المدرسة الوطنية للمهندسين بتونس
école nationale d'ingénieurs de Tunis

ALIMENTATION EN EAU POTABLE

par :

Mahmoud MOUSSA
Professeur à l'E.N.I.T.

- Version 2002 -

www.4geniecivil.com

المدرسة الوطنية للمهندسين بتونس
école nationale d'ingénieurs de Tunis

ALIMENTATION EN EAU POTABLE

par :

Mahmoud MOUSSA
Professeur à l'E.N.I.T.

- Version 2002 -

Avant - Propos

Ce document "***d'Alimentation en Eau Potable***" est adressé aux étudiants de deuxième Année option Génie Civil de l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, aux étudiants en Formation Continue, option Génie Civil, à l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, et aux étudiants de deuxième Année, option Génie Civil, de l'Académie Militaire.

Le cours d'alimentation en eau potable est actuellement une partie du module d'***Hydraulique Urbaine***, dont les prérequis sont les modules de Mécanique des Fluides, d'Hydraulique Générale et d'Hydrologie.

Dans ce document, nous présentons les méthodes de calcul des ouvrages nécessaires pour alimenter une agglomération en eau potable : Consommation spécifique et estimation des besoins en eau potable, consommation de pointe, ressources en eau, captage des eaux de surface et des eaux souterraines, conception et calcul des réseaux d'adduction gravitaire et par refoulement, caractéristiques et choix des pompes, choix du diamètre économique, protection des conduites contre les coups de bélier, conception et calcul des réseaux ramifiés et maillés de distribution d'eau, réservoirs d'eau, château d'eau et ouvrages annexes.

Par ce document de synthèse, complété par plusieurs exemples de calcul, nous espérons enrichir la bibliographie mise à la disposition des étudiants tant à l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis qu'aux autres établissements universitaires.

Mahmoud MOUSSA
Professeur à l' E.N.I.T.

SOMMAIRE

0 - INTRODUCTION

0.1 - Historique de l'eau potable en Tunisie
0.2 - Généralités
0.3 - Conception générale d'un réseau d'eau potable

1 - DEMANDE EN EAU

1.1 - Types de demandes en eau
1.2 - Estimation des besoins en eau
1.2.1 - Besoins domestiques
1.2.2 - Besoins publics
1.2.3 - Besoins industriels
1.2.4 - Autres besoins
1.3 - Coefficients de pointe
1.3.1 - Consommation totale moyenne
1.3.2 - Pointe journalière
1.3.3 - Pointe horaire
1.3.4 - Les pertes d'eau
1.4 - Le débit de calcul des différents ouvrages du réseau

ANNEXE 1.1 : Quelques statistiques de la SONEDE
ANNEXE 1.2 : Exemples de besoins en eau
ANNEXE 1.3 : Variation de la consommation d'eau

2 - ORIGINES ET CAPTAGES DES EAUX

2.1 - Cycle hydrologique de l'eau
2.2 - Ressources en eau
2.2.1 - Généralités
2.2.2 - Les ressources en eaux de surface
2.2.3 - Les ressources en eaux souterraines
2.3 - Captage des eaux de surface
2.4 - Captage des eaux souterraines
2.4.1 - Exploitation des nappes phréatiques
2.4.2 - Exploitation des nappes profondes

3 - ADDUCTION DES EAUX

3.1 - Types d'adduction
3.2 - Adduction gravitaire en charge
3.2.1 - Charge hydraulique
3.2.2 - Perte de charge linéaire

3.2.3 - Perte de charge singulière
3.2.4 - Ligne piézomètrique et ligne de charge
3.2.5 - Caractéristiques hydrauliques d'une conduite en charge
3.2.6 - Calcul des réseaux de conduites

3.3 - Adduction par refoulement

3.3.1 - Caractéristiques des pompes
3.3.2 - Point de fonctionnement d'une pompe
3.3.3 - Montage des pompes
3.3.4 - Amorçage des pompes

3.4 - Eléments particuliers des réseaux d'adduction

3.4.1 - Types de tuyaux
3.4.2 - Choix des diamètres
3.4.3 - Protection des conduites contre les coups de bélier
3.4.4 - Mesure des débits
3.4.5 - Dispositions particulières

3.5 - Débit d'adduction

ANNEXE 3.1 : Coefficient de perte de charge λ
ANNEXE 3.2 : Tables de perte de charge

4 - DISTRIBUTION DES EAUX

4.1 - Les réservoirs de distribution

4.1.1 - Rôle des réservoirs
4.1.2 - Emplacement géographique
4.1.3 - Altitude des réservoirs
4.1.4 - Volume des réservoirs
4.1.5 - Formes et types de réservoirs

4.2 - Réseaux de distribution

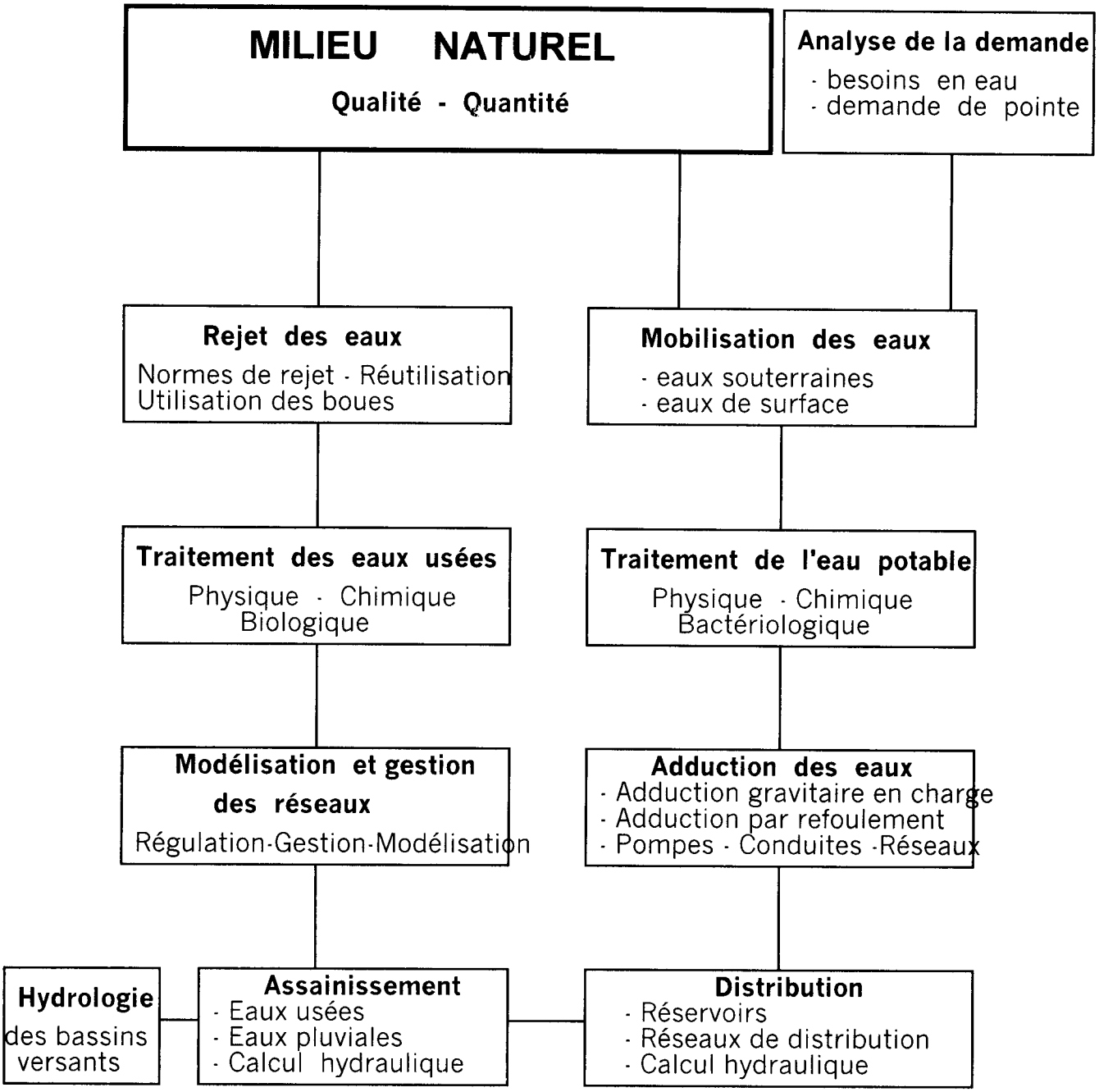
4.2.1 - Structure des réseaux
4.2.2 - Hypothèses de calcul
4.2.3 - Principes de calcul
4.2.4 - Calcul des réseaux ramifiés
4.2.5 - Calcul des réseaux maillés
4.2.6 - Vérification de la condition d'incendie

4.3 - Eléments particuliers des réseaux de distribution

4.3.1 - Pose des canalisations
4.3.2 - Branchements
4.3.3 - Accessoires
4.3.4 - Recherche des fuites dans les canalisations

ANNEXE 4.1 : Exemples de calcul du volume des réservoirs
ANNEXE 4.2 : Exemple de calcul d'un réseau maillé
ANNEXE 4.3 : Calcul de l'écoulement dans un réseau maillé

BIBLIOGRAPHIE


MILIEU NATUREL
Qualité - Quantité
Analyse de la demande
· besoins en eau
· demande de pointe
Rejet des eaux
Normes de rejet · Réutilisation
Utilisation des boues
Mobilisation des eaux
· eaux souterraines
· eaux de surface
Traitement des eaux usées
Physique · Chimique
Biologique
Traitement de l'eau potable
Physique · Chimique
Bactériologique
Modélisation et gestion des réseaux
Régulation-Gestion-Modélisation
Adduction des eaux
· Adduction gravitaire en charge
· Adduction par refoulement
· Pompes · Conduites -Réseaux
Hydrologie
des bassins versants
Assainissement
· Eaux usées
· Eaux pluviales
· Calcul hydraulique
Distribution
· Réservoirs
· Réseaux de distribution
· Calcul hydraulique

INTRODUCTION

L'EAU C'EST LA VIE

Le corps humain contient 70 % d'eau.
S'il perd 2% de cette eau c'est la soif,
et s'il en perd 8% c'est la déshydratation.

0.1 - Historique de l'eau en Tunisie

La **Tunisie** a connu du temps des **Romains** une période de développement urbain considérable. L'alimentation en eau potable des villes avait donné lieu à des distributions publiques dont les vestiges sont encore imposants à notre époque.

Carthage, qui fut un moment l'une des cinq villes les plus grandes du Monde Méditerranéen, fut alimentée à ses débuts par des puisages dans la nappe de Soukra et par des citernes. Une sécheresse exceptionnelle, qui sévit de 123 à 128, tarit les maigres ressources en eau de la région et vida toutes les citernes ; cette sécheresse montra l'absolue nécessité de rechercher, au loin, les eaux qui faisaient défaut aux abords de la ville en pleine croissance, et de les ramener à Carthage.

Sur ces entrefaites, l'empereur **Hadrien** entreprit le captage des eaux des **sources** existant dans les massifs montagneux de **Zaghouan** et du **Djouggar**. Ces eaux furent amenées par un **aqueduc** d'une **longueur totalisant 132 km**, avec ses diverses branches, aux citernes de la **Malga**, **réservoirs d'eau de 25 000 m^3** situés sur une partie élevée de la colline de Carthage. Les sources avaient un débit très variable, avec des minima tombant à 5 000 m^3 par jour, des maxima pouvant dépasser 25 000 m^3 par jour. Les citernes restaient nécessaires pour les quartiers plus élevés que les citernes de la Malga.

Après Carthage, la ville **d'Hadrumète (Sousse)** occupait le deuxième rang. Pauvrement alimentée, elle recevait seulement 150 m^3 par jour par une **conduite souterraine de 4 km** de longueur, prenant son eau par drainage de la **nappe** de l'Oued Kharroub. Le complément nécessaire était fourni par des **puits** d'eau saumâtre et par des citernes.

La ville de **Thysdrus (El Djem)** est située dans une région dont les ressources en eau sont encore plus faibles. Là encore les citernes intervenaient pour une part très large dans l'alimentation de la ville ; Les puits fournissaient de l'eau d'une qualité encore plus médiocre que les puits des environs

d'Hadrumète. Les Romains n'hésitèrent pas à capter une **nappe** d'eau située à 13 km au Nord-Ouest de la ville par **un aqueduc souterrain** passant sous une colline à plus de 15 mètres sous le sol au point le plus profond. La quantité journalière amenée et livrée à la distribution publique était de l'ordre 200 m^3 par jour d'une eau assez sulfatée.

La ville de **Suffetula (Sbeitla)** était par contre largement alimentée par des **sources** naturelles d'un débit de plus de 10 000 m^3 par jour, captées et amenées à la ville et aux jardins par un **aqueduc** dont subsiste le pont sur l'Oued Sbeitla.

Très nombreuses étaient les autres villes et agglomérations alimentées en eau. Certaines l'étaient par des eaux de **sources** amenées par des **aqueducs** : **Simittu (Chemtou)**, **Maktaris (Maktar)**, **Zama (Jama)**, **Sufès (Sbiba)**, **Cilium (Kasserine)**, **Thuburbo Minus (Tebourba)**, **Hippo Diarrhytus (Bizerte)** et bien d'autres de moindre importance. D'autres étaient alimentées par les eaux de crue **d'Oueds** voisins dérivées dans des **citernes** : **Thapsus**, près de **Bekalta**, et **Thenoe (Thyna)**. D'autres se trouvaient au-dessus de sources captées à leur pied et il était nécessaire de relever l'eau pour l'utiliser : **Thelepte** et **Ammoedara (Haïdra)**. Lorsque aucune de ces ressources n'existait, les établissements publics et privés étaient alimentés par des puits et des citernes.

Toutes ces installations fonctionnèrent jusqu'à l'occupation **Arabe**, mais furent ensuite peu à peu abandonnées. Cependant, la **Dynastie Aghlabide** avait fait un grand effort de conservation des anciens ouvrages. Elle s'était préoccupé d'alimenter **Kairouan**, sa capitale, en y amenant les eaux du **Djebel Chérichéra** par un **aqueduc** de 35 km de longueur, et par d'immenses **citernes (bassins des Aghlabides)** qui emmagasinaient l'eau des **crues** de **l'Oued Merguellil**. Ses vestiges sont encore visibles. Cet effort ne fut pas maintenu avec continuité suffisante.

L'aqueduc de Zaghouan passa par bien des vicissitudes : coupé à plusieurs reprises lors de l'invasion vandale, puis pendant la période Byzantine lors des invasions Arabes, il fut remis en état vers l'an 900 et pourvu d'une dérivation vers Tunis. Son entretien fut ensuite négligé, et en 1852, il ne fonctionnait plus depuis trois siècles lorsque le Bey Si Sadok le fit restaurer par des ingénieurs français. Les parties du canal à fleur de sol et en sous-sol furent remises en état, et les parties sur arcades furent remplacées par des conduites en fonte. Les captages furent partiellement remis en service. La réparation, qui dura jusqu'à 1861, fut complétée par la construction du réservoir de Sidi-Abdallah, d'une capacité de 3 700 m^3. Dès 1861, les eaux de Zaghouan et du Djouggar arrivèrent de nouveau à Tunis et contribuèrent à améliorer l'alimentation en eau des habitants réduits à l'usage de l'eau des citernes et des fasguias. Cet ouvrage était à peu près le seul existant en Tunisie.

A cette époque, les autres grandes villes étaient :

– **Sousse** était alimentée par des **puits** de mauvaise qualité et par des **citernes** d'eau pluviale.
– **Kairouan**, alimentée en eau par les **citernes Aghlabites** et par le **puits** de **Bir Barouta**, pourvu d'une noria actionnée par un chameau.
– **Sfax** était alimentée par des **citernes** d'eau pluviale et par des **bassins** qui recevaient très rarement les eaux débordant de **l'Oued Agareb**.

L'alimentation des autres villes et villages se faisait comme à Sousse, Sfax et Kairouan, par des puits et citernes, sans ouvrages de distribution publique.

Durant **la période 1880 - 1914**, l'alimentation de Tunis était provisoirement assurée, l'effort se porta principalement sur les autres grandes villes. Les adductions réalisées sont notamment l'adduction à **Bizerte** des eaux de **Aïn Bourass** par une conduite de 13 km amenant 800 m^3/jour (en 1895), l'adduction à **Sousse** des eaux de **Bouhafna** par une conduite de 125 km amenant 2 500

m^3/jour (en 1905) l'adduction à **Sfax** des eaux de **Sbeitla** par une conduite en fonte de 175 km permettant d'amener 8 000 m^3/jour (terminée en 1914). L'alimentation de la ville de **Tunis** fut peu à peu améliorée par le branchement de nouvelles ressources sur l'aqueduc de Zaghouan. Quelques villes de la région nord furent aussi dotées de réseaux d'adduction.

Après 1914, la sécheresse et la croissance des besoins des villes se traduisirent par de graves pénuries d'eau à Tunis, Sousse et Bizerte, et le développement général des villes entraîna l'extension des distributions d'eau publiques à des villes toujours plus nombreuses.

A **Tunis**, la consommation augmenta de **6 000 m^3 /jour** à **70 000 m^3/jour**. Cette augmentation était rendue possible grâce d'une part à la mise en service du **barrage** de **l'Oued Kébir** (de capacité **26 millions de m^3**) qui permet en année normale de fournir **25 000 m^3/jour**, et d'autre part au développement des captages des eaux souterraines de Khélidia, Djouggar, Oued Kébir et Mannouba.

A **Sousse** l'adduction est passée de **2 500 à 7 000 m^3/jour**, par la mise en service des nouveaux captages de **Bouhafna**. Ce débit est partagé entre Sousse et les villes du nord du Sahel. A **Bizerte**, une série de captages exécutés sur la rive nord du lac de Bizerte à Oued Graâ et El Hamila, et le développement des captages de la région d'Aïn Bourass ont permis de porter le volume distribué à plus de **5 000 m^3/jour**.

Dès 1911, le premier poste de **stérilisation** par **l'eau** de **Javel** avait été installé sur la canalisation d'amené des eaux, à proximité de la gare de Bir Mecherga, mais l'imprécision du procédé et des appareils ne permettait pas un dosage rigoureux du réactif employé. Ce poste a été remplacé en 1924 par une nouvelle installation plus fiable.

Tous ces travaux ne suffisent pas néanmoins pour suivre l'augmentation des besoins qui est due à l'accroissement de la population urbaine et à l'augmentation des besoins par habitant.

A partir de 1956 commença alors l'époque de la **mobilisation** et de **l'exploitation** de nos potentialités en **eaux** de **surface** par la construction d'une série de **barrages** (Ben Metir, Mellègue, Laroussia, Kasseb, Sidi Salem, Joumine, Sedjenane, etc...), de **grandes conduites** d'adductions (Joumine - Medjerda, Belli - Sahel - Sfax, etc...) et des **canaux** à **surface libre** (le Grand Canal, le Canal Medjerda - Cap-Bon).

Des **stations** de **traitement** de l'eau potable, de plus en plus modernes, ont été construites (Ben Metir, Ghdir El Golla I et II, Joumine-Mateur et Belli, avec un débit total de 10 m^3/s en 1997). Par ailleurs, des **stations** de **dessalement** des eaux saumâtres, par osmose inverse, ont été implantées au Sud : à **Kerkennah** en 1984 (capacité 4 000 m^3/jour d'eau provenant d'un puits artésien dont la salinité dépasse 3,5 g/l), à **Gabès** en 1995 (capacité 30 000 m^3/jour d'eau provenant de la nappe continentale intercalaire ayant une salinité de 3,2 g/l), à **Jerba** et à **Zarzis** en 2000 (capacité unitaire 12 000 m^3/jour d'eau brute de 6 g/l provenant de la nappe saumâtre Mioplicene).

Parallèlement, **l'extension** et la **modernisation** des **réseaux** de **distribution** d'eau potable ont été poursuivies dans toute la Tunisie : des réseaux maillés pour les grandes villes et des réseaux ramifiés pour les zones rurales, pour atteindre en **1997** un **taux de desserte général de 76 %** (taux de desserte **urbain** environ **100 %** et **rural 36 %**, soit environ **7,2 millions d'habitants** branchés sur réseau SONEDE). Le volume total distribué passa de 24 millions de m^3 en 1956 à 250 millions de m^3 en 1997, alors que la population totale de la Tunisie a passé de 3,8 millions à 9,3 millions pendant la même période.

0.2 - Généralités

Actuellement, en **Tunisie**, c'est donc la ***SONEDE*** (***SO***ciété ***N***ationale d'***E***xploitation et de ***D***istribution des ***E***aux, créée en **1968**) qui a le monopole de la distribution de l'eau potable. La **mission** d'un distributeur d'eau potable consiste principalement à :

- Fournir à la population suffisamment d'eau (**Quantité**)
- Fournir à la population une eau propre (**Qualité**)
- Fournir à la population l'eau sous une **pression** minimale

Historiquement, à cause de la nécessité absolue de l'eau pour la vie humaine directement ou indirectement (pour l'élevage des animaux et pour l'agriculture), les anciennes villes ont été conçues:

- Soit près des **rivières** (comme les grandes villes du monde)
- Soit près des **sources** naturelles ou des **puits,**
- Soit alimentées par des **aqueducs**, des **citernes** ou un autre moyen.

Notons qu'il y avait en général suffisamment d'eau propre (potable) naturellement pour satisfaire les besoins qui était relativement faibles.

Actuellement, du fait de :

- **L'accroissement** de la **population,**
- **L'évolution** du **niveau de vie,**
- Le **développement** de **l'agriculture** (engrais, mécanisation),
- Le **développement** de **l'industrie,**

d'une part, la consommation d'eau a grimpé et, d'autre part, la pollution rejetée dans la nature a largement augmenté. Ainsi, l'eau **propre** naturellement est devenue de plus en plus **rare** et même absente dans quelques régions.

Deux types d'**ouvrages** sont devenues alors **nécessaires** : les stations de **traitement** des eaux de surface, et les stations d'**épuration** des eaux usées. Ainsi, avant d'alimenter en eau potable une agglomération, il faurait répondre à une série de questions :

- Les besoins en eau ?
- La source d'eau ?
- La qualité de cette eau ?
- Le traitement nécessaire ?
- 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 ?

Plusieurs solutions sont généralement envisageables, il faudrait **choisir** la **solution la plus économique**.

Par ailleurs, par une vision plus globale et régionale, le choix des solutions à adopter doit tenir compte aussi des exigences environnementales pour garantir un développement durable. **Le développement durable**, un nouveau concept défni en 1988 par la Commission Mondiale sur l'Environnement et le Développement, est d'imaginer des modèles de développement qui répondent aux **besoins des générations actuelles** tout en préservant les possibilités de satisfaction des **besoins des générations à venir**, tant du point de vue social et économique qu'écologique.

Dans un contexte de développement durable, les règles d'exploitation des ressources en eau jouent donc **un rôle crucial** pour la planification et l'exploitation des systèmes de gestion de ces ressources en eau. En effet, on imagine aisément que l'utilisation rationnelle de l'énergie et la diminution du gaspillage dû au fuites s'intègre dans une telle démarche.

Ces règles d'exploitation d'un réseau d'adduction ou de distribution d'eau sont les directives qui découlent directement des politiques de conservation de la ressource. Généralement, le premier objectif qui découle de ces politiques est **l'utilisation optimale de la ressource disponible tout en maintenant l'approvisionnement en eau à un coût raisonnable.**

La qualité nécessaire de l'eau dépend de l'usage auquel cette eau est destinée : eau potable, eau pour l'industrie, eau d'irrigation, eau pour les incendies, etc... Le cas le plus exigeant, du point de vue de la qualité nécessaire de l'eau, est évidemment le secteur de l'eau potable.

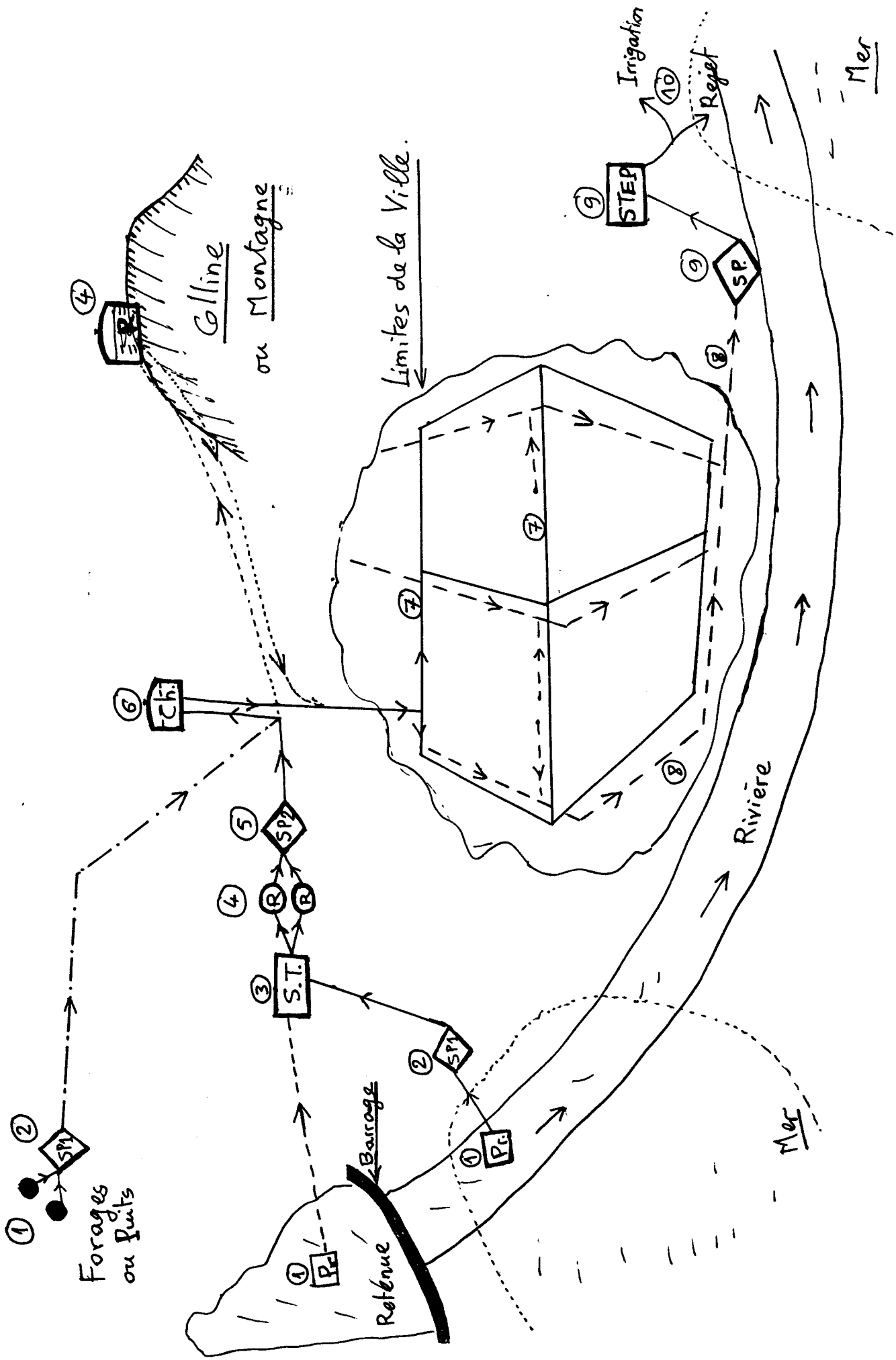
0.3 - Conception générale d'un réseau d'eau potable

Le **schéma** général d'une installation de distribution d'eau dépend du type de la **source d'eau** exploitée. Cette source peut être une **Rivière** (une eau généralement **douce**, avec une salinité inférieure à 1 g/l), un **Barrage** (une eau généralement **douce**), une **Nappe Souterraine** (une eau **douce**, ou une eau **saumâtre** dont la salinité est entre 2 à 7 g/l) ou la **Mer** (eau **salée** à environ 35 g/l).

L'eau souterraine (de la nappe) douce ne nécessite généralement pas de traitement. **L'eau** de **surface** (des rivières ou des barrages), par contre, nécessite un **traitement** physico-chimique pour la rendre potable. L'eau **saumâtre** (l'eau de nappe salée ou l'eau de mer) nécessite un traitement spécifique (le **dessalement**) pour ramener la salinité à moins de 1 g/l.

Dans le cas général, les installations nécessaires pour la distribution d'eau potable sont :

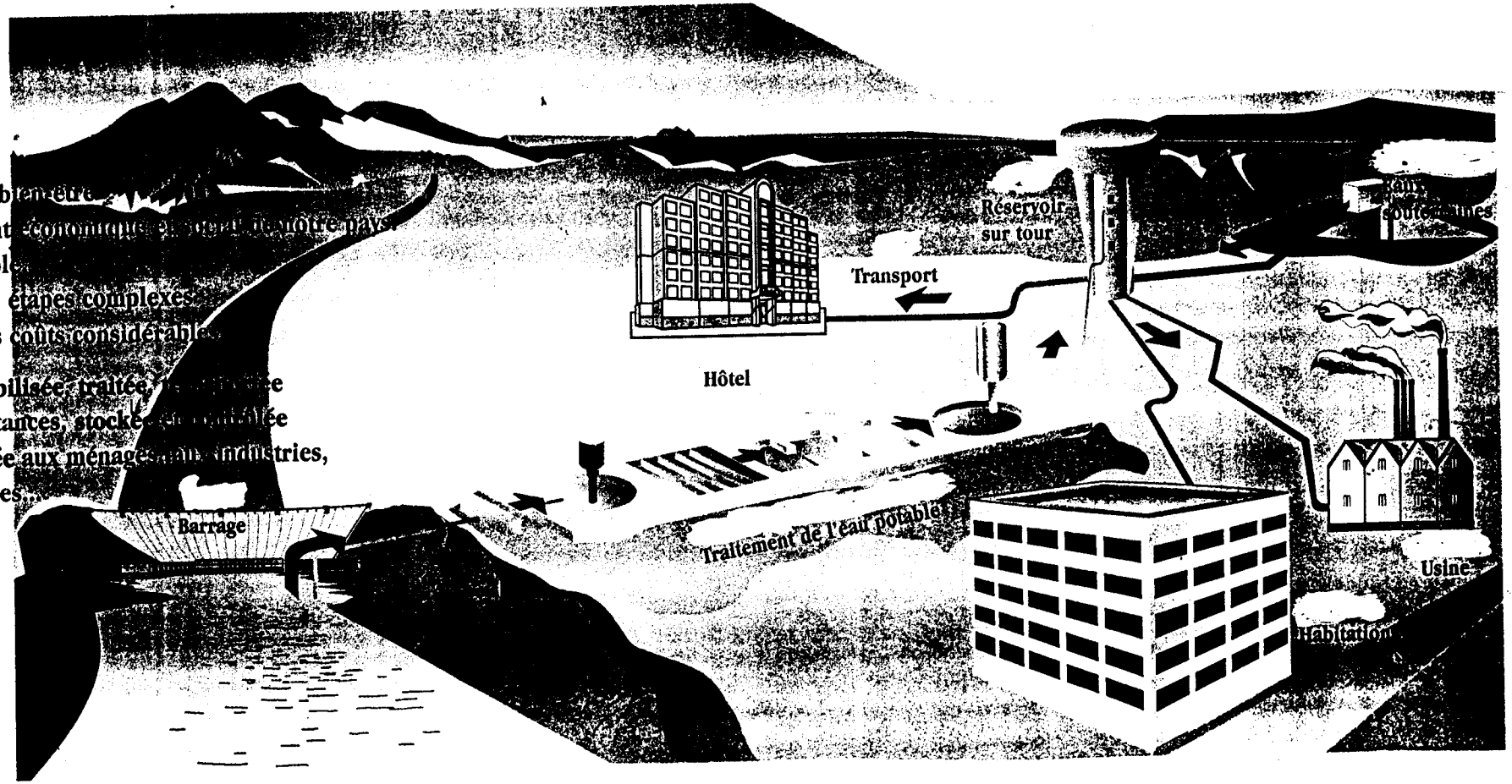
① **La prise d'eau, le puits ou le forage.**
② **Première Station de pompage (SP1).**
③ **Station de traitement (ou dessalement) des eaux.**
④ **Réservoirs semi-enterrés.**
⑤ **Deuxième Station de Pompage (SP2).**
⑥ **Réservoir surélevé (ou sur-tour, ou <u>château d'eau</u>).**
⑦ **Réseau de distribution d'eau potable.**
⑧ **Réseau d'assainissement des eaux usées et/ou pluviales.**
⑨ **Station de pompage et/ou station d'épuration des eaux usées.**
⑩ **Rejet des eaux usées traitées ou non traitées (irrigation, Oued, la mer, la nappe, ...).**


Forages ou Puits
SP1
S.T.
R
R
SP2
Ch.
Colline ou Montagne
Limites de la Ville
Barrage
Retenue
Pc
Pc
SP1
SP
STEP
Irrigation
Rejet
Rivière
Mer
Mer

LE CHEMIN DE L'EAU-

L'eau assure notre bien-être [illegible]
et le développement économique et social de notre pays.
Pour devenir potable [illegible]
l'eau passe par des étapes complexes
qui engendrent des coûts considérables.

Ainsi, l'eau est mobilisée, traitée, [illegible]
sur de longues distances, stockée, [illegible]
pour être distribuée aux ménages, [illegible] industries,
aux unités hôtelières...



Chapitre 1

DEMANDE EN EAU

DEMANDE EN EAU

1.1 - Types de demandes en eau

1.2 - Estimation des besoins en eau

1.2.1 - Besoins domestiques
1.2.2 - Besoins publics
1.2.3 - Besoins industriels
1.2.4 - Autres besoins

1.3 - Coefficients de pointe

1.3.1 - Consommation totale moyenne
1.3.2 - Pointe journalière
1.3.3 - Pointe horaire
1.3.4 - Les pertes d'eau

1.4 - Le débit de calcul des différents ouvrages du réseau

ANNEXE 1.1 : Quelques statistiques de la SONEDE

ANNEXE 1.2 : Exemples de besoins en eau

ANNEXE 1.3 : Variation de la consommation d'eau

1.1 - Types de demande en eau :

C'est la **SONEDE** (la **SO**ciété **N**ationale d'**E**xploitation et de **D**istribution des **E**aux) qui est chargée, en Tunisie, de la production et de la distribution de l'**eau potable**.

Les **statistiques de la SONEDE** (Rapport de la SONEDE, 1998) montrent que, pour **toute la Tunisie** et pour l'**année 1997** :

- Le **volume total** de la **production d'eau** est de **$317 . 10^6$ m^3**
- Le **volume total** d'**eau consommé** est de **$247 . 10^6$ m^3**
- Le **nombre total d'abonnés** est d'environ **$1,4 . 10^6$**

En **1997**, le taux de **desserte** total de la SONEDE était de **76 %** (soit **99%** en zones urbaines et **36%** en zones rurales). Ainsi, sur les 9,3 millions d'habitants que comptait la Tunisie, environ 7,1 millions seulement étaient alimentés en eau potable. Par ailleurs, la population alimentée par le réseau du Ministère de l'Agriculture était estimée à 1,3 millions d'habitants.

La population non encore alimentée en eau, et dont le nombre diminue d'une année à l'autre, réside principalement dans des **zones rurales** très difficiles à desservir (zones très dispersées et de très faibles densités).

Au niveau du **pays** ou au niveau d'une **agglomération urbaine** ou **rurale**, on distingue généralement plusieurs types de demandes en eau, selon le type du consommateur :

- Consommation **domestique** ou humaine.
- Consommation **publique** ou **collective** (municipalité, administrations, écoles, arrosage des jardins, hôpitaux, commerce, ...).
- Consommation **industrielle**.
- Consommation **touristique**.
- Consommation **agricole** (irrigation, élevage, ...).

Ces types de consommations diffèrent de part leurs **quantités** et surtout de leurs **qualités** nécessaires. En **ANNEXE 1.1**, nous présentons la répartition du volume d'eau consommé, par usage (ou type de consommateur), en Tunisie, ainsi que leur évolution depuis 1970.

1.2 - 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**.

1.2.1 - 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**.

En Tunisie, la consommation spécifique **moyenne** de ceux qui sont alimentés par le réseau de la SONEDE était d'environ **100 ℓ/jour/hab** en 1997 (voir aussi l'**ANNEXE 1.2**). Cette moyenne est en soit peu significative parce qu'en effet la consommation spécifique réelle varie énormément en fonction de la zone et du mode d'alimentation (en **1997**) :

– Pour les **Bornes Fontaines** : **11 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.**

En **ANNEXE 1.2**, ces valeurs sont comparées à quelques consommations spécifiques dans d'autres pays développés. Cette comparaison montre que la consommation en Tunisie est encore très faible. Ceci s'explique par notre **niveau de vie** (qui est relativement plus faible) mais principalement par les **faibles ressources en eau** dont nous disposons en Tunisie (voir le **chapitre 2** de ce document) par rapport à ces pays.

Quant aux 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 100 000 habitants) : de **120** à **200** **ℓ/jour/hab.**
– Pour une **Ville** de 20 000 à 100 000 habitants : de **100** à **140** **ℓ/jour/hab.**
– Pour une **Ville Moyenne** (de 5 000 à 20 000 habitants) : de **80** à **120** **ℓ/jour/hab.**
– Pour une **Zone Rurale** (moins que 5 000 habitants) : de **60** 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.

1.2.2 - 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** (voir l'**ANNEXE 1.2** pour plus de **détails**) :

- Pour le **nettoyage des rues** et l'**arrosage des jardins** : de **3** à **5** **ℓ/jour/m^2.**
- **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.**

1.2.3 - 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** (voir aussi l'**ANNEXE 1.2** pour plus de **détails**) :

- 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** :

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

1.2.4 - 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 fleures** et à quelques **pépinières**.

1.3 - Coefficients de pointe :

1.3.1 - 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_0, est déterminé par :

$$N_0 = N\,(1 + a)^n \qquad (1.1)$$

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_0.

Dans le cas où le **plan d'aménagement** de l'agglomération (ou le plan de développement futur) est disponible, N_0 sera alors calculé en se basant sur le plan d'urbanisation prévu. Rappelons que le **taux d'accroissement** en Tunisie varie de 1,5 % à 4 %, selon l'agglomération, avec une **moyenne nationale** de **1,9 %**.

La **consommation moyenne** future C_0, par habitant, est donnée par :

$$C_0 = C\,(1 + b)^n \qquad (1.2)$$

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_0.

En Tunisie, le **taux d'évolution** moyen de la **consommation**, lié à l'évolution du niveau de vie, est d'environ **3 %** par an.

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

$$Q_{j\,m} = N_0 \cdot C_0 \qquad (1.3)$$

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 :

$$Q_{j\,m} = \sum_i N_{oi} \cdot C_{oi} \qquad (1.4)$$

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

1.3.2 - 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**) et de l'**heure** de la journée (elle est généralement maximale vers **12 heure** du matin). En **ANNEXE 1.3**, nous présentons **des exemples de variation** temporelle de la consommation d'eau potable à Toulouse et à l'Ariana.

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 :

$$\boxed{K_1 = \frac{\text{Consommation journalière maximale}}{\text{consommation journalière moyenne}} = \frac{Q_{j\,max}}{Q_{j\,m}}} \qquad (1.5)$$

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**).

1.3.3 - 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 :

$$K_2 = \frac{\text{Consommation horaire maximale}}{\text{consommation horaire moyenne}} = \frac{Q_{h\,max}}{Q_{h\,m}} \qquad (1.6)$$

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

1.3.4 - 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..

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**.
- $K_3 = 1,25$ à 1,35 ; pour un **réseau moyennement entretenu**.
- $K_3 = 1,5$; pour un **réseau vétuste** ou **mal entretenu**.

1.4 - 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**) :

$$V_{tot} = K_3 \cdot 365 \cdot Q_{j\,m} \quad ; \text{ en m}^3\text{/an} \qquad (1.7)$$

• 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** ($Q_{j\,max}$) :

$$Q_{j\,max} = K_3 \cdot K_1 \cdot Q_{j\,m} \quad ; \text{ en m}^3\text{/jour} \qquad (1.8)$$

• 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** ($Q_{h\,max}$) :

$$Q_{h\,max} = K_3 \cdot K_2 \cdot K_1 \cdot Q_{j\,m} / 24 \; ; \text{ en m}^3\text{/heure} \qquad (1.9)$$

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 4**), on fait des simplifications concernant la variation horaire de la consommation. Il s'agit d'une **approximation, par paliers,** de la courbe **Q_h(heure)**. Les courbes, **généralement adoptées**, sont en fonction de l'importance de l'agglomération et présentées en **ANNEXE 1.3**.

