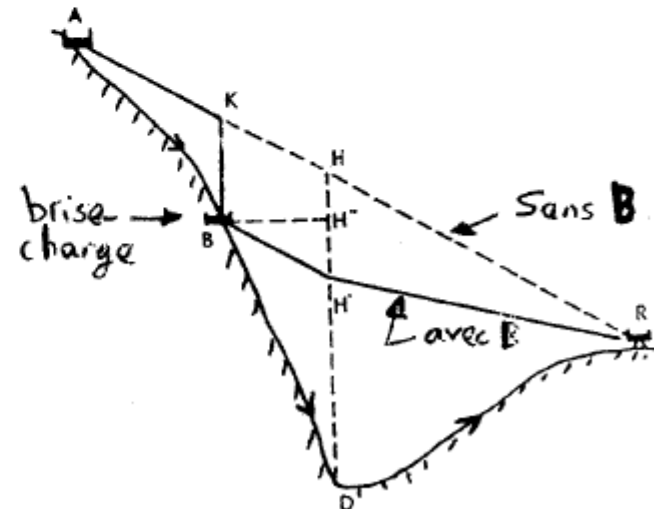
Profil de conduite de refoulement



Adduction mixte gravitaire-refoulement



Adduction mixte refoulement-gravitaire



Utilisation d'un brise-charge

La demande en eau

- la quantification de la demande repose généralement sur des statistiques.
- Types de demandes en eau:
 - Besoins domestiques:
 - Pour les Bornes Fontaines: 20 l/jour/hab
 - Pour les Zones Rurales : 50 l/jour/hab
 - Pour les Villes Moyennes : 80 l/jour/hab
 - Pour les Grandes Villes : 140 l/jour/hab
 - Besoins publics (administratifs): Les besoins publics englobent la consommation des administrations, des établissements d'enseignement, des municipalités, des hôpitaux, etc..
 - 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.

Estimation des besoins en eau

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

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

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 .

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

$$Q_{j m} = N_o \cdot C_o$$

Tels que C_o : la consommation moyenne future de l'année du projet

Coefficients de pointe

- Pointe journalière:
 - La consommation d'eau est variable en fonction du mois, du jour de la semaine et de l'heure de la journée.
 - 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,

Coefficients de pointe

- 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.

Les pertes d'eau:

- 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..
- Le volume de ces pertes K_3 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

Le débit de calcul des différents ouvrages du réseau

- 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) :

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

- Le débit de dimensionnement et/ou de calcul des ouvrages d'adduction est égal au débit journalier maximum ($Q_{j \text{ max}}$) :

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

Le débit de calcul des différents ouvrages du réseau

- Le débit de dimensionnement et/ou de calcul des ouvrages de est égal au débit horaire maximum ($Q_{h\max}$):

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

**MERCI POUR VOTRE
ATTENTION**