ANNEXE 1.1

Evolution des volumes d'eau potable consommés en Tunisie

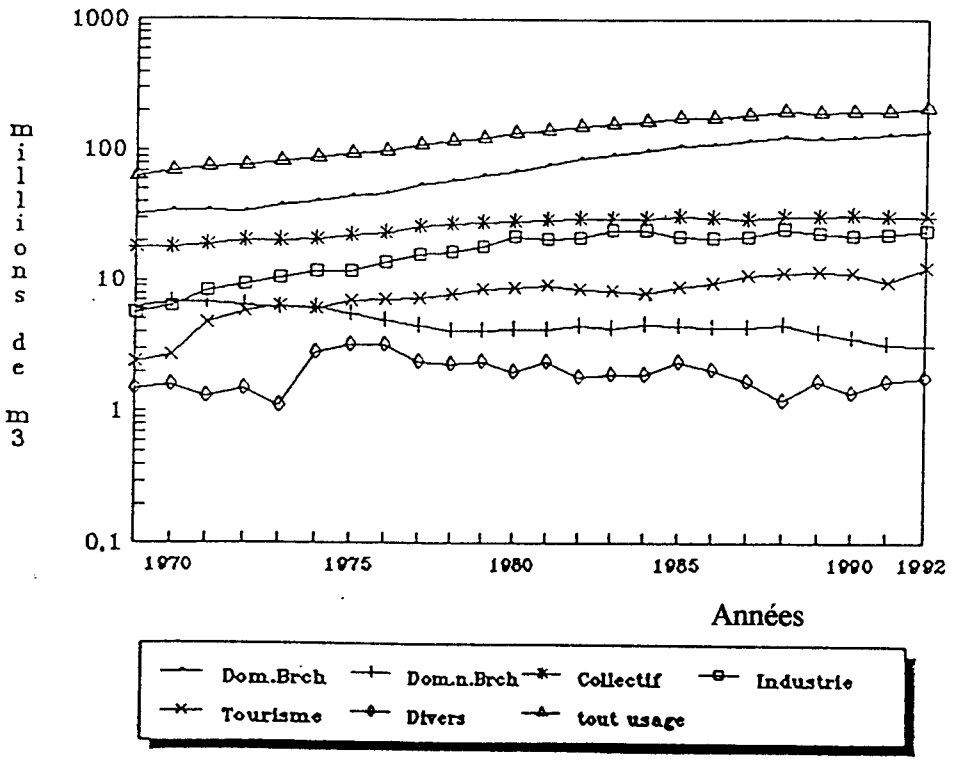
(d'après " **Indicateurs de l'eau** ", SONEDE, 1993 et SONEDE, 1998)

• **Répartition de la consommation par usage** (en 10^6 m^3)

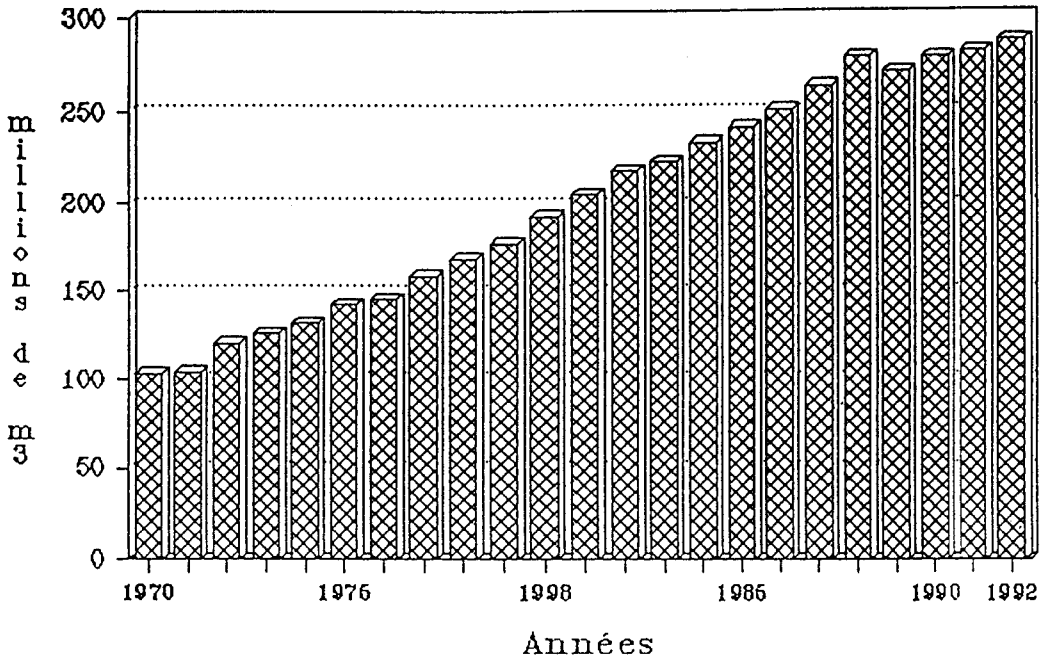
	1981	1992	1997
- Dom. Branché :	80,4 (57%)	136,2 (65,2%)	165,4 (67 %)
- Dom. non br. :	----------	3,2 (1,5%)	2,5 (1 %)
- Collectif :	29,0 (20,6%)	31,1 (14,9%)	34,6 (14 %)
- Industrie :	20,4 (14,5%)	24,2 (11,6%)	27,2 (11 %)
- Tourisme :	9,0 (6,0%)	12,5 (6,0%)	14,8 (6 %)
- Divers :	2,6 (1,9%)	1,8 (0,8%)	2,5 (1 %)
- Nbre d'abonnés :	0,81 . 10^6	1,06 . 10^6	1,4 . 10^6
TOTAL :	141 (100%)	209 (100%)	247 (100%)

Avec Une Evolution Annuelle Moyenne d'environ 5 %

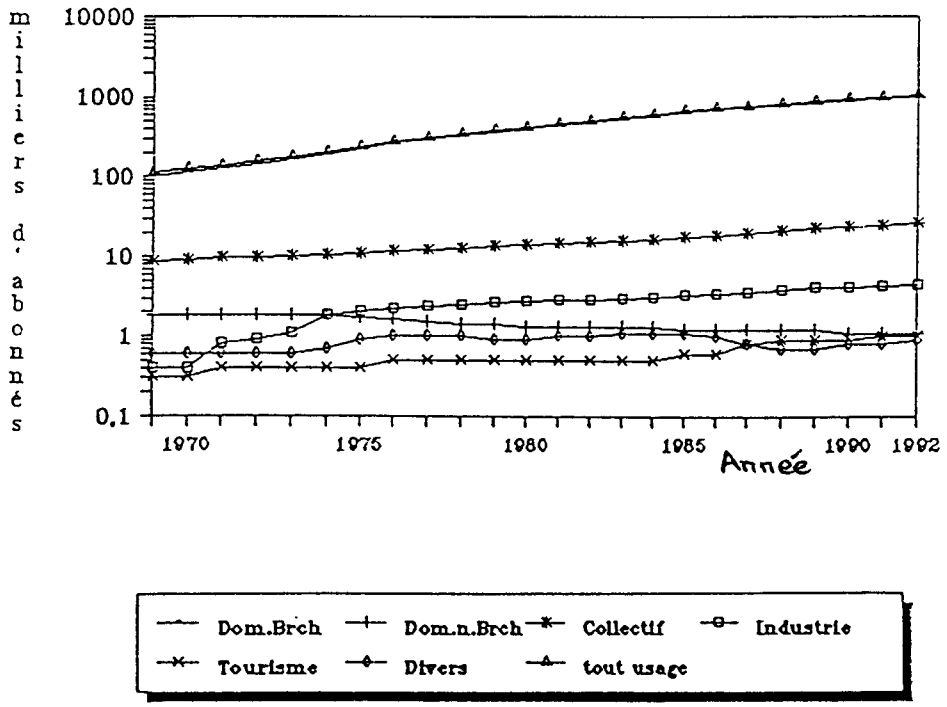
• **Evolution des volumes d'eau consommés par usage** (en 10^6 m^3) :



- **Evolution de la production d'eau potable en Tunisie** (en 10^6 m^3) :



- **Evolution du nombre d'abonnés par usage** (en milliers) :



• **Caractéristiques du réseau SONEDE** (Fin **1997**) :

- Longueur Totale du réseau **d'adduction** (fin 1997) : **6 600 Km**
- Longueur Totale du réseau de **distribution** (fin 1997) : **23 300 Km**
- Longueur Totale du **réseau** SONEDE (fin 1997) : **30 000 Km**
- Nombre de **Réservoirs** (fin 1997) : **900** de Capacité Totale **930 000 m^3**
- Les points d'eau **souterraine** (fin 1997) : **575 Forages, Puits et Sources.**
- Les **eaux de surface** : Les Barrages de **Kasseb** et de **Ben Métir** et le **Canal Medjerda Cap-Bon.**
- Les stations de **traitement** : de **Ben Métir**, de **Ghdir El Golla I, II et III**, de **Joumine-Bizerte** et de **Belly** ; totalisant environ **10 m^3/s**.
- Les stations de **dessalement** : de **Kerkennah (1983)**, de **Gabès (1995)**, de **Jerba** et **Zarzis (2000)** ; totalisant environ **57 000 m^3/jour**.

- Volume total des **productions** d'eau (**en 1997**) : **317 . 10^6 m^3**
  Répartition : **55 %** Eaux de Surface et **45 %** Eaux Souterraines
- Volume total d'eau **consommé** (**en 1997**) : **247 . 10^6 m^3**
  ⇒ **Coefficient de pertes : K_3 = 1,30 (Rendement global 78 %)**

- Nombre **d'abonnés** (fin **1997**) : **1,4 . 10^6**

- **Taux de desserte global d'environ : 76 %**
  - Zone **Urbaine** : **99 %**
  - Zone **Rurale** : **36 %**

  (Soit au Total environ 7,1 . 10^6 d'habitants en 1997 / 9,3 . 10^6)

- Population **alimentée** par le **Ministère** de **l'Agriculture** (fin 1997) : **1,3 . 10^6**

ANNEXE 1.2

Exemples de besoins en eau

*a)- **En Tunisie** :* (d'après la **SONEDE, 1998**)

- La consommation spécifique **moyenne** par usage (en ℓ/**jour/hab.** en **1997**) :

- Domestique Branché	(en ℓ/ **j / hab. branché**) :		**100**
- Domestique non branché (environ **1000** bornes fontaines	(en ℓ/ **j / hab. non branché**)	:	**11**
- Collectif	(en ℓ/ **j / hab. desservie**)	:	**14**
- Industrie	(en ℓ/ **j / hab. desservie**)	:	**11**
- Tourisme	(en ℓ/ **j / lit Exploité**)	:	**300**
	(en ℓ/ **j / lit Occupé**)	:	**560**
- **Tout Usage**	(en ℓ/ **j / hab. desservie**)	:	**130**

- L'eau **à Domicile** (en **1997**)

La consommation spécifique de **100 ℓ/jour/hab** se **répartie** comme suit :

- Toilettes	:	**25 ℓ**
- Bains et Hygiène	:	**30 ℓ**
- Lessive	:	**15 ℓ**
- Vaisselle	:	**10 ℓ**
- Boisson et Cuisson	:	**5 ℓ**
- Arrosage, Lavage de la voiture, etc.	:	**15 ℓ**
- **Total**	:	**100 ℓ**

- Consommation **Collective en Tunisie** (en **1993**) :

- Et. Primaire :	**8**	**ℓ/ j / élève**	(7-9)
- Et. Secondaire :	**14**	" "	(9-30)
- Et. Supérieur :	**33**	**ℓ/ j / étudiant**	(14-260)
- Foyer Univ. :	**159**	" "	(134-240)
- Hôpitaux :	**444**	**ℓ/ j / lit**	(390-530)
- Administrations :	**117**	**ℓ/ j / employé**	(66-190)

Exemples : **ENIT : 100, Fac. Sc. : 40 , Fac. Droit : 10 ℓ/ j / étudiant**

- **Comparaison** avec d'**autres enquêtes** :

Pays / Usagers	FRANCE			Royaume Unis (1971)	URSS (1976)
	Marseille	Leymand (1966)	Paris (1979)		
Ecoles	---	10 à 12 l/j/élève	60 l/j/élève	100 l/j/élève	100 l/j/élève
Lycées	8 à 19 l/j/élève	---	20 l/j/élève	---	---
Hôpitaux	447 à 2036 l/j/lit	---	---	150 l/j/lit	250 à 600 l/j/lit
Administration	---	---	---	---	40 à 60 l/j/employé

b)- *A l'étranger :* (d'après **DESCROIX , 1978**)

Demande en eau journalière moyenne

Allemagne :

BERLIN (1976)	*243 l/jour/habitant*	*(sans industrie)*
HAMBOURG (1976)	*212 "*	
MUNICH (1975)	*279 "*	*(sans industrie)*
COLOGNE (1976)	*250 "*	*(sans industrie)*
FRANCFORT (1976)	*395 "*	
DUSSELDORF	*293 "*	

Pays Bas :

AMSTERDAM	*235 "*	
	dont : domestique 120 l	
	industrie 105 l	
	divers 10 l.	
ROTTERDAM	*263 l/jour/habitant.*	

Grande Bretagne.

MANCHESTER (1973)	*398 "*
BRISTOL (1976)	*290 "*

Etats-Unis :

LOS ANGELES	*665 l/jour/habitant.*
SAN FRANCISCO	*380 "*
CHICAGO (1974)	*858 "*
DETROIT	*590 "*
PHILADELPHIE (1972)	*760 "*

31 HYDRAULIQUE

1. BASES D'ÉVALUATION DES BESOINS EN EAU

- **Usages domestiques :**
  - Arrosage de jardins et usages industriels exclus ..... 125 à 250 l/j.hab
  - Arrosage des jardins (moyenne des mois de pointe) ..... 300 à 600 l/a.j
- **Besoins en eau des villes** (par habitant) :
  - Distribution rurale ..... 125 l/j.hab.
  - Villes de moins de 3 000 habitants ..... 200 l/j.hab.
  - Villes de 3 000 à 15 000 habitants ..... 115 [1], 235 [2], 315 [3] l/j.hab.
  - Villes de 15 000 à 60 000 habitants ..... 175 [1], 285 [2], 350 [3] l/j.hab.
  - Villes de plus de 60 000 habitants ..... 220 [1], 345 [2], 380 [3] l/j.hab.
- **Incendie** (circulaire interministérielle n° 465 du 10 décembre 1951) : 60 m³/h pendant 2 h, débit pouvant être doublé dans les villes notamment. La réserve doit être au minimum de 120 m³.
- **Agriculture :**
  - Blé ..... 1 500 m³/t produite
  - Riz ..... 4 000 m³/t produite
  - Céréales pauvres ..... 1 000 m³/t produite
  - Coton ..... 10 000 m³/t produite
- **Irrigation** par aspersion en régime continu (sous climat tempéré) ..... 1,5 m³/(h.ha)
- **Élevage** (par tête) :
  - Gros bétail ..... 60 à 80 l/d
  - Porcheries à nettoyage hydraulique type français ou danois ..... 4 à 20 l/d
  - Porcheries à nettoyage à sec ou mixte ..... 2 à 6 l/d
  - Moutons ..... 5 l/d

Note 1, 2, 3. — Chiffres tirés des résultats de l'enquête effectuée en 1963-65 par la Direction Générale des Collectivités Locales et la S.E.M.A. auprès d'environ 350 communes françaises d'importances diverses (Revue l'EAU — oct. 1967, n° 10 bis). Les débits moyens pris en considération pour l'enquête portent sur les cinq années antérieures. Les chiffres cités sont

1. 1er quartile pour la tranche considérée;
2. Moyenne arithmétique dans la tranche considérée;
3. 3e quartile pour la tranche considérée.

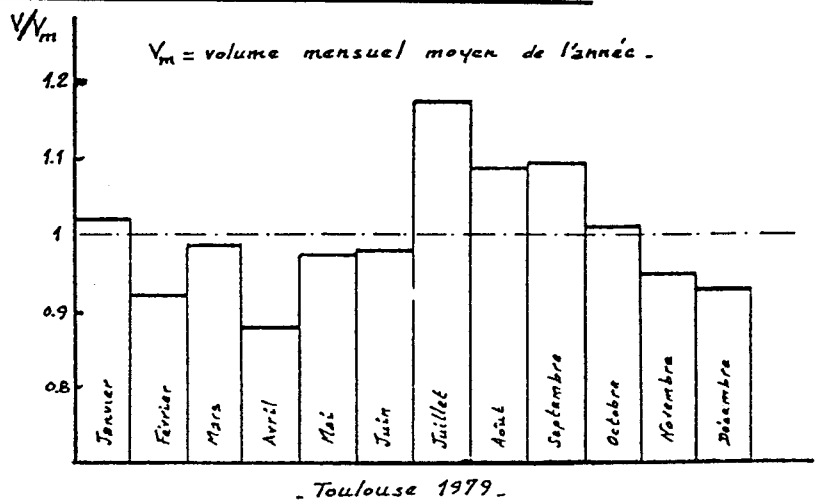
- **Industries agricoles :**
  - Beurrerie ..... 2 à 4 l/l de lait
  - Fromagerie ..... 6 à 10 l/l de lait
  - Poudre de lait ..... 7 à 17 l/l de lait
  - Lait de consommation ..... 7 à 11 l/l de lait
  - Cidrerie (sans embouteillage) ..... 4 m³/t pommes
  - Lavage de bouteilles ..... 2 à 6 l/bouteille
  - Vinification ..... 2 l/l vin
  - Brasserie (fabrication seule) ..... 20 à 30 m³/t malt
  - Malterie ..... 1,5 à 3 m³/t orge
  - Sucrerie ..... 2 à 15 m³/t betteraves
  - Levure ..... 150 m³/t levure
  - Vinaigrerie ..... 50 l/l vinaigre
  - Conserverie de fruits ..... 12 à 15 m³/t fruits
  - Conserverie de légumes ..... 6 m³/t légumes
  - Conserverie de poissons ..... 20 m³/t poissons
  - Conserverie de viande ..... 70 m³/t conserve
  - Féculerie ..... 15 m³/t pommes de terre
  - Amidonnerie ..... 15 à 20 m³/t maïs
  - Abattoirs :
    - Gros bétail, porcs (circuits refroidissement exclus) ..... 5 à 15 m³/t carcasse
    - Volailles ..... 10 à 20 m³/t carcasse
    - Circuits de refroidissement, maximum sans économiseur ..... 30 m³/t carcasse
- **Industries non agricoles :**
  - Tannerie ..... 20 à 140 m³/t produit fabriqué
  - Papeterie :
    - Pâte à papier ..... 300 m³/t produit fabriqué
    - Emballage - carton ..... 40 m³/t produit fabriqué
    - Papiers spéciaux ..... 500 m³/t produit fabriqué
  - Textile :
    - Coton (suivant degré de préparation) ..... 15 à 200 m³/t produit fabriqué
    - Laine (peignage - blanchiment) ..... 165 m³/t produit fabriqué
    - Rayonne ..... 400 à 1 000 m³/t produit fabriqué
  - Produits chimiques ..... 220 à 1 000 m³/t produit fabriqué
  - Raffinerie de pétrole ..... 0,1 à 40 m³/t produit fabriqué
  - Acier ..... 6 à 300 m³/t produit fabriqué
  - Acier laminé ..... 400 m³/t produit fabriqué
  - Aluminium ..... 1 300 m³/t produit fabriqué
  - Électricité thermique, avec refroidissement par eau ..... 3 à 400 m³/MWh

Remarque : La quantité d'eau en circulation peut varier dans de grandes proportions pour une même industrie suivant les techniques utilisées. D'autre part, la consommation d'eau peut se trouver considérablement réduite par recyclage approprié.

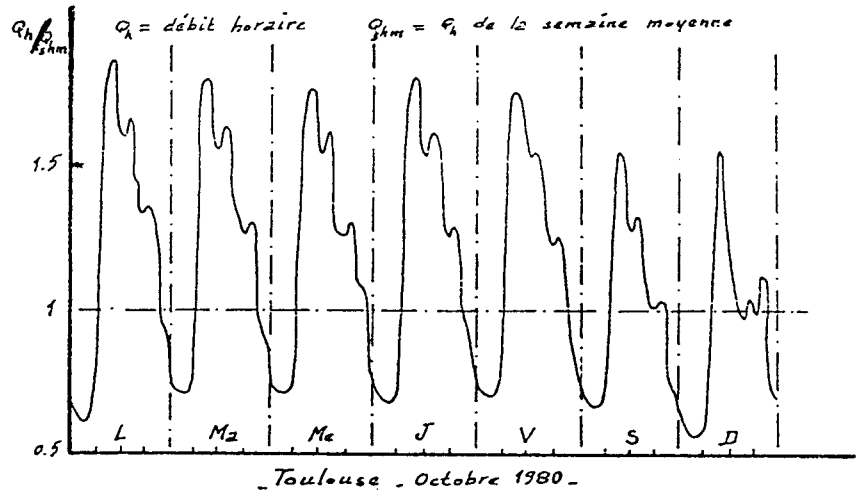
ANNEXE 1.3

Variation de la consommation d'eau

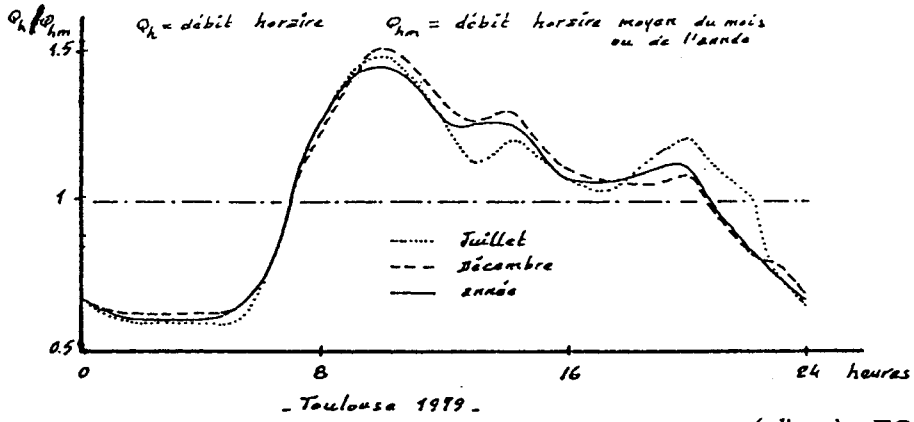
- **Variation mensuelle de la consommation :**



- **Variation journalière de la consommation :**



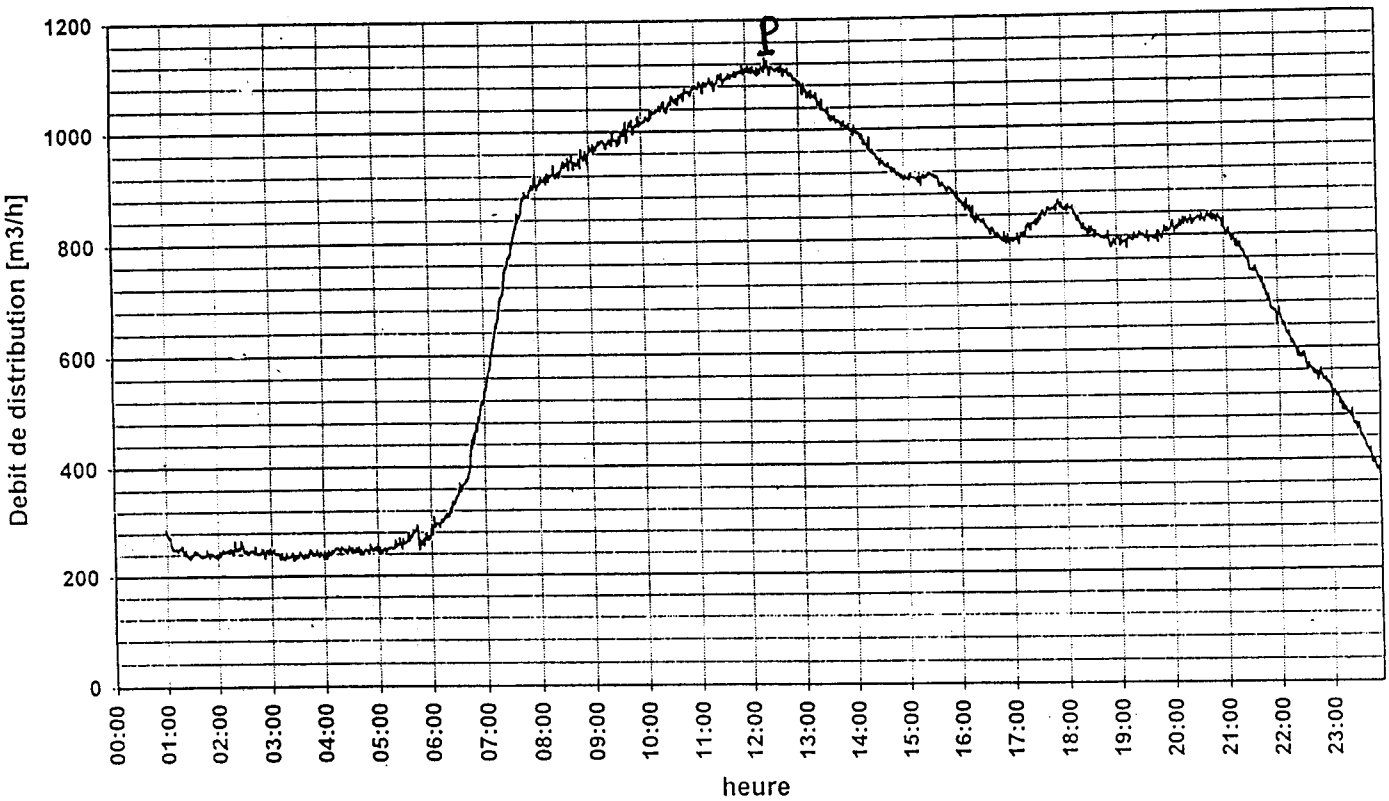
- **Variation horaire de la consommation :**



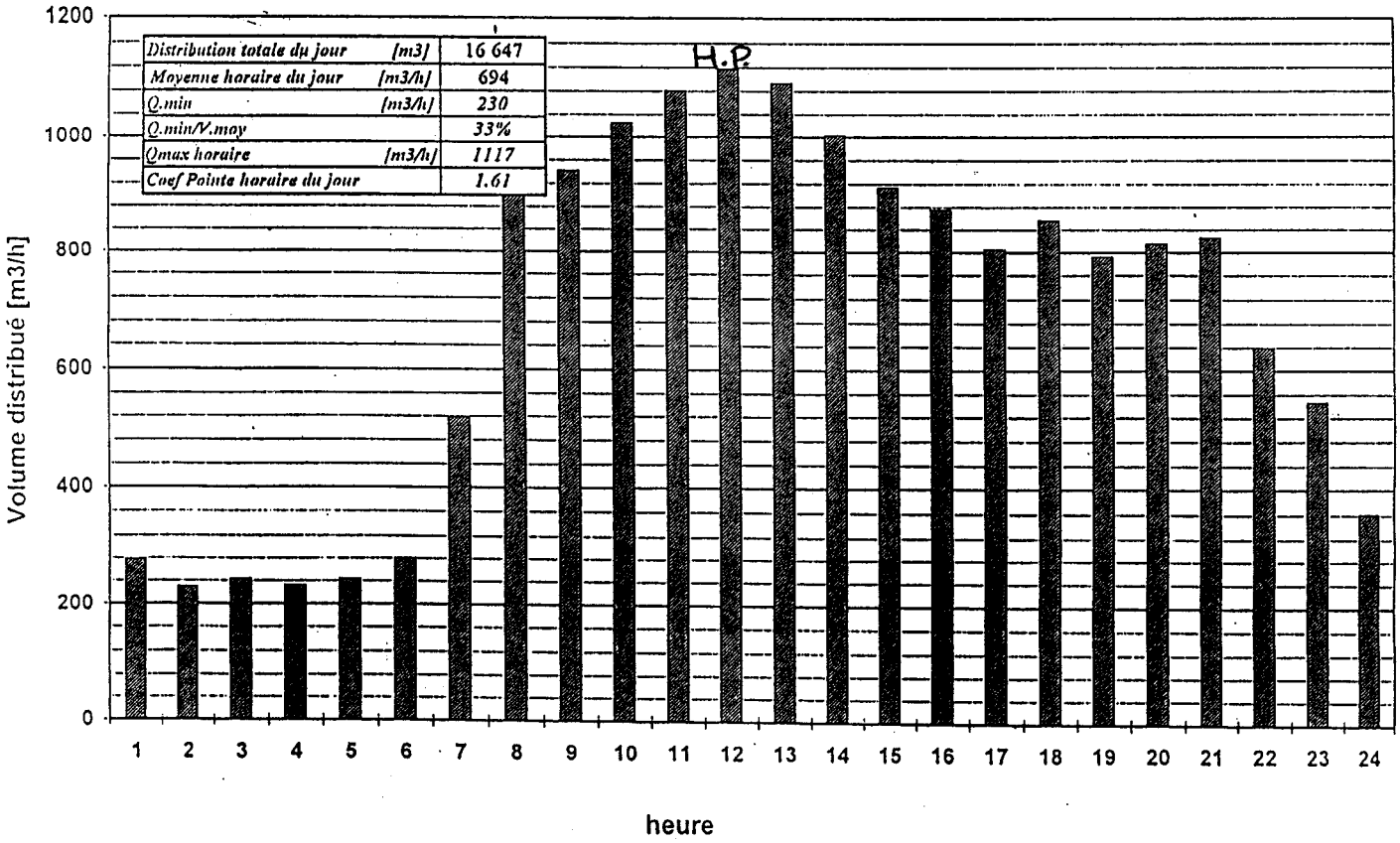
(d'après **FONADE C.**)

• Variation horaire de la consommation à l'Ariana : (le 20/11/1996)

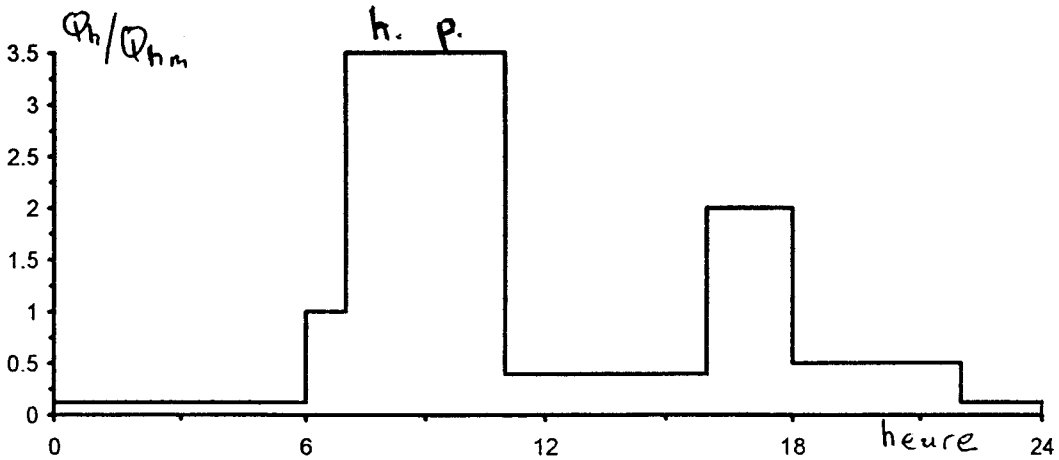
Modulation Horaire faite toutes les minutes (reservoir de l'Ariana)



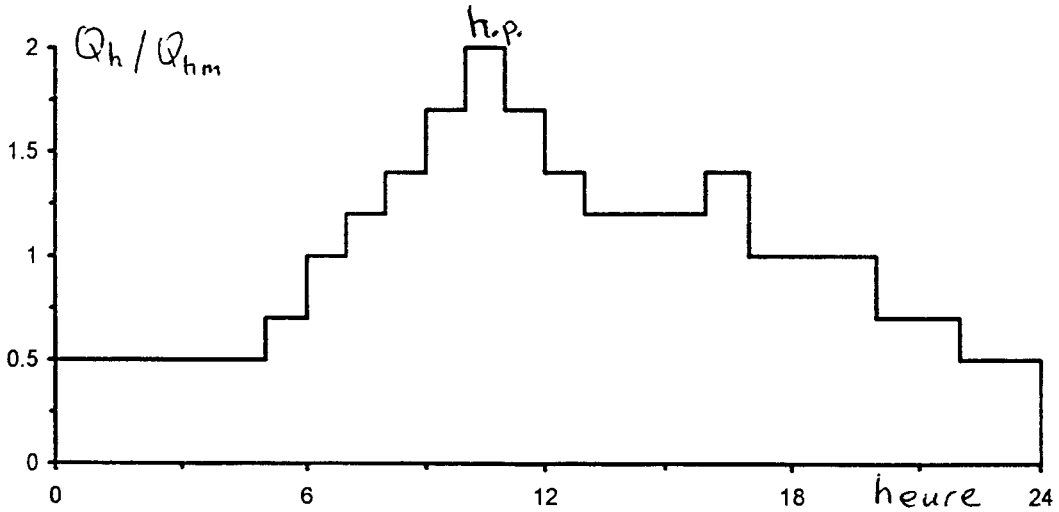
Modulation Horaire du reservoir de l'Ariana



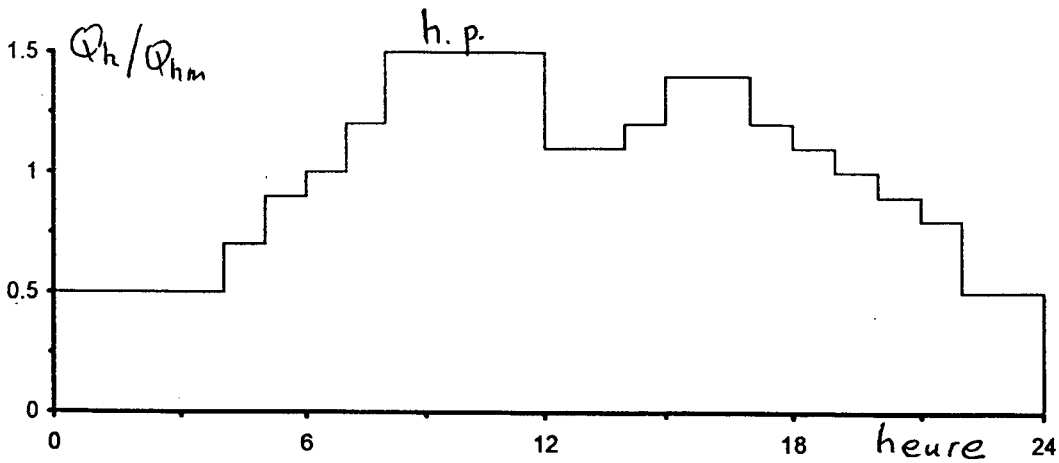
• **Approximation de la variation horaire de la consommation :**



Cas d'une petite agglomération (coefficient de pointe 3,5)



Cas d'une ville moyenne (coefficient de pointe 2)



Cas d'une grande ville (coefficient de pointe 1,5)

Chapitre 2

ORIGINES ET CAPTAGES DES EAUX

ORIGINES ET CAPTAGES DES EAUX

2.1 - Le Cycle hydrologique de l'eau

2.2 - Les Ressources en eau

2.2.1 - Généralités

2.2.2 - Les ressources en eaux de surface

2.2.3 - Les ressources en eaux souterraines

2.3 - Captage des eaux de surface

2.4 - Captage des eaux souterraines

2.4.1 - Exploitation des nappes phréatiques

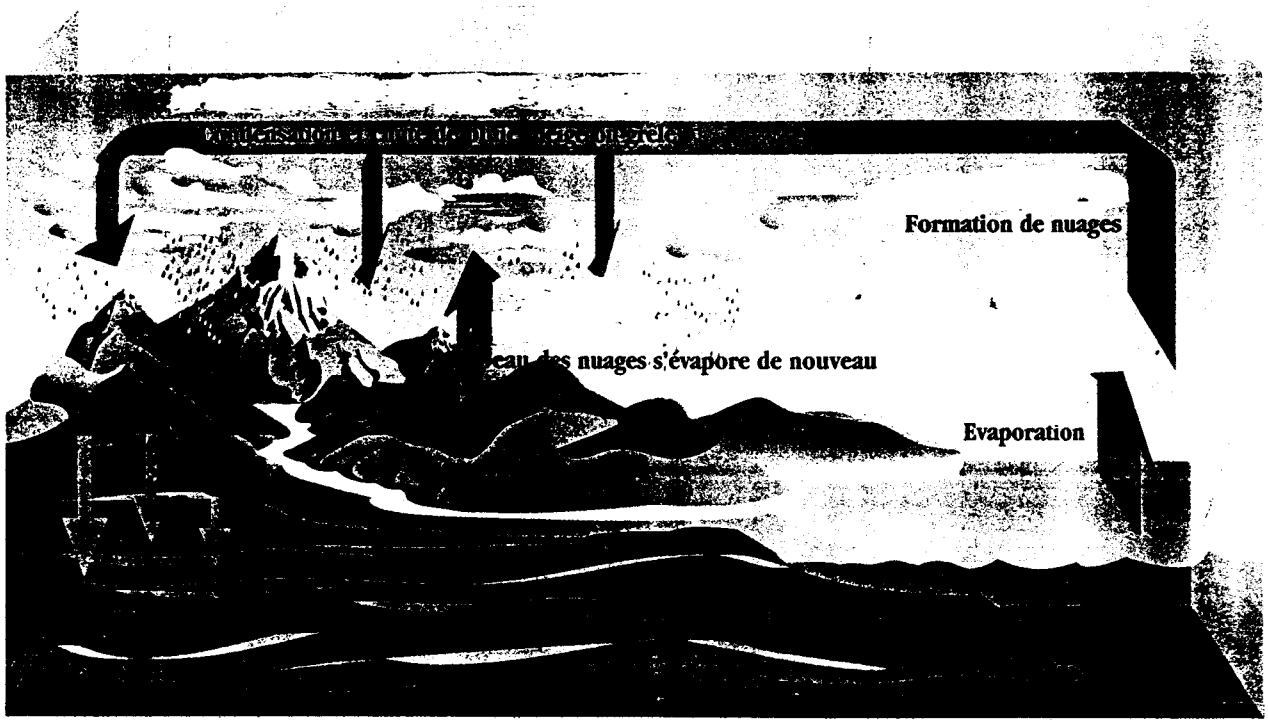
2.4.2 - Exploitation des nappes profondes

2.1 - Le Cycle hydrologique de l'eau : (rappel d'hydrologie)

Le **Cycle hydrologique** de l'eau dans la nature peut être schématisé ainsi :

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.



LE CYCLE DE L'EAU DANS LA NATURE

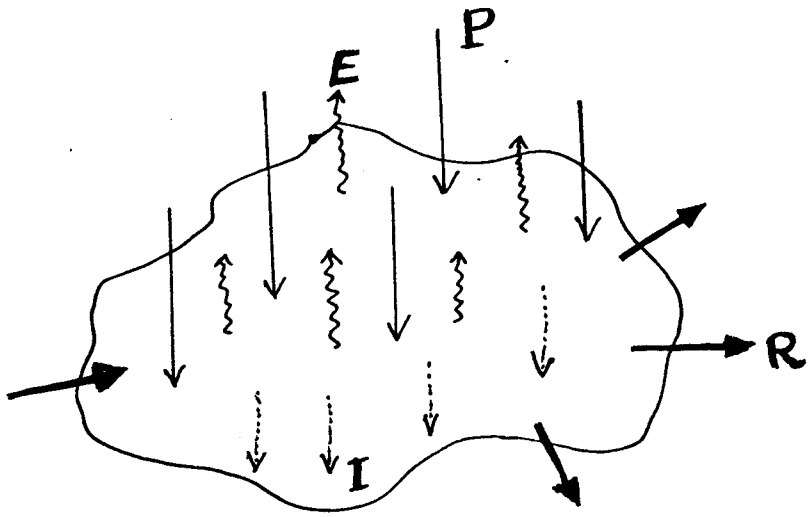
(1) L'eau s'évapore sous l'effet de la chaleur

(2) La vapeur d'eau forme les nuages

(3) Les nuages se condensent et retombent sous forme de pluie, de neige ou de grêle

(4) L'eau provenant des nuages s'évapore de nouveau et le cycle recommence.

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 :

$$\boxed{P = E + R + I}$$

En ce qui concerne la **Tunisie**, qui est caractérisée par un climat **aride** ou semi-aride, la **pluviométrie** est **faible** et **l'évaporation** est **importante**. A titre indicatif, Le tableau ci-dessous donne (juste à titre indicatif) un **ordre de grandeur** des moyennes des différents termes du bilan hydrologique en Tunisie et en France.

En Tunisie (en moyenne) :	**En France** (en moyenne) :
• **P ≅ 33 . 10^9 m^3/an**	• **P ≅ 720 . 10^9 m^3/an**
• **E ≅ 80 % . P**	• **E ≅ 65 % . P**
• **R ≅ 10 % . P**	• **R ≅ 25 % . P**
• **I ≅ 10 % . P**	• **I ≅ 10 % . P**

2.2 - Ressources en eau :

2.2.1 - Généralités :

Rappelons que **l'eau** couvre **75% de la surface** du globe terrestre. Le **volume total** des eaux est d'environ **$1{,}3.10^9$ km^3** dont **97%** sont constituées par les **océans** et les **mers** et **2%** par les **glaciers**. Seulement **1%** de ces eaux est constitué **d'eau douce** disponible pour les diverses consommations de l'homme.

Comme nous l'avons indiqué, le climat en **Tunisie est aride** (ou semi-aride) caractérisé par une **faible pluviométrie**, un **fort ensoleillement** et une **forte évaporation**.

D'après les statistiques de l'Institut National de la Météorologie (I.N.M), comme le montre la **figure** de la page suivante (les moyennes annuelles des précipitations en Tunisie pour la période : 1961-1990), la **pluviométrie** varie de **1300 mm/an** (à l'extrême Nord-Ouest) à moins de **100 mm/an** (à l'extrême Sud) avec une **moyenne** d'environ **336 mm/an**. Cette valeur peut être considérée très faible comparée à d'autres moyennes annuelles : la moyenne annuelle sur la **terre** est d'environ **760 mm/an**, la moyenne en **France** est **800 mm/an**, la moyenne au **Québec** (Canada) est d'environ **1500 mm/an**.

La période pluvieuse commence à partir du mois de Septembre et s'échelonne pratiquement jusqu'au mois de Mars. Les plus fortes moyennes mensuelles de la pluie se situent pendant les mois d'Octobre, Novembre et Décembre. La **pluie** a généralement un caractère **orageux**.

Notons que les pertes par évaporation sont très importantes en Tunisie (environ 80% du volume total des précipitations) avec des moyennes annuelles variant de 1600 mm/an au nord à 2400 mm/an au sud. Les statistiques de l'I.N.M montrent que les plus fortes évaporations se font pendant la saison estivale (les mois de Juin, Juillet et Août).

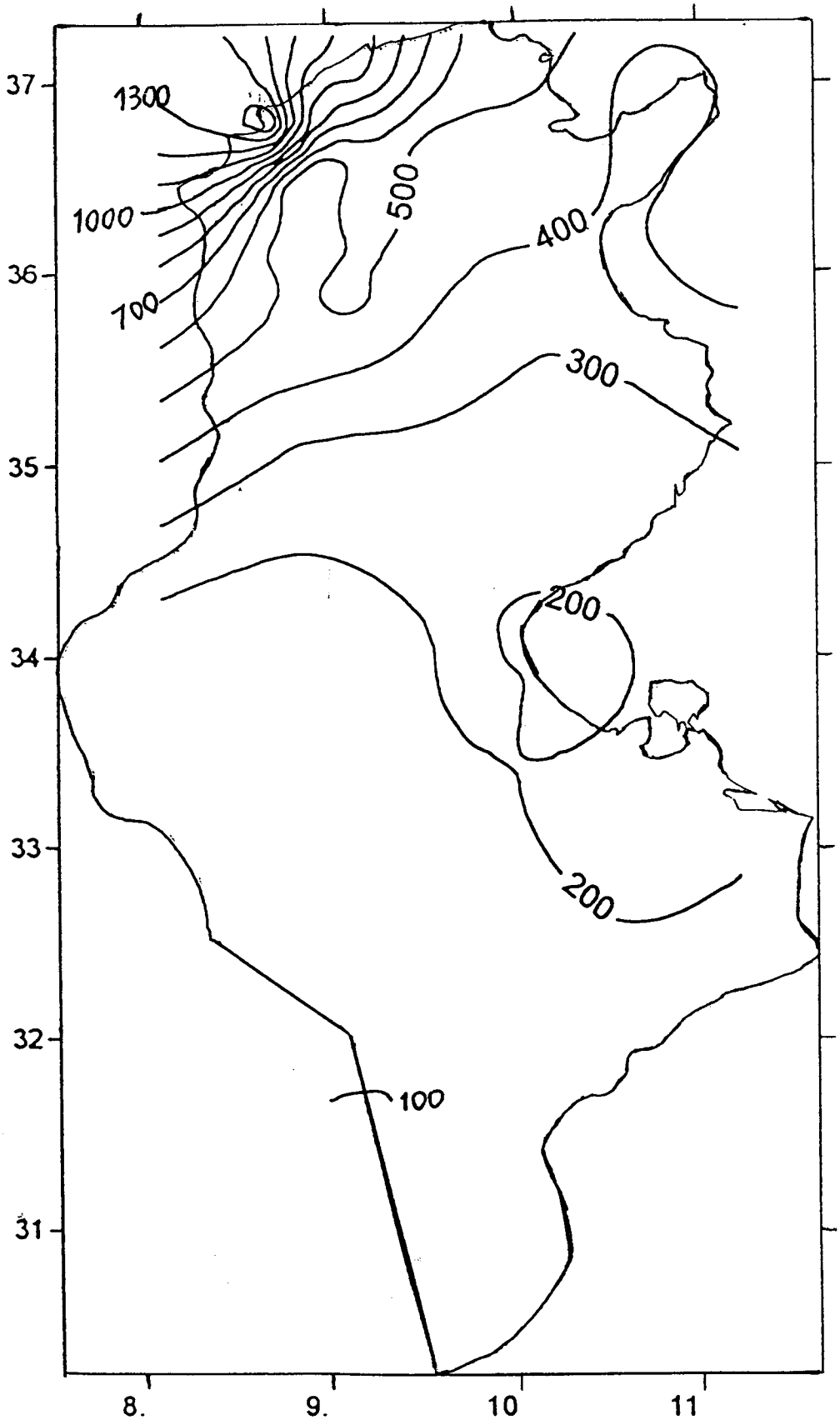
Ainsi, nos **ressources exploitables** en **eau douce** sont **très limitées**. Elles sont estimées **à 4600 millions de m^3 par an**, et se répartissent en :

- **Eaux de surface :** les eaux des oueds et des cours d'eau.
- **Eaux souterraines :** les eaux des nappes souterraines.

L'**utilisation** de nos ressources en eau se répartie ainsi :

- **Eau Potable** ≅ **10 %** (pour environ **8,5 millions** d'habitants).
- **Eau d'Irrigation** ≅ **85 %** (pour environ **400 000 ha** de périmètres irrigués).
- **Industries** ≅ **5 %**

Ces **ressources** sont **très faibles** comparées à d'autres pays : en **Egypte**, le **barrage d'Assouane**, sur le Nil, a une **capacité** de **34.10^9 m^3** (soit environ 7 fois nos ressources en eau), en **France**, les ressources sont estimées à **180.10^9 m^3/an** (l'utilisation est limitée à environ 5.10^9 m^3/an pour l'eau potable, 5.10^9 m^3/an pour l'irrigation et 25.10^9 m^3/an pour les industries dont environ 17.10^9 m^3/an sont consommés par l'E.D.F.).



Moyennes Annuelles des Précipitations en Tunisie (en mm/an).
- <u>Période</u> : 1961-1990 - (d'après **l' I. N. M.**).

Non seulement les ressources en eaux en Tunisie sont très faibles, mais en plus leur **exploitation pose trois problèmes** majeurs :

① Le caractère **orageux** de pluies, ce qui nécessite la construction de **barrages**.

② La mauvaise **répartition spatiale** des ressources entre le Nord, le Centre et le Sud, ce qui nécessite la construction **d'ouvrages** de **transport** (canaux, conduites).

③ La **salinité** relativement élevée des eaux, ce qui nécessite soit des mélanges avec des eaux plus douces soit le dessalement des eaux saumâtres.

En tout cas, ces problèmes rendent encore **plus coûteuse** l'exploitation de nos ressources en eaux.

Par ailleurs, un large programme visant la **réutilisation des eaux usées traitées** est en cours. Ainsi, plus que **30 millions de m^3** sont actuellement réutilisés pour l'irrigation de 6000 ha (principalement dans les Gouvernorats de Monastir, de Sousse et de l'Ariana). En outre, une partie des eaux usées traitées sert à la recharge artificielle des nappes d'eaux souterraines (site d'oued Souhil dans le Gouvernorat de Nabeul).

Notons aussi qu'une partie des eaux mobilisées se perd pour diverses raisons, dont la vétusté des réseaux de distribution et la non adaptation des modes d'irrigation. Afin de limiter ces pertes en eau, les autorités encouragent les agriculteurs à adopter les techniques d'économie d'eau pour l'irrigation de leurs cultures. De même, la SONEDE a mis au point un programme pour réduire le taux de perte en eau de son réseau à environ 25%.

2.2.2 - Les ressources en eaux de surface :

Nos **ressources exploitables** en eaux de surface sont estimées en moyenne à **2700 millions de m^3 par an.** Ce potentiel est lié à 85% aux eaux des oueds dont les lits se remplissent lors des périodes pluvieuses de l'automne, de l'hiver et du printemps. L'écoulement de base en eaux de surface représente 15% de ce potentiel (d'après le Ministère de l'Environnement et de l'Aménagement du Territoire : Rapport National sur "***L'état de l'Environnement***", 1995).

L'utilisation des eaux de surface pour l'alimentation en eau potable présente quelques inconvénients : une température variable en fonction des saisons, un traitement est nécessaire, une composition chimique qui la rende moins agréable à boire. Néanmoins, on fait appel en Tunisie à ces eaux parcequ'elles ont quelques avantages : plus abondantes que les eaux souterraines et plus de facilité de prise.

La **salinité moyenne** des apports de l'écoulement de base est relativement élevée : elle atteint en moyenne **2 g/ℓ**. Quant aux apports de crues, ils sont de meilleure qualité avec une salinité moyenne de l'ordre de **1 g/ℓ**. Toutefois, nous remarquons que les eaux de surface **saumâtres** (salinité supérieure à **3 g/ℓ**) restent localisées :

– **Pour le Nord**, au niveau des oueds de Mellègue et Tessa,

– **Pour le Centre**, ce sont les écoulements de base de l'oued Zéroud qui ont la salinité la plus élevée avec **4,6 g/ℓ**, alors que les eaux des crues sont caractérisées par une salinité inférieure à **2 g/ℓ**.

– **Pour le Sud**, les apports de base des eaux de surface ont une salinité de l'ordre de **4 à 5 g/ℓ**, alors que les apports des crues ont une salinité de l'ordre de **1,5 g/ℓ**.

2.2.3 - Les ressources en eaux souterraines :

Les **eaux souterraines** sont les eaux des **nappes** : couches de terrains **perméables saturés** d'eau. Nous distinguons deux catégories de nappes :

– ***Les nappes phréatiques*** (ou nappes de **surface**) : elles sont à moins de 50 mètres de profondeurs et généralement séparées de la surface par quelques couches de terrains perméables. Selon les régions, la profondeur varie de quelques mètres à 20 à 30 mètres. Ces nappes sont alimentées principalement par infiltration à partir de la surface ou par écoulement souterrain.

– ***Les nappes profondes*** (ou nappes **captives**) : leurs gisements sont situés à plus de 50 mètres de profondeur et parfois même à plus de 2500 m de profondeur dans le Sud du pays. Ces nappes sont alimentées principalement par écoulement souterrain.

Le potentiel en eaux souterraines est évalué à **1 900 millions de m^3 par an**, se répartissant entre : **700 millions de m^3 par an**, à partir des nappes phréatiques, et **1 200 millions de m^3 par an**, à partir des nappes profondes. Globalement, les nappes phréatiques sont actuellement surexploitées avec **760 millions de m^3** pompés par an. L'exploitation des nappes profondes atteint environ **1 000 millions de m^3 par an**, le reste le sera très prochainement suite à la réalisation des forages prévus (d'après le Ministère de l'Environnement et de l'Aménagement du Territoire : Rapport National sur "***L'état de l'Environnement***", 1995).

L'exploitation de ces eaux souterraines se fait à l'aide de : **76 000 puits de surface, 76 sources, et plus de 320 forages jaillissants et 2000 forages pompés**.

Les **nappes phréatiques** sont caractérisées dans leur ensemble par des **salinités** variant de moins de **1,5 g/ℓ** à plus de **5 g/ℓ**. Ce sont les nappes côtières qui détiennent le degré de salinité le plus élevée, atteignant et même dépassant les **6 g/ℓ**. Quant aux nappes profondes, elles sont caractérisées par une salinité variant de moins de **1,5 g/ℓ** à **3** à **5 g/ℓ**. Certaines nappes profondes du Centre et du Sud notamment se distinguent par le caractère saumâtre de leurs eaux (nappe profonde de Sfax dans la zone avale, nappe du complexe terminal à Djerba, Zarzis et Ben Gerdane).

Compte tenu de la surexploitation des nappes de surface, la **recharge artificielle** des nappes d'eaux souterraines a été intégrée dans la stratégie décennale de développement des ressources en eau en Tunisie. Ainsi, la recharge artificielle a permis de recharger plusieurs nappes réparties à travers le pays : Teboulba, Békalta, Mornag, Mateur, Ras Jebal, Grombalia, Nadhour, Oued Siliana et Kairouan.

En outre, une partie des **eaux usées traitées** est actuellement utilisée pour la recharge artificielle des nappes d'eaux souterraines, par exemple au site d'Oued Souhil dans le Gouvernorat de Nabeul.

2.3 - Captage des Eaux de Surface :

Compte tenu du caractère orageux des pluies en Tunisie, la mobilisation des eaux de surface se fait essentiellement par les barrages et les lacs collinaires. Sur le potentiel annuel de **2 700 millions de m^3** d'eaux de surface, seuls **2 100 millions de m^3** sont mobilisables par les barrages et les barrages collinaires, le reste, c'est à dire **600 millions de m^3** par an, ne pouvant être mobilisé que par les lacs collinaires et les ouvrages de C.E.S (Conservation des Eaux des Sols).

Afin de mobiliser la totalité des eaux de surface d'ici l'an 2002, la stratégie nationale de développement des ressources a prévu la réalisation de : **21 grands barrages, 205 petits barrages** (ou barrages collinaires), **1400 lacs collinaires** et **400 ouvrages de C.E.S.** Actuellement, la réalisation de ces différents ouvrages est presque terminée.

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.

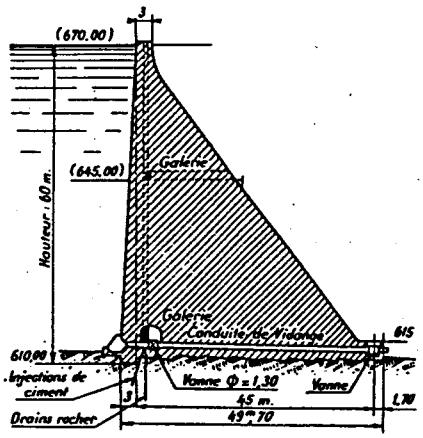
On distingue **plusieurs types de barrages** (voir schémas dans la page suivante) : barrage poids, barrage à contreforts multiples (barrage Ben Métir), barrage voûte (barrage Kasseb), barrage à voûtes multiples (barrage Mellègue), barrage en terre (barrages de Sidi Salem, Sidi Sâad, Nébhana, Joumine, Sejnane, Siliana, Ghézala, Bir Mchargua, El Houareb, etc.) ou barrage en enrochement.

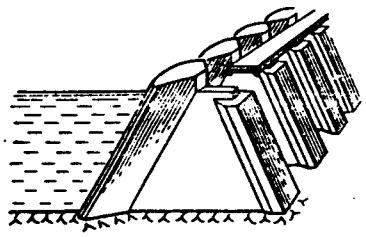
Les barrages souples (constitués d'une digue en terre ou en enrochement) sont actuellement les plus réalisés puisqu'ils sont les moins coûteux. Néanmoins, ces types de barrages où sont utilisés des matériaux locaux, nécessitent : un écran ou un noyau imperméable en argile (pour limiter les fuites), un 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 manoeuvre des vannes (manoeuvre électro-mécanique et manoeuvre manuelle de sécurité) ainsi que des vannes de sécurité.

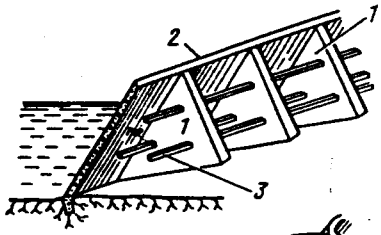
Différents Types de Barrages

➪ **Barrage Poids :**

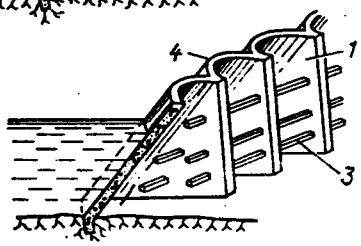




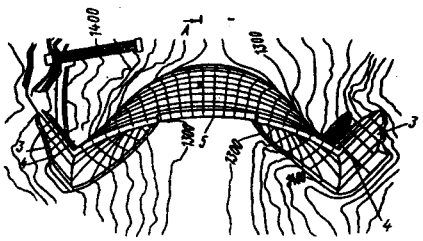
➪ **Barrage à Contreforts :**

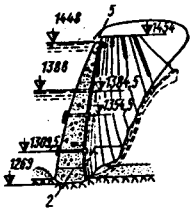


➪ **Barrage à Voûtes Multiples :**

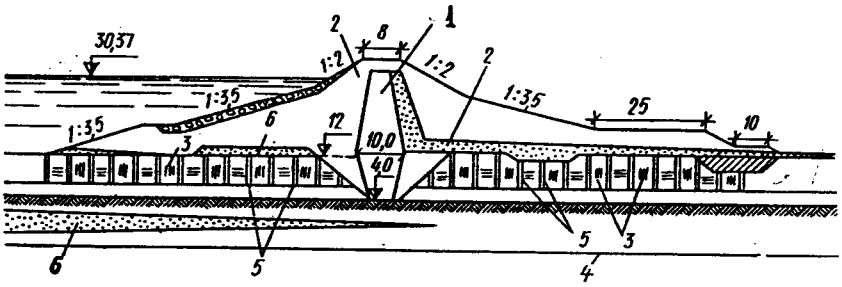


➪ **Barrage Voûte :**

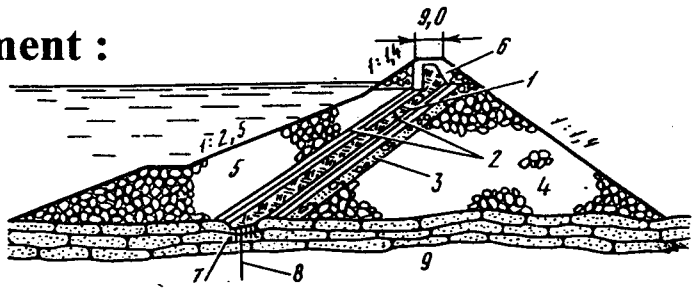




➪ **Barrage en Terre :**



➪ **Barrage en Enrochement :**



2.4 - Captage des Eaux Souterraines :

Comme nous l'avons mentionné, une nappe est une couche de terrain perméable qui est saturée d'eau. L'exploitation des eaux souterraines dépend principalement du type de nappe.

2.4.1 - Exploitation des nappes phréatiques :

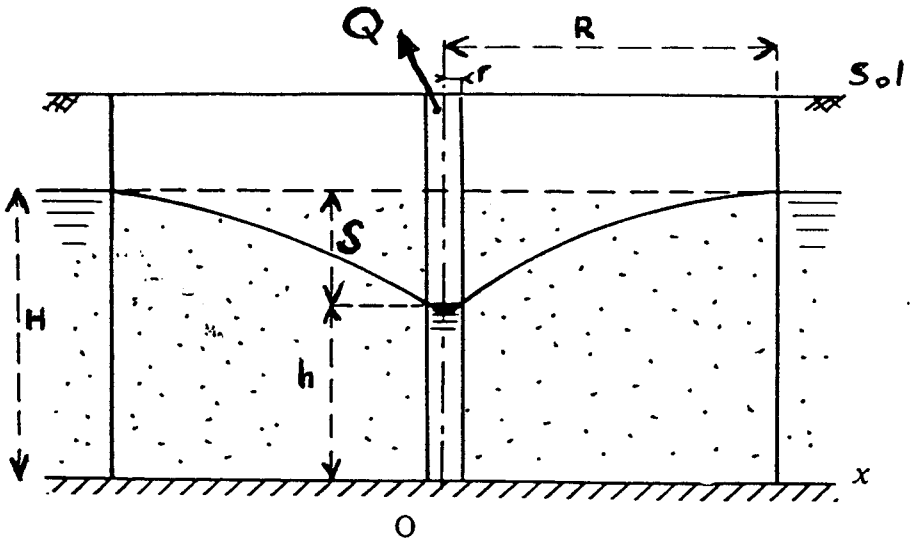
Les **nappes phréatiques** (ou nappes de surface), à cause de leurs présences très proches de la surface de la terre (une profondeur inférieure à 50 mètres), sont généralement caractérisées par une eau à la **pression atmosphérique** : l'eau est en contact avec l'atmosphère à travers les grains des couches 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.

Quand un débit d'eau Q est pompé à partir d'une nappe phréatique, au bout d'un certain temps, un régime d'équilibre va s'établir entre la nappe et le puits qui va se traduire par un abaissement de la hauteur d'eau dans le puits jusqu'à une valeur **h** inférieure à la hauteur initiale **H**. La différence **(H−h)**, désignée par **s**, prend le nom de **rabattement de la nappe**. Ce rabattement dépend du débit pompé, du rayon du puits, de l'épaisseur et la perméabilité de la nappe. La formule de **Dupuit** nous donne une relation entre toutes ces grandeurs :

$$\boxed{Q = \frac{K\pi(H+h)s}{\mathrm{Ln}\frac{R}{r}}}$$

Dans laquelle Q est le débit pompé (en m^3/s), K est la perméabilité de la nappe (en m/s), H et h sont les hauteurs d'eau dans la nappe avant et après pompage respectivement (en m), r est le rayon du puits (en m), R est le rayon d'action du puits (c'est la distance entre l'axe du puits et le point où l'influence du pompage ne se fera pas sentir, en m) et s est le rabattement (en m).



Nappe s'écoulant vers un puits en pompage.

2.4.2 - 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.

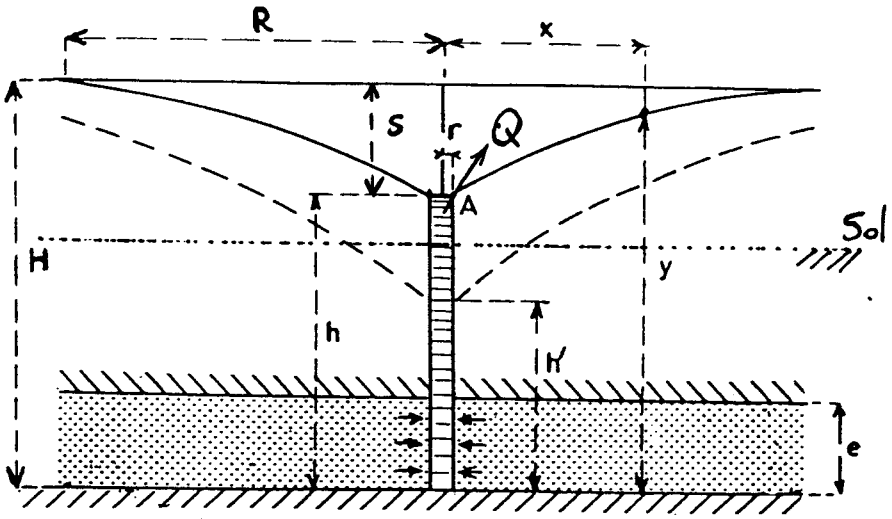
L'exploitation de ces nappes se fait généralement à l'aide de **forages tubés** de **faible** diamètre : **9"5/8** et **13"3/8** (soit environ de **25** et **34 centimètres**).

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.

Dans une nappe captive, le rabattement **s** est défini comme étant l'abaissement de la pression d'une valeur initiale **H** à une pression inférieure **h**. Dans ce cas, la formule de **Dupuit** s'écrit :

$$\boxed{Q = \frac{2 K \pi e s}{\mathrm{Ln}\frac{R}{r}}}$$

Dans laquelle **e** est l'épaisseur de la nappe (en m). Notons que, pour les nappes captives, le produit de la perméabilité K par l'épaisseur **e** s'appelle la **transmissivité** : **T = K.e** (en m^2/s).



Pompage dans une nappe captive.

Notons que les différentes nappes en Tunisie font l'objet **d'études** et d'un **suivi continu** de la part du Ministère de l'Agriculture. En effet, l'exploitation d'une nappe, l'exécution de nouveaux forages ou puits et l'augmentation des débits pompés nécessitent des études détaillées préalables dont les objectifs sont :

- **de ne pas surexploiter** la nappe, pour éviter les risques de la vider, d'augmenter énormément le rabattement et de salinisation des nappes côtières, etc. Il faut alors déterminer la capacité de la nappe (son taux d'alimentation).

- **de bien choisir l'emplacement** des nouveaux forages pour ne pas perturber le fonctionnement des forages existants (abaissement des pressions et/ou des débits). Les nouveaux forages doivent être exécutés en dehors des rayons d'action des anciens forages.

La **modélisation hydrogéologique** des **nappes** est actuellement le meilleur moyen disponible qui permet de répondre à toutes ces questions. En effet, le **modèle**, après une phase de calage sur des mesures in-situ, permet de prévoir le comportement de la nappe suite à n'importe quelle sollicitation (augmentation des débits, nouveaux forages, etc.).

Chapitre 3

ADDUCTION DES EAUX

ADDUCTION DES EAUX

3.1 - Types d'adduction

3.2 - Adduction gravitaire en charge

3.2.1 - Charge hydraulique

3.2.2 - Perte de charge linéaire

3.2.3 - Perte de charge singulière

3.2.4 - Ligne piézomètrique et ligne de charge

3.2.5 - Caractéristiques hydrauliques d'une conduite en charge

3.2.6 - Calcul des réseaux de conduites

3.3 - Adduction par refoulement

3.3.1 - Caractéristiques des pompes

3.3.2 - Point de fonctionnement d'une pompe

3.3.3 - Montage des pompes

3.3.4 - Amorçage des pompes

3.4 - Eléments particuliers des réseaux d'adduction

3.4.1 - Types de tuyaux

3.4.2 - Choix des diamètres

3.4.3 - Protection des conduites contre les coups de bélier

3.4.4 - Mesure des débits

3.4.5 - Dispositions particulières

3.5 - Débit d'adduction

ANNEXE 3.1 : Coefficient de perte de charge λ

ANNEXE 3.2 : Tables de perte de charge

3.1 - Types d'adduction :

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 cote 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

Citons à ce propos deux exemples typiques d'aqueducs en Tunisie:

- l'aqueduc **Romain**, d'environ **130 Km** de long, dont l'objectif est d'amener les eaux de Zaghouan vers Carthage. Il alimentait les habitants de Carthage en eau, ses vestiges sont encore visibles.

- le canal **Medjerdah-Cap Bon** qui va du barrage Laroussia sur l'Oued Medjerdah jusqu'à Belly, soit environ **140 Km** de long. Il a pour objectif de ramener les eaux du Nord principalement vers la région de Tunis et le Cap Bon, avec un **débit** maximum de **16 m^3/s**.

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.

3.2 - Adduction gravitaire en charge :

Ce sujet étant largement développé dans le cours d'**hydraulique**, nous nous contenterons de **quelques rappels** et quelques **applications aux réseaux** d'eau.

3.2.1 - Charge hydraulique :

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

$$H = \alpha \frac{U^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + z \qquad \textbf{(3.1)}$$

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 :

$$H_1 = H_2 + J$$

Où **J** (noté aussi **ΔH**) représente la **perte de charge totale** entre la section S_1 et S_2 . 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.

3.2.2 - Perte de charge linéaire :

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

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

Soit une perte de charge **par mètre de longueur** de la conduite :

$$\boxed{j = \frac{\lambda}{D} \frac{U^2}{2g}} \qquad \textbf{(3.2)}$$

Où **L** est la longueur totale de la conduite (en m) et **λ** est le coefficient de perte de charge. Ce coefficient est donné en fonction du nombre de Reynolds ($R_e = U\,D\,/\,\nu$) 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, $\nu \cong 10^{-6}$ **m²/s**).

Sans citer toutes les expressions de $\lambda = f(R_e$ 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 **ANNEXE 3.1**), nous rappelons seulement la formule générale de **Colebrook** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2.\log\left(\frac{k_s}{3,7\,D} + \frac{2,51}{R_e\sqrt{\lambda}}\right) \qquad \textbf{(3.3)}$$

Des tables de perte de charge linéaire sont données dans l' **ANNEXE 3.2**. Ces tables donnent les valeurs de $j = f(D, k_s, Q)$. Ces tables peuvent en effet avoir plusieurs utilisations :

paramètres connus	détermination de
(D, k_s, Q)	j
(D, k_s, j)	Q
(k_s, Q, j)	D
(D, Q, j)	k_s

3.2.3 - 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 chargé locale (notée ΔH) provoquée par ces singularités peut généralement se mettre sous la forme :

$$\Delta H = K\,\frac{U^2}{2\,g} \qquad \textbf{(3.4)}$$

Où **K** est un coefficient qui dépend de la forme et des dimensions de la singularité. Nous renvoyons le lecteur au cours d'hydraulique ou à la bibliographie pour les différentes valeurs de ce coefficient pour les singularités les plus rencontrées (par exemple au livre de **Lencastre** ou celui de **Carlier**).

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.

3.2.4 - Ligne piézomètrique et ligne de charge :

La charge hydraulique peut être repartie en deux différentes grandeurs : $\mathbf{H = H^* + H_d}$

Avec $H^* = \dfrac{P}{\rho\,g} + z$ et $H_d = \dfrac{U^2}{2\,g}$ **(3.5)**

Où **H*** est la **"charge statique"** et $\mathbf{H_d}$ est appelée " **charge dynamique** ".

• ***Ligne piézomètrique :***

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), est appelée la **ligne piézomètrique**.

• ***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 piézomètrique par une translation vers le haut égale en chaque point à la valeur locale de $(\mathbf{U^2 / 2\,g})$.

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 piézomètrique) puisque le terme de vitesse $(U^2 / 2\,g)$ reste généralement faible par rapport à la charge statique.

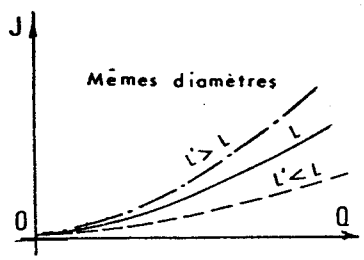
3.2.5 - Caractéristiques hydrauliques d'une conduite en charge :

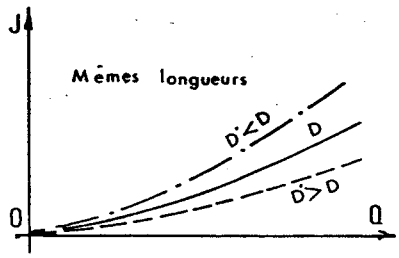
La plupart des **écoulements industriels** se situent, en pratique, en régime **turbulent rugueux**, où l'expression du coefficient de perte de charge **λ** devient indépendante du nombre de Reynolds (formule de **Nikuradse**, voir **ANNEXE 3.1**) : $\boldsymbol{\lambda = f\,(k_s/D)}$. L'expression de la perte de charge linéaire **J (3.2)** devient alors, pour les **conduites circulaires** et en introduisant le débit **Q** :

$$\boxed{J = \frac{8\,\lambda\,L}{\pi^2\,g\,D^5}\,Q^2} \qquad \text{soit sous la forme :} \qquad \boxed{J = R\,.\,Q^2} \qquad \textbf{(3.6)}$$

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

La courbe **J** en fonction de $\mathbf{Q^2}$ fournie donc la caractéristique de cette conduite :



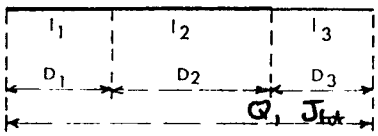


3.2.6 - Calcul des réseaux de conduites :

Dans un réseau d'adduction ou de distribution, nous pouvons rencontrer des conduites placées en **série** et/ou des conduites placées en **parallèle**.

♦ ***Conduites en série :***

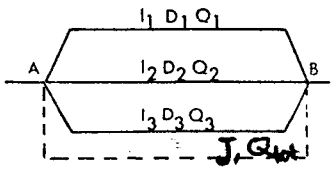
Les conduites en série sont traversées par le **même débit.** La **perte de charge totale** étant la **somme** des pertes de charge linéaires et singulières :



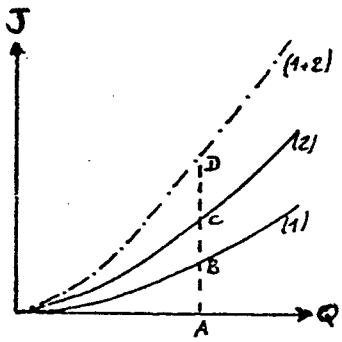
$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \cdots$$
$$J_{tot} = J_1 + J_2 + J_3 + \cdots$$

♦ ***Conduites en parallèle :***

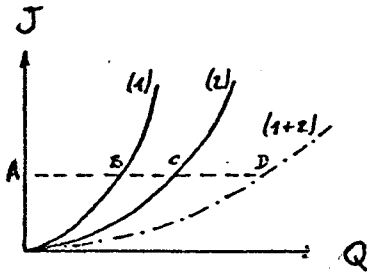
Les conduites en parallèles ont la **même perte de charge.** Le **débit total** traversant toutes les conduites est la **somme** des débits :



$$J_1 = J_2 = J_3 = \cdots$$
$$Q_{tot} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \cdots$$

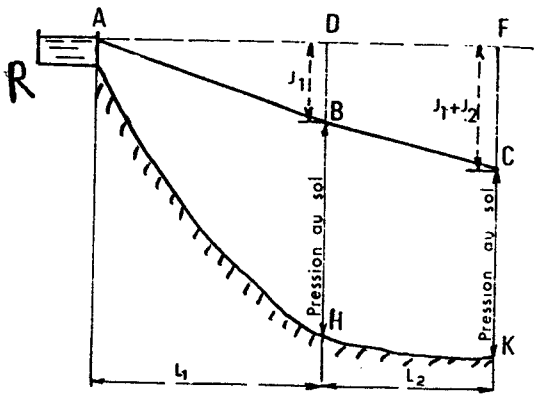


$AD = AB + AC$

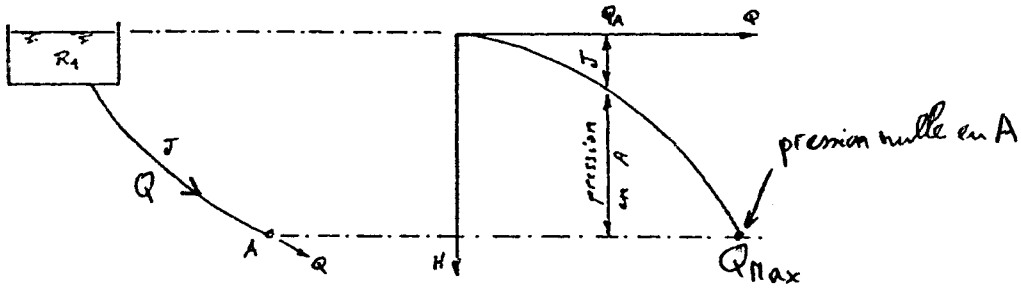


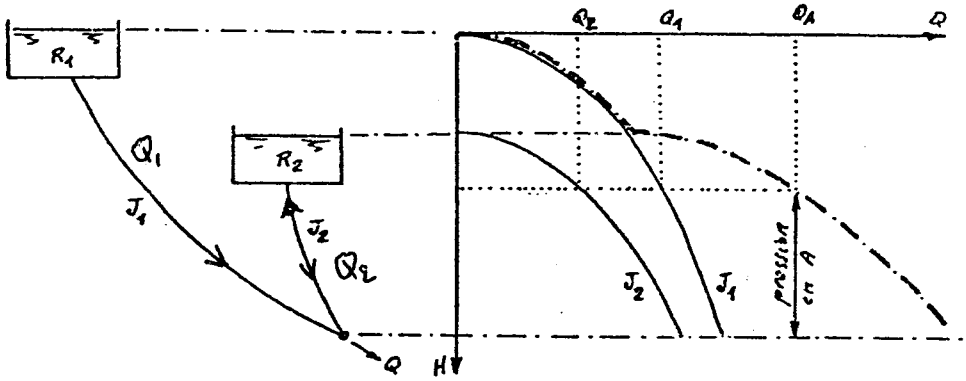
en série **en parallèle**

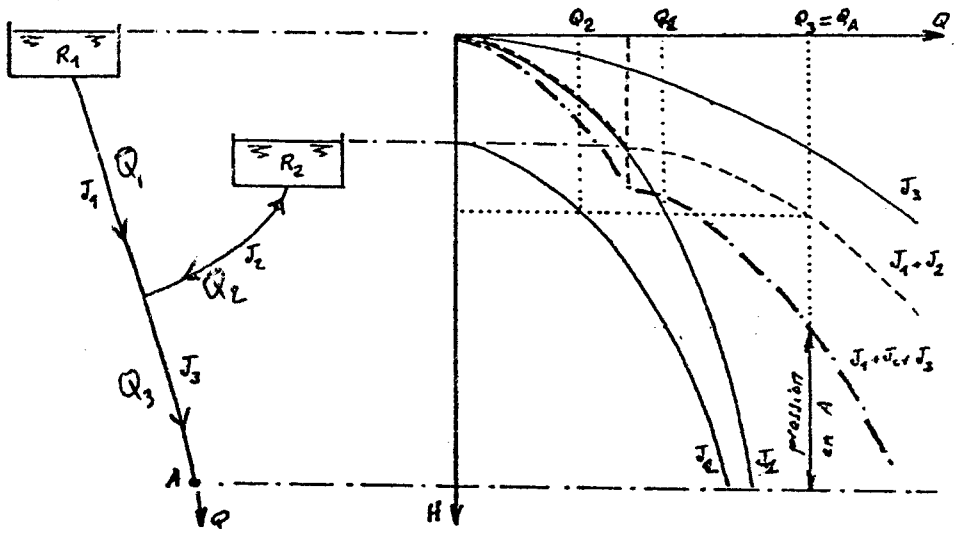
♦ ***Conduites issues d'un réservoir :***



— Profil piézométrique — pression au sol.







3.3 - 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.

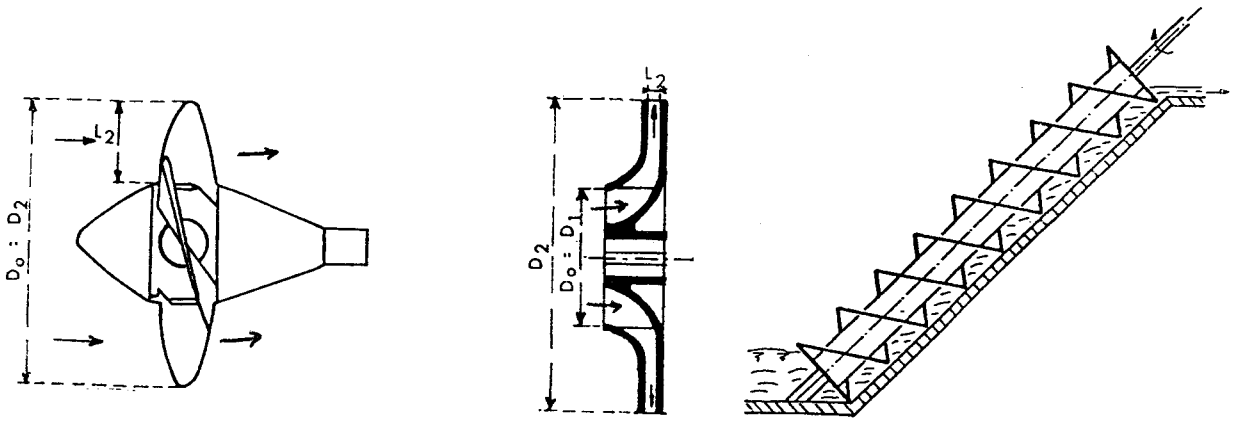
3.3.1 - Caractéristiques des pompes :

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 bâche 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), **noria**
- énergie sous forme de **pression** : pompes volumétriques ou à piston (faibles débits)
- énergie sous forme de **vitesse** : pompes **axiales** et **centrifuges** (appelées aussi **turbo-pompes**). 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**, la **puissance absorbée P_a**, le **rendement η** et, éventuellement, la **capacité d'aspiration NPSH** (Net Positive Suction Head).

• La **hauteur de refoulement H** est la charge (en mètres de colonne d'eau) donnée à l'eau par la pompe : $\mathbf{H = H_R - H_A}$

$\mathbf{H_A}$ étant la charge hydraulique à l'entrée de la pompe et $\mathbf{H_R}$ 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 **m^3/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.

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

Où **g** est l'accélération de la pesanteur **(= 9,81 m/s^2)**
et **ρ** est la masse volumique de l'eau (**≅1000 Kg/m^3**)

<u>**NB :**</u> La puissance peut être donnée en **Chevaux**, sachant que :
1 Cheval = 731 W = 0,731 kW et **1 kW = 1,36 Chevaux**.

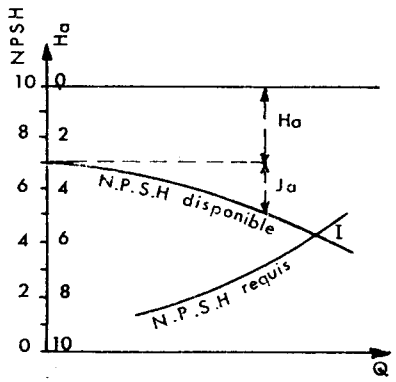
• La **capacité d'aspiration NPSH disponible** est la charge absolue à l'aspiration (en **m**):

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

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.

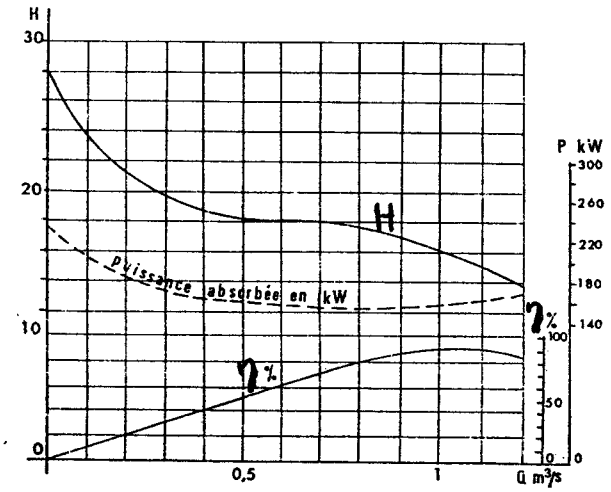
On définit aussi, en fonction du débit, la condition d'apparition de la **cavitation**, par la mise en vitesse dans la pompe, par **NPSH requis**. Pour éviter que la **cavitation** apparaisse, il faut que l'on ait :

NPSH disponible > NPSH requis

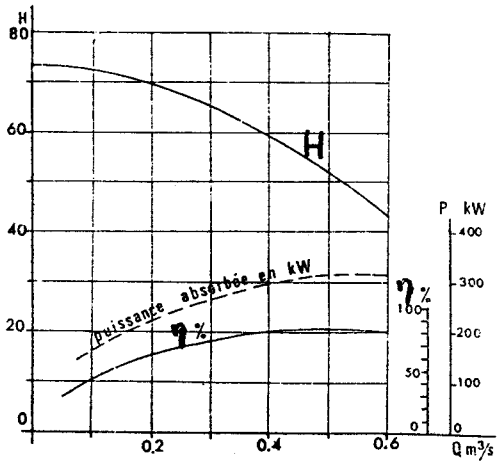


— Courbes des N.P.S.H.;
I marque l'apparition de la cavitation.

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



Pompe axiale



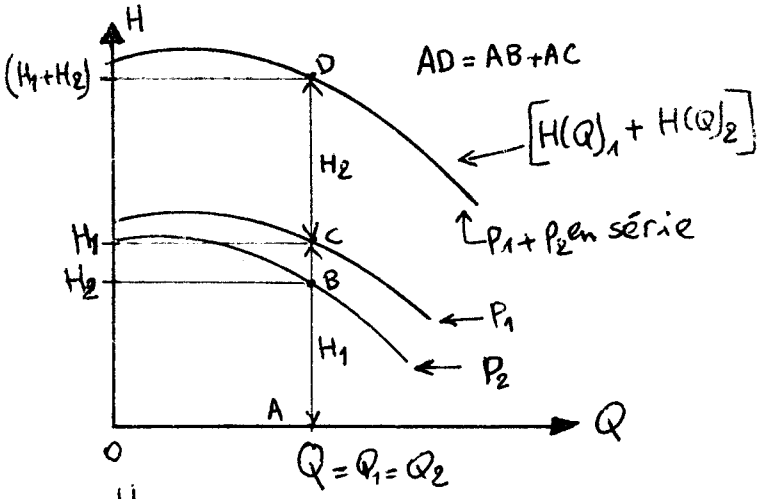
Pompe centrifuge (ou radiale)

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).

♦ ***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 :

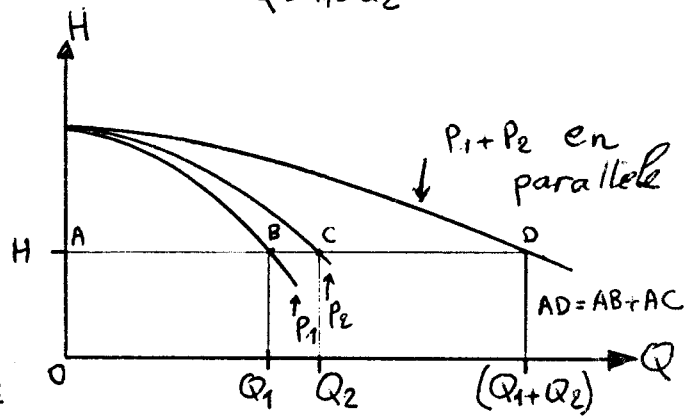
$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \cdots$$
$$H_{tot} = H_1 + H_2 + H_3 + \cdots$$



♦ ***Pompes en parallèle :***

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

$$H_1 = H_2 = H_3 = \cdots$$
$$Q_{tot} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \cdots$$



3.3.2 - Point de fonctionnement d'une pompe :

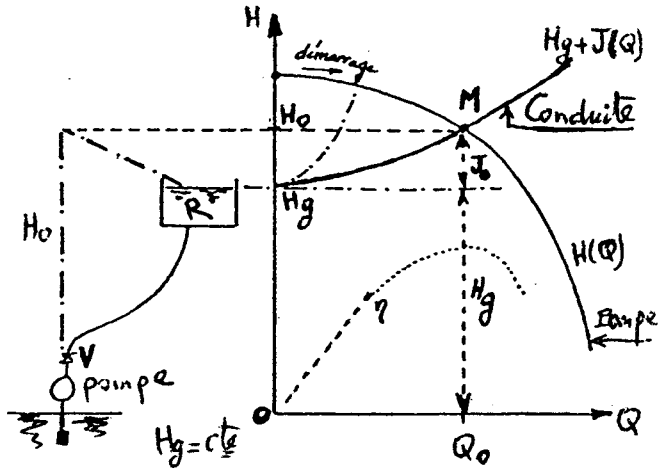
Le **point de fonctionnement** d'une pompe refoulant dans une conduite est donné par le point d'intersection de la caractéristique hydraulique de la pompe et celle du réseau.

- 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.

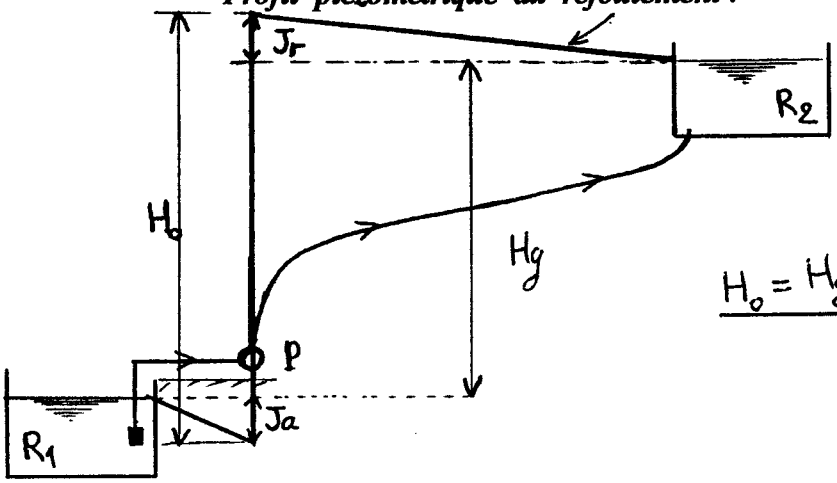
Le **point de fonctionnement, M**, est alors définit par :

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



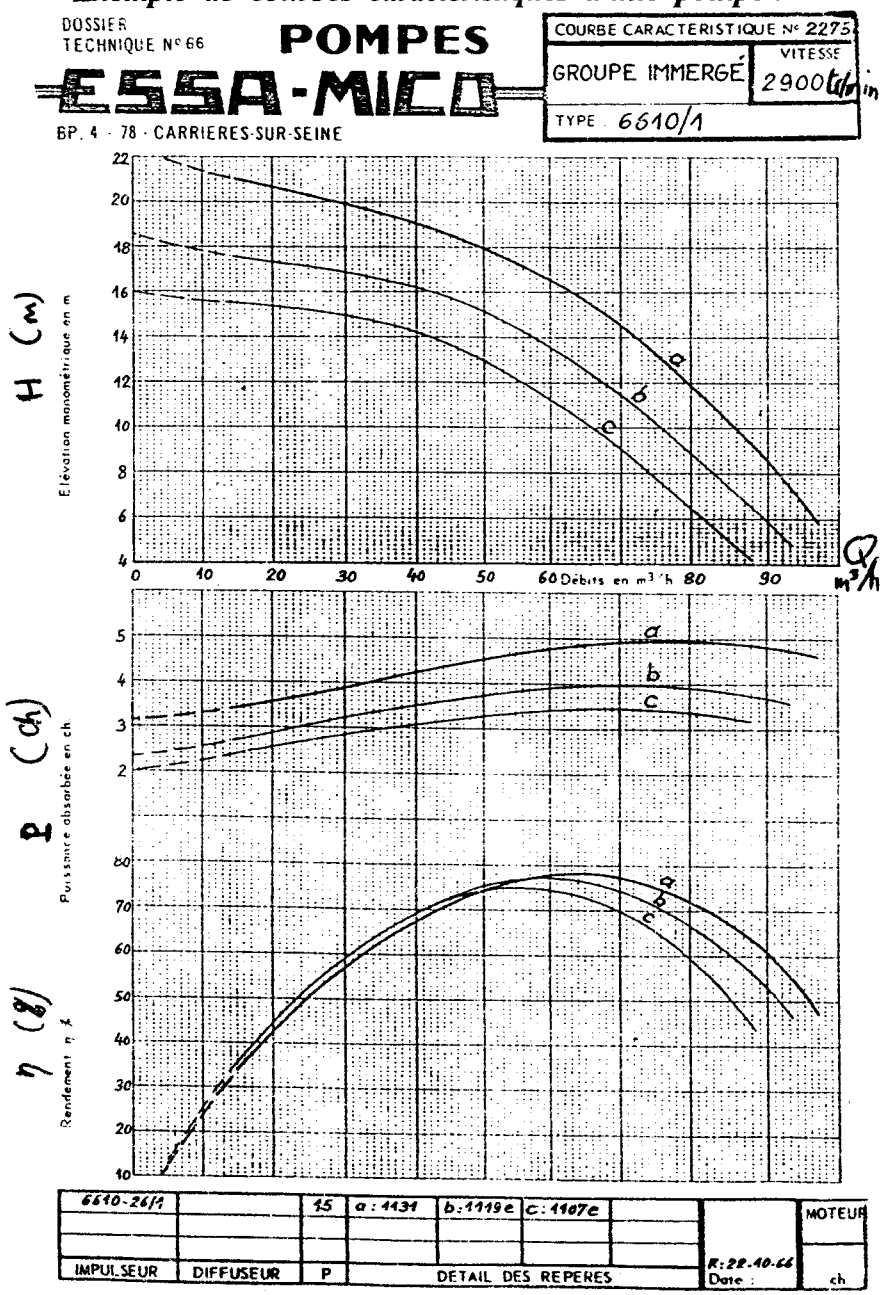
Notons que la pompe doit répondre à un besoin donné : Q_b et H_b. La pompe choisie doit alors donner un point de fonctionnement **M** définit par (Q_0 et H_0) très proches de (Q_b et H_b) et surtout correspondant à un **rendement optimal** (de préférence $0,7 < \eta < 0,9$) ou au **rendement maximum**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

Profil piézomètrique du refoulement :

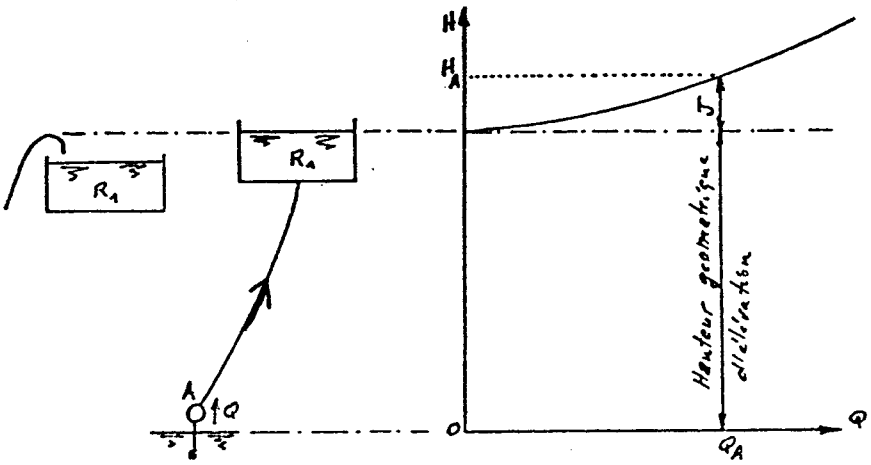


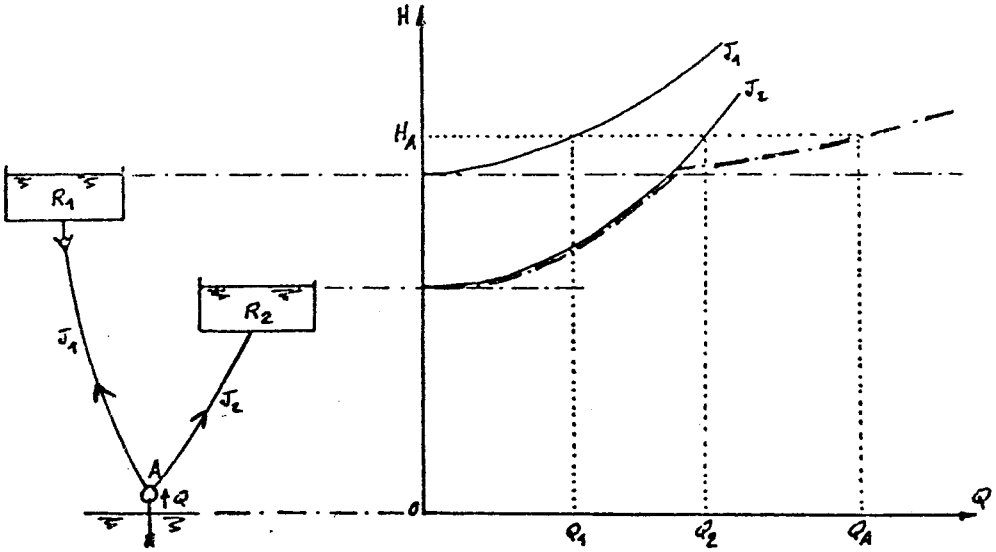
$$H_o = H_g + (J_a + J_r) = H_g + J$$

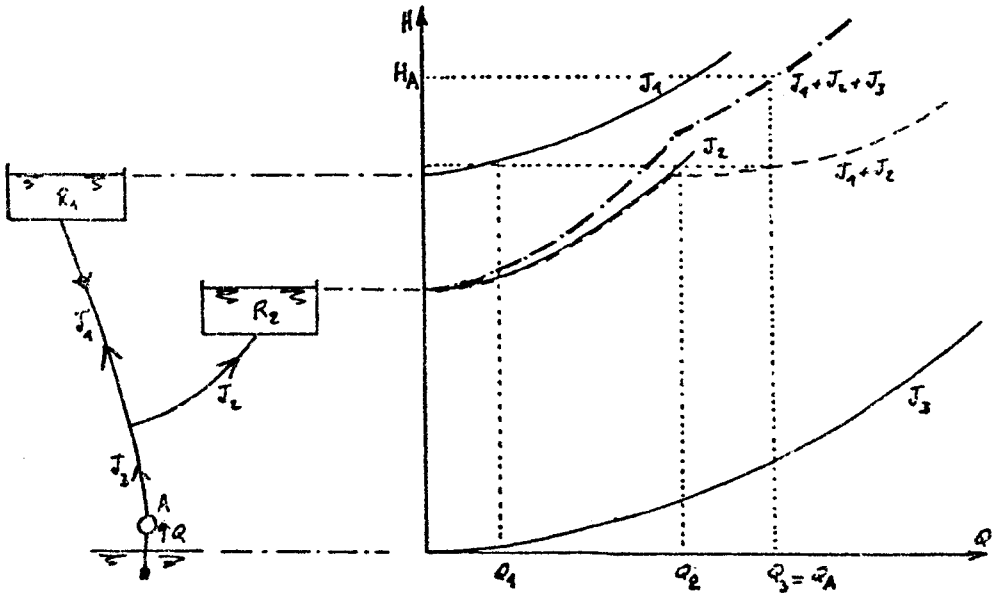
Exemple de courbes caractéristiques d'une pompe :



Pompes refoulant dans des réservoirs :

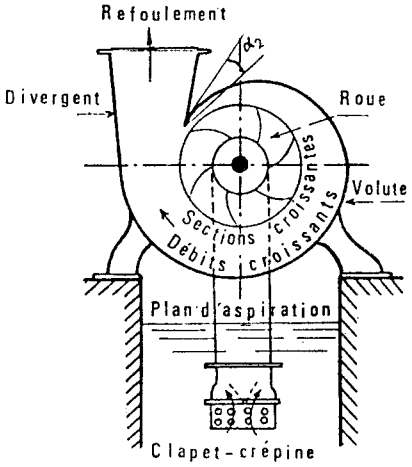


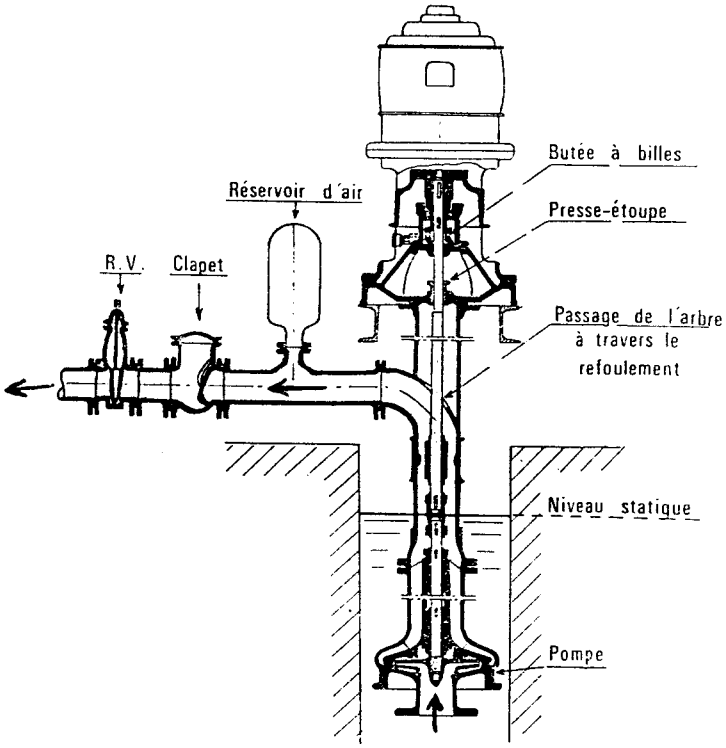




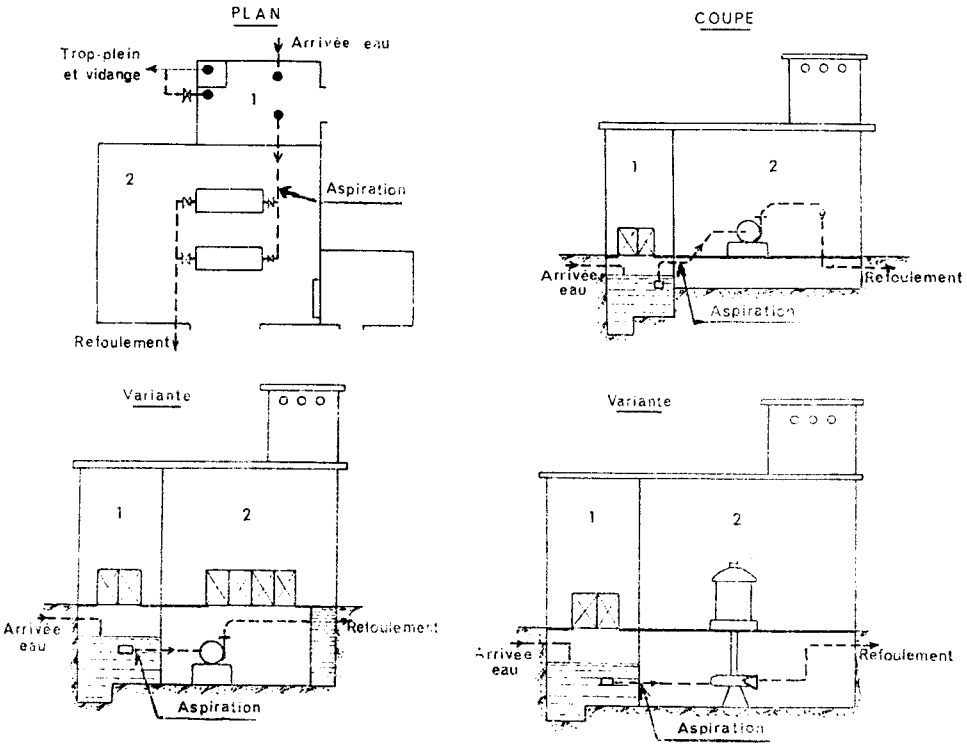
3.3.3 - Montage des pompes :

Exemples de montage des pompes :





USINES ÉLÉVATOIRES



LEGENDE

1. Chambre d'eau (bâche d'aspiration)
2. Salle des pompes

3.3.4 - Amorçage des pompes :

Quand la conduite d'aspiration est **remplie d'air**, il est impossible que la pompe puisse aspirer l'eau d'elle même. Il est alors nécessaire de prévoir un **dispositif pour créer l'amorçage** du pompage d'eau, donc de chasser l'air pour que l'eau puisse venir prendre sa place.

Les principaux **modes d'amorçage** des pompes sont les suivants :

- ***Amorçage par remplissage*** :

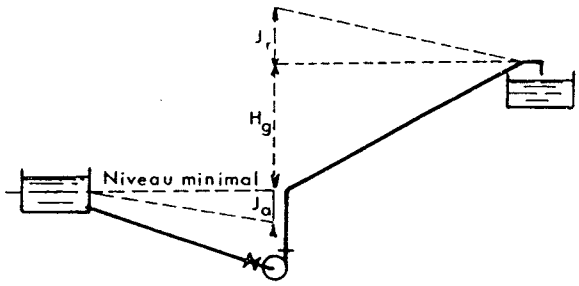
Il s'agit de **remplir** la pompe et la **conduite d'aspiration** avec de l'eau, l'air est chassé et la pompe peut être mise en marche. Un **by-pass** permet de faire ce remplissage à partir de l'eau contenue dans la conduite de refoulement. Cette opération exige une **intervention manuelle** et la présence d'un **clapet** à l'extrémité de la conduite d'aspiration.

- ***Amorçage par pompe à vide*** :

Il consiste à **faire le vide** dans la canalisation d'aspiration au moyen d'une **pompe à vide** spéciale, indépendante de la pompe de relèvement d'eau. L'**air** est ainsi **aspiré**, la conduite d'aspiration se remplit alors d'eau, et la pompe peut être démarrée.

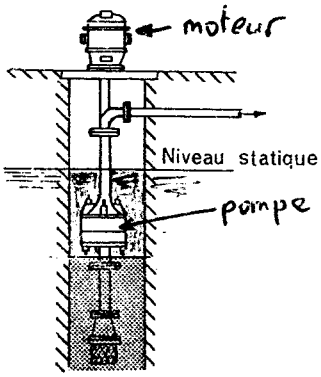
- ***Amorçage sous pression*** :

Il s'agit de maintenir la **conduite d'aspiration** et la pompe toujours, même à l'arrêt, **pleines d'eau** en plaçant la pompe à un niveau inférieur au niveau d'eau minimal dans le réservoir d'aspiration. Ce mode d'amorçage est très **simple** et ne fait appel à aucun appareillage particulier. Il est à conseiller chaque fois qu'il est possible à réaliser.



- ***Amorçage par noyade*** :

Il s'agit de placer la pompe, quand elle est destinée à fonctionner **noyée**, à un niveau situé au-dessous du niveau d'eau dans l'ouvrage de captage. Ainsi, la pompe est toujours pleine d'eau et toujours amorcée. Elle peut donc démarrer sans aucun artifice. Ce mode d'installation de la pompe n'est valable que pour les **pompes axiales**.



3.4 - Eléments particuliers des réseaux d'adduction :

3.4.1 - 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.

- ***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**.

- ***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**.

- ***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**.

- ***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** (k_S) de **0,1 mm**.

• ***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** (k_S) inférieure à **0,1 mm**.

• ***Tuyaux en matière plastique*** (voir abaque en **ANNEXE 3.2**) *:*

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**.

Signalons que, dans le cas où les tuyaux en **acier** sont **enterrés**, il faut bien les **protéger** contre la **corrosion externe**, en plus de la protection contre la corrosion interne. La corrosion externe est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison soit avec la nature du sol (corrosion par formation de pile: les terrains argileux et humides sont anodiques et les terrains sableux et secs sont cathodiques) soit avec les installations électriques à courant continu situées au voisinage du réseau (corrosion par électrolyse). Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation. En plus du revêtement externe, et pour plus de sécurité, on procède aussi à la **protection cathodique**: par anode réactive ou par soutirage du courant (pour plus de détails, voir **Dupont**, Tome 2, 1979).

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

Tableau 3.1 : caractéristiques des tuyaux
(d'après **Fresenius**, 1980)

Matériau	Avantages	Inconvénients	Valeur du k coéf. de rugosité
Fonte ductile	certaine résistance à la corrosion, bonne sureté 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 longtemps.	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
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 couteuses, 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 inétancheités, non conducteurs d'électricité.	poids élevé, réparations couteuses, 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 resistence diminue avec l'âge, sensibles à la température, fissures de résistence aux sollicitations mécaniques.	0,007 - 0,015

3.4.2 - Choix des diamètres :

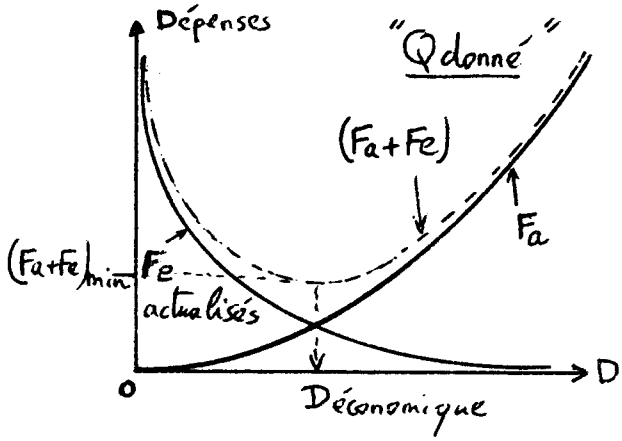
• ***Conduite de refoulement :***

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. Pour élever un **débit Q** à une **hauteur Hg** 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**↗ quand D↗**.

- 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**↘ quand D↗**.

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 + $F_{e\ actualisé}$).

Quelques **formules** donnant le diamètre économique ont aussi été proposées. Sans les citer toutes, nous présentons la formule proposée par **Bresse** :

$$\boxed{D = 1{,}5\sqrt{Q}} \qquad \text{Dans laquelle } Q \text{ en } m^3/s \text{ et } D \text{ en } m. \qquad (3.7)$$

C'est une formule remarquablement **simple** et, bien qu'elle soit **très ancienne**, elle est **encore utilisée** de nos jours pour une évaluation rapide du diamètre économique.

Il résulte de cette formule que la ***vitesse*** moyenne ***la plus économique*** dans une conduite de refoulement est d'environ **0,60 m/s**.

• ***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 **V** de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire comprise **ente 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**,...

3.4.3 - Protection des conduites contre les coups de bélier :

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**):

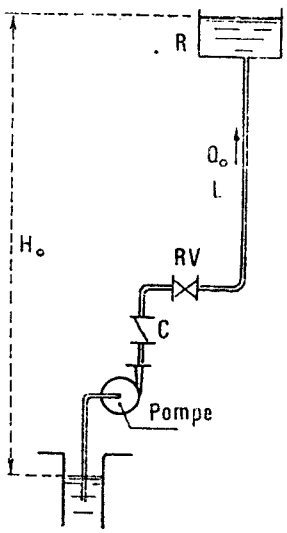
$$a = \frac{9\,900}{\sqrt{48,3 + K\,\frac{D}{e}}} \qquad \textbf{(3.8)}$$

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 $\cong 10$).

• ***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 **(3.8)**. 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.



2e 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.

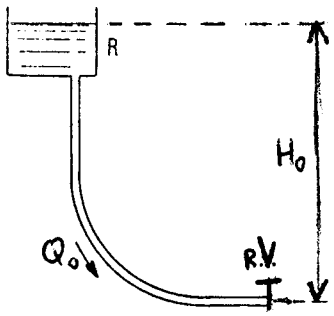
3e phase : A cause de cet arrêt, l'eau en contact avec le clapet se trouve comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches d'eau vont subir le même sort, et l'onde de pression gagne toute la canalisation, jusqu'au réservoir, de proche en proche. Au bout d'un nouveau temps **L/a** (soit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

4e 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 3e, 4e ensuite 1re et 2e).



• ***Valeur numérique du coup de bélier :***

Supposons que la vitesse moyenne dans la conduite (de longueur **L**) avant la fermeture d'une vanne (ou l'arrêt d'une pompe) est U_0. La valeur du coup de bélier dépend du type de fermeture:

a)- Cas d'une fermeture brusque : Si le temps de fermeture est inférieur à **2.L/a** .

La **valeur maximale** du coup de bélier peut atteindre $$B = \frac{a\,U_o}{g}$$

Dans laquelle **a** est la célérité de l'onde et **g** est l'accélération de la pesanteur.

b)- Cas d'une fermeture lente : Si le temps de fermeture t_f est supérieur à **2.L/a** .

La **valeur maximale** du coup de bélier peut atteindre $$b = \frac{2\,L\,U_o}{g\,t_f}$$

Notons que cette **valeur maximale** est retrouvée dans une zone **proche de la vanne**, dans le cas d'une conduite d'adduction, ou **proche de la pompe**, dans le cas d'une conduite de refoulement.

Ceci montre donc que le coup de bélier est **proportionnel** à la vitesse de l'eau dans la conduite avant la fermeture $\mathbf{U_0}$ et à la longueur de la conduite **L**. D'autre part, le coup de bélier **diminue** lorsque le **temps de fermeture augmente**. D'où l'intérêt, pour les conduites d'adduction, d'adopter des robinets à **fermeture lente**: des **robinets-vannes à course longue**.

Si on tient aussi compte de la pression $\mathbf{H_0}$ dans la conduite avant la fermeture, la **pression maximale** dans la conduite, suite à l'apparition du coup de bélier, sera alors (en mètres d'eau) :

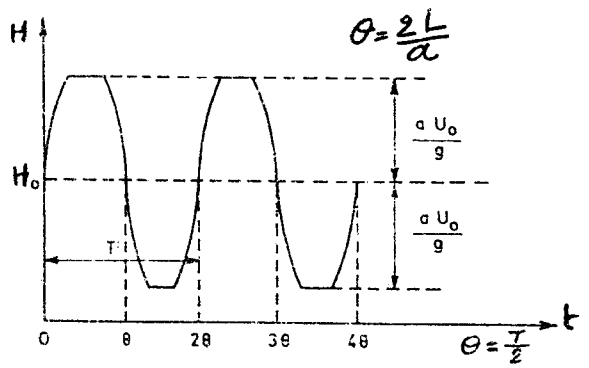
$\mathbf{H_0 + B}$	ou	$H_o + \dfrac{a\,U_o}{g}$	la surpression en cas d'une fermeture **brusque**	**(3.9a)**
$\mathbf{H_0 + b}$	ou	$H_o + \dfrac{2\,L\,U_o}{g\,t_f}$	la surpression en cas d'une fermeture **lente**	**(3.9b)**

et la **pression minimale** dans la conduite est de :

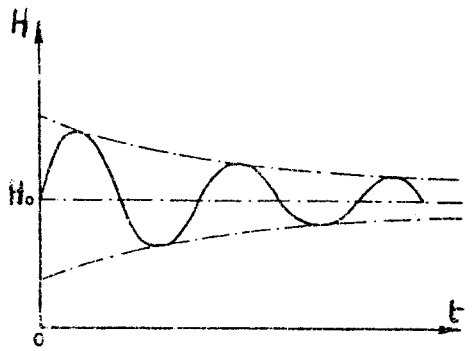
$\mathbf{H_0 - B}$	ou	$H_o - \dfrac{a\,U_o}{g}$	la **dépression** en cas d'une fermeture **brusque**	**(3.10a)**
$\mathbf{H_0 - b}$	ou	$H_o - \dfrac{2\,L\,U_o}{g\,t_f}$	la **dépression** en cas d'une fermeture **lente**	**(3.10b)**

L'expression **(3.10)** montre qu'une conduite peut être mise **sous vide**. En réalité, la valeur négative de la pression donnée par **(3.10)** ne dépassera jamais, en valeur absolue, celle de l'**apparition de la vapeur** d'eau (soit environ **–8,0 m**).

<u>Un bref calcul :</u> Soit une conduite d'adduction d'eau, en acier, de diamètre 1 m et d'épaisseur e =1 cm. $\Rightarrow a = 1000$ *m/s*.
Avant fermeture $U_0 = 2$ *m/s et* $H_0 = 50$ *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* $H_{max} = 250$ *m !!!*
Si $L = 1000$ *m et* $t_f = 10$ *s* $\Rightarrow H_{max} = 100$ *m **seulement**.*



Fermeture brusque



Amortissement par les pertes de charge

• ***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 manoeuvré 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).

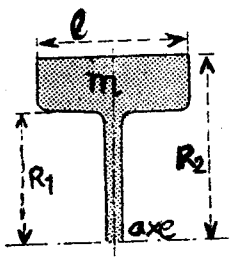
Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier. On cherche alors à les limiter à une valeur compatible avec la résistance de la conduite : **limitation de la surpression et/ou de la dépression**. On utilise pour cela un appareil appelé **anti-bélier**.

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;

a)- Les volants d'inertie :

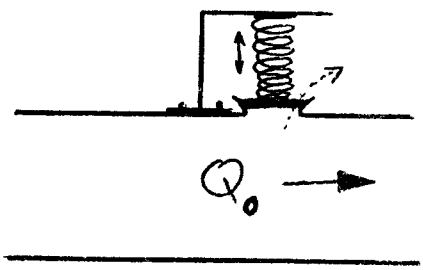
Le **volant d'inertie** est un **disque**, de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie. Calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur. Il permet ainsi d'**allonger le temps d'arrêt** de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement.



Les caracté-ristiques géométriques du volant (R_1, R_2, ℓ et la masse) sont déterminées en fonction de la puissance de la pompe et du temps d'arrêt minimum pour limiter suffisamment la valeur du coup de bélier.

b)- Les soupapes de décharge :

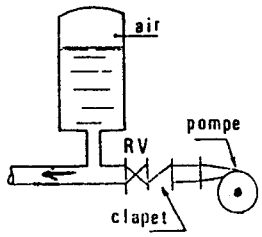
C'est un **ressort à boudin** qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il **s'ouvre** très rapidement pour **libérer le débit** de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression.



Cette soupape ne s'ouvre que si la **pression** dans la conduite **dépasse de 5 %** la **pression maximale** de fonctionnement **normal**.

c)- Les réservoirs d'air :

C'est un **réservoir** placé sur la conduite et contenant **de l'eau et de l'air sous pression**. La pression dans l'air, en marche normale, équilibre la pression dans la conduite. En cas de coup de bélier, ce réservoir va **alimenter** la conduite en eau lors de la **dépression** (par suite de la dilatation du volume d'air) et **récupérer** l'eau à partir de la conduite lors de la **surpression** (par suite de la compression du volume d'air). Ainsi, il permet de **limiter** aussi bien la **dépression** que la **surpression**.

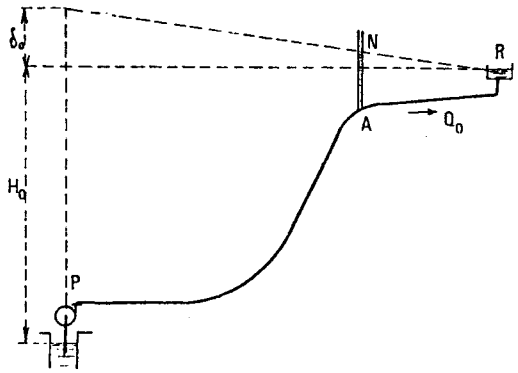


A cause de sa simplicité et de son efficacité, le **réservoir d'air** est le moyen de **protection** contre les coups de bélier **le plus utilisé** en alimentation en eau.

d)- Les cheminées d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, on peut utiliser un **réservoir à l'air libre** appelé " **cheminée d'équilibre** ". Cette cheminée jouera donc le même rôle que le réservoir d'air.

Elles sont **très rarement utilisées**, puisque leur hauteur devrait être énorme. Par contre, elles peuvent trouver leur emploi sur le tracé de la conduite si celui-ci comporte des points hauts.

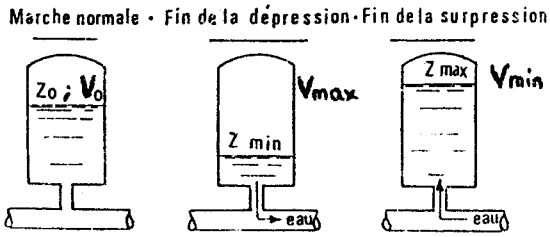


- ***Calcul simplifié d'un réservoir d'air :***

En négligeant les pertes de charge, la compressibilité de l'eau et l'élasticité de la conduite, **Vibert** arrive à une expression simple qui donne le volume $\mathbf{V_0}$ d'air contenu dans le réservoir en régime de marche normale. Ce volume d'air $\mathbf{V_0}$ est à la **pression absolue** $\mathbf{Z_0}$ exprimée en mètres d'eau (c'est la pression dans la conduite $\mathbf{H_0}$, **+ 10 m**).

A la fin de la **dépression**, le volume d'air se **dilate** et atteint $\mathbf{V_{max}}$ à la pression absolue $\mathbf{Z_{min}}$.

A la fin de la **surpression**, le volume d'air se **comprime** jusqu'à $\mathbf{V_{min}}$ à la pression absolue $\mathbf{Z_{max}}$.



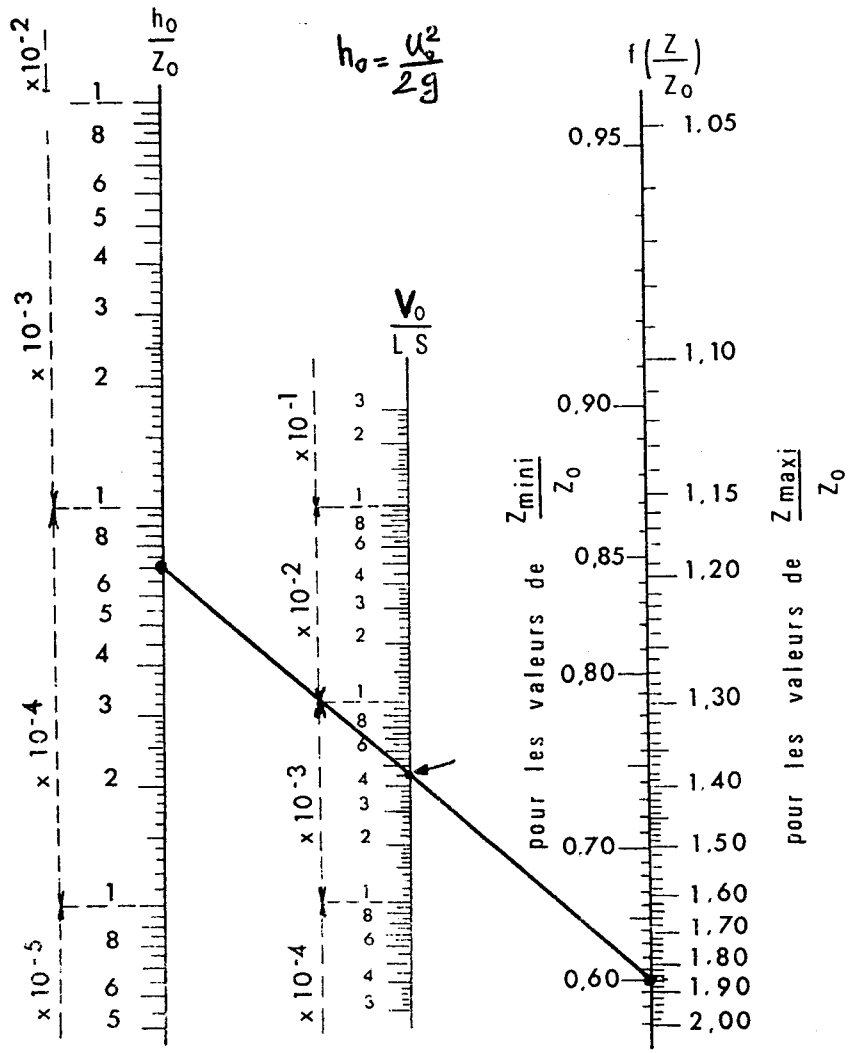
L'expression donnant $\mathbf{V_0}$ est la suivante :

$$\boxed{\frac{V_o}{L\,S} = \frac{U_o^2}{2\,g\,Z_o}\,\frac{1}{f(Z/Z_o)}} \qquad \textbf{(3.11)}$$

Avec : $f(\frac{Z}{Z_o}) = \left[\frac{Z_o}{Z_{min}} - 1 - \mathrm{Log}\frac{Z_o}{Z_{min}}\right]$

$\mathbf{U_0}$ = la vitesse moyenne dans la conduite en marche normale (en **m/s**)
L = la longueur de la conduite (en m)
S = la section de la conduite (en m^2)
$\mathbf{V_0}$ = volume d'air (en m^3); $\mathbf{Z_0}$ et $\mathbf{Z_{min}}$ en m.

Cette expression **(3.11)** fait l'objet d'un **abaque** de **Vibert**, qui est donné ci-dessous, dans lequel $\mathbf{h_0} = U_0^2 / 2\,g$.



ABAQUE DE A. VIBERT
Pour le calcul simplifié des réservoirs d'air
(d'après **Dupont**, Tome 2, 1979)

Exemple de calcul d'un réservoir d'air :

Soit une conduite en **fonte**, présentant les caractéristiques suivantes:

$L = 1\,200$ m ; $D = 0{,}200$ m ; $Q_0 = 0{,}031$ m³/s ; $U_0 = 1{,}00$ m/s ; $e = 1$ cm et **$H_0 = 60$ m**.

La section de la conduite est donc **$S = 0{,}0314$ m²** et son volume est **$L.S = 38$ m³** .

$\Rightarrow$ La valeur de la **célérité** de l'onde est alors **$a = 1\,200$ m/s** environ.

En cas de **fermeture brusque**, le coup de bélier peut atteindre la valeur :

$$B = \frac{a\,U_o}{g} = 122 \text{ m d'eau}$$; ce qui donne une **pression maximale** dans la conduite de : **60 + 122 = 182 m,** soit **18 bars** environ

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de **12 bars**, le calcul du volume du **réservoir d'air** nécessaire s'effectuera comme suit :

$Z_0 = 60+10 = 70$ m ; $Z_{max} = 120+10 = 130$ m $\Rightarrow$ $Z_{max} / Z_0 = 130 / 70 = 1{,}85$

$$h_o = \frac{U_o^2}{2\,g} = 0{,}051 \quad \text{et} \quad \frac{h_o}{Z_o} = \frac{0{,}051}{70} = 0{,}0007$$

Les **alignements 1,85** lu sur l'échelle de $\frac{Z_{max}}{Z_o}$ et **0,0007** lu sur l'échelle $\frac{h_o}{Z_o}$ donnent sur l'**abaque** :

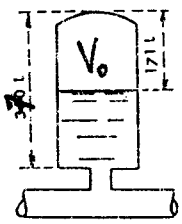
$$\frac{V_o}{L\,S} = 0{,}0045 \quad \text{et} \quad \frac{Z_{min}}{Z_o} = 0{,}60$$

Comme **$L.S = 38$ m³** ; $V_0 = 0{,}0045 \times 38 = 0{,}171$ m³ ou **171** litres

Si on suppose que $V_0.Z_0 = V_{max}.Z_{min}$, on en tire $V_{max} = \frac{0{,}171}{0{,}60} = 0{,}285$ m³ ou **285 litres**

Afin qu'il reste encore de l'eau quand l'air atteint son volume maximum, on prend une capacité totale du réservoir $V_{rés} = 1{,}3\ V_{max}$

Soit alors : $\boxed{V_{rés} = 370 \text{ litres}}$



On calcule aussi $Z_{min} = 0{,}6 \times 70 = 42$ m

La valeur de la **pression minimale** sera alors :

$$H_{min} = Z_0 - Z_{min} = 70 - 42 = 28 \text{ m}$$

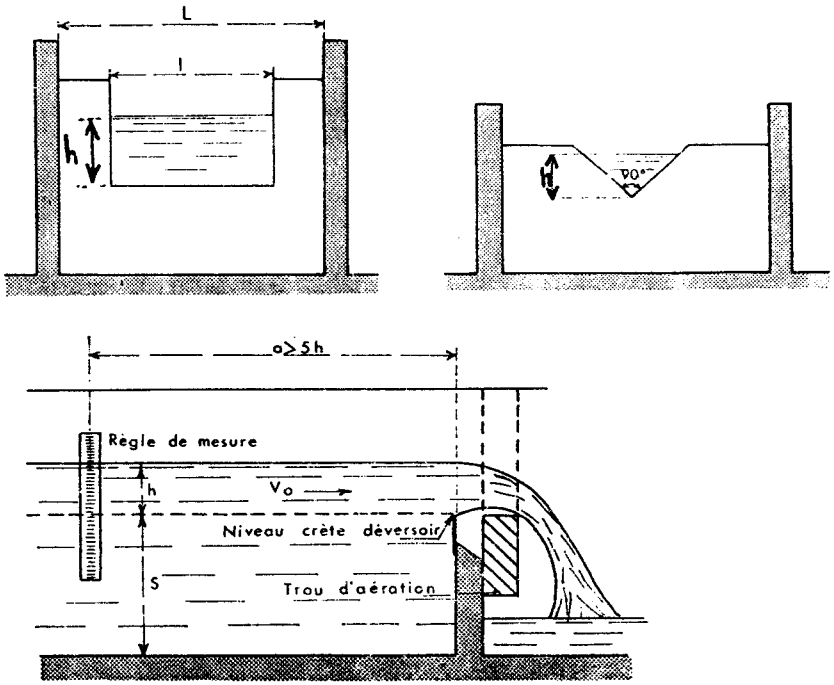
Cette pression ne risque pas, en principe, de créer une **cavitation** dans la conduite.

3.4.4 - Mesure des débits :

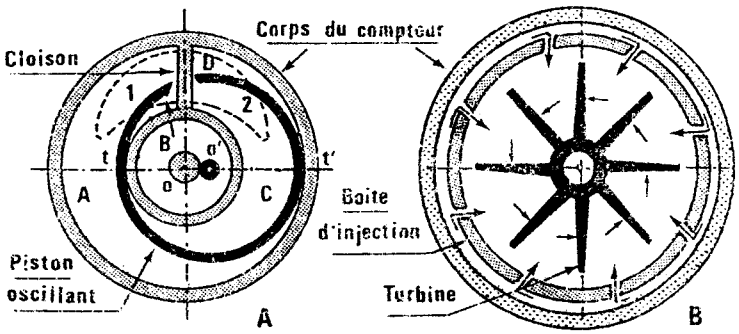
Il est important de connaître, par mesure des débits, le volume total envoyé dans un réseau de distribution: refoulé par une station de pompage, fourni par une station de traitement, donné par un forage, une source ou encore un réservoir. Ceci est, en effet, essentiel pour la bonne gestion d'un réseau de distribution.

La mesure des **débits importants** peut être réalisée par plusieurs moyens : le **tube de Venturi**, le **diaphragme**, le **compteur à hélice** (ou **moulinet**), le **tube de Pitot**, le **déversoir à mince paroi**, le **compteur à induction** (ou **électromagnétique**).

Dans les **réservoirs d'eau**, la mesure des **débits** (à l'entrée et/ou à la sortie) se fait généralement par **enregistrement de la hauteur** d'eau au-dessus d'un déversoir à mince paroi dont la formule d'étalonnage est connue.



La mesure des **volumes consommés** par les **abonnés** se fait, généralement, par des compteurs de deux modèles: **compteurs de vitesse** (à turbine) pour les petits consommateurs, et les **compteurs volumétriques** pour les grands consommateurs. Dans tous ces compteurs, la transmission des indications se fait par un système d'horlogerie comportant un ensemble d'engrenages démultiplicateurs qui commandent des rouleaux indicateurs du volume consommé.



Compteur volumétrique **Compteur à turbine**

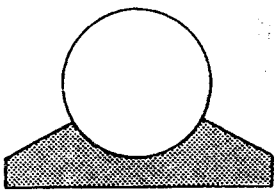
3.4.5 - Dispositions particulières :

• ***Pose des conduites :***

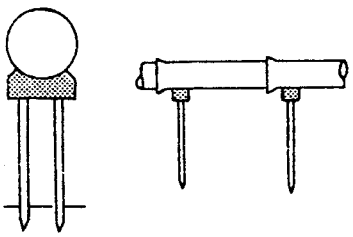
Les conduites peuvent être posées en terre, en élévation au-dessus du sol, en galerie, sur des ouvrages d'arts ou même dans le lit d'une rivière.
La **pose en terre** constitue le mode de pose le plus souvent utilisé. Elle permet en effet d'avoir une eau relativement fraîche en été. Il s'agit de placer 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.



— Pose sur semelle continue.



— Pose sur pieux.

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 traversée 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.

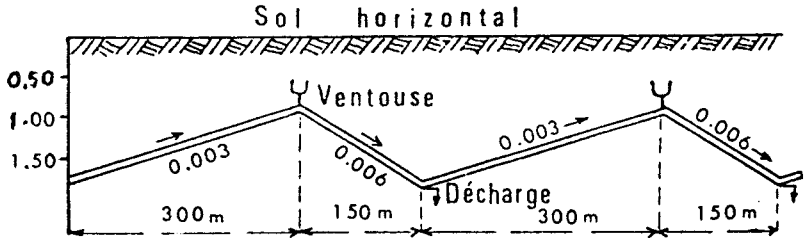
• ***Le tracé des conduites :***

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 particulier.

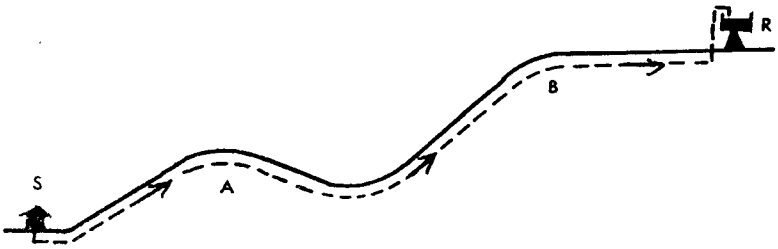
Les tracés comportant des **profils horizontaux** sont à **éviter**: formation de bouchons d'air pouvant perturber l'écoulement. Il est, en effet, préférable d'avoir un profil comportant des montées lentes et des descentes rapides.

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.

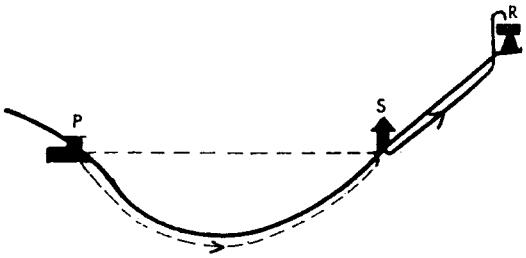
Une **décharge** (une vanne manuelle) est aussi nécessaire au point bas du tracé pour permettre la **vidange** de la conduite.



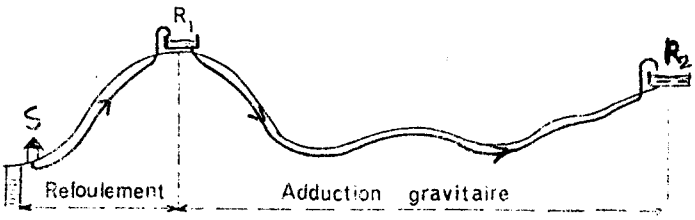
Si la longueur de la conduite est importante, il faut aussi prévoir quelques **vannes** de sectionnement en vue de facilité les **réparations** éventuelles.
N'oublions pas non plus de prévoir des **clapets** de retenue (qui assure le passage de l'eau dans un seul sens) à l'aval des pompes, pour éviter 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.



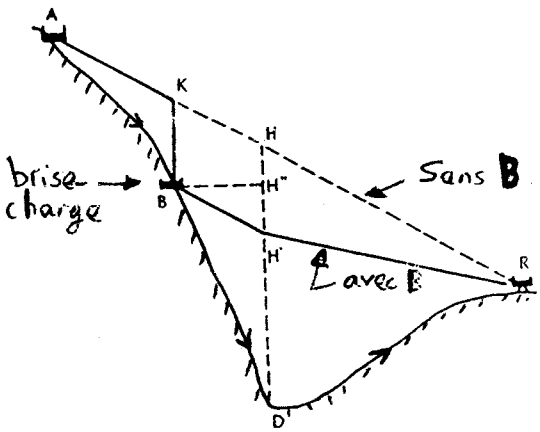
Profil de conduite de refoulement



Adduction mixte gravitaire-refoulement



Adduction mixte refoulement-gravitaire

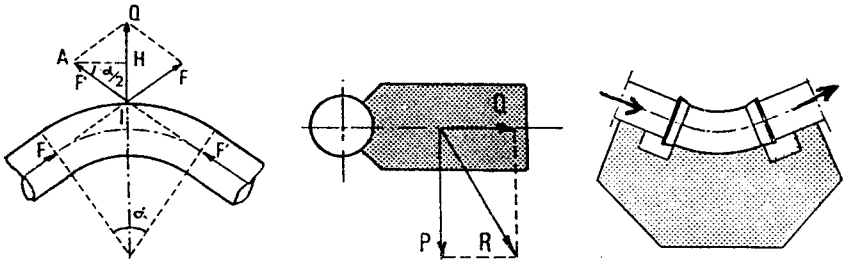


Utilisation d'un brise-charge

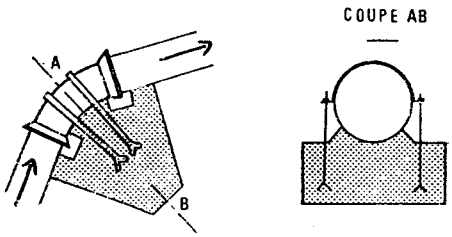
• ***Butées et amarrages des conduites :***

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 amarreront solidement la conduite sur ces massifs (c'est l'**amarrage**).

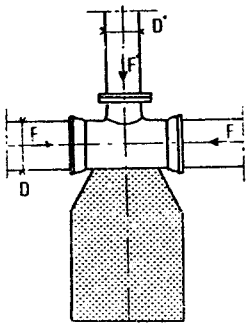
Dans le calcul de la valeur de poussée, en pratique, l'eau est supposée immobile, ce qui introduit une simplification. On ne tient compte alors que de la forcée due à la pression d'essai de la conduite (pression de service majorée de 50 %). Nous présentons, ci-dessous, quelques exemples de schémas de butées et d'amarrages (d'après **Dupont**, Tome 2, 1979).



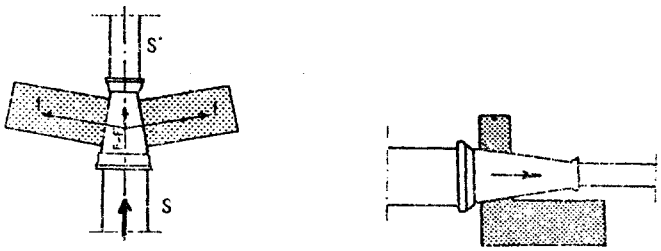
Butée sur un coude horizontal



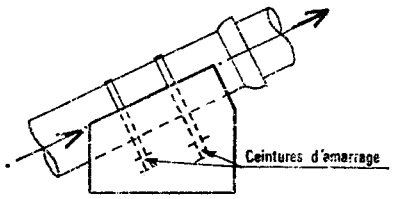
Butée sur un coude vertical



Butée sur un branchement

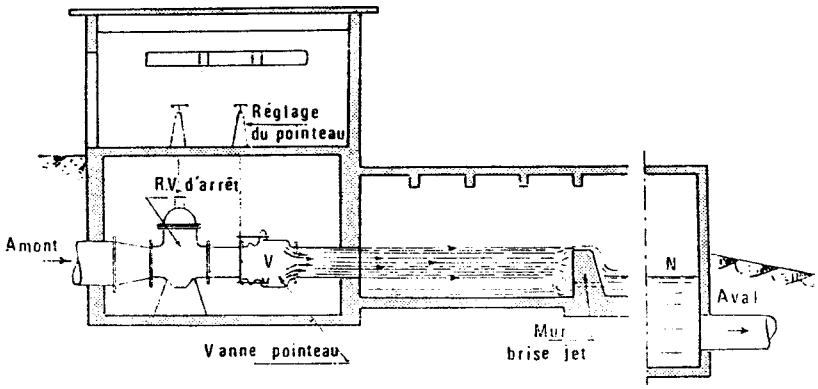


Butée sur un cône

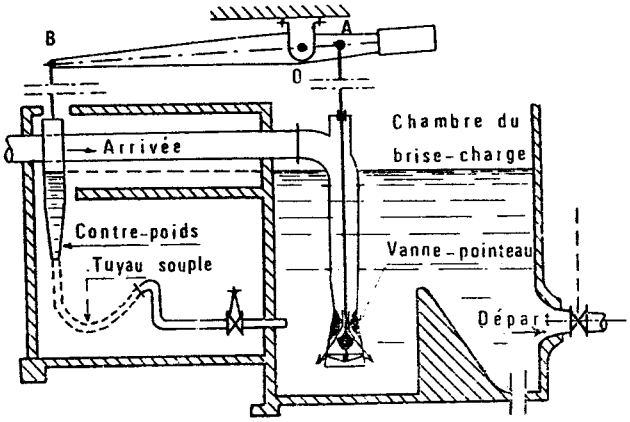


Amarrage sur conduite inclinée

Brise-charge avec jet

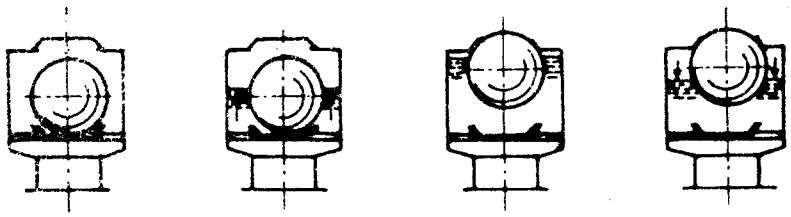


Brise-charge avec contre-poids liquide

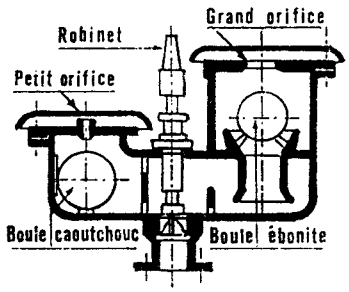


• ***Organes accessoires des conduites :***

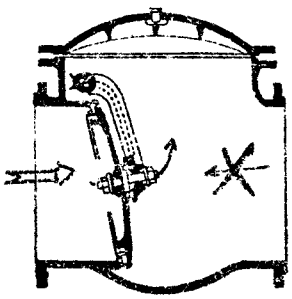
Sans parler des **joints** et des **pièces spéciales** (coudes, tés, cônes, raccords, croix, réductions,...), les organes accessoires des conduites d'adduction sont les suivants: les **robinets-vannes**, les **ventouses** et les **clapets de retenue**.



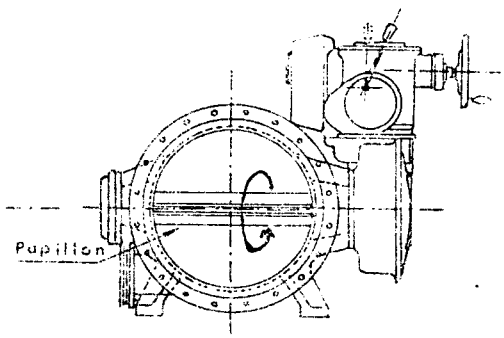
Ventouse



Ventouse à deux boules

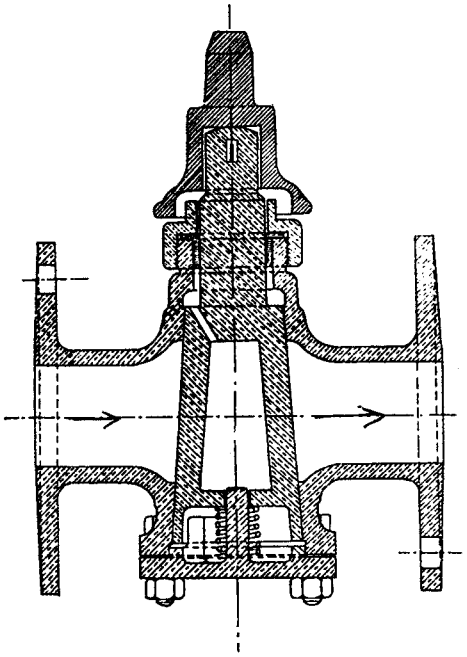


Clapet à battant unique



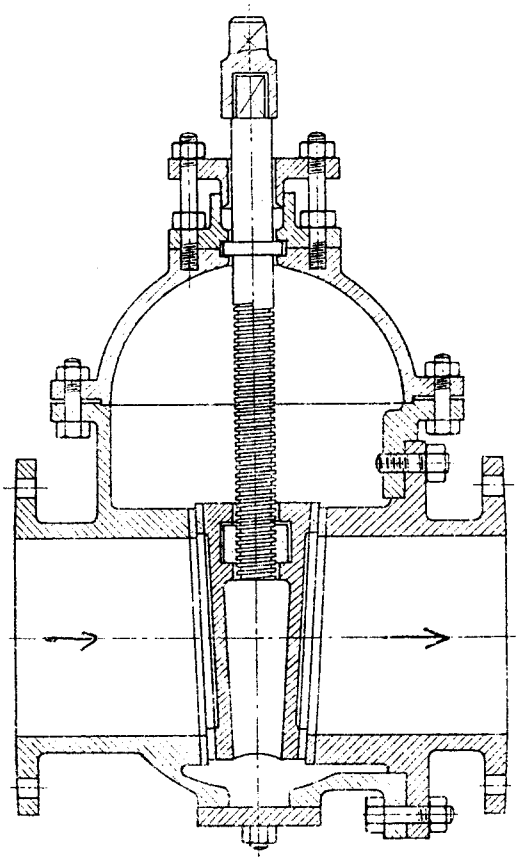
Vanne papillon

Robinet d'arrêt
(fermeture par quart de tour)

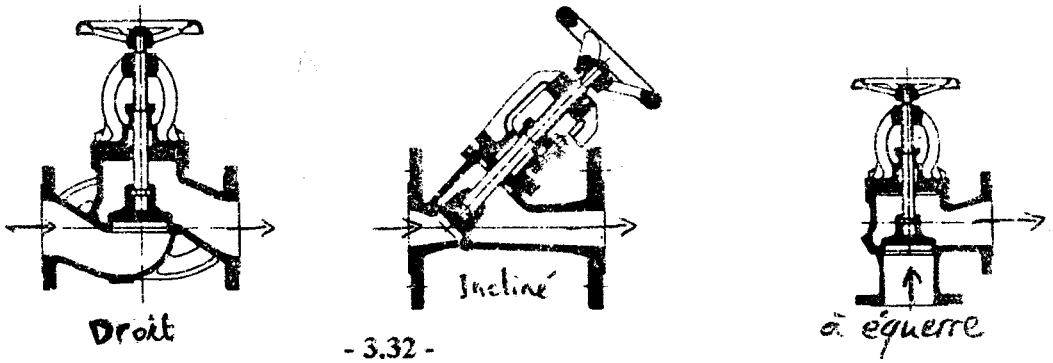


Les **robinets-vannes** sont les plus utilisés car ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une **fermeture lentes** (limitation des coups de bélier): l'ouverture se fait à l'aide d'une lentille, en forme de coin, qui remonte par une **vis** tournant dans un écrou qui est fixé à cette lentille.

Robinet-Vanne :



Robinets :



3.5 - Débit 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:

$$\boxed{Q_{hm} = Q_{jmax} / 24} \qquad \text{(ou encore } a = C / 24\text{)}$$

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

- ***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,...

- ***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, ...

ANNEXE 3.1

Coefficient de perte de charge λ

Dans le tableau ci-dessous nous rappelons les différentes expressions du coefficient de perte de charge **λ**.

Laminaire Re < 2300	Formule de **Poiseuille**		$\lambda = 64 / Re$	**(1)**
Turbulent Re > 3000	Lisse	Formule de **Prandtl**	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2.\log\left(R_e \sqrt{\lambda}\right) - 0,8$	**(2)**
	inter-médiaire	Formule de **Colebrook**	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2.\log\left(\frac{k_s}{3,7\,D} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{\lambda}}\right)$	**(3)**
	Rugueux	Formule de **Nikuradse**	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2.\log\left(\frac{D}{2\,k_s}\right) + 1,74$	**(4)**

Le diagramme de **Moody** présenté ci-après (d'après **Graf,** 1991), regroupe les courbes données par les expressions **(1)** à **(4)**.

Rappelons aussi la formule de **Hazen-Williams** de calcul de la perte de charge par mètre linéaire d'une conduite en charge :

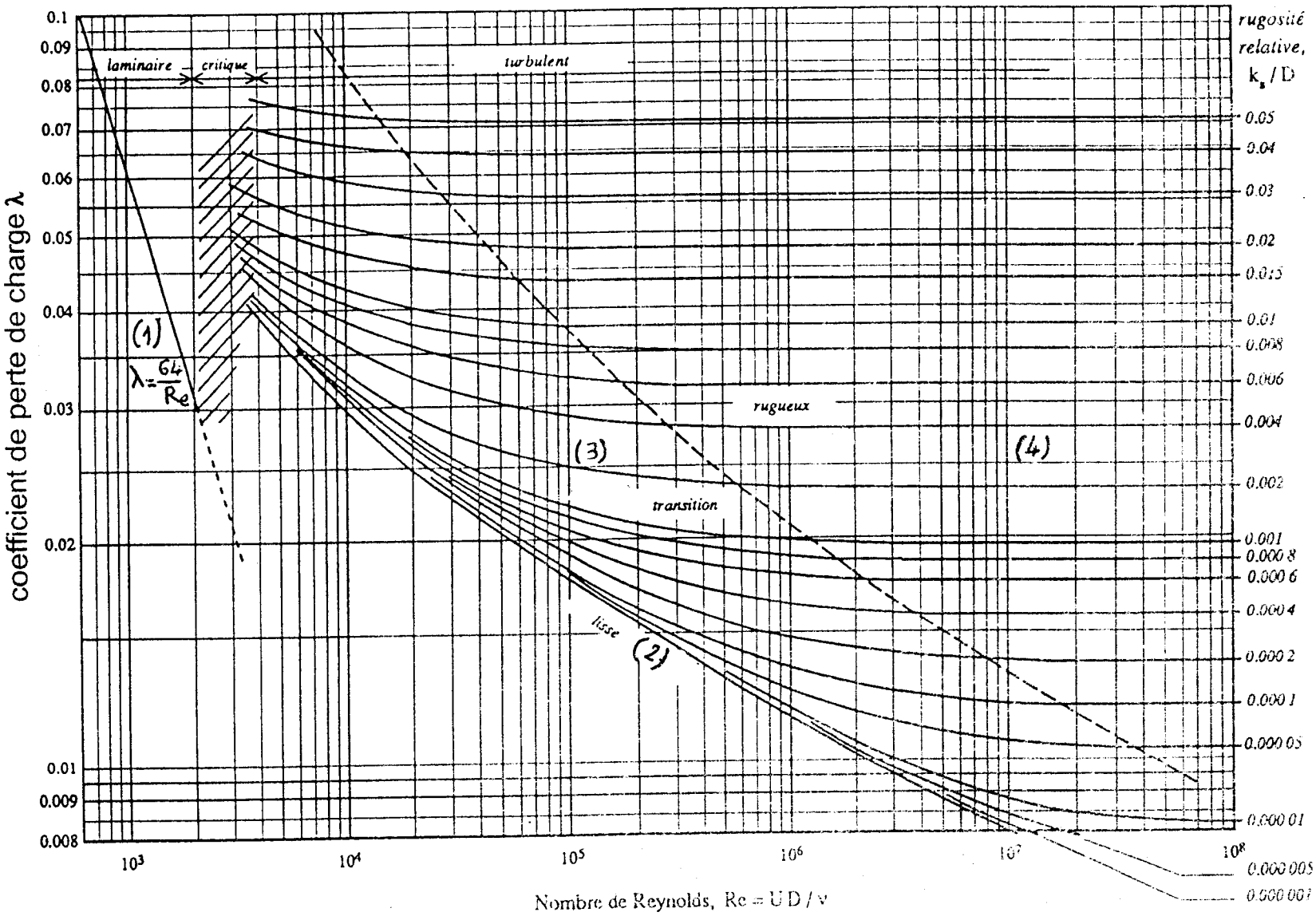
$$j = \frac{10,67}{D^{4,87}} \left(\frac{Q}{C_{hw}}\right)^{1,85} \qquad (5)$$

Où C_{hw} : est le **coefficient de Hazen-Williams**, qui dépend de la rugosité de la conduite, il varie de **80 à 150**.

Généralement, les valeurs prises sont les suivantes :

116 pour les conduites en **béton armé**
136 pour les conduites en **amiante-ciment**

Diagramme de Moody



3.35

ANNEXE 3.2

Tables de perte de charge

(d'après **A. Dupont**, Tome 2, 1979)

Ces tables donnent directement la perte de charge **j** par mètre de longueur de la conduite en fonction du diamètre **D** et de la vitesse moyenne **V** et ce pour deux différentes valeurs de rugosité :

• $k_s = 10^{-4}$ **m**; correspondant à des conduites nouvelles (en fonte, acier, béton armé, amiante-ciment).

• $k_s = 2.10^{-3}$ **m**; correspondant à des conduites posées depuis plusieurs années (en fonte ou amiante-ciment).

Le calcul de **j** a été effectué à partir de l'expression **(3.2)**, en utilisant la formule de **Colebrook (3.3)** pour la détermination du coefficient de perte de charge **λ**.

VITESSE MOYENNE EN METRES	DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,040 m — Section de la conduite 0,0012566 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,050 m — Section de la conduite 0,0019635 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,060 m — Section de la conduite 0,00282744 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,080 m — Section de la conduite 0,0050265 m²		
	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.
	$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$	
0,01			0,012 5			0,019 6			0,028 3			0,050 3
0,05			0,062 8			0,098 2			0,141 4			0,251 3
0,10			0,125 6			0,196 3			0,282 7	0,000 256		0,502 7
0,15			0,188 4			0,294 5	0,000 753		0,424 1	0,000 520		0,754 0
0,20	0,002 115		0,251 3	0,001 590		0,392 7	0,001 249		0,565 5	0,000 863	0,001 438	1,005 3
0,25	0,003 138		0,314 0	0,002 358		0,490 9	0,001 856		0,706 9	0,001 280	0,002 213	1,256 6
0,30	0,004 329		0,376 9	0,003 248		0,589 0	0,002 557	0,004 713	0,848 2	0,001 775	0,003 154	1,508 0
0,35	0,005 694		0,439 6	0,004 281	0,008 237	0,687 2	0,003 364	0,006 354	0,989 6	0,002 336	0,004 263	1,759 3
0,40	0,007 242		0,502 4	0,005 451	0,010 690	0,785 4	0,004 277	0,008 262	1,131 0	0,002 994	0,005 539	2,010 6
0,45	0,008 966	0,018 576	0,565 2	0,006 708	0,013 458	0,883 6	0,005 289	0,010 406	1,272 3	0,003 702	0,006 969	2,262 0
0,50	0,010 861	0,022 868	0,628 0	0,008 115	0,016 587	0,981 7	0,006 412	0,012 803	1,413 7	0,004 467	0,008 568	2,513 3
0,55	0,012 895	0,027 640	0,690 8	0,009 668	0,020 046	1,079 9	0,007 633	0,015 466	1,555 1	0,005 339	0,010 347	2,764 6
0,60	0,015 116	0,032 856	0,753 8	0,011 340	0,023 826	1,178 1	0,008 961	0,018 374	1,696 5	0,006 274	0,010 290	3,015 9
0,65	0,017 493	0,038 512	0,816 4	0,013 118	0,027 924	1,276 3	0,010 388	0,021 530	1,837 8	0,007 280	0,014 396	3,267 2
0,70	0,020 072	0,044 652	0,879 2	0,015 013	0,032 374	1,374 4	0,011 907	0,024 955	1,979 2	0,008 353	0,016 680	3,518 6
0,75	0,022 793	0,051 212	0,942 0	0,017 030	0,037 128	1,472 6	0,013 523	0,028 612	2,120 6	0,009 450	0,019 120	3,769 9
0,80	0,025 647	0,058 227	1,004 8	0,019 213	0,042 210	1,570 8	0,015 223	0,032 522	2,261 9	0,010 646	0,021 733	4,021 2
0,85	0,028 681	0,065 742	1,067 6	0,021 509	0,047 658	1,669 0	0,017 034	0,036 682	2,403 3	0,011 910	0,024 515	4,272 6
0,90	0,031 845	0,073 703	1,130 4	0,023 948	0,053 429	1,767 1	0,018 959	0,041 084	2,544 7	0,013 249	0,027 458	4,523 9
0,95	0,035 190	0,082 110	1,193 2	0,026 496	0,059 524	1,865 3	0,020 968	0,045 771	2,686 1	0,014 651	0,030 590	4,775 2
1,00	0,038 546	0,090 981	1,256 6	0,029 155	0,065 955	1,963 5	0,023 064	0,050 715	2,827 4	0,016 119	0,033 895	5,026 6
1,05	0,042 143	0,100 299	1,319 4	0,031 916	0,072 710	2,061 7	0,025 257	0,055 909	2,968 8	0,017 644	0,037 367	5,277 9
1,10	0,045 921	0,110 081	1,382 2	0,034 782	0,079 801	2,159 8	0,027 556	0,061 361	3,110 2	0,019 241	0,041 011	5,529 2
1,15	0,050 052	0,120 327	1,445 1	0,037 750	0,087 229	2,258 0	0,029 941	0,067 073	3,251 6	0,020 906	0,044 828	5,780 5
1,20	0,054 224	0,131 019	1,507 9	0,040 884	0,094 980	2,356 2	0,032 418	0,073 033	3,392 9	0,022 635	0,048 811	6,031 9
1,25	0,058 535	0,142 157	1,570 7	0,044 152	0,103 054	2,454 4	0,034 975	0,079 242	3,534 3	0,024 420	0,052 961	6,283 2
1,30	0,063 011	0,153 760	1,633 5	0,047 549	0,111 465	2,552 5	0,037 615	0,085 709	3,675 7	0,026 273	0,057 283	6,534 5
1,35	0,067 647	0,165 809	1,696 3	0,051 090	0,120 200	2,650 7	0,040 392	0,092 426	3,817 0	0,028 181	0,061 772	6,785 8
1,40	0,072 428	0,178 322	1,759 2	0,054 745	0,129 271	2,748 9	0,043 257	0,099 401	3,958 4	0,030 145	0,066 434	7,037 2
1,45	0,077 423	0,191 281	1,822 0	0,058 509	0,138 665	2,847 1	0,046 204	0,106 624	4,099 8	0,032 175	0,071 261	7,288 5
1,50	0,082 570	0,204 704	1,884 6	0,062 386	0,148 396	2,945 2	0,049 255	0,114 106	4,241 2	0,034 261	0,076 262	7,539 8
1,55	0,087 865	0,218 591	1,947 4	0,066 373	0,158 463	3,043 4	0,052 392	0,121 848	4,382 5	0,036 478	0,081 436	7,791 1
1,60	0,093 293	0,232 907	2,010 5	0,070 459	0,168 841	3,141 6	0,055 606	0,129 828	4,523 9	0,038 753	0,086 759	8,042 5
1,65	0,098 874	0,247 734	2,073 3	0,074 658	0,179 568	3,239 7	0,058 908	0,138 076	4,665 3	0,041 093	0,092 283	8,293 7
1,70	0,104 657	0,262 931	2,136 2	0,078 953	0,190 606	3,337 9	0,062 308	0,146 564	4,806 6	0,043 490	0,097 955	8,545 1
1,75	0,110 597	0,278 639	2,199 0	0,083 420	0,201 993	3,436 1	0,065 796	0,155 320	4,948 0	0,045 952	0,103 807	8,796 5
1,80	0,116 671	0,294 775	2,260 8	0,088 020	0,213 691	3,534 3	0,069 359	0,164 314	5,089 4	0,048 489	0,109 818	9,047 8
1,85	0,122 893	0,311 375	2,323 6	0,092 732	0,225 725	3,632 4	0,073 003	0,173 568	5,230 8	0,051 089	0,116 003	9,299 1
1,90	0,129 260	0,328 440	2,386 4	0,097 557	0,238 096	3,730 6	0,076 759	0,183 080	5,372 1	0,053 751	0,122 360	9,550 5
1,95	0,135 764	0,345 951	2,449 9	0,102 487	0,250 790	3,828 8	0,080 625	0,192 841	5,513 5	0,056 472	0,128 884	9,801 8
2,00	0,142 410	0,363 926	2,513 2	0,107 526	0,263 821	3,927 0	0,084 576	0,202 861	5,654 9	0,059 253	0,135 580	10,053 1
2,05	0,149 244	0,382 347	2,576 0	0,112 669	0,277 175	4,025 1	0,088 607	0,213 129	5,796 3	0,062 118	0,142 443	10,304 4
2,10	0,156 222	0,401 233	2,638 8	0,117 920	0,290 865	4,123 3	0,092 722	0,223 656	5,937 6	0,065 046	0,149 479	10,555 8
2,15	0,163 337	0,420 564	2,701 6	0,123 271	0,304 879	4,221 5	0,096 914	0,234 432	6,079 0	0,068 032	0,156 680	10,807 1
2,20	0,170 556	0,440 342	2,764 5	0,128 772	0,319 217	4,319 7	0,101 266	0,245 457	6,220 4	0,071 078	0,164 049	11,058 4
2,25	0,178 049	0,460 601	2,827 3	0,134 336	0,333 904	4,417 9	0,105 710	0,256 749	6,361 7	0,074 187	0,171 597	11,309 7
2,30	0,185 709	0,481 290	2,888 8	0,140 046	0,348 901	4,516 0	0,110 234	0,268 282	6,503 1	0,077 350	0,179 304	11,561 0
2,35	0,193 516	0,502 442	2,951 6	0,145 863	0,364 235	4,614 2	0,114 844	0,280 072	6,644 5	0,080 574	0,187 184	11,812 4
2,40	0,201 476	0,524 058	3,015 8	0,151 785	0,379 905	4,712 4	0,119 540	0,292 122	6,785 9	0,083 857	0,195 238	12,063 7
2,45	0,209 576	0,546 121	3,078 6	0,157 870	0,395 898	4,810 6	0,124 318	0,304 420	6,927 2	0,087 196	0,203 457	12,315 0
2,50	0,217 815	0,568 630	3,141 2	0,164 058	0,412 217	4,908 7	0,129 176	0,316 967	7,068 6	0,090 591	0,211 842	12,566 4
3,00	0,307 923	0,818 833	3,769 8	0,233 035	0,593 597	5,890 5	0,183 110	0,456 436	8,482 3	0,128 731	0,305 056	15,079 5
3,50	0,414 432	1,114 518	4,398 1	0,312 190	0,807 948	6,872 3	0,246 110	0,621 256	9,896 0	0,172 875	0,415 213	17,592 8
4,00	0,536 204	1,455 703	5,026 4	0,404 498	1,055 283	7,854 0	0,318 732	0,811 442	11,309 8	0,224 268	0,542 321	20,106 0

VITESSE MOYENNE EN METRES	DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,100 m — Section de la conduite 0,007854 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,125 m — Section de la conduite 0,012272 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,150 m — Section de la conduite 0,0176725 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,200 m — Section de la conduite 0,031416 m²		
	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.
	$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$	
0,01			0,078 5			0,122 7			0,176 7			0,314 2
0,05			0,392 7			0,613 6	0,000 034		0,883 6	0,000 024	0,000 030	1,570 8
0,10	0,000 191		0,785 4	0,000 144	0,000 207	1,227 2	0,000 114	0,000 163	1,767 1	0,000 079	0,000 110	3,141 6
0,15	0,000 388	0,000 604	1,178 1	0,000 291	0,000 449	1,840 8	0,000 232	0,000 352	2,650 7	0,000 162	0,000 238	4,712 4
0,20	0,000 643	0,001 054	1,570 8	0,000 486	0,000 783	2,454 4	0,000 387	0,000 612	3,534 3	0,000 270	0,000 413	6,283 2
0,25	0,000 956	0,001 622	1,963 5	0,000 726	0,001 204	3,068 0	0,000 578	0,000 941	4,417 9	0,000 400	0,000 636	7,854 0
0,30	0,001 335	0,002 312	2,356 2	0,001 009	0,001 712	3,681 6	0,000 801	0,001 336	5,301 4	0,000 557	0,000 903	9,424 8
0,35	0,001 763	0,003 120	2,748 9	0,001 330	0,002 311	4,295 2	0,001 059	0,001 810	6,185 0	0,000 736	0,001 217	10,995 6
0,40	0,002 248	0,004 060	3,141 6	0,001 701	0,003 004	4,908 8	0,001 351	0,002 347	7,068 6	0,000 940	0,001 581	12,566 4
0,45	0,002 786	0,005 111	3,534 3	0,002 104	0,003 785	5,522 4	0,001 674	0,002 948	7,952 2	0,001 169	0,001 989	14,137 2
0,50	0,003 370	0,006 281	3,927 0	0,002 548	0,004 656	6,136 0	0,002 031	0,003 622	8,835 7	0,001 421	0,002 443	15,708 0
0,55	0,004 009	0,007 584	4,319 7	0,003 037	0,005 618	6,749 6	0,002 421	0,004 374	9,719 3	0,001 692	0,002 945	17,278 8
0,60	0,004 707	0,009 006	4,712 4	0,003 560	0,006 668	7,363 2	0,002 842	0,005 187	10,602 9	0,001 986	0,003 491	18,849 6
0,65	0,005 447	0,010 543	5,105 1	0,004 120	0,007 804	7,976 8	0,003 293	0,006 070	11,486 5	0,002 298	0,004 080	20,420 4
0,70	0,006 245	0,012 215	5,497 8	0,004 726	0,009 037	8,590 4	0,003 777	0,007 028	12,370 0	0,002 642	0,004 734	21,991 2
0,75	0,007 090	0,014 000	5,890 5	0,005 369	0,010 356	9,204 0	0,004 289	0,008 054	13,253 6	0,002 996	0,005 433	23,562 0
0,80	0,007 985	0,015 912	6,283 2	0,006 059	0,011 769	9,817 6	0,004 834	0,009 155	14,137 2	0,003 376	0,006 181	25,132 8
0,85	0,008 931	0,017 951	6,675 9	0,006 765	0,013 279	10,431 2	0,005 411	0,010 329	15,020 8	0,003 784	0,006 979	26,703 6
0,90	0,009 930	0,020 108	7,068 6	0,007 531	0,014 878	11,044 8	0,006 017	0,011 572	15,904 3	0,004 212	0,007 824	28,274 4
0,95	0,010 950	0,022 402	7,461 3	0,008 332	0,016 567	11,658 4	0,006 652	0,012 883	16,787 9	0,004 658	0,008 717	29,845 2
1,00	0,012 080	0,024 822	7,854 0	0,009 166	0,018 349	12,272 0	0,007 316	0,014 268	17,671 5	0,005 122	0,009 659	31,416 0
1,05	0,013 233	0,027 365	8,246 7	0,010 047	0,020 228	12,885 6	0,008 009	0,015 722	18,555 0	0,005 619	0,010 648	32,986 8
1,10	0,014 431	0,030 033	8,639 4	0,010 962	0,022 201	13,499 2	0,008 732	0,017 247	19,438 6	0,006 139	0,011 686	34,557 6
1,15	0,015 673	0,032 829	9,032 1	0,011 913	0,024 268	14,112 8	0,009 487	0,018 852	20,322 2	0,006 680	0,012 774	36,128 4
1,20	0,016 955	0,035 746	9,424 8	0,012 901	0,026 424	14,726 4	0,010 271	0,020 527	21,205 8	0,007 241	0,013 909	37,699 2
1,25	0,018 301	0,038 785	9,817 5	0,013 921	0,028 670	15,840 0	0,011 086	0,022 273	22,089 3	0,007 821	0,015 092	39,270 0
1,30	0,019 692	0,041 950	10,210 2	0,014 988	0,031 010	15,953 6	0,011 933	0,024 091	22,972 9	0,008 424	0,016 324	40,840 8
1,35	0,021 142	0,045 237	10,602 9	0,016 089	0,033 440	16,567 2	0,012 813	0,025 978	23,856 5	0,009 047	0,017 603	42,411 6
1,40	0,022 637	0,048 651	10,995 6	0,017 231	0,035 964	17,180 8	0,013 726	0,027 939	24,740 1	0,009 695	0,018 931	43,982 4
1,45	0,024 197	0,052 187	11,388 3	0,018 406	0,038 578	17,794 4	0,014 667	0,029 970	25,623 7	0,010 362	0,020 307	45,553 2
1,50	0,025 803	0,055 849	11,781 0	0,019 615	0,041 285	18,408 0	0,015 642	0,032 072	26,507 2	0,011 049	0,021 737	47,124 0
1,55	0,027 456	0,059 638	12,173 7	0,020 857	0,044 086	19,021 6	0,016 646	0,034 248	27,390 8	0,011 756	0,023 206	48,694 8
1,60	0,029 149	0,063 544	12,566 4	0,022 140	0,046 973	19,635 2	0,017 684	0,036 494	28,274 4	0,012 480	0,024 726	50,265 6
1,65	0,030 890	0,067 581	12,959 1	0,023 458	0,049 957	20,248 8	0,018 752	0,038 809	29,158 0	0,013 232	0,026 297	51,836 4
1,70	0,032 671	0,071 735	13,351 8	0,024 805	0,053 028	20,862 4	0,019 846	0,041 195	30,041 5	0,014 001	0,027 913	53,407 2
1,75	0,034 514	0,076 021	13,744 5	0,026 200	0,056 196	21,476 0	0,020 970	0,043 656	30,925 1	0,014 790	0,029 581	54,978 0
1,80	0,036 397	0,080 423	14,137 2	0,027 625	0,059 450	22,089 6	0,022 129	0,046 184	31,808 7	0,015 597	0,031 294	56,548 8
1,85	0,038 324	0,084 952	14,529 9	0,029 097	0,062 798	22,703 2	0,023 317	0,048 785	32,692 2	0,016 424	0,033 056	58,119 6
1,90	0,040 296	0,089 608	14,922 6	0,030 588	0,066 240	23,316 8	0,024 533	0,051 459	33,575 8	0,017 268	0,034 868	59,690 4
1,95	0,042 347	0,094 385	15,315 3	0,032 126	0,069 772	23,930 4	0,025 777	0,054 202	34,459 4	0,018 141	0,036 727	61,261 2
2,00	0,044 446	0,099 290	15,708 1	0,033 714	0,073 397	24,544 0	0,027 062	0,057 018	35,343 0	0,019 032	0,038 635	62,832 0
2,05	0,046 589	0,104 315	16,100 7	0,035 334	0,077 112	25,157 6	0,028 374	0,059 905	36,226 5	0,019 942	0,040 591	64,402 8
2,10	0,048 777	0,109 468	16,493 4	0,036 990	0,080 921	25,771 2	0,029 716	0,062 863	37,110 1	0,020 882	0,042 596	65,973 6
2,15	0,051 010	0,114 742	16,886 1	0,038 678	0,084 820	26,384 8	0,031 085	0,065 892	37,993 7	0,021 841	0,044 648	67,544 4
2,20	0,053 285	0,120 138	17,278 8	0,040 437	0,088 808	26,998 4	0,032 497	0,068 991	38,877 2	0,022 831	0,046 748	69,115 2
2,25	0,055 608	0,125 665	17,671 5	0,042 236	0,092 894	27,612 0	0,033 941	0,072 165	39,760 8	0,023 843	0,048 899	70,686 0
2,30	0,057 970	0,131 310	18,064 2	0,044 068	0,097 067	28,225 6	0,035 411	0,075 406	40,644 4	0,024 873	0,051 095	72,256 8
2,35	0,060 377	0,137 081	18,456 9	0,045 960	0,101 333	28,839 2	0,036 911	0,078 720	41,527 9	0,025 924	0,053 340	73,827 6
2,40	0,062 828	0,142 978	18,849 6	0,047 890	0,105 692	29,453 8	0,038 441	0,082 107	42,411 5	0,026 981	0,055 635	75,398 4
2,45	0,065 320	0,148 998	19,242 3	0,049 858	0,110 142	30,066 4	0,039 998	0,085 564	43,295 1	0,028 075	0,057 978	76,969 2
2,50	0,065 853	0,155 139	19,635 0	0,051 862	0,114 682	30,680 0	0,041 583	0,089 090	44,178 7	0,029 180	0,060 367	78,540 0
3,00	0,096 333	0,223 402	23,562 0	0,073 580	0,165 143	36,816	0,059 023	0,128 291	53,014 5	0,041 400	0,086 929	94,248 0
3,50	0,129 559	0,304 073	27,489 0	0,098 802	0,224 777	42,952	0,079 296	0,174 618	61,850 3	0,055 757	0,118 320	109,956
4,00	0,167 589	0,397 158	31,416 0	0,128 004	0,293 587	49,088	0,102 483	0,228 073	70,686 0	0,072 051	0,154 541	125,664

3.38

VITESSE MOYENNE EN METRES	DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,250 m — Section de la conduite 0,0490875 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,300 m — Section de la conduite 0,070686 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,350 m — Section de la conduite 0,0962115 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,400 m — Section de la conduite 0,125664 m²		
	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.
	$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$	
0,01			0,490 9			0,706 9			0,962 1			1,256 6
0,05	0,000 017	0,000 022	2,454 4	0,000 014	0,000 018	3,534 3	0,000 011	0,000 014	4,810 6	0,000 010	0,000 012	6,283 2
0,10	0,000 060	0,000 081	4,908 7	0,000 048	0,000 064	7,068 6	0,000 039	0,000 052	9,621 1	0,000 033	0,000 044	12,566 4
0,15	0,000 122	0,000 175	7,363 1	0,000 097	0,000 139	10,602 9	0,000 081	0,000 112	14,431 7	0,000 068	0,000 094	18,849 6
0,20	0,000 204	0,000 305	9,817 5	0,000 163	0,000 241	14,137 2	0,000 135	0,000 195	19,242 3	0,000 115	0,000 164	25,132 8
0,25	0,000 303	0,000 469	12,271 9	0,000 244	0,000 370	17,671 5	0,000 203	0,000 298	24,052 9	0,000 172	0,000 253	31,416 0
0,30	0,000 424	0,000 668	14,726 2	0,000 339	0,000 527	21,205 8	0,000 282	0,000 425	28,863 4	0,000 239	0,000 360	37,699 2
0,35	0,000 563	0,000 902	17,180 6	0,000 450	0,000 711	24,740 1	0,000 374	0,000 574	33,674 0	0,000 317	0,000 485	43,982 4
0,40	0,000 720	0,001 173	19,635 0	0,000 574	0,000 925	28,274 4	0,000 477	0,000 747	38,484 6	0,000 406	0,000 631	50,265 6
0,45	0,000 890	0,001 477	22,089 4	0,000 712	0,001 164	31,808 7	0,000 594	0,000 941	43,295 2	0,000 506	0,000 795	56,548 8
0,50	0,001 080	0,001 815	24,543 7	0,000 864	0,001 431	35,343 0	0,000 721	0,001 157	48,105 7	0,000 615	0,000 978	62,832 0
0,55	0,001 286	0,002 188	26,998 1	0,001 031	0,001 725	38,877 3	0,000 860	0,001 396	52,916 3	0,000 732	0,001 180	69,115 2
0,60	0,001 512	0,002 594	29,452 5	0,001 215	0,002 046	42,411 6	0,001 009	0,001 657	57,726 9	0,000 858	0,001 400	75,398 4
0,65	0,001 753	0,003 034	31,906 9	0,001 411	0,002 393	45,945 9	0,001 172	0,001 942	62,537 5	0,000 996	0,001 640	81,681 6
0,70	0,002 013	0,003 511	34,361 2	0,001 622	0,002 769	49,480 2	0,001 348	0,002 252	67,348 0	0,001 146	0,001 899	87,964 8
0,75	0,002 294	0,004 024	36,815 6	0,001 845	0,003 170	53,014 5	0,001 533	0,002 584	72,158 6	0,001 305	0,002 177	94,248 0
0,80	0,002 586	0,004 573	39,270 0	0,002 079	0,003 603	56,548 8	0,001 730	0,002 940	76,969 2	0,001 472	0,002 473	100,531 2
0,85	0,002 896	0 005 159	41,724 4	0,002 326	0,004 064	60,083 1	0,001 936	0,003 320	81,779 8	0,001 648	0,002 790	106,814 4
0,90	0,003 226	0,005 781	44,178 7	0,002 588	0,004 556	63,617 4	0,002 153	0,003 722	86,590 3	0,001 832	0,003 128	113,097 6
0,95	0,003 571	0,006 440	46,633 1	0,002 866	0,005 076	67,151 7	0,002 383	0,004 147	91,400 9	0,002 026	0,003 485	119,380 8
1,00	0,003 935	0,007 136	49,087 5	0,003 157	0,005 624	70,686 0	0,002 626	0,004 595	96,211 5	0,002 233	0,003 861	125,664 0
1,05	0,004 315	0,007 867	51,541 8	0,003 461	0,006 200	74,220 3	0,002 878	0,005 065	101,022 1	0,002 447	0,004 257	131,947 2
1,10	0,004 712	0,008 634	53,996 2	0,003 778	0,006,804	77,754 6	0,003 142	0,005 559	105,832 6	0,002 672	0,004 672	138,230 4
1,15	0,005 123	0,009 437	56,450 6	0,004 110	0,007 438	81,288 9	0,003 417	0,006 077	110,643 2	0,002 905	0,005 106	144,513 6
1,20	0,005 555	0,010 276	58,905 0	0,004 453	0,008 099	84,823 2	0,003 701	0,006 616	115,453 8	0,003 147	0,005 560	150,796 8
1,25	0,006 002	0,011 150	61,359 3	0,004 808	0,008 787	88,357 5	0,003 998	0,007 179	120,264 4	0,003 399	0,006 033	157,080 0
1,30	0,006 464	0,012 060	63,813 7	0,005 177	0,009 504	91,891 8	0,004 304	0,007 765	125,074 9	0,003 659	0,006 525	163,363 2
1,35	0,006 944	0,013 005	66,268 1	0,005 561	0,010 249	95,426 1	0,004 623	0,008 373	129,885 5	0,003 929	0,007 037	169,646 4
1,40	0,007 441	0,013 986	68,722 5	0,005 957	0,011 022	98,960 4	0,004 952	0,009 005	134,696 1	0,004 208	0,007 567	175,929 6
1,45	0,007 956	0,015 002	71,176 9	0,006 365	0,011 823	102,494 7	0,005 291	0,009 660	139,506 7	0,004 498	0,008 117	182,212 8
1,50	0,008 486	0,016 055	73,631 2	0,006 785	0,012 653	106,029 0	0,005 642	0,010 338	144,317 2	0,004 796	0,008 687	188,496 0
1,55	0,009 033	0,017 144	76,085 6	0,007 217	0,013 511	109,563 3	0,006 004	0,011 039	149,127 8	0,005 107	0,009 276	194,779 2
1,60	0,009 593	0,018 267	78,540 0	0,007 659	0,014 397	113,097 6	0,006 375	0,011 762	153,938 4	0,005 425	0,009 884	201,062 4
1,65	0,010 169	0,019 428	80,994 4	0,008 123	0,015 311	116,631 9	0,006 760	0,012 509	158,749 0	0,005 752	0,010 512	207,345 6
1,70	0,010 759	0,020 622	83,448 7	0,008 602	0,016 252	120,166 2	0,007 155	0,013 278	163,559 5	0,006 087	0,011 158	213,628 8
1,75	0,011 364	0,021 854	85,903 1	0,009 090	0,017 223	123,700 5	0,007 560	0,014 071	168,370 1	0,006 431	0,011 825	219,912 0
1,80	0,011 989	0,023 120	88,357 5	0,009 595	0,018 221	127,234 8	0,007 979	0,014 886	173,180 7	0,006 783	0,012 509	226,195 2
1,85	0,012 629	0,024 422	90,811 8	0,010 106	0,019 247	130,769 1	0,008 403	0,015 725	177,991 3	0,007 143	0,013 214	232,478 4
1,90	0,013 285	0,025 760	93,266 2	0,010 635	0,020 302	134,303 4	0,008 842	0,016 586	182,801 8	0,007 516	0,013 938	238,761 6
1,95	0,013 954	0,027 133	95,720 6	0,011 170	0,021 384	137,837 7	0,009 286	0,017 470	187,612 4	0,007 898	0,014 681	245,044 8
2,00	0,014 639	0,028 543	98,175 0	0,011 723	0,022 495	141,372 0	0,009 745	0,018 378	192,423 0	0,008 288	0,015 444	251,328 0
2,05	0,015 345	0,029 988	100,629 3	0,012 288	0,023 633	144,906 3	0,010 214	0,019 309	197,233 6	0,008 686	0,016 226	257,611 2
2,10	0,016 067	0,031 469	103,083 7	0,012 865	0,024 801	148,440 6	0,010 693	0,020 262	202,044 1	0,009 092	0,017 027	263,894 4
2,15	0,016 804	0,032 985	105,538 1	0,013 461	0,025 996	151,974 9	0,011 188	0,021 239	206,854 7	0,009 513	0,017 848	269,177 6
2,20	0,017 564	0,034 537	107,992 4	0,014 070	0,027 218	155,509 2	0,011 693	0,022 237	211,665 3	0,009 942	0,018 687	276,460 8
2,25	0,018 341	0,036 126	110,446 8	0,014 691	0,028 470	159,043 5	0,012 209	0,023 261	216,475 9	0,010 380	0,019 547	282,744 0
2,30	0,019 133	0,037 748	112,901 2	0,015 324	0,029 749	162,577 8	0,012 734	0,024 305	221,286 4	0,010 826	0,020 425	289,027 2
2,35	0,019 940	0,039 407	115,355 5	0,015 969	0,031 057	166,112 1	0,013 270	0,025 373	226,097 0	0,011 280	0,021 322	295,310 4
2,40	0,020 763	0,041 103	117,809 9	0,016 627	0,032 393	169,646 4	0,013 816	0,026 465	230,907 6	0,011 744	0,022 240	301,593 6
2,45	0,021 600	0 042 833	120,264 3	0 017 296	0,033 756	173,180 7	0,014 371	0,027 579	235,718 2	0,012 215	0,023 176	307,876 8
2,50	0,022 465	0,044 598	122,718 7	0,017 988	0,035 148	176,715 0	0,014 945	0,028 716	240,528 7	0,012 695	0,024 131	314,160 0
3,00	0,031 873	0,064 222	147,262 3	0,025 490	0,050 613	212,058	0,021 167	0,041 351	288,634 5	0,017 971	0,034 749	376,992
3,50	0,042 907	0,087 413	171,806 3	0,034 341	0,068 890	247,401	0,028 543	0,056 283	336,740 3	0,024 273	0,047 297	439,824
4,00	0,055 455	0,114 173	196,350 0	0,044 527	0,089 979	282,744	0,036 908	0,073 513	384,846 0	0,031 296	0,061 276	502,656

3.39

VITESSE MOYENNE EN METRES	DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,450 m — Section de la conduite 0,1590435 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,500 m — Section de la conduite 0,19635 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,600 m — Section de la conduite 0,282744 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 0,800 m — Section de la conduite 0,502656 m²		
	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.
	$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$	
0,01			1,590 4			1,963 5			2,827 4			5,026 5
0,05	0,000 008	0,000 010	7,952 2	0,000 007	0,000 009	9,817 5	0,000 006	0,000 007	14,137 2	0,000 004	0,000 005	25,132 8
0,10	0,000 029	0,000 037	15,904 3	0,000 025	0,000 033	19,635 0	0,000 020	0,000 026	28,274 4	0,000 014	0,000 018	50,265 6
0,15	0,000 059	0,000 081	23,856 5	0,000 052	0,000 070	29,452 5	0,000 041	0,000 056	42,411 6	0,000 029	0,000 039	75,398 4
0,20	0,000 099	0,000 141	31,808 7	0,000 088	0,000 123	39,270 0	0,000 068	0,000 095	56,548 8	0,000 049	0,000 067	100,531 2
0,25	0,000 149	0,000 217	39,760 9	0,000 131	0,000 189	49,087 5	0,000 105	0,000 149	70,686 0	0,000 074	0,000 103	125,664 0
0,30	0,000 207	0,000 309	47,713 0	0,000 182	0,000 270	58,905 0	0,000 146	0,000 212	84,823 2	0,000 103	0,000 147	150,796 8
0,35	0,000 275	0,000 418	55,665 2	0,000 242	0,000 365	68,722 5	0,000 193	0,000 287	98,960 4	0,000 137	0,000 198	175,929 6
0,40	0,000 352	0,000 543	63,617 4	0,000 310	0,000 474	78,540 0	0,000 247	0,000 372	113,097 6	0,000 174	0,000 252	201,062 4
0,45	0,000 438	0,000 684	71,569 6	0,000 386	0,000 597	88,357 5	0,000 307	0,000 469	127,234 8	0,000 216	0,000 324	226,195 2
0,50	0,000 533	0,000 841	79,521 7	0,000 469	0,000 735	98,175 0	0,000 372	0,000 577	141,372 0	0,000 262	0,000 398	251,328 0
0,55	0,000 636	0,001 016	87,473 9	0,000 560	0,000 887	107,992 5	0,000 443	0,000 697	155,509 2	0,000 312	0,000 481	276,460 8
0,60	0,000 746	0,001 206	95,426 1	0,000 658	0,001 053	117,810 0	0,000 521	0,000 827	169,646 4	0,000 367	0,000 572	301,593 6
0,65	0,000 865	0,001 412	103,378 3	0,000 763	0,001 233	127,627 5	0,000 605	0,000 969	183,783 6	0,000 425	0,000 670	326,726 4
0,70	0,000 994	0,001 634	111,330 4	0,000 875	0,001 427	137,445 0	0,000 695	0,001 122	197,920 8	0,000 489	0,000 776	351,859 2
0,75	0,001 131	0,001 872	119,282 6	0,000 995	0,001 635	147,262 5	0,000 790	0,001 287	212,058 0	0,000 557	0,000 890	376,992 0
0,80	0,001 276	0,002 127	127,234 8	0,001 123	0,001 856	157,080 0	0,000 890	0,001 463	226,195 2	0,000 628	0,001 012	402,124 8
0,85	0,001 429	0,002 399	135,187 0	0,001 258	0,002 093	166,897 5	0,000 996	0,001 651	240,332 4	0,000 703	0,001 142	427,257 6
0,90	0,001 589	0,002 688	143,139 1	0,001 400	0,002 343	176,715 0	0,001 107	0,001 849	254,469 6	0,000 781	0,001 279	452,390 4
0,95	0,001 757	0,002 991	151,091 3	0,001 548	0,002 606	186,532 5	0,001 221	0,002 059	268,606 8	0,000 864	0,001 425	477,523 2
1,00	0,001 936	0,003 313	159,043 5	0,001 704	0,002 885	196,350 0	0,001 341	0,002 279	282,744 0	0,000 952	0,001 579	502,656 0
1,05	0,002 122	0,003 652	166,995 7	0,001 869	0,003 180	206,167 5	0,001 472	0,002 513	296,881 2	0,001 044	0,001 741	527,788 8
1,10	0,002 316	0,004 008	174,947 8	0,002 040	0,003 491	215,985 0	0,001 609	0,002 758	311,018 4	0,001 139	0,001 910	552,921 6
1,15	0,002 520	0,004 382	182,900 0	0,002 219	0,003 815	225,802 5	0,001 750	0,003 014	325,155 6	0,001 239	0,002 088	578,054 4
1,20	0,002 730	0,004 771	190,852 2	0,002 405	0,004 154	235,620 0	0,001 897	0,003 282	339,292 8	0,001 341	0,002 274	603,187 2
1,25	0,002 948	0,005 177	198,804 4	0,002 596	0,004 508	245,437 5	0,002 049	0,003 561	353,430 0	0,001 448	0,002 467	628,320 0
1,30	0,003 174	0,005 599	206,756 5	0,002 794	0,004 876	255,255 0	0,002 208	0,003 852	367,567 2	0,001 559	0,002 668	653,452 8
1,35	0,003 408	0,006 038	214,708 7	0,003 000	0,005 258	265,072 5	0,002 372	0,004 154	381,704 4	0,001 673	0,002 877	678,585 6
1,40	0,003 650	0,006 494	222,660 9	0,003 213	0,005 654	274,890 0	0,002 541	0,004 467	395,841 6	0,001 791	0,003 095	703,718 4
1,45	0,003 901	0,006 965	230,613 1	0,003 436	0,006 065	284,707 5	0,002 715	0,004 792	409,978 8	0,001 914	0,003 319	728,851 2
1,50	0,004 162	0,007 454	238,565 2	0,003 665	0,006 491	294,525 0	0,002 896	0,005 128	424,116 0	0,002 041	0,003 552	753,984 0
1,55	0,004 430	0,007 960	246,517 4	0,003 902	0,006 931	304,342 5	0,003 082	0,005 476	438,253 2	0,002 174	0,003 793	779,116 8
1,60	0,004 706	0,008 481	254,469 6	0,004 144	0,007 385	314,160 0	0,003 273	0,005 835	452,390 4	0,002 309	0,004 042	804,249 6
1,65	0,004 990	0,009 020	262,421 8	0,004 393	0,007 854	323,977 5	0,003 469	0,006 205	466,527 6	0,002 449	0,004 298	829,382 4
1,70	0,005 280	0,009 574	270,373 9	0,004 649	0,008 337	333,795 0	0,003 673	0,006 587	480,664 8	0,002 593	0,004 563	854,515 2
1,75	0,005 578	0,010 147	278,326 1	0,004 911	0,008 835	343,612 5	0,003 879	0,006 980	494,802 0	0,002 740	0,004 835	879,648 0
1,80	0,005 883	0,010 734	286,278 3	0,005 179	0,009 347	353,430 0	0,004 090	0,007 384	508,939 2	0,002 890	0,005 115	904,780 8
1,85	0,006 194	0,011 338	294,230 5	0,005 456	0,009 873	363,247 5	0,004 309	0,007 800	523,076 4	0,003 044	0,005 403	929,913 6
1,90	0,006 518	0,011 960	302,182 6	0,005 741	0,010 414	373,065 0	0,004 533	0,008 228	537,213 6	0,003 202	0,005 699	955,046 4
1,95	0,006 848	0,012 598	310,134 8	0,006 031	0,010 970	382,882 5	0,004 761	0,008 666	551,350 8	0,003 363	0,006 003	980,179 2
2,00	0,007 186	0,013 252	318,087 0	0,006 328	0,011 540	392,700 0	0,004 995	0,009 117	565,488 0	0,003 530	0,006 315	1,005,312 0
2,05	0,007 530	0,013 923	326,039 2	0,006 632	0,012 124	402,517 5	0,005 234	0,009 578	579,625 2	0,003 700	0,006 635	1,030,444 8
2,10	0,007 887	0,014 611	333,991 3	0,006 946	0,012 723	412,335 0	0,005 477	0,010 051	593,762 4	0,003 875	0,006 963	1,055,577 6
2,15	0,008 252	0,015 315	341,943 5	0,007 266	0,013 336	422,152 5	0,005 729	0,010 536	607,899 6	0,004 052	0,007 298	1,080,710 4
2,20	0,008 623	0,016 035	349,895 7	0,007 593	0,013 963	431,970 0	0,005 986	0,011 031	622,036 8	0,004 234	0,007 641	1,105,843 2
2,25	0,009 003	0,016 773	357,847 9	0,007 927	0,014 605	441,787 5	0,006 249	0,011 539	636,174 0	0,004 419	0,007 993	1,130,976 0
2,30	0,009 389	0,017 526	365,800 0	0,008 267	0,015 261	451,605 0	0,006 516	0,012 057	650,311 2	0,004 611	0,008 352	1,156,108 8
2,35	0,009 783	0,018 296	373,752 2	0,008 613	0,015 932	461,422 5	0,006 788	0,012 587	664,448 4	0,004 806	0,008 719	1,181,241 6
2,40	0,010 184	0,019 083	381,504 4	0,008 966	0,016 617	471,240 0	0,007 066	0,013 128	678,585 6	0,005 006	0,009 094	1,206,374 4
2,45	0,010 593	0,019 887	389,656 6	0,009 325	0,017 317	481,057 5	0,007 353	0,013 681	692,722 8	0,005 209	0,009 477	1,231,307 2
2,50	0,011 008	0,020 706	397,608 7	0,009 697	0,018 030	490,875 0	0,007 645	0,014 245	706,860 0	0,005 416	0,009 867	1,256,640 0
3,00	0,015 607	0,029 817	477,130 5	0,013 762	0,025 964	589,05	0,010 841	0,020 513	848,232	0,007 695	0,014 201	1,507,968
3,50	0,021 035	0,040 585	556,652 3	0,018 519	0,035 340	687,225	0,014 610	0,027 920	989,604	0,010 357	0,019 340	1,759,296
4,00	0,027 034	0,053 009	636,174	0,023 976	0,046 158	785,4	0,018 893	0,036 467	1,130,976	0,013 405	0,025 261	2,010,624

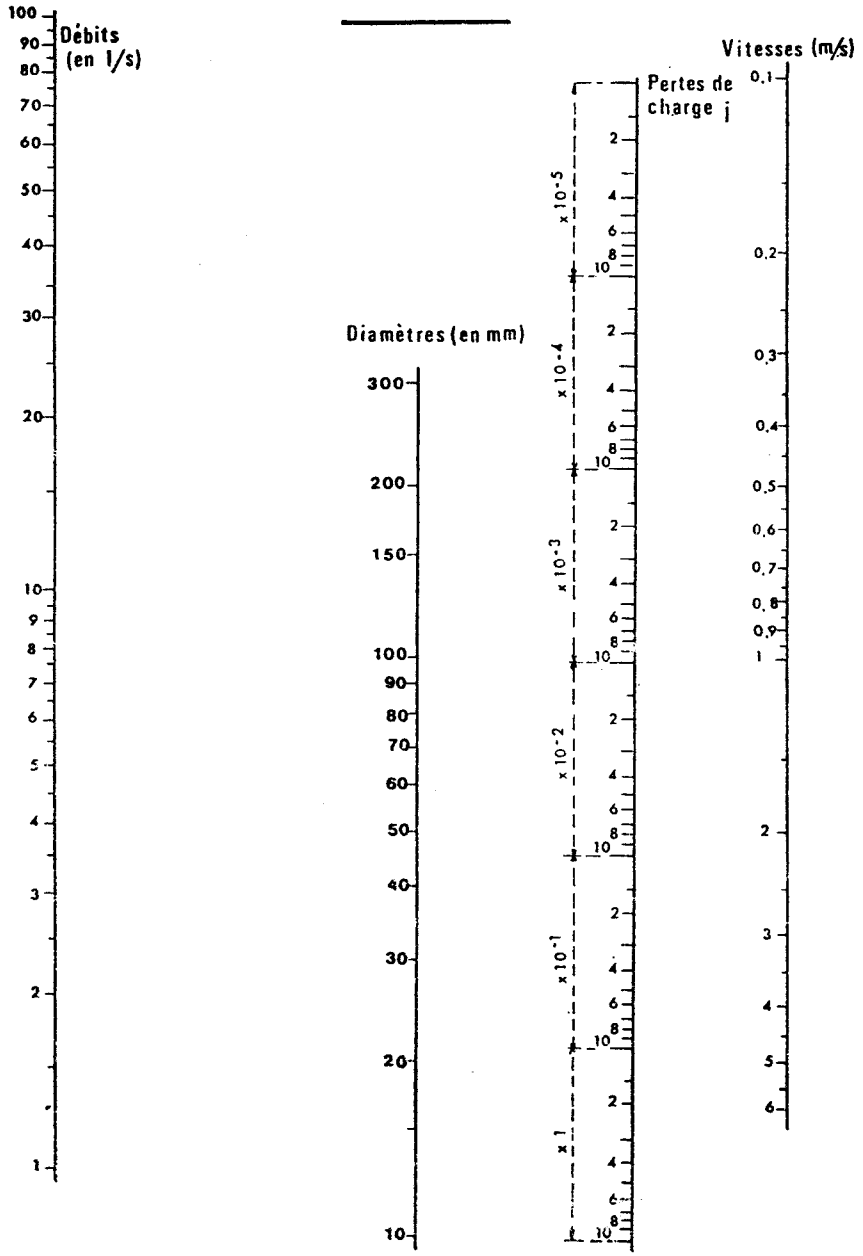
3.40

VITESSE MOYENNE EN METRES	DIAMETRE DE LA CONDUITE 1,000 m Section de la conduite 0,785398 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 1,250 m Section de la conduite 1,22719 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 1,500 m Section de la conduite 1,76715 m²			DIAMETRE DE LA CONDUITE 1,750 m Section de la conduite 2,405281 m²		
	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.	Charges par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/sec.
	$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$		$k = 10^{-4}$	$k = 2.10^{-3}$	
0,01			7,853 9			12,271 5			17,671			24,053
0,05	0,000 003	0,000 004	39,269 4	0,000 002	0,000 003	61,357 5	0,000 002	0,000 002	88,355	0,000 002	0,000 002	120,264
0,10	0,000 010	0,000 013	78,538 9	0,000 008	0,000 010	122,715 0	0,000 006	0,000 008	176,710	0,000 005	0,000 007	240,528
0,15	0,000 022	0,000 029	117,808 3	0,000 017	0,000 022	184,072 5	0,000 013	0,000 018	265,065	0,000 011	0,000 014	360,792
0,20	0,000 037	0,000 051	157,077 8	0,000 028	0,000 038	245,430 0	0,000 023	0,000 030	353,420	0,000 019	0,000 025	481,056
0,25	0,000 056	0,000 078	196,347 2	0,000 043	0,000 059	306,787 5	0,000 034	0,000 047	441,775	0,000 028	0,000 038	601,320
0,30	0,000 078	0,000 111	235,616 7	0,000 060	0,000 084	368,145 0	0,000 048	0,000 067	530,130	0,000 040	0,000 055	721,584
0,35	0,000 103	0,000 150	274,886 1	0,000 079	0,000 113	429,502 5	0,000 063	0,000 090	618,485	0,000 053	0,000 074	841,848
0,40	0,000 132	0,000 195	314,155 6	0,000 101	0,000 147	490,860 0	0,000 081	0,000 117	706,840	0,000 068	0,000 096	962,112
0,45	0,000 164	0,000 246	353,425 0	0,000 125	0,000 185	552,217 5	0,000 101	0,000 148	795,195	0,000 084	0,000 121	1.082,376
0,50	0,000 200	0,000 302	392,694 5	0,000 152	0,000 227	613,575 5	0,000 122	0,000 182	883,550	0,000 102	0,000 149	1.202,641
0,55	0,000 239	0,000 365	431,963 9	0,000 182	0,000 274	674,932 5	0,000 146	0,000 219	971,905	0,000 122	0,000 181	1.322,905
0,60	0,000 280	0,000 433	471,233 4	0,000 213	0,000 326	736,290 0	0,000 172	0,000 260	1.060,260	0,000 144	0,000 215	1.443,169
0,65	0,000 325	0,000 507	510,502 8	0,000 248	0,000 382	797,647 5	0,000 200	0,000 305	1.148,615	0,000 167	0,000 251	1.563,433
0,70	0,000 372	0,000 587	549,772 3	0,000 285	0,000 443	859,005 0	0,000 230	0,000 353	1.236,970	0,000 191	0,000 291	1.683,697
0,75	0,000 423	0,000 673	589,041 7	0,000 324	0,000 509	920,362 5	0,000 261	0,000 405	1.325,325	0,000 217	0,000 334	1.803,961
0,80	0,000 478	0,000 765	628,311 2	0,000 366	0,000 579	981,720 0	0,000 295	0,000 461	1.413,680	0,000 246	0,000 380	1.924,225
0,85	0,000 536	0,000 863	667,580 6	0,000 409	0,000 653	1.043,077 5	0,000 330	0,000 521	1.502,035	0,000 276	0,000 429	2.044,489
0,90	0,000 596	0,000 966	706,850 1	0,000 456	0,000 732	1.104,435 0	0,000 368	0,000 584	1.590,390	0,000 306	0,000 481	2.164,753
0,95	0,000 660	0,001 076	746,119 5	0,000 505	0,000 815	1.165,792 5	0,000 406	0,000 651	1.678,745	0,000 339	0,000 536	2.285,017
1,00	0,000 726	0,001 193	785,398 0	0,000 556	0,000 903	1.227,150 0	0,000 447	0,000 721	1.767,100	0,000 373	0,000 594	2.405,281
1,05	0,000 795	0,001 315	824,658 4	0,000 609	0,000 995	1.288,507 5	0,000 490	0,000 795	1.855,455	0,000 409	0,000 654	2.525,545
1,10	0,000 868	0,001 443	863,927 9	0,000 665	0,001 092	1.349,865 0	0,000 535	0,000 872	1.943,810	0,000 447	0,000 718	2.645,809
1,15	0,000 944	0,001 577	903,197 3	0,000 723	0,001 193	1.411,222 5	0,000 582	0,000 953	2.032,165	0,000 486	0,000 785	2.766,073
1,20	0,001 024	0,001 718	942,466 8	0,000 783	0,001 299	1.472,580 0	0,000 631	0,001 038	2.120,520	0,000 527	0,000 854	2.886,337
1,25	0,001 106	0,001 864	971,736 2	0,000 846	0,001 409	1.533,937 5	0,000 682	0,001 126	2.208,875	0,000 570	0,000 927	3.006,601
1,30	0,001 191	0,002 016	1.021,005 7	0,000 911	0,001 524	1.595,295 0	0,000 735	0,001 218	2.297,230	0,000 614	0,001 003	3.126,865
1,35	0,001 280	0,002 174	1.050,275 1	0,000 979	0,001 644	1.656,652 5	0,000 789	0,001 314	2.385,585	0,000 659	0,001 081	3.247,129
1,40	0,001 372	0,002 338	1.099,544 6	0,001 049	0,001 767	1.718,010 0	0,000 845	0,001 412	2.473,940	0,000 706	0,001 163	3.367,393
1,45	0,001 466	0,002 508	1.138,814 0	0,001 121	0,001 895	1.779,367 5	0,000 903	0,001 515	2.562,295	0,000 754	0,001 247	3.487,657
1,50	0,001 563	0,002 684	1.178,083 5	0,001 196	0,002 028	1.840,725 0	0,000 963	0,001 621	2.650,650	0,000 805	0,001 335	3.607,922
1,55	0,001 663	0,002 866	1.217,352 9	0,001 274	0,002 166	1.902,082 5	0,001 025	0,001 731	2.739,005	0,000 857	0,001 425	3.728,186
1,60	0,001 767	0,003 053	1.256,622 4	0,001 353	0,002 307	1.963,440 0	0,001 089	0,001 844	2.827,360	0,000 911	0,001 519	3.848,500
1,65	0,001 873	0,003 247	1.295,891 8	0,001 434	0,002 454	2.024,797 5	0,001 155	0,001 961	2.915,715	0,000 966	0,001 615	3.968,714
1,70	0,001 983	0,003 447	1.335,161 3	0,001 518	0,002 604	2.086,155 0	0,001 223	0,002 082	3.004,070	0,001 023	0,001 715	4.088,978
1,75	0,002 096	0,003 653	1.374,430 7	0,001 603	0,002 760	2.147,512 5	0,001 292	0,002 206	3.092,425	0,001 080	0,001 817	4.209,242
1,80	0,002 213	0,003 864	1.413,700 2	0,001 691	0,002 920	2.208,870 0	0,001 363	0,002 334	3.180,780	0,001 140	0,001 922	4.329,506
1,85	0,002 332	0,004 082	1.452,969 6	0,001 782	0,003 084	2.270,227 5	0,001 436	0,002 466	3.269,135	0,001 201	0,002 030	4.449,770
1,90	0,002 455	0,004 306	1.492,238 1	0,001 875	0,003 253	2.331,585 0	0,001 512	0,002 601	3.357,490	0,001 264	0,002 142	4.570,034
1,95	0,002 580	0,004 535	1.531,507 5	0,001 971	0,003 427	2.392,942 5	0,001 589	0,002 739	3.445,845	0,001 329	0,002 256	4.690 298
2,00	0,002 708	0,004 771	1.570,778 0	0,002 068	0,003 605	2.454,300 0	0,001 669	0,002 882	3.534,200	0,001 396	0,002 373	4.810,562
2,05	0,002 838	0,005 012	1.610,047 4	0,002 168	0,003 787	2.515,657 5	0,001 749	0,003 027	3.622,555	0,001 463	0,002 493	4.930,826
2,10	0,002 972	0,005 260	1.649,316 9	0,002 269	0,003 974	2.577,015 0	0,001 833	0,003 177	3.710,910	0,001 531	0,002 617	5.051,090
2,15	0,003 108	0,005 513	1.688,586 3	0,002 375	0,004 166	2.638,372 5	0,001 916	0,003 330	3.799,265	0,001 602	0,002 742	5.171,354
2,20	0,003 246	0,005 773	1.727,855 8	0,002 483	0,004 361	2.699,730 0	0,002 003	0,003 487	3.887,620	0,001 675	0,002 872	5.291,618
2,25	0,003 388	0,006 038	1.767,125 2	0,002 593	0,004 562	2.761,087 5	0,002 092	0,002 647	3.975,975	0,001 749	0,003 004	5.411,882
2,30	0,003 532	0,006 309	1.806,394 7	0,002 705	0,004 767	2.822,445 0	0,002 182	0,003 811	4,064,330	0,001 824	0,003 138	5.532,146
2,35	0,003 679	0,006 587	1.845,664 1	0,002 819	0,004 976	2.883,802 5	0,002 274	0,003 978	4.152,685	0,001 901	0,003 277	5.652,410
2,40	0,003 831	0,006 870	1.884,933 6	0,002 936	0,005 191	2.945,160 0	0,002 378	0,004 149	4.241,040	0,001 980	0,003 417	5.772,674
2,45	0,003 985	0,007 159	1.924,203 0	0,003 055	0,005 409	3.006,517 5	0,002 462	0,004 324	4.329,395	0,002 058	0,003 561	5.892,938
2,50	0,004 141	0,007 454	1.963,472 5	0,003 178	0 005 632	3.067,875 0	0,002 557	0,004 502	4.417,750	0,002 139	0,003 708	6.013,203
3,00	0,005 895	0,010 734	2.356,194	0,004 510	0,008 110	3.681,57	0,003 633	0,006 483	5.301,45	0,003 035	0,005 340	7.215,843
3,50	0,007 930	0,014 610	2.748,893	0,006 084	0,011 039	4.295,165	0,004 891	0,008 825	6.185,025	0,004 092	0,007 268	8.418,484
4,00	0,010 259	0,019 083	3.141,592	0,007 875	0,014 418	4.908,76	0,006 350	0,011 526	7.068,600	0,005 303	0,009 493	9.621,124

3.41

ABAQUE

pour le calcul des tuyaux en matière plastique



Chapitre 4

DISTRIBUTION DES EAUX

DISTRIBUTION DES EAUX

4.1 - Les réservoirs de distribution

4.1.1 - Rôle des réservoirs

4.1.2 - Emplacement géographique

4.1.3 - Altitude des réservoirs

4.1.4 - Volume des réservoirs

4.1.5 - Formes et types de réservoirs

4.2 - Réseaux de distribution

4.2.1 - Structure des réseaux

4.2.2 - Hypothèses de calcul

4.2.3 - Principes de calcul

4.2.4 - Calcul des réseaux ramifiés

4.2.5 - Calcul des réseaux maillés

4.2.6 - Vérification de la condition d'incendie

4.3 - Eléments particuliers des réseaux de distribution

4.3.1 - Pose des canalisations

4.3.2 - Branchements

4.3.3 - Accessoires

4.3.4 - Recherche des fuites dans les canalisations

ANNEXE 4.1 : Exemples de calcul du volume des réservoirs

ANNEXE 4.2 : Exemple de calcul d'un réseau maillé

ANNEXE 4.3 : Calcul de l'écoulement dans un réseau maillé

4.1 - Les réservoirs de distribution :

4.1.1 - 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).

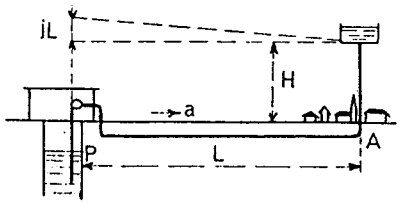
Compte tenu des multiples fonctions d'un réservoir, il reste très souvent **difficile** et surtout **coûteux** de lui trouver un substitut complet. Certes, l'**eau** peut être **injectée directement dans le réseau** avec des débits variables selon les besoins, avec un système de gestion en temps réel 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,...). **En Tunisie, actuellement, toutes les villes sont alimentées par des réservoirs.**

Un réservoir **n'est** donc **pas indispensable**, mais il reste **la solution la plus économique**.

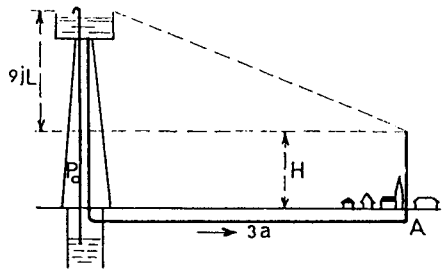
4.1.2 - Emplacement géographique des réservoirs :

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.

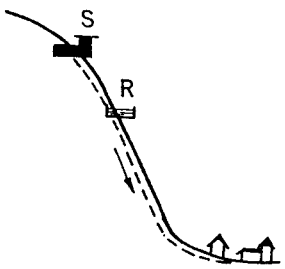


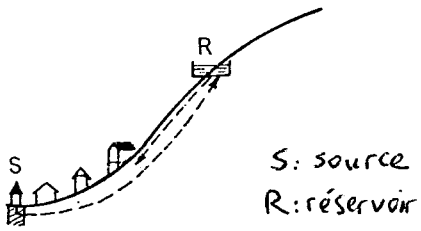
Réservoir en ville



Réservoir sur captage

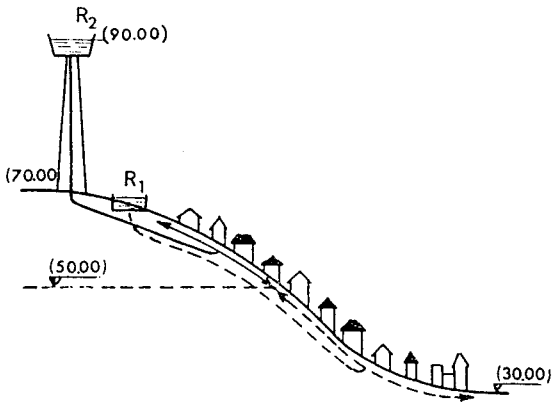
La topographie des lieux ou l'emplacement de la source d'eau peuvent parfois modifier le point de vue établi ci-dessus. On essaye, généralement, d'exploiter le relief à proximité de la ville pour utiliser un **réservoir semi-enterré**, qui sera toujours **plus économique qu'un réservoir sur tour**.



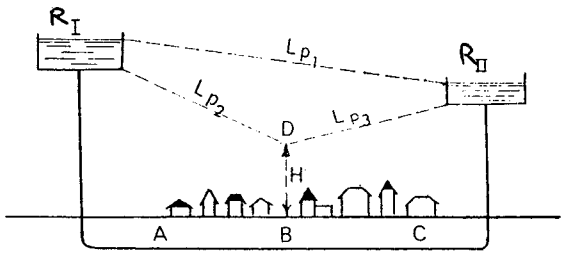


Quand la ville présente des différences de niveau importantes, on peut adopter une **distribution étagée** (voir exemple ci-dessous).

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).

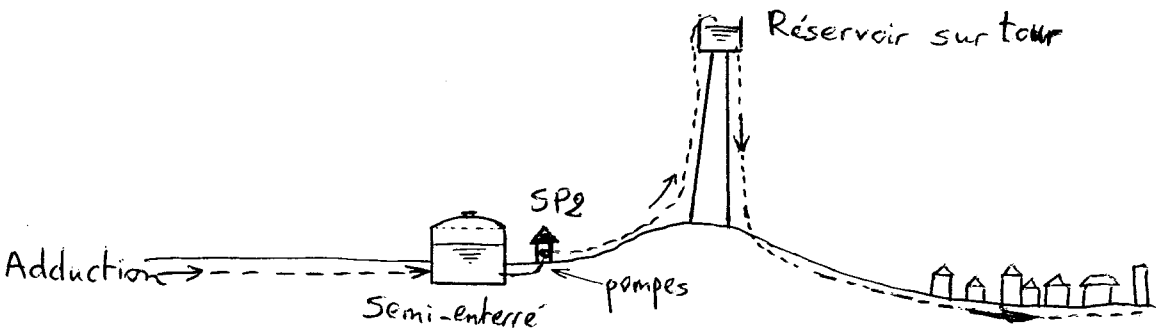


Distribution étagée



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 $\mathbf{Q_{hm}}$. 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**.



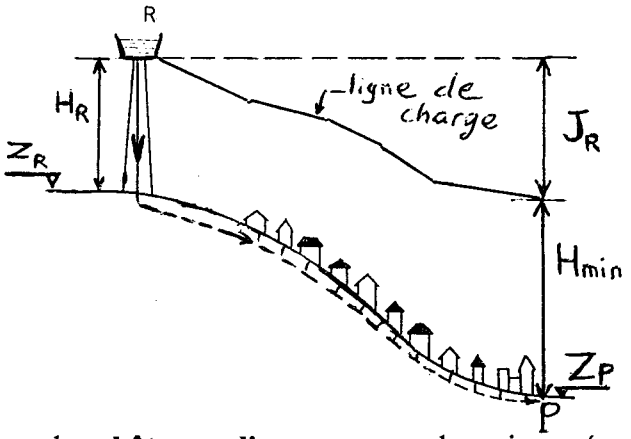
En fait, ce n'est qu'après une **étude économique approfondie** et compte tenu des conditions locales (surtout le **relief**) que l'on pourra déterminer le **meilleur emplacement du réservoir** et, éventuellement, de la station de pompage, étude dans laquelle entrerons les **coûts des conduites**, du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

4.1.3 - Altitude des réservoirs :

Un des principaux rôles du réservoir est de fournir, **pendant l'heure de pointe**, une **pression au sol suffisante " H_{min} "** 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 H_{min}**. C'est la cote du radier du réservoir qui est prise en compte, ce qui correspondant 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.

4.1.4 - Volume des réservoirs :

Différentes méthodes sont utilisées pour le calcul de la **capacité utile** des réservoirs.

- *Calcul forfaitaire :*

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

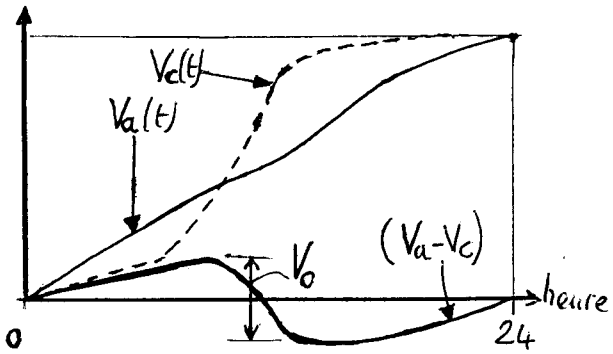
- **100%** de la **consommation journalière maximale** de l'agglomération, dans le cas d'une commune **rurale.**
- **50%** de la **consommation journalière maximale** de l'agglomération, dans le cas d'une commune **urbaine.**
- **25 %** de la **consommation journalière maximale** de l'agglomération,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

• *Calcul à partir des courbes d'alimentation et de distribution :*

La **capacité des réservoirs** est déterminée à partir des **courbes de variation**, en fonction des heures de la journée la plus chargée, des **débits d'alimentation** des réservoirs (provenant de la station de pompage ou de la station de traitement) et des **débits sortant** des réservoirs (**distribués** ou, éventuellement, aspirés par une autre station de pompage).
Le **principe de calcul** est simple :

On trace, sur **24 h**, les courbes de volumes cumulés $\mathbf{V_a(t)}$ provenant de l'alimentation et $\mathbf{V_c(t)}$ correspondant à la consommation. On trace ensuite la courbe $[\mathbf{V_a(t) - V_c(t)}]$.

Le volume minimum nécessaire des réservoirs $\mathbf{V_0}$ sera alors égal à **la somme**, en **valeurs absolues**, de la **plus grande** valeur et **la plus petite** valeur (négative) de cette différence.



Cette méthode, **très précise**, suppose que l'on dispose de **statistiques suffisantes** concernant la **variation horaire de la consommation** pendant la journée de pointe, ce qui est très difficile surtout pour les villes qui ne sont pas encore alimentées.

• *Calcul approximatif :*

La **capacité des réservoirs** est toujours déterminée à partir des **courbes de variation** des **débits d'alimentation** des **débits distribués**, avec des simplifications concernant, principalement, une **approximation par paliers** de la courbe de consommation.

Il faut choisir un régime de variation de l'alimentation des réservoirs $[\mathbf{q_a(h)}]$:

- Soit une adduction **continue** de **débit horaire constant** égal à **a** (= $\mathbf{Q_{jmax}}$ / **24**),

- Soit un **pompage de nuit** (de durée **10 h** seulement: **de 20 h à 6 h**) de **débit horaire** égal à **2,4.a** (= $\mathbf{Q_{jmax}}$ / **10**),

- Soit un **pompage variable** durant les **24** heures de la journée.

En ce qui concerne la variation horaire de la consommation, elle varie selon l'importance de l'agglomération. Le coefficient de pointe horaire augmente quand la ville devient plus petite. Les valeurs adoptées sont généralement **1,5** pour une **très grande ville**, entre **2 et 2,5** pour une **ville moyenne**, et pouvant atteindre **3,5** pour une **petite ville**. Selon l'importance de l'agglomération, il faut alors choisir un régime de variation de la consommation $[\mathbf{q_c(h)}]$ et en déduire le volume des réservoirs.

Dans l'**ANNEXE 4.1**, nous présentons des **exemples de calcul** du volume des réservoirs pour quelques variantes d'adduction.

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 m^3** pour chaque réservoir (la **motopompe** de lutte contre le feu utilisée par les pompiers est de **60 m^3/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 m^3**. 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 ; 10 000 ; 12 000 ; 15 000 et **20 000 m^3**.

A cause des frais élevés exigés par la construction, l'exploitation et l'entretien des **châteaux d'eau**, leur **volume dépasse** rarement **1000 m^3**. 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.

4.1.5 - 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.

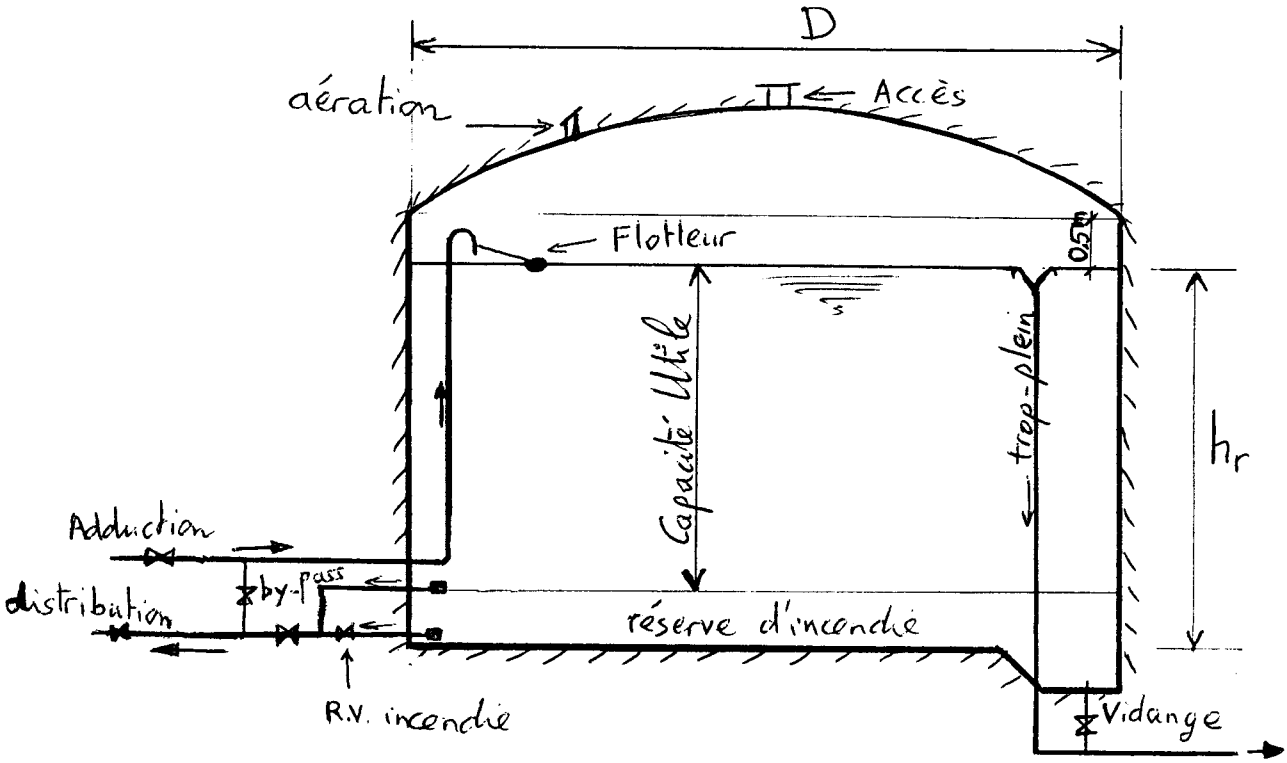
La **hauteur d'eau** (h_r) dans les réservoirs est comprise entre **3 et 6 m**, et atteint, exceptionnellement, **10 m** pour les grandes villes. Le **diamètre** du réservoir circulaire, imposé par le volume, varie de **1,5 à 2 fois la hauteur** de la cuve h_r.

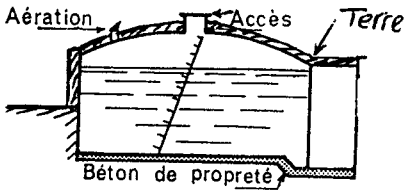
Pour des raisons économiques, les réservoirs sont construits en **béton armé** jusqu'à un volume de **2500 m^3** et en **béton précontraint** jusqu'à **20 000 m^3**. Pour des faibles volumes, et rarement, ils peuvent être métalliques. Les réservoirs **semi-enterrés** sont les plus utilisés, avec un **toit**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

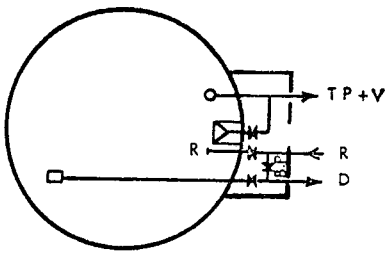
Quelques **équipements** sont aussi à prévoir dans les réservoirs: une **fenêtre d'aération** (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange), un **accès** pour le nettoyage de la cuve, une **chambre de vannes,** un **trop-plein** (évacuation de l'excédent d'eau), une galerie de **vidange** (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 **bâche 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,...).







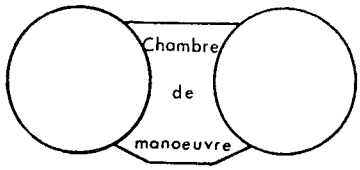


Schéma des réservoirs semi-enterrés

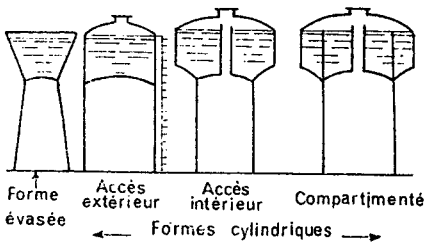
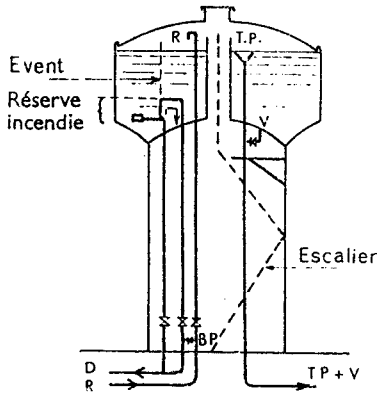
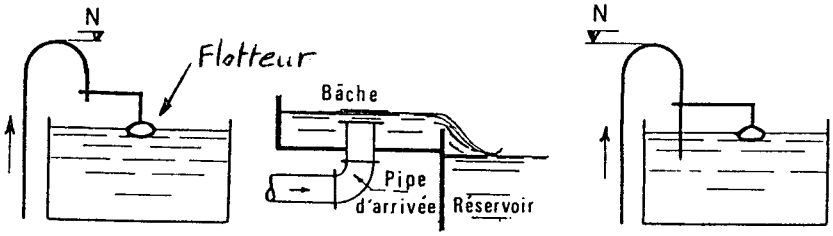
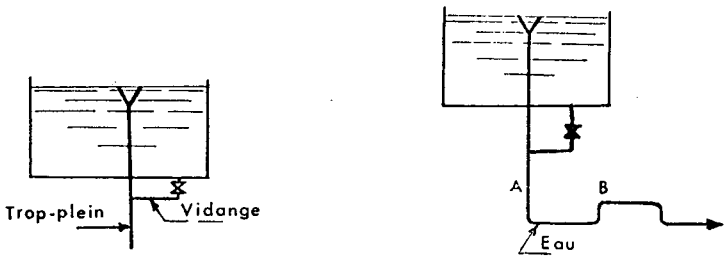


Schéma des réservoirs surélevés

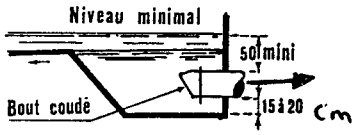


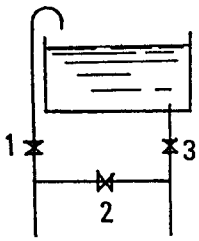


Arrivée d'eau : **en chute libre** **avec bâche** **noyé**

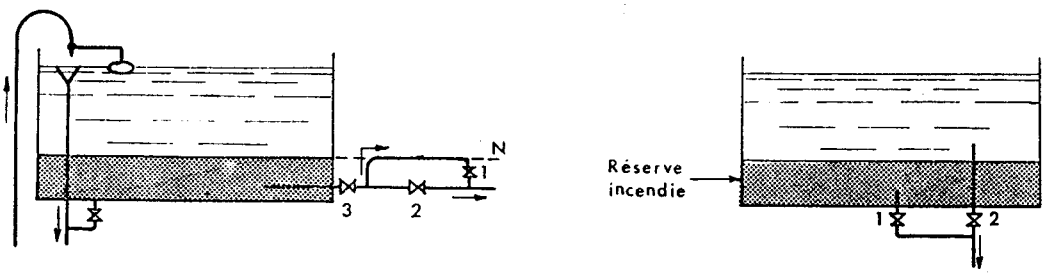


Trop-plein et vidange





Départ de la distribution **By-pass**



Matérialisation de la réserve d'incendie

4.2 - Réseaux de distribution :

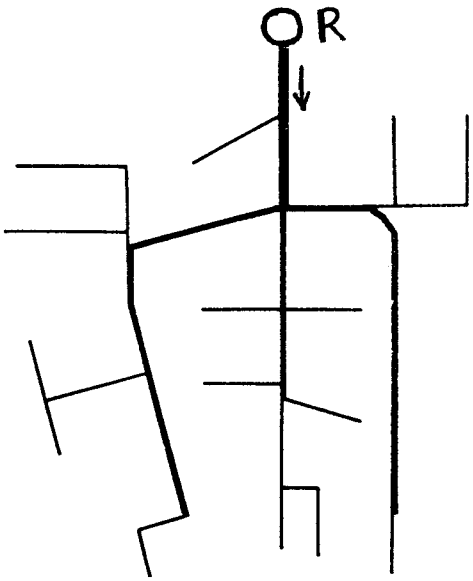
Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du ou des réservoirs, jusqu'aux consommateurs (ou abonnés) : fournir le **débit maximal** avec **une pression au sol (ou charge) minimale** compatible avec la hauteur des immeubles.

4.2.1 - 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**.

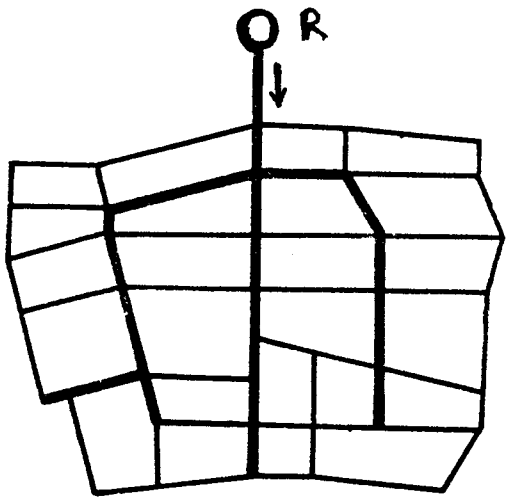
• **Réseau ramifié :**



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.

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).

• **Réseau maillé :**



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**.

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 du **Grand Tunis**).

- **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**.

4.2.2 - 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 piézomètrique), diamètre économique, types de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, ventouse, brise charge, pièces spéciales).

• **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 m^3/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.

• **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**.

• **Pression :**

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes:

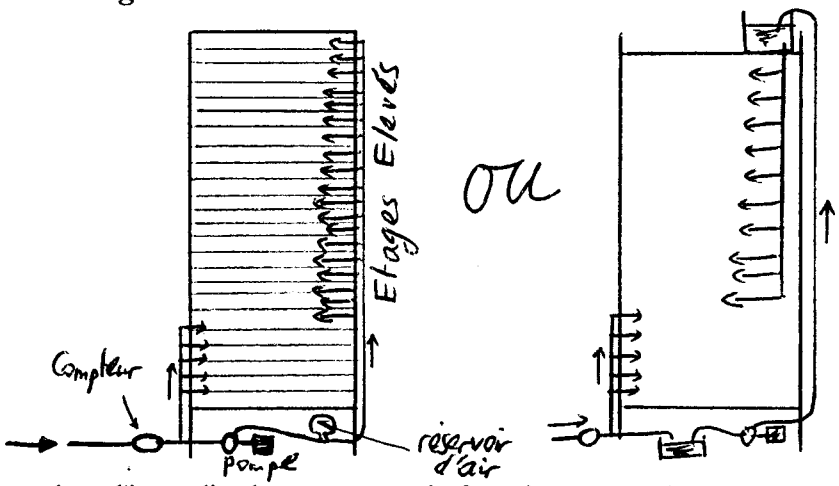
1° Une **charge minimale de 3 m** doit être prévue sur les orifices de puisage (robinets) les plus élevés, et **de 5 m** pour un chauffe-eau à gaz.

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 étage
20 à 23 m pour 3 étage
24 à 27 m pour 4 étage
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.

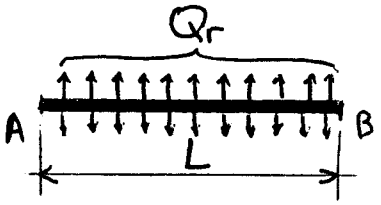
4.2.3 - <u>Principes de calcul :</u>

Un réseau de distribution est subdivisé en **tronçons** délimités par des **noeuds** (points particuliers: réservoir, croisement de conduites, prélèvements importants, changement de diamètre, extrémité du réseau, vanne,...).

• Débit en route :

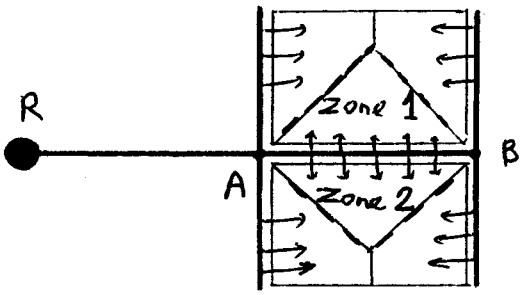
Dans une conduite d'adduction, le débit d'eau est constant. Dans les canalisations de distribution la situation est tout à fait différente. En effet, les conduites de distribution sont destinées à distribuer l'eau aux abonnés. **Chaque tronçon de distribution**, matérialisé par deux noeuds, est alors caractérisé par **deux débits**: un **débit d'extrémité** (qui doit, tout simplement, **transiter** par le tronçon, appelé **débit de transit** et noté Q_t) et un **débit consommé** par les branchements raccordés sur ce tronçon (appelé **débit en route** et noté Q_r).

Le **débit en route** est un débit qui entre à l'amont du tronçon et ne sort pas à l'aval puisque, par définition, il est **consommé** par les abonnés tout le long du tronçon.



Ce **débit en route**, supposé **uniformément réparti** sur toute la longueur du tronçon, est calculé par l'une des deux méthodes suivantes:

1° - Soit **proportionnellement à la surface** desservie par le tronçon: en fonction du nombre d'usagers à desservir par le tronçon pendant l'heure de pointe. Il faut alors subdiviser l'agglomération en plusieurs zones suivant leur source (tronçon) d'alimentation.



$$Q_r\,(AB) = Q_{max}(\text{zone } 1) + Q_{max}(\text{zone } 2)$$

2° - Soit **proportionnellement à la longueur** du tronçon, en utilisant le **débit spécifique** q_{sp}.

$$Q_r\,(AB) = q_{sp}.L_{AB}$$

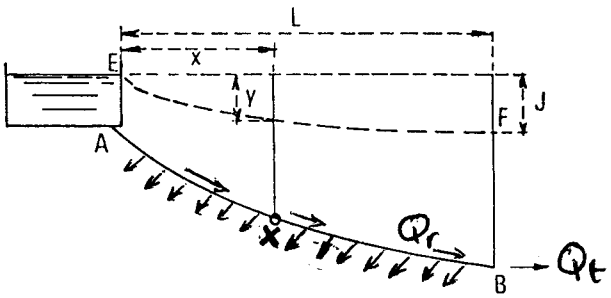
Où Le **débit spécifique** est donné par : $q_{sp} = Q_{tot} / L_{tot}$.
L_{tot} est la longueur totale du réseau de distribution.
Q_{tot} est le débit de point total consommé par l'agglomération.

La deuxième méthode, bien qu'elle soit moins précise, peut être utilisée dans l'alimentation des zones rurales ou, éventuellement, quand la consommation est homogène dans toute les zones à alimenter.

• **Débit de calcul :**

Le long d'un tronçon de distribution, le **débit** est donc **variable**. La question qui se pose alors est la suivante : avec quel débit faut-il calculer la perte de charge dans le tronçon ?

Nous allons donc calculer la perte de charge dans un tronçon **AB**, de longueur **L**, en admettant qu'il doit distribuer un débit uniformément Q_r et faire transiter un débit Q_t.



Le débit qui reste à un point **x** quelconque est:

$$Q(x) = Q_r\,(1 - x/L) + Q_t$$

Supposons que ce débit **reste constant** sur une petite longueur **dx**, et que la **résistance** de la conduite est **R**; la perte de charge correspondant à la longueur **dx** sera:

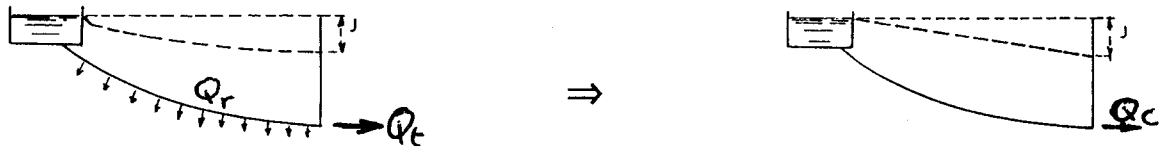
$$dy = R\,.\,[Q(x)]^2\,dx / L = R\,.\,[Q_r\,(1 - x/L) + Q_t]^2\,dx / L$$

Cette équation s'intègre, en utilisant les conditions aux limites correspondantes (à **x=0, y=0** et à **x=L, y=J**), et donne l'expression exacte de la perte de **charge totale J** :

$$J = R\,.\,[Q_t^2 + Q_r.Q_t + Q_r^2 / 3] \qquad (4.1)$$

Puisque cette expression n'est pas d'utilisation commode, on se propose alors de chercher un débit fictif (un débit de calcul noté $\mathbf{Q_c}$), supposé constant sur tout le tronçon, et qui donnerait une perte de charge équivalente à **(4.1)** dans une conduite de même résistance:

$$\mathbf{J = R \,.\, [Q_t^{\,2} + Q_r.Q_t + Q_r^{\,2} / 3] = R \,.\, [Q_c]^2} \qquad \textbf{(4.2)}$$



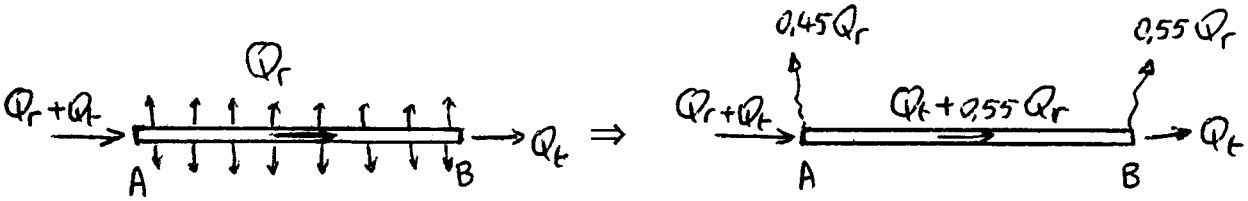
Ce qui donne : $$Q_c = \sqrt{Q_t^2 + Q_t Q_r + Q_r^2 / 3} \qquad \textbf{(4.3)}$$

Cette valeur de $\mathbf{Q_c}$ peut être encadrée par : $Q_t + 0{,}5\, Q_r < \mathbf{Q_c} < Q_t + 0{,}57\, Q_r$

En définitive, on peut pendre : $$\boxed{\mathbf{Q_c = Q_t + 0{,}55 \cdot Q_r}} \qquad \textbf{(4.4)}$$

On calcule alors la conduite (vitesse et perte de charge) comme si elle débitait un **débit constant** égal à $\mathbf{Q_t + 0{,}55 \cdot Q_r}$. Pour ne pas avoir des vitesses (données par $\mathbf{Q_c}$) très différentes des vitesses réelles dans la conduite, on limite la longueur d'un tronçon de calcul à **1000 m**.

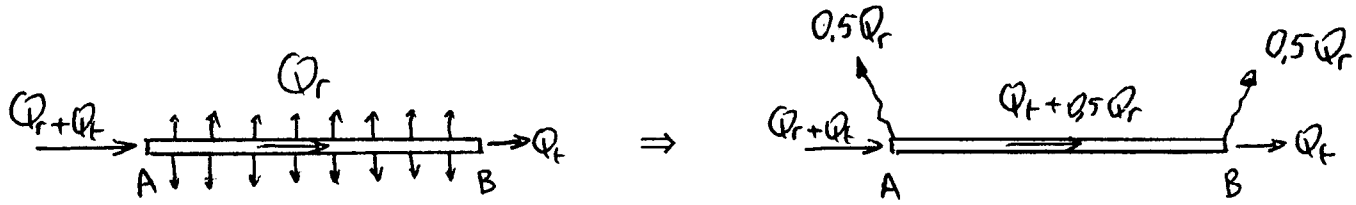
Remarque :
L'utilisation de cette valeur du débit fictif $\mathbf{Q_c}$, supposé constant, reviendrait à remplacer le débit $\mathbf{Q_r}$ consommé par les abonnés situés tout le long de la conduite par deux grands consommateurs: le premier, situé au noeud amont **A**, qui consommerait $\mathbf{0{,}45 \cdot Q_r}$ et le second, situé au noeud aval **B**, et qui consommerait $\mathbf{0{,}55 \cdot Q_r}$.



L'utilisation de l'expression **(4.4)** pour la détermination du débit de calcul équivalent suppose que l'on connaît les sens de l'écoulement dans tous les tronçons de distribution. C'est le cas pour un **réseau ramifié**.

En revanche, dans le cas d'un **réseau maillé**, on ne connaît pas, a priori, le sens de l'écoulement dans tous les tronçons du réseau. D'autant plus que, au cours des itérations de calcul d'un réseau maillé (voir plus loin), le sens de l'écoulement peut s'inverser dans quelques tronçons. Ceci rend très difficile l'utilisation de l'expression **(4.4)**. Pour simplifier le calcul des **réseaux maillés**, cette expression est alors remplacée par une autre, indépendante du sens de l'écoulement (c'est le débit moyen dans le tronçon):

$$\boxed{\mathbf{Q_c = Q_t + 0{,}5 \cdot Q_r}} \qquad \textbf{(4.5)}$$



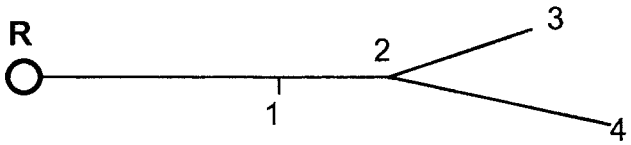
4.2.4 - Calcul des réseaux ramifiés :

Pour un réseau de distribution, on connaît donc les débits de pointe de la consommation (par analyse des besoins en eau). On doit choisir le **tracé du réseau** et la localisation des **noeuds** de calcul, en se limitant à des longueurs inférieures à **1000** mètres. On en déduit alors les **longueurs des tronçons** et les **cotes des noeuds** au sol.

Le calcul des réseaux ramifiés se fait en **partant de l'extrémité** aval du réseau et en **remontant** de proche en proche jusqu'au **réservoir**. Les étapes de calcul sont les suivantes:

1- Calcul de $\mathbf{Q_r}$, de $\mathbf{Q_t}$ et ensuite $\mathbf{Q_c}$ par **(4.4)**
2- Choix du diamètre **D** qui permet d'écouler le débit $\mathbf{Q_c}$ avec une **vitesse** voisine de **0,90 m/s** (ou entre **0,60** et **1,20 m/s**). Le **diamètre minimum** étant **0,100 m** (exceptionnellement 0,080 m).
3- Calcul de la perte de charge avec $\mathbf{Q_c}$, en utilisant les abaques
4- Calcul de la **charge hydraulique** en chaque noeud et en déduire la **pression au sol**.

Exemple :



Généralement, on évite d'avoir des branchements sur la conduite principale alimentant l'agglomération ($\mathbf{Q_r}$**=0** sur le tronçon **R-1**). On prend une **rugosité** de $\mathbf{10^{-4}}$ **m** et $\mathbf{H_{min}}$**= 26 m**.

Tableau 4.1 : Caractéristiques des tronçons

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Q_r (ℓ/s)	Q_t (ℓ/s)	Q_c (ℓ/s)	Vitesse (m/s)	j (m/m)	J (m)
2 - 4	**500**	100	**10**	--	5,5	0,70	0,0062	3,10
2 - 3	**600**	100	**6**	--	3,3	0,42	0,0025	1,50
1 - 2	**800**	200	**10**	16	21,5	0,69	0,0025	2,00
R - 1	**2000**	200	**--**	26	26	0.83	0,0035	7,00

Tableau 4.2 : Caractéristiques des noeuds

Noeud	Cote du terrain naturel (m)	Charge hydraulique (m)	Pression au sol (m)
R	**295**	**295**	**0**
1	**255**	288	33
2	**254**	286	32
3	**256**	284,5	28,5
4	**250**	282,9	32,9

Les **pressions** sont alors **acceptables** (**> à 26 m et < 60 m**, dans **tous les noeuds**) et nous n'avons pas besoin de surélever le réservoir.

4.2.5 - Calcul des réseaux maillés :

Pour un **réseau maillé**, après le calcul des débits en route de tous les tronçons, on utilise l'expression **(4.5)** pour répartir ces débits aux noeuds du réseau. Il faut **vérifier** que la somme des débits aux noeuds est égale à la somme des débits en route de tous les tronçons.

Le calcul des réseaux ramifiés, tel que nous l'avons vu, ne présente pas de difficulté. En revanche, le calcul des réseaux maillés est plus compliqué. Plusieurs méthodes ont été utilisées pour réaliser ce calcul. Une des méthodes la plus utilisée est celle de **Hardy Cross**, par approximations successives, et que nous allons présenter.

• ***Méthode de Hardy Cross :***

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes (équivalentes aux lois de **Kirchoff** en électricité):

1re loi : En un noeud quelconque du réseau, la **somme des débits qui arrivent** à ce noeud est **égale à la somme des débits qui en partent :**

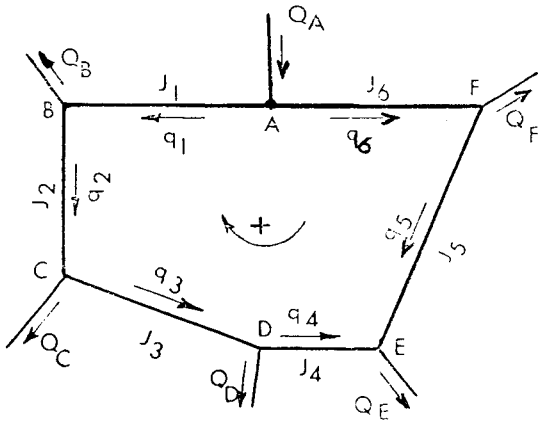
$$\Sigma Q_e = \Sigma Q_s$$

Ainsi, pour le noeud **A**, par exemple, on a:

$$Q_A = q_1 + q_6$$

2e loi : Le long d'un parcours orienté et fermé (une maille), la **somme algébrique des pertes de charge est nulle :**

$$\Sigma J = 0.$$



Ainsi, pour le contour **ABCDEF**, où l'orientation **positive** est donnée par le sens des **aiguilles** d'une montre et pour le sens d'écoulement de l'eau indiqué par les flèches :

$$J_6 + J_5 - J_4 - J_3 - J_2 - J_1 = 0$$

Ce qui revient à dire aussi que, pour **deux conduites parallèles**, les **pertes de charge sont égales**.

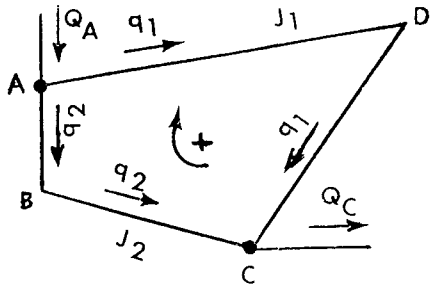
La méthode de **Hardy Cross** consiste, tout d'abord, à se fixer une **répartition provisoire des débits** ainsi qu'un **sens d'écoulement** dans tout le réseau, tout en **respectant la première loi**. Cette première répartition permet de **choisir les diamètres**, tout au moins provisoires, des canalisations (avec des **vitesses** entre **0,70** et **1,10 m/s**) et de calculer les **pertes de charge** correspondantes.

Ordinairement, la somme algébrique des pertes de charge ne peut pas être nulle, dans toutes les mailles, dès le premier coup. **Sans changer les diamètres choisis** et **sans perturber la première loi**, on doit **modifier** la répartition initiale supposée des **débits** dans les tronçons afin de rectifier les pertes de charge et **vérifier la deuxième loi**.

Nous allons voir comment on trouve **la rectification** de débit à apporter à la première répartition. Prenons pour cela un exemple simple d'une seule maille.

On décompose arbitrairement Q_A en q_1 et q_2 tels que:

$$Q_A = q_1 + q_2 = Q_C$$



On choisit les deux diamètres en fonction des débits q_1 et q_2, lesquels engendrerons les pertes de charge : J_1 sur **ADC** et J_2 sur **ABC**.

On doit alors vérifier que (**2e loi**): $J_1 - J_2 = 0$

Généralement, cette loi n'est pas vérifiée dès le premier coup et nous allons chercher la correction à faire: Δq_1

En utilisant les résistances des conduites sur les longueurs L_1 et L_2 (R_1 et R_2), on écrit que :

$$J_1 = R_1.q_1^2 \qquad \text{et} \qquad J_2 = R_2.q_2^2$$

La correction des débits à faire Δq_1, et qui donnerait $(q_1+\Delta q_1)$ et $(q_2-\Delta q_1)$, doit conduire à la vérification de la deuxième loi: $R_1.(q_1+\Delta q_1)^2 - R_2.(q_2-\Delta q_1)^2 = 0$

En négligeant le terme Δq_1^2, on trouve :

$$\Delta q_1 = \frac{-R_1 q_1^2 + R_2 q_2^2}{2\,(R_1 q_1 + R_2 q_2)} = -\frac{J_1 - J_2}{2\,(\frac{J_1}{q_1} + \frac{J_2}{q_2})} \qquad \textbf{(4.6)}$$

En utilisant le fait que $R_1 = J_1 / q_1^2$ et $R_2 = J_2 / q_2^2$.

A partir de **(4.6)**, on déduit que:

Si $J_1 - J_2 < 0$, le débit q_1 est alors **insuffisant** et il faut l'**augmenter**, c'est ce qui fait que Δq_1 est **positif**.

Si $J_1 - J_2 > 0$, le débit q_1 est alors trop **important** et il faut le **diminuer**, c'est ce qui fait que Δq_1 est **négatif**.

En généralisant l'expression **(4.6)** à un **contour fermé quelconque**, comportant **n** tronçons, on peut écrire que :

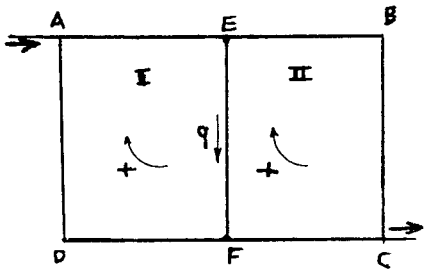
$$\boxed{\Delta q = -\frac{\sum_{i=1}^{n} J_i}{2\sum_{i=1}^{n}\left|\frac{J_i}{q_i}\right|}} \qquad \textbf{(4.7)}$$

Rappelons que les **débits positifs**, par rapport à l'orientation choisie, seront corrigés par Δq, affecté de **son signe**, alors que les **débits négatifs** seront corrigés par Δq multiplié par **−1**.

Si, pour les nouveaux débits, la deuxième loi n'est toujours pas vérifiée, il faudra de nouveau corriger les débits. Ainsi, on se rapprochera de zéro pour la somme algébrique des pertes de charge du contour.

Dans le cas de deux **mailles adjacentes**, la **conduite commune** sera affectée par les **deux corrections** des débits calculées pour les deux mailles, affectées de leurs signes respectifs.

Prenons l'exemple de la **conduite EF** (voir figure) dans laquelle le débit initial est **q**.



Puisque dans la maille **I** le débit **q** est **positif**, la correction est alors $+\Delta q_I$. Dans la maille **II**, le débit **q** est **négatif** et la correction est $-\Delta q_{II}$.

D'où, la correction finale du débit **q** de **EF** est :

$$\Delta q = +\Delta q_I - \Delta q_{II}$$

On arrête les itérations lorsque, pour **toutes les mailles**:

$\lvert\Delta q\rvert \leq 0{,}5\ \ell/s$	et	$\lvert\Sigma J\rvert \leq 0{,}2$ m	et même 0,5 m

Dans le cas où le calcul est fait à l'aide d'un **micro-ordinateur**, on peut aller plus loin dans la **précision** (par exemple : $\lvert\Delta q\rvert \leq 0{,}1\ \ell/s$ ou $\lvert\Sigma J\rvert \leq 0{,}01$ m).

Pour réaliser les calculs, on peut utiliser le **tableau 4.3** ci-dessous, ensuite le **tableau 4.2**.

					1ére Itération						2ème Itération					
Maille	M.Adj.	N° du Tronçon	Long. m	Diam. mm	Q l/s	V m/s	j m/m	J m	J/Q -	ΔQ l/s	Q l/s	V m/s	j m/m	J m	J/Q -	ΔQ l/s
I																
								ΣJ	$\Sigma\lvert\frac{J}{Q}\rvert$	ΔQ				ΣJ	$\Sigma\lvert\frac{J}{Q}\rvert$	ΔQ
II																
								ΣJ	$\Sigma\lvert\frac{J}{Q}\rvert$	ΔQ				ΣJ	$\Sigma\lvert\frac{J}{Q}\rvert$	ΔQ

Tableau 4.3: Calcul des réseaux maillés.

Si la solution obtenue ne vérifie pas les conditions imposées (des **vitesses** entre **0,60** et **1,20 m/s** et, éventuellement, des **pressions suffisantes**), on doit **modifier le choix** initial des **diamètres** de certains tronçons et recommencer le calcul dès le début.

Un **exemple** de calcul d'un petit **réseau maillé** est donné dans l' **ANNEXE 4.2**.

Notons que la solution (la répartition finale des débits) sera fonction des diamètres choisis dès le départ (qui dépendent de la première répartition des débits). **La solution n'est donc pas unique**. Un calcul détaillé des coûts permet, éventuellement, de choisir **la solution la plus économique** (la meilleure répartition des diamètres).

La **méthode de Hardy Cross** a permi la mise au point de **plusieurs logiciels** de calcul d'écoulement dans les réseaux maillés en charge et qui sont disponibles actuellement (exemple: **LOOP**).

• ***Autres méthodes :***

D'autres méthodes peuvent être utilisées pour le calcul des réseaux maillés. Parmi celles-ci, il y a des **méthodes anciennes**, qui ne sont plus utilisées actuellement, comme les **méthodes graphiques**, les méthodes utilisant l'**analogie avec les circuits électriques** et les méthodes basées sur la **transformation** du réseau **en réseau ramifié** équivalent.

Suite au développement des ordinateurs et des méthodes numériques, d'**autres méthodes, plus modernes et surtout plus rapides**, sont proposées (exemple: **la méthode de Newton-Raphson**). En **ANNEXE 4.3**, nous présentons les équations de base ainsi que les principes de quelques unes de ces méthodes de calcul (d'après **Valiron f.**, 1989)

4.2.6 - 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 noeuds 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).

4.3 - Eléments particuliers des réseaux de distribution :

4.3.1 - Pose des canalisations :

Les **types de tuyaux** utilisés pour les réseaux de distribution sont les mêmes utilisés pour les conduites d'adduction (voir **§3.4.1**).

La **pose des canalisations** de distribution se fait aussi de la même manière que les conduites de d'adduction (voir aussi **§3.4.5**). Les conduites de distribution sont, généralement, **enterrées sous le trottoir** (de **1 à 1,5 m** de profondeur), pour éviter les conséquences des vibrations dues à la circulation des véhicules. Exceptionnellement, pour les grands diamètres ou pour les petites rues, on peut poser les canalisations au milieu de la chaussée.

Dans le cas d'une rue importante, une canalisation peut être posée sous chaque trottoir, pour éviter la traversée de la chaussée pour chaque branchement.

En vue d'une **pose correcte en terre des canalisations en ville**, il faut garder une **distance minimale**, **entre 0,20 et 0,50 m**, des autres canalisations éventuelles (conduites de gaz, conduites d'assainissement, câbles électriques, câbles téléphoniques et câbles T.V.). Il faut aussi garder une **distance minimale de 1,50 m** des **arbres**.

4.3.2 - Branchements :

L'alimentation en eau des consommateurs se fait par des petites ramifications, sur le réseau de distribution, appelées **branchements**. Le diamètre de ces branchements est déterminé en fonction du débit nécessaire à l'alimentation de l'abonné. Actuellement, en Tunisie, on utilise principalement des tuyaux en **plastique** pour ces branchements.

Tout branchement peut être raccordé soit sur une **conduite vide**, soit sur une **conduite en service** ou en charge (voir les **figures** de la page suivante).

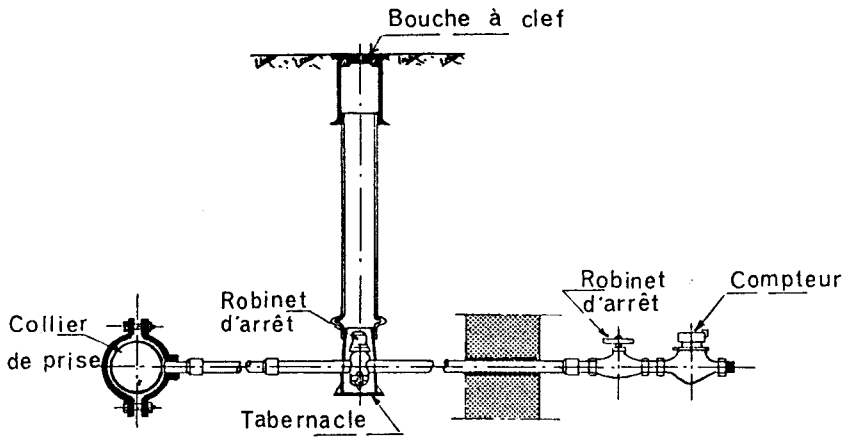
4.3.3 - Accessoires :

Nous avons vu, en **§3.4.4** et **§3.4.5**, les différents accessoires utilisés dans les conduites d'eau potable (compteurs, vannes, robinets et ventouses).

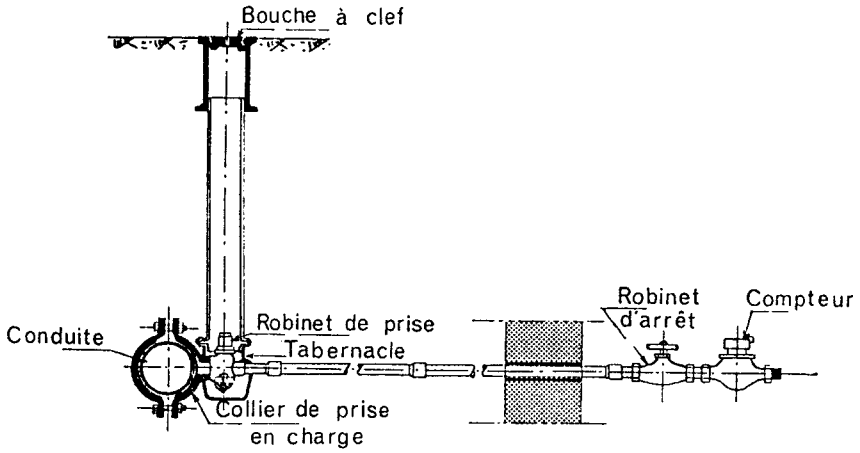
D'**autres accessoires**, spécifiques aux réseaux de distribution, sont utilisés. Les appareils hydrauliques rencontrés dans un réseau de distribution d'eau potable sont les suivants:

- **Fontaines publiques**
- **Bouches d'incendie et poteaux d'incendie**
- **Bouches de lavage et/ou d'arrosage.**

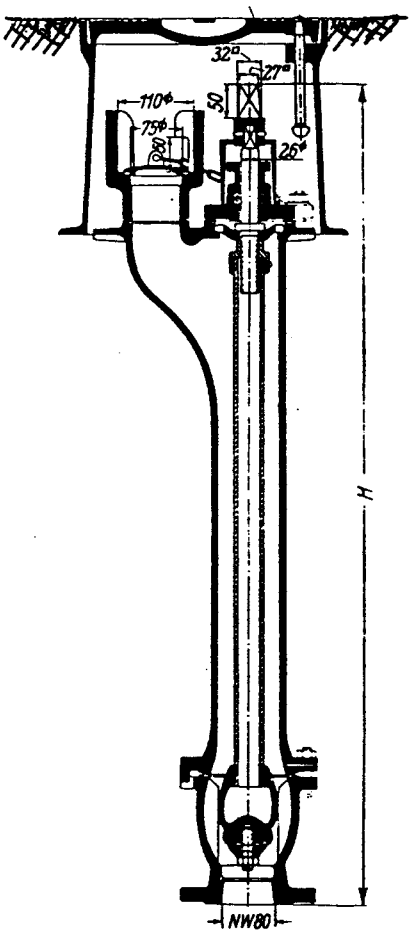
Ces appareils sont raccordés directement sur les canalisations de distribution. Les prises d'incendie peuvent être souterraines (**bouches d'incendie**) ou en surface (**poteaux d'incendie**). Les poteaux d'incendie peuvent comporter plusieurs prises (possibilité de branchement de plusieurs lances d'incendie) et servir également à l'arrosage des plantations et au lavage des voies et caniveaux (voir les **figures** de la page suivante).



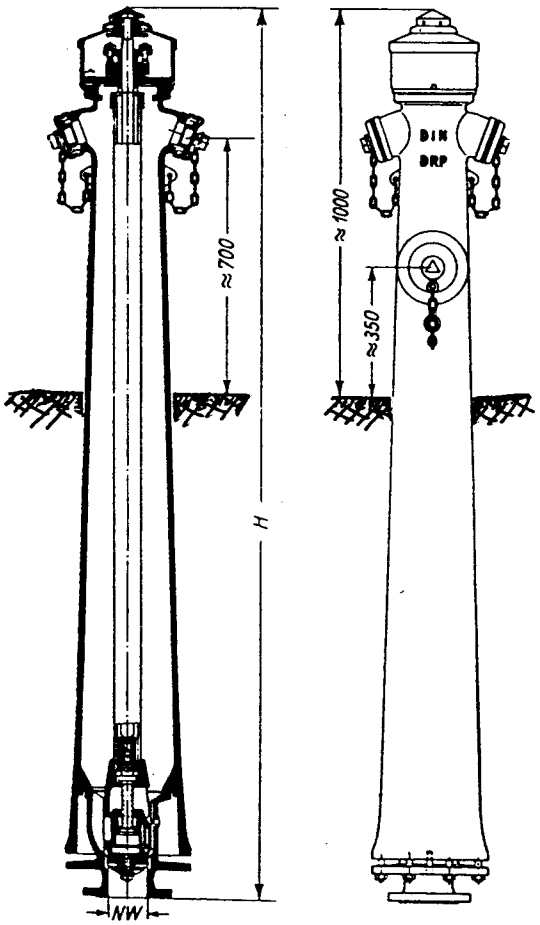
Prise sur une conduite vide.



Prise sur une conduite en service.



Bouche d'incendie.



Poteau d'incendie.

4.3.4 - Recherche des fuites dans les canalisations :

Les **pertes** d'eau dans les réseaux de distribution représentent, généralement, **environ 20 %** du volume d'eau injecté dans ces réseaux. Ces pertes d'eau (principalement les **fuites**) se traduisent par une **perte financière** considérable pour la collectivité et surtout par le **gaspillage** d'une **source très rare** que représente l'eau.

La **détection des fuites** constitue dès lors une **opération nécessaire et obligatoire**, surtout pour la **Tunisie** caractérisée par un climat semi-aride et où les ressources en eau sont limitées.

Les **grandes fuites** d'eau (**rupture des canalisations**) sont, en général, **visibles en surface**.

Les **petites fuites** sont **plus difficiles** à détecter.

Les différentes méthodes utilisées pour la détection et la localisation des fuites se basent sur la détection des **ondes sonores** émises par l'eau qui s'échappe à travers les orifices où se produisent les fuites. Les ondes sont soit amplifiées par des amplificateurs mécaniques ou électroniques (les **détecteurs sonores**), soit en utilisant la corrélation acoustique entre deux points différents de la conduite.

Ces méthodes sont utilisées lors de **tournées systématiques**, dans tout le réseau de distribution, pour chercher d'éventuelles fuites, ou lors d'**une campagne** visant une **région précise** où des chutes de pression observées chez les consommateurs soupçonnent la présence de fuites.

La nouvelle tendance mondiale vers laquelle s'orientent actuellement les sociétés de distribution d'eau est le **contrôle du fonctionnement du réseau en continu**.

Il s'agit de placer des **capteurs, en continu, de pressions et de débits** dans tout le réseau. Les données sont transmises à un ordinateur central qui les rassemble et permet de gérer le réseau en temps réel. Cette procédure permet de contrôler le fonctionnement du réseau d'une part, et de localiser les tronçons sièges de fuites d'autre part.

Ainsi, une **intervention rapide** pour les travaux de réparation **est possible**, et permet une économie considérable d'eau.

Le seul **inconvénient** de cette méthode est son **coût très élevé** : des capteurs, réseau câblé de transmission des données ou matériel de télémesure, une unité centrale de collecte et de traitement des données,...

ANNEXE 4.1

Exemples de calcul du volume des réservoirs

Soit **a** le débit horaire moyen de la journée de pointe (**a = Q_{jmax} / 24**)

1- <u>Pour une petite ville</u> (coefficient de pointe horaire = **3,5**)

Variante		V 1		V 2	
heure	Consom-mation (q_c)	arrivée (q_a)	q_a - q_c cumulé	arrivée (q_a)	q_a - q_c cumulé
0 - 1	0,125 a	a	0,875 a	2,4 a	2,275 a
1 - 2	0,125 a	a	1,75 a	2,4 a	4,55 a
2 - 3	0,125 a	a	2,625 a	2,4 a	6,825 a
3 - 4	0,125 a	a	3,5 a	2,4 a	9,1 a
4 - 5	0,125 a	a	4,375 a	2,4 a	11,375 a
5 - 6	0,125 a	a	5,25 a	2,4 a	13,65 a
6 - 7	a	a	5,25 a	-	12,65 a
7 - 8	3,5 a	a	2,75 a	-	9,15 a
8 - 9	3,5 a	a	0,25 a	-	5,65 a
9 - 10	3,5 a	a	- 2,25 a	-	2,15 a
10 - 11	3,5 a	a	- 4,75 a	-	- 1,35 a
11 - 12	0,4 a	a	- 4,15 a	-	- 1,75 a
12 - 13	0,4 a	a	- 3,55 a	-	- 2,15 a
13 - 14	0,4 a	a	- 2,95 a	-	- 2,55 a
14 - 15	0,4 a	a	- 2,35 a	-	- 2,95 a
15 - 16	0,4 a	a	- 1.75 a	-	- 3,35 a
16 - 17	2 a	a	- 2,75 a	-	- 5,35 a
17 - 18	2 a	a	- 3,75 a	-	- 7,35 a
18 - 19	0,5 a	a	- 3,25 a	-	- 7,85 a
19 - 20	0,5 a	a	- 2,75 a	-	- 8,35 a
20 - 21	0,5 a	a	- 2,25 a	2,4 a	- 6,45 a
21 - 22	0,5 a	a	- 1,75 a	2,4 a	- 4,55 a
22 - 23	0,125 a	a	- 0,875 a	2,4 a	- 2,275 a
23 - 24	0,125 a	a	0	2,4 a	0
total	**24 a**	**24 a**		**24 a**	

Le volume nécessaire des réservoirs sera alors égal à :

V_0 =(5,25 + 4,75).a = **10.a** ; pour la **variante 1(soit environ 50% de Q_{jmax}).**

V_0 = (13,65 + 8,35).a = **22.a** ; pour la **variante 2 (soit environ Q_{jmax}).**

2- **Pour une ville moyenne** (coefficient de pointe horaire = 2)

Variante		V 1		V 2		V 3	
	Consom-	arrivée		arrivée		arrivée	
heure	mation (q_c)	(q_a)	q_a - q_c cumulé	(q_a)	q_a - q_c cumulé	(q_a)	q_a - q_c cumulé
0 - 1	0,5 a	a	0,5 a	2,4 a	1,9 a	0,5 a	0
1 - 2	0,5 a	a	a	2,4 a	3,8 a	0,5 a	0
2 - 3	0,5 a	a	1,5 a	2,4 a	5,7 a	0,5 a	0
3 - 4	0,5 a	a	2 a	2,4 a	7,6 a	0,5 a	0
4 - 5	0,5 a	a	2,5 a	2,4 a	9,5 a	0,5 a	0
5 - 6	0,7 a	a	2,8 a	2,4 a	11,2 a	0,5 a	- 0,2 a
6 - 7	a	a	2,8 a	-	10,2 a	1,5 a	0,3 a
7 - 8	1,2 a	a	2,6 a	-	9 a	1,5 a	0,6 a
8 - 9	1,4 a	a	2,2 a	-	7,6 a	1,5 a	0,7 a
9 - 10	1,7 a	a	1,5 a	-	5,9 a	1,5 a	0,5 a
10 - 11	2 a	a	0,5 a	-	3,9 a	1,5 a	0
11 - 12	1,7 a	a	- 0,2 a	-	2,2 a	1,5 a	- 0,2 a
12 - 13	1,4 a	a	- 0,6 a	-	0,8 a	a	- 0,6 a
13 - 14	1,2 a	a	- 0,8 a	-	- 0,4 a	a	- 0,8 a
14 - 15	1,2 a	a	- a	-	- 1,6 a	1,5 a	- 0,5 a
15 - 16	1,2 a	a	- 1,2 a	-	- 2,8 a	1,5 a	- 0,2 a
16 - 17	1,4 a	a	- 1,6 a	-	- 4,2 a	1,5 a	- 0,1 a
17 - 18	a	a	- 1,6 a	-	- 5,2 a	1,5 a	0,4 a
18 - 19	a	a	- 1,6 a	-	- 6,2 a	1,5 a	0,9 a
19 - 20	a	a	- 1,6 a	-	- 7,2 a	0,5 a	0,4 a
20 - 21	0,7 a	a	- 1,3 a	2,4 a	- 5,5 a	0,5 a	0,2 a
21 - 22	0,7 a	a	- a	2,4 a	- 3,8 a	0,5 a	0
22 - 23	0,5 a	a	- 0,5 a	2,4 a	- 1,9 a	0,5 a	0
23 - 24	0,5 a	a	0	2,4 a	0	0,5 a	0
total	24 a	24 a		24 a		24 a	

Le volume nécessaire des réservoirs sera alors égal à :

V_0 = (2,8 + 1,6).a = **4,4.a** ; pour la **variante 1 (soit environ 20% de Q_{jmax}).**

V_0 = (11,2 + 7,2).a = **18,4.a** ; pour la **variante 2 (soit environ 80% Q_{jmax}).**

V_0 = (0,8 + 0,9).a = **1,7.a** ; pour la **variante 3 (soit environ 8% Q_{jmax}).**

3- **Pour une grande ville** (coefficient de pointe horaire = **1,5**)

Variante		V 1		V 3	
heure	Consom-mation (q_c)	arrivée (q_a)	q_a - q_c cumulé	arrivée (q_a)	q_a - q_c cumulé
0 - 1	0,5 a	a	0,5 a	0,5 a	0
1 - 2	0,5 a	a	a	0,5 a	0
2 - 3	0,5 a	a	1,5 a	0,5 a	0
3 - 4	0,5 a	a	2 a	0,5 a	0
4 - 5	0,7 a	a	2,3 a	0,5 a	- 0,2 a
5 - 6	0,9 a	a	2,4 a	0,5 a	- 0,6 a
6 - 7	a	a	2,4 a	1,5 a	- 0,1 a
7 - 8	1,2 a	a	2,2 a	1,5 a	0,2 a
8 - 9	1,5 a	a	1,7 a	1,5 a	0,2 a
9 - 10	1,5 a	a	1,2 a	1,5 a	0,2 a
10 - 11	1,5 a	a	0,7 a	1,5 a	0,2 a
11 - 12	1,5 a	a	0,2 a	1,5 a	0,2 a
12 - 13	1,1 a	a	0,1 a	a	0,1 a
13 - 14	1,1 a	a	0	a	0
14 - 15	1,2 a	a	-0,2 a	1,5 a	0,3 a
15 - 16	1,4 a	a	-0,6 a	1,5 a	0,4 a
16 - 17	1,4 a	a	- a	1,5 a	0,5 a
17 - 18	1,2 a	a	-1,2 a	1,5 a	0,8 a
18 - 19	1,1 a	a	-1,3 a	1,5 a	1,2 a
19 - 20	a	a	-1,3 a	0,5 a	0,7 a
20 - 21	0,9 a	a	-1,2 a	0,5 a	0,3 a
21 - 22	0,8 a	a	- a	0,5 a	0
22 - 23	0,5 a	a	-0,5 a	0,5 a	0
23 - 24	0,5 a	a	0	0,5 a	0
total	24 a	24 a		24 a	

Le volume nécessaire des réservoirs sera alors égal à :

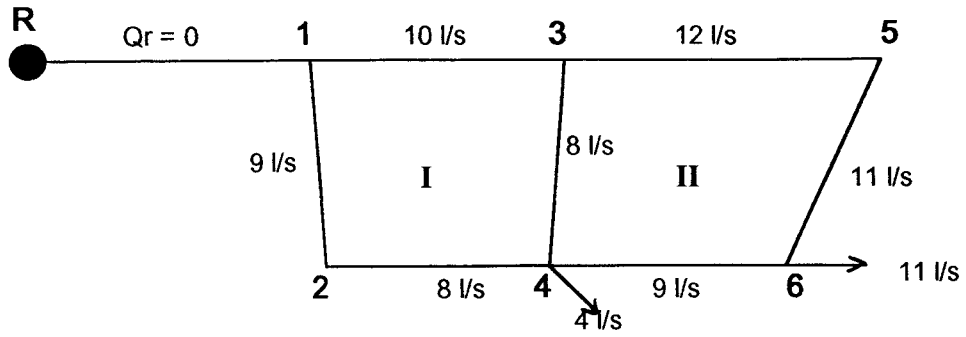
V_0 = (2,4 + 1,3).a = **3,7.a** ; pour la **variante 1 (soit environ 16% de Q_{jmax}).**

V_0 = (0,6 + 1,2).a = **1,8.a** ; pour la **variante 2 (soit environ 8% de Q_{jmax}).**

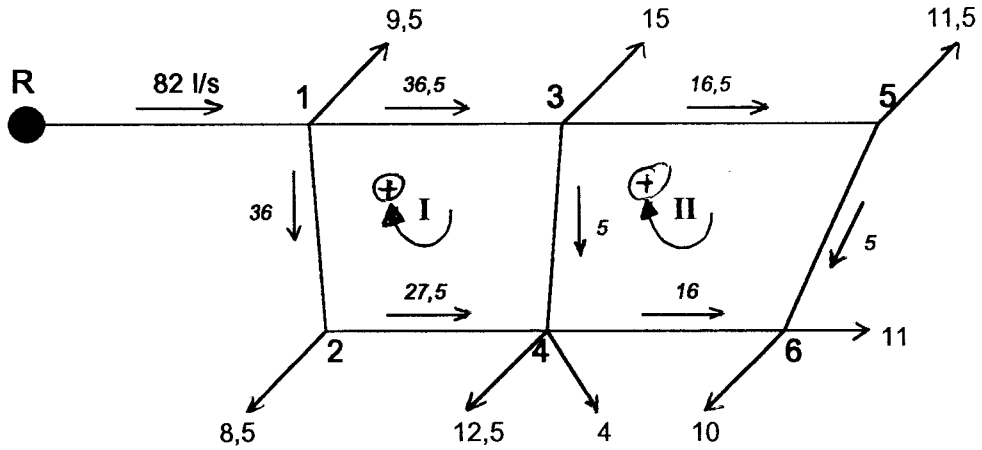
ANNEXE 4.2

Exemple de calcul d'un réseau maillé

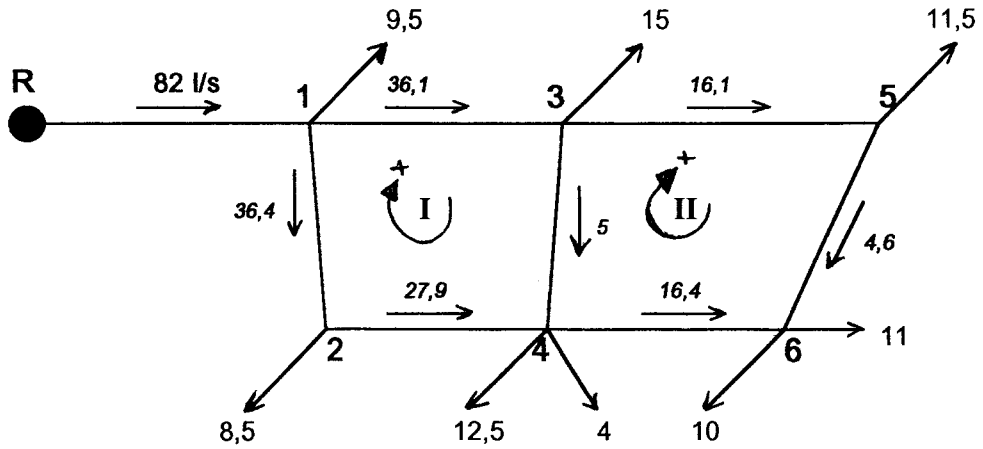
Soit le **réseau maillé** suivant (les **<u>débits en route</u>** sont indiqués sur les tronçons, en **ℓ/s**):



Les **débits en route** sont transformés en **<u>débits aux noeuds</u>**. Nous choisissons alors une **<u>première répartition</u>**, arbitraire, **<u>des débits</u>** dans les différents tronçons qui vérifie **la loi des débits aux noeuds, $\Sigma Q_n = 0$** (voir la figure ci-dessous, **tous les débits sont** en **ℓ/s**).



Nous avons **calculé** ce réseau (dont la **rugosité** est **10^{-4} m**) par la **méthode de Hardy Cross** (voir la **feuille de calcul**), la **<u>répartition finale des débits</u>** dans les tronçons est la suivante :



Les **vitesses** (finales) dans tous les tronçons sont **acceptables (entre 0,6 et 1,2 m/s)**.

TABLEAU DE CALCUL DES RESEAUX MAILLES

$$\Delta Q = \frac{-\Sigma J}{2\Sigma\left|\frac{J}{Q}\right|}$$

					1ére Itération						2ème Itération					
Maille	M.Adj.	N° du Tronçon	Long. m	Diam. mm	Q l/s	V m/s	j m/m	J m	J/Q -	Δ Q l/s	Q l/s	V m/s	j m/m	J m	J/Q -	Δ Q l/s
I		1-2	850	250	36	0,73	0,0022	-1,87	0,052	+0,2	36,2	0,74	0,0022	-1,87	0,052	+0,2
		1-3	900	250	36,5	0,74	0,0023	+2,07	0,057	-0,2	36,3	0,74	0,0022	+1,98	0,055	-0,2
		2-4	750	200	27,5	0,88	0,0040	-3	0,109	+0,2	27,7	0,88	0,0040	-3	0,108	+0,2
	II	3-4	600	100	5	0,64	0,0053	+3,18	0,636	-0,2 / +0,3	5,1	0,65	0,0054	+3,24	0,635	-0,2 / +0,1
							Σ	+0,38	0,854	-0,2			Σ	+0,35	0,85	-0,2
II	I	3-4	600	100	5	0,64	0,0053	-3,18	0,636	+0,3 / -0,2	5,1	0,65	0,0054	-3,24	0,635	+0,1 / -0,2
		3-5	700	150	16,5	0,93	0,0065	+4,55	0,276	-0,3	16,2	0,91	0,0062	+4,34	0,268	-0,1
		4-6	600	150	16	0,91	0,0061	-3,66	0,229	+0,3	16,3	0,91	0,0063	-3,78	0,232	+0,1
		5-6	650	100	5	0,64	0,0053	+3,45	0,689	-0,3	4,7	0,60	0,0047	+3,06	0,651	-0,1
							Σ	+1,16	1,83	-0,3			Σ	+0,38	1,786	-0,1

>0,2 m <0,5 l/s >0,2 m <0,5 l/s

4.28

TABLEAU DE CALCUL DES RESEAUX MAILLES (SUITE)

	3ème Itération						4ème Itération						5ème Itération					
N° du Tronçon	Q l/s	V m/s	j m/m	J m	J/Q -	ΔQ l/s	Q l/s	V m/s	j m/m	J m	J/Q -	ΔQ l/s	Q l/s	V m/s	j m/m	J m	J/Q -	ΔQ l/s
1-2	36,4	0,74	0,0023	-1,96	0,054													
1-3	36,1	0,73	0,0022	+1,98	0,055													
2-4	27,9	0,89	0,0041	-3,08	0,110													
3-4	5	0,64	0,0053	+3,18	0,636													
			Σ	+0,12	0,855	-0,07	< 0,5 l/s											
3-4	5	0,64	0,0053	-3,18	0,636													
3-5	16,1	0,91	0,0061	+4,27	0,265													
4-6	16,4	0,93	0,0064	-3,84	0,234													
5-6	4,6	0,58	0,0045	+2,93	0,637													
			Σ	+0,18	1,772	-0,05	< 0,5 l/s											

< 92 m

ANNEXE 4.3

Calcul de l'écoulement dans un réseau maillé

(d'après **F. VALIRON**, 1989)

1. INTRODUCTION

L'objectif du calcul de l'écoulement dans un réseau donné est la détermination des paramètres hydrauliques du réseau:

- débits, vitesses et pertes de charge dans les canalisations,
- charges piézométriques et pressions aux nœuds du réseau.

Si le réseau est équipé d'ouvrages spéciaux, la connaissance de ces paramètres hydrauliques permet, en outre, de déterminer le mode de fonctionnement de ces ouvrages (pompes, clapets,...).

Le calcul en régime permanent suppose que les débits délivrés aux nœuds de distribution du réseau, ainsi que les pertes le long des canalisations, sont constants. Une suite de calculs en régime permanent, menés pour différentes heures de la journée, permet cependant de dresser la chronique de l'évolution des stockages dans les réservoirs.

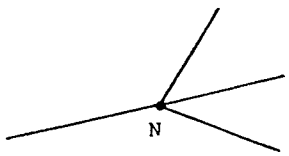
2. DESCRIPTION DU RÉSEAU

Un réseau peut être décrit par les éléments qui le caractérisent. On retiendra ici, pour le calcul de l'écoulement, quatre types d'éléments: les nœuds, les arêtes, les mailles et les équipements spéciaux.

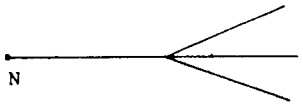
2.1. Les nœuds

Un nœud N est un point du réseau satisfaisant à l'une des conditions suivantes:

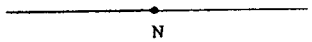
• C'est un point de jonction d'un nombre supérieur ou égal à trois canalisations:



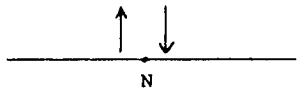
• C'est un point extrémité d'une ramification du réseau:



• C'est un point ou il s'avère nécessaire de distinguer entre partie amont et partie aval d'une canalisation (par exemple, parce que celle-ci change de dimension):



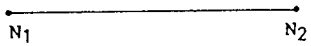
• C'est un point où se concentre une certaine consommation, ou bien un certain apport d'eau:



Parmi les nœuds, on distingue ceux dont la charge piézometrique est déterminée, appelés dans la suite de cette annexe *nœuds réservoirs*, des autres nœuds, qualifiés dans la suite de *nœuds ordinaires*.

2.2. Les arêtes

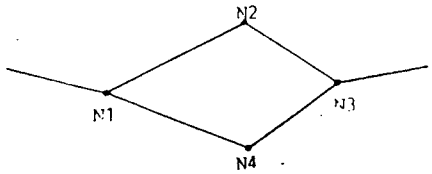
Une arête est la partie de canalisation comprise entre deux nœuds:



On supposera dans la suite qu'elle présente des caractéristiques physiques homogènes: diamètre et rugosité identiques sur tout le long de l'arête.

2.3. Les mailles

Une maille est constituée par un ensemble d'arêtes formant un cycle fermé:



2.4. Les équipements spéciaux

Le long d'un réseau sous-pression se trouve un certain nombre d'ouvrages spéciaux, permettant d'assurer la distribution sous-pression, ainsi que la sécurité

des ouvrages. Parmi ceux-ci on peut citer:

— *les stations de pompage* qui permettent de relever la charge piézométrique à un endroit donné. Une pompe est caractérisée par sa puissance et par sa courbe caractéristique qui donne la hauteur de relèvement, H.M.T., de la charge piézométrique, en fonction du débit Q qui traverse la pompe.

En effet, ces deux paramètres sont liés par une loi approximativement parabolique du type:

$$H.M.T. = aQ^2 + bQ + c$$

où a, b et c sont caractéristiques de la pompe,

— *les réducteurs de pression* qui, au contraire des stations de pompage, permettent d'abaisser la charge piézometrique à leur aval. Ces équipements créent une discontinuité hydraulique et agissent à leur aval comme des nœuds réservoirs, à plan d'eau fixe, lorsque la charge de l'écoulement qui les traverse est trop élevée. Ils maintiennent alors celle-ci à un niveau prédéterminé,

— *les clapets* qui empêchent l'eau de s'écouler dans un sens déterminé.

Un réseau peut donc être décrit comme un graphe sur lequel se trouvent un certain nombre d'ouvrages spéciaux. On supposera par la suite que ce graphe est connexe c'est-à-dire d'un seul tenant. Si tel n'était pas le cas, on pourrait partager le réseau en sous-réseaux totalement indépendants les uns des autres.

3. LA MODÉLISATION DE L'ÉQUIPEMENT

On décrira tout d'abord les données nécessaires au calcul, puis les inconnues, enfin les équations qui permettent de relier les unes et les autres.

3.1. Les données

Elles concernent:

— le nombre de nœuds IN,

— le nombre d'arêtes IT,

Le nombre de mailles, IM, est alors donné par la formule d'Euler:

$$IM = IT - IN + 1$$

— le graphe topologique du réseau, qui peut être représenté par une matrice $IN \times IN$:

$A_{j_1 j_2} = i$, si l'arête i joint les nœuds j_1 et j_2

$A_{j_1 j_2} = 0$, sinon,

— l'ensemble des nœuds réservoirs, INR, et leur charge fixe $HFIX_j, j = 1$ à INR;

— l'ensemble des nœuds ordinaires, $INO (IN = INR + INO)$, et leur cote de terrain naturelle $Z_j, j = 1$ à INO;

— les débits de distribution appelés aussi consommations, à chaque nœud, $C_j, j = 1$ à IN.

4.31

Les débits d'apports peuvent être modélisés comme des consommations négatives;

— les caractéristiques des arêtes: diamètre ϕ_i, rugosité k_i, longueur L_i et débit de fuite par unité de longueur F_i, pour $i = 1$ à IT;

— l'emplacement et les caractéristiques des ouvrages spéciaux (on supposera que ceux-ci sont toujours localisés sur une arête):
- paramètres de la courbe caractéristique pour une pompe (coefficients a, b, c ou trois points de la courbe $(HMT_1, Q_1), (HMT_2, Q_2), (HMT_3, Q_3)$),
- charge fixe maximale à l'aval d'un réducteur,
- sens de l'écoulement autorisé pour un clapet.

3.2. Les inconnues

Ce sont:
— les débits Q_i, les vitesses V_i et les pertes de charge PC_i, dans les arêtes, pour $i = 1$ à IT;
— les charges piézométriques H_j et les pressions P_j, aux nœuds ordinaires, pour $j = 1$ à INO.

3.3. Les équations

On peut tout de suite remarquer que les $(3IT + 2INO)$ inconnues se réduisent à $(2IT + INO)$ très simplement. En effet, le débit et la vitesse d'une même arête sont liés par l'équation:

$$Q_i = V_i \times S_i \tag{1}$$

où S_i est la surface mouillée de l'arête en question, égale à $\frac{\pi.\phi_i^2}{4}$ dans le cas d'une canalisation sous-pression.

Q_i étant donné, Q_i et V_i sont directement liés.

De même la charge H_j et la pression P_j, au nœud j, se déduisent l'une de l'autre par simple translation:

$$P_j = H_j - Z_j \tag{2}$$

On conservera donc par la suite les seules inconnues $(Q_i, PC_i, i = 1$ à IT) et $(H_j, j = 1$ à INO).

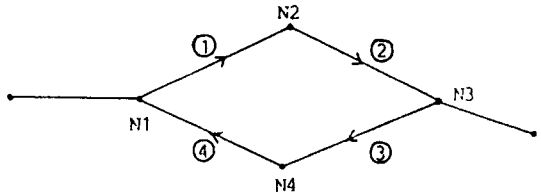
L'équilibre hydraulique du réseau est déterminé par deux lois physiques de base, habituellement dénommées lois de Kirschhoff:

— l'équation de continuité, ou loi de Kirschhoff aux nœuds, qui établit que la somme des débits quittant chaque nœud ordinaire j est égale à la somme des débits y parvenant:

$$\sum_{\substack{i=1 \\ i \to j}}^{IT} Q_i - \sum_{\substack{i=1 \\ i \leftarrow j}}^{IT} Q_i - C_j = 0, \text{ pour tout } j = 1 \text{ à } INO \tag{3}$$

— l'équation énergétique, ou loi de Kirschhoff aux mailles, qui s'exprime sous deux formes:

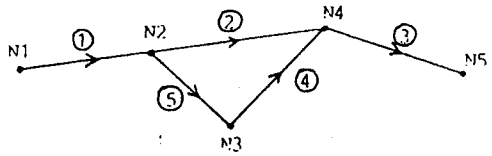
- une équation par maille, qui exprime la nullité sur chaque maille, de la somme des pertes de charge le long des arêtes la constituant:



$$PC_1 + PC_2 + PC_3 + PC_4 = 0 \tag{4}$$

On obtient ainsi: $IM = IT - IN + 1$ équations

- une équation par réservoir, en sus du premier réservoir qui exprime la constance de la perte de charge le long d'une chaîne d'arêtes joignant deux réservoirs:



$N1$ et $N5$ sont des nœuds-réservoirs.

$$PC_1 + PC_2 + PC_3 = HFIX_5 - HFIX_1 \tag{5}$$

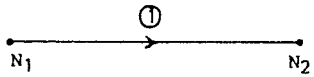
Remarque:

On aurait également pu choisir le chemin $\{1 - 5 - 4 - 3\}$ ce qui aurait donné:
$PC_1 + PC_5 + PC_4 + PC_3 = HFIX_5 - HFIX_1$, équation que l'on retrouve facilement à partir de (5) et de l'équation: $PC_2 - PC_4 - PC_5 = 0$, de type (4), le long de la maille $N2 - N4 - N3 - N2$.

On obtient ainsi $INR - 1$ équations.

Les lois de Kirschhoff permettent ainsi d'obtenir:
$INO + IT - IN + 1 + INR - 1$, soit IT équations.

A ces équations on peut ajouter, pour chaque arête i, l'équation qui permet de calculer la perte de charge PC_i de cette arête, comme différence des charges des nœuds extrémités:



$$PC_1 = H_{N2} - H_{N1} \tag{6}$$

4.32

Ces équations de type (6) permettent de retrouver intégralement les équations de type (4) et de type (5). Elles permettent également de dire que le calcul des pertes de charge ($PC_i, i = 1$ à IT) est strictement équivalent à celui des charges ($H_j, j = 1$ à INO). Le système est donc largement surdéterminé. Parmi les équations (4), (5) et (6), seules IT équations sont indépendantes.

Enfin, pour "fermer" le système, on ajoute un ensemble de IT équations, permettant d'exprimer empiriquement le lien entre le débit Q_i et la perte de charge PC_i de chaque arête i.

Cette équation empirique peut prendre différentes formes, dont le choix est en bonne part dû aux traditions locales. Parmi elles, on trouve:

• La formule de Darcy-Weisbach, employée en France. Elle exprime la perte de charge linéaire par:

$$\frac{dPC_i}{dL_i} = \frac{8\lambda_i Q_i^2}{2g\phi_i^5}$$

où λ_i est un coefficient de perte de charge, calculé habituellement par la formule implicite de Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_i}} = -2Ln\left(\frac{2,51\pi\phi_i^{\nu}}{4Q_i\sqrt{\lambda_i}} + \frac{k_i}{3,71\phi_i}\right)$$

où ν est la viscosité du fluide (ici l'eau), et k_i un coefficient de rugosité caractérisant la canalisation équipant l'arête i.

En intégrant l'équation de Darcy-Weisbach, on considère souvent que λ_i varie peu avec Q_i et que le débit de fuite par unité de longueur, F_i, est constant le long de l'arête. En ajoutant (resp. en retirant) les gains (resp. les pertes) de charge localisés dûs aux équipements spéciaux, on obtient ainsi:

$$PC_i = \frac{8\lambda_i}{\pi^2 g\phi_i^5}\int_0^{L_i}(Q_i - F_i\cdot x)\,dx + \text{gains}^{(1)} \text{ de charge dus aux pompes placées}$$

sur l'arête i − pertes[1] de charge singulières.

soit :

$$PC_i = \frac{8\lambda_i}{3\pi^2 g\phi_i^5}\frac{Q_i^3 - (Q_i - F_iL_i)^3}{F_i} + \text{gains} - \text{pertes} \qquad (7.1)$$

$$\left(\text{Si } F_i = 0,\ PC_i = \frac{8\lambda_i Q_I^2 L_i}{\pi^2 g\phi_i^5} + \text{gains} - \text{pertes}\right)$$

• La formule de Hazen-Wiliams, employée dans les pays anglo-saxons, qui donne pour chaque arête i, Q_i en fonction de PC_i. Lorsque $F_i = 0$, cette formule s'expime par:

(1) Pour le calcul de ces gains ou pertes de charge, se reporter aux ouvrages spécialisés qui figurent en bibliographie.

$$Q_i = 0,277k_i'\frac{\phi_i^{2,63}}{L_i^{0,54}}\ (PC_i - \text{gains+pertes})|PC_i - \text{gains+pertes}|^{-0,46} \qquad (7.2)$$

où k_i' est un coefficient de rugosité qui s'exprime différemment de k_i.

Les équations de type (7-1) ou (7-2), et leurs inverses, permettent de donner Q_i en fonction de PC_i, ou réciproquement PC_i en fonction de Q_i. Les équations de type (6) donnent PC_i en fonction de H_j, et réciproquement.

Il est donc possible d'exprimer les différentes autres équations de type (3), (4) et (5) en fonction d'un des trois types d'inconnues: les Q_i, les PC_i ou les H_j.

Ce choix se fera selon la méthode de résolution envisagée:
— si les Q_i ou les PC_i sont choisis comme inconnues, les équations à résoudre seront au nombre de IT: type (3), (4) et (5);
— si les inconnues sont les H_j, les équations seront seulement de type (3), car alors les équations aux mailles seront automatiquement vérifiées.

Les différentes méthodes de résolution possibles sont présentées dans le paragraphe suivant.

4. LES MÉTHODES DE RÉSOLUTION

Quelles que soient les inconnues choisies, le système à résoudre n'est pas linéaire. En effet, dans le cas où ce sont les Q_i, les équations (4) et (5) deviennent non linéaires quand on remplace les PC_i à l'aide des équations (7-1) ou (7-2). De même, quand ce sont les PC_i, le remplacement inverse rend les équations (3) non linéaires. C'est également le cas pour les inconnues H_j, quand on remplace les Q_i par les H_j, par application de (7-1) ou (7-2), et (6).

Dans tous les cas, on a donc un système de n équations non linéaires n inconnues à résoudre. Plus n sera grand, plus cette résolution sera complexe.

Or, dans les réseaux réels, IT est couramment supérieur à IN de 40 à 50 %. En général on a les relations approximatives suivantes [1]:

$$\begin{cases} IN \approx 2\,IM \\ IT \approx 3\,IM \end{cases} \qquad (8)$$

Il semble donc plus intéressant de choisir les H comme inconnues. Il serait encore plus intéressant d'avoir seulement IM inconnues. En fait, les trois méthodes (IT, INO ou IM inconnues) existent. La technique de résolution des équations qu'elles utilisent est la même, et elles ne diffèrent que par leur initialisation.

Après avoir exposé cette technique de résolution, on décrira successivement les trois méthodes.

4.33

4.1. La méthode de Newton-Raphson

Pour résoudre le système de n équations non linéaires à n inconnues, la méthode adoptée par la majorité des projeteurs de réseaux maillés (se reporter aux articles scientifiques cités dans la bibliographie) est celle présentée ci-dessous, dite de Newton-Raphson.

Dans le cas simple d'une seule équation à une seule inconue x:

$$f(x) = 0$$

La solution est recherchée en appliquant à l' inconnue des corrections successives, de valeurs absolues décroissantes, à partir d'une valeur approchée x_0.

A l'itération i, une approximation meilleure est obtenue ainsi:

$$x_i = x_{i-1} + \delta x_i \tag{9}$$

$$\delta x_i = -\frac{f(x_{i-1})}{f'(x_{i-1})} \tag{10}$$

Ce qui peut aussi s'écrire:

$$f'(x_{i-1}) \cdot \delta x_i = -f(x_{i-1}) \tag{11}$$

A l'itération $i+1$, x_i est pris comme nouvelle valeur approchée de x. Le processus est répété jusqu'à l'itération p où un critère de précision est satisfait. Le critère peut être appliqué à la valeur absolue de δx_p ou à la valeur absolue de $f(x_{p-1})$ ou encore aux deux. Alors, il est admis que: $x = x_p$.

Dans le cas d'un système de n équations non linéaires à n inconnues, et en notation matricielle, soit le vecteur x des n variables inconnues ou variables d'itération :

$$x = x_1, x_2, \ldots\ldots, x_n$$

Il s'agit de résoudre le système:

$$F(X) = f_1(x_1, \ldots\ldots, x_n), \ldots\ldots, f_n(x_1 \ldots\ldots x_n) = 0$$

La solution est recherchée en ajoutant au vecteur des variables inconnues des vecteurs de correction successifs, de normes décroissantes, à partir d'une valeur approchée x_0. A l'itération i, une approximation meilleure est obtenue ainsi:

$$X_i = X_{i-1} + \Delta X_i \tag{12}$$

$$\Delta X_i = \delta x_1, \delta x_2, \ldots\ldots, \delta x_n \tag{13}$$

$$\Delta X_i = -\frac{F(X_{i-1})}{J_{i-1}} \tag{14}$$

Ce qui peut aussi s'écrire:

$$J_{i-1} \Delta X_i = -F(X_{i-1}) \text{ ou } \Delta X_i = -J_{i-1}^{-1} . F(X_{i-1}) \tag{15}$$

J_{i-1} est la matrice jacobienne correspondant au vecteur X_{i-1}. Afin d'éviter les indices multiples, et maintenant que le processus est bien établi, la référence à l'itération i est abandonnée. L'équation (15) s'écrit alors:

$$J \Delta X = -F(X)$$

et J peut être défini par l'élément de la ligne i et de la colonne j:

$$J = \frac{\delta F(X)}{\delta X} = \frac{\delta f_i(x_1 \ldots\ldots, x_n)}{\delta x_j}$$

La similitude entre les équations (9), (10), (11) d'une part et les équations (12), (13), (14) d'autre part n'est pas fortuite. Comme dans le cas d'une seule équation,, le calcul est poursuivi jusqu'à ce qu'un ou plusieurs critères de précision soient satisfaits.

4.2. La méthode des équations aux nœuds

Dans cette méthode, les inconnues sont les INO charges piézométriques H_j. Les équations à résoudre sont les INO équation de type (3) où les Q_i sont remplacées par les H_j, par application de (7-1) ou (7-2) et (6). L'objectif est alors de corriger à chaque itération les charges H_j inconnues, afin de parvenir à satisfaire au mieux les équations.

La matrice jacobienne du système est définie positive symétrique INO.

Cette méthode a été utilisée dès 1936, par l'Américain Cross [5]. Celle-ci traitait chaque nœud individuellement, à la différence de la technique de Newton-Raphson, ce qui rendait la convergence difficile. Cette dernière a éte utilisée pour la première fois en 1963 par Martin et Peters [6]. Elle a depuis été améliorée:

- par Liu [7], qui essaie de ne conserver que la diagonale principale de la matrice jacobienne,
- par Chandrashekar et Stewart [8], qui constatent qu'elle est particulièrement creuse, ce qui leur permet de ne pas calculer expmicitement son inverse.
- par Lemieux [9], qui utilise les propriétés des matrices-bandes symétriques.

4.3. La méthode des équations aux arêtes

Les inconnues sont alors les IT débits Q_i (il est rare en effet que l'on choisisse les pertes de charge PC_i).

Parmi les IT équations du système, les INO premières de type (3) sont linéaires.

Wood et Charles [10] initialisent la méthode de Newton-Raphson avec des débits égaux à $1 m^3/s$. Jeppson et Tavallafe [11] modifient la méthode afin d'introduire les stations de pompage.

4.34

4.4. La méthode des équations aux mailles

Cette méthode nécessite tout d'abord la détermination d'une première distribution des débits, qui permette de satisfaire les équations linéaires de type (3).

L'objectif est alors de satisfaire les équations (4) et (5) par corrections successives des débits dans les mailles (ou dans les chemins entre deux réservoirs). A chaque itération, le débit de correction δQ_m de la maille m (ou du chemin m) est appliqué à tous les tronçons de la maille (ou du chemin). Les équations aux nœuds, de type (3) sont donc toujours satisfaites. Les inconnues deviennent alors les $IM+INR+1$, débits de correction à appliquer aux mailles (ou aux chemins). Les équations (4) et (5) s'expriment facilement en fonction de ces débits de correction.

Dès 1936 également, Cross [5] utilisait la méthode des équations aux mailles, en traitant celles-ci separément et en appliquant la correction de l'ensemble des mailles seulement à la fin de l'itération. La médiocrité de la convergence poussa Dubin [12], puis Voyles et Wilke [13] à utiliser la correction des mailles précédentes pour la correction des mailles suivantes. De même, pour le choix des mailles et des chemins, ces auteurs recommandent de minimiser la résistance hydraulique des parties communes à plusieurs mailles. Enfin, Jeppson et Davis [14] permirent d'inclure dans la méthode la prise en compte des réducteurs de pression.

5. CONCLUSION

Depuis une vingtaine d'années, les nouvelles possibilités offertes par l'informatique ont permis la mise au point de nombreux logiciels de calcul d'écoulement dans les réseaux maillés sous-pression. Les plus évolués d'entre eux permettent la prise en compte d'un grand nombre d'équipements spéciaux: pompes, réducteurs de pression, clapets, vannes, singularités de toute nature.

Certains permettent aussi, à partir de l'introduction de variations journalières de consommation, de l'horloge de fonctionnement des pompes et des caractéristiques des réservoirs, de déterminer la chronique de la situation des réservoirs et des pompes, ainsi que l'évolution des pressions aux nœuds et des débits dans les canalisations. En donnant une photographie, heure par heure, de l'état des réseaux, ce sont de véritables simulateurs de leur fonctionnement. Ils permettent ainsi leur conception et leur gestion automatiques(1).

---

(1) voir Tome III, ch. III, § 2.

Bibliographie

CARLIER M. : " Hydraulique générale et appliquée " - Edition Eyrolles, 1980.

DUPONT A. : " Hydraulique urbaine " - Edition Eyrolles (en 2 tomes)

Tome 1 : Hydrologie - Captage et traitement des eaux, 1974.
Tome 2 : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, 1979.

FRESENIUS : " Technologie de l'eau potable " - Edition G.T.Z. (R.F.A.), 1980.

FONADE C. : " L'eau en milieu urbain " - Notes de cours, I.N.P.-Toulouse, 1982.

GOMELLA C. & Cie : " La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales " Edition Eyrolles, 1974.

GRAF H. W. : " Hydrodynamique " - Edition Eyrolles, 1991.

VARILON F. : " Gestion des eaux : Alimentation en eau - Assainissement " Edition Presses de l'E.N.P.C.-Paris, 1989.